



بررسی آبشویی باطله های تثبیت شده سنگ آهن با سیمان به عنوان مصالح راه سازی

معصومه محمودی میمند^۱، حانیه عباسلو^۲، علیرضا غنی زاده^۳

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران- محیط زیست، دانشگاه صنعتی سیرجان؛ m1996mahmoudi@gmail.com

۲- دانشیار مهندسی عمران دانشگاه صنعتی سیرجان؛ abbaslou@sirjantech.ac.ir

۳- دانشیار مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان؛ ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

خلاصه

هدف اصلی استفاده از باطله های معدن گل گهر با یکسری مواد افزودنی جهت تثبیت است که به عنوان لایه اساس در راه سازی استفاده شود؛ قبل از استفاده از این باطله ها در راه سازی لازم است، آبشویی عناصر آلاینده این باطله ها مورد ارزیابی قرار گیرد. امیدوارکننده ترین دستاورد فنی تثبیت این است که مخلوط سیمان با باطله در لایه های اساس و زیراساس جاده و بزرگراه هایی در اطراف معدن گل گهر قابل استفاده هستند و توسعه زیرساخت اطراف معدن با هزینه کمتری انجام می شود. در واقع استفاده از سیمان به عنوان تثبیت کننده درصد رطوبت بهینه و مقاومت فشاری محصور نشده را افزایش می دهد؛ همچنین میزان آزادسازی عناصر فلزات سنگین را پس از آبشویی کاهش می دهد.

کلمات کلیدی: باطله سنگ آهن، سیمان، تثبیت، آبشویی، فلزات سنگین.

۱. مقدمه

یکی از راهکارهای مهم استفاده بهینه از خاک ها، تثبیت آن ها می باشد و از مواد مختلفی از جمله سیمان، آهک، خاکستر بادی و غیره برای تثبیت می توان استفاده کرد. یکی از چالش های مهم، تثبیت کننده های مهم باطله های معدنی و شستشوی عناصر پس از تثبیت و کاربرد مهندسی آن ها است. تثبیت خاک یکی از روش های مؤثر برای بهبود خصوصیات خاک و عملکرد سیستم روسازی است. سیمان بیشترین کار آیی را برای تثبیت باطله های سنگ آهن دارد. محتوای نسبتاً کم سیمان در مقایسه با دیگر تثبیت کننده نتایج مطلوب تری را برای استفاده به عنوان مسیر جاده برای هر بار ترافیکی دارد (Bastose et al., 2016). تثبیت یکی از روش های اصلی در تصفیه پسماند خطرناک قبل از دفع زمین و هم چنین یک روش مؤثر برای کاهش قابلیت آبشویی آلاینده ها در خاک مانند فلزات سنگین است (Hytiris et al., 2015). افزایش صنایع ذوب فلزات و معادن ممکن است باعث افزایش غلظت فلزات سنگین شود که سبب آلودگی آب های زیرزمینی و خاک های اطراف معادن می شود. لذا از فرآیند آبشویی خاک معمولاً برای ارزیابی قابلیت شستشوی مواد خطرناک مانند فلزات سنگین از خاک استفاده می شود (Imoto et al., 2015).

(2018) اهداف اصلی این تحقیق، بررسی استفاده از باطله‌های معدن گل گهر بصورت تثبیت شده با سیمان به‌عنوان لایه اساس در روسازی و بررسی آبتیوی عناصر آلاینده این باطله‌ها از دیدگاه زیست محیطی می باشد.

۲. روش کار

باطله سنگ آهن مگنتیت و هماتیت از منطقه صنعتی معدنی گل-گهرسیرجان، تهیه شد و سیمان به‌عنوان تثبیت کننده این دو باطله است. باطله سنگ آهن مگنتیت و هماتیت به ترتیب طبق سیستم طبقه‌بندی یونیفاید SM و ML نام گذاری شدند. pH باطله سنگ آهن مگنتیت ۷/۵۸ و باطله سنگ آهن هماتیت برابر با ۷/۴۹ است. در این پژوهش از ۵ درصد سیمان به‌عنوان تثبیت کننده بهینه برای هر دو باطله استفاده شد و آزمایش‌های تراکم استاندارد (ASTM D698)، مقاومت فشاری محصور نشده (ASTM D2166)، نفوذپذیری (ASTM D2434) و اندازه‌گیری pH (ASTM D4972) بر روی باطله سنگ آهن مگنتیت و هماتیت تثبیت شده با سیمان بررسی شد. آزمایش مقاومت فشاری محصور نشده و نفوذپذیری بر روی نمونه‌های تثبیت شده با سیمان پس از ۲۸ روز عمل آوری انجام می‌شود. برای بررسی غلظت خروجی فلزات سنگین باطله‌های تثبیت شده با سیمان از ستون‌های آبتیوی با pH های متفاوت (۴/۷، ۷، ۹/۵) و در زمان آبتیوی ۲۴ ساعته استفاده شد و میزان خروجی غلظت فلزات سنگین با دستگاه جذب اتمی مورد بررسی قرار گرفت. به‌طور میانگین فراوانی عناصر آهن، آلومینیوم، منگنز، وانادیوم، نیکل و کبالت در سنگ آهن بیشتر است (Soltani et al, 2017).

۳. نتایج و بحث

تراکم استاندارد با ۵٪ سیمان به‌عنوان تثبیت کننده بر روی باطله سنگ آهن مگنتیت و هماتیت به ترتیب دارای ۱۰/۳ درصد و ۱۵/۴ درصد رطوبت بهینه، حداکثر چگالی خشک آن‌ها نیز به ترتیب برابر با ۲/۱۵ و ۲/۱۱ گرم بر سانتی متر مکعب است. مقدار رطوبت بهینه باطله سنگ آهن هماتیت تثبیت شده با سیمان بیشتر است چون خاک ریزدانه بوده و دارای خاصیت چسبندگی است. در واقع افزودن سیمان به باطله سنگ آهن منجر به افزایش درصد رطوبت بهینه خاک می‌شود (Barati et al., 2020). مقاومت فشاری محصور نشده باطله سنگ آهن مگنتیت تثبیت شده با سیمان پس از ۲۸ روز عمل آوری برابر ۱/۷۵ مگا پاسکال و برای هماتیت تثبیت شده ۳/۱۶ مگا پاسکال است. pH باطله مگنتیت با ۵٪ تثبیت کننده سیمان ۱۱/۷۹ و باطله هماتیت با ۵٪ تثبیت کننده سیمان ۱۰/۹۲ به دست آمد. افزودن سیمان منجر به افزایش UCS می‌شود و علاوه بر این، افزایش قدرت پس از بهبود (بخصوص در عمل آوری ۲۸ روز) به شدت تقویت می‌شود (Barati et al., 2020). مقاومت فشاری محصور نشده هماتیت تثبیت شده بیشتر از مگنتیت در حالت تثبیت شده است. ضریب نفوذپذیری باطله‌ی مگنتیت با ۵٪ تثبیت کننده سیمان $10^{-8} \times 2/64$ سانتی متر بر ثانیه و برای باطله‌ی هماتیت با ۵٪ تثبیت کننده سیمان $10^{-7} \times 5/745$ سانتی متر بر ثانیه است. باطله مگنتیت تثبیت شده دارای ضریب نفوذپذیری کمتری نسبت به باطله هماتیت تثبیت شده می‌باشد. pH باطله مگنتیت تثبیت شده با سیمان ۱۱/۷۹ و باطله هماتیت با تثبیت کننده سیمان ۱۰/۹۲ به دست آمد؛ در واقع افزودن سیمان باعث افزایش pH باطله‌ها می‌شود.

جدول ۱ تغییرات غلظت عناصر در pH های متعدد را نشان می‌دهد. میزان غلظت خروجی عناصر مس، آهن، نیکل و منگنز در هر دو باطله سنگ آهن مگنتیت و هماتیت تثبیت شده بسیار کم شده است در واقع تثبیت میزان آبتیوی این عناصر را کاهش می‌دهد، اما غلظت عناصر روی و کادمیوم تغییر چندانی نداشته و تثبیت بر روی آبتیوی این دو عنصر تأثیر چندانی نگذاشته است. هم چنین آبتیوی در pH های متفاوت و با افزایش مدت زمان، مقدار آن افزایش پیدا نکرده است.

جدول ۴-۱۲: غلظت فلزات سنگین برای دو باطله‌ی مگنتیت و هماتیت (ppm).

Ni	Cd	Zn	Mn	Fe	Cu	pH	نوع باطله
۰/۰۳	۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۴۱	۰/۳۶	۰/۰۳	طبیعی	باطله‌ی سنگ آهن مگنتیت
۰/۰۵	۰/۰۳	۰/۰۱	۰/۱۵	۰/۲۷	۰/۰۵	طبیعی	باطله‌ی سنگ آهن هماتیت
۰/۰۵	۰/۰۲	۰/۰۰	۰/۰۵	۰/۲۵	۰/۰۲	۴/۷۰	باطله سنگ آهن
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۳۷	۰/۰۵	۷/۰۰	مگنتیت +۵٪ سیمان
۰/۰۰	۰/۰۱	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۳۱	۰/۳۹	۹/۵۰	
۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰	۰/۲۸	۰/۰۲	۴/۷۰	باطله‌ی سنگ آهن
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۲۲	۰/۰۱	۷/۰۰	هماتیت +۵٪ سیمان
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۹/۵۰	

۴. نتیجه‌گیری کلی

نتایج آزمایش تراکم استاندارد، بر روی ترکیب باطله‌های سنگ آهن و سیمان نشان داد که در صد رطوبت بهینه با افزودن سیمان افزایش می‌یابد. آزمایش مقاومت فشاری محصور نشده باطله‌ی سنگ آهن مگنتیت و هماتیت تثبیت شده با سیمان به مدت ۲۸ روز نشان داد سیمان مقاومت فشاری را افزایش می‌دهد. مقاومت فشاری باطله‌ی سنگ آهن هماتیت به علت خاصیت چسبندگی زیاد در حالت تثبیت شده مقدار آن از باطله مگنتیت بیشتر است. باطله‌ی مگنتیت تثبیت شده دارای ضریب نفوذپذیری کمتری نسبت به باطله هماتیت تثبیت شده است در آبتشویی و آزادسازی عناصر فلزات سنگین، دو باطله می‌توان گفت pH و زمان تأثیر چندانی نگذاشته است. آزمایش آبتشویی نشان داد آزادسازی عناصر بسیار ناچیز است در واقع استفاده از این باطله‌ها به عنوان مصالح در راه‌سازی دغدغه زیست محیطی ندارد.

۵. منابع

1. Bastos, L. A. D. C., Silva, G. C., Mendes, J. C., & Peixoto, R. A. F. (2016). Using iron ore tailings from tailing dams as road material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(10), 04016102.
2. Hytiris, N., Fotis, P., Stavraka, T.-D., Bennabi, A., & Hamzaoui, R. (2015). Leaching and mechanical behaviour of solidified/stabilized nickel contaminated soil with cement and geosta. *International Journal of Environmental Pollution and Remediation (IJEPR)*, 3(1), 1-8.
3. Imoto, Y., Yasutaka, T., Someya, M., & Higashino, K. (2018). Influence of solid-liquid separation method parameters employed in soil leaching tests on apparent metal concentration. *Science of the total environment*, 624, 96-105.
4. ASTM., 2015. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. D69878, West Conshohocken, PA.

5. ASTM., 2015. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Soil. D2166, West Conshohocken, PA.
6. ASTM., 2006. Standard Test Method for Permeability of Granular Soils. D2434 West Conshohocken, PA.
7. ASTM., 2013. Standard Test Method pH of Soils. D4972, West Conshohocken, PA.
8. Soltani, Naghmeh, Behnam Keshavarzi, Farid Moore, Armin Sorooshian, and Mohamad Reza Ahmadi. "Distribution of potentially toxic elements (PTEs) in tailings, soils, and plants around Gol-E-Gohar iron mine, a case study in Iran." *Environmental Science and Pollution Research* 24, no. 23 (2017): 18798-18816.
9. Barati, S., Tabatabaie Shourijeh, P., Samani, N., & Asadi, S. (2020). Stabilization of iron ore tailings with cement and bentonite: a case study on Golgohar mine. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1-16.



خصوصیات مکانیکی و زیست محیطی باطله های سنگ آهن- معدن گل گهر سیرجان

معصومه محمودی میمند^۱، حانیه عباسلو^۲، علیرضا غنی زاده^۳

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران- محیط زیست، دانشگاه صنعتی سیرجان؛ m1996mahmoudi@gmail.com

۲- دانشیار مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان؛ abbaslou@ sirjantech.ac.ir

۳- دانشیار مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان؛ ghanizadeh@ sirjantech.ac.ir

خلاصه

با توجه به رشد معادن سنگ آهن و افزایش استخراج از معادن، باطله های فراوانی تولید شده و این باطله ها جمع آوری و در سدهایی دپو می شوند. وجود فلزات سنگین درون باطله های سنگ آهن ممکن است مشکلات زیست محیطی جبران ناپذیری را ایجاد کند؛ بنابراین هدف از این پژوهش بررسی خصوصیات مکانیکی، آبتشویی و بررسی شاخص بار آلودگی باطله های مگنتیت و هماتیت سنگ آهن می باشد. نتایج نشان داد که غلظت عناصر پرمقدار از آبتشویی ناچیز است و با بررسی شاخص بار آلودگی بر روی عناصر آلاینده کننده می توان دریافت که میزان آلودگی بسیار کم است و از لحاظ زیست محیطی نمی تواند مشکلات چندانی را ایجاد کند.

کلمات کلیدی: سنگ آهن، باطله، آبتشویی، فلزات سنگین.

۱. مقدمه

توسعه سریع صنعتی مقادیر بسیار زیادی از مواد زائد معدن خطرناک را تولید کرده است. باطله های معدن حالت جامد ماندنی دارند و این باطله ها غالباً سرشار از فلزات سنگین سمی مانند سرب، نیکل، روی و غیره هستند (Li et al., 2017). باطله های معدنی یا ضایعات معدنی به مواد باقی مانده در فرایند جداسازی بخش های ارزشمند از بخش های غیر ارزشمند یک سنگ معدن گفته می شود. فعالیت های معدنی انواع زیادی از مواد زائد که اغلب حاوی غلظت بالایی از عناصر سمی هستند را به جا می گذارد باطله سنگ و خاک می تواند به عنوان زیرساخت جاده و در برنامه های بازسازی معادن پس از برداشت و تخلیه نهایی مورد استفاده قرار گیرد. بازیافت باطله های معدن برای استفاده در صنایع دیگر باعث صرفه جویی در انرژی و منابع می شود و با کاهش حجم زباله های جمع شده در معدن و مشکلات مرتبط با انباشت و دفع پسماندهای معدن همراه است (Shahaba et al., 2017). باطله های معدن ممکن است به دلیل شسته شدن مخازن، مشکلات محیط زیستی را ایجاد کنند و فلزات سنگین و آلودگی آب های زیرزمینی و ... در مناطق خشک و نیم خشک و جابجایی مواد سمی به دلیل تولید گردوغبار یا فرسایش یکی دیگر

از نگرانی‌های زیست‌محیطی در مورد باطله‌های معدنی است (Ahmari et al., 2012). برخی از فلزات سنگین و کمیاب به دلیل اثرات سمی آن‌ها روی گیاهان، انسان و حیوانات آلاینده‌های محیطی محسوب می‌شوند (Mahed et al., 2019). صنعت سنگ‌آهن در حال بهبود سرمایه‌گذاری در زمینه‌ی نگهداری و نظارت بر سدهای باطله، کاهش باطله، دفع پسماند خشک به محصولات ضایعات سنگ‌آهن^۳ و تبدیل به محصولات با ارزش افزوده است. استفاده از ضایعات سنگ‌آهن در بخش ساخت‌وساز عمران یکی از اهداف مهم بوده است (Almeida et al., 2020). در این تحقیق از باطله‌های معدن سنگ‌آهن گل گهر سیرجان به‌عنوان یکی از معادن مهم سنگ‌آهن منطقه و کشور استفاده شده است. باطله‌ها می‌توانند بر روی محیط‌زیست اثرات مخربی را بگذارند به همین دلیل استفاده از باطله‌ها بسیار ارزشمند است. باطله‌های آهن معمولاً شامل روی، آرسنیک، کادمیوم، کبالت، کروم، مس، منگنز، نیکل، سرب و آهن است، فرآیند آبتیوی استخراج مواد محلول از جامدات با عوامل شستشو (به‌عنوان مثال محلول‌های آب، اسید، قلیایی و نمک) است و این‌یک روش مهم هیدرو متالورژی برای استخراج فلزات از مواد جامد است (Geng et al., 2020). بنابراین، با توجه به اهمیت استفاده بهینه از باطله‌ها در مصالح مهندسی، این مطالعه با اهداف بررسی خصوصیات مهم مکانیکی و آبتیوی عناصر پرمقدار در اسیدیته و زمانهای مختلف مورد بررسی قرار گرفت.

۲. روش کار

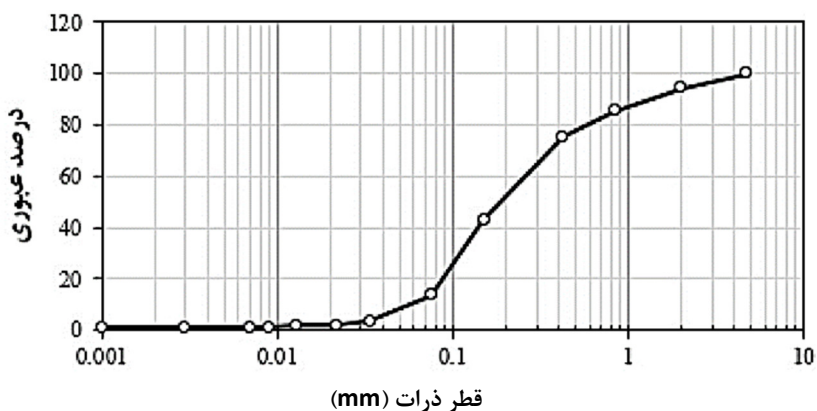
وجود معادن صنعتی در شهرستان سیرجان باعث تولید باطله‌های فراوانی در این منطقه شده است. باطله‌های مورد استفاده در این پژوهش، باطله‌های سنگ‌آهن مگنتیت و هماتیت معدن گل گهر سیرجان است. پس از خشک کردن باطله‌ها آزمایش دانه‌بندی (ASTM D421-2)، حدوداتریب (ASTM D4318)، تراکم استاندارد (ASTM D6987)، نفوذپذیری (ASTM D2434) و مقاومت فشاری محصور نشده (ASTM D2166) بر روی باطله‌ها انجام شد. غلظت عناصر کمیاب و فلزات سنگین این دو باطله با دستگاه ICP Mass اندازه‌گیری شد. به‌منظور ارزیابی زیست‌محیطی هر دو باطله آزمایش آبتیوی را با استفاده از ستون‌های آبتیوی با pH های متفاوت (۷، ۴/۷، ۹/۵) و در زمان‌های مختلف (۱ ساعت، ۲۴ ساعت و ۱ هفته) مورد بررسی قرار گرفت. برای ارزیابی میزان آلودگی خاک از شاخص آلودگی خاک (ضریب غنی‌شدگی، فاکتور آلودگی و شاخص بار آلودگی، زمین‌انباشتگی) محاسبه شد.

$$PLI = \sqrt[n]{CF1 \times CF2 \times \dots \times CFn} \quad (1)$$

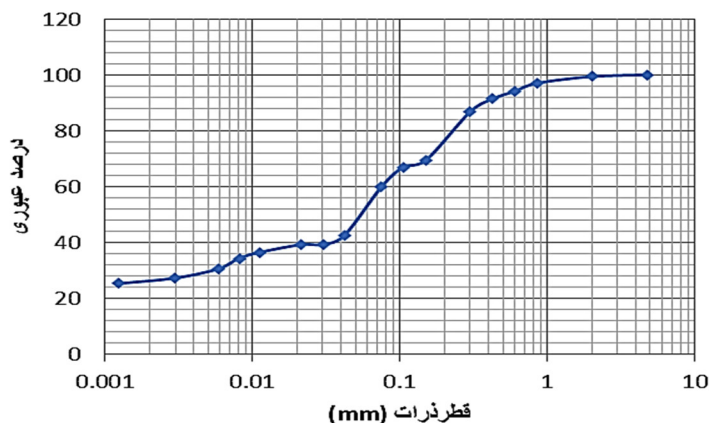
که در آن PLI شاخص بار آلودگی فلزات سنگین مورد بررسی، CF عامل آلودگی هر یک از عناصر فلزی و n تعداد فلزات سنگین اندازه‌گیری شده می‌باشند (صفری و همکاران، ۱۳۹۴).

۳. نتایج و بحث

شکل‌های ۱ و ۲ به ترتیب نمودار دانه‌بندی باطله سنگ‌آهن مگنتیت و هماتیت را نشان می‌دهد. از شکل ۱ می‌توان دریافت باطله سنگ‌آهن مگنتیت دارای ۸۵ درصد ماسه، ۱۵ درصد لای و فاقد شن و رس است؛ اما باطله سنگ‌آهن هماتیت دارای ۴۰ درصد ماسه، ۶۰ درصد لای و رس و فاقد شن است.

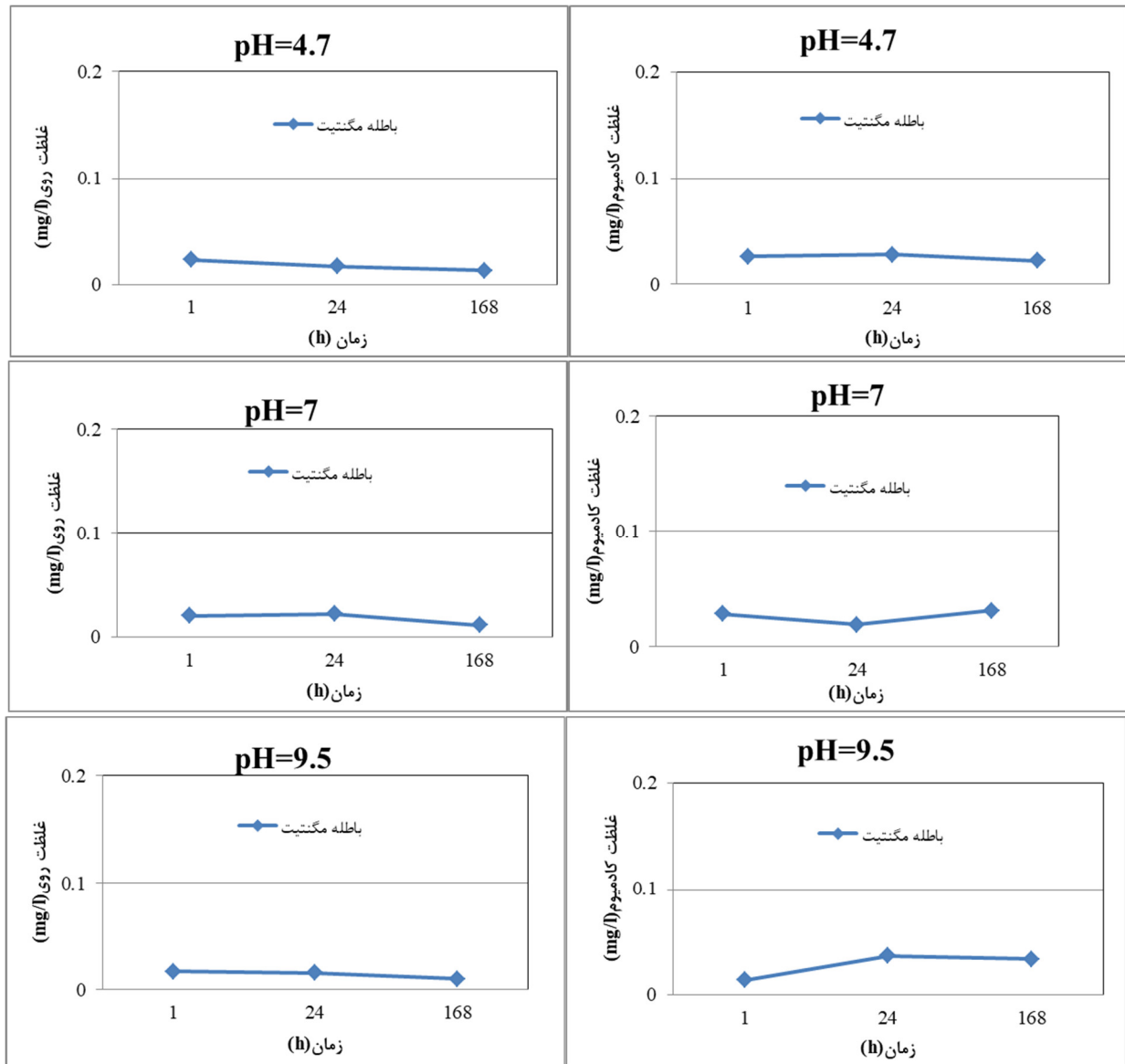


شکل ۱- نمودار دانه‌بندی باطله سنگ آهن مگنتیت

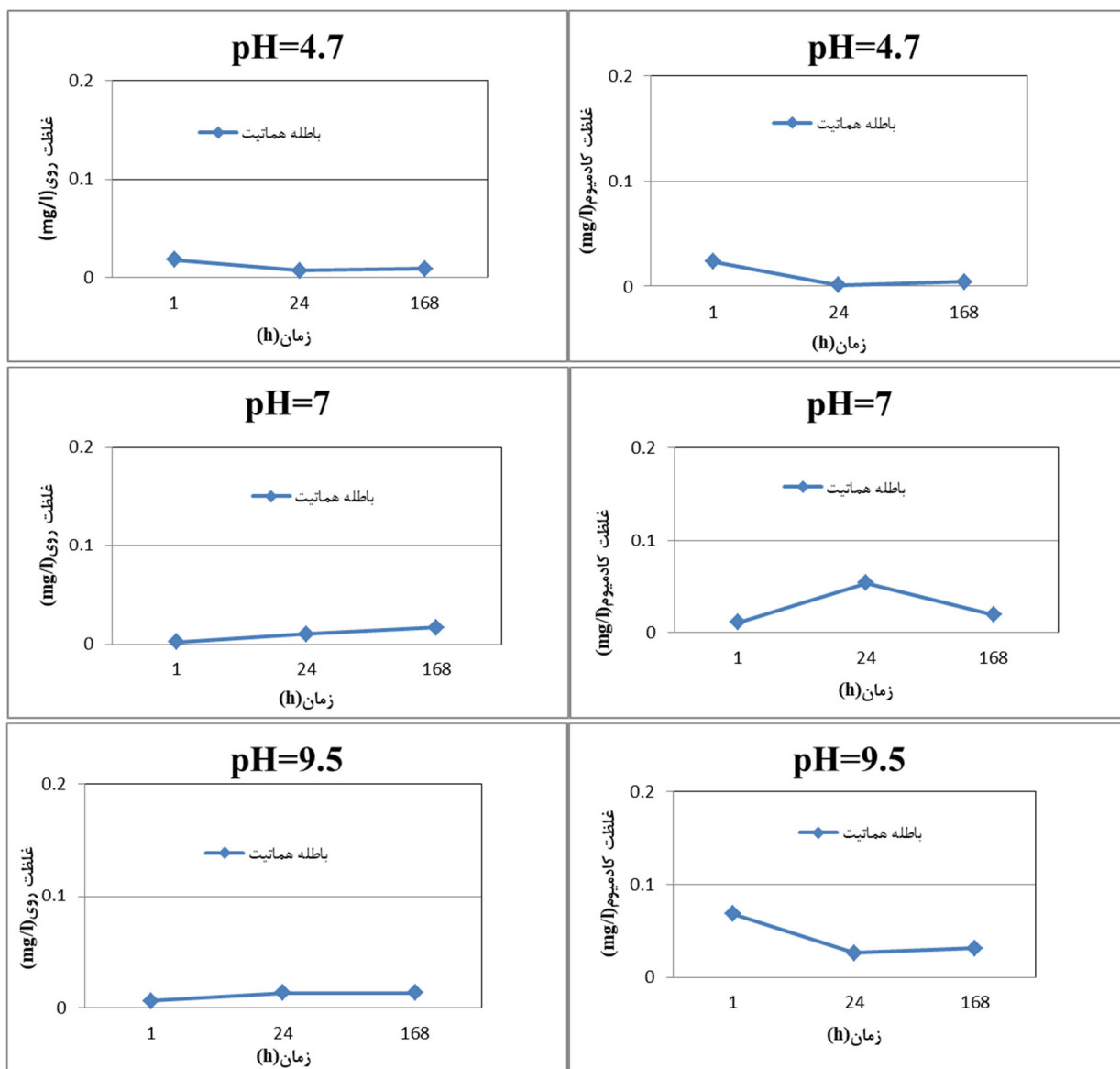


شکل ۲- نمودار دانه‌بندی باطله سنگ آهن هماتیت

تعیین شاخص خمیری برای باطله سنگ آهن مگنتیت امکان‌پذیر نیست. در آزمایش حد روانی نیز خاک دارای چسبندگی بسیار کم و نشانه خمیری پایینی است و در نتیجه به صورت NP گزارش می‌شود. یار محمودی و همکاران (۱۳۹۷) این باطله را غیر خمیری و غیر پلاستیک دانستند. باطله سنگ آهن هماتیت حد روانی آن ۱۹/۷ که خاک دارای چسبندگی است و شاخص خمیری آن ۳/۸۰ است. با توجه به نمودار دانه‌بندی و حدود اتربرگ باطله‌ها می‌توان باطله مگنتیت را طبق طبقه‌بندی اش تو و یونیفاید به ترتیب A-2-4 و SM، باطله هماتیت A-4 و ML طبقه‌بندی شد. حیدری دزفولی و غنی زاده (۱۳۹۸) باطله سنگ آهن مگنتیت را طبق یونیفاید SM نام‌گذاری نمودند. نتایج تراکم استاندارد بدین صورت است که درصد رطوبت بهینه برای باطله سنگ آهن مگنتیت و هماتیت به ترتیب ۱۱/۲ درصد و ۱۳ درصد، حداکثر چگالی خشک ۲/۱ و ۲/۲۲ گرم بر سانتی متر مکعب است؛ بنابراین می‌توان گفت که رطوبت بهینه رابطه عکس با افزایش درصد باطله سنگ آهن و حداکثر چگالی خشک رابطه مستقیمی با افزایش درصد باطله سنگ آهن دارد. مقاومت فشاری محصور نشده باطله سنگ آهن مگنتیت ۰/۳۴۹ مگا پاسکال و باطله سنگ آهن هماتیت ۱/۰۵۹ مگا پاسکال است که نشانگر این است باطله سنگ آهن هماتیت دارای مقاومت فشاری بیشتری نسبت به مگنتیت است. ضریب نفوذپذیری باطله‌ی مگنتیت و هماتیت به ترتیب برابر با $7/04 \times 10^{-7}$ و $1/68 \times 10^{-7}$ سانتی متر بر ثانیه اندازه‌گیری شد. باطله هماتیت به علت چسبندگی بیشتر، ضریب نفوذپذیری کمتری نسبت به باطله مگنتیت دارد. میزان آشویی با pH های متفاوت و در زمان‌های متفاوت غلظت خروجی برخی فلزات سنگین مانند: مس، آهن، منگنز، روی، کادمیوم، آهن و نیکل با دستگاه جذب اتمی اندازه‌گیری شد. شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است غلظت عناصر کادمیوم و روی پس از آشویی بسیار کم است و زمان و pH های متفاوت تأثیر چندانی بر روی آزادسازی عناصر ندارد.



شکل ۳- غلظت عناصر کادمیوم و روی پس از آبخوبی در pH های متفاوت و در زمان‌های مختلف برای باطله مگنتیت



شکل ۴- غلظت عناصر کادمیوم و روی پس از آبخوبی در pH های متفاوت و در زمان‌های مختلف برای باطله هماتیت

به‌طور کلی نتایج نشان داد که میزان آزادسازی این عناصر بسیار کم است و از نظر زیست‌محیطی مشکلی را ایجاد نمی‌کند و می‌توان با بررسی استانداردهای مهندسی به عنوان مصالح از این باطله‌ها استفاده نمود. شاخص بار آلودگی برای هر دو باطله $PLI < 1$ می‌باشد، نشانگر کلاس غیر آلوده فلزات سنگین است. با محاسبه شاخص زمین انباشتگی می‌توان دریافت که هر دو باطله در واقع آلودگی ندارند.

۴. نتیجه‌گیری کلی

باطله هماتیت نسبت به باطله مگنتیت دارای مقاومت فشاری محصور نشده بیشتری است؛ به دلیل ریزدانه‌تر بودن باطله هماتیت و خاصیت چسبندگی باطله هماتیت دارای ضریب نفوذپذیری کمتری نسبت به باطله مگنتیت دارد. غلظت اولیه‌ی عناصر فلزات سنگین مهم خاک در باطله‌ی مگنتیت $Fe > Mn > Cu > Ni > Zn > Cd$ و در باطله‌ی هماتیت $Fe > Cu > Mn > Ni > Zn > Cd$ است. پس از آبخوبی تغییرات عنصر فلزات سنگین زیاد نیست، در واقع می‌توان گفت هر دو باطله آبخوبی عناصر نداشته‌اند، همچنین pH و زمان تأثیر چندانی بر روی نتایج نگذاشته است. نتایج آزمایش آبخوبی نشان داد، تراکم هر دو باطله هم بی‌تأثیر نیست و تراکم

باعث شده است که میزان آزادسازی عناصر فلزات سنگین کاهش یابد. با بررسی شاخص‌های ارزیابی آلودگی، می‌توان دریافت که باطله‌های سنگ آهن مگنتیت و هماتیت آلودگی چندانی ندارند.

۵. منابع

1. Li, C., Wen, Q., Hong, M., Liang, Z., Zhuang, Z., & Yu, Y. (2017). Heavy metals leaching in bricks made from lead and zinc mine tailings with varied chemical components. *Construction and Building Materials*, 134, 443-451.
2. Shahba, S., Arjmandi, R., Monavary, M., & Ghodusi, J. (2017). IRON ORE WASTE CLASSIFICATION ACCORDING TO UNEP GUIDELINES (CASE STUDY: GOLGOHAR MINING AND INDUSTRIAL COMPLEX IN SIRJAN, IRAN). *Applied Ecology and Environmental Research*, 15(4), 943-956.
3. Ahmari, S., Chen, R., & Zhang, L. (2012). Utilization of mine tailings as road base material. In *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering* (pp. 3654-3661).
4. Mahedi, M., Cetin, B., & Dayioglu, A. Y. (2019). Leaching behavior of aluminum, copper, iron and zinc from cement activated fly ash and slag stabilized soils. *Waste Management*, 95, 334-355.
5. Almeida, V. O., & Schneider, I. A. (2020). Production of a ferric chloride coagulant by leaching an iron ore tailing. *Minerals Engineering*, 156, 106511.
6. Geng, H., Wang, F., Yan, C., Tian, Z., Chen, H., Zhou, B., ... & Yao, J. (2020). Leaching behavior of metals from iron tailings under varying pH and low-molecular-weight organic acids. *Journal of hazardous materials*, 383, 121136.
7. ASTM., 2015. Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants. D421, West Conshohocken, PA.
8. ASTM., 2016. Standard Test Methods for Particle-Size Analysis of Soil. D422, West Conshohocken, PA.
9. ASTM., 2014. Standard Test Methods for Liquid Limite, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soil. D4318, West Conshohocken, PA.
10. ASTM., 2015. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort. D69878, West Conshohocken, PA.
11. ASTM., 2006. Standard Test Method for Permeability of Granular Soils. D2434 West Conshohocken, PA.
12. ASTM., 2015. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Soil. D2166, West Conshohocken, PA.

۱۳. صفری، ی. دلآور، م. اسفندیارپور بروجنی، ع. صالحی، م. اولیایی، ح. (۱۳۹۵). ارزیابی وضعیت فلزات سنگین در منطقه‌ی شهرک صنعتی روی زنجان به کمک شاخص بار آلودگی. *مجله مدیریت خاک و تولید پایدار* ۶(۲)، ۱۱۹-۱۳۳. doi: 10.22069/ejsms.2016.3146

۱۴. یارمحمودی، ا. غنی زاده، ع. عباسلو، ح. (۱۳۹۷). بهسازی خاک رس سرخه استان کرمان با استفاده از باطله سنگ آهن. *اولین کنفرانس ملی ژئوتکنیک زیست محیطی، سیرجان*.

۱۵. حیدری دزفولی، ط و غنی زاده، ع. (۱۳۹۹). پیش‌بینی مقاومت فشاری و کششی بستر رسی تثبیت‌شده با سیمان و باطله سنگ آهن با استفاده از روش‌های هوش محاسباتی. *مجله پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی، بهار و تابستان ۱۳۹۹*، ۶ (۱): ۱۰.

بررسی کمانش مکانیکی نانو ورق های ضخیم متخلخل با استفاده از روش نوار محدود

احسان صابری^۱، حسین عموشاهی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

h.amoushahi@eng.ui.ac.ir

خلاصه

امروزه گسترش استفاده از ورق ها در ابعاد مختلف در صنایع گوناگون مورد توجه قرار گرفته است. از این رو در نظر گرفتن تحلیل دقیق بر رفتار آن ها امری ضروری بوده که می تواند به استفاده بهینه از صفحات منجر گردد. در این مقاله کمانش مکانیکی ورق های ضخیم متخلخل در محیط نانو مورد آنالیز قرار گرفته است. از آنجا که وجود نقص و خرابی در سازه می تواند بر مقاومت آن تأثیر به سزایی داشته باشد، به منظور مدل کردن ناکاملی در سازه، از توزیع تخلخل در ضخامت ورق استفاده شده است. در بررسی پیش رو، جنس ماده در حالت مرکب مدرج تابعی در نظر گرفته شده و به دلیل منظور نمودن اثر تغییر شکل های برشی در ورق های ضخیم، تئوری برشی مرتبه سوم به کار گرفته شده است. حل مسائل مربوطه بر مبنای روش نوار محدود بوده که مطابق با این روش، استفاده از توابع شکل هرمیتی و لاگرانژ در راستای عرض ورق، تداعی کننده روش اجزا محدود بوده ولی استفاده از سری جملات سینوسی و کسینوسی در راستای طولی ورق، فرم متفاوتی را ارائه می کند. از آنجا که هدف، تحلیل ورق ها در محیط نانو می باشد، تئوری ارینگن در فرمول نویسی مربوطه لحاظ شده است که با وجود پارامتر غیر محلی، وابستگی کرنش به نقاط مختلف را در محیط نانو در نظر می گیرد. به عنوان نتایج این مقاله، آنالیز ورق های متخلخل در برابر تغییرات ضریب تخلخل، پارامتر غیر محلی و نسبت ابعاد مورد بررسی قرار گرفته و نیز با پاسخ های محققان دیگر مقایسه شده است.

کلمات کلیدی: کمانش مکانیکی، نانو ورق، متخلخل، تئوری ارینگن، نوار محدود

۱. مقدمه و پیشینه پژوهش

به دلیل کاربرد ورق ها در گستره وسیعی از صنایع از جمله ساخت و ساز و نیز استفاده دیگر از آن ها تحت عنوان مواد مدرج تابعی در فناوری هوافضا، آنالیز ورق ها از لحاظ مقاومت در برابر نیروهای وارده را به امری مهم تبدیل کرده است. استفاده از صفحات در مقیاس نانو برای ساخت تجهیزات پزشکی و درمانی، اهمیت آن ها را دو چندان کرده است. امری اجتناب ناپذیر در این تجهیزات، وجود نقص در فرآیند ساخت می باشد و از آنجا که ناکامل بودن عضو، بر مقاومت آن تأثیر گذار است، لذا عملکرد و کاربرد سازه را تحت شعاع قرار می دهد. در این مقاله خرابی در عضو با مدل کردن تخلخل در ضخامت ورق در نظر گرفته شده و کمانش مکانیکی آن مورد بررسی قرار گرفته است.

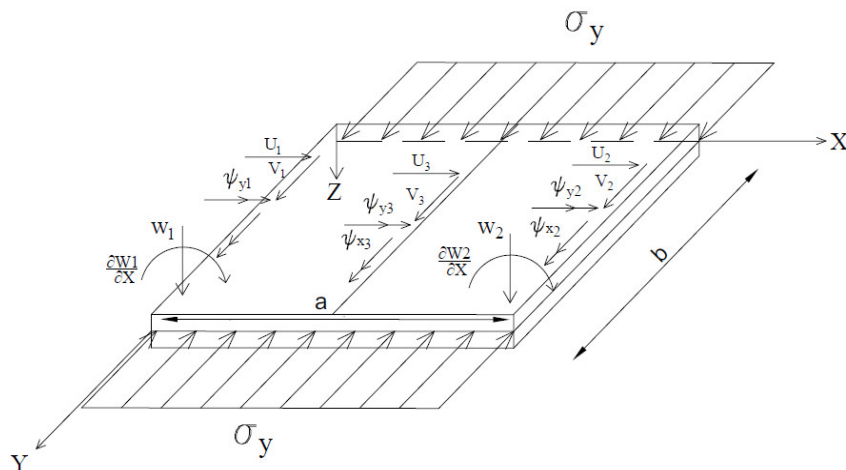
در سال ۱۹۹۷، فلدمن و عبودی [۱] به تحقیق در رابطه با کمانش مکانیکی ورق های مدرج تابعی پرداختند. آن ها با بهره گیری از رویکرد میکرومکانیکی و سازه ای، کمانش ورق های مسلح شده با توزیع غیر یکنواخت الیاف در جهات مختلف را با تغییر نسبت ابعاد و شرایط مرزی مختلف بررسی کردند و در نهایت عملکرد صفحات را با توزیع یکنواخت الیاف مورد مقایسه قرار دادند. در سال ۲۰۰۲، جواهری و اسلامی [۲] بر مبنای تئوری کلاسیک، کمانش مکانیکی ورق های FGM^۱ را با در نظر گرفتن قانون توانی برای توزیع مواد در ضخامت و ایجاد شرایط مفصلی، تحت نیروی دو محوره مورد مطالعه قرار دادند و نیروی بحرانی کمانش ورق های مستطیلی را محاسبه کردند. عموشاهی و لاجوردی در سال ۲۰۱۷ [۳]، به کمک روش نوار

¹ Functionally Graded Material

محدود مختلط به تحقیق درباره‌ی کمانش حرارتی و مکانیکی صفحات مدرج تابعی با منظور نمودن نیروهای درون صفحه به صورت محوری و برشی پرداختند و تغییرات نسبت ابعاد، عدد کسر حجمی و شرایط مرزی را در نظر گرفتند. صرامی و ازهری در سال ۲۰۱۵ [۴]، کمانش و ارتعاش آزاد ورق‌های ضخیم را با استفاده از تئوری ارینگن و بر اساس دیدگاه ورق اصلاح شده بررسی کردند. در زمینه تحلیل کمانش نانو ورق‌ها، خورشیدی و فلاح در سال ۲۰۱۶ [۵]، بر اساس تئوری ورق اصلاح شده و با به کارگیری توابع توانی در منظور نمودن تغییر شکل‌های برشی و با بهره‌گیری از روابط استخراج شده بر پایه اصول همپلتون، کمانش مکانیکی نانو ورق‌های مستطیلی را مورد مطالعه قرار دادند. در زمینه تحقیق در رابطه با صفحات متخلخل در سال ۲۰۱۸، تانگ و همکاران [۶] کمانش مکانیکی و ارتعاش آزاد صفحات متخلخل را با در نظرگیری توزیع یکنواخت و غیر یکنواخت تخلخل در ضخامت تحلیل نمودند. در این مقاله، آنالیز کمانش صفحات با استفاده از روش نوار محدود و با کمک تئوری برشی مرتبه سوم، تحت بار تک محوره انجام شده است.

۲. روش نوار محدود و استخراج روابط

روش به کار گرفته شده به منظور تحلیل صفحات، فرم تغییر شکل یافته اصول حاکم بر اجزا محدود بوده که تحت عنوان روش نوار محدود، با استفاده از توابع لاگرانژ و هرمیتی در یک جهت و توابع مثلثاتی سینوس و کسینوس براساس تعداد مود در جهتی دیگر، مبنای این نوع آنالیز را تشکیل می‌دهد و قرار گرفتن نوارها در کنار یکدیگر و اعمال شرایط مرزی بر درجات آزادی آن‌ها، تحلیل ورق را ممکن می‌سازد. شکل ۱، نمونه‌ای از نوار ۱۶ درجه آزادی را در ۳ خط گرهی نمایش می‌دهد.



شکل ۱- نواری با ۱۶ درجه آزادی تحت بارگذاری مکانیکی تک محوره

مطابق با شکل ۱، عرض a و طول نوار b باشد. جابجایی‌های تعریف شده مطابق با تئوری برشی مرتبه سوم بر اساس رابطه (۱) بیان می‌گردد.

$$u(x, y, z) = u_0(x, y) + z \left[\psi_x(x, y) - \frac{4}{3} \frac{z^2}{h^2} \left(\psi_x(x, y) + \frac{\partial w(x, y)}{\partial x} \right) \right] \quad (1)$$

$$v(x, y, z) = v_0(x, y) + z \left[\psi_y(x, y) - \frac{4}{3} \frac{z^2}{h^2} \left(\psi_y(x, y) + \frac{\partial w(x, y)}{\partial y} \right) \right], \quad w(x, y, z) = w(x, y)$$

که u_0 و v_0 جابجایی اولیه میان صفحه ورق در راستای x و y است. از طرفی ψ_x و ψ_y توابع تابیدگی را نشان می‌دهد. w جابجایی صفحه در راستای z بوده و u ، v میدان‌های جابجایی درون صفحه در نظر گرفته می‌شود، همچنین متغیر h ضخامت ورق می‌باشد. توابع تعریف شده در رابطه (۱)، به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود.

$$u_0 = \sum_{m=1}^r \mathbf{f}^u \mathbf{u}_m Y_{1m}, \quad v_0 = \sum_{m=1}^r \mathbf{f}^v \mathbf{v}_m Y_{2m}, \quad w = \sum_{m=1}^r \mathbf{f}^w \mathbf{w}_m Y_{3m} \quad (2)$$

$$\psi_x = \sum_{m=1}^r \mathbf{f}^{\psi_x} \psi_{x,m} Y_{4m}, \quad \psi_y = \sum_{m=1}^r \mathbf{f}^{\psi_y} \psi_{y,m} Y_{5m}$$

مقادیر برداری $\Psi_{y,m}$ و $\Psi_{x,m}$ ، \mathbf{w}_m ، \mathbf{v}_m ، \mathbf{u}_m بردارهای درجات آزادی در هر مود را نشان می‌دهد. توابع عرضی و طولی به کار برده شده در رابطه (۲) به ترتیب مطابق با جدول ۱ و ۲ تعریف می‌شود.

جدول ۱- تعریف توابع عرضی ورق

توابع عرضی	معادل پارامتر برداری	مقادیر برداری
$\mathbf{f}^u = \mathbf{f}^v = \mathbf{f}^{\Psi_x} = \mathbf{f}^{\Psi_y}$	$[L_1 \ L_2 \ L_3]$	$\left[\zeta \left(x-a \right) \left(x-\frac{a}{2} \right), \zeta x \left(x-\frac{a}{2} \right), -2\zeta x \left(x-a \right) \right]$
\mathbf{f}^w	$[H_1 \ H_2 \ H_3 \ H_4]$	$\left[1-3\lambda^2+2\lambda^3, a(\lambda-2\lambda^2+\lambda^3), 3\lambda^2-2\lambda^3, a(-\lambda^2+\lambda^3) \right]$

جدول ۲- تعریف توابع طولی ورق

شرایط مرزی در راستای طولی	Y_{1m}, Y_{3m}, Y_{4m}	Y_{2m}, Y_{5m}
SS ^r	$\sin\left(\frac{m\pi y}{b}\right)$	$\cos\left(\frac{m\pi y}{b}\right)$

که $\lambda = \frac{x}{a}$ و $\zeta = \frac{2}{a^2}$ در نظر گرفته می‌شود.

مطابق با روابط حاکم بر الاستیسته، ارتباط بین تنش و کرنش، به صورت رابطه (۳) و به فرم بسته رابطه (۴) نوشته می‌شود.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{bmatrix} = \frac{E(z)}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_L = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon}_L \quad (4)$$

که $E(z)$ و ν مدول الاستیسته و نسبت پواسون می‌باشد. $\boldsymbol{\varepsilon}_L$ کرنش خطی مطابق رابطه (۵) و \mathbf{D} ، ماتریس مدول ارتجاعی بوده که حاصل ضرب آن‌ها، تنش خطی را با نماد $\boldsymbol{\sigma}_L$ نمایش می‌دهد.

$$\boldsymbol{\varepsilon}_L = \left[\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{xz} \ \gamma_{yz} \right]^T = \left[\frac{\partial u}{\partial x} \ \frac{\partial v}{\partial y} \ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \ \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right]^T \quad (5)$$

از طرفی کرنش غیرخطی در جهت y با صرف نظر از تغییر شکل‌های درون صفحه مطابق رابطه (۶) تعریف می‌شود.

$$\varepsilon_{NL,yy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \quad (6)$$

نظر به رابطه (۱) و (۵)، کرنش‌های خطی را می‌توان بر حسب روابط محاسبات ماتریسی و به فرم بسته رابطه (۷) نوشت که \mathbf{B}_m ماتریس کرنش و $\boldsymbol{\Delta}_m$ ماتریس جابجایی در هر مود را نشان می‌دهد.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \sum_{m=1}^r (\mathbf{B}_m \boldsymbol{\Delta}_m) \quad (7)$$

با توجه به تعریف ۱۶ درجه آزادی، ماتریس $\boldsymbol{\Delta}_m$ مطابق رابطه (۸) و ماتریس \mathbf{B}_m مطابق رابطه (۹) تعریف می‌شود.

$$\Delta_m = [\Delta_m^1 \quad \Delta_m^3 \quad \Delta_m^2] \quad (8)$$

$$\Delta_m^i = \left[u_m^i \quad v_m^i \quad w_m^i \quad \frac{\partial w_m^i}{\partial x} \quad \psi_{m,x}^i \quad \psi_{m,y}^i \right]; i=1,2 \quad \Delta_m^i = [u_m^i \quad v_m^i \quad \psi_{m,x}^i \quad \psi_{m,y}^i]; i=3$$

$$\mathbf{B}_m = [\mathbf{B}_m^1 \quad \mathbf{B}_m^3 \quad \mathbf{B}_m^2]$$

$$\mathbf{B}_m^i = \begin{bmatrix} L_i' Y_{1m} & 0 & (Qz^3) H_{2i-1}'' Y_{3m} & (Qz^3) H_{2i}'' Y_{3m} & (Qz^3 + z) L_i' Y_{4m} & 0 \\ 0 & L_i Y_{2m}' & (Qz^3) H_{2i-1} Y_{3m}'' & (Qz^3) H_{2i} Y_{3m}'' & 0 & (Qz^3 + z) L_i Y_{5m}' \\ L_i Y_{1m}' & L_i' Y_{2m} & 2(Qz^3) H_{2i-1}' Y_{3m}' & 2(Qz^3) H_{2i}' Y_{3m}' & (Qz^3 + z) L_i Y_{4m}' & (Qz^3 + z) L_i' Y_{5m} \\ 0 & 0 & (z^2 + 1) H_{2i-1}' Y_{3m} & (z^2 + 1) H_{2i}' Y_{3m} & (z^2 + 1) L_i Y_{4m} & 0 \\ 0 & 0 & (z^2 + 1) H_{2i-1} Y_{3m}' & (z^2 + 1) H_{2i} Y_{3m}' & 0 & (z^2 + 1) L_i Y_{5m} \end{bmatrix}; i=1,2 \quad (9)$$

$$\mathbf{B}_m^i = \begin{bmatrix} L_i' Y_{1m} & 0 & (Qz^3 + z) L_i' Y_{4m} & 0 \\ 0 & L_i Y_{2m}' & 0 & (Qz^3 + z) L_i Y_{5m}' \\ L_i Y_{1m}' & L_i' Y_{2m} & (Qz^3 + z) L_i Y_{4m}' & (Qz^3 + z) L_i' Y_{5m} \\ 0 & 0 & (z^2 + 1) L_i Y_{4m} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (z^2 + 1) L_i Y_{5m} \end{bmatrix}; i=3$$

که $Q = -\frac{4}{3h^2}$ می‌باشد. حال برای استخراج روابط در حالت نانو، رابطه ارینگن در نظر گرفته می‌شود [۷].

$$(1 - \mu \nabla^2) \sigma^{NL} = \sigma^L \quad (10)$$

که σ^L و σ^{NL} به ترتیب بیان‌گر تنش در حالت محلی و غیر محلی بوده و ∇^2 عملگر لاپلاسین و μ پارامتر غیر محلی را نشان می‌دهد. مبنای آنالیز کماتش مکانیکی در این مقاله، اصل کار مجازی است که مطابق رابطه (۱۱) نوشته می‌شود.

$$\delta W_{\text{int}} = \delta W_{\text{ext}} \quad (11)$$

W_{int} کار داخلی، W_{ext} کار خارجی و δ به عنوان عملگر تغییرات، تعریف می‌شود.

با اعمال رابطه ارینگن بر تغییرات کار داخلی، فرم نهایی ماتریس سختی نوار از روابط (۴) و (۷)، تحت عنوان \mathbf{K}_s^c استخراج می‌شود.

$$\delta W_{\text{int}} = \int_V (1 - \mu \nabla^2) (\sigma^{NL})^T \delta \varepsilon dV = \int_V (\sigma^L)^T \delta \varepsilon dV \quad (12)$$

$$\delta W_{\text{int}} = \Delta^T \int_V (\mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}) dV (\delta \Delta), \quad \mathbf{K}_s^c = \int_V (\mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B}) dV \quad (13)$$

همانند فرآیند تشکیل ماتریس سختی نوار، به منظور تشکیل ماتریس هندسی در ابتدا عملگر δ مطابق رابطه (۱۴) بر روی کار خارجی اثر داده می‌شود.

$$\delta W_{\text{ext}} = \delta \int_V \sigma_{yy} \varepsilon_{NL,yy} dV, \quad \sigma_{yy} = \frac{n_{yy}}{h} \quad (14)$$

که σ_{yy} تنش بحرانی است و به صورت نسبت نیروی وارد بر واحد طول با نماد n_{yy} بر ضخامت ورق تعریف می‌شود. از طرفی دیگر توابع جابجایی بر حسب حاصل ضرب ماتریس جابجایی و ماتریس تغییر شکل با پارامتر \mathbf{N}_w به صورت رابطه (۱۵) در نظر گرفته می‌شود.

$$w = \mathbf{N}_w \Delta \quad (15)$$

به منظور اثر دادن اصل ارینگن بر رابطه (۱۴)، با توجه به عبارت دو جمله‌ای $(1 - \mu\nabla^2)$ ، تغییرات کار خارجی بر حسب حالت محلی و غیر محلی به ترتیب با نمادهای δW_{ext}^{NL} و δW_{ext}^L نوشته می‌شود که جمله دارای پارامتر ∇^2 مربوط به حالت غیر محلی است و با نوشتن شکل دیگر آن با توجه به فرم ضعیف گالرکین و نیز حذف جملات مربوط به شرایط مرزی به دلیل عدم جابجایی در حالات مفصلی و گیردار، روابط (۱۶) و (۱۷) استخراج می‌شود.

$$\delta W_{ext}^L = \Delta \int_V \left(\frac{\partial \mathbf{N}_w}{\partial y} \right) \frac{n_{yy}}{h} \left(\frac{\partial \mathbf{N}_w}{\partial y} \right) dV \delta \Delta \quad (16)$$

$$\delta W_{ext}^{NL} = \Delta \mu \int_V \left[\left(\frac{\partial^2 \mathbf{N}_w}{\partial y^2} \frac{n_{yy}}{h} \frac{\partial^2 \mathbf{N}_w}{\partial y^2} \right) + \left(\frac{\partial^2 \mathbf{N}_w}{\partial x \partial y} \frac{n_{yy}}{h} \frac{\partial^2 \mathbf{N}_w}{\partial x \partial y} \right) \right] dV \delta \Delta \quad (17)$$

در نهایت ماتریس‌های هندسی مربوطه که در حالت محلی با نماد $\mathbf{K}_{g,y}^L$ و در حالت غیر محلی با $\mathbf{K}_{g,y}^{NL}$ نمایش داده می‌شود، از روابط (۱۶) و (۱۷) به دست می‌آید که می‌توان به فرم برداری مطابق روابط (۱۸) و (۱۹) بازنویسی کرد.

$$\mathbf{K}_{g,y}^L = \frac{1}{h} \int_V [\mathbf{S}_1^T \mathbf{S}_1] dV \quad (18)$$

$$\mathbf{K}_{g,y}^{NL} = \frac{1}{h} \int_V [\mathbf{S}_2^T \mathbf{S}_2 + \mathbf{S}_3^T \mathbf{S}_3] dV \quad (19)$$

که بردارهای روابط (۱۸) و (۱۹) به صورت زیر تعریف می‌شوند.

$$\begin{aligned} \mathbf{S}_j &= [\mathbf{S}_{jm}^1 \quad \mathbf{S}_{jm}^3 \quad \mathbf{S}_{jm}^2]; j=1:3 \\ \mathbf{S}_{1m}^i &= [0 \quad 0 \quad H_{2i-1} Y_{3m}' \quad H_{2i} Y_{3m}' \quad 0 \quad 0]; i=1,2 \quad \mathbf{S}_{2m}^i = [0 \quad 0 \quad H_{2i-1} Y_{3m}'' \quad H_{2i} Y_{3m}'' \quad 0 \quad 0]; i=1,2 \\ \mathbf{S}_{3m}^i &= [0 \quad 0 \quad H_{2i-1}' Y_{3m}' \quad H_{2i}' Y_{3m}' \quad 0 \quad 0]; i=1,2 \quad \mathbf{S}_{jm}^3 = [0 \quad 0 \quad 0 \quad 0]; j=1:3 \end{aligned} \quad (20)$$

در نهایت، بار بحرانی N_{yy} ، با محاسبه مقدار ویژه طبق رابطه (۲۱) محاسبه می‌شود.

$$\left[[\mathbf{K}_s^e] - n_{yy} \left[(\mathbf{K}_{g,y}^L + \mu \mathbf{K}_{g,y}^{NL}) \right] \right] = \mathbf{0} \quad (21)$$

لازم به ذکر است که تغییرات ویژگی‌های ماده در ضخامت، برای توزیع تخلخل O شکل مطابق رابطه (۲۲) می‌باشد [۸].

$$M(z) = M_B + (M_T - M_B) \left(\frac{z}{h} + \frac{1}{2} \right)^p - (M_T + M_B) \frac{e_0}{2} \left(1 - \frac{2|z|}{h} \right) \quad (22)$$

که $M(z)$ تغییرات ماده در ضخامت، M_T و M_B ویژگی ماده در پایین و بالای مقطع را نشان می‌دهد. e_0 و p نیز به ترتیب ضریب تخلخل و عدد کسر حجمی است. در بخش بعد روابط محاسبه شده، صحت سنجی می‌شود.

۳. صحت سنجی

نتایج کماتش مکانیکی تک محوره ورق مربعی در حالت غیر محلی در جدول ۳ با دیگر پاسخ‌های به دست آمده، مقایسه شده است.

جدول ۳- مقدار کماتش بحرانی بدون بعد نانو ورق مربعی تحت بار تک محوره در شرایط SSSS

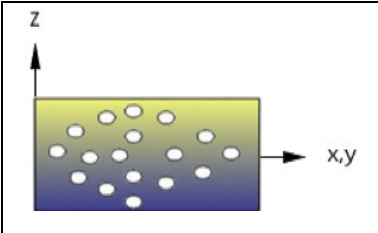
a/h	$\mu = 1$		$\mu = 2$		$\mu = 3$	
	NRFSM [4]	present	NRFSM [4]	present	NRFSM [4]	present
5	1.3470	1.3470	0.5911	0.5911	0.2973	0.2973
10	3.1628	3.1630	2.7152	2.7153	2.0273	2.0274
15	3.5880	3.5884	3.3202	3.3205	3.0896	3.0899
20	3.7594	3.7601	3.5905	2.5912	3.4362	3.4368
100	3.9904	4.0016	3.9826	3.9938	3.9747	3.9859

با به دست آمدن نتایج قابل قبول از صحت سنجی نتایج و معرفی ماده مورد مطالعه در بخش بعد، آنالیز کمانش مکانیکی تک محوره آن انجام می‌پذیرد.

۴. ارائه نتایج

به دلیل کاربرد دو ماده تیتانیوم و تیتانیوم دی‌اکسید در ساخت تجهیزات پزشکی و دندان پزشکی و همچنین منظور نمودن مزایای اثر وجود تخلخل در این دسته از مواد [۹]، خصوصیات مکانیکی آن به همراه توزیع تخلخل O شکل در ضخامت، مطابق جدول ۴ آورده شده است.

جدول ۴- مشخصات مکانیکی مواد مدرج تابعی به همراه نوع توزیع تخلخل در ضخامت

	نام ماده	مدول الاستیسیته (GPa)	نسبت پواسون
	تیتانیوم دی‌اکسید [۱۰]	230	0.27
	تیتانیوم [۱۱]	120.2	0.35

لازم به ذکر است پاسخ‌های بدون بعد با توجه به رابطه (۲۳)، مطابق با مشخصات تیتانیوم محاسبه شده است.

$$K_{cry} = n_{yy} \frac{12(1-\nu^2)a^2}{\pi^2 E h^3} \quad (23)$$

۴-۱. تأثیر پارامتر غیر محلی بر کمانش مکانیکی

در این بررسی ورق مربعی به ابعاد $1 \times 1 \times 10$ نانومتر، با ضریب تخلخل برابر 0.4 و شرایط مرزی مفصلی، مطابق جدول ۵، تحت اثر تغییرات پارامتر غیر محلی مورد آنالیز قرار گرفته است.

جدول ۵- ضریب کمانش مکانیکی نانو ورق متخلخل تحت اثر تغییرات پارامتر غیر محلی در شرایط SSSS با عدد کسر حجمی مختلف

P	μ				
	0.25	0.5	1	1.5	2
1	4.3432	4.1481	3.8062	3.5164	3.2268
5	3.6576	3.4933	3.2053	2.9613	2.4946

مشاهده می‌شود که افزایش پارامتر غیر محلی و همچنین عدد کسر حجمی، به دلیل کاهش سختی، کاهش ضریب کمانش را به دنبال دارد.

۴-۲. تأثیر ضریب تخلخل بر کمانش مکانیکی

با در نظرگیری نانو ورقی به ابعاد $1 \times 1 \times 10$ نانومتر، مقدار پارامتر غیر محلی برابر 1 نانومتر مربع و شرایط مرزی مفصلی، ضریب بدون بعد کمانش مکانیکی بر حسب اعداد کسر حجمی 1 و 5 در جدول ۶ محاسبه شده است.

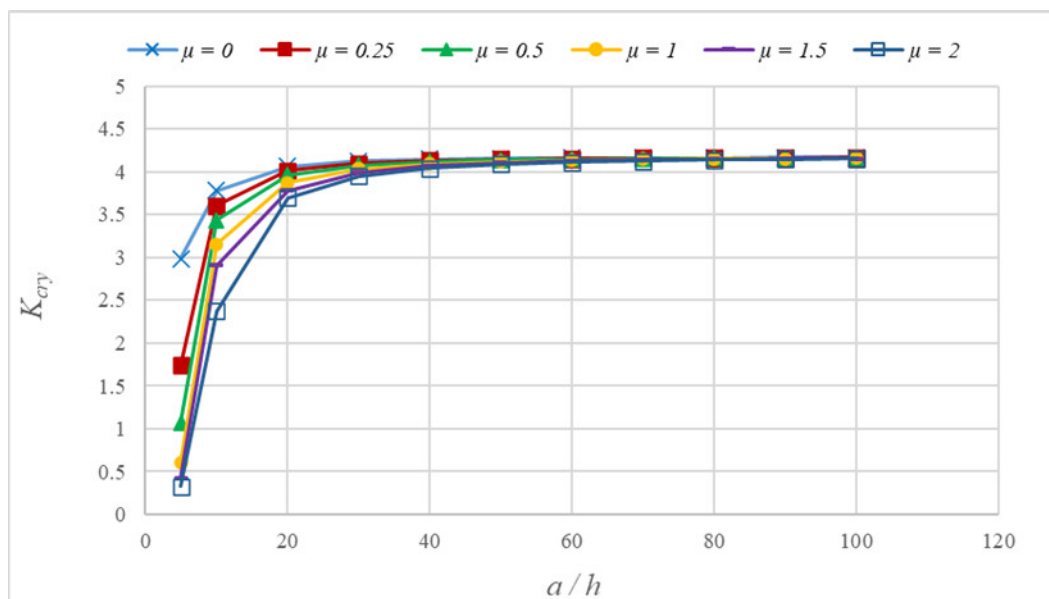
جدول ۶- ضریب کمانش مکانیکی نانو ورق متخلخل تحت اثر تغییرات ضریب تخلخل در شرایط SSSS با اعداد کسر حجمی مختلف

P	e_0				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
1	4.2024	4.0725	3.9405	3.8062	3.6689
5	3.6190	3.4853	3.3479	3.2053	3.0556

نتایج نشان می‌دهد که افزایش ضریب تخریب، باعث کاهش ضریب کماتش مکانیکی می‌شود. از طرفی ضرایب بحرانی به دست آمده با افزایش عدد کسر حجمی، کاهش می‌یابد. زیرا افزایش این پارامتر، کاهش مدول الاستیسیته را به همراه دارد.

۳-۴. تأثیر نسبت ابعاد بر کماتش مکانیکی

آنالیز کماتش مکانیکی تک محوره برای صفحه‌ای با h برابر ۱ نانو متر، P برابر ۵ و e_0 برابر ۰/۴ با ابعاد مختلف در شکل ۲ آورده شده است.



شکل ۲- اثر تغییرات نسبت طول به ضخامت بر ضرایب کماتش مکانیکی ورق مربعی با پارامترهای غیر محلی مختلف در شرایط SSSS

مطابق شکل ۲، با افزایش ابعاد ورق مربعی ضرایب کماتش بحرانی تا نسبت طول به ضخامت برابر ۵۰، افزایش می‌یابد و سپس با حاکم شدن تئوری ورق نازک به عددی ثابت همگرا می‌شود. لازم به ذکر است که افزایش پارامتر غیر محلی بیشترین اثر را در ورق‌های ضخیم از خود نشان می‌دهد.

۵. نتیجه گیری

در این مقاله، کماتش مکانیکی تک محوره نانو ورق‌های متخلخل از جنس تیتانیوم و تیتانیوم دی اکسید مورد بررسی قرار گرفت و مشاهده شد که افزایش پارامتر غیر محلی به دلیل کاهش سختی و نیز افزایش ضریب تخریب و عدد کسر حجمی به دلیل کاهش مدول الاستیسیته، کاهش ضرایب کماتش را در پی دارد. همچنین در آنالیز نسبت ابعاد مشاهده شد که با وجود پارامترهای غیر محلی متفاوت، افزایش نسبت طول به ضخامت در ورق‌های ضخیم، افزایش چشم‌گیر ضرایب کماتش تک محوره را به دنبال دارد که البته این ضریب رابطه معکوس با نیروی وارد بر طول داشته که با نازک شدن ورق به مقداری ثابت و معین همگرا می‌شود.

۶. مراجع

1. E. Feldman and J. Aboudi, "Buckling Analysis of Functionally Graded Plates Subjected To Uniaxial Loading," *Composite Structures*, vol. 38, no. 1-4, pp. 29-36, 1997.

2. R. Javaheri and M. Eslami, "Buckling of Functionally Graded Plates under In-plane Compressive Loading," *ZAMM-Journal of Applied Mathematics and Mechanics/Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik: Applied Mathematics and Mechanics*, vol. 82, no. 4, pp. 277-283, 2002.
3. H. Amoushahi and M. M. Lajevardi, "Buckling of Functionally Graded Plates Under Thermal, Axial, And Shear In-Plane Loading Using Complex Finite Strip Formulation," *Journal of Thermal Stresses*, vol. 41, no. 2, pp. 182-203, 2018.
4. S. Sarrami-Foroushani and M. Azhari, "Nonlocal buckling and vibration analysis of thick rectangular nanoplates using finite strip method based on refined plate theory," *Acta Mechanica*, vol. 227, no. 3, pp. 721-742, 2016.
5. K. Khorshidi and A. Fallah, "Buckling Analysis of Functionally Graded Rectangular Nano-Plate Based on Nonlocal Exponential Shear Deformation Theory," *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 113, pp. 94-104, 2016.
6. P. T. Thang, T. Nguyen-Thoi, D. Lee, J. Kang, and J. Lee, "Elastic Buckling and Free Vibration Analyses of Porous-Cellular Plates With Uniform and Non-Uniform Porosity Distributions," *Aerospace Science and Technology*, vol. 79, pp. 278-287, 2018.
7. P. Lu, P. Zhang, H. Lee, C. Wang, and J. Reddy, "Non-local elastic plate theories," *Proceedings of The Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 463, no. 2088, pp. 3225-3240, 2007.
8. M. Kiran and S. Kattimani, "Assessment of Porosity Influence on Vibration and Static Behaviour of Functionally Graded Magneto-Electro-Elastic Plate: A Finite Element Study," *European Journal of Mechanics-A/Solids*, vol. 71, pp. 258-277, 2018.
9. H. S. Kim *et al.*, "Fabrication and characterization of functionally graded nano-micro porous titanium surface by anodizing," *Journal of Biomedical Materials Research Part B: Applied Biomaterials: An Official Journal of The Society for Biomaterials, The Japanese Society for Biomaterials, and The Australian Society for Biomaterials and the Korean Society for Biomaterials*, vol. 88, no. 2, pp. 427-435, 2009.
10. A. Khorasani, "Machining of Spherical Component Fabricated by Selected Laser Melting, Part II: Application of Ti in Biomedical," *arXiv preprint arXiv:1703.10045*, 2017.
11. F. Cardarelli, "Less common nonferrous metals," in *Materials handbook*: Springer, 2018, pp. 317-695.

ارزیابی کیفیت باطله های خاکی موجود در معدن گل گهر سیرجان به منظور استفاده در قشر زیراساس روسازی

علیرضا غنی زاده^۱، فرزاد صفی جهانشاهی^۲، محمد امیری حسینی^۳، سید مرتضی سجادیان^۴

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان، سیرجان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان، سیرجان

۳- رئیس تحقیقات معدن و زمین شناسی، مدیریت تحقیقات و فناوری سنگ آهن و فولاد گل گهر، سیرجان

۴- کارشناس ارشد تحقیقات اکتشاف، مدیریت تحقیقات و فناوری سنگ آهن و فولاد گل گهر، سیرجان

ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

خلاصه

هدف از انجام این تحقیق بررسی مشخصات و کیفیت مصالح باطله خاکی موجود در معدن گل گهر سیرجان به عنوان مصالح زیراساس است. برای این منظور، پس از نمونه برداری از سه نقطه مختلف، آزمایش های دانه بندی، حدود اتربرگ، هم ارز ماسه، سایش لوس آنجلس و نسبت باربری کالیفرنیا بر روی هر یک از نمونه ها انجام شد و تناسب این مصالح برای استفاده در قشر زیراساس مورد بررسی قرار گرفت. نتیجه این بررسی نشان می دهد که مصالح باطله پیش از بکارگیری در قشر زیراساس باید از نظر دانه بندی، حدود خمیری و هم ارز ماسه کنترل شوند و در صورت عدم انطباق با حدود رواداری باید اصلاح دانه بندی و یا اصلاح با افزودنی های مانند آهک و سیمان جهت بهبود کیفیت این مصالح انجام شود.

کلمات کلیدی: باطله خاکی، معدن گل گهر، مصالح راه سازی، زیراساس.

۱. مقدمه

افزایش تولید باطله خاکی (روباره) و باطله کارخانه، به دلیل مسائل اجتماعی، زیست محیطی و مدیریت پیچیده و دشوار آن، در سالیان اخیر توجه ها را به خود جلب کرده است [۱]. تولید ضایعات و باطله های معدنی^۱ امروزه به عنوان یکی از چالش های معدنکاری^۲ به شمار می آید. به همین منظور بسیاری از کشورهای پیشرفته و صنعتی برای حل این موضوع از فناوری ها و دانش نوین برای بازگرداندن آن ها به چرخه تولید کمک گرفته اند. چراکه باطله های خاکی معادن سطح زیادی از مناطق معدنی را اشغال می کنند و دپوهای آن ها می تواند خطر ریزش و عدم پایداری را به همراه داشته باشد [۲]. همچنین دپوهای باطله به دلیل بارندگی زیاد و زمین لرزه های احتمالی ممکن است دچار گسیختگی و ریزش شوند [۳].

معمولاً باطله های خاکی معادن در مناطق نزدیک به محل معدن دپو می شوند که علاوه بر مشکلات زیست محیطی و احتمال ریزش و عدم پایداری، فضای زیادی از زمین های اطراف منطقه معدن کاری را اشغال می کند. در بین گزینه های مختلف موجود، استفاده مجدد از این باطله ها بهترین گزینه برای اطمینان از استفاده پایدار از باطله در منطقه است [۴]. استفاده مجدد از این مصالح در سایر کاربردها یکی از راه کارهای کاهش مشکلات مربوط به دفع روباره ها و باطله و مدیریت آن ها است. از طرفی صنعت ساخت و ساز پتانسیل بالایی برای جذب ضایعات صنایع دیگر دارد. استفاده مجدد از پسماندها پایدارترین روش برای حل مشکلات مربوط به دپوی مصالح باطله است که یکی از راه های استفاده از این مواد، استفاده به عنوان مصالح

¹ Mine tailings

² Mining

راه‌سازی می‌باشد. در سال‌های اخیر، رشد اقتصاد، تقاضای مصالح سنگی طبیعی و مصالح قرضه را برای توسعه و ساخت زیرساخت‌های حمل‌ونقل افزایش داده است. به همین دلیل دسترسی به مصالح سنگدانه‌ای طبیعی و در برخی مناطق منابع قرضه برای ساخت زیرساخت‌های جاده‌ای به شدت کاهش یافته است و پیمانکاران برای تهیه مصالح طبیعی مورد نیاز جهت ساخت زیرساخت‌های جاده‌ای با مشکلات زیادی روبرو هستند. محدودیت‌های زیست‌محیطی برای استخراج مصالح سنگی و فاصله معادن قرضه تا محل پروژه، عوامل مهمی را در هزینه نهایی ساخت‌وساز تشکیل می‌دهند. استفاده از روباره و باطله معدن در حالت تثبیت نشده یا تثبیت شده به عنوان مصالح راه‌سازی در ساخت لایه‌های روسازی، علاوه بر افزایش ظرفیت باربری روسازی، ممکن است راه‌حلی عملی برای حل مشکلات زیست‌محیطی سدهای باطله و دپوی مصالح روباره باشد. با توجه به حجم بالای مصالح روباره و باطله معدن گل‌گوهر سیرجان، شناسایی و تعیین کاربرد آن‌ها به جهت مصرفشان در صنایع دیگر از جمله راه‌سازی حائز اهمیت است. برای ساختن خاک‌ریز و لایه‌های اساس و زیراساس در راه‌سازی نیاز به مصالح مشخصی است. این مصالح باید دانه‌بندی، مقاومت، دوام و سختی مشخصی داشته باشند تا بتوان در لایه اساس و زیراساس از آن‌ها استفاده کرد که در ادامه به بررسی مشخصات ذکر شده می‌پردازیم.

۲. مصالح باطله

جهت شناسایی انواع خاک‌های حاصل از معدنکاری و تعیین طبقه‌بندی و حدود اتربرگ دپوهای روباره، نمونه‌گیری و ارزیابی خاک انجام شد. نمونه‌گیری و شناسایی خاک از سه محل مختلف، انجام شد و سپس آزمایش‌هایی نظیر حدود اتربرگ (ASTM D4318) و دانه‌بندی به صورت تر و خشک (ASTM D422) به منظور شناسایی بر روی آن‌ها صورت گرفت. حدود اتربرگ، درصد اجزاء تشکیل دهنده و طبقه‌بندی خاک برای نمونه‌های اخذ شده مرحله اول در جدول ۱ داده شده است.

جدول ۱- حدود اتربرگ و طبقه‌بندی خاک‌های روباره نمونه‌گیری شده

طبقه‌بندی خاک		درصد اجزاء خاک			PI	LL	نام و موقعیت
AASHTO	USCS	رس و لای	ماسه	شن			
A-2-4	SP-SC	12	45	43	8	29	OS1
A-2-4	SP-SM	18	63	29	2	23	OS2
A-2-4	SP-SM	7	56	36	2	24	OS3

در این جدول خاک‌هایی که از نظر حدود اتربرگ و طبقه‌بندی شباهت زیادی به هم دارند، با رنگ یکسان نشان داده شده‌اند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود خاک‌های نمونه‌گیری شده دارای طبقه‌بندی اش تو، A-2-4 می‌باشند و در سیستم طبقه‌بندی متحد به صورت مخلوط ماسه بد دانه‌بندی شده و ماسه لای‌دار و رس لای‌دار طبقه‌بندی می‌شوند. همچنین ملاحظه می‌شود که شاخص خمیری کمتر از ۸ درصد و درصد ریزدانه کمتر از ۱۸ درصد است. به منظور تعیین کیفیت مصالح خاکی جهت استفاده در قشرهای روسازی و به عنوان لایه روسازی، مصالح باید از نظر دانه‌بندی، هم‌ارز ماسه، سایش لس آنجلس و سی بی آر ارزیابی شوند. در ادامه هر یک از این موارد در خصوص مصالح باطله خاکی بررسی خواهد شد.

۳. کیفیت مصالح از دیدگاه حدود مجاز دانه‌بندی

دانه‌بندی مصالح زیراساس با توجه به شرایط پروژه باید با یکی از دانه‌بندی‌های مجاز برای لایه زیراساس، بر اساس نشریه ۱۰۱ سازمان برنامه و بودجه کشور، مطابقت داشته باشد. حدود دانه‌بندی مجاز برای انواع زیراساس سنگدانه‌ای در جدول ۲ داده شده است. همان‌طور که در این جدول ملاحظه می‌شود، هر کدام از انواع دانه‌بندی‌ها بازه گسترده‌ای را شامل می‌شوند. از این رو ممکن است این سؤال پیش آید که آیا انتخاب هر کدام از این دانه‌بندی‌ها می‌تواند جوابگوی کیفیت مورد انتظار ما باشد یا خیر. به عنوان مثال، در دانه‌بندی شماره II مصالح زیراساس، مقدار ریزدانه مخلوط می‌تواند درصدی بین ۳ تا ۱۲ درصد از مخلوط را به خود اختصاص دهد که این بازه، می‌تواند سبب کاهش استقامت مخلوط شود. لذا، مقدار ریزدانه مخلوط به علت اهمیتی که دارد باید در محدوده‌ای بینایی که هم مقرون به صرفه باشد و هم سبب استقامت حداکثری شود، انتخاب گردد.

جدول ۲- انواع دانه‌بندی مجاز برای مصالح قشر زیراساس [۵].

درصد وزنی عبوری از الک				اندازه الک
IV	III	II	I	
-	۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	۵۰ میلی‌متر (۱۲ اینچ)
۱۰۰	-	۹۰-۱۰۰	-	۳۷/۵ میلی‌متر (۱/۵ اینچ)
۹۰-۱۰۰	۷۵-۹۵	۷۵-۹۰	۷۵-۸۰	۲۵ میلی‌متر (۱ اینچ)
۵۵-۸۰	۴۰-۷۵	۴۰-۷۰	۳۰-۶۵	۹/۵ میلی‌متر (۳/۸ اینچ)
۴۰-۶۰	۳۰-۶۰	۳۰-۶۰	۲۵-۵۵	۴/۷۵ میلی‌متر (شماره ۴)
۲۸-۴۸	۲۰-۴۵	۲۰-۵۰	۱۵-۴۰	۲ میلی‌متر (شماره ۱۰)
۱۴-۲۸	۱۵-۳۰	۱۰-۳۰	۸-۲۰	۰/۴۲۵ میلی‌متر (شماره ۴۰)
۵-۱۲	۵-۱۲	۳-۱۲	۲-۸	۰/۰۷۵ میلی‌متر (شماره ۲۰۰)

۴. کیفیت مصالح از دیدگاه خواص ژئوتکنیکی

وظیفه لایه زیراساس در روسازی شامل تعدیل فشارهای وارده، تقلیل ضخامت روسازی و کاهش اثر یخ‌بندان است. همچنین این لایه به‌عنوان یک لایه فیلتر به‌منظور جلوگیری از حرکت ریزدانه‌های خاک بستر به لایه اساس عمل می‌کند. قشر زیراساس تثبیت نشده باید بتواند آب‌های سطحی و یا آب‌های نفوذی شانه راه و یا آب‌های تراوشی را به نهرهای خارج جسم راه هدایت کند. برای تأمین این ویژگی، لازم است دانه‌بندی مصالح قشر زیراساس با تیپ‌های دانه‌بندی زیراساس منطبق باشد. مصالح زیراساس سنگدانه‌ای مورد استفاده برای ساخت لایه‌های اساس و زیراساس علاوه بر دارا بودن دانه‌بندی مورد نیاز باید سایر مشخصات و معیارهای فنی مورد نیاز مانند حدود اتربرگ، هم‌ارز ماسه، سایش لوس آنجلس و ... را داشته باشند.

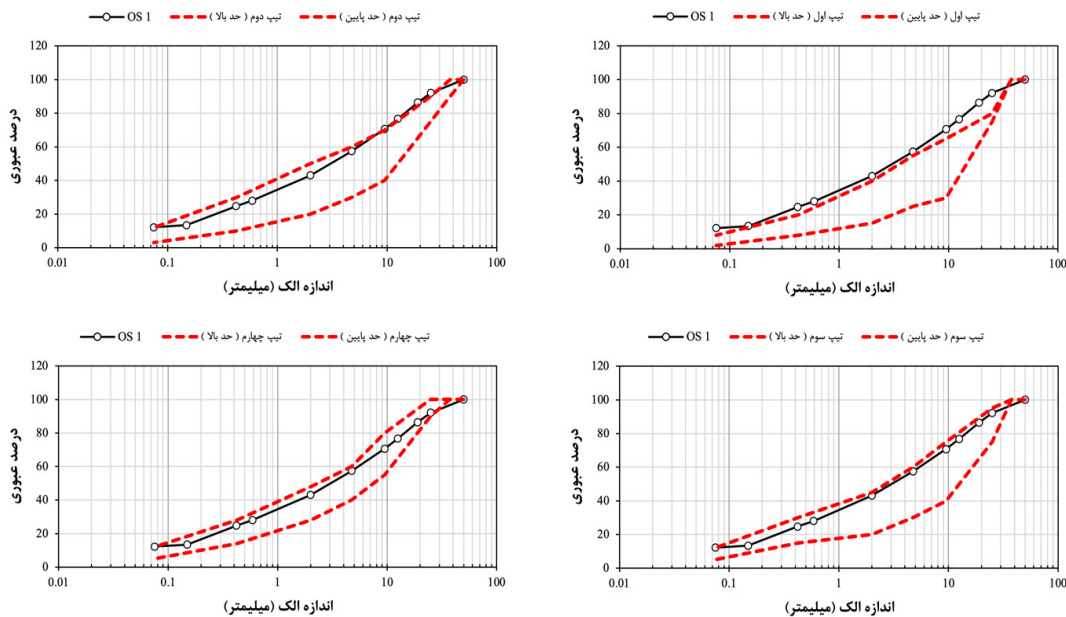
در جدول ۳ مشخصات مورد نیاز برای لایه زیراساس آورده شده است. این مشخصات بر اساس نشریه ۱۰۱ سازمان برنامه و بودجه کشور پیشنهاد شده‌اند.

جدول ۳- مشخصات مورد نیاز سنگدانه‌های لایه زیراساس [۵].

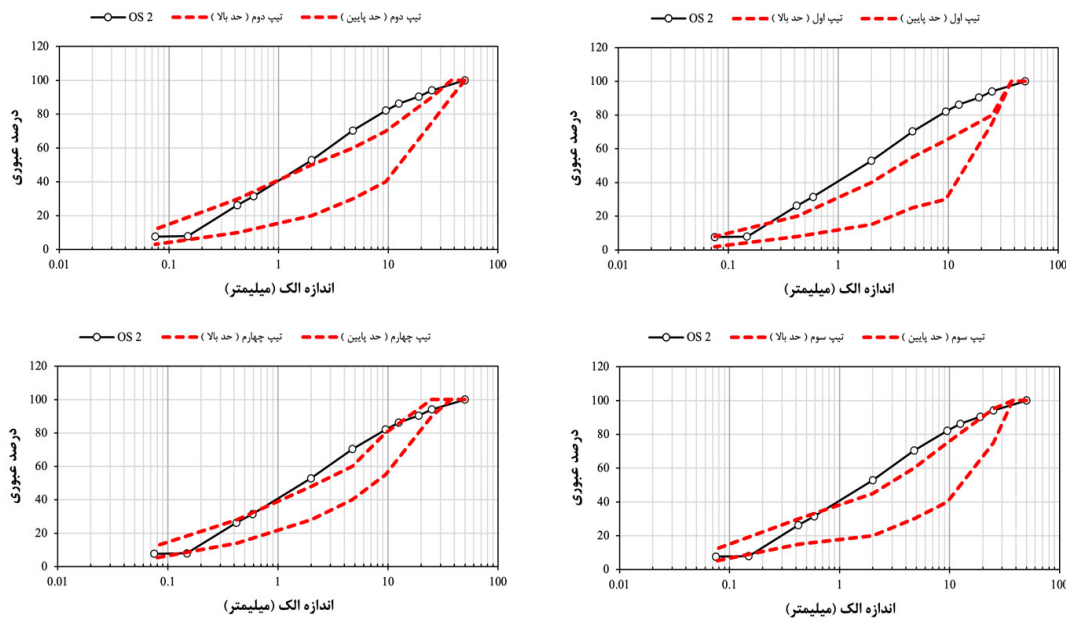
روش آزمایش		مشخصات (%)	آزمایش
ASTM	AASHTO		
D4318	T 90	حداکثر ۶	دامنه خمیری
D4318	T 89	حداکثر ۲۵	حد روانی
D2419	T 176	حداقل ۳۰	هم‌ارز ماسه (پس از کوبیدگی)
C131	T 96	حداکثر ۵۰	سایش لوس آنجلس
D1883	T 193	حداقل ۳۰	CBR در تراکم صد در صد آزمایشگاهی

۴.۲. ارزیابی کیفیت مصالح خاک روباره به‌عنوان مصالح زیراساس

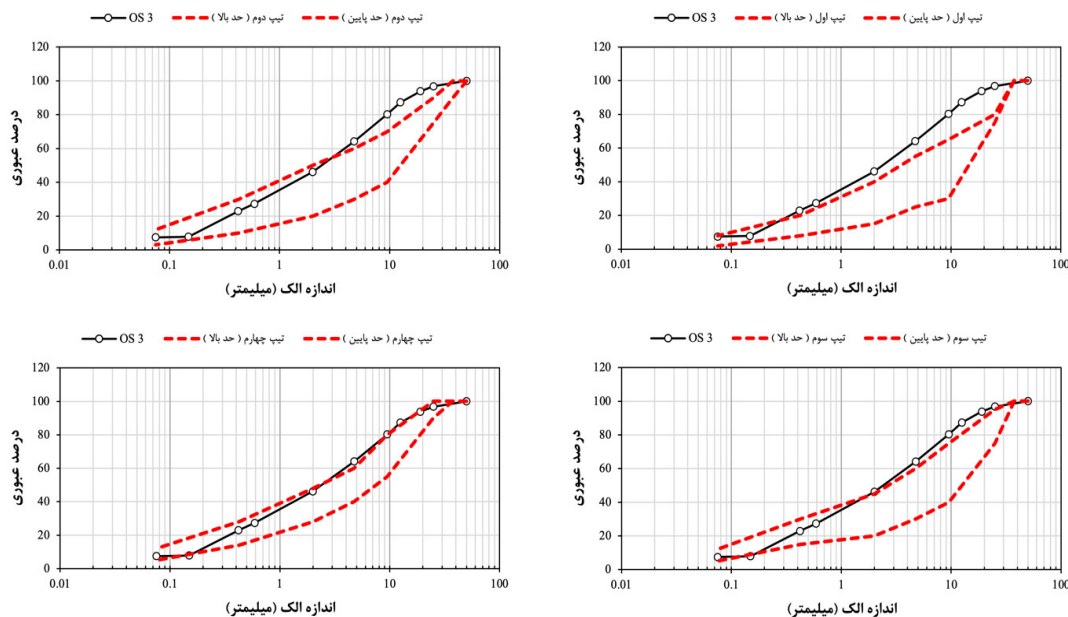
منحنی دانه‌بندی سه خاک OS1، OS2 و OS3 به همراه مقایسه با حد بالا و پایین چهار تیپ دانه‌بندی مصالح زیراساس مطابق نشریه ۱۰۱ در شکل‌های ۱ الی ۳ نشان داده شده است.



شکل ۱- مقایسه نمودار دانه‌بندی خاک OS1 با حدود دانه‌بندی مجاز زیراساس.



شکل ۲- مقایسه نمودار دانه‌بندی خاک OS2 با حدود دانه‌بندی مجاز زیراساس.



شکل ۳- مقایسه نمودار دانه‌بندی خاک OS3 با حدود دانه‌بندی مجاز زیراساس

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، خاک‌های OS1 و OS3 بدون نیاز به اصلاح دانه‌بندی در قشر زیراساس قابل استفاده می‌باشند. این دو نوع خاک منطبق بر تیپ دانه‌بندی IV نشریه ۱۰۱ می‌باشند. همچنین خاک OS2 جهت استفاده به‌عنوان مصالح زیراساس نیاز به اصلاح دانه‌بندی دارند. باید توجه داشت که اضافه کردن مصالح درشت دانه به خاک OS3 نیز سبب بهبود کیفیت دانه‌بندی این مصالح می‌شود. بر روی مصالح نمونه‌برداری شده در مرحله نهایی آزمایش‌های تکمیلی مصالح زیراساس شامل حدود اتربرگ، درصد سایش لوس آنجلس، هم‌ارز ماسه و سی بی آر انجام شد تا کیفیت این مصالح علاوه بر دانه‌بندی جهت به‌کارگیری در قشر زیراساس تعیین شود. نتایج این آزمایش‌ها در جدول ۴ داده شده است.

جدول ۴- مقایسه مشخصات خاک‌های روباره با حدود رواداری مصالح زیراساس سنگدانه‌ای.

مشخصات	استاندارد	خاک OS1	خاک OS2	خاک OS3	حدود رواداری
حد روانی	ASTM D4318	۲۹	۲۳	۲۴	حداکثر ۲۵
دامنه خمیری	ASTM D4318	۸	۲	۲	حداکثر ۶
هم‌ارز ماسه	ASTM D2419	۱۲	۵۳	۵۱	حداقل ۳۰
سایش لوس آنجلس	ASTM C131	۳۲	۳۸	۴۲	حداکثر ۵۰
سی بی آر	ASTM D1883	۴۲	۵۸	۵۳	حداقل ۳۰

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، مشخصات ژئوتکنیکی دو نوع خاک OS2 و OS3 از نظر حدود اتربرگ و هم‌ارز ماسه، حدود رواداری مربوط به مصالح زیراساس را تأمین می‌کنند، در صورتی که خاک OS1 سه معیار حد روانی، دامنه خمیری و هم‌ارز ماسه را تأمین نمی‌کند و جهت استفاده از آن در قشر زیراساس باید اقدام به اصلاح مشخصات آن با استفاده از افزودنی‌هایی مانند سیمان یا آهک شود. همچنین هر سه خاک روباره OS1، OS2 و OS3 از نظر سایش لوس آنجلس و سی بی آر حدود رواداری را تأمین می‌کنند.

۴. نتیجه‌گیری

در این تحقیق با نمونه‌برداری از خاک روباره معدن گل‌گهر در سه نقطه مختلف، کیفیت این مصالح جهت بکارگیری در قشر زیراساس مورد

ارزیابی قرار گرفت. طبق آزمایش‌های انجام‌شده، خاک‌های OS1 و OS3 منطبق بر تیپ چهارم دانه‌بندی مجاز برای مصالح زیراساس می‌باشند در نتیجه بدون نیاز به اصلاح دانه‌بندی در قشر زیراساس قابل استفاده می‌باشند. این در حالی است که خاک OS2 به دلیل عدم انطباق با هیچ‌یک از چهار تیپ دانه‌بندی موجود، برای استفاده در لایه زیراساس نیاز به اصلاح دانه‌بندی دارد. اصلاح دانه‌بندی به صورت اضافه نمودن حدود ۱۰ درصد مصالح مانده روی الک نمره ۴ می‌باشد. همچنین هر سه نوع خاک روباره OS1، OS2 و OS3 حدود رواداری مربوط به سایش لوس آنجلس و سی‌بی‌آر را تأمین می‌کند. در حالی که تنها دو نوع خاک روباره OS2 و OS3 از نظر حدود اتربرگ و هم‌ارز ماسه حدود رواداری مربوط به مصالح زیراساس را تأمین می‌کنند، در صورتی که خاک OS1 سه معیار حد روانی، دامنه خمیری و هم‌ارز ماسه را تأمین نمی‌کند و جهت استفاده از آن در قشر زیراساس باید اقدام به اصلاح مشخصات آن با افزودنی‌هایی مانند آهک یا سیمان شود. به طور خلاصه می‌توان چنین بیان کرد که به منظور استفاده از مصالح باطله خاکی معدن گل‌گهر در قشر زیراساس باید ابتدا آزمایش دانه‌بندی و سایر آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل کیفیت این مصالح جهت بکارگیری در قشر زیراساس بر روی این مصالح انجام شود و در صورت تأیید کلیه این موارد، امکان بهره‌گیری از این مصالح در قشر زیراساس وجود خواهد داشت.

تقدیر و تشکر

بدینوسیله از مدیریت تحقیقات و فناوری سنگ آهن و فولاد گل‌گهر به دلیل حمایت مادی و معنوی از این طرح تشکر و قدردانی می‌شود.

مراجع

۱. ابوالحسنی، ن. (۱۳۹۲)، "بهینه‌سازی تثبیت باطله معدن مس و پسماندهای خطرناک با استفاده از سیمان و نانو ذرات (سیلیس، کربن، رس)"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی - مهندسی، دانشگاه بیرجند.
2. Etim, R. K., Eberemu, A. O., & Osinubi, K. J. (2017), "Stabilization of black cotton soil with lime and iron ore tailings admixture," *Transportation Geotechnics*, **10**, pp. 85-95, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.01.002>
3. Mckinnon, E. (2002), "The environmental effects of mining waste disposal at Lihir Gold Mine," *Papua New Guinea*. **1**(2), pp. 40-50.
4. Packey, D. J. (2012), "Multiproduct mine output and the case of mining waste utilization," *Resources Policy*, **37**(1), pp. 104-108, <https://doi.org/10.1016/j.resourpol.2011.11.002>
۵. دفتر امور فنی و تدوین معیارها، (۱۳۹۲)، "مشخصات فنی و عمومی راه‌ها: نشریه ۱۰۱"، تجدیدنظر دوم. انتشارات معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی.

ارزیابی مصالح باطله خاکی موجود در معدن گل گهر به عنوان مصالح زیرسازی راه

علیرضا غنی زاده^۱، فرزاد صفی جهانشاهی^۲، محمد امیری حسینی^۳، سید مرتضی سجادیان^۴

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان، سیرجان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان، سیرجان

۳- رئیس تحقیقات معدن و زمین شناسی، مدیریت تحقیقات و فناوری سنگ آهن و فولاد گل گهر، سیرجان

۴- کارشناس ارشد تحقیقات اکتشاف، مدیریت تحقیقات و فناوری سنگ آهن و فولاد گل گهر، سیرجان

ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

خلاصه

هدف از این تحقیق ارزیابی مشخصات ژئوتکنیکی مصالح باطله خاکی موجود در معدن گل گهر سیرجان جهت استفاده در زیرسازی راه است. برای این منظور نمونه برداری از مصالح باطله خاکی در ۸ نقطه مختلف انجام شد و بر روی نمونه ها، آزمایش های دانه بندی و حدود اتربرگ انجام شد. سپس با تعیین طبقه بندی خاک، نشانه گروه، درصد تورم و پتانسیل یخندان هر یک از نمونه ها تناسب آن ها برای استفاده در خاکریزی و زیرسازی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج این بررسی نشان می دهد که در اکثر موارد مصالح باطله خاکی دارای کیفیت مناسب جهت بکارگیری در زیرسازی راه می باشند.

کلمات کلیدی: باطله خاکی، معدن گل گهر، مصالح خاکریزی و بسترسازی.

۱. مقدمه

با توجه به فضای قابل توجه مورد نیاز جهت دیوای باطله های معدنی، تولید ضایعات و باطله های معدنی امروزه به عنوان یکی از چالش های معدن کاری به شمار می آید. به همین منظور بسیاری از کشورهای پیشرفته و صنعتی برای حل این موضوع از فناوری ها و دانش نوین برای بازگرداندن آن ها به چرخه تولید کمک گرفته اند [۱]. تولید ضایعات و باطله های معدنی^۱ امروزه به عنوان یکی از چالش های معدن کاری^۲ به شمار می آید. به همین منظور بسیاری از کشورهای پیشرفته و صنعتی برای حل این موضوع از فناوری ها و دانش نوین برای بازگرداندن آن ها به چرخه تولید کمک گرفته اند. چراکه باطله های خاکی معادن سطح زیادی از مناطق معدنی را اشغال می کنند و دیوای آن ها می تواند خطر ریزش و عدم پایداری را به همراه داشته باشد [۲]. همچنین دیوای باطله به دلیل بارندگی زیاد و زمین لرزه های احتمالی ممکن است دچار گسیختگی و ریزش شوند [۳]. در بین گزینه های مختلف موجود، استفاده مجدد از این باطله ها بهترین گزینه برای اطمینان از استفاده پایدار از باطله در منطقه است [۴]. صنعت ساخت و ساز پتانسیل بالایی برای جذب ضایعات صنایع دیگر دارد. در صنایع معدنی، فرایند استخراج و خرد کردن سنگ معدنی حجم قابل توجهی از باطله را ایجاد می کند. معمولاً باطله های خاکی معادن در مناطق نزدیک به محل معدن دیو می شوند. همچنین باطله های کارخانه در مخازن، رها می شوند و حوضه های از باطله ها را تشکیل می دهند که با نام سد باطله نیز شناخته می شود. بهره گیری از سدهای باطله گرچه گامی روبه جلو و مرتبط با کاهش تخریب محیط زیست است، اما دیو ها و سدهای باطله نواحی بزرگی را اشغال می کنند. بنابراین، آن ها تأثیر مستقیمی بر زیست بوم محلی دارند. به علاوه، هزینه های نگهداری و نظارت بالایی را طلب می کنند. در سال های اخیر، رشد اقتصاد، تقاضای مصالح سنگی طبیعی را برای ساخت و ساز شهری افزایش داده است. به همین دلیل

¹ Mine tailings

² Mining

پیمانکاران برای تهیه مصالح طبیعی مورد نیاز جهت ساخت زیرساخت‌های جاده‌ای با مشکلات زیادی روبرو هستند. محدودیت‌های محیطی در استخراج مصالح سنگی و فاصله معادن قرضه تا محل کاربرد، عوامل مهمی را در هزینه نهایی ساخت‌وساز تشکیل می‌دهند. استفاده از باطله‌های معدنی به عنوان زیرساخت جاده، ممکن است راه‌حلی عملی برای حل مشکلات زیست‌محیطی سدهای باطله باشد [۵]. بنابراین می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که یکی از راهکارهای قابل توجه به منظور به حداقل رساندن تأثیر زیست‌محیطی باطله‌های معدنی و کاهش تقاضا برای مصالح سنگی طبیعی در صنعت ساخت‌وساز و ایجاد مصالح جدید برای به کارگیری در زیرساخت‌های جاده‌ای، استفاده از باطله‌های خاکی و باطله سنگ آهن دپو شده در سدهای باطله و تثبیت شیمیایی این باطله‌ها برای زیرساخت‌های جاده‌ای است. در شرکت گل گهر سیرجان سالیانه میلیون‌ها تن باطله خاکی دپو می‌شود [۶]. با توجه به حجم بالای باطله در معدن گل گهر سیرجان، شناسایی و تعیین کاربرد آن‌ها به جهت مصرفشان در صنایع دیگر حائز اهمیت است.

در این تحقیق مشخصات ژئوتکنیکی مصالح باطله خاکی موجود در معدن گل گهر سیرجان جهت استفاده در خاکریزها و بستر روسازی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور با تعیین طبقه‌بندی خاک، نشانه گروه، درصد تورم و پتانسیل یخبندان نمونه‌های باطله مختلف، تناسب آن‌ها برای استفاده در خاکریزی و مصالح بستر روسازی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲. مصالح باطله

جهت شناسایی انواع خاک‌های حاصل از معدنکاری و تعیین طبقه‌بندی و حدود اتربرگ دپوهای روباره، نمونه‌گیری و ارزیابی مصالح باطله خاکی در هشت محل مختلف انجام شد و سپس آزمایش‌های حدود اتربرگ (ASTM D4318) و دانه‌بندی به صورت تر و خشک (ASTM D422) بر روی هر یک از نمونه‌ها صورت گرفت. حدود اتربرگ، درصد اجزاء تشکیل‌دهنده و طبقه‌بندی خاک برای نمونه‌های اخذ شده در جدول ۱ داده شده است.

جدول ۱- حدود اتربرگ و طبقه‌بندی مصالح باطله خاکی نمونه‌گیری شده

نام و موقعیت	PI	LL	درصد اجزاء خاک			طبقه‌بندی خاک	
			شن	ماسه	رس و لای	AASHTO	USCS
معدن ۱، جنوب شرق، نمونه رس، غرب محدوده	۱۰	۳۳	۳۴	۴۱	۲۵	A-2-4	SC
معدن ۲، نمونه ۴	۱۱	۳۳	۴۶	۳۴	۲۰	A-2-6	GC
معدن ۱، جنوب شرق، کانگولومرا، شرق محدوده	۷	۲۸	۵۰	۴۰	۱۰	A-2-4	GP-GC
معدن ۱، جنوب شرق، نمونه رس، شرق محدوده	۱۰	۳۳	۲۴	۳۹	۳۷	A-4	SC
معدن ۲، نمونه ۲	۹	۲۷	۵۷	۳۷	۶	A-2-4	GP-GC
معدن ۲، نمونه ۳	۱۴	۳۴	۴۸	۳۰	۲۲	A-2-6	GC
معدن ۱، جنوب شرق، کانگولومرا، غرب محدوده	۴	۲۸	۳۸	۴۷	۱۵	A-2-4	SM
معدن ۲، نمونه ۱	۵	۲۵	۳۸	۵۴	۸	A-2-4	SP-SC

در این جدول خاک‌هایی که از نظر حدود اتربرگ و طبقه‌بندی شباهت زیادی به هم دارند، با رنگ یکسان نشان داده شده‌اند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود خاک‌های نمونه‌گیری شده در معدن ۱ دارای طبقه‌بندی اش تو A-2-4 و A-4 می‌باشند و در سیستم طبقه‌بندی متحد به صورت ماسه رس‌دار، مخلوط شن بد دانه‌بندی شده و شن رس‌دار و رس لای دار طبقه‌بندی می‌شوند. خاک‌های نمونه‌گیری شده در معدن ۲ دارای طبقه‌بندی اش تو A-2-4 و A-2-6 می‌باشند و در سیستم طبقه‌بندی متحد (یونیفاید) به صورت شن رس‌دار، مخلوط شن بد دانه‌بندی شده و شن رس‌دار و مخلوط ماسه بد دانه‌بندی شده و ماسه رس‌دار طبقه‌بندی می‌شوند. همچنین ملاحظه می‌شود که بیشترین خاک‌های مشاهده شده از نوع A-2-4 با شاخص خمیری کمتر از ۱۰ درصد و مقدار ریزدانه کمتر از ۲۰ درصد می‌باشند.

به منظور تعیین کیفیت مصالح خاکی جهت استفاده در قشرهای خاکریزی و به عنوان خاک بستر روسازی، مصالح باید از نظر نشانه گروه، حساسیت به یخبندان و درصد تورم بررسی و ارزیابی شوند. در ادامه هر یک از این موارد در خصوص مصالح باطله خاکی بررسی خواهد شد.

۳. کیفیت مصالح خاکریزی از دیدگاه طبقه‌بندی خاک و نشانه گروه

یکی از روش‌های دقیق و ساده برای تعیین کیفیت خاک موردنظر برای استفاده به‌عنوان بسترسازی و اجرای خاکریزی، تعیین طبقه‌بندی اش تو خاک و نشانه گروه خاک است. ضوابط طبقه‌بندی خاک‌ها در روش اش تو (ASTM D3282) بر اساس عملکرد این خاک‌ها در راه‌سازی است. در این روش دو گروه اصلی مصالح، یعنی درشت‌دانه و ریزدانه قابل تفکیک می‌باشند که تفاوت بین این دو گروه در عبور ۳۵٪ از وزن خاک موردنظر از الک شماره ۲۰۰ است. بر اساس این دسته‌بندی هرچه از سمت خاک A-1 که بهترین نوع خاک بوده و بخش عمده آن را درشت‌دانه تشکیل داده است، به سمت خاک A-8 که بخش اعظم آن را ریزدانه تشکیل داده است برویم، کیفیت خاک برای اجرای زیرسازی کاهش می‌یابد. به‌منظور تعیین دقیق کیفیت خاک به‌عنوان مصالح خاکریزی و بستر راه از پارامتری تحت عنوان نشانه گروه استفاده می‌شود. نشانه گروه با استفاده از رابطه زیر قابل تعیین است:

$$GI = (F - 35) \times [0.7 + 0.05 \times (LL - 40)] + (F - 15) \times (PI - 10) \quad (1)$$

در این رابطه:

$$F = \text{درصد وزنی خاک عبوری از الک نمرة ۲۰۰}$$

$$LL = \text{حد روانی}$$

$$PI = \text{شاخص خمیری}$$

لازم به ذکر است که برای مقادیر GI کمتر از صفر، این پارامتر صفر در نظر گرفته می‌شود. پس از تعیین نشانه گروه خاک بستر، کیفیت خاک برای اجرای روسازی با توجه به جدول ۲ تعیین می‌شود.

جدول ۲- تعیین کیفیت خاک بستر بر اساس نشانه گروه خاک (۷)

کیفیت خاک بستر	نشانه گروه
عالی	۰
خوب	۱ تا ۰
متوسط	۴ تا ۲
ضعیف	۹ تا ۵
خیلی ضعیف	۲۰ تا ۱۰

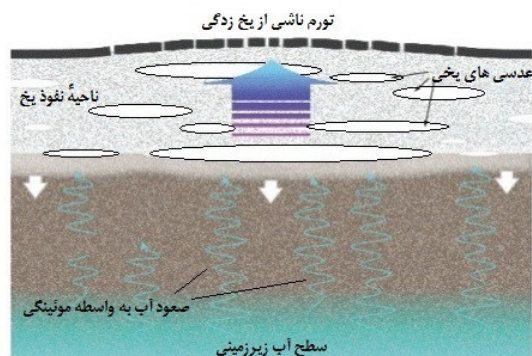
۴. کیفیت مصالح خاکریزی از دیدگاه حساسیت به یخبندان

بروز تورم و بالا آمدگی ناشی از یخبندان در مناطقی که در فصل زمستان دمای هوا به زیر صفر کاهش می‌یابد، یکی از پدیده‌های رایج در این نواحی است. یخ‌های ایجادشده در شروع فصل بهار آب می‌شوند که به دلیل افزایش رطوبت خاک بستر سبب کاهش مقاومت خاک بستر می‌شوند. اصلی‌ترین علت بروز این خرابی، شرایط آب‌وهوایی و خاک موجود در لایه‌های زیرین سازه روسازی است. خاک‌هایی که نفوذپذیری کمی دارند و آب را از خود عبور نمی‌دهند و خاک‌هایی که در دماهای زیر صفر تغییر حجم دارند را در اصطلاح خاک‌های مستعد یخ‌زدگی می‌نامند. شدت و مقدار تورم این خاک‌ها، تنها مربوط به تشکیل عدسی‌های یخ در زیر لایه آسفالتی و تورم آن‌ها نیست.

ایجاد عدسی‌های یخ و بروز پدیده تورم رویه در قسمت‌هایی از روسازی ایجاد می‌شود که دارای مقادیر قابل توجهی ریزدانه باشند. ایجاد عدسی‌های یخ سبب اعمال فشار به روسازی و بروز تغییر شکل‌های ناخواسته در روسازی شده و نهایتاً به شکل ترک یا ناهمواری در سطح راه نمایان می‌شود. آبی که در عدسی‌های یخ جمع می‌شود، عموماً ناشی از پدیده مویبگی و صعود آب از سفره آب زیرزمینی به زیر سطح راه است. یخ تشکیل شده در فصل بهار رفته‌رفته ذوب می‌شود و از حالت جامد به حالت مایع تغییر حالت می‌دهد. حضور این مقدار آب زیاد در خاکی که توانایی زهکشی سریع آن را ندارد باعث افزایش شدید رطوبت و از دست رفتن مقاومت برشی می‌شود. اثرات چنین پدیده‌ای در خاک‌های تثبیت نشده به‌مراتب بیشتر از لایه‌های تثبیت شده است. این روند در شکل ۱ نشان داده شده است.

روند بروز مویبگی زمانی شروع می‌شود که سفره آب زیرزمینی نزدیک به سطح زمین قرار داشته باشد. خاکی همچون لای توانایی نسبتاً بالایی در مکش آب به سمت بالا دارد، به‌طوری که ارتفاع صعود مویبگی در خاک لای بین ۰/۹ تا ۹ متر است. این آب هنگامی که دمای هوا و خاک به زیر صفر برسد، شروع به یخ زدن می‌کند و هرچه دمای هوا سردتر شود، جبهه عدسی‌های یخی بیشتر به عمق خاک نفوذ می‌کند. همچنین، هر چه آب

بیشتری به عدسی یخی تبدیل شود، فشار اعمال شده به لایه‌های بالایی خاک بیشتر خواهد بود و تورم بیشتری را سبب خواهد شد. با شروع فصل بهار و افزایش تدریجی دمای هوا، عدسی‌های یخ از جبهه نزدیک به سطح زمین، رفته‌رفته شروع به آب شدن می‌کنند. آزاد شدن این مقدار آب در محل عدسی‌ها سبب ضعف خاک در آن قسمت و همچنین عدم یکنواختی و یکپارچگی در ساختار بستر خواهد شد. طبقه‌بندی خاک‌ها از نظر حساسیت به یخبندان با توجه به طبقه‌بندی خاک و درصد ریزدانه در جدول ۳ داده شده است.



شکل ۱- تورم راه ناشی از بروز یخ در خاک (غنی‌زاده و ناجی الماسی ۱۳۹۹).

جدول ۳- طبقه‌بندی انواع خاک‌ها از نظر حساسیت در برابر یخبندان [۸].

گروه‌بندی	نوع خاک	درصد وزنی عبوری از الک ۲۰۰	طبقه‌بندی خاک
FG-1	خاک‌های شنی	۳ تا ۱۰	GW, GP, GW-GM, GP-GM
FG-2	خاک‌های شنی و ماسه‌ای	۱۰ تا ۱۵	GM, GW-GM, GP-GM, SW, SP, SM, SW-SM, SP-SM
FG-3	خاک‌های شنی	بیش از ۲۰	GM, GC
	ماسه، به‌جز ماسه لای دار ریز	بیش از ۱۵	SM, SC
	رس با شاخص خمیری بالای ۱۲		CL, CH
FG-4	ماسه لای دار ریز	بیش از ۱۵	SM
	انواع لای		ML, MH
	رس با شاخص خمیری ۱۲ و کمتر		CL, CL-ML
	انواع رس‌ها		CL, CH, ML, SM

از آنجایی که تورم ناشی از یخبندان تنها در محل‌هایی رخ می‌دهد که عدسی یخ وجود داشته است، لذا به‌صورت غیریکنواخت در سطح راه بروز کرده و سبب ناهمواری رویه می‌شود. شدت ناهمواری راهی که دچار این پدیده شده است را می‌توان بر اساس طول‌موج غالب بیان کرد. معمولاً طول‌موج راه‌هایی که به‌واسطه بروز تورم یخبندان دچار ناهمواری شده‌اند بین ۱۰ تا ۸۰ متر است. تکرار چرخه‌های ذوب-یخبندان در فصول مختلف سال می‌تواند باعث کاهش وزن مخصوص، افزایش ناهمواری روسازی، بسته شدن منافذ زهکش و ترک خوردن سطح رویه شود. احتمال بروز این موارد بستگی به میزان ریزدانه بودن خاک بستر، وجود یا عدم وجود رطوبت اضافی در خاک و عمق نفوذ یخبندان دارد.

۵. کیفیت مصالح خاکریزی از دیدگاه پتانسیل تورم‌پذیری

خاک‌هایی که از کانی مونت‌موریلونیت تشکیل شده باشند با جذب رطوبت به میزان قابل توجهی متورم می‌شوند. به همین جهت حضور این نوع کانی در بستر راه، می‌تواند عاملی برای بروز تغییر شکل، ناهمواری و ترک‌خوردگی در سطح راه باشد. طول‌موج غالب در راه‌هایی که به این دلیل دچار ناهمواری می‌شوند، معمولاً بین ۳ تا ۱۰ متر است. بروز این نوع تورم به دو عامل اصلی شامل درصد وزنی رس در خاک و شاخص خمیری خاک بستگی دارد و از رابطه ۲ قابل محاسبه است [۹]

$$S = a \times A^b \times C^{3.44} \quad (۲)$$

که در این رابطه:

S = پتانسیل تورم‌پذیری خاک، درصد

A = پارامتر مربوط فعالیت خاک است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$A = \frac{PI}{C - 5} \quad (۳)$$

که در این رابطه:

PI = شاخص خمیری خاک

C = درصد وزنی مصالح عبوری از الک شماره ۲۰۰

دو پارامتر a و b نیز به شاخص خمیری خاک وابسته هستند و به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند:

$$PI \leq 20, a = 3/28 \times 10^{-5}, b = 2/259$$

$$20 < PI \leq 30, a = 2/4 \times 10^{-5}, b = 2/573$$

$$30 < PI \leq 40, a = 1/14 \times 10^{-5}, b = 2/559$$

$$PI > 40, a = 0/72 \times 10^{-5}, b = 2/669$$

جدول ۴- پیشنهاد سازمان هوانوردی فدرال برای بهسازی انواع خاک‌های متورم شونده (FAA 2016)

بهسازی پیشنهادی	پتانسیل جذب رطوبت	درصد تورم اندازه‌گیری شده (ASTM D1883)	پتانسیل تورم (بر مبنای تجربه)
تراکم بستر در رطوبت بهینه به اضافه ۵٪ با درصد تراکم ۹۰ درصد	کم	۳ تا ۵	کم
تثبیت خاک تا عمق ۱۵ سانتی‌متر	زیاد		
تثبیت خاک تا عمق ۳۰ سانتی‌متر	کم	۶ تا ۱۰	متوسط
تثبیت خاک تا عمق ۳۰ سانتی‌متر	زیاد		
تثبیت خاک تا عمق ۳۰ سانتی‌متر	کم		
تثبیت تا عمق ۹۰ سانتی‌متر یا تعویض خاک		بیش از ۱۰	زیاد
برای خاک‌های رسی عمق تثبیت تا ۱۵۰ سانتی‌متر افزایش یابد	زیاد		

پتانسیل تورم‌پذیری را از طریق اندازه‌گیری درصد تغییر حجم در ازای آب جذب‌شده هنگام انجام آزمایش CBR (ASTM D1883) و یا پروکتور نیز می‌توان به دست آورد. در این حالت نمونه خاک با رطوبت بهینه درون قالب آزمایش پروکتور متراکم می‌شود و سپس درحالی که

سرباری معادل ۱ پوند بر اینچ مربع (psi) روی آن قرار دارد و در داخل آب مستغرق است، میزان تورم آن اندازه‌گیری می‌شود. این آزمایش در دو رطوبت بهینه به علاوه ۳ درصد (سمت مرطوب) و رطوبت بهینه منهای ۳ درصد (سمت خشک) نیز انجام گرفته و از میانگین نتایج، درصد تورم در رطوبت بهینه محاسبه می‌شود. حضور خاک‌های متورم شونده در بستر روسازی بر روی عملکرد روسازی تأثیرگذار است و شاخص سرویس‌دهی آن را در کوتاه‌مدت به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد. نرخ کاهش شاخص سرویس‌دهی در این نوع خرابی بسیار زیاد است. در حالت کلی برای خاک‌هایی که بیش از ۳ درصد (بر مبنای استاندارد CBR)، (ASTM D1883) متورم شوند باید راهکارهای کنترلی در نظر گرفت. سازمان هوانوردی فدرال (FAA 2016) برای چنین شرایطی، جدولی را ارائه کرده است که در آن به ازای نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها، می‌توان نحوه بهسازی خاک را تعیین نمود. در جدول ۴ این راهکارها معرفی شده‌اند.

۶. ارزیابی کیفیت مصالح خاک روباره به عنوان مصالح خاک بستر

همان‌گونه که در بخش دوم ذکر گردید، یکی از روش‌های دقیق و ساده برای تعیین کیفیت خاک جهت استفاده به عنوان بسترسازی و اجرای خاکریزی، تعیین طبقه‌بندی اش تو خاک و نشانه گروه خاک است. بر اساس طبقه‌بندی اش تو هر چه از سمت خاک A-1 که بهترین نوع خاک بوده و بخش عمده آن را درشت‌دانه تشکیل داده است، به سمت خاک A-8 که بخش اعظم آن را ریزدانه تشکیل داده است برویم، کیفیت خاک برای اجرای زیرسازی کاهش می‌یابد. به منظور تعیین دقیق کیفیت خاک به عنوان بستر راه از پارامتری تحت عنوان نشانه گروه استفاده می‌شود که نحوه تعیین این پارامتر پیش‌تر تشریح شد. پس از تعیین نشانه گروه خاک بستر، کیفیت خاک برای اجرای روسازی با توجه به جدول ۵ تعیین می‌شود.

جدول ۵- تعیین کیفیت خاک بستر بر اساس نشانه گروه خاک

نشانه گروه	کیفیت خاک بستر
۰	عالی
۱ تا ۰	خوب
۲ تا ۴	متوسط
۵ تا ۹	ضعیف
۱۰ تا ۲۰	خیلی ضعیف

حساسیت یک خاک نسبت به یخبندان با توجه به طبقه‌بندی متحد خاک بر اساس پیشنهاد آژانس هوانوردی فدرال (FAA) و بر اساس جدول ۳ قابل تعیین است. همچنین به منظور پیش‌بینی پتانسیل تورم‌پذیر خاک می‌توان از روش پیشنهاد شده در بخش ۴ استفاده کرد. حدود اتربرگ، طبقه‌بندی خاک، نشانه گروه، حساسیت به یخبندان و درصد تورم برای نمونه‌های باطله در جدول ۶ داده شده است.

جدول ۶- مشخصات خاک‌های روباره از دیدگاه بکارگیری در خاکریزی و بسترسازی.

نام و موقعیت	PI	LL	طبقه‌بندی خاک		نشانه گروه	حساسیت به یخبندان	درصد تورم
			AASHTO	USCS			
معدن ۱، جنوب شرق، نمونه رس، غرب محدوده	۱۰	۳۳	A-2-4	SC	۰	FG-3	۲/۳۹
معدن ۲، نمونه ۴	۱۱	۳۳	A-2-6	GC	۰	FG-3	۱/۶۲
معدن ۱، جنوب شرق، کانگولومرا، شرق محدوده	۷	۲۸	A-2-4	GP-GC	۰	FG-2	۰/۲۹
معدن ۱، جنوب شرق، نمونه رس، شرق محدوده	۱۰	۳۳	A-4	SC	۰	FG-3	۵/۷۴
معدن ۲، نمونه ۲	۹	۲۷	A-2-4	GP-GC	۰	FG-2	۰/۳۲
معدن ۲، نمونه ۳	۱۴	۳۴	A-2-6	GC	۰	FG-3	۲/۵۳
معدن ۱، جنوب شرق، کانگولومرا، غرب محدوده	۴	۲۸	A-2-4	SM	۰	FG-4	۰/۳۳
معدن ۲، نمونه ۱	۵	۲۵	A-2-4	SP-SC	۰	FG-2	۰/۱۶

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود خاک‌های نمونه‌گیری شده در معدن ۱ دارای طبقه‌بندی اش تو A-2-4 و A-4 و نشانه گروه صفر می‌باشند که مرغوبیت این مصالح جهت به کارگیری در لایه‌های زیرسازی و خاکریزی را نشان می‌دهد. همچنین خاک‌های نمونه‌گیری شده در معدن ۲ دارای طبقه‌بندی اش تو A-2-4 و A-2-6 و نشانه گروه صفر می‌باشند که مرغوبیت این مصالح جهت به کارگیری در لایه‌های زیرسازی و خاکریزی را نشان می‌دهد. از دیدگاه تورم‌پذیری تنها خاک SC نمونه‌گیری شده در جنوب شرق معدن ۱ دارای تورم بیش از ۵ درصد است و تورم‌پذیری سایر خاک‌ها از نظر مشخصات خاکریزی و بسترسازی موردپذیرش است. همچنین ملاحظه می‌شود که از دیدگاه یخبندان خاک‌های موردبررسی در گروه خاک‌های با حساسیت متوسط تا بسیار زیاد قرار می‌گیرند. با توجه به اینکه در منطقه معدن گل‌گهر سیرجان عمق سفره آب زیر زمینی نسبتاً زیاد و دمای متوسط هوا در اکثر روزهای سال بیش از صفر درجه است، حساسیت به یخبندان خاک‌ها تأثیر منفی خاصی بر روی بکارگیری این مصالح به عنوان مصالح زیرسازی و خاکریزی نخواهد داشت.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق با نمونه‌برداری از مصالح باطله‌خاکی در ۸ نقطه مختلف معدن گل‌گهر سیرجان و انجام آزمایش‌های دانه‌بندی و حدود اتربرگ و تعیین طبقه‌بندی خاک، نشانه گروه، درصد تورم و پتانسیل یخبندان هر یک از نمونه‌ها تناسب آن‌ها برای استفاده در خاکریزی و زیرسازی راه مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج این بررسی نشان می‌دهد که کلیه خاک‌ها دارای نشانه گروه صفر می‌باشند و بنابراین دارای کیفیت مناسب جهت بکارگیری در زیرسازی راه می‌باشند. همچنین از دیدگاه تورم‌پذیری، تنها خاک SC نمونه‌گیری شده در جنوب شرق معدن ۱ دارای تورم بیش از ۵ درصد است و تورم‌پذیری سایر خاک‌ها از نظر مشخصات خاکریزی و بسترسازی موردپذیرش است. از دیدگاه یخبندان خاک‌های موردبررسی در گروه خاک‌های با حساسیت متوسط تا بسیار زیاد قرار می‌گیرند که با توجه به عمق زیاد سفره آب زیر زمینی و دمای متوسط بالای صفر هوا در اکثر روزهای سال در منطقه گل‌گهر این موضوع نگران‌کننده نیست.

تقدیر و تشکر

بدینوسیله از مدیریت تحقیقات و فناوری سنگ آهن و فولاد گل‌گهر به دلیل حمایت مادی و معنوی از این طرح تشکر و قدردانی می‌شود.

مراجع

- ابوالحسنی، ن. (۱۳۹۲)، "بهبودسازی تثبیت باطله معدن مس و پسماندهای خطرناک با استفاده از سیمان و نانو ذرات (سیلیس، کربن، رس)"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی - مهندسی، دانشگاه بیرجند.
- Etim, R. K., Eberemu, A. O., & Osinubi, K. J. (2017), "Stabilization of black cotton soil with lime and iron ore tailings admixture," *Transportation Geotechnics*, **10**, pp. 85–95, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2017.01.002>
- Mckinnon, E. (2002), "The environmental effects of mining waste disposal at Lihir Gold Mine," *Papua New Guinea*. **1**(2), pp. 40–50.
- Packey, D. J. (2012), "Multiproduct mine output and the case of mining waste utilization," *Resources Policy*, **37**(1), pp. 104–108, <https://doi.org/10.1016/j.resourpol.2011.11.002>
- Bastos, L. A. de C., Silva, G. C., Mendes, J. C., & Peixoto, R. A. F. (2016), "Using Iron Ore Tailings from Tailing Dams as Road Material," *Journal of Materials in Civil Engineering*, **28**(10), p. 4016102, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0001613](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0001613)
- Salari, H. (2014). [Http://www.msas.ir](http://www.msas.ir).
- غنی زاده، ع. و ناجی الماسی، س. (۱۳۹۹)، "مهندسی روسازی‌های آسفالتی"، چاپ اول، دانشگاه صنعتی سیرجان.
- Federal Aviation Administration (FAA) (2016), "*LEDFAA User's Manual, AC 150/5320, U.S. Department of Transportation*, Washington, DC.
- Gisi, A. J., & Bandy, S. S. (1980), "*Swell Prediction of Natural Soils in Kansas. Memorandum*," Kansas Department of Transportation.

پیش بینی مدول برجهنگی بسترهای رسی با استفاده از نتایج آزمون نفوذ مخروط و مدل سازی رگرسیون فرایند گوسی (GPR)

علیرضا غنی زاده^۱، علی دل آرام^۲، آرش ضیائی^۳

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان

۳- مربی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سیرجان

ghanizadeh@sirjantech.ac.ir

خلاصه

مدول برجهنگی یکی از پارامترهای مهم و کلیدی برای طراحی روسازی است. این پارامتر عمدتاً به صورت مستقیم در آزمایشگاه یا به طور غیرمستقیم از طریق همبستگی با نتایج سایر آزمایش های استاندارد و یا با انجام محاسبه معکوس تعیین می شود. در این پژوهش از رگرسیون فرایند گاوسی به منظور ارائه مدلی جهت پیش بینی مدول برجهنگی خاک بستر ریزدانه بر اساس نتایج آزمایش نفوذ مخروط استفاده شده است. نتایج این تحقیق نشان می دهند که بر اساس مدل توسعه داده شده ضریب تعیین (R^2) برای داده های آموزش، آزمون و کل داده ها به ترتیب برابر با ۰/۹۷۷۴، ۰/۹۸۰۵ و ۰/۹۷۸۴ به دست آمده است.

کلمات کلیدی: مدول برجهنگی، خاک های رسی، آزمایش نفوذ مخروط، رگرسیون فرایند گاوسی.

۱. مقدمه

مدول برجهنگی، باهدف تعیین مقادیر سختی مصالح در سطوح مختلف تنش و توصیف رفتار غیرخطی تنش- کرنش خاک ها تحت بارگذاری های تکراری اندازه گیری می شود. این پارامتریکی از پارامترهای مهم و کلیدی برای طراحی روسازی است. راهنمای طراحی روسازی اش تو در سال ۱۹۸۶ [1]، توصیه کرد که به منظور توصیف خاک بستر، از مدول برجهنگی استفاده شود. از زمان انتشار راهنمای اش تو در سال ۱۹۸۶، مدول برجهنگی به عنوان یکی از اساسی ترین مشخصه های توصیف مصالح در تحلیل های مکانیکی و طراحی سازه های روسازی های انعطاف پذیر مورد استفاده قرار گرفته است. این پارامتر به صورت نسبت تنش انحرافی اعمال شده به کرنش محوری برگشت پذیر تحت بار دینامیکی تعریف می شود [2].

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

که در این رابطه، σ_d تنش انحرافی و ϵ_r کرنش ارتجاعی است. در آزمایش فشاری تک محوری بدون تنش هم جانیه، σ_d معادل تنش محوری است.

مدول برجهنگی عمدتاً به صورت مستقیم در آزمایشگاه و با استفاده از آزمایش های سه محوری دینامیک، ستون تشدید، برش پیچشی و روش های ژیراتوری [3-5]، یا به طور غیرمستقیم از طریق همبستگی با نتایج سایر آزمایش های استاندارد و یا با انجام محاسبه معکوس تعیین می شود [6]. متداول ترین روش برای تعیین مدول برجهنگی خاک و مصالح سنگدانه ای در آزمایشگاه انجام آزمایش سه محوری دینامیک تحت اثر تنش های محدود کننده و تنش های انحرافی مختلف است. انجام آزمایش سه محوری دینامیک بسیار زمان بر و پرهزینه است و لذا ارائه روش هایی که بتوانند بدون نیاز به انجام این آزمایش پیچیده تخمین دقیقی از مدول برجهنگی به دست دهند، بسیار مفید خواهد بود.

تاکون تحقیقات وسیعی در خصوص توسعه روابط تجربی جهت برقراری ارتباط بین مدول برجهندگی خاک و مشخصات اصلی خاک که در آزمایشگاه قابل تعیین می‌باشند، انجام شده است [10-7]. از طرف دیگر، تحقیقات متعددی در خصوص ایجاد همبستگی بین مدول برجهندگی خاک بستر و شاخص‌های در جای خاک بستر نیز انجام شده است [16-11].

به‌طور کلی، برآورد مستقیم یا غیرمستقیم Mr با استفاده از آزمون‌های آزمایشگاهی کاملاً توصیف‌کننده شرایط درجا نیست. این امر عمدتاً به دلیل اختلال و تغییرات ایجادشده در شرایط و ویژگی‌های نمونه‌های خاک و همچنین وضعیت تنش‌های اعمال‌شده اتفاق می‌افتد. در این خصوص، خاک‌های بستر به دلیل رفتارهای متغیر و تأثیرپذیری از پارامترهای بارگذاری و شرایط محیطی مختلف مشکل‌سازتر هستند [17]. بنابراین نتایج آزمایش‌های درجا قابل اطمینان‌تر خواهند بود، زیرا این آزمایش‌ها خصوصیات خاک دست‌نخورده را در شرایط واقعی ارائه می‌دهند. در بین روش‌های آزمایش درجا، آزمایش نفوذ مخروط (CPT) در مقایسه با آزمون‌های آزمایشگاهی برای دست آوردن مدول برجهندگی ساده‌تر، سریع‌تر و کارآمدتر تلقی می‌شود [13, 15, 16, 18]. اگرچه که این آزمایش در مقایسه با آزمایش‌های درجایی مانند SPT گران‌تر است.

آزمون نفوذ مخروط پیروکون (CPTU) یک آزمون پیشرفته در محل بوده و به دلیل دقت بالا و قابلیت تکرارپذیری خوب در مهندسی ژئوتکنیک به‌صورت گسترده مورد استفاده قرار گرفته است [25-19]. در آزمون پیروکون سه پارامتر مقاومت نوک مخروطی (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s) و فشار آب منفذی (u) اندازه‌گیری می‌شود و همچنین اطلاعاتی در خصوص طبقه‌بندی زیر سطح زمین را نیز در اختیار قرار می‌دهد. مزیت قابل توجه CPT نسبت به سایر تکنیک‌های تحقیق این است که تجزیه و تحلیل را می‌توان با در نظر گرفتن نتایج به‌دست آمده از داده‌های دیجیتال خواص خاک در اعماق مختلف انجام داد [26].

لیو^۱ و همکاران (۲۰۱۶) از روش توزیع نرمال چند متغیره برای مدل‌سازی MR خاک‌های ریزدانه با استفاده از آزمون نفوذ پیروکون (CPTU) و سایر پارامترهای کلیدی خاک استفاده نمودند [18]. نتایج نشان دادند که مدل توسعه داده‌شده با دقت مطلوبی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه را پیش‌بینی می‌کند. صدروسادات و همکاران (۲۰۲۰) مدلی با استفاده از نتایج آزمون CPT و بر اساس روش برنامه‌نویسی بیان ژن (GEP^2) جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه توسعه داده‌اند [17]. مدل آن‌ها مدول برجهندگی را برحسب مقاومت نوک مخروط (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s)، چگالی خشک خاک (γ_d) و درصد رطوبت (w) پیش‌بینی می‌کند. نتایج نشان دادند که مدل توسعه داده‌شده با دقت مطلوبی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه را پیش‌بینی می‌کند. قربانی و همکاران (۲۰۲۰) نیز مدلی جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه ارائه داده‌اند [27]. جهت توسعه مدل از روش ترکیب الگوریتم کرم شب‌تاب (FA^3) و شبکه عصبی پرسپترون چندلایه (MLP^4) استفاده شد. آن‌ها مدول برجهندگی را به‌صورت تابعی از مقاومت نوک مخروط (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s)، چگالی خشک خاک (γ_d) و درصد رطوبت (w) پیش‌بینی کردند. نتایج این اطمینان را داد که مدل توسعه‌یافته به‌خوبی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه را پیش‌بینی می‌کند. همان‌طور که واضح است، اگرچه مدل توسعه داده‌شده بر اساس روش FA-MLP دقت خوبی دارد، ولی از نظر ریاضی دارای محاسبات پیچیده‌ای است.

در این مقاله با استفاده از روش رگرسیون فرایند گاوسی، مدلی به‌منظور پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه با استفاده از نتایج آزمایش CPTU شامل مقاومت نوک مخروط و مقاومت اصطکاکی جداره، رطوبت خاک و چگالی خشک خاک توسعه داده‌شده است. پس از ارزیابی دقت مدل توسعه داده‌شده، این مدل با سایر مدل‌های توسعه داده‌شده توسط سایر محققین مقایسه گردید.

۲. روش رگرسیون فرایند گاوسی (GPR)

رگرسیون فرایند گاوسی (GPR^5) یک روش یادگیری نظارت‌شده احتمالی غیر پارامتری، به‌منظور تخمین روابط غیرخطی و پیچیده بین مجموعه‌ای از داده‌های ورودی و یک داده خروجی است. این روش در علوم مختلف توجه محققان متعددی را به خود جلب کرده است [28, 29]. GPR به دلیل استفاده از توابع کرنل، برای کنترل داده‌های غیرخطی بسیار کارآمد است. علاوه بر این، مزیت مهم GPR این است که می‌تواند پاسخ قابل اطمینان را برای داده‌های ورودی فراهم کند [30].

1- Liu

2- Gene Expression Programing

3- Firefly Algorithm

4- Multilayer Perceptron Neural Network

5- Gaussian Process Regression

فرض کنید که در یک مجموعه آموزش $D = \{(x_i, y_i) | i = 1, \dots, n\}$ ، $X \in R^{D \times n}$ داده‌های ورودی (ماتریس طراحی) و $y \in R^n$ بردار خروجی مطلوب باشد. فرض اصلی GPR این است که خروجی y به شکل زیر قابل محاسبه است [31, 32]:

$$y = f(x) + \varepsilon \quad (2)$$

که در آن $\varepsilon \sim N(0, \sigma_n^2) \in R$ نشان‌دهنده نویز واریانس یکسان برای کلیه نمونه‌های x_i می‌باشد.

در روش GPR، n مشاهده در مجموعه داده‌های $y = \{y_1, \dots, y_n\}$ به‌عنوان یک نمونه تک نقطه‌ای از توزیع چند متغیره گاوسی در نظر گرفته می‌شود. علاوه بر این، می‌توان فرض نمود که این توزیع گاوسی، دارای میانگین صفر است. تابع کواریانس $k(x, x')$ رابطه یک مشاهده با مشاهده دیگر را تعیین می‌کند. مجذور تابع کواریانس نمایی معمولاً در تقریب توابع با استفاده از روش GPR بکار می‌رود که به شرح زیر است [29, 32]:

$$k(x, x') = \sigma_f^2 \times \exp\left(-\frac{(x-x')^2}{2l^2}\right) + \sigma_n^2 \delta(x, x') \quad (3)$$

که در آن حداکثر کواریانس مجاز به‌عنوان σ_f^2 تعریف شده است. باید توجه داشت که $k(x, x')$ تنها زمانی برابر با این حداکثر کواریانس مجاز خواهد شد که x به x' بسیار نزدیک به یکدیگر باشد و در نتیجه $f(x)$ تقریباً برابر با $f(x')$ شود. در ضمن، l پارامتر طول تابع مرئیل را نشان می‌دهد. علاوه بر این، $\delta(x, x')$ همان تابع کروکر است و که به‌صورت زیر قابل تعریف می‌باشد: $\delta_{ij} = 1$ اگر $i = j$ و $\delta_{ij} = 0$ اگر $i \neq j$.

با توجه به مجموعه داده‌های آموزش، هدف نهایی فرآیند یادگیری، پیش‌بینی مقدار خروجی y^* برای یک الگوی ورودی جدید است. برای دستیابی به این هدف، ایجاد سه ماتریس کواریانس به‌صورت زیر، ضروری است:

$$K = \begin{bmatrix} k(x_1, x_1) & k(x_1, x_2) & \dots & k(x_1, x_n) \\ k(x_2, x_1) & k(x_2, x_2) & \dots & k(x_2, x_n) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k(x_n, x_1) & k(x_n, x_2) & \dots & k(x_n, x_n) \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$K_* = [k(x_*, x_1) \quad k(x_*, x_2) \quad \dots \quad k(x_*, x_n)]$$

$$K_{**} = k(x_*, x_*)$$

با توجه به این فرض که داده‌ها از یک توزیع گاوسی چند متغیره نمونه‌برداری می‌شوند، داریم:

$$\begin{bmatrix} y \\ y_* \end{bmatrix} \sim N\left(0, \begin{bmatrix} K & K_*^T \\ K_* & K_{**} \end{bmatrix}\right) \quad (5)$$

به این دلیل که ثابت شده است $y^* | y$ از یک توزیع گاوسی چند متغیره با میانگین $K_* K^{-1} y$ و واریانس $K_{**} - K_* K^{-1} K_*^T$ به وجود آمده است، میانگین و واریانس تقریبی خروجی پیش‌بینی شده به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$E(y_*) = K_* K^{-1} y \quad (6)$$

$$\text{var}(y_*) = K_{**} - K_* K^{-1} K_*^T$$

پس از مشخص شدن ابر پارامترهای تابع کرنل، پارامترهای مدل، شامل k و σ_n را می‌توان با استنتاج بیزین تعیین نمود [32]. پس از پایان مرحله آموزش، می‌توان از مدل GPR برای تخمین مقادیر مجهول با دانستن مقادیر معلوم ورودی استفاده نمود.

۳. پایگاه داده

پایگاه داده مورد استفاده در این تحقیق برگرفته از مقاله لیو و همکاران (۲۰۱۶) است [18]. هدف آن‌ها ایجاد یک همبستگی بین شاخص‌های آزمون نفوذ مخروط و مدول برجهندگی خاک‌های بستر ریزدانه رسی بود. برای این منظور از ۱۲۴ داده آزمایشگاهی حاصل از آزمایش CPTU در ۱۶ سایت

مختلف از استان جیانگ سو کشور چین که مطابق با استانداردهای بین‌المللی انجام شده بودند، استفاده شده است [33, 34]. لایه‌های زیرین در این محل عمدتاً شامل خاک‌های رسی نرم و سفت و خاک‌های رسی لای‌دار با تنوع بالا از نظر مقاومت و سختی بودند [18]. بر اساس نمونه‌های خاک از سایت‌های آزمایش، آزمون‌های آزمایشگاهی برای تعیین مشخصات خاک شامل درصد رطوبت (w)، چگالی خشک (γ_d) و مدول برجهنگی (M_r) انجام شد. آزمون‌های مدول برجهنگی مطابق با استانداردهای AASHTO T307 انجام شده است [35]. در آزمایش‌های انجام شده از نفوذسنج مخروطی استوانه‌ای شکل با مساحت ۱۰ سانتی‌متر مربع و زاویه نوک ۶۰ درجه استفاده گردید. همچنین سطح سیلندر اصطکاک ۱۵۰ سانتی‌متر مربع مساحت داشت و فیلتر ساخته شده از پلاستیک متخلخل در شکاف بین نوک مخروط و جداره با ضخامت ۵ میلی‌متر قرار داشت. برای انجام آزمایش، از گمانه‌هایی در مجاورت یکدیگر و با فاصله افقی کمتر از ۲ متر استفاده شد. عمق سفره آب زیرزمینی (GWT) که در محل‌های آزمایش از ۰/۴ تا ۴/۵ متر متفاوت بود، بلافاصله پس از آزمایش CPTU ثبت شد. برای پیش‌بینی M_r تحت تنش درجا، آزمایش‌های CPTU در مکان‌های مجاور نزدیک گمانه‌ها که در آنجا نمونه‌های خاک جمع‌آوری شده بودند، انجام شد. فاصله افقی بین گمانه شناسایی مشخصات خاک و محل آزمایش CPTU برای هر مجموعه داده $\{M_r, q_c, f_s, w, \gamma_d\}$ کمتر از ۲ متر بود. در این تحقیق M_r ، q_c و f_s برحسب MPa، w برحسب درصد (%) و γ_d برحسب kN/m^3 اندازه‌گیری شده بود [18].

۴. توسعه مدل پیش‌بینی بر اساس روش GPR

۵. ارزیابی عملکرد و دقت مدل

به منظور ارزیابی دقت مدل و مقایسه مدل‌ها با یکدیگر از ۲ پارامتر آماری ضریب رگرسیون (R^2) و جذر میانگین مربعات خطا (RMSE) استفاده شده است. این پارامترها با استفاده از روابط زیر قابل تعیین می‌باشند:

$$R^2 = \left[\frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (T_i - \bar{T})(O_i - \bar{O})}{\sigma_T - \sigma_O} \right]^2 \quad (7)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (T_i - O_i)^2} \quad (8)$$

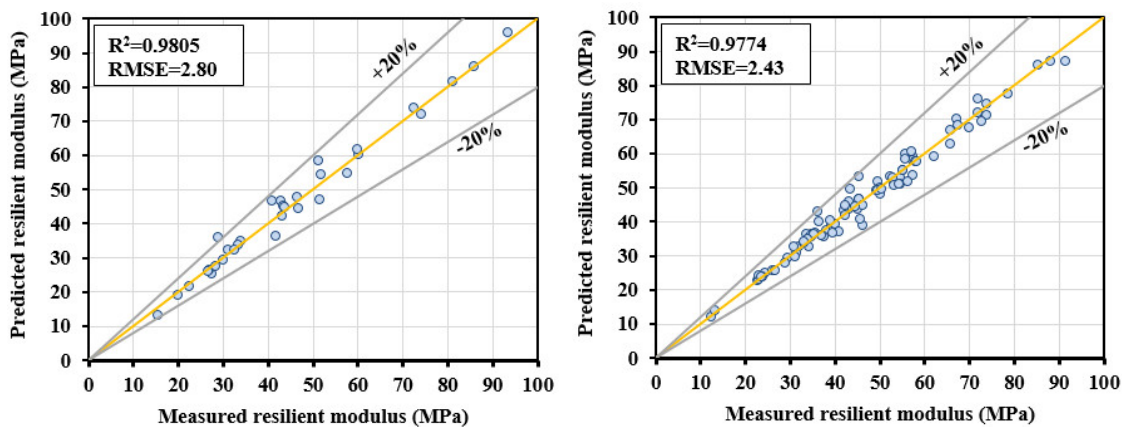
که در این روابط، N، تعداد داده‌های مشاهده شده، T_i ، بردار مقادیر پیش‌بینی شده، O_i ، بردار مقادیر اندازه‌گیری شده، \bar{T} ، میانگین بردار مقادیر پیش‌بینی شده، \bar{O} ، میانگین بردار مقادیر اندازه‌گیری شده، σ_T ، انحراف معیار مقادیر پیش‌بینی شده و σ_O ، انحراف معیار مقادیر اندازه‌گیری شده است.

در جدول ۱ پارامترهای عملکردی مدل GPR به ترتیب برای داده‌های آموزش، آزمون و کل داده‌ها ذکر شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، این مدل در پیش‌بینی مدول برجهنگی خاک بستر ریزدانه عملکرد مطلوبی داشته و همبستگی بسیار خوبی بین مدول برجهنگی خاک بستر ریزدانه و سایر پارامترهای ورودی وجود دارد.

جدول ۱- دقت و عملکرد مدل GPR جهت پیش‌بینی مدول برجهنگی.

کل	آزمون	آموزش	پارامترهای عملکردی
۰/۹۷۸۴	۰/۹۸۰۵	۰/۹۷۷۴	R^2
۲/۵۴	۲/۸۰	۲/۴۳	RMSE

در شکل ۱ توانایی مدل GPR توسعه داده شده با مقایسه بین مدول برجهنگی اندازه‌گیری شده و مدول برجهنگی پیش‌بینی شده بر اساس داده‌های آموزش و آزمون نشان داده شده است. محدوده خطای ۲۰ درصد و همچنین مقادیر R^2 و RMSE نیز با توجه به دقت هر مدل نشان داده شده است.



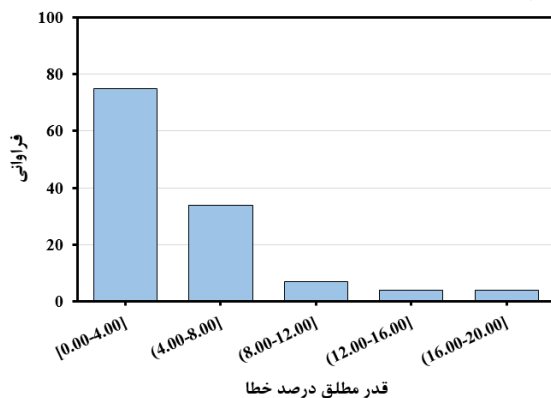
ب) داده‌های آزمون
 الف) داده‌های آموزش
 شکل ۱- مقایسه نتایج مدول برجهدگی پیش‌بینی‌شده و اندازه‌گیری شده بر اساس مدل GPR.

با دقت در شکل ۱ مشخص می‌شود که مقدار R^2 به ترتیب برای داده‌های آموزش و آزمون برابر با ۰/۹۷۷۴ و ۰/۹۸۰۵ و مقدار RMSE برای این مدل به ترتیب برای داده‌های آموزش و آزمون به ترتیب برابر با ۲/۴۳ و ۲/۸۰ است که این مقادیر دقت مطلوب مدل را نشان می‌دهند.

به‌منظور تعیین حداکثر خطای پیش‌بینی هر یک از مدل‌های توسعه داده‌شده، فراوانی قدر مطلق درصد خطاها برای مجموع داده‌های آموزش و آزمون محاسبه گردید. هیستوگرام فراوانی قدر مطلق درصد خطاها در شکل ۲ نشان داده شده است. قدر مطلق درصد خطا برای هر داده از رابطه (۹) محاسبه شد:

$$AEP_i = \frac{|Mr_i^M - Mr_i^P|}{Mr_i^M} \quad (9)$$

که در این رابطه Mr_i^M مقدار اندازه‌گیری شده مدول برجهدگی برای داده i ام، Mr_i^P مقدار پیش‌بینی‌شده مدول برجهدگی برای داده i ام و AEP_i قدر مطلق درصد خطا برای داده i ام است.



شکل ۲- هیستوگرام فراوانی قدر مطلق درصد خطا با توجه به مدل GPR.

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود حداکثر مقدار قدر مطلق درصد خطا برای مدل GPR برابر با ۲۰ درصد بوده است. بنابراین می‌توان دید که مدل GPR با حداکثر خطای ۲۰ درصد توانایی پیش‌بینی مدول برجهدگی را دارد.

۶. مقایسه با سایر مدل‌ها

به منظور ارزیابی توانایی روش رگرسیون فرایند گاوسی، نتایج حاصل از این روش برای پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه با نتایج سایر مدل‌های توسعه داده‌شده در این زمینه مقایسه گردید.

برای این منظور از نتایج مدل توزیع چند متغیره توسعه داده‌شده توسط لیو و همکاران (۲۰۱۶) [18] و مدل توسعه داده‌شده بر اساس روش برنامه‌نویسی بیان ژن (GEP) توسعه داده‌شده توسط صدروسادات و همکاران (۲۰۲۰) [17] استفاده شده است. این مدل‌ها در بخش مقدمه معرفی شده‌اند.

در جدول ۲ مقادیر ضریب تعیین (R^2) و جذر میانگین مربعات خطای (RMSE) حاصل از مدل‌های توزیع نرمال و مدل GEP نشان داده شده است.

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، مدل توسعه داده‌شده بر اساس روش GPR دارای بیشترین مقدار ضریب تعیین در خصوص مجموعه داده‌های آزمون می‌باشد. همچنین RMSE مدل GPR برای مجموعه داده‌های آموزش و آزمون نسبت به دو مدل دیگر کمتر است که برتری این مدل را نشان می‌دهد.

جدول ۲- مقایسه مدل‌های مختلف توسعه داده‌شده.

RMSE		R^2		روش	محققان
آموزش	آزمون	آموزش	آزمون		
۲/۸۰	۲/۸۰	۰/۹۸۰۰	۰/۹۸۰۰	توزیع نرمال	لیو و همکاران (۲۰۱۶)
۳/۶۸	۳/۳۷	۰/۹۶۰۴	۰/۹۶۰۴	GEP	صدروسادات و همکاران (۲۰۲۰)
۲/۸۰	۲/۴۳	۰/۹۸۰۵	۰/۹۷۷۴	GPR	تحقیق حاضر

۷. نتیجه‌گیری

در این پژوهش با استفاده از رگرسیون فرایند گاوسی (GPR) مدلی جهت پیش‌بینی مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه ارائه شده است. برای این منظور از پایگاه داده‌ای شامل ۱۲۴ نمونه آزمایشی از آزمون پیژوکون (CPTU) استفاده شده است. با بهره‌گیری از مدل توسعه داده‌شده می‌توان مدول برجهندگی خاک بستر ریزدانه را برحسب پارامترهای مقاومت نوک مخروط (q_c)، مقاومت اصطکاکی جداره (f_s)، درصد رطوبت (w) و چگالی خشک (γ_d) محاسبه کرد. این مدل توانایی پیش‌بینی مدول برجهندگی را بر اساس ضریب تعیین (R^2) برای داده‌های آموزش، آزمون و کل داده‌ها به ترتیب برابر با ۰/۹۷۷۴، ۰/۹۸۰۵ و ۰/۹۷۸۴ دارد. از سوی دیگر مشخص گردید که مدل توسعه داده‌شده امکان پیش‌بینی مدول برجهندگی با درصد خطای مطلق کمتر از ۲۰ درصد را فراهم می‌کند. در نهایت عملکرد این مدل با سایر مدل‌های توسعه‌یافته در این زمینه مقایسه گردید و مشخص شد که مدل GPR از عملکرد قابل قبولی نسبت به سایر مدل‌های توسعه‌یافته برخوردار است.

مراجع

- [1] AASHTO. (1986). *Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing*. Washington, DC: AASHTO.
- [2] Witzak, M. W., Qi, X., & Mirza, M. W. (1995). Use of nonlinear subgrade modulus in AASHTO design procedure. *Journal of Transportation Engineering*, 121(3), 273–282. <https://doi.org/American Society of Civil Engineers>
- [3] Kim, D.-S., Stokoe, I., & Kenneth, H. (1992). *CHARACTERIZATION OF RESILIENT MODULUS OF COMPACTED SUBGRADE SOILS USING RESONANT COLUMN AND TORSIONAL SHEAR TESTS* (Vol. 1369).

- [4] KIM, D.-S., KWEON, G.-C., & LEE, K.-H. (1997). Alternative method of determining resilient modulus of compacted subgrade soils using free-free resonant column test. *Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board*, 1577, 62–69.
- [5] George, K. (1992). Resilient testing of soils using gyratory testing machine. *Transportation Research Record*, 1369, 63.
- [6] George, K. (2004). *Prediction of resilient modulus from soil index properties*. Washington, D.C: No. FHWA/MS-DOT-RD-04-172, University of Mississippi,.
- [7] Heidarabadizadeh, N., Ghanizadeh, A. R., & Behnood, A. (2021). Prediction of the resilient modulus of non-cohesive subgrade soils and unbound subbase materials using a hybrid support vector machine method and colliding bodies optimization algorithm. *Construction and Building Materials*, 275, 122140. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.122140>
- [8] Ghanizadeh, & Rahrovan, M. (2016). Application of artificial neural network to predict the resilient modulus of stabilized base subjected to wet dry cycles. *Comput. Mater. Civ. Eng*, 1, 37–47.
- [9] Ghanizadeh, A. R., Heidarabadizadeh, N., & Heravi, F. (2021). Gaussian Process Regression (GPR) for Auto-Estimation of Resilient Modulus of Stabilized Base Materials. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 5(1), 80–94.
- [10] Park, Kweon, G., & Lee, S. R. (2009). Prediction of resilient modulus of granular subgrade soils and subbase materials using artificial neural network. *Road Materials and Pavement Design*, 10(3), 647–665. <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/14680629.2009.9690218>
- [11] Heukelom, W., & Klomp, A. (1962). DYNAMIC TESTING AS A MEANS OF CONTROLLING PAVEMENTS DURING AND AFTER CONSTRUCTION, 203(1), 495–510.
- [12] Duncan, J. ., & Buchignani, A. . (1976). *An Engineering Manual for Settlement Studies*. University of California, Berkeley CA. University of California, Berkeley CA.
- [13] Mohammad, L., Titi, H., & Herath, A. (1999). Evaluation of resilient modulus of subgrade soil by cone penetration test. *Transportation Research Record*, 1(1652), 236–245. <https://doi.org/10.3141/1652-30>
- [14] Mohammad, L., Titi, H., & Herath, A. (2002). *Effect of moisture content and dry unit weight on the resilient modulus of subgrade soils predicted by cone penetration test*. Washington, DC: Publication FHWA-LA-00-355. U.S. Department of Transportation, FHWA.
- [15] Dehler, W., & Labuz, J. (2007). *Cone Penetration Testing In Pavement Design*. Minnesota Department of Transportation. Minnesota Department of Transportation, Research Services Section. Retrieved from <https://hdl.handle.net/11299/5590>
- [16] Mohammad, L., Herath, A., Abu-Farsakh, M., Gaspard, K., & Gudishala, R. (2007). Prediction of Resilient Modulus of Cohesive Subgrade Soils from Dynamic Cone Penetrometer Test Parameters. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(11), 986–992. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2007\)19:11\(986\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2007)19:11(986))
- [17] Sadrossadat, E., Ghorbani, B., Zohourian, B., Kaboutari, M., & Rahimzadeh Oskooei, P. (2020). Predictive modelling of the MR of subgrade cohesive soils incorporating CPT-related parameters through a soft-computing approach. *Road Materials and Pavement Design*, 21(3), 701–719. <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1527241>
- [18] Liu, S., Zou, H., Cai, G., Bheemasetti, T. V., Puppala, A. J., & Lin, J. (2016). Multivariate correlation among resilient modulus and cone penetration test parameters of cohesive subgrade soils. *Engineering Geology*, 209, 128–142. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.05.018>

- [19] Puppala, A. J., Acar, Y. B., & Tumay, M. T. (1995). Cone Penetration in Very Weakly Cemented Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(8), 589–600. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:8\(589\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:8(589))
- [20] Lunne, T., Robertson, P. ., & Powell, J. J. . (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. London: Blackie Academic and Professional, CRC Press.
- [21] Mayne, P. W. (2007). *Cone penetration testing: a synthesis of highway practice*. Washington, D.C.: NCHRP Synthesis 368. Transportation Research Board, National Academies Press, Washington, D.C.
- [22] Liu, S., Cai, G., Puppala, A. J., & Tu, Q. (2011). Prediction of embankment settlements over marine clay using piezocone penetration tests. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 70(3), 401–409. <https://doi.org/10.1007/s10064-010-0329-4>
- [23] Cai, G., Liu, S., Puppala, A. J., & Tong, L. (2011). Assessment of the coefficient of lateral earth pressure at rest (K_o) from in situ seismic tests. *Geotechnical Testing Journal*, 34(4), 310–320. <https://doi.org/10.1520/GTJ102520>
- [24] Cai, G., Liu, S., & Puppala, A. J. (2012). Reliability assessment of CPTU-based pile capacity predictions in soft clay deposits. *Engineering Geology*, 141–142, 84–91. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.05.006>
- [25] Cai, G., Puppala, A. J., & Liu, S. (2014). Characterization on the correlation between shear wave velocity and piezocone tip resistance of Jiangsu clays. *Engineering Geology*, 171, 96–103. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.12.012>
- [26] Olsen, R. S. (1994). *Normalization and prediction of geotechnical properties using the cone penetrometer test (CPT)*. University of California, Berkeley.
- [27] Ghorbani, Arulrajah, A., Narsilio, G., Horpibulsuk, S., & Bo, M. W. (2020). Hybrid Formulation of Resilient Modulus for Cohesive Subgrade Soils Utilizing CPT Test Parameters. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 32(9), 06020011. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003329](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003329)
- [28] Omran, B. A., Chen, Q., & Jin, R. (2016). Comparison of data mining techniques for predicting compressive strength of environmentally friendly concrete. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 30(6), 04016029. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000596](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000596)
- [29] Cheng, M.-Y., Huang, C.-C., & Roy, A. F. Van. (2013). Predicting project success in construction using an evolutionary Gaussian process inference model. *Journal of Civil Engineering and Management*, 19(sup1), S202–S211.
- [30] Pal, M., & Deswal, S. (2010). Modelling pile capacity using Gaussian process regression. *Computers and Geotechnics*, 37(7–8), 942–947. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.07.012>
- [31] Rasmussen, C. E., & Williams, C. (2006). Gaussian Processes for Machine Learning. In *ser. Adaptive computation and machine learning* (pp. 715–719). Cambridge, MA, USA: MIT Press, 38.
- [32] Ebdon, M. (2015). Gaussian processes: A quick introduction. *arXiv preprint arXiv:1505.02965*.
- [33] ASTM D5778. (2012). *International Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*. Annual Book of ASTM Standards. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [34] ISSMFE, I. (1989). *Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils-TC 16 with Reference Test Procedures: CPT, SPT, DP, WST*. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.

- [35] AASHTO T 307. (2003). *Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.



هشتمین کنفرانس ملر مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

آبان ۱۴۰۰



مقایسه و بررسی تثبیت یک نمونه رس با پلاستیسیته بالا با استفاده از افزودنی های آهک و

نانو سیلیکا

مریم مختاری^۱

۱- عضو هیئت علمی، استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

mokhtari@yazd.ac.ir

خلاصه

این تحقیق به بررسی تاثیر دو ماده افزودنی در بهبود خصوصیات یک نمونه رس با پلاستیسیته بالا پرداخته است. این دو ماده افزودنی آهک و نانو سیلیکا می باشند که تاثیر آن ها در تغییر خصوصیات مکانیکی یک نمونه رس با پلاستیسیته بالا مورد مقایسه قرار گرفته است. در این تحقیق خصوصیات مانند حدود اتربرگ، حداکثر وزن مخصوص خشک، میزان رطوبت بهینه و مقاومت فشاری محدود نشده مورد ارزیابی گرفته است. مقدار آهک مورد استفاده برابر ۴، ۵ و ۶ درصد می باشد. همچنین نانو سیلیکا مورد استفاده در این تحقیق برابر ۰/۷، ۰/۹ و ۱/۱ درصد می باشد. که نتایج نشان داد مقدار آهک بهینه برای رس تثبیت شده با آهک ۵ درصد و مقدار نانو سیلیکا بهینه برای رس اصلاح شده برابر ۰/۹ درصد به دست آمد. همچنین خصوصیات پلاستیسیته رس اصلاح شده با آهک به طور قابل ملاحظه ای در مقایسه با افزودنی نانو سیلیکا اصلاح شده اند. همچنین مقاومت فشاری خاک رس در اثر افزودن هر دو ماده افزایش یافته است.

کلمات کلیدی: رس با پلاستیسیته بالا، آهک، نانو سیلیکا

۱. مقدمه

رس های با خاصیت پلاستیسیته بالا در طبیعت به شدت تراکم پذیر هستند. به طور کلی این گونه خاک ها رطوبت بالایی دارند و مقاومت برشی ضعیف و کمی را دارا می باشند. توسعه مناطق و زیرساخت های شهری در مناطقی که دارای این نوع خاک های رسی می باشند، نیازمند رویکردهای گران قیمت برای مقابله با مسائل ژئوتکنیکی است. بنابراین اصلاح خواص خاک برای بهبود رفتار آن در چنین مناطقی ضروری می باشد. تثبیت خاک می تواند با روش های شیمیایی، مکانیکی و فیزیکی انجام شود. آهک و سیمان دو ماده افزودنی شیمیایی مفید برای خاک های رسی نرم می باشند؛ ولی توسعه سریع در زمینه نانو تکنولوژی یک بعد جدیدی را در زمینه مهندسی ژئوتکنیک به وجود آورده است.

بسیاری از محققان در حال مطالعه تاثیر نانوذرات بر ویژگی های خاک و تغییر خصوصیات و ساختار خاک هستند. تثبیت با آهک عمدتاً پیوند بین ذرات خاک را از طریق سیمانته کردن بهبود می بخشد به طوری که مقاومت رس را افزایش و تراکم پذیری را کاهش می دهد [۱]. علاوه بر این، افزودن آهک تغییرات قابل توجهی را در پارامترهای پایداری رس ایجاد می کند. حد روانی خاک در ابتدا با افزایش مقدار آهک کاهش می یابد. علت این امر به خاطر کاهش ضخامت لایه دوگانه پخش شده و افزایش غلظت الکترولیت در مایع حفره ای است [۲]. بهبود غلظت الکترولیت، باعث می شود حرکت بین ذره های با مقاومت قوی روبرو گردد و در نتیجه، حد خمیری افزایش خواهد یافت [۳].

مطالعات مبتنی بر نانو تکنولوژی در مهندسی ژئوتکنیک در حال افزایش می باشد. مواد نانو، موادی با اندازه ای در محدوده نانومتر با سطح ویژه بالا هستند [۴]. اخیراً مطالعات نشان می دهد که می توان از این مواد برای اصلاح ویژگی های مهندسی خاک استفاده کرد. این مواد به طور قابل توجهی به عنوان مواد افزودنی شیمیایی برای بهبود خاک مورد استفاده قرار می گیرند [۵]. شاخص خمیری، تراکم پذیری و مقاومت فشاری محدود نشده خاک با افزودن نانو سیلیکا به خاک رس به طور چشمگیری بهبود یافته است [۶].

افزایش مقاومت و کاهش تراکم پذیری توسط نانوسیلیکا برای خاک‌های با پتانسیل تورم مناسب می باشد، مخصوصا در محل هایی که نشست خاک قابل توجه است [۷]. بهسازی با نانو سیلیکا مقاومت روانگرایی ماسه را در برابر بار سیکنلی به میزان قابل توجهی افزایش و تغییر شکل ها را کاهش می دهد [۸]. نانو سیلیکا به عنوان یک ماده افزودنی باعث کاهش شاخص خمیری و افزایش مقاومت فشاری خاک و در ضمن باعث حداقل شدن هدایت هیدرولیکی در نمونه های تثبیت شده می شود [۹]. مقاومت برشی خاک ها یک مسئله مهم در مبحث ژئوتکنیک می باشد که می توان با استفاده از نانو سیلیکا افزایش داد [۱۰]. افزودن آهک مقاومت را از طریق افزایش دوره عمل آوری بهبود می بخشد. این تحقیق به بررسی مقایسه‌ای تثبیت با استفاده از نانوسیلیکا و آهک می‌پردازد. اثر نانوسیلیکا، به عنوان یک ماده جدید، بر خواص طبیعی رس با افزودنی آهک که در حال حاضر به اثبات رسیده‌است، مقایسه شده است.

۲. مواد استفاده شده

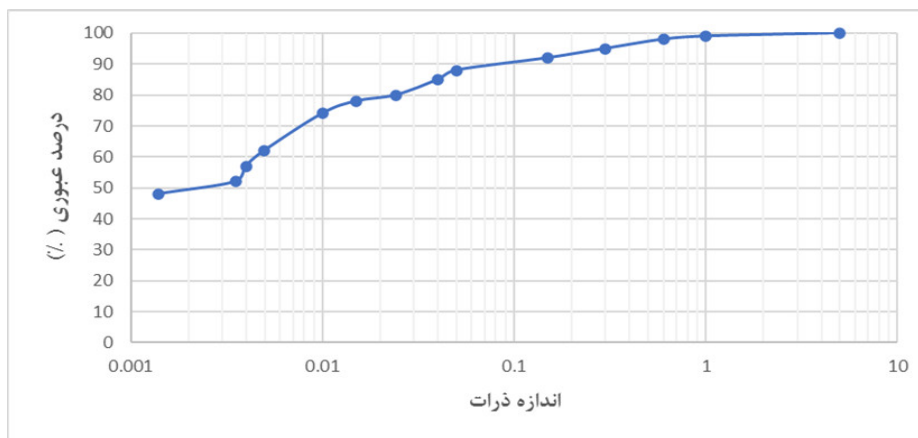
افزودنی‌های اصلی مورد استفاده برای تثبیت رس با خاصیت پلاستیسیته بالا، نانوسیلیکا و آهک هستند.

۱.۲. رس با خاصیت پلاستیسیته بالا

در این تحقیق دانه بندی خاک، وزن مخصوص، تجزیه و تحلیل PH و حدود اتربرگ برای بررسی خواص مواد مورد استفاده انجام شد. خصوصیات فیزیکی و توزیع اندازه ذرات خاک رس به ترتیب در جدول ۱ و شکل ۱ نشان داده شده است. رس با الاستیسیته بالا به عنوان رس با تراکم پذیری بالا (CH) طبقه‌بندی می‌شود.

جدول ۱- خصوصیات خاک رس با پلاستیسیته بالا

مقدار	خصوصیات
۲/۵۶	وزن مخصوص
۷۸٪	حد مایع
۳۱٪	حد خمیری
۱۱٪	ماسه
۳۵٪	لای
۴۶٪	رس
۹۳ KPa	مقاومت فشاری محدود نشده



شکل ۱: توزیع اندازه ذرات رس

۲.۲. افزودنی‌ها

آهک و نانوسیلیکا دو افزودنی مورد استفاده برای تثبیت رس با خاصیت پلاستیسیته بالا می باشد. خواص نانوسیلیکا در جدول ۲ نشان داده شده است.

جدول ۲ - خصوصیات نانوسیلیکا

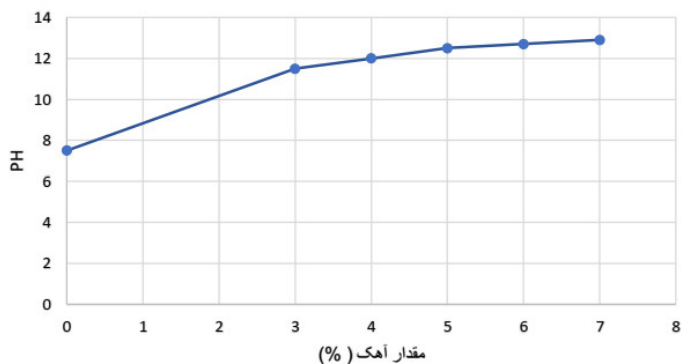
مقدار	خصوصیات
۲/۰۰ - ۲/۳	وزن مخصوص
۳/۴ - ۴/۱	PH
۱۴ نانو	اندازه ذرات
۹۸/۵۳	مقدار SiO ₂ (%)

۳. آماده سازی نمونه و روش آزمایشات

نمونه های خاک در ابتدا به مدت یک هفته در هوا خشک شدند. سپس به صورت دستی خرد و از الک ۴۲۵ میکرون عبور داده شدند. آهک با استفاده از الک ۴۲۵ میکرون الک شد و سپس مورد استفاده قرار گرفت.

مقدار آهک بهینه در حدود ۴ تا ۶ درصد مشخص گردید. مطابق با استاندارد مقدار آهکی که PH برابر ۱۲/۴ می دهد، به عنوان مقدار بهینه آهک در نظر گرفته شد. براساس آزمایش انجام گرفته بر روی رس، مقدار ۵ درصد آهک، PH برابر ۱۲/۴ را نشان می هد. شکل ۲ نمودار تغییرات PH را در مقابل مقدار درصد آهک را نشان می هد. نمونه های خاک با ۶-۴ درصد آهک مخلوط شدند و به مدت ۲۸ روز عمل آوری شدند و در نهایت آزمایش های فشاری محدود نشده و حدود اتربرگ بر روی آنها انجام گرفت.

نمونه های خاک با نانوسیلیکا در محدوده ۰/۷ تا ۱/۱ درصد مخلوط شدند و به مدت چهار هفته عمل آوری شدند و در نهایت آزمایش های مقاومت فشاری محدود نشده و حدود اتربرگ بر روی آنها انجام گرفت.



شکل ۲- نمودار تغییرات PH در مقابل مقدار آهک

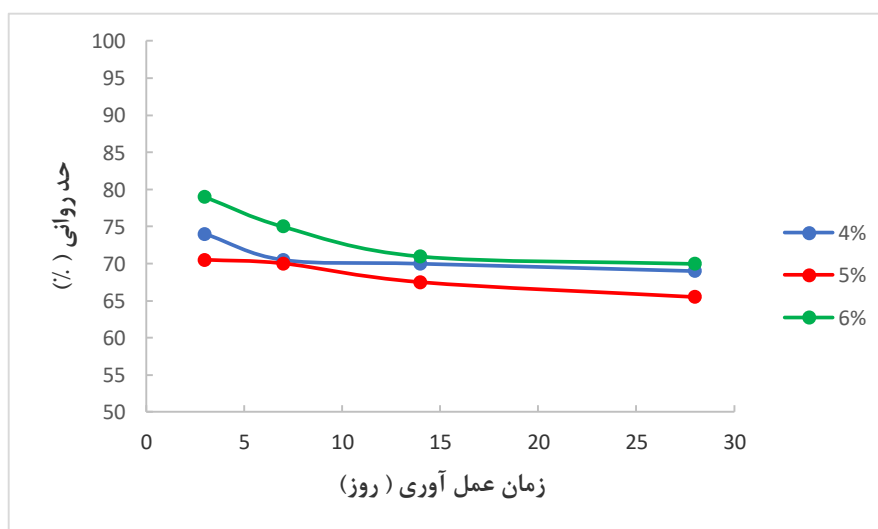
۴. نتایج و بحث

۱.۴ تاثیر آهک بر روی خصوصیات رس

اثر افزودن آهک بر روی رس با خاصیت پلاستیسیته بالا را می توان از طریق تعیین ویژگی‌هایی مانند حد روانی، حد خمیری و مقاومت فشاری محدود نشده بررسی نمود. حدود اتربرگ و مقاومت فشاری محدود نشده خاک تثبیت شده با آهک برای دوره های ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز عمل آوری به دست آمد.

۱.۱.۴ تاثیر بر روی حد روانی

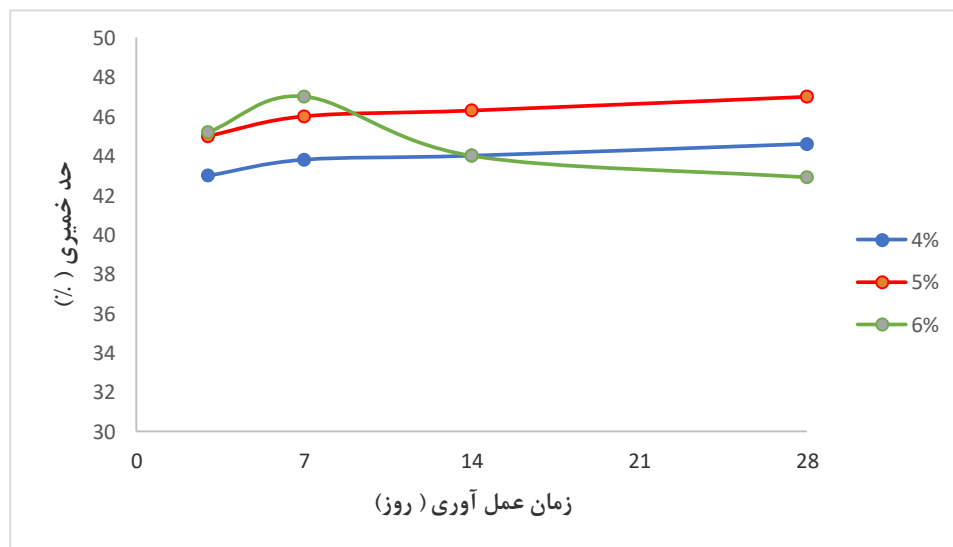
آزمایش حد روانی به وسیله دستگاه کاساگراند، پس از ترکیب با درصد آهک مورد نیاز با خاک رس و عمل آوری در دوره های زمانی ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روزه انجام شد. تاثیر آهک و زمان عمل آوری بر حد روانی در شکل ۳ نشان داده شده است. علت کاهش حد روانی به دلیل کاهش ضخامت لایه دوگانه خاک رس است.



شکل ۳- تغییرات حد روانی با زمان عمل آوری در خاک رس اصلاح شده با آهک

۲.۱.۴ تاثیر بر روی حد خمیری

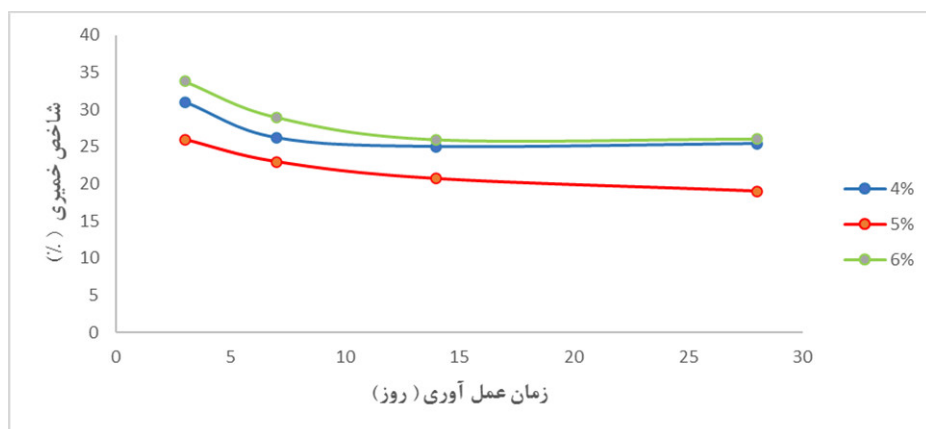
شکل ۴ تاثیر مقدار آهک و دوره عمل‌آوری را بر روی حد خمیری خاک را نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌کنید حد خمیری خاک رس اصلاح شده با ۴٪ و ۵٪ آهک با افزایش دوره عمل‌آوری افزایش می‌یابد. به طوری که یک افزایش قابل توجهی در حد خمیری خاک را می‌توان مشاهده کرد. اما برای خاک رس اصلاح شده با ۶٪ آهک، حد خمیری در دوره پایانی عمل‌آوری کاهش می‌یابد. افزودن آهک باعث کاهش ضخامت لایه آب می‌شود که غلظت بار الکتریکی و در نتیجه ویسکوزیته مایع حفره‌ای را افزایش می‌دهد. همانند حد روانی، حد خمیری نیز بعد از افزودن ۵ درصد آهک تغییر نمی‌کند. بنابراین، ۵ درصد آهک را می‌تواند به عنوان نقطه بهینه تثبیت با آهک دانست.



شکل ۴ - تغییرات حد خمیری با زمان عمل‌آوری در خاک رس اصلاح‌شده با آهک

۳.۱.۴ تاثیر بر روی شاخص خمیری (PI)

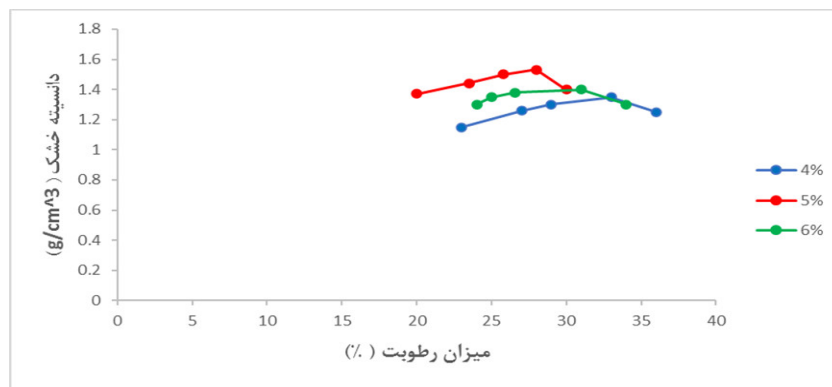
برای تمام درصدهای آهک، کاهش سریع شاخص خمیری را می‌توان ملاحظه کرد که این را می‌تواند به دلیل کاهش در حد روانی و افزایش در حد خمیری نسبت داد. شکل ۵ تغییرات شاخص خمیری را نشان می‌دهد.



شکل ۵ - تغییرات شاخص خمیری با زمان عمل‌آوری در خاک رس اصلاح‌شده با آهک

۴.۱.۴ تاثیر بر روی خصوصیات تراکم

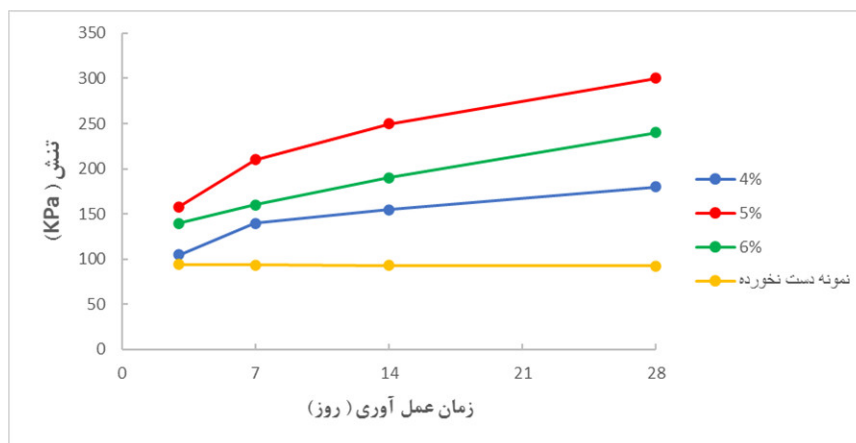
افزایش درصد آهک، دانسیته خشک خاک اصلاح شده با آهک را کاهش می‌دهد. حداکثر دانسیته خشک خاک اصلاح شده برای مقادیر بیشتر آهک کاهش می‌یابد. افزایش آهک، موجب افزایش ضخامت دوگانه لایه آب باعث کاهش غلظت الکترولیت می‌شود، در نتیجه این پدیده باعث ایجاد یک ساختار فلوکوله می‌شود و در مقابل انرژی تراکم مقاومت می‌کند. منحنی تراکم در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶- منحنی تراکم رس خاک اصلاح شده با آهک

۵.۱.۴ تاثیر بر روی مقاومت فشاری محدود نشده

تغییرات مقاومت فشاری محدود نشده خاک اصلاح شده با آهک در شکل ۷ نشان داده شده است. با افزایش درصد آهک، واکنش‌های پوزولانی افزایش می‌یابند و ترکیبات سیمانی را تشکیل می‌دهند که منجر به ایجاد مقاومت حداکثری می‌شوند. از روی نمودار می‌توان مشاهده کرد که برای ۵ درصد آهک، حداکثر مقاومت به دست می‌آید. اما برای ۶٪ آهک، کاهش مقاومت را می‌توان مشاهده کرد. این پدیده به این خاطر است که مقدار بیش از حد آهک نقش روانکاری را برای ذرات خاک ایفا می‌کند و باعث کاهش مقاومت می‌شود.



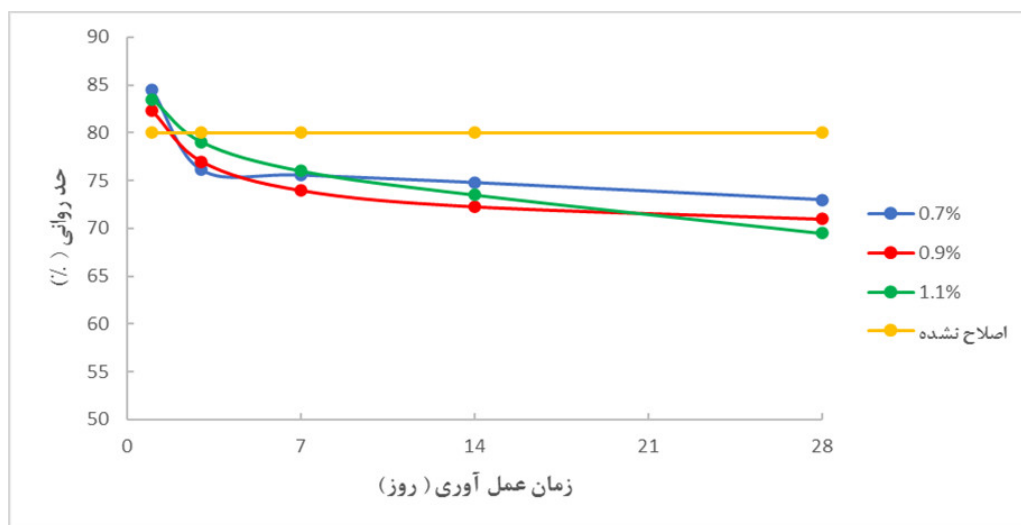
شکل ۷- تغییرات مقاومت فشاری محدود نشده برای خاک رس اصلاح شده با آهک

۲.۴ تاثیر نانو سیلیکا بر روی خصوصیات رس

تاثیر تثبیت خاک رس به وسیله نانو سیلیکا را می توان از طریق تعیین ویژگی‌های ژئوتکنیکی مانند حد روانی، حد خمیری و مقاومت فشاری محدود نشده ارزیابی کرد. حدود اتبرگ و مقاومت فشاری محدود نشده خاک تثبیت شده با نانو سیلیکا برای دوره های ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز عمل آوری به دست آمد. در این تحقیق نانو سیلیکا با مقادیر ۰/۷٪ و ۰/۹٪ و ۱/۱٪ بر حسب وزن خشک خاک رس مورد استفاده قرار گرفت.

۱.۲.۴ تاثیر بر روی حد روانی

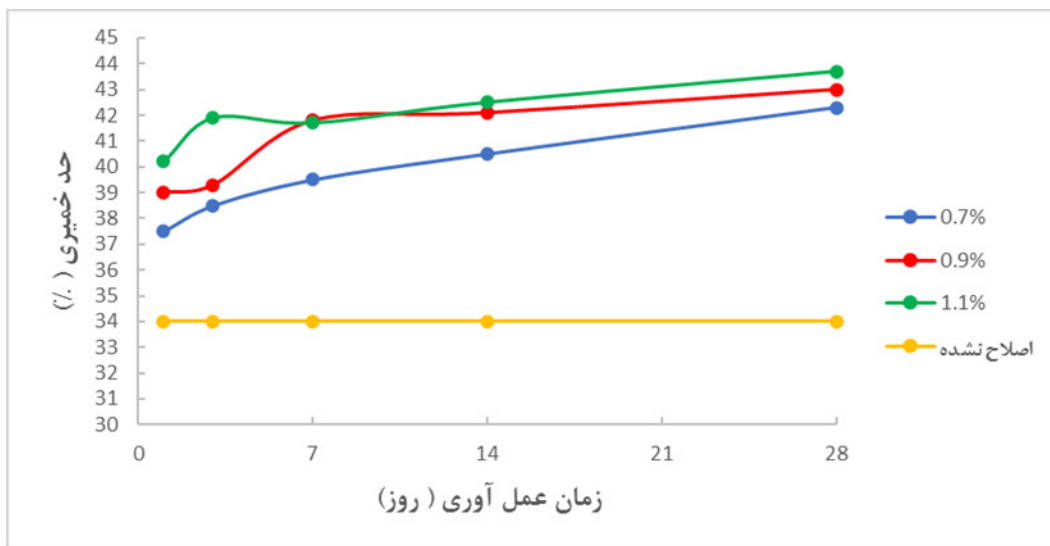
تاثیر نانو سیلیکا و زمان عمل آوری بر حد روانی خاک رس در شکل ۸ نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می کنید هر سه مقدار نانو سیلیکا باعث کاهش حدروانی می شود. می توان نتیجه گرفت که در روز اول آزمایش، به دلیل جذب آب توسط نانو سیلیکا، حد روانی خاک اصلاح شده نسبت به خاک اصلاح نشده افزایش یافته است. اما پس از روز اول، می توان روند کاهش حد روانی را مشاهده کرد. در مقایسه با رس اصلاح نشده، حد روانی نمونه اصلاح شده با ۱/۱٪ نانو سیلیکا بعد از ۲۸ روز کاهشی در حدود ۱۱٪ را نشان می دهد. به طور مشابه، کاهش مشابهی را می توان برای خاک رس اصلاح شده با ۰/۹٪ نانو سیلیکا مشاهده کرد. در نتیجه چون تغییرات حد روانی برای مقادیر ۰/۹٪ و ۱/۱٪ نانو سیلیکا مشابه است، می توان مقدار ۰/۹٪ نانو سیلیکا را به عنوان مقدار بهینه در نظر گرفت.



شکل ۸- تغییرات حد روانی با زمان عمل آوری در خاک رس اصلاح شده با نانو سیلیکا

۲.۴.۴ تاثیر بر روی حد خمیری

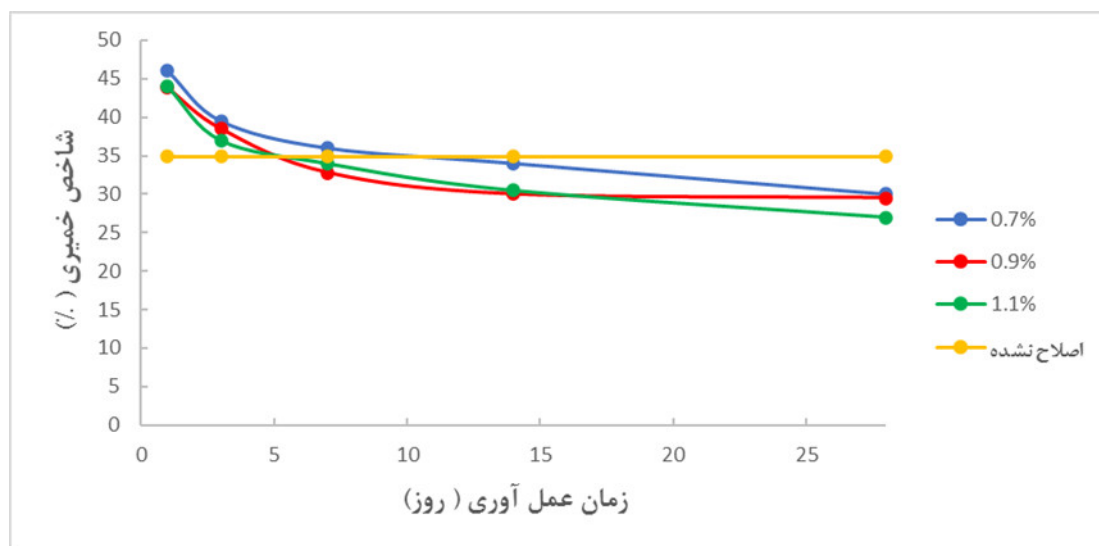
شکل ۹ تاثیر مقدار نانو سیلیکا و دوره عمل آوری را بر روی حد خمیری خاک را نشان می دهد. این شکل نشان می دهد که افزایش در نانو سیلیکا، حد خمیری را افزایش می دهد. مشابه حد روانی، حد خمیری برای ۰/۹٪ و ۱/۱٪ نانو سیلیکا مقادیر نزدیک به هم را نشان می دهد، از این رو مقدار ۰/۹٪ نانو سیلیکا را می توان به عنوان مقدار بهینه در نظر گرفت.



شکل ۹- تغییرات حد خمیری با زمان عمل آوری در خاک رس اصلاح شده با نانوسیلیکا

۳.۲.۴ تاثیر بر روی شاخص خمیری

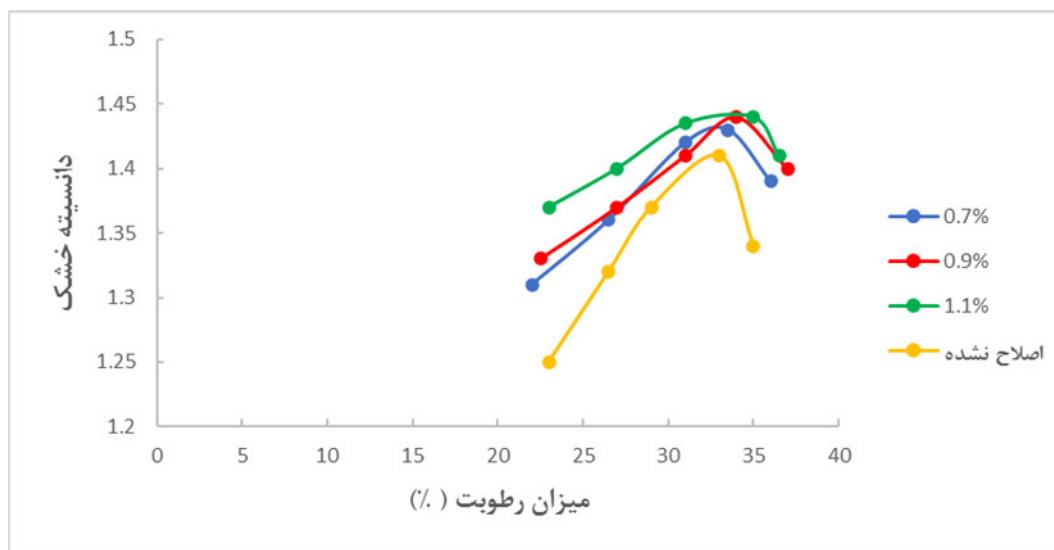
از شکل ۱۰ می‌توان نتیجه گرفت که در تمامی درصدهای نانوسیلیکا، شاخص خمیری کاهش می‌یابد که می‌تواند به دلیل کاهش حد روانی و افزایش حد خمیری باشد. در مقایسه با رس اصلاح نشده، شاخص خمیری برای خاک اصلاح شده با ۰.۷٪، ۰.۹٪ و ۱.۱٪ نانوسیلیکا به ترتیب ۳۴٪، ۳۸٪ و ۴۱٪ کاهش می‌یابد.



شکل ۱۰- تغییرات شاخص خمیری با زمان عمل آوری در خاک رس اصلاح شده با نانوسیلیکا

۴.۲.۴ تاثیر بر روی خصوصیات تراکم

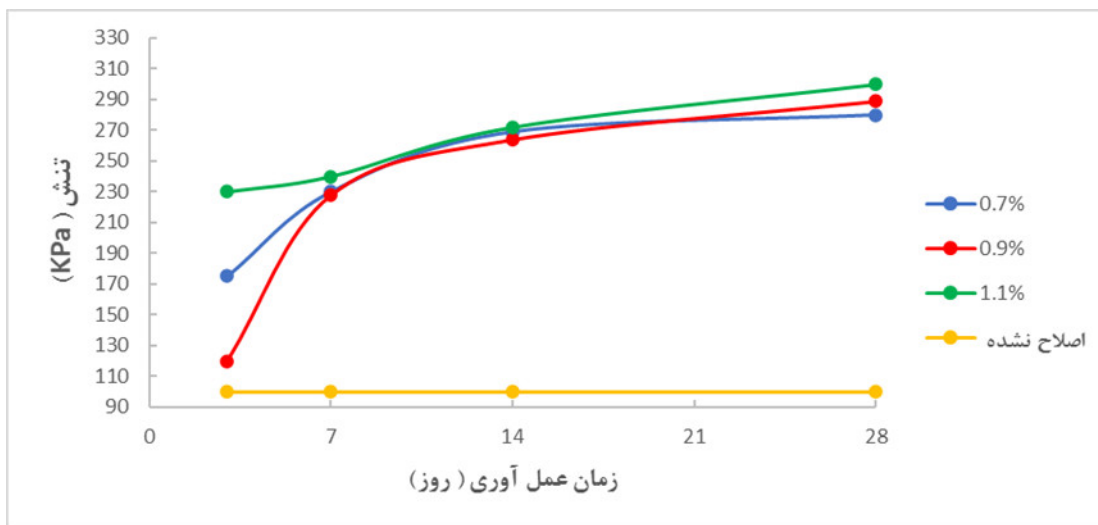
شکل ۱۱ رابطه دانسیته خشک را با مقدار آب و درصد نانوسیلیکا را نشان می‌دهد. با افزایش مقدار نانوسیلیکا، دانسیته خشک خاک اصلاح شده افزایش می‌یابد. تغییرات حاصل ناشی از هوای جایگزین شده بین ذرات خاک توسط ذرات نانو و اثر رطوبت جذب شده توسط نانو سیلیکا است. با توجه به رطوبت جذب شده توسط نانوسیلیکا، رطوبت بهینه خاک تثبیت شده افزایش می‌یابد.



شکل ۱۱- منحنی تراکم خاک رس اصلاح شده با نانوسیلیکا

۵.۲.۴ تاثیر بر روی مقاومت فشاری محدود نشده

نتایج مقاومت فشاری محدود نشده خاک اصلاح شده با نانوسیلیکا در شکل ۱۲ نشان داده شده است. مقاومت فشاری محدود نشده خاک با افزایش مقدار نانوسیلیکا افزایش می‌یابد. از این نمودار، مشاهده می‌شود که برای مقادیر ۰/۷، ۰/۹ و ۱/۱ درصد نانوسیلیکا، مقاومت در حال افزایش است. مقادیر مقاومت فشاری محدود نشده برای ۰/۹٪ و ۱/۱٪ مشابه هستند. روند منحنی‌ها نشان می‌دهد که افزودن نانوسیلیکا می‌تواند منجر به مقادیر بالاتری از مقاومت شود. بهبود مقاومت خاک رس با افزودن نانوسیلیکا به دلیل تشکیل ژل چسبناک توسط نانوسیلیکا است. وقتی آب با نانوسیلیکا به خاک رس اضافه می‌شود، نانوسیلیکا آب را جذب می‌کند و تشکیل ژل چسبناک می‌دهد به طوری که این ژل پیوند بین ذرات خاک رس را بهبود می‌بخشد.



شکل ۱۲- تغییرات مقاومت فشاری محدود نشده برای خاک رس اصلاح شده با نانو سیلیکا

۵. نتیجه گیری

- این مطالعه به منظور ارزیابی تاثیر نانو سیلیکا و آهک؛ بر خواص یک نمونه رس با خاصیت پلاستیسیته بالا انجام شده است.
- مقدار بهینه نانو سیلیکا ۰/۹ درصد و مقدار بهینه آهک ۵ درصد به دست آمده است.
 - حد روانی خاک رس با افزودن مقدار بهینه آهک در حدود ۱۸٪ و با افزودن مقدار بهینه نانو سیلیکا در حدود ۱۱٪ برای دوره عمل آوری ۲۸ روزه کاهش یافت.
 - حد خمیری رس با افزودن آهک در حدود ۳۵٪ و با افزودن نانو سیلیکا در حدود ۲۵٪ افزایش یافت.
 - شاخص خمیری رس در مقدار بهینه آهک پس از ۲۸ روز از ۴۶٪ به ۱۹٪ کاهش یافت و شاخص خمیری رس اصلاح شده با نانو سیلیکا تنها ۲۷٪ کاهش یافت. کاهش ضخامت لایه مضاعف رس توسط افزودن آهک موجب تغییرات شاخص خمیری می شود.
 - افزودن آهک مقدار درصد رطوبت بهینه را افزایش داد اما دانسیته خشک را در درصد های بالاتر کاهش داد. اما نانو سیلیکا، موجب افزایش دانسیته خشک و همچنین درصد رطوبت بهینه را افزایش داد اما دانسیته خشک را در درصد های بالاتر کاهش داد. اما نانو سیلیکا، موجب افزایش رطوبت بهینه می شود.
 - مقاومت فشاری محدود نشده خاک رس اصلاح شده با ۵٪ آهک بعد از ۲۸ روز ۳۰۰ کیلو پاسکال به دست آمد.
 - مقاومت فشاری محدود نشده رس اصلاح شده با ۰/۹٪ نانو سیلیکا پس از ۲۸ روز، ۳۰۵ کیلو پاسکال نشان داده شد. مقاومت ۱۴ روزه خاک رس اصلاح شده با نانو سیلیکا بیشتر از خاک رس اصلاح شده با آهک می باشد. آهک و نانو سیلیکا مقاومت فشاری خاک رس را از طریق مکانیزم های مختلف بهبود دادند.
 - تغییرات خصوصیات خمیری در خاک رس اصلاح شده با آهک در مقایسه با خاک رس اصلاح شده با نانو سیلیکا قابل توجه می باشد.

مراجع

1. Jose BT, Sridharan A, Abraham BM (1988) A study of geotechnical properties of Cochin marine clays. Mar Geotechnol 7(3):189–209
2. Dash SK, Hussain M (2012) Lime stabilization of soils: reappraisal. J Mater Civ Eng ASCE 24(6):707–714

3. Rajasekharan G, Rao SN (1996) The microstructure of lime stabilized marine clay. *Ocean Eng* 23:325–355
4. Majeed ZH, Taha MR (2011) Effect of nanomaterial treatment on geotechnical properties of a Penang soft soil. *J Asian Sci Res* 2(11):587–592
5. Pham H, Nguyen QP (2014) Effect of silica nanoparticles on clay swelling and aqueous stability of nanoparticle dispersions. *J Nanopart Res* 16:569–574
6. Changizi F, Haddad A (2017) Improving the geotechnical properties of soft clay with nano-silica particles. *Proc Inst Civ Eng Ground Improv* 170:62–71
7. Ghasabkholae N, Choobbasti AJ, Roshan N, Ghasemi SE (2017) Geotechnical properties of the soils modified with nano-materials: a comprehensive review. *Arch Civ Mech Eng* 17(3):639–650

۸. صفرقلی، س.، مرزونی، ت.، (۱۳۹۹)، " پتانسیل روانگرایی و تغییرات فشار آب حفره ای ماسه بهسازی شده با نانو سیلیکا " ششمین کنفرانس بین المللی مکانیک، ساخت، صنایع و مهندسی عمران، استانبول، ۲۷ اسفند ماه.
۹. کریمی آذر، ج.، حشمتی، ع.ا، عیسی زاده فر، ن.، (۱۳۹۷)، " بررسی مقاومت نمونه های تثبیت شده خاک رس تبریز با نانوسیلیکا " کنفرانس عمران، معماری و شهرسازی کشورهای جهان اسلام، ایران، تبریز، ۲۰ اردیبهشت ماه.
۱۰. نگهدار، ر.، صدرجمالب، م.، نگهدار، ح.، (۱۳۹۲) " تاثیر افزودن نانوسیلیس و میکروسیلیس روی خصوصیات مقاومتی خاک تثبیت شده با سیمان در دستگاه برش مستقیم "، اولین کنفرانس ملی مهندس ژئوتکنیک ایران، دانشگاه محقق اردبیلی، ۳۰ مهرماه



هشتمین کنفرانس ملر مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

آبان ۱۴۰۰



بررسی عملکرد سازه ای خراباهای ساخته شده با مقاطع فولادی سرد نورد شده تحت حرارت

امیر داودیان دهکردی^۱، مهران زینلیان^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان

amir.davoudiand@gmail.com

خلاصه

سازه های فولادی سرد نورد شده در مقایسه با سایر انواع سازه های ساختمانی، محاسن قابل توجهی از جمله سبکی قابل توجه و سرعت بالای ساخت دارند. امروزه سازه های فولادی سرد نورد شده علاوه بر صنعت ساختمان، در سایر صنایع مانند صنعت نفت و نیرو به طور انبوه استفاده می شوند. به عنوان مثال، در صنعت برق به منظور نصب و بهره برداری از تجهیزات الکتریکی در ایستگاه های فوق توزیع و انتقال برق از سازه های خرابایی با مقاطع سرد نورد شده فولادی استفاده می شود. از طرف دیگر، این نوع سازه ها دارای محدودیت هایی نیز می باشند؛ که از جمله آن ها می توان به مقاومت نسبی پایین در برابر حرارت اشاره کرد. در این مقاله، اثر حرارت بر روی سازه فولادی سرد نورد شده ترانسفورماتور جریان با استفاده از مدل سازی عددی مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین به بررسی منحنی دما-زمان سازه تحت بارگذاری حرارتی بر اساس آیین نامه آمریکا پرداخته شده است. بررسی منحنی دما-تغییر مکان جانبی سازه و اثر میزان بار جانبی اولیه قبل از حرارت و همچنین اثر بار قائم ثابت قبل از حرارت و ضریب انبساط حرارتی نیز بر این منحنی مورد بررسی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: سازه فولادی سرد نورد شده، درجه حرارت بالا، عملکرد سازه ای، منحنی دما-زمان

مقدمه

سیستم ساختمانی سبک فولادی یکی از سیستم های ساختمانی است که با استفاده از ورق های فولادی فرم داده شده در حالت سرد در ساخت اجزای اصلی سازه، در دهه اخیر به طور گسترده در کشورهای پیشرفته و در حال توسعه به کار گرفته می شود. بعد از سال ۱۹۹۰ به دلیل گران شدن چوب، پدیدار شدن مشکلات زیست محیطی در صنعت ساختمان و برنامه ریزی برای توسعه پایدار و معماری پایدار در صنعت ساختمان سازی بود که سبب شده، این سیستم در ساخت و ساز واحدهای مسکونی به کار گرفته شود. از طرفی ارزشی قیمت فولاد سرد نورد شده، باعث می شود که سازه های سرد نورد شده فولادی مورد توجه متخصصان، مسئولان و سازندگان ساختمان قرار می گیرد. به دلیل اثرات زیست محیطی استفاده از این سیستم، تقلیل میزان ضایعات ساختمانی در مرحله ساخت و ساز ساختمان، آلودگی بسیار کمتر در محیط ساخت، سرعت بالای ساخت، امکان استفاده مجدد و بازیافت قطعات به کار رفته باعث ترغیب متخصصان برای استفاده از این نوع فولاد در ساختمان ها شده است. سیستم مذکور به دلیل مزایای فراوان از جمله سرعت و کیفیت بالای ساخت و عملکرد لرزه ای مناسب در سال های اخیر در بسیاری از کشورهای دنیا مانند آمریکا، کانادا، استرالیا، ژاپن و بسیاری از کشورهای دیگر رواج یافته است؛ و در احداث ساختمانهای تجاری و مسکونی کوتاه مرتبه و میان مرتبه کاربرد زیادی دارد. این سازه ها در مقایسه با سایر انواع سازه های ساختمانی از قبیل سازه های فولادی معمولی، سازه های بتن آرمه و سازه های سنتی محاسن قابل توجهی از جمله سبکی قابل توجه وزن و سرعت بالای ساخت دارند. علاوه بر موارد ذکر شده امکان تولید انبوه و صنعتی سازی، کنترل بالای کیفیت ساخت و اجرا، کاهش حجم عملیات پی ریزی، نصب سریع و آسان، هزینه حمل و نقل کمتر، سطح مفید تمام شده بیشتر، عدم نیاز به ماشین آلات سنگین، حذف جوشکاری و کیفیت بالای اتصالات، سرعت بالای تولید و صنعتی سازی، و با دوام بودن در مقابل زنگ زدگی، از دیگر مزایای سازه های فولادی سرد نورد شده محسوب می شود. همچنین، امکان تولید مقاطع هندسی مختلف، قابل بازیافت بودن، اقتصادی و با صرفه بودن، کاهش نیروی انسانی، امکان انبار سازی در حجم بالا، افزایش فضای مفید داخلی، عدم ایجاد محدودیت برای طراحی معماری، سهولت در نصب تاسیسات، مصرف کم انرژی، و سهولت اجرای دهانه های متنوع و نیز تغییر ارتفاع سازه را می توان به عنوان برخی

محاسن دیگر این نوع سیستم ساختمانی نام برد. از طرفی کاهش وزن سازه باعث کاهش نیروی زلزله وارد شده بر ساختمان خواهد شد؛ زیرا با توجه به کمتر شدن وزن ساختمان، بار وارده بر فونداسیون کمتر شده و کاهش ابعاد آن را سبب می‌شود. امروزه سازه‌های فولادی علاوه بر صنعت ساختمان، در سایر صنایع مانند صنعت نفت و صنعت نیرو به طور انبوه استفاده می‌شوند. به عنوان مثال، در صنعت برق، به منظور نصب و بهره برداری از تجهیزات الکتریکی از سازه‌های خرابایی فولادی استفاده می‌شود. با توجه به نقش مهم و هزینه‌های بسیار زیاد تجهیزات نصب شده بر روی این سازه‌ها از یکسو، و از سوی دیگر هزینه‌های زیاد ساخت سازه‌های تجهیزات، طراحی مناسب آنها دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشد. علاوه بر آن سرعت نصب و قیمت تمام شده‌ی سازه‌های خرابایی فولادی نیز می‌تواند در توجیه پذیر بودن این پروژه‌ها نقش موثری ایفا کنند. لذا در سالهای اخیر، تلاشهای زیادی برای بهینه نمودن و کاهش وزن این نوع سازه‌ها، با استفاده از سازه‌های سرد نورد شده فولادی انجام شده است [۱].

سازه‌های فولادی سرد نورد شده دارای محدودیت‌هایی می‌باشند؛ که از جمله آن‌ها می‌توان به مقاومت نسبی پایین در برابر حرارت اشاره کرد. از آنجا که سازه‌های صنعتی به ویژه سازه گنتری ایستگاه‌های فوق توزیع و انتقال در برخی موارد با حرارت‌های بالای ناشی از حریق یا اتصال کوتاه سیم‌های برق مواجه هستند، در این تحقیق به بررسی عملکرد سازه ای خرابایی سه بعدی ساخته شده از مقاطع فولادی سرد نورد شده در مقابل حرارت به کمک مدل سازی عددی پرداخته خواهد شد.

کریشانو روی^۱ و همکاران [۲] بر روی ساختمان یک طبقه فولادی سرد نورد شده در مقیاس واقعی مطابق با شکل ۲-۹ آزمایش آتش سوزی انجام دادند. سقف سازه از خرپاهای فولادی سرد نورد شده تشکیل شده است. ستونچه های دیوار و خرپا های سقف با از مقطع لبه دار C07508، لابه ها (شاه تیرها)، ریل های کناری و مهاربند ها از مقطع C07510 استفاده شده است. مدول الاستیسته فولاد این سازه در دمای معمولی برابر ۲۰۰/۴ گیگا پاسکال و تنش تسلیم در دمای معمولی برابر ۵۶۳ مگا پاسکال می‌باشد و مقدار تنش تسلیم و مدول الاستیسته بر اساس یوروکد^۲ می‌باشد. در این آزمایش ابتدا یک بار معادل با ۰/۲۱۱ کیلونیوتن بر متر بر روی هرخرپا سقف اعمال شد، سپس الوار چوب که در پای دیواره ها فقط در یک طرف دهانه قرار داشت، سوزانده شد تا یک آتش طبیعی غیر یکنواخت در داخل ساختمان ایجاد کند. دما در ۱۰ نقطه بحرانی سازه با ترموکوبل دمای سازه را تا زمان فروپاشی ثبت می‌شد. این سازه بعد از ۲۱ دقیقه و ۳۰ ثانیه به صورت نامتقارن دچار فروپاشی شد. دمای فروپاشی سازه برابر ۶۲۲/۵ درجه سانتیگراد اندازه گیری شد. سپس به بررسی مدل سازی عددی المان محدود با استفاده از نرم افزار آباکوس [۳]^۳ پرداخته شد. دمای سازه در زمان فروپاشی برابر ۶۲۸/۲ درجه سانتیگراد می‌باشد که همخوانی خوبی با نتیجه مدل آزمایشگاهی آن داشت. لازم به ذکر است شکست در این سازه به علت شکست در پیچ‌های مربوط به اتصالات نبود و از طریق کماتش در مقاطع فولادی سرد نورد شده در فاصله دور از مفصل‌ها در امتداد طول عضو بود.

زینلیان و همکاران [۱] مطالعه آزمایشگاهی و عددی بر روی خرپا فولادی سرد نورد شده در ایستگاه‌های فوق توزیع و انتقال برق که به آن سازه ترانسفورماتور جریان^۴ (CT) گفته می‌شود را در دمای محیط انجام دادند. سازه از ستون هایی با ابعاد $50 \times 50 \times 2.4$ میلی‌متر و مهاربند هایی با ابعاد $1.8 \times 40 \times L40$ میلی‌متر در چهار طرف خرپا تشکیل شده است. چهار نبشی افقی مشابه ابعاد ستون ها در بالای سازه به ستون ها اتصال پیدا کرده‌اند. یک صفحه فولادی $10 \times 520 \times PL 520$ میلی متر در بالای سازه برای نصب تجهیزات CT در نظر گرفته شده است که با $M12$ پیچ به نبشی های افقی متصل شده‌اند. در پایین به هر ستون، دو صفحه به ابعاد $10 \times 70 \times PL 90$ میلی متر جوش شده است و زیر هر ستون یک بیس پلیت به ابعاد $15 \times 120 \times PL 120$ میلی‌متر قرار گرفته است. مدول الاستیسته، تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد سرد نورد شده در این آزمایش به ترتیب 241.071 مگا پاسکال، 269 مگا پاسکال و 370 مگا پاسکال است. بر روی سازه آزمایش بارگذاری یکنواخت انجام شد. مقاومت نهایی جانبی سازه برابر با $585/28$ کیلوگرم بود که مربوط به جابجایی $88/06$ میلی متر (۴ درصد ارتفاع) بود. خرابی سازه به دلیل کماتش اعوجاجی و به دنبال آن کماتش خمشی - پیچشی در دو ستون فشاری سازه رخ داده است. مدل سازی سازه با نرم افزار انسیس صورت گرفت. نوع المان مورد استفاده در مدل سازی سازه SHELL181 می‌باشد. با بررسی های انجام شده، نتایج آزمایشگاهی با مدل سازی عددی مطابقت دارد.

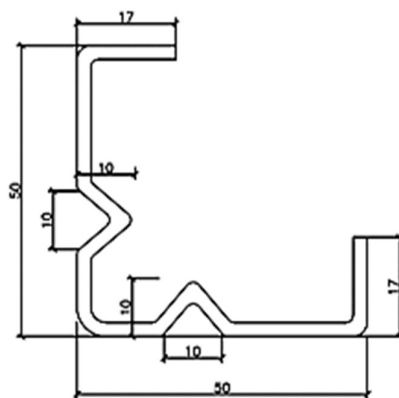
مشخصات سازه ترانسفورماتور جریان

1. Krishanu roy
2 Eurocode
3. Abaqus
4 Current transformer

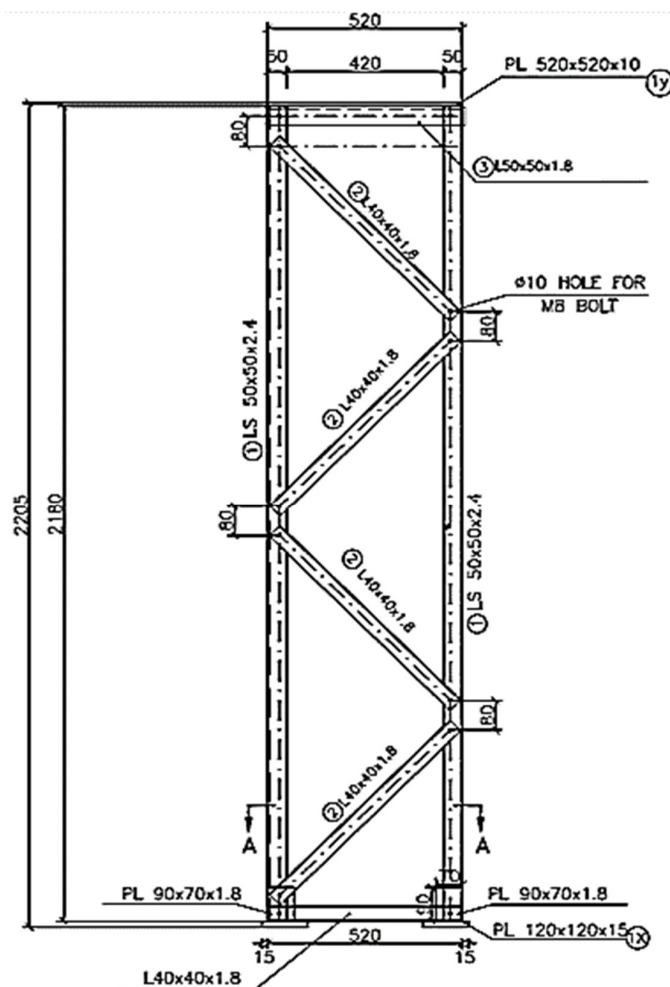
سازه شامل ۴ ستون نبشی $LS50 \times 50 \times 2.4$ ، ۱۶ بادبند نبشی $L40 \times 40 \times 1.8$ ، ۴ نبشی افقی $L40 \times 40 \times 1.8$ در پایین، ۴ نبشی افقی $L50 \times 50 \times 1.8$ در بالا، یک صفحه $PL520 \times 520 \times 10$ و ۴ صفحه $PL120 \times 120 \times 15$ در پایین ستون، ۸ صفحه گاست پلیت $PL90 \times 70 \times 1.8$ جوش شده به پایه ستون ها می‌باشد. ورق های کف به زمین با پیچ $M18$ به زمین گیردار شد نمای کلی سازه، نمای روبه رو سازه و مقطع ستون در شکل های ۱، ۲ و ۳ آمده است. در شکل های ۲ و ۳ اندازه ها به میلی متر هستند. لازم به ذکر است در شکل های ۲ و ۳ اندازه ها به میلی متر هستند.



شکل ۱- نمای کلی سازه ترانسفورماتور جریان



شکل ۲ - مقطع ستون سازه



شکل ۳- نمای روبه رو سازه

مطالعه عددی سازه ترانسفورماتور جریان تحت حرارت

سازه ترانسفورماتور جریان با المان سالیید^۱ در نرم افزار آباکوس، مدل سازی شده است. نوع المان C3D4TR و سائز مش ۱۰ میلی متر می باشد. نوع تحلیل، آنالیز دوگانه تغییر مکان- دما^۲ می باشد. مشخصات مکانیکی و حرارتی فولاد سرد نورد شده سازه در دماهای مختلف مطابق جدول ۱ و جدول ۲ می باشد. مدل سازی اتصال بین اعضا با قید های تماس^۳ و تای^۴ در آباکوس تعریف شده است. بارگذاری سازه شامل ۲ مرحله می باشد. در مرحله اول ۴ حالت بارگذاری داریم که شامل اعمال بار جانبی ۹۳۵۰ نیوتن، اعمال بار جانبی ۱۳۰۹۰ نیوتن، اعمال بار جانبی ۹۳۵۰ نیوتن همراه با اعمال بار قائم ۵۲۵۰ نیوتن، و اعمال بار جانبی ۱۳۰۹۰ نیوتن همراه با بار قائم ۵۲۵۰ نیوتن می باشند. محل و نحوه اعمال بار قائم و جانبی مطابق شکل ۴ می باشد. در مرحله دوم بارگذاری حرارتی مطابق با منحنی ASTM E119 [۴] به کل سازه اعمال می شود. مدت زمان حرارت ۵۰ دقیقه و حداکثر تا ۹۰۵ درجه سانتیگراد حرارت می دهیم. منحنی دما- زمان ASTM E119 در شکل ۵ آمده است.

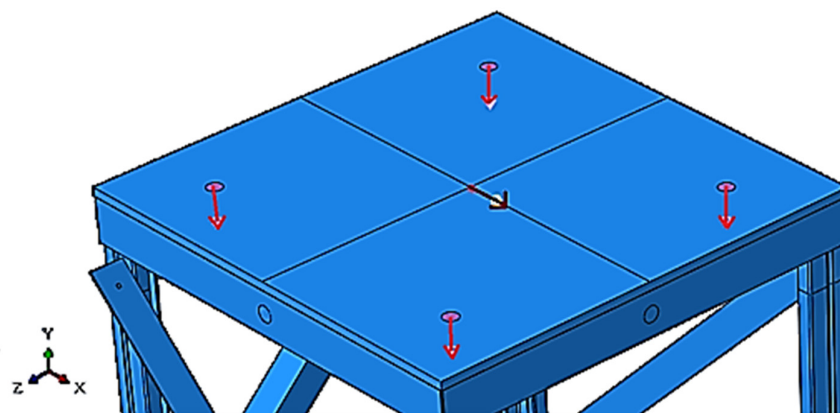
- ¹ Solid
- ² Coupled temperature-displacement
- ³ Contact
- ⁴ Tie

جدول ۱- مشخصات مکانیکی فولاد سرد نورد شده سازه در دماهای مختلف

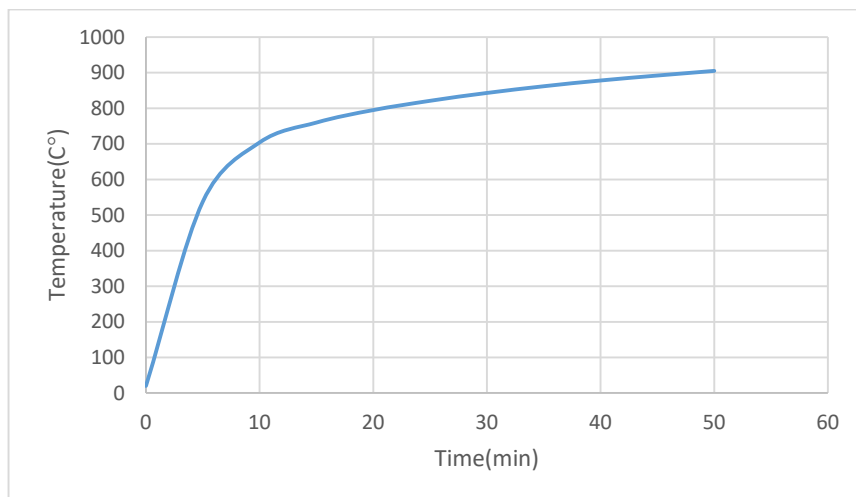
تنش نهایی Mpa	کرنش نهایی	تنش تسلیم Mpa	کرنش تسلیم	مدول الاستیسته Mpa	دما
۳۹۳/۴	۰/۲۷۲	۲۹۸/۸۱	۰/۰۰۳۴	۲۰۱۸۱۵	۲۰
۳۹۳/۴	۰/۲۵۸۸	۲۴۱/۱۰۵	۰/۰۰۳۲	۲۰۱۸۱۵	۱۰۰
۳۹۳/۴	۰/۲۴۲۵	۱۷۸/۶۶	۰/۰۰۲۸	۲۰۱۸۱۵	۲۰۰
۳۹۳/۴	۰/۲۲۹۷	۱۷۵/۱۵	۰/۰۰۲۵۷	۲۰۱۸۱۵	۳۰۰
۳۴۳/۳۸	۰/۲۲	۱۷۴/۶	۰/۰۰۲۶	۲۰۱۸۱۵	۴۰۰
۳۲۸/۴۹	۰/۱۵۳۴	۱۶۹/۹۴	۰/۰۰۲۳۶	۲۰۱۸۱۵	۵۰۰
۳۱۴/۷۲	۰/۰۸۱۵	۱۶۶/۳۵	۰/۰۰۲۳۳	۱۹۴۷۵۲	۶۰۰
۳۰۱/۵۴	۰/۰۴۲۷	۱۶۳/۶۱۳	۰/۰۰۲۴۶	۱۸۷۶۸۸	۷۰۰
۲۸۷/۱۸	۰/۰۳۹۵	۱۳۸/۸۵	۰/۰۰۲۳	۱۷۸۶۰۶	۸۰۰
۲۷۳/۴	۰/۰۳۶۳	۶۵/۰۶۴	۰/۰۰۲	۱۶۱۴۵۲	۹۰۰

جدول ۲- خصوصیات حرارتی فولاد سرد نورد شده سازه در دماهای مختلف [۶، ۵]

ضریب انتقال حرارت W/m.K	گرمای ویژه J/kg.K	ضریب انبساط W/m.K×۱۰ ^{-۱۰}	دما C°
۵۳/۳۳۴	۴۳۹/۸	۱/۲۲	۲۰
۵۰/۶۷	۴۸۷/۶۲	۱/۲۸	۱۰۰
۴۷/۳۴	۵۲۹/۷۶	۱/۳۶	۲۰۰
۴۴/۰۱	۵۶۴/۷۴	۱/۴۴	۳۰۰
۴۰/۶۸	۶۰۵/۸۸	۱/۵۲	۴۰۰
۳۷/۳۵	۶۶۶/۵	۱/۶	۵۰۰
۳۴/۰۲	۷۶۰/۲۲	۱/۶۸	۶۰۰
۳۰/۶۹	۱۰۰۸/۱۶	۱/۷۶	۷۰۰
۲۷/۳	۸۰۳/۲۶	۰	۸۰۰
۲۷/۳	۶۵۰	۲	۹۰۰



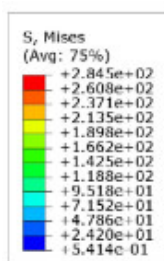
شکل ۴- محل و نحوه اعمال بار جانبی و قائم



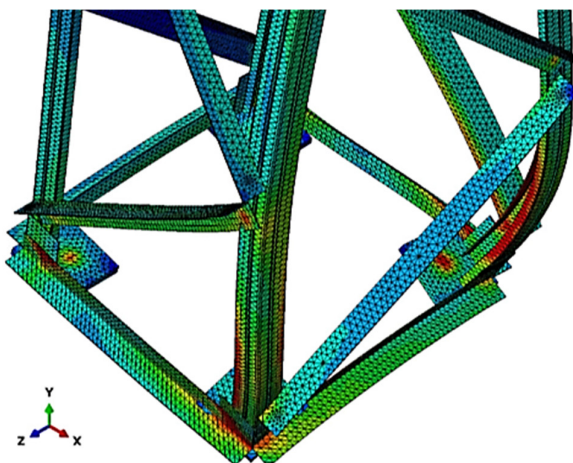
شکل ۵- منحنی دما-زمان ASTM E119 [۴]

نتایج

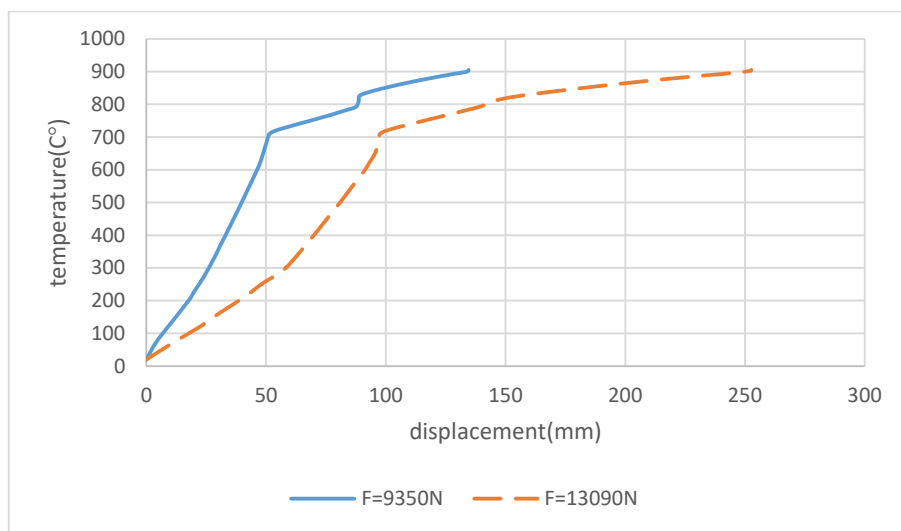
در شکل های ۶ تصویر سه بعدی مدل سازی شده نمونه های سازه CT بعد از اعمال حرارت همراه با مقادیر تنش آمده است. کمناش خمشی- پیچشی ستون های سازه در شکل ۷ نشان داده شده است. شکل منحنی تغییر مکان- دما محل اعمال بار جانبی در ۴ حالت در شکل های ۸ تا ۱۰ نشان داده شده است و باهم دیگر مقایسه شده‌اند. در شکل ۸ در حالی که بار جانبی اولیه بیشتر است، تغییر مکان جانبی بیشتری سازه دارد. در شکل های ۸ و ۹ بار جانبی اعمال شده بر سازه یکسان است، تغییر مکان سازه‌ای که بار قائم هم به آن اعمال شده، به خصوص در شکل ۱۰ به دلیل اعمال بار جانبی بزرگتر، دچار تغییر مکان بیشتری شده است. با توجه به نمودار های ۸ تا ۱۰ در دمای ۷۰۰ درجه سانتیگراد، شیب نمودار تغییر محسوسی می کند، چون از همین نقطه ستون سازه شروع به کمناش خمشی- پیچشی می کند. در صورتی که در مدل سازی سازه ضرایب انبساط مربوط به جدول ۲ را اعمال نکنیم، تغییر شکل تا دمای ۳۰۰ درجه سانتیگراد تفاوتی نکرده است اما از این دما به بعد تغییر شکل کمتری در سازه ایجاد می شود. در شکل ۱۱ نمودار تغییر مکان دما در حالت اعمال بار جانبی ۱۳۰۹۰ نیوتن و حرارت بر سازه، اثر ضریب انبساط نشان داده شده است. لازم به ذکر است در شکل ۶ مقادیر تنش بر حسب مگاپاسکال هستند.



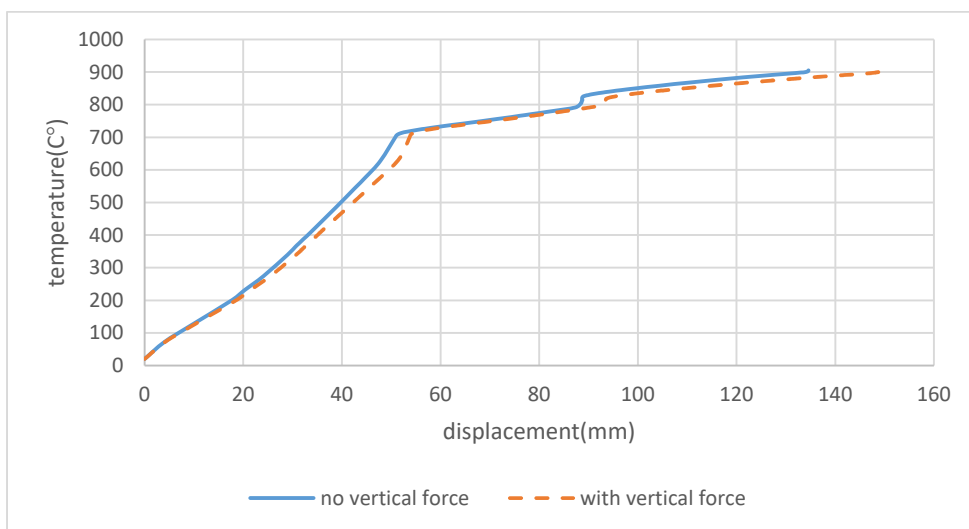
شکل ۶- نمای جلو سازه پس از اعمال حرارت



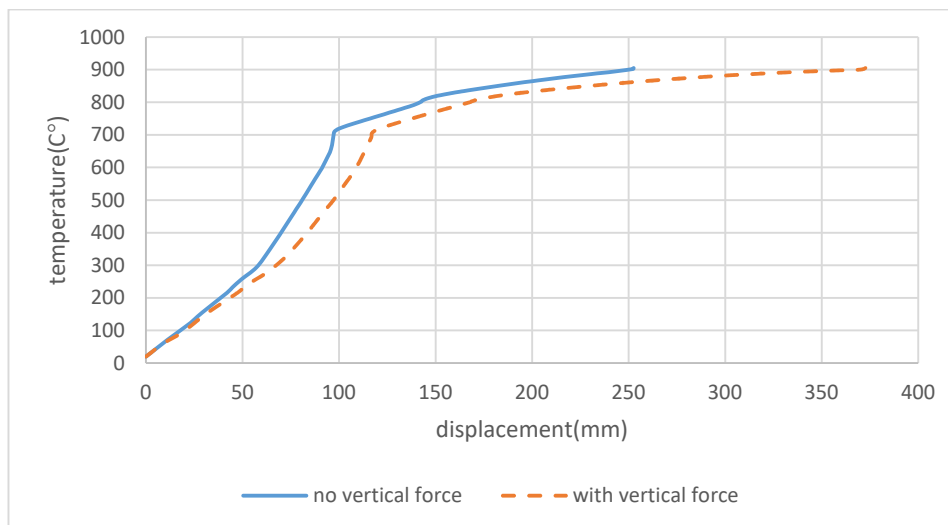
شکل ۷- کماتش خمشی-پیچشی ستون سازه پس از اعمال حرارت



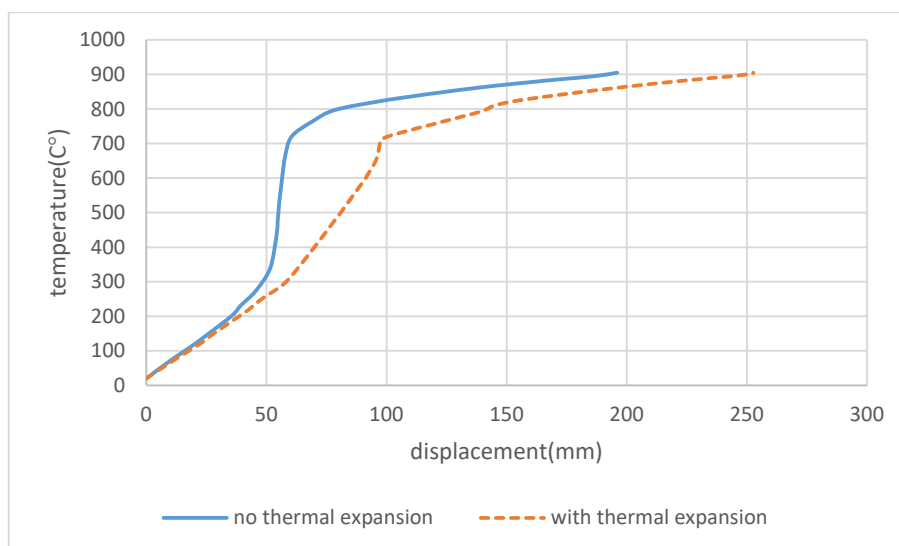
شکل ۸- نمودار تغییر مکان- دما سازه تحت اثر حرارت و اعمال دو مقدار متفاوت بار جانبی



شکل ۹- منحنی تغییر مکان- دما سازه با اعمال بار جانبی ۹۳۵۰ نیوتنی



شکل ۱۰- منحنی تغییر مکان - دما سازه با اعمال بار جانبی ۱۳۰۹۰ نیوتن



شکل ۱۱- منحنی تغییر مکان-دما سازه با اعمال بار جانبی ۱۳۰۹۰ نیوتن

مراجع

- [1] M. Zeynalian, S. Bolkhari, and P. Rafeei, "Structural performance of cold-formed steel trusses used in electric power substations," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 147, pp. 53-61, 2018.
- [2] K. Roy *et al.*, "Collapse behaviour of a fire engineering designed single-storey cold-formed steel building in severe fires," *Thin-Walled Structures*, vol. 142, pp. 340-357, 2019.
- [3] D. Systemes, "Abaqus User Subroutines Reference Guide, 2019," in *Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI, USA*, ed, 2019.
- [4] *ASTM, E119, Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*, 2000.
- [5] *Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-2: General Rules-Structural fire design*, 2005.
- [6] L. T. Phan, T. P. McAllister, J. L. Gross, and M. J. Hurley, "Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings," National Institute of Standards and Technology U.S. Department of Commerce 2010.



هشتمین کنفرانس ملر مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

آبان ۱۴۰۰



بررسی آزمایشگاهی خصوصیات خاک تثبیت شده با ژئوپلیمرهای یک بخشی

فاطمه محمدیان^۱، مجتبی قاسمی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

۲- استادیار گروه مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

F.m84661@yahoo.com

خلاصه

برای بهبود عملکرد و دوام تجاری ژئوپلیمرها نیاز به بررسی بیشتر ژئوپلیمرهای یک بخشی است. در ساخت ژئوپلیمرهای یک بخشی از فعال کننده جامد استفاده می شود. این پژوهش پارامترهای مکانیکی خاک تثبیت شده با ژئوپلیمرهای یک بخشی را بصورت آزمایشگاهی بررسی می کند. ماده آلومینوسیلیکات استفاده شده در این تحقیق خاکستر بادی نوع F و سرباره GGBS می باشد که به میزان ۵ درصد وزنی خاک خشک استفاده شده است. نتایج حاصل از این نمونه ها با نمونه های تثبیت خاک با سیمان و خاک بدون تثبیت کننده مقایسه شده است. مقاومت ۲۸ روزه نمونه ژئوپلیمر ۵۸٪ نسبت به خاک بدون تثبیت کننده افزایش یافت.

کلمات کلیدی: تثبیت خاک ، ژئوپلیمر ، ژئوپلیمرهای یک بخشی ، فعال کننده جامد

۱. مقدمه

در مهندسی ژئوتکنیک مواجهه با زمین های سست و کمبود فضای مناسب برای ساخت و اجرای پروژه های مهم نیاز به بهسازی زمین را افزایش داده است. ایجاد بستر مناسب برای احداث سازه های عمرانی از مهم ترین مراحل اجرایی در هر پروژه به شمار می آید. روش های بهسازی بکار رفته برای غلبه بر مشکلات بسترهای ضعیف و مسئله دار همواره فضایی برای چالش و ابتکار عمل مهندسان بوده است [۱-۳]. انواع روش های بهسازی شامل بهسازی مکانیکی ، بهسازی هیدرولیکی ، بهسازی فیزیکی و شیمیایی و بهسازی به وسیله عناصر مسلح کننده است . در بهسازی مکانیکی مترکم کردن حجم خاک ، در بهسازی هیدرولیکی زهکشی آب موجود میان حفرات ، در بهسازی به روش تسلیح به صورت مسلح کردن خاک با شبکه بندی و در بهسازی شیمیایی مواد شیمیایی مختلف باعث بهسازی (تثبیت) بستر خاک می شوند [۴].

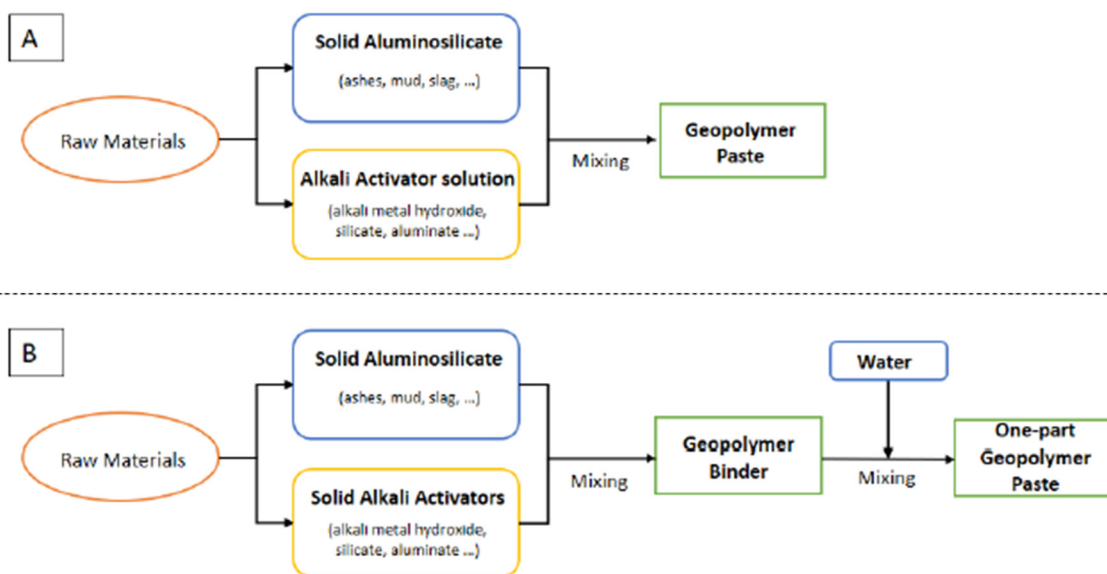
از دیرباز روش های گوناگون توسط پژوهشگران ارائه شده و همچنان در حال آزمون و خطا و یافتن تجربه های جدید هستند.

استفاده از روش های نوین ، نیازمند جایگزینی مصالح سنتی رایج با مواد و مصالح جدید با کیفیت بهتر و هزینه کمتر و با آسیب کمتر به محیط زیست است [۲]. تثبیت شیمیایی خاک ، فرآیند افزایش مقاومت و دوام خاک نرم با مخلوط کردن آن با یک تثبیت کننده است. این فرایند از مزایای اقتصادی و مهندسی قابل توجهی برخوردار است هم چنین تثبیت شیمیایی خاک موفقیت خود را به عنوان یک گزینه مقرون به صرفه بر روش های گران تر ثابت کرده است . مهمترین پرکاربردترین چسب های تثبیت کننده ای که به طور گسترده مورد استفاده قرار می گیرند سیمان پرتلند معمولی (OPC) و آهک هستند [۵]. با این حال ، در دهه

های اخیر ردپای کربن مرتبط با تولید این چسب‌های سنتی نگرانی‌های جدی زیست محیطی ایجاد کرده است. بنابراین، نیاز شدیدی به چسب‌های جایگزین جدید وجود دارد که با وجود افزایش قابلیت‌های تثبیت خاک از خطرات زیست محیطی کمتری برخوردار هستند [۶]. پژوهشگران در این راستا به دنبال مصالح نوین هستند تا بتوانند از این مشکلات بکاهند. از این رو روی آوردن به مصالح نوین که دوستدار محیط زیست باشند به عنوان جایگزین تثبیت کننده‌های سنتی لازم و ضروری است. یکی از اختراعات بشر در این راستا ژئوپلیمر است که نوید را به عنوان گزینه جایگزینی برای سیمان پرتلند معمولی (OPC) نشان می‌دهد [۵-۶].

این مصالح در سال ۱۹۷۰ توسط دانشمند و مهندس فرانسوی داوید ویتس ابداع شد که از مخلوط کردن پیش ماده‌های ژئوپلیمر با فعال ساز قلیایی حاصل می‌شود. پیش ماده‌های ژئوپلیمر شامل طیف وسیعی از مواد آلومیناسیلیکات کم هزینه و حتی زباله‌های صنعتی مانند خاکستر بادی (طبقه C و طبقه F)، و خاکستر پوزولان‌های طبیعی، متاکائولین، سرباره کوره، لجن قرمز و پوسته برنج می‌باشد. در عین حال فعال ساز قلیایی محلول‌های غلیظ هیدروکسید قلیایی، سیلیکات، کربنات، سولفات و یا ترکیبی از این‌ها را شامل می‌شوند. فعال کننده قلیایی به دلیل تأثیر مستقیم بر روی انحلال پیش سازهای آلومینوسیلیکات، نقش مهمی در فعال سازی قلیایی دارد. با وجود فواید بسیار زیاد استفاده از ژئوپلیمر، استفاده از آن با برخورداری از بخش قابل توجهی از محلول‌های قلیایی بسیار خورنده و چسبناک مانع فراگیری زیاد آن شده است [۷].

بر این اساس، توسعه ژئوپلیمر یک بخشی اخیراً توجه بیشتری را به خود جلب کرده است. همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است ژئوپلیمر یک بخشی شبیه به بتن معمولی مبتنی بر OPC، فرمول فقط آب را اضافه می‌کند، که در آن می‌توان پیش ماده مخلوط آماده منبع آلومینوسیلیکات و فعال کننده جامد را با هم مخلوط کرد و سپس مستقیماً با آب مخلوط کرد [۶]. در ژئوپلیمرهای یک بخشی مجموعه فاز محصولات نهایی به طور قابل توجهی با انتخاب پیش ماده سیلیکا و نسبت اولیه $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ بستگی دارد و منجر به تشکیل کامپوزیت زئولیت-ژئوپلیمر یا ژئوپلیمرهای کاملاً آمورف می‌شود. بنابراین انتخاب ماده اولیه سیلیس با سینتیک انحلال مناسب با در نظر گرفتن نسبت کلی سیلیکا به آلومین برای تشکیل ژل آلومینوسیلیکات با خواص مهندسی و مکانیکی بالا بسیار اهمیت دارد [۸].



شکل ۱ - نمودار فرآیند تولید A-ژئوپلیمر سنتی B-ژئوپلیمر یک بخشی [۸]

در دهه ۱۹۸۰ همکاران ماده خشک متاکائولین، سرباره کوره بلند، سیلیس آمورف، پتاسیم هیدر و کسید و سیلیکات و خاک رس را با هم مخلوط کردند [۹].

در سال ۱۹۹۴ داوید ویتس و همکاران ژئوپلیمر یک بخشی که از اکسید آلومینوسیلیکات و سرباره و سدیم و پتاسیم جامد بود را ثبت کردند [۱۰]. همچنین بعداً در سال ۲۰۱۵ در رابطه با ژئوپلیمر یک بخشی تحقیق دیگری انجام داد و اشاره کرد که به جای سدیم، پتاسیم و یا سیلیکات‌های جامد به دلیل دسترس پذیری در

مقیاس بزرگ و مسائل تولید انبوه تا حدی با گدازه های مصنوعی (به عنوان مثال: سدیم واکنشی؛ شیشه آلومینوسیلیکات پتاسیم) جایگزین شوند. گدازه های مصنوعی را می توان با مخلوط کردن توف آتشفشانی و کلسیم کربنات، ذوب کردن در دمای ۱۲۰۰-۱۳۵۰ سانتی گراد و خنک شدن در آب و سپس خشک کردن و آسیاب کردن تهیه کرد [۱۱].

در سال ۲۰۱۹ کونگ ما و همکاران تحقیقی در زمینه ژئوپلیمرهای یک قسمتی تحت عنوان ژئوپلیمر سبز ارائه دادند. این تحقیق با اندازه گیری خصوصیات و ویژگی های تازه، مقاومت فشاری، گرمای هیدراتاسیون و تخلخل، اثرات سدیم کربنات جامد را در ژئوپلیمر یک بخشی بررسی می کند. مکانیسم تأثیر سدیم کربنات نیز مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. (اثرات جایگزینی سدیم کربنات بجای سدیم سیلیکات). در نهایت بعد از انجام آزمایشات به این نتایج رسیدند که استفاده از سدیم کربنات بجای سدیم سیلیکات زمان گیرش نهایی را افزایش میدهد. گرمای هیدراتاسیون نمونه هم به مقدار قابل توجهی نسبت به نمونه های سدیم سیلیکات افزایش می یابد. مقاومت فشاری یک روزه در نمونه های سدیم سیلیکات کمی بیشتر از نمونه های سدیم کربنات است و رفته رفته میزان اختلاف کاهش می یابد. همچنین نتیجه دیگری که در راستای مشکلات زیست محیطی بررسی شد بدین صورت بود که ژئوپلیمر یک بخشی فعال شده توسط ترکیبی از دو فعال کننده از نظر زیست محیطی تمیزتر از آن است که بخواهیم فقط از سدیم کربنات یا سدیم سیلیکات به عنوان فعال کننده استفاده کنیم [۱۲].

در سال ۲۰۱۹ جیران یو و همکاران در مطالعه ای تجربی امکان استفاده از پودر متاسیلیکات سدیم به عنوان فعال کننده قلیایی در ژئوپلیمر یک بخشی برای تثبیت خاک، برای افزایش خواص و مقاومت خاک رس نرم بررسی می شود. که در نتیجه آن متاسدیم سیلیکات جامد پتانسیل استفاده به صورت جایگزینی کامل و جزئی با محلول سدیم هیدروکسید را دارد به طوریکه مقاومت فشاری با استفاده از متاسدیم سیلیکات به عنوان فعال کننده افزایش می یابد. همچنین نتیجه دیگر این تحقیق از مزیت ژئوپلیمرهای یک قسمتی نام برده که میزان آب مورد استفاده در ژئوپلیمر تأثیر زیادی روی مقاومت فشاری دارد که با روش استفاده از فعال کننده جامد این میزان به طور قابل توجهی قابل کنترل می باشد و این یکی از مزیت های استفاده از فعال کننده جامد را در ساخت ژئوپلیمر نشان می دهد [۱۳].

در سال ۲۰۱۹ حیدر عبدالله و همکاران در یک تحقیق روشی سیستماتیک برای ارزیابی کاربرد ژئوپلیمر بر پایه خاکستر برای تثبیت خاکهای رسی، از طریق یک برنامه آزمایشی جامع که در آن خاک رسهای مهندسی و طبیعی مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت، از جمله تراکم خاک، قابلیت انعطاف پذیری، مقاومت فشاری، دوام، سطح pH را معرفی می کنند. در نتیجه این تحقیق چندین عامل موثر بر روی مقاومت فشاری رس ها از جمله روش عمل اوری، غلظت ژئوپلیمر و... تعیین شدند و هم چنین در پایان تحقیق فلوجارتری برای استفاده محققان برای تثبیت خاک رس در شرایط مختلف ارائه شد [۱۴].

بسترهای ماسه ای سست به دلیل نسبت تخلخل بالایی که دارد در شرایط خشک مقاومت بسیار پایینی دارند و در شرایط اشباع دارای پتانسیل روانگرایی بالایی هستند. به همین دلیل بهسازی این نوع بستر برای بهبود پارامترهای مهندسی بسیار اهمیت دارد [۱۵]. مناسب بودن استفاده از پودر های مواد قلیایی برای استفاده به عنوان یک فعال کننده قلیایی جامد در یک مخلوط ملات ژئوپلیمر یک بخشی در مطالعات قبلی تأیید شده است. در این مطالعه، اثرات استفاده از انواع فعال کننده های جامد به عنوان یک فعال کننده قلیایی برای تولید یک چسب ژئوپلیمر یک بخشی برای تثبیت خاک بررسی می شود.

۲. مواد و آماده سازی نمونه

۱.۲- مواد و مصالح مصرفی

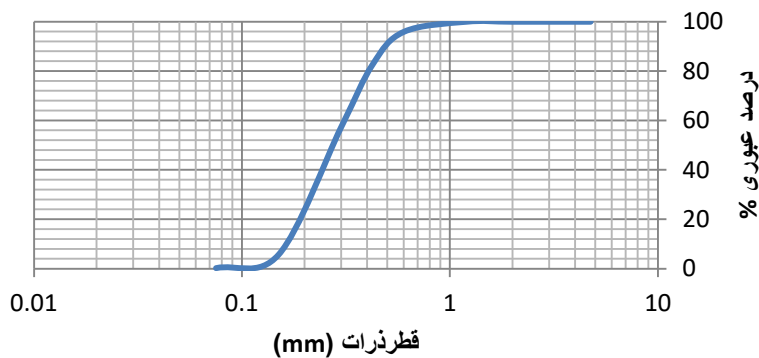
موادی که در این پژوهش به منظور تثبیت خاک در نظر گرفته شده است شامل خاک، سیمان، سرباره GGBS، خاکستر بادی نوع F، آب و فعال کننده های مختلف قلیایی است که در ادامه معرفی شده اند.

خاک مورد استفاده ماسه است که از حاشیه اتوبان هفت باغ محور کرمان-ماهان تهیه شد. (۳۰.۲۳۹۳۸۴، ۵۷.۱۰۱۸۱۹).

سپس نمودار دانه بندی بر اساس استاندارد ASTM D2487-11, 2011 به دست آمد و در شکل (۲) ارائه شده است. بر اساس طبقه بندی متحد، خاک مورد نظر از نوع ماسه بد دانه بندی شده (SP) است. در جدول ۱ آنالیز شیمیایی خاک مورد استفاده ارائه شده است.

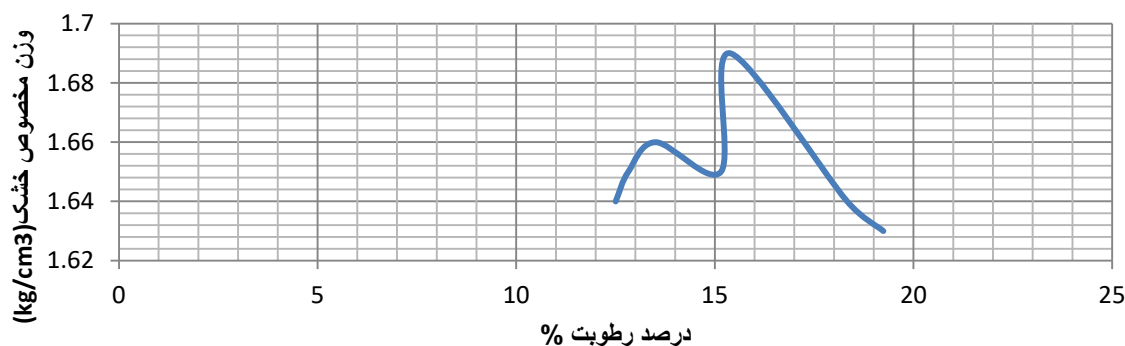
جدول ۱- آنالیز شیمیایی XRF خاک مورد استفاده

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	Ti O ₂	Mno	OK ₂	L.O.I
57.99	13.9	5.52	8.37	1.8	2.88	0.62	1.8	2.01	6.55



شکل ۲- نمودار دانه بندی خاک

سپس آزمایش تراکم استاندارد خاک بر اساس استاندارد ASTM D698 انجام شد و نمودار آن در شکل (۳) ارائه شده است که رطوبت بهینه خاک ۱۵٪ تعیین شد.



شکل ۳- نمودار تراکم خاک

برای بررسی و مقایسه عملکرد افزودنی های ژئوپلیمر یک بخشی نوین از سیمان تپ ۲ کارخانه سیمان کرمان استفاده شده است. نمونه های تثبیت شده با سیمان به عنوان نمونه شاهد قابل مقایسه با نمونه های تثبیت شده با ژئوپلیمر های مورد آزمایش است. ترکیبات شیمیایی سیمان با استفاده از آنالیز XRF بدست آمده است که در جدول (۲) ارائه شده است.

در این پژوهش سربراه مورد نظر از شرکت بنیان زیست فناور تهیه شد که به منظور تعیین پارامترهای شیمیایی خاک ، آزمایش XRF (فلورسانس اشعه ایکس) برای تعیین ترکیبات اصلی شیمیایی یعنی SiO_2 ، Fe_2O_3 ، Al_2O_3 همانطور که در جدول (۳) نشان داده شده است ، انجام شد.

جدول ۲- آنالیز شیمیایی XRF سیمان

Chemical Component	%
SiO ₂	21.99
Al ₂ O ₃	4.31
Fe ₂ O ₃	4.15
CaO	62.88

MgO	2.86
K ₂ O	0.47
Na ₂ O	0.21

خاکستر بادی کم کلسیم (نوع F) از شرکت آفاتوس اصفهان تهیه شد و آنالیز XRF آن در جدول (۳) آمده است. در این پژوهش از ۳ نوع فعال کننده قلیایی و ترکیب آنها برای فعال کردن منبع آلومینوسیلیکات استفاده شد. این فعال کننده ها شامل سدیم سیلیکات (Na₂SiO₃)، کلسیم هیدروکسید (Ca(OH)₂) و لیتیم هیدروکسید (LiOH) است. کلسیم هیدروکسید و لیتیم هیدروکسید مصرفی با خلوص ۹۸٪ و سدیم سیلیکات استفاده شده ۳۳ درصد از سیلیسیم اکسید (SiO₂) و ۲۴.۱ درصد از سدیم اکسید (Na₂O) و ۴۲.۹ درصد از آب (H₂O) است.

جدول ۳- آنالیز شیمیایی XRF سرباره و خاکستر بادی

Material	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	TiO ₂	MnO ₂	K ₂ O	SO ₂	L.O.I
Slag	37.9	8.4	0.6	35.9	8.9	2.1	1.9	1.5	0.7	0.7	0.9
Flyash	60.4	19.76	10.56	3.5	2.16	0.3	0.84	-	0.6	3.1	0.82

در این پژوهش از ۳ نوع فعال کننده قلیایی و ترکیب آنها برای فعال کردن منبع آلومینوسیلیکات استفاده شد. این فعال کننده ها شامل سدیم سیلیکات (Na₂SiO₃)، کلسیم هیدروکسید (Ca(OH)₂) و لیتیم هیدروکسید (LiOH) است. کلسیم هیدروکسید و لیتیم هیدروکسید مصرفی با خلوص ۹۸٪ و سدیم سیلیکات استفاده شده ۳۳ درصد از سیلیسیم اکسید (SiO₂) و ۲۴.۱ درصد از سدیم اکسید (Na₂O) و ۴۲.۹ درصد از آب (H₂O) است. تمامی مواد شیمیایی از فروشگاه مواد شیمیایی شفا در کرمان تهیه شد.

۲.۲- روش ساخت نمونه

برای ایجاد واکنش و تشکیل چسب میان دانه های خاک ابتدا نیازمند ایجاد محیط قلیایی در منبع آلومینوسیلیکات است. بدین ترتیب لازم است ابتدا سرباره و خاکستر بادی با مواد شیمیایی قلیایی فعال شده تا ژل مورد نظر تشکیل شود. برای فعال سازی منبع آلومینوسیلیکات از سه نوع مختلف فعال کننده قلیایی برای تهیه چسب های M1، M2 و M3 استفاده شده است.

ترکیب M1 شامل سدیم سیلیکات، سرباره، خاکستر بادی و آب؛ ترکیب M2 شامل سدیم سیلیکات، کلسیم هیدروکسید، سرباره، خاکستر بادی و آب؛ ترکیب M3 شامل لیتیم هیدروکسید علاوه بر ترکیب M2 است. نسبت آب به چسب برای نمونه های M1، M2 و M3 به ترتیب ۰.۳، ۰.۳۵ و ۰.۴ در نظر گرفته شد که میزان رطوبت بهینه خاک ماسه هم به آن اضافه شد. (به جدول ۴ مراجعه کنید) این روش به منظور شکل گیری بهتر واکنش های شیمیایی در چسب و همچنین همگنی مناسب مخلوط خاک و چسب صورت گرفته است. در هر سه ترکیب ابتدا سرباره و خاکستر بادی و مواد شیمیایی با هم به مدت ۱ دقیقه مخلوط می شوند و سپس آب به آنها اضافه شده و به مدت ۳ دقیقه با میکسر مخلوط می شوند تا بدین صورت چسب مورد نظر آماده است. چسب را به میزان ۷ درصد وزنی خاک با خاک مخلوط کرده و پس از ۵ دقیقه مخلوط مورد نظر آماده قالب گیری است. خاک مخلوط شده با چسب را در سه لایه و به میزان یکسان درون قالب ریخته و با اعمال تراکم مناسب متراکم می شود. این نمونه ها برای آزمایش های مقاومت فشاری تک محوری و دوام اسید سولفوریک مورد استفاده قرار می گیرند.

جدول ۴- نسبت مخلوط چسب ژئوپلیمر یک بخشی

MIX ID	Flyash	Slag	SS ^a	CH ^b	LH ^c	W/b
M1	0.5	0.5	0.12			0.3
M2	0.5	0.5	0.12	0.9		0.35
M3	0.5	0.5	0.12	0.9	0.6	0.4

نکته: تمامی نسبت ها به جز W/b مربوط به چسب ژئوپلیمر می باشد.

a: سدیم سیلیکات ، Na_2SiO_3

b: کلسیم هیدروکسید ، $\text{Ca}(\text{OH})_2$

c: لیتیم هیدروکسید ، LiOH

۳.۲- برنامه آزمایشگاهی

نمونه های خاک تثبیت شده با سیمان پرتلند و مخلوط های M1 ، M2 و M3 به ترتیب SOPC ، SGM1 ، SGM2 ، SGM3 نامگذاری شده اند. ترکیبات و نوع چسب تثبیت کننده برای هر نمونه در جدول ارائه شده است. پس از ساخت نمونه ها، در دمای اتاق و در رطوبت ۹۵٪ عمل آوری شده تا واکنش های بین دانه های خاک و چسب مورد نظر کامل شود. برای آزمایش مقاومت فشاری تک محوری زمان های عمل آوری ۷-۲۸-۹۰ روز و برای آزمایش دوام مدت زمان عمل آوری ۲۸ روز در نظر گرفته شده است. روی نمونه های آماده شده آزمایش مقاومت فشاری تک محوری طبق استاندارد ASTM D 2166 انجام شده است. برای هر سری آزمایش مقاومت فشاری تک محوری ۳ عدد نمونه مشابه ساخته شده و مورد آزمایش قرار داده شده است. آزمایش دوام اسید هم طبق استاندارد ASTM C267 انجام شده است. بر اساس این استاندارد نمونه ها پس از عمل آوری ۲۸ روزه ابتدا وزن کشی شده و سپس به مدت ۳ روز در حوضچه آب غوطه ور می شوند و پس از آن در محلول اسیدسولفوریک ۱ درصد به مدت ۲۸ روز قرار می گیرند. سپس نمونه ها را در تاریخ معین از اسید بیرون آورده و پس از یک روز خشک شدن نمونه در دمای اتاق ابتدا وزن کشی می شود و سپس مورد تحت آزمایش مقاومت فشاری تک محوری قرار می گیرد. ترکیب چسب های مورد آزمایش در جدول ۵ نشان داده شده است.

جدول ۵- خلاصه ای از ترکیب چسب های مورد آزمایش

MIX	Description	Binder percentage	UCS	Acid Durability
S	خاک متراکم	-	✓	✓
SOPC	خاک +سیمان پرتلند	5	✓	✓
SGM1	خاک + ژئوپلیمر M1	۷	✓	✓
SGM2	خاک + ژئوپلیمر M2	۷	✓	✓
SGM3	خاک + ژئوپلیمر M3	۷	✓	✓

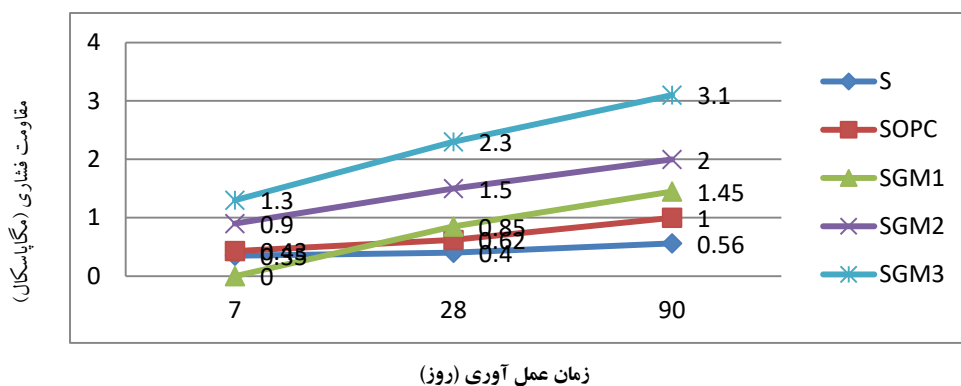
۴- بررسی و تفسیر نتایج

به منظور شناخت بهتر پارامترهای مکانیکی و دوام نمونه های تثبیت شده، آزمایش های مقاومت فشاری تک محوری و دوام اسید سولفوریک بر روی آنها انجام شده است.

۱.۴- مقاومت فشاری

شکل ۴ مقادیر مقاومت فشاری تک محوری نمونه های خاک متراکم و نمونه های خاک تثبیت شده را نشان می دهد. از این شکل می توان دریافت که مقاومت ۷، ۲۸ و ۹۰ روز خاک تثبیت شده با سیمان و خاک بدون تثبیت کننده چه اعدادی هستند و با استفاده از این مقادیر به عنوان مقادیر مقایسه ای با مقاومت فشاری نمونه های SGM3, SGM2, SGM1 استفاده می شود. مقاومت نمونه خاک بدون تثبیت کننده در ۷ و ۲۸ و ۹۰ روز به ترتیب ۰.۳۵، ۰.۴ و ۰.۵۶ مگاپاسکال و نمونه تثبیت شده با سیمان پرتلند (SOPC) به ترتیب ۰.۴۳ و ۰.۵۸ و ۰.۹۶ مگاپاسکال است. نمونه های SGM1 در ۷ روز عمل آوری نگرفته بود و هیچ مقاومتی از خود نشان نداد و در ۲۸ و ۹۰ روز به ترتیب دارای مقاومت ۰.۸۵ و ۱.۵ مگاپاسکال هستند. در این نمونه فعال کننده مورد استفاده پودر سدیم سیلیکات بود که در مطالعات قبلی به دیرگیرتر بودن این فعال کننده اشاره شده است؛ در تمامی دوره های عمل آوری مقاومت فشاری نمونه از نمونه بدون تثبیت کننده و نمونه تثبیت شده با سیمان بیشتر بود. پس از ۹۰ روز مقاومت این نمونه ها نسبت به خاک بدون تثبیت کننده ۰.۴۴ برابر است. نمونه های SGM2 در ۷ و ۲۸ و ۹۰ روز به ترتیب دارای مقاومت ۰.۹ و ۱.۵ و ۲ مگاپاسکال هستند. پس از ۹۰ روز این مقادیر در مقایسه با نمونه های تثبیت شده با سیمان در همان زمان عمل آوری به ترتیب ۳.۶۴ و ۱.۷ برابر شده است. نمونه های SGM3 در روزهای عمل آوری ۷ و ۲۸ و ۹۰ به ترتیب مقاومت ۱.۳ و ۲.۳ و ۳.۱ مگاپاسکال

را ثبت کردند. پس از ۹۰ روز، این مقادیر در مقایسه با نمونه های بدون تثبیت کننده و تثبیت شده با سیمان پرتلند به ترتیب ۶.۳۲ و ۳.۲ برابر شده است. (شکل ۴)



شکل ۴- مقادیر مقاومت فشاری تک محوری برای نمونه های خاک تثبیت شده

در همه ترکیبات مشاهده می شود که با افزایش زمان عمل آوری، مقاومت فشاری نمونه ها افزایش می یابد. در میان نمونه های تثبیت شده با ژئوپلیمرهای یک بخشی از بین ژئوپلیمرهای پیشنهادی، این افزایش در نمونه SGM3 بیشترین رشد و در نمونه SGM1 کمترین رشد را داشته است. وجود کلسیم هیدروکسید در فعال کننده های نمونه های SGM2 و SGM3 سبب افزایش قلیایی ژئوپلیمر شده و این امر سبب تسریع روند واکنش شیمیایی و در نتیجه تثبیت بهتر و مقاومت بالاتر نمونه های خاک شده است. ژئوپلیمرها در این دو نمونه تثبیت شده در مدت کم هفت روزه به مقاومت فشاری بالایی رسیده اند که با توجه به این نتایج می توان برای بهسازی بستر پروژه هایی که در کوتاه مدت نیاز به مقاومت بالا دارند استفاده کرد. علاوه بر تمامی مزیت هایی که مطرح شد چسب های پیشنهادی مزایای زیست محیطی بسیار زیادی دارند که با توجه به این نکته می توان پارامترهای اقتصادی پروژه را توجیه کرد.

۴.۲- دوام اسید سولفوریک

علاوه بر مطالعه رفتار مکانیکی، بررسی پارامترهای دوام نمونه ها امر مهمی تلقی می شود. بررسی دوام این ترکیبات به مهندسان کمک می کند بتوانند ثبات مخلوط خاک و چسباننده را ارزیابی کنند و امکان سنجی استفاده از آنها را برای پروژه های مربوطه در نظر بگیرند. مخلوط های ژئوپلیمر یک بخشی در محیط اسیدی بسیار مقاوم عمل می کنند. بدین صورت که نمونه های تثبیت شده با ژئوپلیمرهای یک بخشی بعد از ۲۸ روز غوطه وری در محلول اسیدسولفوریک ۱ درصد تنها ۲۰ درصد از مقاومت فشاری خود را از دست دادند، در صورتی که نمونه کنترل OPC نزدیک به ۵۲ درصد مقاومت خود را از دست داد و نمونه خاک بدون تثبیت کننده بعد از مدت غوطه وری تخریب شده و قابلیت انجام تست مقاومت را نداشت. از نظر وزنی تمامی نمونه ها کمتر از ۲ درصد وزنی کاهش وزن داشتند.

۵- نتیجه گیری

امروزه به دلیل معایب زیست محیطی که استفاده از مصالح سیمانی ایجاد می کنند از ژئوپلیمرها، مصالح دوستدار محیط زیست به عنوان جایگزین استفاده می شود. از مزایای ژئوپلیمرها به کاهش مصرف منابع انرژی، کاهش تولید گازهای گلخانه ای و دسترس پذیری مواد اولیه می توان اشاره کرد. برای رقابت برابر بین ژئوپلیمر و سیمان لازم است به سمت طراحی ژئوپلیمرهای یک بخشی موفق حرکت شود تا مانند سیمان برای تولید ژئوپلیمر هم فقط آب اضافه شود. در این تحقیق به موضوع ژئوپلیمرهای یک بخشی پرداخته می شود که ماده اولیه آن سرباره GGBS و خاکستر بادی است همچنین برای فعال کننده از ترکیب سدیم سیلیکات، کلسیم هیدروکسید و لیتیم هیدروکسید جامد استفاده شد. مهمترین نتایج حاصله به صورت زیر است:

۱- مقاومت فشاری نمونه های تثبیت شده با ژئوپلیمر بر پایه سرباره و خاکستر بادی در تمامی مخلوط ها نسبت به نمونه کنترل افزایش داشت این امکان استفاده از این ژئوپلیمر را برای تثبیت خاک ماسه ای تایید می کند.

- ۲- در همه ترکیبات مشاهده می شود که با افزایش زمان عمل آوری، مقاومت فشاری نمونه ها افزایش می یابد.
- ۳- در میان نمونه های تثبیت شده با ژئوپلیمرهای یک بخشی از بین ژئوپلیمرهای پیشنهادی، این افزایش در نمونه SGM3 بیشترین رشد و در نمونه SGM1 کمترین رشد را داشته است.
- ۳- در تمامی نمونه های ژئوپلیمر بیشترین رشد مقاومت فشاری در ۲۸ روز اول اتفاق افتاد و شیب نمودار مقاومت فشاری بر حسب زمان عمل آوری نشان دهنده این اتفاق است.
- ۴- وجود کلسیم هیدروکسید در فعال کننده های نمونه های SGM2 و SGM3 سبب افزایش قلیایی ژئوپلیمر شده و این امر سبب تسریع روند واکنش شیمیایی و در نتیجه تثبیت بهتر و مقاومت بالاتر نمونه های خاک شده است. ژئوپلیمرها در این دو نمونه تثبیت شده در مدت کم هفت روزه به مقاومت فشاری بالایی رسیده اند که با توجه به این نتایج می توان برای بهسازی بستر پروژه هایی که در کوتاه مدت نیاز به مقاومت بالا دارند استفاده کرد.
- ۵- ژئوپلیمرهای یک قسمتی مقاومت بسیار بالایی در برابر حمله اسید سولفوریک نشان داده اند. مقاومت فشاری و وزن نمونه های غوطه ور شده در اسید ۲۸ روزه با دوزهای کنترل غوطه ور در آب تفاوت معنی داری نداشت.
- ۶- با توجه به مقاومت‌های بالای ژئوپلیمرهای پیشنهادی، برای دستیابی به مقاومت مشخص در پروژه های ژئوتکنیک ممکن است بتوان از درصد‌های کمتری از این مواد استفاده کرد و این امر در اقتصادی شدن مصالح جایگزین میتواند موثر باشد.
- ۷- در صورت انجام آزمایشهای تکمیلی، از چسباننده های پیشنهادی میتوان علاوه بر تثبیت سطحی خاک، به عنوان ماده تزریقی در گروتینگ و اختلاط عمیق استفاده کرد.

مراجع

1. McLellan BC, Williams RP, Lay J, van Riessen A, Corder GD. 2011 Costs and carbon emissions for geopolymer pastes incomparision to ordinary portland cement. *Journal of Cleaner Production*. 19(9–10):1080–90.
2. Li N, Shi C, Wang Q, Zhang Z, Ou Z. 2017 Composition design and performance of alkali-activated cements. *Journal of Materials and Structures*. 50(3):1–11.
3. Mehdizadeh H, Najafi Kani E. 2018 Rheology and apparent activation energy of alkali activated phosphorous slag. *Journal of Construction and Building Materials*;171:197–204.
4. Hausmann MR. 1989 Engineering principles of ground modification. McGraw-Hill College.
5. Little, D., and Nair, S. 2009. Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base materials. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies, USA.
6. Hoy, M., S. Horpibulsuk, A. Arulrajah, and A. Mohajerani. 2018. "Strength and microstructural study of recycled asphalt pavement: Slag geopolymer as a pavement base material." *J. Mater. Civ. Eng.* 30 (8): 04018177.
7. Davidovits, J., *Geopolymers: inorganic polymeric new materials*. *Journal of Thermal Analysis and calorimetry*, 1991. 37(8): p. 1633 -۱۶۵۶.
8. Duxson, P., Fernández-Jiménez, A., Provis, J. L., Lukey, G. C., Palomo, A., & van Deventer, J. S. (2007). Geopolymer technology: the current state of the art. *Journal of materials science*, 42(9), 2917-2933.
9. R.F. Heitzmann, M. Fitzgerald, J.L. Sawyer, Mineral binder and compositions employing the same, Mineral binder and compositions employing the same. US Patent 4,642,137 (1987).
10. J. Davidovits, Method for obtaining a geopolymeric binder allowing to stabilize, solidify and consolidate toxic or waste materials, Method for obtaining a geopolymeric binder allowing to stabilize, solidify and consolidate toxic or waste materials. U.S. Patent 5,349,118 (1994).
11. Davidovits J. *Geopolymer Chemistry and Applications*. 4-th edition. J. Davidovits.–Saint-Quentin, France. 2015.
12. Ma, Cong, Bin Zhao, Shenglai Guo, Guangcheng Long, and Youjun Xie. "Properties and characterization of green one-part geopolymer activated by composite activators." *Journal of Cleaner Production* 220 (2019): 188-199.

13. Yu, Jiaren, Yonghui Chen, Geng Chen, and Lei Wang. "Experimental study of the feasibility of using anhydrous sodium metasilicate as a geopolymer activator for soil stabilization." *Engineering Geology* 264 (2020): 1053-16.
14. Abdullah, Hayder H., Mohamed A. Shahin, Megan L. Walske, and Ali Karrech. "Systematic approach to assessing the applicability of fly-ash-based geopolymer for clay stabilization." *Canadian Geotechnical Journal* 57, no. 9 (2020): 1356-1368.
15. P. Duxson, J.L. Provis, Designing precursors for geopolymer cements, *J. Am.Ceram. Soc.* 91 (2008) 3864–3869.

بررسی عملکرد لرزه ای دیوارهای خشتی مسلح شده با الیاف خرما

حسین محمدی^۱، ابوالفضل اسلامی^۲، رضا مرشد^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

a.eslami@yazd.ac.ir

خلاصه

در این مطالعه آزمایشگاهی نمونه های دیوار خشتی، شامل نمونه شاهد با خشت و ملات بدون الیاف و دو نمونه دیوار با خشت و ملات مسلح شده با مقدار ۰/۲۵ و ۰/۵ درصد وزنی خاک الیاف خرما، ساخته می شود. نمونه های دیوار دارای ابعاد ۲۰۰ × ۹۰۰ × ۱۰۵۰ میلی متر در نظر گرفته می شود. دیوارها پس از ساخت و آماده سازی، تحت بارهای چرخه ای درون صفحه ای قرار گرفته و پارامترهای لرزه ای مورد نیاز از منحنی های چرخه ای حاصل به دست می آید. بر اساس نتایج به دست آمده، هر دو دیوار مسلح شده با الیاف خرما، عملکرد بهتری نسبت به نمونه شاهد در برابر بارهای جانبی دارند.

کلمات کلیدی: دیوار خشتی، الیاف خرما، بار چرخه ای، منحنی چرخه ای، مقاومت جانبی.

۱. مقدمه

مصالح خاکی (مانند خشت و خاک فشرده) از قدیمی ترین و گسترده ترین ماده در بین انواع مواد مورد استفاده در ساخت و ساز محسوب می شود. با توجه به فهرست تهیه شده در سال ۲۰۱۲ از مشخصات ۱۵۰ سازه تاریخی که بخشی یا تمام آن با خاک ساخته و در لیست میراث جهانی [۱] ثبت شده، خشت بیشترین استفاده را بین روش های ساخت و ساز با خاک در سازه های تاریخی دارد. اگرچه در حال حاضر مصالح نوین تا حد زیادی جایگزین مصالح قدیمی مانند خشت شده اند ولی هنوز هم در کشورهای در حال توسعه به دلایلی همچون مسائل معماری، مزایای زیست محیطی و عایق بودن در برابر صدا و حرارت تمایل به استفاده از مصالح خشتی در ساخت و ساز وجود دارد [۲-۴]. بنابراین شناخت و بررسی رفتار این بناها به ویژه در برابر بارهای جانبی مانند زلزله ضروری به نظر می رسد.

علی رغم مزایای زیاد، سازه های ساخته شده با دیوارهای خشتی غیر مسلح به علت جرم لرزه ای زیاد، مقاومت کششی پایین و شکل پذیری ناچیز، در مقابل بارهای لرزه ای بسیار آسیب پذیر هستند و بهسازی آنها موضوع مهمی است. عملکرد لرزه ای سازه های خشتی به طور قابل توجهی به اجزاء تشکیل دهنده آنها یعنی دیوار و سقف بستگی دارد. به عبارتی مقاومت کلی سازه، سختی و شکل پذیری به میزان زیادی به عملکرد دیوارهای برابر سازه بستگی دارد. بنابراین در ساختمان های خشتی، مقاوم سازی دیوارها می تواند باعث بهبود پاسخ لرزه ای آنها در برابر بارهای جانبی مانند زلزله شود. از طرفی بلوک های خشتی اجزاء تشکیل دهنده دیوارها هستند که می توان با بهبود خواص مکانیکی آنها مانند مقاومت فشاری، کششی و شکل پذیری، عملکرد لرزه ای دیوارها را بهبود بخشید. اگر چه محققان زیادی تا به امروز به بررسی و بهبود عملکرد لرزه ای دیوار و سازه های بنایی (اعم از آجری، خشتی، سنگی و...) تحت بارهای جانبی پرداخته اند ولی دانش موجود در رابطه با ساخت و ساز با خاک عمدتاً به صورت تجربی است. همچنین با توجه به نبود آیین نامه و استاندارد مناسب و کامل برای طراحی ساختمان های خشتی در برابر بارهای نقلی و لرزه ای، یافتن راه کارهای مؤثر و ارزان در زمینه بهبود عملکرد لرزه ای سازه های خشتی جدید یا مقاوم سازی سازه های قدیمی ضروری به نظر می رسد.

در دهه‌های گذشته محققان زیادی در زمینه مقاوم‌سازی دیوارها و سازه‌های خشتی مطالعاتی انجام داده‌اند. به عنوان مثال میرابی و همکاران [۵] از میلگردهای فولادی برای تقویت ۷ نمونه دیوار خشتی سالم یا آسیب دیده در مقیاس آزمایشگاهی استفاده کردند. میلگردهای تقویت به روش کاشت نزدیک سطح و به صورت شبکه‌های متعامد در دو طرف نمونه‌های دیوار نصب شدند. بر اساس نتایج به دست آمده، استفاده از روش مقاوم‌سازی ذکر شده توانست عملکرد جانبی هر دو دیوار خشتی آسیب دیده و ندیده را از نظر مقاومت جانبی، ظرفیت جابه‌جایی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی به طور قابل ملاحظه‌ای بهبود بخشد. لاکچر^۱ و همکاران [۶] مطالعه‌ای روی بهسازی لرزه‌ای سازه‌های خشتی انجام دادند. در تحقیق آن‌ها دیوارهای خشتی بدون تسلیح، مسلح شده با مش فولادی و شناژهای چوبی بودند. در نهایت دیوارها تحت بارهای محوری همراه با بارهای درون صفحه‌ای رفت و برگشتی و بارهای برون صفحه‌ای یک طرفه به صورت جداگانه مورد آزمایش قرار گرفتند. همچنین مدل خانه‌های خشتی غیر مسلح و مسلح شده با مش فولادی یا شناژهای چوبی روی میز لرزه نیز آزمایش شدند. در مطالعه آن‌ها، روش مقاوم‌سازی با استفاده از شناژهای چوبی عملکرد بهتری نسبت به مش فولادی داشت. در تحقیقی دیگر هراکوف^۲ و همکاران [۷] از مش الیاف مصنوعی پلی اتیلن و پلی پروپیلن با روش چسباندن روی سطح، برای تقویت دیوارهای خشتی استفاده کردند. همچنین آن‌ها از کابل‌های فولادی با چیدمان قطری و با روش کاشت نزدیک سطح نیز برای تقویت دیوار استفاده کردند. در مطالعه آن‌ها مقاومت جانبی دیوارهای تقویت شده با مش‌های مصنوعی ۳۵ تا ۸۴ درصد و دیوارهای تقویت شده با کابل فولادی تا ۹۱ درصد نسبت به نمونه شاهد افزایش داشت. وطنی اسکویی و همکاران [۸] در مطالعه خود رفتار دیوارهای خشتی که ملات آن‌ها از نوع معمولی و تقویت شده با مقادیر مختلف کاه (۰/۴، ۰/۶، ۰/۸، ۱ و ۱/۲ وزنی خاک) بود را تحت آزمایش کشش قطری بررسی کردند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد استفاده از مقدار مناسب الیاف کاه در ملات دیوارهای خشتی می‌تواند حداکثر بار قابل تحمل نمونه را تا بیش از ۲۶ درصد و جذب انرژی را تا بیش از ۹۰ درصد نسبت به نمونه شاهد افزایش دهد.

با توجه به تحقیقات گذشته مطالعه کمتری روی بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوارهای خشتی که خشت و ملات آن با الیاف طبیعی مسلح شده باشد، دیده می‌شود. بنابراین در تحقیق حاضر با توجه به نتایج تحقیق محمدی و همکاران [۹] بر روی خواص مکانیکی خشت تقویت شده با الیاف خرما، مقدار الیاف بهینه برای ساخت اجزاء سازنده دیوار یعنی بلوک‌های خشتی و ملات، ۰/۲۵ و ۰/۵ درصد وزنی خاک انتخاب شد. سپس دیوارهای خشتی در سه نوع شاهد (بدون تسلیح با الیاف) و مسلح شده با ۰/۲۵ و ۰/۵ درصد الیاف خرما، در مقیاس آزمایشگاهی ساخته شد. در نهایت دیوارها تحت بارهای چرخه‌ای درون صفحه‌ای قرار گرفته و رفتار و پارامترهای لرزه‌ای هر کدام با استفاده از منحنی‌های چرخه‌ای حاصل، تعیین شد.

۲. برنامه آزمایشگاهی

۱.۲ مشخصات نمونه‌های دیوار

نمونه‌های دیوار ساخته شده در سه نوع شامل نمونه شاهد (نمونه‌ای که خشت و ملات آن با الیاف مسلح نشده بود با نام W0)، نمونه تقویت شده با ۰/۲۵ درصد الیاف (نمونه‌ای که خشت و ملات آن با ۰/۲۵ درصد وزنی الیاف خرما مسلح شده بود با نام W0.25) و نمونه تقویت شده با ۰/۵ درصد الیاف (نمونه‌ای که خشت و ملات آن با ۰/۵ درصد وزنی الیاف خرما مسلح شده بود با نام W0.5) بودند. نمونه‌های دیوار در مقیاس آزمایشگاهی ساخته شده و طول، ارتفاع و ضخامت آن‌ها به ترتیب ۱۰۵۰، ۹۰۰ و ۲۰۰ میلی‌متر بود. بلوک‌های خشت مورد استفاده در ساخت دیوارها در ابعاد ۲۰۰ × ۲۰۰ × ۵۰ میلی‌متر و ضخامت ملات آن برابر ۱۰ میلی‌متر بود. ساخت دیوارها توسط استادکار محلی و با تجربه در زمینه دیوارچینی انجام شد. در تمام مراحل ساخت دیوار و چیدمان خشت‌ها، جزئیات اجرایی مطابق با فرآیند ساخت دیوارهای خشتی در گذشته، رعایت شد.

۲.۲ مشخصات مصالح

مصالح مورد استفاده در ساخت اجزاء دیوار مشابه مصالح متداول در ساخت ساختمان‌های خشتی در شهر یزد بود. بدین منظور از بلوک خشت خام و ملات گل استفاده شد. خاک مورد استفاده در ساخت بلوک‌های خشت و ملات، خاک منطقه اکرم آباد شهر یزد بود. مشخصات فیزیکی خاک که مطابق با استانداردهای ASTM D7928-17 [۱۰]، ASTM D6913/D6913M-17 [۱۱] و ASTM D4318-17 [۱۲] تعیین شده، در جدول ۱ گزارش شده است.

¹ Lacouture

² Hracov

جدول ۱- مشخصات فیزیکی خاک رس مورد استفاده

چگالی ویژه (gr/cm^3)	وزن واحد حجم (kg/m^3)	نشانه خمیری	حدود اتربرگ (%)		اجزاء خاک (%)		
			حد روانی	حد خمیری	ماسه	لای	رس
۲/۶۶	۱۵۲۰	۱۰/۴	۳۱/۲	۲۰/۸	۴۰/۶	۳۷/۴	۲۲

بلوک‌های خشت خام و ملات کاملاً مطابق با روش‌های سنتی مورد استفاده در شهر یزد ساخته شدند. بدین منظور در ساخت بلوک‌های خشت، خاک و آب به خوبی با هم مخلوط شده و در نهایت پس از ورز دادن گِل حاصل، مرحله قالب‌گیری انجام شد. بلوک‌های خشت قبل از استفاده در دیوارها، به مدت یک ماه در محیط کارگاه خشک شدند. برای ساخت ملات گِل نیز از ترکیب خاک رس محل و ماسه بادی به نسبت ۱ به ۱ استفاده شد. لازم به ذکر است مراحل ساخت نمونه‌های خشت و ملات مسلح به الیاف کاملاً مشابه مراحل ساخت خشت و ملات بدون الیاف بوده با این تفاوت که در ابتدا الیاف خرما به نسبت ۰/۲۵ و ۰/۵ درصد وزنی خاک، با خاک خشک مخلوط گردید. میانگین مقاومت فشاری نمونه‌های خشت حاصل که براساس تحقیق محمدی و همکاران [۹] و همچنین میانگین مقاومت فشاری ملات گِل که مطابق با استاندارد ملی ۲۱۰۸۲ [۱۳] تعیین شده، در جدول ۲ گزارش شده است.

جدول ۲- مشخصات مکانیکی خشت و ملات

نمونه	میانگین مقاومت فشاری (MPa)
خشت شاهد (بدون الیاف)	[۹] ۳/۳۶
خشت مسلح شده با ۰/۲۵ درصد الیاف	[۹] ۵/۰۳
خشت مسلح شده با ۰/۵ درصد الیاف	[۹] ۴/۷۵
ملات شاهد (بدون الیاف)	۲/۳۴
ملات مسلح شده با ۰/۲۵ درصد الیاف	۱/۵۳
ملات مسلح شده با ۰/۵ درصد الیاف	۱/۱۲

الیاف خرماي مورد استفاده در تقویت خشت و ملات، الیاف دور تنه درخت خرما بوده که طول آن برای استفاده در خشت و ملات ۱۰ تا ۶۰ میلی‌متر بود. متوسط مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف نیز که مطابق با استاندارد ASTM D3822-07 [۱۴] تعیین شد، به ترتیب برابر ۸۶ و ۲۳۸۲ مگاپاسکال بود.

۳.۲ نحوه انجام آزمایش لرزه‌ای روی نمونه‌های دیوار

شکل ۱ چیدمان و تجهیزات آزمایش لرزه‌ای روی یک نمونه دیوار را نشان می‌دهد. سربار قائمی معادل تنش محوری ۰/۳ مگاپاسکال به وسیله یک تیر ورق فولادی که با غلتک‌های فلزی به صورت مفصلی با دیوار اتصال داشت، به صورت یکنواخت و با استفاده از جک دستی، قبل از شروع آزمایش به دیوار اعمال شد. بار جانبی توسط دستگاه اکچویاتور دینامیکی، به صورت رفت و برگشتی و به صورت تغییر مکان کنترل اعمال گردید و تغییرات بار جانبی اعمالی در برابر جابه‌جایی دیوار ثبت شد. بارگذاری به صورت چرخه‌ای درون صفحه‌ای با فرکانس ثابت ۰/۱ هرتز و با گام اولیه ۲/۵ میلی‌متر و گام‌های جابه‌جایی افزایشی ۲/۵ میلی‌متر، مطابق پیشنهاد تحقیقات گذشته [۷] بود. فرآیند آزمایش تا لحظه شکست نهایی دیوار ادامه داشت.



شکل ۱- یک نمونه دیوار قبل از انجام آزمایش

۳. تحلیل نتایج و داده‌ها

۱.۳ مود شکست نمونه‌ها

الگوی ترک خوردگی و شکست دیوار W0 در شکل ۱ نشان داده شده است. مد شکست این نمونه به صورت ایجاد ترک‌های قطری و فشاری در خشت و رگه‌های ملات است. اولین ریز ترک‌های قطری در سیکل اول جابه‌جایی ۵ میلی‌متر در جهت مثبت (رفت) در قسمت‌های میانی و گوشه بالای دیوار شکل گرفته و متعاقباً در جهت منفی (برگشت) نیز ایجاد شدند. ترک‌های قطری در سیکل‌های بعدی به تدریج از قسمت‌های میانی به گوشه‌ها متصل شده و بازتر شدند. اولین ریز ترک‌های فشاری نیز که در سیکل اول جابه‌جایی ۵ میلی‌متر در جهت مثبت ایجاد شده بودند به تدریج در قسمت‌های کناری چپ و راست دیوار گسترش یافتند. این ترک‌ها در جابه‌جایی ۱۲/۵ میلی‌متر شدت بیشتری گرفته و با شکست فشاری بلوک‌های خشت باعث افت سریع مقاومت و خرابی دیوار شدند.



شکل ۲- الگوی ترک خوردگی و شکست نمونه W0

شکل ۳ الگوی ترک خوردگی و شکست دیوار W0.25 را نشان می‌دهد. مد شکست این نمونه نیز به صورت ایجاد ترک‌های قطری و فشاری است. اولین ریز ترک‌های قطری و فشاری در سیکل دوم جابه‌جایی ۵ میلی‌متر در جهت مثبت و متعاقباً در جهت منفی ایجاد شد. تا جابه‌جایی ۷/۵ میلی‌متر سرعت پخش و رشد ترک‌ها در دیوار به آرامی بود، ولی از سیکل اول جابه‌جایی ۱۰ میلی‌متر رشد ترک‌های فشاری در قسمت‌های میانی و کناری دیوار بیشتر شد ولی با توجه به پیوند مناسب الیاف با خاک در خشت و ملات، عرض ترک‌های فشاری ایجاد شده نسبت به نمونه شاهد کمتر بود. لازم به ذکر است از سیکل اول جابه‌جایی ۵ میلی‌متر بلندشدگی پاشنه در قسمت پایین سمت راست و چپ دیوار مشاهده شد و تا پایان آزمایش ادامه داشت.



شکل ۳- الگوی ترک خوردگی و شکست نمونه W0.25

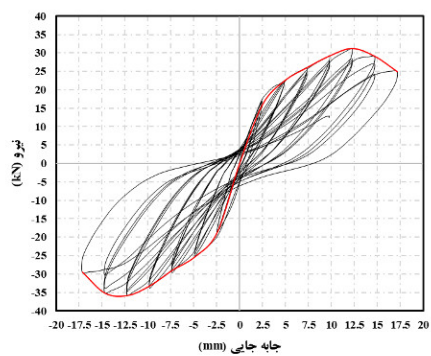
شکل ۴ الگوی ترک خوردگی و شکست دیوار W0.5 را نشان می‌دهد. مد شکست این نمونه به صورت ایجاد ترک‌های قطری و فشاری بود. اولین ریز ترک‌های قطری در جهت مثبت (رفت) و در سیکل دوم جابه‌جایی ۵ میلی‌متر و متعاقباً در جابه‌جایی منفی (برگشت) نمایان شدند. اولین ریز ترک‌های فشاری نیز در سیکل اول جابه‌جایی ۱۰ میلی‌متر مشاهده شد. از سیکل اول جابه‌جایی ۱۰ میلی‌متر، شدت پخش ترک‌های قطری بیشتر شده و ترک‌های قطری میانی و گوشه‌های دیوار به هم متصل شدند. ترک‌های فشاری که بیشتر در قسمت‌های کناری و پایین دیوار ایجاد شده بودند، سرعت گسترش کمی داشته و عرض و شدت پخش کمتری نسبت به نمونه شاهد و W0.25 داشتند. بلند شدگی دیوار از سیکل اول جابه‌جایی ۵ میلی-متر در رگه اول (قسمت پایین) دیوار آغاز شد و تا پایان آزمایش ادامه داشت. از سیکل اول جابه‌جایی ۱۲/۵ میلی‌متر بلند شدگی در رگه‌های بالاتر (ششم) و در کناره‌های دیوار نیز آغاز شد و تا پایان آزمایش ادامه داشت.



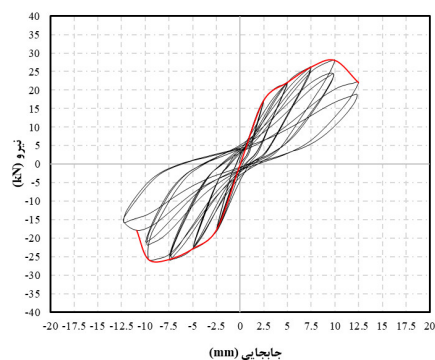
شکل ۴- الگوی ترک خوردگی و شکست نمونه W0.5

۲.۳ منحنی‌های بار- تغییر مکان جانبی

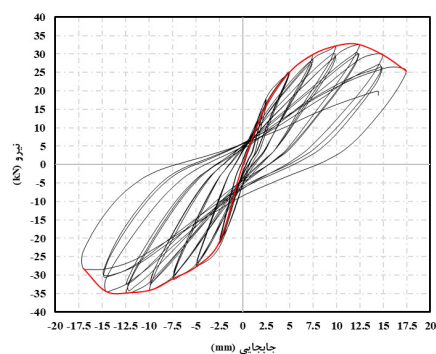
منحنی‌های بار-تغییر مکان جانبی (چرخه‌ای) به‌دست آمده برای نمونه‌های دیوار در شکل ۵ ارائه شده است.



ب) نمونه W0.25



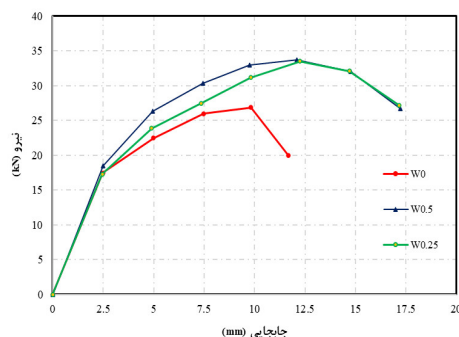
الف) نمونه W0



ج) نمونه W0.5

شکل ۵- منحنی‌های چرخه‌ای و پوش نظیر نمونه‌های دیوار

در مقایسه منحنی‌های چرخه‌ای بهبود قابل توجه رفتار لرزه‌ای در هر دو دیوار تقویت شده با الیاف مشاهده می‌شود. مطابق با استاندارد ASTM E2126 [۱۵] منحنی پوش نظیر منحنی بار-جاب‌جایی (منحنی‌های با رنگ قرمز در شکل ۵)، از به هم وصل کردن نقطه متناظر با حداکثر نیرو در سیکل اول هر فاز بارگذاری چرخه‌ای به دست می‌آید. همچنین منحنی پوش میانگین (شکل ۶) را می‌توان مطابق با استاندارد ASTM E2126 [۱۵] از روی منحنی پوش به دست آورد.



شکل ۶- منحنی‌های پوش میانگین نمونه‌ها

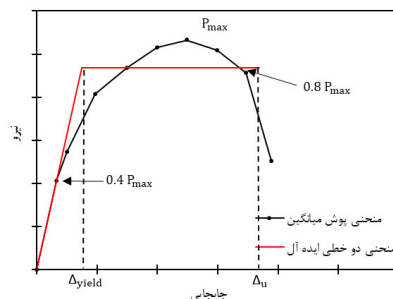
در جدول ۳ میانگین حداکثر مقاومت جانبی (میانگین بارگذاری رفت و برگشت) نمونه‌ها و میانگین جابه‌جایی نهایی (جابه‌جایی متناظر با افت ۲۰ درصد مقاومت) که از منحنی‌های پوش برداشت شده، مقایسه شدند. با توجه به نتایج، هر دو نمونه دیوار تقویت شده با الیاف مقاومت جانبی و جابه‌جایی نهایی بیشتری نسبت به نمونه شاهد داشتند، به طوری که در دیوار مسلح شده با ۰/۵ درصد الیاف (W0.5)، مقاومت جانبی تا ۲۵ درصد و جابه‌جایی نهایی تا حدود ۴۹ درصد بیشتر از نمونه شاهد است. با توجه به نتایج، دو دیوار مسلح شده با الیاف در مقاومت جانبی و جابه‌جایی نهایی عملکردی شبیه به هم داشته و تفاوت چندانی بین آن‌ها مشاهده نمی‌شود.

جدول ۳- نتایج حاصل از منحنی‌های پوش

نمونه	میانگین حداکثر مقاومت رفت و برگشت (kN)	تغییر % (/)	میانگین جابه‌جایی نهایی رفت و برگشت (mm)	تغییر % (/)
W0	۲۶/۸۵	-	۱۱/۵۰	-
W0.25	۳۳/۴۷	۲۴/۷	۱۷/۱۵	۴۹/۱
W0.5	۳۳/۶۶	۲۵/۴	۱۷/۱۲	۴۸/۸

۳.۳ شکل‌پذیری

شکل‌پذیری ملاکی برای ارزیابی ترد یا نرم بودن رفتار سازه در برابر بارهای جانبی محسوب می‌شود. بر اساس استاندارد ASTM E2126 [۱۵] ضریب شکل‌پذیری مطابق شکل ۷ به صورت نسبت جابه‌جایی نهایی (Δ_u) به جابه‌جایی تسلیم (Δ_{yield}) تعریف می‌شود. جابه‌جایی تسلیم و نهایی از منحنی دو خطی شده ایده آل نظیر منحنی پوش نیرو-جاب‌جایی به دست می‌آید. بر این اساس منحنی دوخطی ایده آل منحنی است که از نقطه متناظر با ۴۰ درصد مقاومت جانبی حداکثر ($0.4P_{max}$) می‌گذرد و مساحت سطح زیر آن و منحنی پوش میانگین از مبدأ تا نقطه متناظر با جابه‌جایی نهایی برابر است. جابه‌جایی نهایی نیز جابه‌جایی متناظر با افت ۲۰ درصد مقاومت ($0.8P_{max}$) تعریف می‌شود.



شکل ۷- منحنی دو خطی ایده‌آل نظیر منحنی پوش نیرو-جابجایی

مقادیر شکل‌پذیری به دست آمده از منحنی‌های دوخطی شده در جدول ۴ آمده است. با توجه به نتایج هر دو نمونه دیوار W0.5 و W0.25 شکل‌پذیری بهتری نسبت به نمونه شاهد داشتند و به ترتیب با حدود ۲۰ و ۲۲ درصد افزایش در ضریب شکل‌پذیری، عملکردی شبیه به هم از خود نشان دادند.

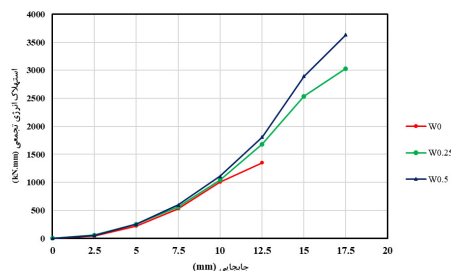
جدول ۴- نتایج شکل‌پذیری

نمونه	ضریب شکل‌پذیری	تغییر (%) [*]
W0	۳/۴۵	-
W0.25	۴/۱۵	۲۰/۳
W0.5	۴/۲۱	۲۲

* تغییر ضریب شکل‌پذیری نسبت به نمونه شاهد اندازه‌گیری شده است.

۴.۳ استهلاک انرژی

استهلاک یا جذب انرژی در یک چرخه بارگذاری به صورت مساحت محصور شده منحنی نیرو-جابجایی تعریف می‌شود. اتلاف انرژی تجمعی نیز به صورت جمع مقادیر انرژی تلف شده در چرخه‌های متوالی بارگذاری به دست می‌آید. در شکل ۸ منحنی‌های استهلاک انرژی نمونه‌های دیوار بر حسب دامنه جابه‌جایی مورد مقایسه قرار گرفتند. با توجه به نتایج، استهلاک انرژی نمونه‌های مسلح شده و شاهد تا جابه‌جایی ۱۰ میلی‌متر تقریباً برابر است. در جابه‌جایی ۱۲/۵ میلی‌متر نمونه شاهد به تخریب رسیده ولی هر دو نمونه تقویت شده توانسته‌اند تا جابه‌جایی ۱۷/۵ میلی‌متر به استهلاک انرژی و پایداری در برابر بارهای جانبی تناوبی ادامه دهند. در جابه‌جایی ثابت ۱۷/۵ میلی‌متر (پایان آزمایش)، اتلاف انرژی در نمونه تقویت شده با ۰/۲۵ درصد الیاف حدود ۱۲۴ درصد و در نمونه تقویت شده با ۰/۵ درصد الیاف حدود ۱۶۹ درصد نسبت به کل انرژی استهلاک شده نمونه شاهد افزایش داشته است. افزایش قابل توجه ظرفیت استهلاک انرژی در دیوارهای تقویت شده با الیاف نشان دهنده تأثیر روش مقاوم‌سازی فوق در بهبود رفتار درون صفحه‌ای دیوارهای خشتی تحت بار جانبی لرزه‌ای است.



شکل ۸- منحنی‌های استهلاک انرژی تجمعی نمونه‌های دیوار

۴. نتیجه‌گیری

در این تحقیق آزمایشگاهی نمونه‌های دیوار خشتی در سه نوع شاهد (بدون تسلیح)، مسلح شده با ۰/۲۵ و ۰/۵ درصد الیاف خرما ساخته شدند. در نهایت نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای درون صفحه‌ای با سر بار قائم ثابت قرار گرفته و منحنی‌های چرخه‌ای و پارامترهای لرزه‌ای مورد نیاز به دست آمد. نتایج حاصل را می‌توان به شرح ذیل خلاصه نمود:

۱. مسلح کردن خشت و ملات در دیوارهای خشتی با مقدار مناسب الیاف خرما توانست مقاومت برشی جانبی دیوار را تا حدود ۲۵ درصد و جابه‌جایی نهایی را تا ۴۹ درصد افزایش دهد.

۲. روش مقاوم‌سازی در تحقیق حاضر، یکپارچگی دیوار خشتی را حفظ کرده و از ایجاد ترک‌های باز در دیوار خشتی جلوگیری کرد.

۳. دیوارهای مسلح شده با ۰/۲۵ و ۰/۵ درصد الیاف خرما نتایج تقریباً مشابهی در بهبود مقاومت جانبی، افزایش جابه‌جایی نهایی و بهبود خاصیت شکل پذیری داشتند.

۴. دیوار مسلح شده با ۰/۵ درصد الیاف خرما با حدود ۱۶۹ درصد افزایش در اتلاف انرژی تجمعی نسبت به نمونه شاهد، بهترین عملکرد را در جذب و اتلاف انرژی در مقابل بارهای لرزه‌ای داشت، بنابراین به عنوان درصد بهینه برای مقاوم‌سازی دیوارهای خشتی در برابر بارهای جانبی تعیین می‌شود.

۵. قدردانی

در پایان از زحمات آقایان مهندس حسین میرابی و مهندس معین رمضان‌پور، مسئولین محترم آزمایشگاه سازه دانشگاه یزد و همچنین حمایت‌های مالی پژوهشکده معماری بومی دانشگاه یزد تشکر و قدردانی می‌شود.

مراجع

- Gandreau, D. and Delboy, L., (2012), "World heritage inventory of earthen architecture, CRATERRE-ENSAG," Grenoble (France).
- Acosta, J., Diaz, A.G., Zarazua, G. and Garcia, E., (2010), "Adobe as a sustainable material: A thermal performance," Journal of Applied Sciences, **10** (19), pp. 2216-2211.
- Binici, H., Aksogan, O., Bakbak, D., Kaplan, H. and Isik, B., (2009), "Sound insulation of fibre reinforced mud brick walls," Construction and Building Materials, **23** (2), pp. 1035-1041.
- Gomes, M.I., Lopes, M. and De Brito, J., (2011), "Seismic resistance of earth construction in Portugal," Engineering Structures, **33** (3), pp. 932-941.
- Mirabi Banadaki, H., Morshed, R. and Eslami, A., (2019), "In-plane cyclic performance of adobe walls retrofitted with near-surface-mounted steel rebars," Engineering Structures, **194**, pp. 106-119.
- Yamín Lacouture, L.E., Phillips Bernal, C., Reyes Ortiz, J.C. and Ruiz Valencia, D., (2007), "Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada," Apuntes: Revista de estudios sobre patrimonio cultural-Journal of Cultural Heritage Studies, **20** (2), pp. 286-303.
- Hračov, S., Pospíšil, S., Garofano, A. and Urushadze, S., (2016), "In-plane cyclic behaviour of unfired clay and earth brick walls in both unstrengthened and strengthened conditions," Materials and Structures, **49** (8), pp. 3293-3308.
- Vatani Oskouei, A., Afzali, M., Madadi pour, M.R. and Bakhshi, A., (1395), "Experimental Investigation On Mud Brick Walls with Mortar Containing Straw Fibers," Sharif Journal Of Civil Engineering, pp. 65-73.
- محمدی، ح.، اسلامی، ا و مرشد، ر.، (۱۴۰۰)، "بررسی تأثیر الیاف خرما بر مشخصات مکانیکی خشت"، دوازدهمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، مشهد، ایران، ۲۱-۲۳ تیر.
- ASTM D7928-17, (2017), "Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis," USA.
- ASTM D6913/D6913M-17, "Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis," USA.
- ASTM D4318-17, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils," USA.
- Iranian National Standardization Organization, (2016), "Determination Of Compressive Strength Of Chemical Resistant Mortars, Grouts, Monolithic Surfacing, And Polymer Concretes," Vol .INSO 21082.
- ASTM D 3822, (2020), "Standard Test Method for Tensile Properties of Single Textile Fibers".
- ASTM E2126-11, (2011), "Standard Test Methods For Syclic (Reversed) Load Test For Shear Resistance Of Vertical Elements Of The Lateral Force Resisting Systems For Building".

بررسی رفتار خست مسلح شده با الیاف خرما تحت بار محوری فشاری

حسین محمدی^۱، ابوالفضل اسلامی^۲، رضا مرشد^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

a.eslami@yazd.ac.ir

خلاصه

در این تحقیق آزمایشگاهی امکان استفاده از الیاف درخت خرما جهت بهبود خواص مکانیکی خست نظیر مقاومت فشاری و شکل پذیری مورد بررسی قرار می گیرد. بدین منظور بلوک های خستی مطابق با روش های سنتی با الیاف درخت خرما در مقادیر مختلف (۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد وزنی خاک) ساخته می شود. پس از خشک شدن، نمونه ها به صورت ایستاده تحت بار محوری فشاری قرار گرفته و منحنی تنش-کرنش نمونه ها به دست می آید. بر اساس نتایج آزمایشگاهی، استفاده از الیاف خرما می تواند مقاومت فشاری و شکل پذیری بلوک های خستی را نسبت به نمونه شاهد بهبود بخشد.

کلمات کلیدی: خست، الیاف خرما، مقاومت فشاری، شکل پذیری، انرژی شکست.

۱. مقدمه

در حال حاضر هنوز خانه های زیادی در کشورهای در حال توسعه مثل ایران، هند، چین، ترکیه و بوتسوانا از نوع خستی هستند [۱]. علاوه بر آثار معماری و تاریخی، بسیاری از خانه های ساده روستایی و ساخته شده در حاشیه شهرها به ویژه در کشورمان ایران نیز از مصالح با جنس خاک هستند. آمارها نشان می دهد حدود ۳۰ درصد مردم جهان در ساختمان های ساخته شده از جنس خاک مانند خانه های خستی زندگی می کنند [۲]. مزیت های زیاد این نوع ماده ساختمانی مانند در دسترس بودن، استفاده گسترده و پیوسته آن را در طول تاریخ برای ساخت و ساز توجیه می کند. همچنین این نوع مصالح خواصی مانند هزینه تولید کم، دسترسی آسان، قابلیت استفاده دوباره و عایق بودن در برابر صوت و حرارت دارد که باعث ایجاد سازه های پایدار می شود. با این وجود مصالح ساخته شده از جنس خاک به ویژه مصالح خستی معایبی مانند مقاومت فشاری پایین و شکل پذیری ناچیز دارند. همچنین زلزله های گذشته نشان می دهد سازه های خستی در برابر بارهای جانبی آسیب پذیر بوده و همواره با خسارت های جانی و مالی زیادی همراه بوده اند. بنابراین استفاده از افزودنی های طبیعی به عنوان مسلح کننده می تواند به عنوان راه کاری موثر در بهبود خواص مکانیکی این نوع مصالح به شمار رود.

در سال های اخیر، محققان تحقیقات زیادی جهت بهبود خواص مکانیکی یا برطرف کردن معایب ذکر شده با استفاده از افزودنی های طبیعی انجام داده اند [۳-۹]. به عنوان مثال ایگ^۱ و همکاران [۵] تأثیر افزودن الیاف درخت موز را بر خواص مکانیکی و حرارتی خست بررسی کردند. در مطالعه آن ها طول الیاف مورد استفاده ۷۵ میلی متر بوده و نمونه های ساخته شده با مقادیر مختلف الیاف (۰، ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد وزنی خاک) مسلح شدند. در تحقیق آن ها بیشترین مقاومت فشاری مربوط به نمونه های تقویت شده با ۰/۷۵ درصد الیاف و بیشتری مقاومت کششی مربوط به نمونه های تقویت شده با ۰/۵ درصد الیاف بود. همچنین آن ها بین پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خست مانند مقاومت فشاری و مقدار الیاف مورد استفاده در

¹ Ige

خشت، روابطی نیز ارائه کرده‌اند. بر اساس نتایج آزمایش‌های بوهیکا^۱ و همکاران [۱۰] روی خشت تقویت شده با مقادیر مختلف کاه، استفاده از مقدار مناسب از الیاف موجب افزایش مقاومت فشاری، کششی و بهبود مقاومت برشی نمونه‌های خشت می‌شود. لتلیر^۲ و همکاران [۳] از موی بدن حیوان خوک در مقادیر (۰/۵ و ۲ درصد وزنی خاک) و طول‌های مختلف (۷، ۱۵ و ۳۰ میلی‌متر) برای تقویت خشت استفاده کردند. اگرچه در مطالعه آن‌ها افزایش مقدار و طول الیاف در بهبود مقاومت خمشی نمونه‌ها تأثیر مثبت داشت ولی مقاومت فشاری نمونه‌های تقویت شده بین ۵ تا ۴۰ درصد کاهش یافت.

یکی از مهم‌ترین ضعف مصالح خشتی مقاومت فشاری پایین و همچنین نداشتن شکل‌پذیری کافی و به عبارتی ترد بودن آن‌ها در برابر بارهای وارده است که این نوع مصالح را آسیب‌پذیر می‌کند. در این تحقیق اثر افزودن الیاف درخت خرما با مقادیر مختلف (۰، ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد وزنی خاک) بر رفتار نمونه‌های خشت تحت فشار محوری خالص مورد بررسی قرار می‌گیرد. از ویژگی‌های منحصر به فرد این تحقیق که در مطالعات گذشته کمتر یافت می‌شود، بررسی شکل‌پذیری بلوک‌های خشتی است. برای این منظور ابتدا نمونه‌های خشت مسلح شده با مقادیر مختلف الیاف، مطابق با روش‌های سنتی ساخته شده و پس از خشک شدن کامل، نمونه‌ها به صورت ایستاده تحت آزمایش فشاری قرار می‌گیرند. در نهایت با استفاده از منحنی‌های تنش-کرنش به دست آمده خواص مکانیکی شامل مقاومت فشاری، شکل‌پذیری، انرژی شکست و همچنین روابط بین آن‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲. برنامه آزمایشگاهی

۱.۲ مشخصات خاک

خاک مورد استفاده برای ساخت نمونه‌های خشت، خاک منطقه اکرم آباد شهر یزد بود. این خاک در حال حاضر نیز در شهر یزد برای ساخت خشت خام و آجر مورد استفاده قرار می‌گیرد. دانه بندی خاک مورد استفاده مطابق با استانداردهای ASTM D7928-17 [۱۱] و ASTM D6913/D6913M-17 [۱۲] به دست آمد. همچنین حدود اتربرگ و شاخص خمیری خاک مطابق با استاندارد ASTM D4318-17e1 [۱۳] تعیین شد. در جدول ۱ خلاصه مشخصات فیزیکی خاک مورد استفاده گزارش شده است.

جدول ۱- خلاصه مشخصات فیزیکی خاک

وزن واحد حجم (kg/m ³)	نشانه خمیری	حدود اتربرگ (%)		اجزاء خاک (%)		
		حد روانی	حد خمیری	ماسه	رس	لای
۱۵۲۰	۱۰/۴	۳۱/۲	۲۰/۸	۳۱/۲	۳۷/۴	۲۲

۲.۲ الیاف نخل خرما

الیاف نخل خرما که به دور تنه درخت خرما پیچیده، غالباً به رنگ قهوه‌ای روشن تا تیره است. الیاف خرما ابتدا از تنه درخت جدا شده (شکل ۱) و پس از پاک سازی و رشته کردن الیاف به صورت طولی، به قطعات کوچک‌تر خرد شدند. طول الیاف مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها ۱۰ تا ۶۰ میلی‌متر و قطر آن‌ها ۰/۱ تا ۱ میلی‌متر بود. میانگین مقاومت کششی و مدول الاستیسیته الیاف نیز که مطابق با استاندارد ASTM D3822-07 [۱۴] تعیین شد، به ترتیب برابر ۸۶ و ۲۳۸۲ مگاپاسکال بود.

¹ Bouhicha

² Letelier



شکل ۱- الیاف نخل خرما پس از جدا شدن از درخت

۳.۲ نحوه ساخت بلوک‌های خشت

مقدار الیاف مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد وزنی خاک انتخاب شد. برای ساخت نمونه‌ها در کارگاه، ابتدا الیاف خرد شده با خاک خشک مخلوط شد. سپس از مخلوط حاصل آب‌خوره درست شده و مقدار کافی (بنا به تجربه استادکار) آب به آب‌خوره اضافه شد. مقدار آب مورد استفاده برای ساخت همه گروه از نمونه‌ها تقریباً ثابت (نسبت آب به خاک برابر ۰/۲۵) بود. در نهایت روی آب‌خوره با پلاستیک پوشیده شد. بعد از گذشت حداقل ۳ روز، مخلوط (گل) حاصل به خوبی با دست و پا ورز داده و سپس مرحله قالب‌گیری نمونه‌های خشت انجام شد. قالب مورد استفاده از نوع چوبی و با ابعاد داخلی ۵۰ × ۲۰۰ × ۲۰۰ میلی‌متر بود. علاوه بر نمونه‌های تقویت شده با الیاف، تعدادی نمونه شاهد (بدون افزودن الیاف) به منظور کنترل و مقایسه نتایج با همان خاک ساخته شد. تمام مراحل ساخت نمونه‌ها بدون استفاده از ابزارآلات مکانیکی و مطابق با روش‌های سنتی مورد استفاده در شهر یزد، انجام شد. نمونه‌ها در ابعاد ۵۰ × ۲۰۰ × ۲۰۰ میلی‌متر بوده و بعد از ساخت به مدت یک ماه در محیط کارگاه نگهداری شده تا به طور کامل خشک شوند.

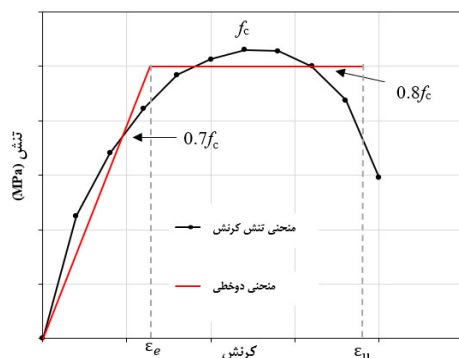
۴.۲ نحوه انجام آزمایش فشاری

به منظور تعیین رفتار مکانیکی خشت تحت فشار محوری خالص، نمونه‌های خشت با ابعاد ۵۰ × ۲۰۰ × ۲۰۰ میلی‌متر در حالت ایستاده [۱] مطابق شکل ۲ تحت بار محوری فشاری قرار گرفتند. آزمایش فشاری به صورت تغییر شکل کنترل و با سرعت بارگذاری ثابت ۰/۰۱ میلی‌متر بر ثانیه مطابق پیشنهاد پارسی و همکاران [۱۵] انجام شد. در نهایت با استفاده از داده‌های ثبت شده که حین آزمایش برداشت شدند، منحنی نیرو-تغییر مکان هر نمونه به دست آمد. سپس با توجه به ابعاد سطح مقطع و ارتفاع، منحنی تنش-کرنش هر گروه از نمونه‌ها به دست آمد. لازم به ذکر است با توجه به ناصاف بودن سطح بارگذاری بعضی از نمونه‌ها و به منظور افزایش دقت آزمون، نمونه‌ها قبل از آزمایش با استفاده از یک لایه نازک ملات گچ کلاهیک گذاری شدند. آزمایش فشاری در حالت ایستاده برای ۶ نمونه از هر گروه از نمونه‌های خشت انجام شد.



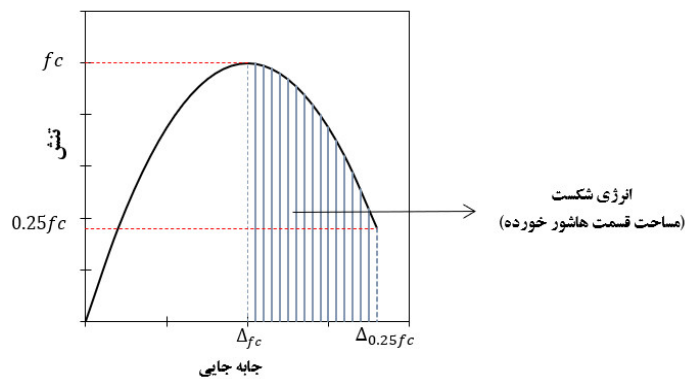
شکل ۲- نحوه انجام آزمایش فشاری روی یک نمونه خشت

پس از تعیین منحنی‌های تنش-کرنش فشاری، مقادیر ضریب شکل‌پذیری از منحنی‌های دوخطی شده مطابق پیشنهاد پارسی و همکاران [۱۵] به‌دست آمد. بر این اساس مطابق شکل ۳، ضریب شکل‌پذیری به صورت نسبت کرنش نهایی (ϵ_{II}) به کرنش الاستیک (ϵ_e) تعریف می‌شود. منحنی دوخطی ایده آل، منحنی تنش-کرنش حاصل از آزمایش را در نقطه‌ای که تنش به ۷۰ درصد مقدار بیشینه‌ی خود ($0.7f_c$) می‌رسد، قطع می‌کند. کرنش نهایی نیز مقدار کرنش در نقطه‌ای که تنش به ۸۰ درصد مقدار بیشینه‌ی خود ($0.8f_c$) بعد از نقطه اوج منحنی می‌رسد، در نظر گرفته می‌شود. سپس با استفاده از معادل سازی مساحت زیر نمودار تنش-کرنش حاصل از آزمایش تا کرنش نهایی و منحنی دوخطی ایده آل، مقدار کرنش الاستیک (ϵ_e) و در نتیجه ضریب شکل‌پذیری به‌دست می‌آید.



شکل ۳- منحنی دوخطی ایده آل نظیر منحنی تنش-کرنش

انرژی شکست را می‌توان مطابق پیشنهاد تحقیقات گذشته [۱۵] به صورت مساحت سطح زیرین منحنی تنش-جابه‌جایی از نقطه متناظر با تنش حداکثر (f_c) تا نقطه متناظر با یک چهارم تنش حداکثر ($0.25f_c$) بعد از نقطه اوج منحنی، مطابق شکل ۴ محاسبه کرد.

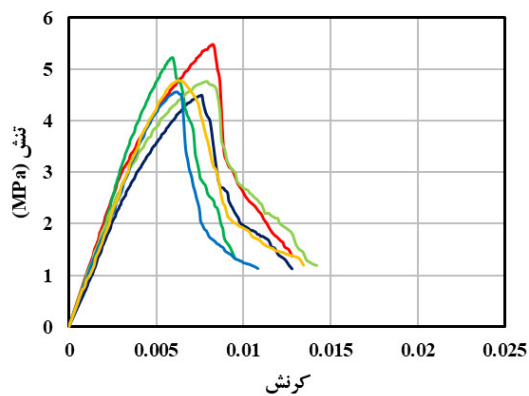


شکل ۴- منحنی تنش-جابه‌جایی برای محاسبه انرژی شکست

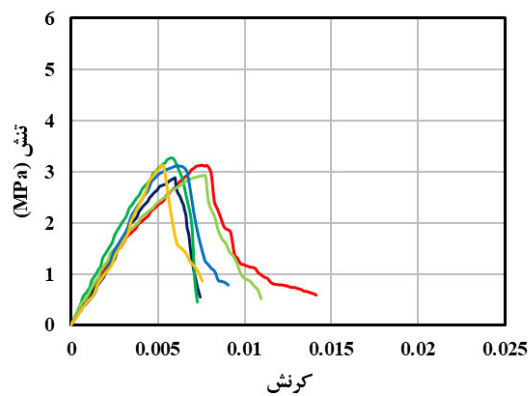
۳. تحلیل نتایج و داده‌ها

۱.۳ مقاومت فشاری

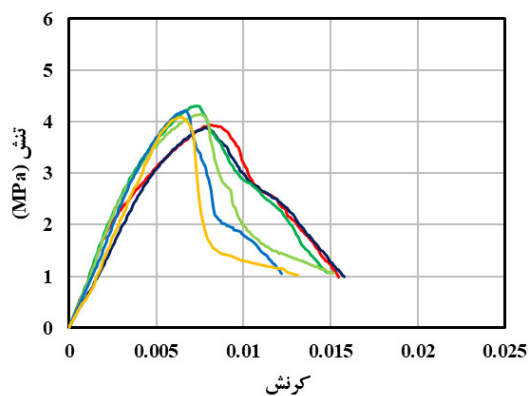
منحنی‌های تنش-کرنش به‌دست آمده برای هر گروه از نمونه‌ها در شکل ۵ و خلاصه نتایج آزمایش فشاری در جدول ۲ آمده است. نمونه‌ها بر اساس مقدار الیاف به کار رفته در آن‌ها نام‌گذاری شده‌اند. به عنوان مثال P0.75 به معنای نمونه تقویت شده با ۰/۷۵ درصد الیاف خرما است.



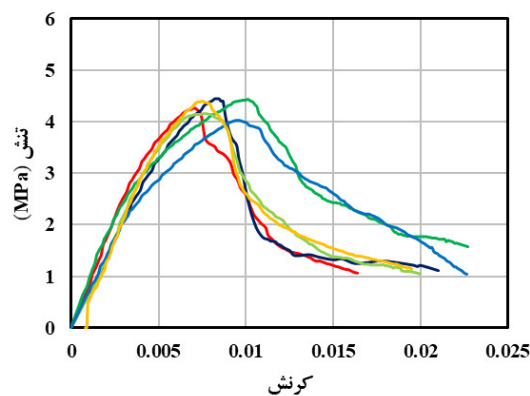
ب) نمونه‌های P0.25



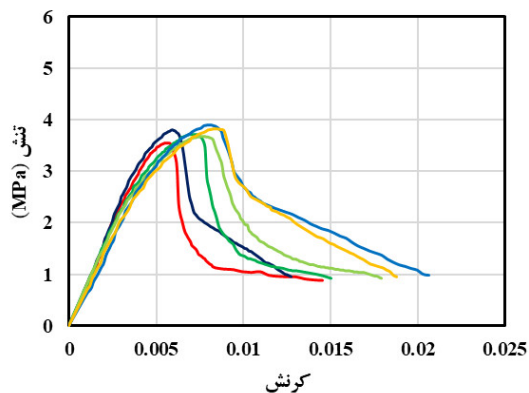
الف) نمونه‌های P0



د) نمونه‌های P0.75



ج) نمونه‌های P0.5



ه) نمونه‌های P1.0

شکل ۵- منحنی‌های تنش-کرنش هر گروه از نمونه‌ها

جدول ۲- خلاصه نتایج آزمایش فشاری

نمونه	مقاومت فشاری		انرژی شکست	
	میانگین (MPa)	تغییر (%)	میانگین (N/mm)	تغییر (%)
P0	۳/۰۷	-	۰/۸۵	-
P0.25	۴/۸۸	۵۹/۰	۲/۴۴	۱۸۷/۱

۴۹۰/۶	۵/۰۲	۳۹/۴	۴/۲۸	P0.5
۲۶۰/۰	۳/۰۶	۳۳/۲	۴/۰۹	P0.75
۲۷۱/۷	۳/۱۶	۲۱/۸	۳/۷۴	P1.0

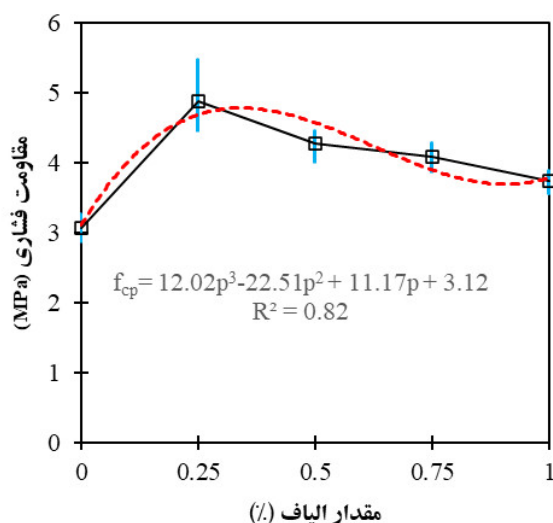
* تغییرات میانگین مقاومت فشاری و انرژی شکست نسبت به نمونه شاهد اندازه‌گیری شده است.

با توجه به نتایج آزمایش مقاومت فشاری، تمام نمونه‌های تقویت شده با الیاف خرما مقاومت فشاری بیشتری نسبت به نمونه شاهد داشتند و این مسئله تأثیر مثبت افزودن الیاف خرما بر بهبود مقاومت فشاری خشت را نشان می‌دهد. بیشترین مقدار افزایش مربوط به نمونه‌های تقویت شده با ۰/۲۵ درصد الیاف خرما با حدود ۵۹ درصد افزایش نسبت به نمونه شاهد است. با توجه به روند کاهشی مقاومت فشاری نمونه‌ها با افزایش مقدار الیاف این انتظار وجود دارد چنانچه مقدار الیاف مورد استفاده در خشت از حد مشخصی بیشتر شود مقاومت فشاری از مقاومت نمونه شاهد نیز کمتر شود. این مسئله می‌تواند به علت کاهش اتصال و اصطکاک بین ذرات خاک با افزودن الیاف باشد [۱۶].

در شکل ۶ منحنی میانگین مقاومت فشاری نمونه‌ها بر حسب مقدار الیاف مورد استفاده در آن‌ها ترسیم شده است. همچنین رابطه ۱، رابطه درجه سه برازش شده بین این دو پارامتر را نشان می‌دهد.

$$f_{cp} = 12.02p^3 - 22.51p^2 + 11.17p + 3.12 \quad (1)$$

در رابطه ۱، f_{cp} مقاومت فشاری خشت بر حسب مگاپاسکال و p مقدار الیاف به کار رفته در خشت بر حسب درصد است. لازم به ذکر است مقدار R^2 (ضریب تعیین^۱) رابطه ۱ برابر ۰/۸۲ است.



شکل ۶- منحنی میانگین مقاومت فشاری نمونه‌ها بر حسب مقدار الیاف

۲.۳ شکل‌پذیری

خلاصه نتایج به دست آمده از منحنی‌های دوخطی نظیر منحنی‌های تنش-کرنش نمونه‌ها در جدول ۳ آمده است.

جدول ۳- خلاصه نتایج شکل‌پذیری

نمونه	میانگین کرنش تسلیم	میانگین کرنش نهایی	میانگین ضریب شکل‌پذیری	تغییر (%) ^۱
P0	۰/۰۰۴۹	۰/۰۰۷۰	۱/۴۳	-
P0.25	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۷۸	۱/۵۱	۶/۳
P0.5	۰/۰۰۵۰	۰/۰۱۰۰	۱/۸۱	۲۶/۶

¹ Coefficient determination

۱۸/۲	۱/۶۸	۰/۰۰۸۷	۰/۰۰۵۱	P0.75
۱۲/۶	۱/۶۱	۰/۰۰۷۷	۰/۰۰۴۷	P1.0

* تغییر میانگین ضریب شکل‌پذیری نسبت به نمونه شاهد اندازه‌گیری شده است.

با توجه به نتایج جدول ۳، نمونه‌های تقویت شده با الیاف خرما ضریب شکل‌پذیری بیشتری نسبت به نمونه شاهد داشتند. بیشترین ضریب شکل‌پذیری با مقدار میانگین ۱/۸۱ مربوط به نمونه‌های تقویت شده با ۰/۵ درصد الیاف بوده که حدود ۲۷ درصد نسبت به نمونه شاهد افزایش داشته است. روند نتایج نشان می‌دهد اضافه کردن الیاف به میزان بیش از ۰/۵ درصد تأثیر نامطلوبی در بهبود خاصیت شکل‌پذیری خشت داشته و به تدریج باعث کاهش مقدار آن می‌شود.

۳.۳ انرژی شکست

با توجه به مقادیر میانگین انرژی شکست ارائه شده در جدول ۲ مشاهده می‌شود اضافه کردن الیاف تأثیر قابل توجهی در افزایش مقدار انرژی شکست نمونه‌های تقویت شده داشته و همه نمونه‌های تقویت شده با الیاف انرژی شکست بیشتری نسبت به نمونه شاهد داشتند. بیشترین مقدار انرژی شکست مربوط به نمونه تقویت شده با ۰/۵ درصد الیاف بوده که حدود ۴۹۰ درصد بیشتر از نمونه شاهد است. با توجه به آنالیز رگرسیونی از داده‌های به‌دست آمده می‌توان رابطه درجه دو شماره ۲ با ضریب تعیین $R^2=0.49$ را بین پارامترهای انرژی شکست، مقاومت فشاری و مقدار الیاف به کار رفته در خشت ارائه کرد.

$$\frac{G_{fp}}{f_c} = -1.85p^2 + 2.03p + 0.32 \quad (2)$$

در رابطه ۲، G_{fp} انرژی شکست خشت بر حسب نیوتون بر میلی‌متر، f_c مقاومت فشاری خشت در حالت ایستاده بر حسب مگاپاسکال و p مقدار الیاف مورد استفاده در خشت بر حسب درصد است.

۴. نتیجه‌گیری

در این مطالعه آزمایشگاهی اثر افزودن مقادیر مختلف وزنی الیاف درخت خرما (۰ تا ۱ درصد وزنی خاک) بر رفتار بلوک‌های خشتی تحت فشار محوری خالص بررسی شد. برای این منظور آزمایش فشاری در حالت ایستاده روی نمونه‌های تقویت شده با الیاف و شاهد انجام شد. پس از تعیین منحنی‌های تنش-کرنش هر گروه از نمونه‌ها، پارامترهای لازم محاسبه و نتایج با هم مقایسه شد. خلاصه نتایج به شرح ذیل است:

۱. استفاده از مقدار مناسب (۰/۲۵ درصد وزنی خاک) الیاف خرما در خشت می‌تواند مقاومت فشاری را تا ۵۹ درصد نسبت به نمونه شاهد افزایش دهد.
۲. اگرچه اضافه کردن الیاف خرما تا ۱ درصد وزنی خاک می‌تواند مقاومت فشاری را بهبود بخشد ولی روند نتایج نشان داد اضافه کردن بیش از حد الیاف در خشت می‌تواند بهبود مقاومت فشاری را کاهش دهد.
۳. استفاده از الیاف خرما در خشت باعث بهبود خاصیت شکل‌پذیری آن می‌شود، هرچند روند نتایج نشان داد استفاده خیلی کم یا بیش از حد الیاف در خشت می‌تواند بهبود این خاصیت را کاهش دهد.
۴. اضافه کردن مقدار بهینه الیاف خرما (۰/۵ درصد وزنی خاک) به خشت می‌تواند انرژی شکست نمونه‌ها در فشار را تا نزدیک به ۵۰۰ درصد افزایش دهد.

۵. قدردانی

در پایان از زحمات آقای مهندس حسین میرابی مسئول محترم آزمایشگاه سازه دانشگاه یزد و همچنین حمایت‌های مالی پژوهشکده معماری بومی دانشگاه یزد تشکر و قدردانی می‌شود.

مراجع

1. Wu, F., Li, G., Li, H-N. and J, J-Q., (2013), "Strength and stress-strain characteristics of traditional adobe block and masonry," *Materials and structures*, **46** (9), pp. 1449-1457.
2. Tootoonchy, F., Asgarian, B. and Danesh, F., (2015), "Experimental in-plane behavior and retrofitting method of mud-brick walls," *International Journal of Civil Engineering*, **13** (2), pp. 191-201.
3. Araya-Letelier, G., Concha-Riedel, J., Antico, F., Valdés, C. and Cáceres, G., (2018), "Influence of natural fiber dosage and length on adobe mixes damage-mechanical behavior," *Construction and Building Materials*, **174**, pp. 645-655.
4. Galán-Marín, C., Rivera-Gómez, C. and Petric, J., (2010), "Clay-based composite stabilized with natural polymer and fibre," *Construction and Building Materials*, **24** (8), pp. 1462-1468.
5. Ige, O. and Danso, H., (2021), "Physico-mechanical and thermal gravimetric analysis of adobe masonry units reinforced with plantain pseudo-stem fibres for sustainable construction," *Construction and Building Materials*, **273**, pp. 121686.
6. Jové-Sandoval, F., Barbero-Barrera, MM. and Medina, F., (2018), "Assessment of the mechanical performance of three varieties of pine needles as natural reinforcement of adobe," *Construction and Building Materials*, **187**, pp. 205-213.
7. Vatani Oskouei, A., Afzali, M. and Madadipour, M., (2017), "Experimental investigation on mud bricks reinforced with natural additives under compressive and tensile tests," *Construction and Building Materials*, **142**, pp. 137-147.
8. Ouedraogo, M., Dao, K., Millogo, Y., Aubert, J-E., Messan, A., Seynou, M., Zerbo, L. and Gomina, M., (2019), "Physical, thermal and mechanical properties of adobes stabilized with fonio (*Digitaria exilis*) straw," *Journal of Building Engineering*, **23**, pp. 250-258.
9. Quagliarini, E. and Lenci, S., (2010), "The influence of natural stabilizers and natural fibres on the mechanical properties of ancient Roman adobe bricks," *Journal of Cultural Heritage*, **11** (3), pp. 309-314.
10. Bouhicha, M., Aouissi, F. and Kenai, S., (2005), "Performance of composite soil reinforced with barley straw," *Cement and concrete composites*, **27** (5), pp. 617-621.
11. ASTM International, ASTM D7928 - 17 Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine- Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis, USA, 2017.
12. ASTM International, ASTM D6913/D6913M - 17 Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis, USA, 2017.
13. ASTM International, ASTM D4318 - 17 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, USA, 2017.
14. ASTM D 3822-07, Standard Test Method for Tensile Properties of Single Textile Fibers, 2007.
15. Parisi, F., Asprone, D., Fenu, L. and Prota, A., (2015), "Experimental characterization of Italian composite adobe bricks reinforced with straw fibers," *Composite Structures*, **122**, pp. 300-307.
16. Silveira, D., Varum, H., Costa, A., Martins, T., Pereira, H. and Almeida, J., (2012), "Mechanical properties of adobe bricks in ancient constructions," *Construction and Building Materials*, **28** (1), pp. 36-44.



هشتمین کنفرانس ملر مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

آبان ۱۴۰۰



بررسی آزمایشگاهی دوام خست مسلح شده با الیاف خرما

حسین محمدی^۱، ابوالفضل اسلامی^۲، رضا مرشد^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد

a.eslami@yazd.ac.ir

خلاصه

در این تحقیق تأثیر مقادیر مختلف وزنی الیاف درخت خرما بر روی تعداد و اندازه عرض ترک‌های حاصل از جمع شدگی ناشی از خشک شدن مصالح خستی و همچنین دوام آن‌ها در برابر جریان آب مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور آزمایش دوام در برابر جریان آب روی نمونه‌های منشوری بریده شده از خست‌های مسلح به الیاف و آزمایش ترک خوردگی روی نمونه‌های دایره‌ای شکل انجام می‌شود. بر اساس نتایج به دست آمده، استفاده از الیاف خرما در مقادیر بیش از ۰/۵ درصد وزنی خاک تأثیر قابل توجهی در بهبود دوام نمونه‌ها در برابر جریان آب و همچنین کاهش تعداد و اندازه عرض ترک‌های ناشی از جمع شدگی دارد.

کلمات کلیدی: خست، الیاف خرما، دوام، جریان آب، ترک خوردگی.

۱. مقدمه

از گذشته‌های دور مصالح خستی و گلین در بسیاری از نقاط جهان از جمله ایران در ساخت و ساز مورد استفاده قرار می‌گرفته است. بسیاری از آثار معماری و تاریخی، مانند خانه‌های ساخته شده در بافت تاریخی شهر یزد از نوع خستی هستند و تعدادی از آن‌ها در سال‌های اخیر مجدداً مورد بازسازی و تعمیر قرار گرفته‌اند. بر اساس آمارها حدود ۳۰ تا ۵۰ درصد جمعیت جهان در ساختمان‌های ساخته شده از جنس خاک زندگی یا کار می‌کنند [۱]. این نوع مصالح مزایایی مانند انرژی مصرفی کم (در مقایسه با بسیاری از مصالح صنعتی)، هزینه تولید پایین، سهولت در استفاده، قابلیت بازیافت و عملکرد مناسب در تنظیم رطوبت و حرارت ساختمان دارند [۲-۶]. با این وجود مصالح ساخته شده از جنس خاک به‌ویژه مصالح خستی دارای معایبی همچون مقاومت فشاری و کششی کم، نداشتن دوام مناسب در برابر جریان و نفوذ آب مانند آب باران و عدم مقاومت کافی در برابر ترک خوردگی هستند [۷، ۸]. از گذشته استفاده از افزودنی‌های طبیعی نظیر کاه یکی از راه کارهای مؤثر برای کاهش ترک خوردگی و همچنین افزایش مقاومت در برابر جریان آب در این نوع مصالح به شمار می‌رفت، چرا که بسیاری افزودنی‌های طبیعی مانند کاه نسبتاً ارزان بوده و در بسیاری از نقاط ایران و جهان در دسترس هستند.

در سال‌های اخیر محققان زیادی به بررسی و بهبود مشخصات مکانیکی و همچنین دوام مصالح خستی با استفاده از افزودنی‌های طبیعی و غیرطبیعی پرداخته‌اند. اسکویی و همکاران [۹] در بررسی‌هایشان تأثیر افزودن انواع افزودنی‌های طبیعی مثل خرده چوب، کاه، الیاف خرما و پوسته برنج را بر خواص مکانیکی خست و دوام آن در برابر آب بررسی کردند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد می‌توان با استفاده از مقدار مناسب الیاف طبیعی، مقاومت فشاری خست را تا بیش از ۱۵۰ درصد و مقاومت کششی را تا حدود ۳۰۰ درصد افزایش داد. همچنین نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد نمونه‌های

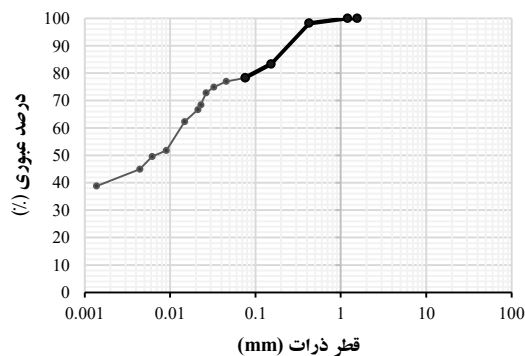
تقویت شده با الیاف دوام بیشتری در برابر جریان آب دارند. لتلیر^۱ و همکاران [۱۰] تأثیر مقادیر مختلف الیاف جوت^۲ با طول‌های مختلف را بر خواص مکانیکی، فیزیکی و دوام مصالح خشتی بررسی کردند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد هرچند اضافه کردن الیاف تأثیر نامطلوبی بر مقاومت فشاری نمونه‌های تقویت شده دارد ولی میزان عرض ترک‌های ناشی از خشک شدن و همچنین مقدار ترک‌ها در واحد سطح را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. همچنین با افزایش مقدار و طول الیاف، مقاومت و دوام نمونه‌ها در برابر جریان آب افزایش می‌یابد. در تحقیقی دیگر لتلیر و همکاران [۱۱] تأثیر الیاف مصنوعی پلی پروپیلین^۳ با مقادیر مختلف (۰، ۰/۲۵، ۰/۵ و ۱ درصد وزنی خاک) را بر خواص مکانیکی و ترک خوردگی مصالح خشتی بررسی کردند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد اضافه کردن الیاف تأثیر قابل ملاحظه‌ای در بهبود مقاومت فشاری و کششی نمونه‌ها ندارد، ولی به طور مستقیم عرض ترک‌های ناشی از خشک شدن و همچنین مقدار ترک‌ها در واحد سطح را به طور قابل ملاحظه‌ای نسبت به نمونه شاهد کاهش می‌دهد. در مطالعه‌ای دیگر محمدی و همکاران [۱۲] تأثیر افزودن الیاف طبیعی درخت خرما با مقادیر مختلف وزنی (۰، ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد وزنی خاک) را بر خواص مکانیکی خشت بررسی کردند. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد استفاده از مقدار مناسب از الیاف خرما می‌تواند مقاومت فشاری را تا ۵۹ درصد و مقاومت کششی را تا حدود ۱۰۳ درصد نسبت به نمونه شاهد افزایش دهد. بنابراین استفاده از الیاف خرما تأثیر قابل توجهی در بهبود مقاومت فشاری و کششی خشت دارد.

در ادامه روند تحقیق محمدی و همکاران [۱۲] بررسی دوام مصالح خشتی در برابر جریان آب و همچنین ترک خوردگی آن‌ها ضروری به نظر می‌رسد. بنابراین تحقیق حاضر به بررسی ویژگی دوام در برابر جریان آب در خشت مسلح شده با الیاف خرما و همچنین ترک خوردگی آن‌ها (ناشی از خشک شدن) می‌پردازد. بدین منظور نمونه‌های مکعب مستطیلی با ابعاد ۵۰ × ۵۰ × ۲۰۰ میلی‌متر از خشت‌های ساخته شده از هر گروه از نمونه‌های مسلح شده و شاهد بریده و آزمایش دوام در برابر جریان آب روی آن‌ها انجام شده است. همچنین آزمایش ترک خوردگی بر روی نمونه‌های دایره‌ای شکل ساخته شده از گِل مورد استفاده در ساخت نمونه‌های خشت انجام گرفته است. با استفاده از نتایج این تحقیق می‌توان دوام مصالح خشتی تقویت شده با الیاف خرما را ارزیابی کرد.

۲. برنامه آزمایشگاهی

۱.۲ مشخصات خاک

خاک مورد استفاده برای ساخت گِل و در ادامه نمونه‌های خشت، خاک متداولی بود که در حال حاضر نیز برای ساخت و مرمت بناهای خشتی در شهر یزد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. منحنی دانه‌بندی خاک مورد نظر در شکل ۱ و خلاصه مشخصات فیزیکی آن در جدول ۱ گزارش شده است. دانه‌بندی خاک برای ذرات ریزدانه با استفاده از آزمایش هیدرومتری و مطابق با استاندارد ASTM D7928-17 [۱۳] و برای ذرات درشت دانه با روش دانه بندی بالک و مطابق با استاندارد ASTM D6913/D6913M-17 [۱۴] به دست آمد. همچنین حدود اتربرگ خاک نیز مطابق با استاندارد ASTM D4318-17 [۱۵] تعیین شد. با توجه به سیستم طبقه بندی متحد، خاک مورد استفاده از نوع خاک رسی با خاصیت خمیری پایین (CL) بود.



شکل ۱- منحنی دانه‌بندی خاک

¹ Letelier

² Jute fiber

³ Polypropylene fibers

جدول ۱- مشخصات فیزیکی خاک

وزن واحد حجم (kg/m ³)	نشانه خمیری	حدود اتربرگ (%)		اجزاء خاک (%)		
		حد روانی	حد خمیری	ماسه	لای	رس
۱۵۲۰	۱۰/۴	۳۱/۲	۲۰/۸	۴۰/۶	۳۷/۴	۲۲

۲.۲ الیاف درخت خرما

الیاف درخت خرما که در زبان محلی به آن سپس خرما نیز می‌گویند الیافی به رنگ قهوه‌ای روشن تا تیره است. الیاف درخت خرما ابتدا از تنه درخت جدا شده و پس از پاک‌سازی از گرد و غبار و رشته کردن به صورت طولی، خرد شدند (شکل ۲). مشخصات فیزیکی و مکانیکی الیاف مورد استفاده در جدول ۲ گزارش شده است.



شکل ۲- الیاف خرماي خرد شده

جدول ۲- مشخصات فیزیکی و مکانیکی الیاف درخت خرما

طول (mm)	قطر (mm)	وزن مخصوص (gr/cm ³)	جذب آب (%)	مقاومت کششی (MPa)
۱۰-۶۰	۰/۱-۱	۰/۶۹-۱/۸۶	۱۵۴	۳۶-۱۳۶

۳.۲ نحوه ساخت گل و نمونه‌های خشت برای آزمایش‌ها

به منظور ساخت نمونه‌های خشت، گل مورد نظر مطابق با روش‌های سنتی و تجربه استادکاران قدیمی شهر یزد ساخته شد. بدین منظور ابتدا الیاف با خاک خشک به خوبی مخلوط شد. سپس با مخلوط حاصل آب‌خوره ایجاد و مقدار کافی (بنا به تجربه استادکار) آب به آن اضافه شد. مقدار آب مورد استفاده برای ساخت همه‌ی گروه از نمونه‌ها ثابت و نسبت وزنی آب به خاک تقریباً برابر ۰/۲۵ درصد بود. در نهایت روی آب‌خوره با پلاستیک پوشیده شد تا آب درون آب‌خوره تبخیر نشود. بعد از گذشت ۳ روز، مخلوط حاصل به خوبی با پا ورز داده و مرحله قالب‌گیری نمونه‌ها انجام شد. علاوه بر نمونه‌های تقویت شده با الیاف، تعدادی نمونه شاهد نیز بدون افزودن الیاف و به منظور کنترل و مقایسه نتایج ساخته شد. لازم به ذکر است برای ساخت نمونه‌های آزمایش ترک خوردگی از گل به دست آمده در این مرحله استفاده شد. تمام مراحل ساخت نمونه‌ها با دست و بدون کمک گرفتن از ابزارآلات مکانیکی و مطابق با روش‌های سنتی انجام شد. نمونه‌های خشت ساخته شده در ابعاد ۲۰۰ × ۲۰۰ × ۵۰ میلی‌متر مکعب بودند. بعد از خشک شدن کامل، نمونه‌های منشوری در ابعاد ۲۰۰ × ۵۰ × ۵۰ میلی‌متر برای انجام آزمایش دوام در برابر جریان آب، از هر گروه از نمونه‌های خشت بریده شد.

۴.۲ مشخصات مکانیکی نمونه‌های خشت

نتایج آزمایش مقاومت فشاری و کششی نمونه‌های خشت مسلح به الیاف و شاهد، بر اساس تحقیق محمدی و همکاران [۱۲] در جدول ۳ گزارش شده است.

جدول ۳- مشخصات نمونه‌های خشت در فشار و کشش [۱۲]

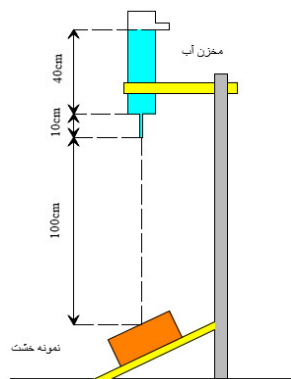
نمونه	مقاومت فشاری		شکل پذیری		مقاومت کششی	
	میانگین (MPa)	تغییر (%)	میانگین (MPa)	تغییر (%)	میانگین (MPa)	تغییر (%)
NF	۳/۰۷	-	۱/۶۲	-	۰/۵۵	-
0.25F	۴/۸۸	۵۹/۰	۱/۹۲	۱۸/۵	۰/۸۴	۵۲/۷
0.5F	۴/۲۸	۳۹/۴	۲/۹۰	۷۹/۰	۰/۹۹	۸۰
0.75F	۴/۰۹	۳۳/۲	۲/۱۹	۳۵/۲	۱/۰۳	۸۷/۳
1.0F	۳/۷۴	۲۱/۸	۲/۰۴	۲۵/۹	۱/۱۲	۱۰۳/۶

*تغییرات میانگین مقاومت فشاری، شکل‌پذیری و مقاومت کششی نسبت به نمونه شاهد اندازه‌گیری شده است.

با توجه به نتایج جدول ۳، افزودن الیاف خرما به خشت تأثیر قابل توجهی در بهبود مشخصات مکانیکی آن دارد، به طوری که استفاده از مقدار مناسب الیاف می‌تواند مقاومت فشاری خشت را تا حدود ۸۰ درصد و مقاومت کششی آن را تا بیش از ۱۰۰ درصد نسبت به نمونه شاهد افزایش دهد.

۵.۲ نحوه انجام آزمایش دوام در برابر جریان آب

دوام نمونه‌های خشت در برابر جریان آب مطابق با استاندارد UNE 41410:2008 [۱۶] اندازه‌گیری شد. بدین منظور مطابق شکل ۳، نقطه وسط نمونه‌های منشوری در ابعاد $۲۰۰ \times ۵۰ \times ۵۰$ میلی‌متر که از خشت‌های کامل بریده شده بود، تحت جریان آب درون مخزن از یک سوراخ به قطر ۵ میلی‌متر و از ارتفاع ۱ متری قرار گرفت. مدت زمان آزمون برای هر نمونه ۱۰ دقیقه بود. این آزمایش برای ۴ نمونه از هر گروه از نمونه‌های خشت انجام شد. مطابق با استاندارد ذکر شده چنانچه میزان عمق سوراخ ایجاد شده در اثر جریان آب در نمونه خشت بیش از ۱۰ میلی‌متر باشد، نمونه دوام مناسب در برابر جریان آب در شرایط محیطی شدید را ندارد.



شکل ۳- نحوه انجام آزمایش دوام در برابر جریان آب

۶.۲ آزمایش ترک خوردگی

در این تحقیق به منظور بررسی اثر مقادیر مختلف الیاف خرما بر کنترل مقدار و عرض ترک‌هایی که به دلیل خشک شدن مصالح خشتی به وجود می‌آید، از ۴ نمونه دایره‌ای به قطر ۱۸۰ میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر برای هر گروه از خشت‌ها استفاده شد. این نمونه‌ها با استفاده از همان گلی که برای تهیه بلوک‌های خشت استفاده شده و بر اساس پیشنهاد تحقیقات گذشته [۱۱، ۱۷] ساخته شدند. نمونه‌ها در دمای محیط خشک شده و مقدار طول و عرض ترک‌های ناشی از جمع‌شدگی با استفاده از میکروسکوپ دیجیتالی (با دقت ۰/۰۱ میلی‌متر) اندازه‌گیری شد. در نهایت مقادیر متوسط عرض ترک (CWA) برای هر نمونه با استفاده از رابطه ۱ محاسبه شد.

$$CWA = \frac{\sum W_i l_i}{\sum l_i} \quad (1)$$

در رابطه‌ی ۱، CWA متوسط عرض ترک نمونه بر حسب میلی‌متر، l_i و W_i به ترتیب طول و عرض ترک i ام در نمونه بر حسب میلی‌متر است.

برای تعیین میزان اثر بخشی الیاف در جلوگیری و کاهش مقدار ترک‌ها در واحد سطح، نسبت چگالی ترک (CDR) مطابق پیشنهاد تحقیقات گذشته [۱۱] و با استفاده از رابطه ۲ محاسبه شد. این پارامتر مقدار ترک‌ها در واحد سطح نمونه را نشان می‌دهد.

$$CDR = \frac{\sum W_i l_i}{A} \times 100 \quad (2)$$

در رابطه ۲، CDR نسبت چگالی ترک نمونه بر حسب درصد، l_i و W_i به ترتیب طول و عرض ترک l ام در نمونه بر حسب میلی‌متر و A مساحت سطح نمونه بر حسب میلی‌متر مربع است.

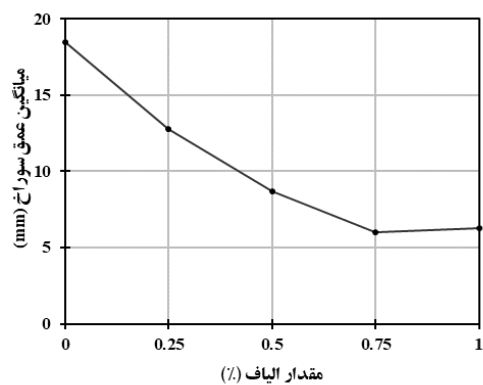
۳. ارائه و بررسی داده‌ها

۱.۳ آزمایش دوام در برابر جریان آب

شکل ۴ نمونه‌ها را بعد از انجام آزمایش دوام در برابر جریان آب نشان می‌دهد.



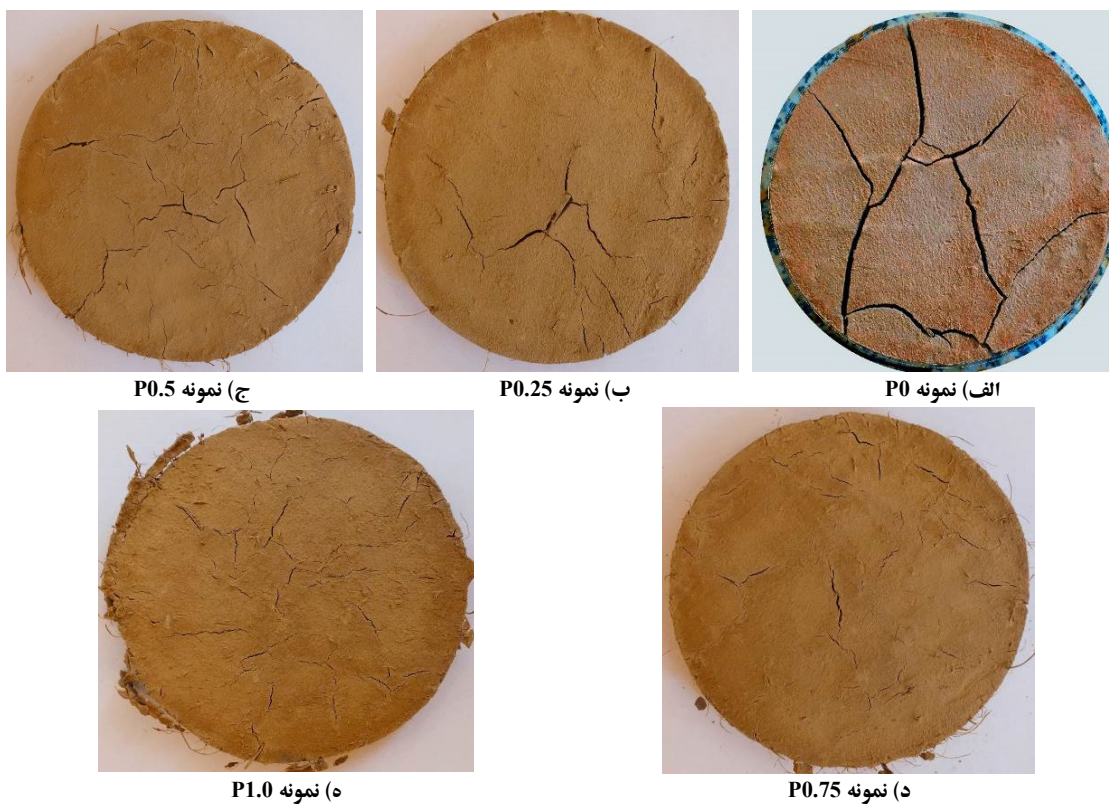
منحنی شکل ۵ میانگین عمق سوراخ ایجاد شده به دلیل فرسایش نمونه‌ها توسط جریان آب را بر حسب مقدار الیاف به کار رفته در آن‌ها نشان می‌دهد. با توجه به نتایج، اضافه کردن الیاف به طور مستقیم باعث کاهش عمق سوراخ ایجاد شده در اثر برخورد جریان آب در نمونه‌های خشت مسلح به الیاف شده و این مقدار با افزایش مقدار الیاف کاهش یافته است. با توجه به نتایج، نمونه‌ی شاهد و نمونه‌ی تقویت شده با ۰/۲۵ درصد الیاف به ترتیب با میانگین عمق سوراخ ۱۸/۵۰ و ۱۲/۷۵ میلی‌متر، مطابق با استاندارد UNE41410:2008 [۱۶] دوام کافی در برابر جریان آب در شرایط محیطی شدید را ندارند. کمترین میزان عمق سوراخ ایجاد شده در اثر جریان آب مربوط به نمونه تقویت شده با ۰/۷۵ درصد الیاف خرما با مقدار میانگین ۶ میلی‌متر است. بهبود و افزایش دوام خشت در برابر جریان آب با افزودن مقدار الیاف را می‌توان به درگیری و پیوند مناسب بین الیاف و ماتریس خشت نسبت داد [۱۸].



شکل ۵- منحنی میانگین عمق سوراخ ایجاد شده در اثر جریان آب بر حسب مقدار الیاف

۲.۳ آزمایش ترک خوردگی

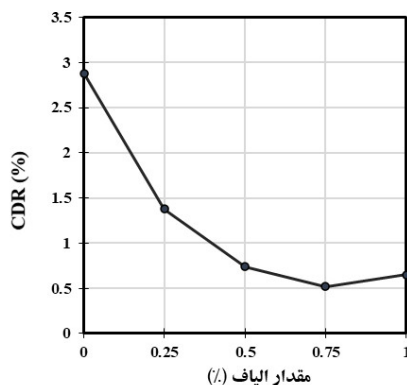
شکل ۶ نمونه‌ها را بعد از انجام آزمایش ترک خوردگی نشان می‌دهد.



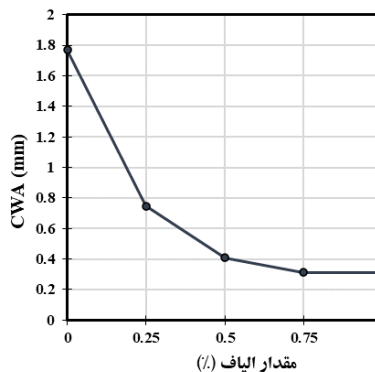
شکل ۶- نمونه‌ها بعد از آزمایش ترک خوردگی

منحنی‌های شکل ۷ مقادیر متوسط عرض ترک (CWA) و نسبت چگالی ترک (CDR) را برای هر گروه از نمونه‌ها با توجه به مقدار الیاف به کار رفته در آن‌ها نشان می‌دهد. با توجه به نتایج، استفاده از الیاف خرما به طور مستقیم بر میزان متوسط عرض ترک‌های ناشی از جمع شدگی (CWA) تأثیر مثبت داشته و آن را به میزان قابل ملاحظه‌ای نسبت به نمونه شاهد کاهش می‌دهد. این روند با افزایش مقدار الیاف کاهش یافته است. بیشترین مقدار متوسط عرض ترک مربوط به نمونه شاهد با مقدار $1/76$ میلی‌متر و کمترین مقدار مربوط به نمونه تقویت شده با ۱ درصد الیاف با مقدار

۰/۳۱ میلی‌متر است. همچنین نتایج نشان می‌دهد استفاده از الیاف خرما علاوه بر کاهش میزان متوسط عرض ترک می‌تواند میزان ترک‌ها در واحد سطح (CDR) را به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش دهد. بیشترین مقدار ترک‌ها در واحد سطح مربوط به نمونه شاهد با مقدار ۲/۸۸ درصد و کمترین آن مربوط به نمونه تقویت شده با ۰/۷۵ درصد الیاف با مقدار ۰/۵۲ درصد است.



ب) منحنی CDR بر حسب مقدار الیاف



الف) منحنی CWA بر حسب مقدار الیاف

شکل ۷- نتایج آزمایش ترک خوردگی

۴. نتیجه‌گیری

در این مطالعه‌ی آزمایشگاهی تأثیر مقادیر مختلف وزنی الیاف خرما بر دوام مصالح خشتی در برابر جریان آب و همچنین ترک خوردگی ناشی از خشک شدن، بررسی شد. خلاصه نتایج حاصل را می‌توان به شرح زیر بیان نمود:

۱- استفاده از الیاف خرما مقدار عمق سوراخ ناشی از برخورد جریان آب به مصالح خشتی را کاهش می‌دهد. همچنین با افزایش مقدار الیاف، مقاومت و دوام مصالح خشتی در برابر جریان آب نیز افزایش می‌یابد.

۲- استفاده از الیاف خرما متوسط عرض ترک‌های ناشی از خشک شدن مصالح خشتی را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. علاوه بر کاهش عرض ترک‌ها، با افزایش مقدار الیاف مقدار ترک‌ها در واحد سطح نیز کاهش می‌یابد.

۳- با توجه به نتایج به دست آمده استفاده از مقدار ۰/۷۵ درصد وزنی (نسبت الیاف به خاک) الیاف خرما بهترین مقدار برای بهبود خاصیت دوام در برابر جریان آب و همچنین کاهش مقدار و عرض ترک‌های ناشی از خشک شدن مصالح خشتی توصیه می‌شود.

۵. قدردانی

در پایان، نویسندگان از زحمات آقای مهندس حسین میرابی مسئول محترم آزمایشگاه سازه دانشگاه یزد و همچنین حمایت‌های مالی پژوهشکده معماری بومی دانشگاه یزد کمال تشکر و قدردانی دارند.

مراجع

1. Rael, R., (2009), "Earth Architecture," Princeton Architectural press, New York, USA.
2. Aymerich, F., Fenu, L. and Meloni, P., (2012), "Effect of reinforcing wool fibres on fracture and energy absorption properties of an earthen material," Construction and Building Materials, 27 (1), pp. 66-72.
3. Calatan, G., Hegyi, A., Dico, C. and Mircea, C., (2017), "Experimental research on the recyclability of the clay material used in the fabrication of adobe bricks type masonry units," Procedia Engineering, 181, pp. 363-369.
4. HalL, M. and Djerbib, Y., (2004), "Rammed earth sample production: context, recommendations and consistency," Construction and building materials, 18 (4), pp. 281-286.

5. Millogo, Y., Morel, J.-C., Aubert, J.-E. and Ghavami, K., (2014), "Experimental analysis of Pressed Adobe Blocks reinforced with Hibiscus cannabinus fibers," *Construction and Building Materials*, **52**, pp. 71-78.
6. Pinel, A., Jorand, Y., Olgan, C., Charlot, A. and Fleury, E., (2017), "Towards poured earth construction mimicking cement solidification: demonstration of feasibility via a biosourced polymer," *Materials and Structures*, **50** (5), pp. 1-17.
7. Minke, G., (2009), "*Building with Earth: Design and Technology of a Sustainable Architecture*," Walter de Gruyter.
8. Araya-Letelier, G., Concha-Riedel, J., Antico, F., Valdés, C. and Cáceres, G., (2018), "Influence of natural fiber dosage and length on adobe mixes damage-mechanical behavior," *Construction and Building Materials*, **174**, pp. 645-655.
9. Oskouei, A.V., Afzali, M. and Madadipour, M., (2017), "Experimental investigation on mud bricks reinforced with natural additives under compressive and tensile tests," *Construction and Building Materials*, **142**, pp. 137-147.
10. Araya-Letelier, G., Antico, F., Burbano-Garcia, C., Concha-Riedel, J., Norambuena-Contreras, J., Concha, J. and Flores, E.S., (2021), "Experimental evaluation of adobe mixtures reinforced with jute fibers," *Construction and Building Materials*, **276**, pp. 122127.
11. Araya-Letelier, G., Concha-Riedel, J., Antico, F.C. and Sandoval, C., (2019), "Experimental mechanical-damage assessment of earthen mixes reinforced with micro polypropylene fibers," *Construction and Building Materials*, **198**, pp. 762-776.
۱۲. محمدی، ح، اسلامی، ا و مرشد، ر، (۱۴۰۰)، "بررسی تأثیر الیاف خرما بر مشخصات مکانیکی خشت"، دوازدهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، مشهد، ایران، ۲۱-۲۳ تیر.
13. ASTM D7928-17, (2017), "Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis," USA.
14. ASTM D6913/D6913M - 17, (2017), "Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis," USA.
15. ASTM D4318-17, (2017), "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils," USA.
16. UNE 41410, (2008), "Compressed earth blocks for walls and partitions. Definitions, specifications and test methods,"
17. Reddy, B.V.V., Mani, M. and Walker, P. eds., (2019), "*Earthen Dwellings and Structures*," Springer.
18. Araya-Letelier, G., Gonzalez-Calderon, H., Kunze, S., Burbano-Garcia, C., Reidel, U., Sandoval, C. and Bas, F., (2020), "Waste-based natural fiber reinforcement of adobe mixtures: Physical, mechanical, damage and durability performance assessment," *Journal of Cleaner Production*, **273**, pp.122806.



هشتمین کنفرانس مرمصاح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان
آبان ۱۴۰۰



بررسی تاثیر کامپوزیت های سیمانی در تثبیت خاک ماسه ای

زهر امیرزائی^۱، مجتبی قاسمی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری

پیشرفته کرمان

۲- استادیار گروه مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته

کرمان

Mirzaei.z.55555@gmail.com

m.ghasemi@kgut.ac.ir

خلاصه

ظهور نانومواد در قرن ۲۱ فرصتی ارزشمند جهت بهبود خصوصیات سیمان در قرن اخیر ایجاد کرد که به دلیل سطح ویژه بالای خود اندرکنش زیادی با ذرات داشته و افزودن این مواد حتی به میزان کم منجر به تقویت اسکلت خاک و اصلاح فشار سیال شده و در نتیجه موجب افزایش پارامترهای مقاومتی خاک تثبیت شده می شوند. جهت کنترل پارامترهای مکانیکی خاک تثبیت شده در این تحقیق گرافن اکسید با مقادیر ۰/۰۲، ۰/۰۴، ۰/۰۸ و ۱٪ وزنی و سیلیکافوم به مقدار ۱۰٪ وزنی سیمان به خاک اضافه می شوند. نتایج تست UCS نمونه های تثبیت یافته بانمونه های سیمانی و خاکی با توجه به غلظت نانوماده مقایسه شده و نشانگر بهترین عملکرد مقاومت فشاری در ۰/۰۴٪ بود.

۱- مقدمه و مطالعات پیشین :

دانه ای بودن و حفرات زیاد خاک ماسه ای مشکلی شایع در گودبرداری و زلزله است در حالیکه همین ویژگی خاک ماسه ای در جهت زهکش طبیعی بسیار عالی است. سیمان متداول ترین چسب افزودنی در جهت تثبیت خاک ماسه ای است که مقاومت کششی ضعیفی دارد. با توسعه علم مواد، افزودنی های نانو مانند میکروسیلیس و مشتقات نانو کربن نظیر گرافن که ماده ای خارق العاده است برای ساخت ترکیبات سیمانی قوی تر و سبزتر استفاده می شوند. [1] گرافن تک لایه ای از اتم های کربن است که بصورت شش ضلعی و در یک شبکه لانه زنبوری محکم بهم متصل می شوند. با حضور گروه های عاملی کربوکسیل و هیدروکسیل در لبه های این شبکه، گرافن اکسید که سبک ترین و قوی ترین ترکیب شناخته شده با سختی مکانیکی، کشسانی، سطح و رسانایی حرارتی و الکتریکی زیاد است بوجود می آید. [2] و [3] تولید گرافن اکسید در مقایسه با سایر نانو مواد تکمیلی سیمان، با محیط زیست سازگار است. استفاده از میکروسیلیس یا سیلیکافوم به عنوان یک پوزولان بسیار فعال در واکنش سیمانی شدن، به عنوان جایگزین بخشی از سیمان مصرفی در تثبیت خاک، سبب پخش پذیری بهتر گرافن اکسید و همچنین کاهش آلاینده های ناشی از تولید سیمان می گردد. پژوهشگران بسیاری نظیر Farzad Naseri & Mohammad Irani [2016] عامل اصلی تثبیت خاک سیلتی را کامپوزیت های سیمانی بهبود یافته با نانورق های گرافن اکسید قرار داده و متوجه شدند که انتشار سیمان هنگام افزودن نانو ورق های GO پایدارتر بوده و لذا باعث کاهش حفرات خاک و رطوبت بهینه، افزایش دانسیته خشک، کاهش حدود اتبرنگ، افزایش پارامترهای مقاومت برشی مقاومت فشاری خاک میگردد. [4] Lv Shenghua et al [2013]. در یافتند که افزودن GO به کامپوزیت سیمانی منجر به شکل گیری کریستال های گل مانند و افزایش مقاومت کششی و خمشی کامپوزیت میگردد. [5] Saafi M et al [2015] تحقیقاتی را در زمینه تقویت کامپوزیت ژئوپلیمر-سیمان با گرافن - خاکستر بادی انجام داده اند و نتایج نشان دهنده بالاترین مقادیر مقاومت خمشی، مدول یانگ و سختی خمشی بودند. [6] از این رو در این تحقیق گرافن اکسید با مقادیر ۰/۰۲، ۰/۰۴، ۰/۰۸ و ۱٪ وزنی و سیلیکافوم به

مقدار ۱۰٪ وزنی سیمان به خاک اضافه شده و در بازه های ۷ و ۲۸ روزه عمل آوری می شوند. گرافن و سیلیکافوم با غلظت های ۰/۰۴٪ و ۱۰٪ وزنی سیمان، نتیجه مطلوبی در مقاومت فشاری و دوام اسیدی [3] و [14] دارند. هدف از این تحقیق، ارزیابی مقاومت فشاری و کشش و مقاومت در برابر حمله سولفات‌ها خاک تثبیت یافته با کامپوزیت بتنی اکسید گرافن برپایه سیلیکافوم و یافتن طرح اختلاط بهینه است.

۲- مواد و روش شناسی :

۱/۲ - مواد

- سیمان :

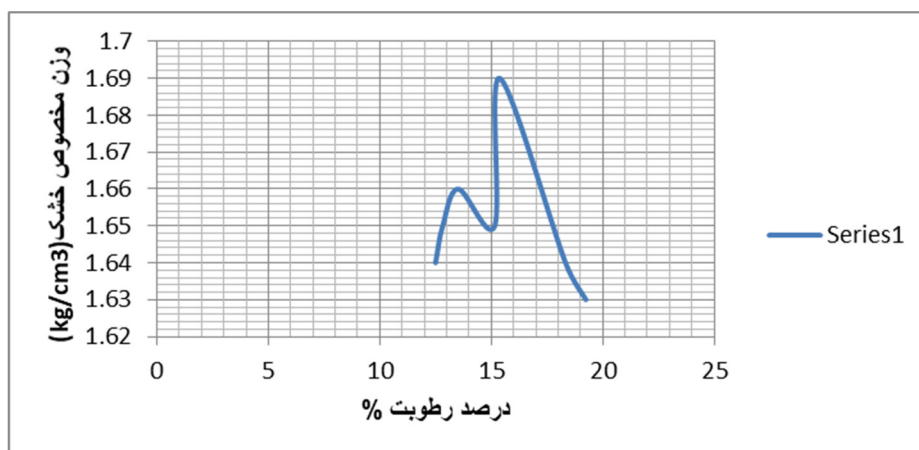
سیمان پرتلند تیپ ۲ از تولیدات کارخانه سیمان کرمان جهت استفاده به میزان ۹٪ وزنی خاک (طبق استاندارد ASTM (D806 [7] در هر نمونه خریداری شد. در جدول (۱) نتایج آنالیز XRF سیمان را مشاهده می کنید.

SiO2 (%)	Al2O3 (%)	Fe2O3 (%)	CaO (%)	MgO (%)	SO3 (%)	Cl (%)	InR (%)	L.O.I. (%)	Alkali (%)	F/B(cm2/g)	pH
21.50	4.95	3.97	63.52	1.75	2.20	-	0.50	1.19	1.0	3100	12.11

- خاک :

خاک ماسه بد دانه بندی شده (SP) طبق استاندارد ASTM D2487 [8] است و سایر مشخصات خاک نظیر تراکم و وزن مخصوص و برش خاک طبق استاندارد های ASTM D698 [9] و ASTM D854 [10] و ASTM D3080 [11] و آنالیز XRF نیز در جدول زیر آمده اند. نمودار (۱) تراکم خاک را نمایش می دهد.

Chemical properties	SiO2 (%)	Al2O3 (%)	Fe2O3 (%)	CaO (%)	MgO (%)	K2O (%)	SO3 (%)	other	L.O.I. (%)	pH
	57.99	13.9	5.52	8.37	1.8	2.01	0.14	10.27	6.55	7.99
Compaction properties	Maximum dry unit weight(kN/m3)			Specific gravity(g/cm3)			Optimum water content (%)			
	16.926			2.13			15.385			
Mechanical properties	UCS (kPa)		Cohesion (kPa)			Internal friction angle (°)				
	0.65		0.066			33.012				



نمودار (۱): تست تراکم

- سیلیکافوم:

سیلیکافوم خریداری شده از شرکت BBZF.CO با میزان ۱۰٪ وزنی سیمان استفاده شد.

Table 3: Properties of silica fume

L.O.I. (%)	Moisture (%)	Bulk density	Specific gravity (g/cm3)	Pozzolanic act index (%)	SiO2 (%)	pH
5.77	0.2	678	2.16	127	81.21	8.81

- گرافن اکسید:

Graphene Oxide Nanoplatelets US7906 بصورت پودری از شرکت شیمیآزمون اصفهان تهیه شد.

Table 4 – Chemical properties of GO

Purity (%)	C (%)	O (%)	Free C (%)	S (%)	Diameter ϕ	Thickness	Color	Concentration
>99.3	68.44	30.92	0.4	0.13	1.5-5.5 μ m	3.4-7 nm	Amber	2wt%

۲/۲- روش کار:

مواد اصلی مورد استفاده در این مطالعه خاک ماسه SP، سیمان، گرافن اکسید و سیلیکافوم است که طبق استاندارد ASTM C1738 [12] مخلوط شدند.

- آماده سازی محلول گرافن اکسید:

مقادیر گرافن اکسید مورد نظر برای تهیه محلول با غلظت 2wt% به آب افزوده و توسط دستگاه اولتراسونیک به مدت ۲۰ دقیقه دیسپرس شد. سپس به منظور رقیق سازی باقی مانده آب افزودنی هر نمونه را به محلول افزوده و مجدد برای ۱۰ دقیقه فراصوت شد. [4] تصاویر (۱) و (۲) تهیه محلول گرافن اکساید را نشان می دهند.



تصویر (۱): تهیه محلول گرافن اکساید توسط دستگاه اولتراسونیک



تصویر (۲): گرافن اکساید دیسپرس شده

۲/۳ - جزئیات طرح اختلاط :

Mix	Cement (9%)	Graphene oxide(g)	Silica fume (10%)	Soil (g)	Water(g)
Mix 0 – s s	-	-	-	423	77
Mix 1 - Go 0%	40 g	-	4 g	378	78
Mix 2 - Go 0.02%	40 g	0.008	4 g	378	78
Mix 3 - Go 0.04%	40 g	0.016	4 g	373	83
Mix 4 - Go 0.1%	40 g	0.04	4 g	373	83

۳ - مخلوط کردن مواد، نمونه سازی و عمل آوری :

ابتدا مواد خشک مانند خاک، سیمان و سیلیکافوم را مخلوط کرده و سپس محلول گرافن اکسید را با غلظت‌های تعیین شده به مواد خشک افزوده و توسط میکسر به مدت ۹۰ ثانیه با سرعت ۱۲۰۰۰ دور بر دقیقه مخلوط کردیم. خمیر بدست آمده را در سه لایه متراکم و قالب گیری کردیم. پس از ۱ دقیقه نمونه‌ها را از قالب خارج نموده و برای عمل آوری ۷ و ۲۸ روزه در کیسه پلاستیک گذاشتیم. [12]

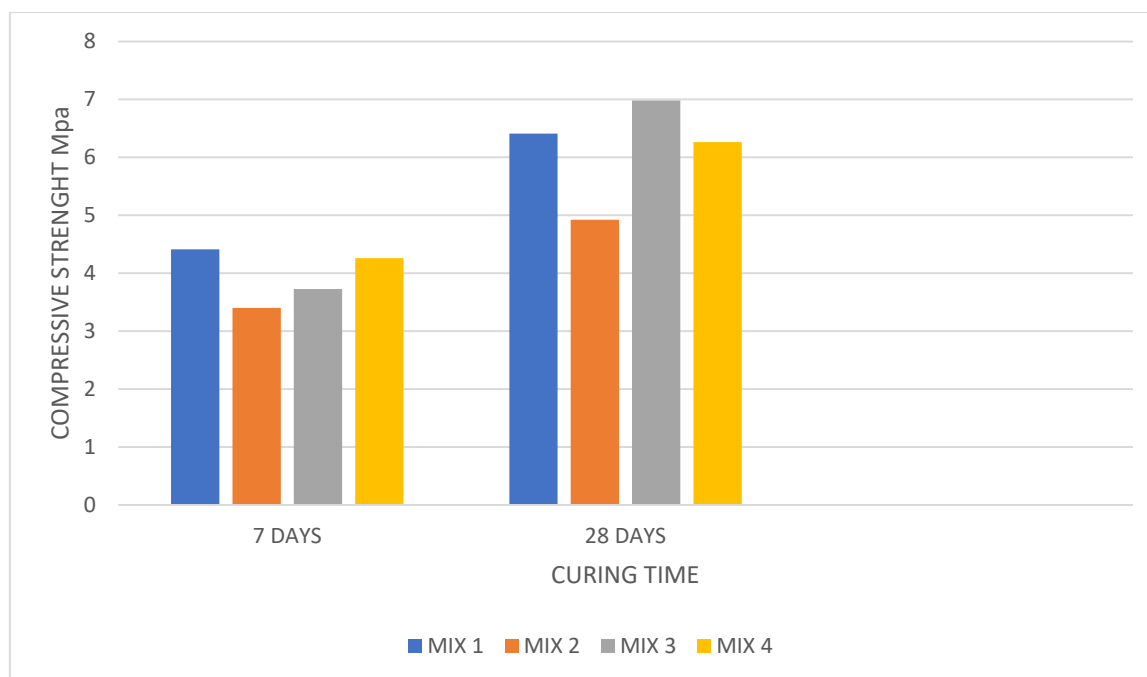
۴ - آزمایش نمونه‌ها :

آزمایش مقاومت فشاری تک محوری طبق استاندارد ASTM D1633 [13] و آزمایش کشش و آزمایش دوام اسیدی نمونه‌ها انجام شد.

۵ - بحث و نتایج :

۵/۱ - مقاومت فشاری :

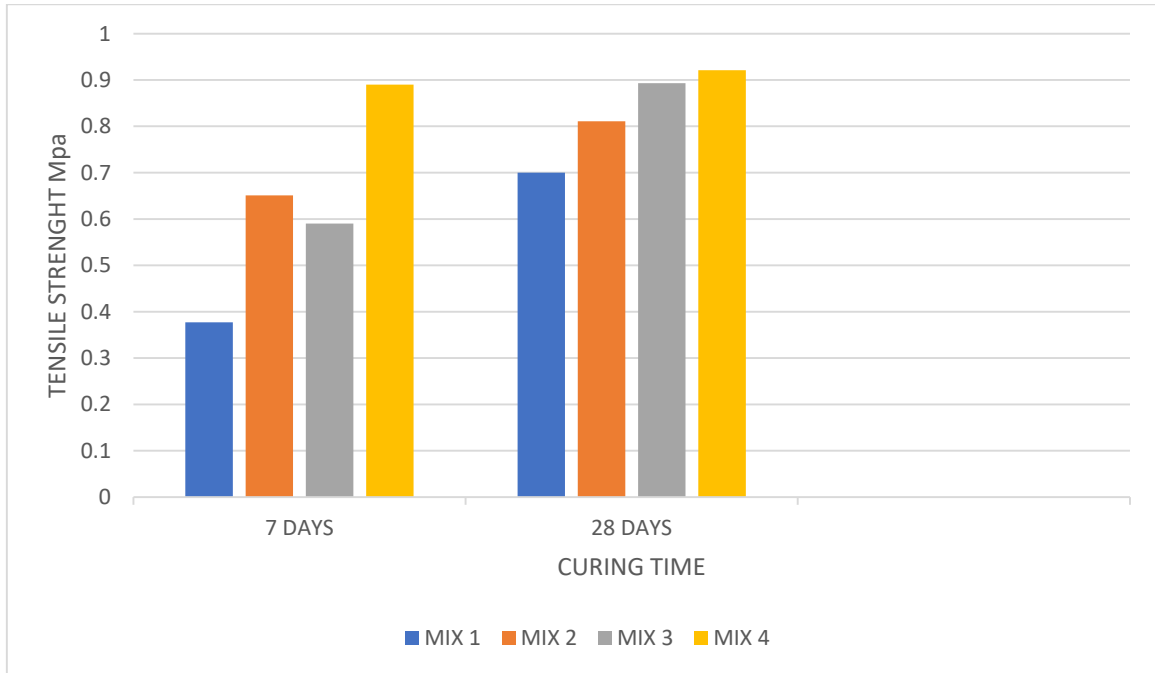
آزمایش UCS پس از عمل آوری ۷ و ۲۸ روزه نمونه‌های استوانه‌ای انجام شد و مقادیر مقاومت فشاری را در نمودار (۲) مشاهده می‌کنید. MIX3 حاوی 0.04% گرافن اکساید با 90% رشد قوی‌ترین ترکیب در این پژوهش است.



نمودار (۲)-نتایج مقاومت فشاری تک محوری نمونه‌ها در بازه‌های عمل آوری متفاوت

۵/۲ - مقاومت کششی :

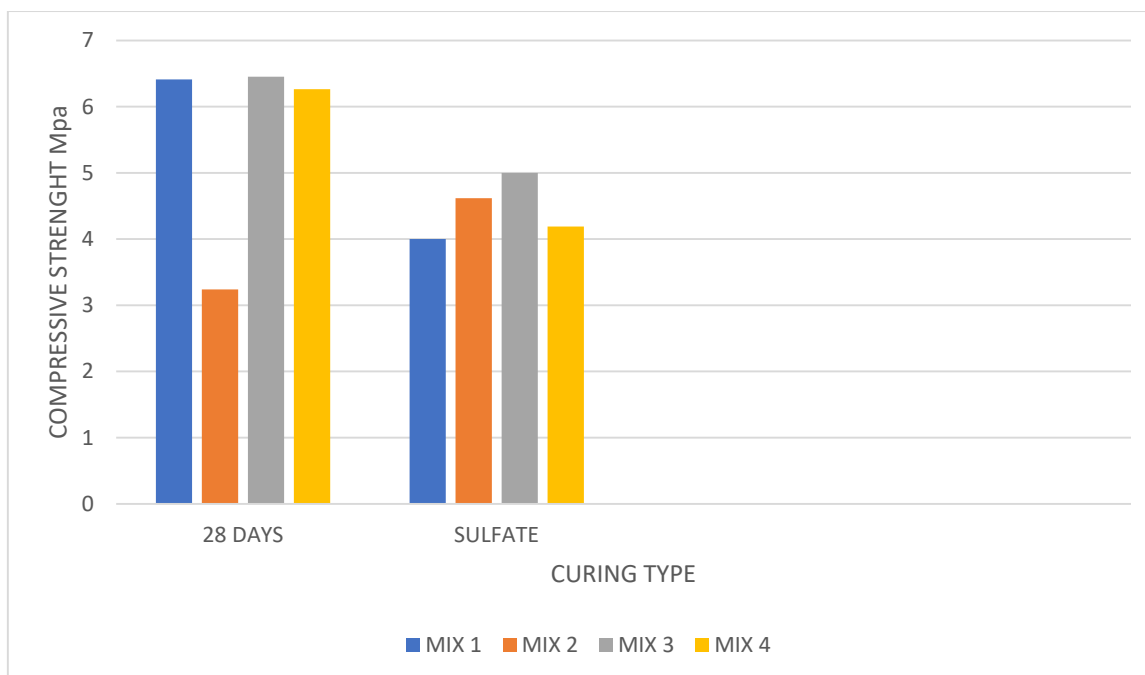
آزمایش مقاومت کششی نمونه‌ها پس از ۷ و ۲۸ روز عمل‌آوری انجام شده و نتایج مجموع دو دوره عمل‌آوری حاکی از رشد ۱۸۳.۸۵٪ مقاومت کششی برای MIX ۴ و ۱۴۲.۰۵٪ بهبود برای MIX ۳ است. نمودار (۳) نتایج تست مقاومت کششی را در بازه‌های ۷ و ۲۸ روز عمل‌آوری نمایش می‌دهد.



نمودار (۳) - نتایج مقاومت کششی نمونه‌ها در بازه‌های عمل‌آوری متفاوت

۵/۳ - دوام اسیدی :

جهت انجام تست دوام اسیدی، نمونه‌ها پس از ۲۸ روز عمل‌آوری به مدت ۳ روز در آب غوطه‌ور شدند، سپس ۲۸ روز در سولفوریک اسید رقیق شده با غلظت ۵ مولار غوطه‌ور شده و مقاومت فشاری آنها اندازه‌گیری شد. نمودار (۴) مقاومت فشاری نمونه‌ها را پس از ۲۸ روز عمل‌آوری در آب و اسید نشان می‌دهد. با مقایسه مقادیر مقاومت فشاری در آب و اسید مشخص شد MIX ۲ با قرارگیری در اسید ۴۲.۵۳٪ افزایش مقاومت و در حملات اسیدی عملکرد بسیار خوبی داشت.



نموار(۴)- نتایج مقاومت فشاری نمونه های ۲۸ روز عمل آوری در آب و دوام حمله سولفاته

۶- نتیجه گیری :

گرافن اکساید به عنوان ماده ای سازگار با محیط زیست می تواند بعنوان چسبی نسبتا قوی در خاک های ماسه ای و کامپوزیت های بتنی استفاده شود. این مزیت که با توجه به نتایج رشد مقاومت کششی نمونه ها قابل مشاهده است می تواند گامی در جهت بهبود بستر های راهسازی و حتی روسازی های بتنی شود. سیلیکافوم استفاده شده در این ترکیبات علاوه بر بهبود پخش پذیری گرافن اکساید، منجر به افزایش دوام نمونه های تثبیت یافته در برابر حمله های سولفاته می گردد. در نهایت با توجه به نتایج آزمایشات انجام شده :

- ضعیف ترین و بهترین عملکرد در فشار به ترتیب متعلق به MIX 2 با 0.02 % و MIX 3 با 0.04 % گرافن اکساید است.

- قوی ترین نمونه ها در کشش از MIX 4 حاوی 0.1 % گرافن اکساید بودند.

- بادوام ترین نمونه ها در حمله سولفاته ، MIX 3 و MIX 2 با 22.5% کاهش و 42.53% افزایش در مقاومت فشاری بودند.

- MIX 3 در مجموع عملکرد فشاری ، کششی و دوام اسیدی با رشد 118.75 % بهینه ترین مخلوط ساخته شده است. طبق تحقیقات پیشین و همچنین نتایجی که در این تحقیق مشاهده نمودید، مقادیر گرافن اکساید در حدود 0.1 % و بیش از آن موجب اختلال در تولید ژل C-S-H شده و نتایج مفیدی به دست نمی دهند.

مراجع :

[1] T. Navya Charitha et al "An experimental study on influence of graphene oxide in silica fume blended concrete" 2021 IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci. 796 012061

[2] X. Li et al. " Incorporation of graphene oxide and silica fume into cement paste: A study of dispersion and compressive strength " Construction and Building Materials 123 (2016) 327–335

[3] Juan Wang et al " Advances of graphene- and graphene oxide modified cementitious materials" Nanotechnology Reviews 2020; 9: 465–477

- [4] F. Naseri , M. Irani , M. Dehkhodarajabi " Effect of graphene oxide nanosheets on the geotechnical properties of cemented silty soil "Archives of Civil and Mechanical Engineering,volume16,Issue4,(2016) 695-701 .
- [5] . S.Lv , Y.Ma , C.Qiu , T.Sun , J.Liu , Q.Zhou " Effect of graphene oxide nanosheets of microstructure and mechanical properties of cement composites" Costruction and building materials 49(2013) 121-127
- [6] M. Saafi, L. Tang, J. Fung, M. Rahman, J. Liggat" Enhanced properties of graphene/fly ash geopolymeric composite cement" Cement and Concrete Research 67(2015)292-299
- [7] ASTM (2011)" Standard Test Method for Cement Content of Hardened Soil-Cement Mixtures" ASTM D806 – 11, West Conshohocken, PA
- [8] ASTM (2011)" Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)"ASTM D2487 – 11, West Conshohocken, PA
- [9] ASTM (2012)" Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))" ASTM D698 – 12'2, West Conshohocken, PA
- [10] ASTM (2014)" Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer" ASTM D854 – 14, West Conshohocken, PA
- [11] ASTM (2012)" Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions" ASTM D3080/D3080M – 11, West Conshohocken, PA
- [12] ASTM (2014)" Standard Practice for High-Shear Mixing of Hydraulic Cement Pastes" ASTM C1738/C1738M – 14, West Conshohocken, PA
- [13] ASTM (2007)" Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders" ASTM D1633 – 00, West Conshohocken, PA
- [14] Yuanming Lai et al " Graphene Oxide-Enhanced Cementitious Materials under External Sulfate Attack: Implications for Long Structural Life"ACS Appl. Nano Mater.2020, 3, 9784_9795

کاربرد گره خم میلگرد در طراحی به روش بست و بند (خرپایی)

رضا مرشد^۱

۱- عضو هیئت علمی دانشکده عمران دانشگاه یزد

morshed@yazd.ac.ir

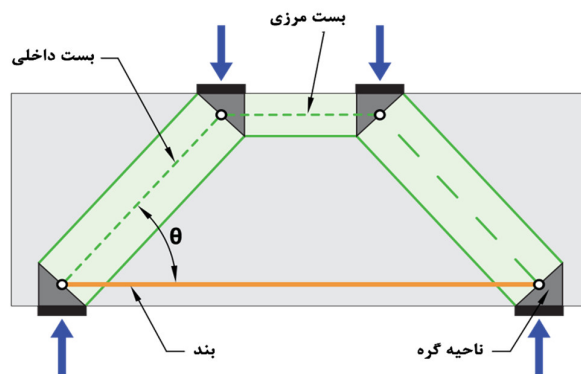
خلاصه

ضوابط روش بست و بند در ویرایش جدید آیین نامه انجمن بتن آمریکا [۱] که به ویرایش های جدید آیین نامه های بتن ایران [۲ و ۳] هم وارد شده است، تغییر قابل توجهی داشته است. یکی از این تغییرات اضافه شدن گره خم میلگرد بوده است. اضافه شدن مفهوم گره خم میلگرد این امکان را فراهم می سازد که با خم کردن میلگرد کششی بصورت قوسی از دایره با رعایت شعاع خم حداقل، دیگر نیازی به تامین طول مهاری عادی میلگرد نباشد. در این مقاله این ضوابط جدید توضیح داده شده و مثال هایی از طراحی با گره خم میلگرد مورد بررسی قرار می گیرد.

کلمات کلیدی: روش خرپایی، بست و بند، گره خم میلگرد، حداقل شعاع خم.

۱. مقدمه

مدلهای بست و بند (خرپایی) از تعدادی بست که از بتن به تنهایی و یا بتن و آرماتور تشکیل شده اند و بند که از آرماتورها تشکیل شده اند ساخته میشود. این اعضا در محل گره ها به یکدیگر متصل شده و یک سیستم خرپای باربر را تشکیل میدهند (شکل ۱).



شکل ۱- اجزای مدل بست و بند

در مدل های بست و بند الزامات زیر باید رعایت شود:

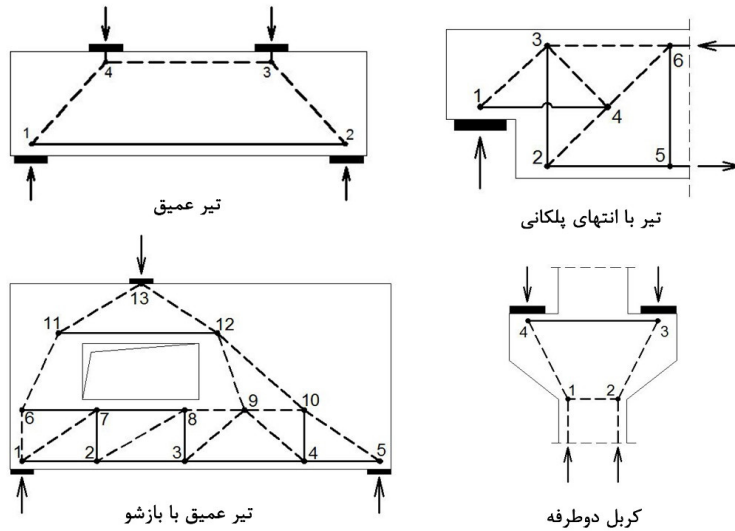
- الف- محل وارد شدن بارها فقط از طریق گره ها بوده و بست ها و بندها فقط تحت بارهای محوری قرار می گیرند.
- ب- مدل بست و بند باید مشخص کننده مسیر انتقال بار به تکیه گاهها و یا به اعضای مجاور باشد.
- پ- اصول تعادل استاتیکی بین نیروهای وارده و عکس العمل ها باید برقرار باشد.
- ت- ابعاد بست ها، بندها و گره ها باید در تحلیل مدل منظور شوند.

ث - هر بست باید سایر بست‌ها را فقط در محل گره‌ها قطع نماید.

ج - بندها می‌توانند بندهای دیگر و یا بست‌ها را در محلی غیر از گره‌ها قطع نمایند.

چ - زاویه بین محور یک بست با بند مجاور آن در هر گره نباید کمتر از ۲۵ درجه باشد.

مدل بست و بند باید یک مسیر قابل قبول انتقال نیرو از محل وارد شدن بار تا تکیه‌گاه‌ها و یا اجزاء مجاور را پوشش دهد. شکل ۲ نمونه‌هایی از مدل بست و بند در برخی سازه‌ها یا بخشی از سازه را نشان می‌دهد.



شکل ۲ - نمونه‌هایی از مدل بست و بند

مراحل طراحی با روش بست و بند به شرح ذیل است:

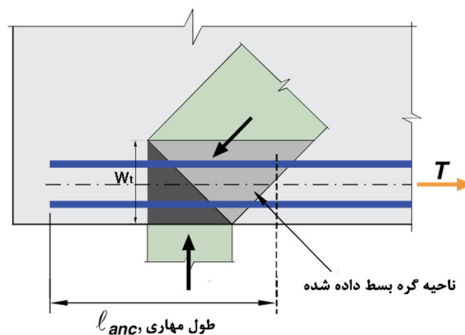
۱- مناطق ناپوستگی تعیین و بصورت جسم آزاد جداسازی شوند.

۲- نتیجه نیروها در مرز مناطق ناپوستگی محاسبه شود.

۳- مدل خرابایی مناسب برای انتقال نیروهای مرزی از داخل منطقه ناپوستگی و محاسبه نیروها در اعضای فشاری و کششی انتخاب شود. محور اعضای فشاری و کششی بگونه‌ای انتخاب شود که با مسیر میدان‌های تنش فشاری و کششی هماهنگ باشد.

۴- اجزای سه گانه مدل خرابایی (بست‌ها، بندها و گره‌ها) از نظر مقاومت، کنترل یا طراحی شوند و مهار مناسب برای آرماتورهای طراحی شده تامین گردد.

تامین مهار مناسب که در بند ۴ فوق مورد اشاره قرار گرفته است در برخی موارد با اشکال مواجه می‌شود. بر اساس آیین نامه‌ها [۱-۳] مهار آرماتورهای عضو کششی باید در هر جهت تا نقطه‌ای که مرکز آرماتورهای کششی از ناحیه گره بسط داده شده خارج می‌شود، تامین گردد که در برخی موارد این طول کفایت نمی‌کند (شکل ۳). استفاده از ضوابط گره خم میلگرد یکی از راه‌های رفع مشکل تامین طول مهار است.



شکل ۳ - ناحیه گره بسط داده شده و طول مهار آرماتورهای کششی

۲. گره خم میلگرد

چنانچه دو عضو کششی (بند) با زاویه کمتر از ۱۸۰ درجه به یک گره متصل باشند بگونه ای که بتوان آرماتورهای آنها را بطور پیوسته و بدون قطع در محل گره خم کرده و ادامه داد و یا در مواردی که برای انتهای یک عضو کششی آرماتورها بجای قطع، با خم ۱۸۰ درجه دور زده و برگشت داده شوند، می توان از ضوابط گره خم میلگرد استفاده نمود. در اینگونه موارد با رعایت حداقل شعاع خم می توان از مهار مناسب میلگردهای کششی اطمینان حاصل نمود.

الف: اگر پوشش جانبی عمود بر صفحه خم $2d_b$ یا بیشتر باشد، شعاع داخلی خم میلگرد، r_b ، نباید از مقدار زیر کمتر باشد.

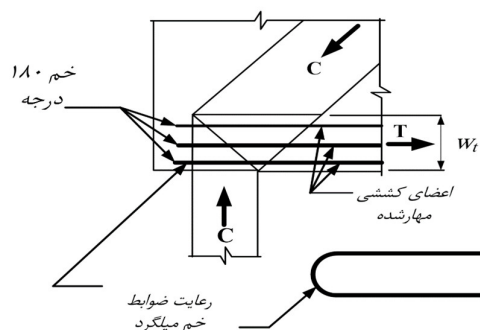
$$r_b \geq \frac{2A_{ts}f_y}{b_s f'_c} \quad (1)$$

که در رابطه فوق b_s عرض عضو فشاری (ضخامت گره) است.

ب: اعضای کششی مهار شده با خم ۱۸۰ درجه (شکل ۴)

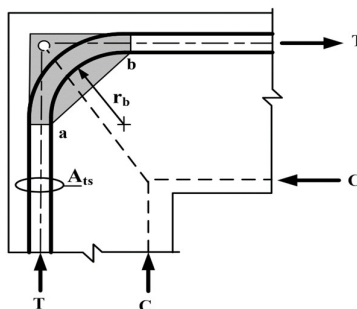
$$r_b \geq \frac{1.5A_{ts}f_y}{w_t f'_c} \quad (2)$$

که در رابطه فوق w_t عرض موثر عضو کششی است (شکل ۴).

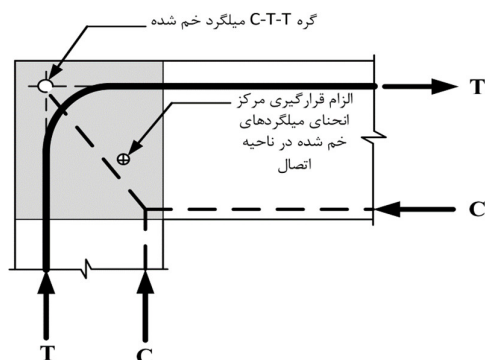


شکل ۴- مهار میلگردهای با خم ۱۸۰ درجه

اگر پوشش جانبی عمود بر صفحه خم کمتر از $2d_b$ باشد، شعاع خم تعیین شده توسط روابط فوق در ضریب $2d_b/C_c$ ضرب می‌شود که C_c پوشش جانبی موجود عمود بر صفحه خم است. اگر گره‌های خم میلگرد از بیش از یک ردیف آرماتور تشکیل شود، A_{ts} را باید سطح کل آرماتورها و r_b را باید شعاع خم داخلی‌ترین ردیف آرماتورها در نظر گرفت (شکل ۵). ضمناً در اتصالات گوشه قابها مرکز انحنا میلگردها باید در محل گره اتصال قرار گیرد (شکل ۶).



شکل ۵- شعاع داخلی خم برای چند ردیف میلگرد

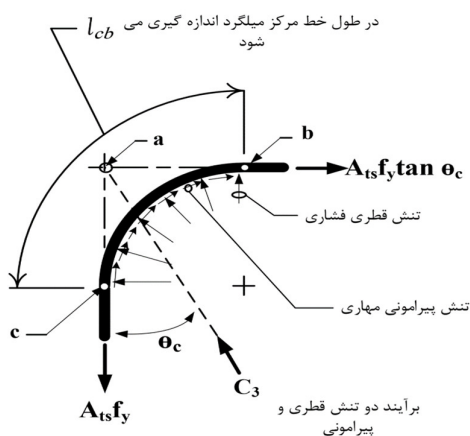


شکل ۶- الزام قرارگیری مرکز انحنای میلگردهای خم شده در ناحیه اتصال

طول ناحیه خم شده میلگرد، l_{cb} ، باید برای تامین مهار اختلاف نیروهای کششی در دو سمت میلگردهای خم شده کفایت داشته باشد (شکل ۷). در مواردی که خم میلگرد ۹۰ درجه باشد، رابطه زیر را می توان برای کفایت طول مهاری بکار برد [۱].

$$l_{cb} > l_d(1 - \tan \theta_c) \quad (3)$$

که در رابطه فوق l_d طول مهاری مستقیم میلگردها و θ_c زاویه کوچکتر بین عضو قطری فشاری و اعضای کششی است (شکل ۷).



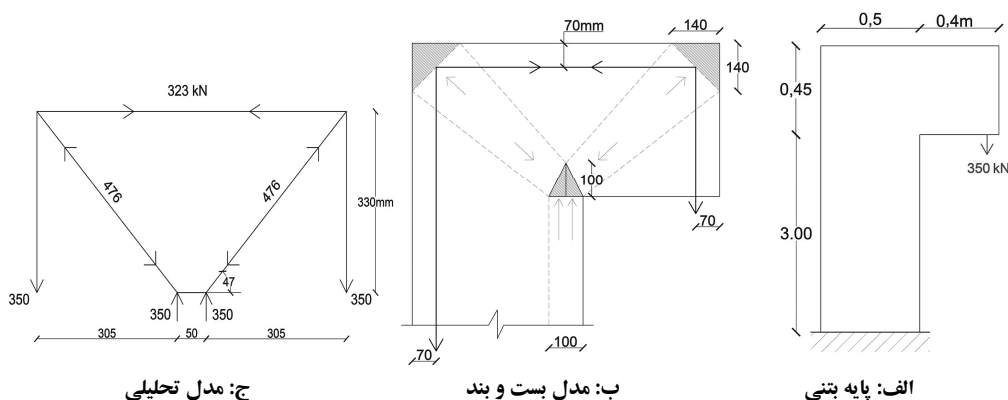
شکل ۷- مهار اختلاف نیروهای کششی در دو سمت میلگرد خم شده در امتداد خم.

۳. مثال‌های طراحی

در این بخش برای دو حالت متداول خم ۹۰ درجه و خم ۱۸۰ درجه، مثال نمونه حل شده است.

مثال ۱:

برای طراحی آرماتور بخش فوقانی یک پایه نگهدارنده بتنی (شکل ۸-الف) از روش بست و بند استفاده شده است. ضخامت پایه ۳۵۰ میلی‌متر است و بار ضریب‌دار ۳۵۰ کیلو نیوتن را مطابق شکل تحمل می کند. ضخامت پوشش روی میلگردها ۵۰ میلی‌متر و رده بتن مصرفی C35 و رده فولاد مصرفی S400 در نظر گرفته شده است. مدل بست و بند پیشنهادی با نمایش اعضا و نواحی گرهی و ابعاد در شکل ۸-ب و تحلیل مدل خرابایی در شکل ۸-ج نشان داده شده است (با توجه به ضخامت پوشش ۵۰ میلی‌متر و خاموت با قطر تقریبی ۱۰ میلی‌متر و آرماتور طولی با قطر ۲۰ میلی‌متر، فاصله مرکز میلگردهای کششی تا وجه بتن برابر ۷۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است).



شکل ۸- تحلیل پایه نگهدارنده بتنی با مدل بست و بند

نواحی گرهی و بست‌ها از نظر مقاومت فشاری بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ها [۱-۳] بررسی و کنترل شده‌اند که برای اختصار از توضیح آن صرف‌نظر شده است. بر اساس مدل تحلیلی مقاومت بند کششی وارده به گره A نباید از 350kN کمتر باشد. لذا با در نظر گرفتن ضریب کاهش مقاومت ۰/۷۵ برای طراحی با مدل بست و بند آرماتورهای کششی اصلی بصورت زیر تعیین شدند.

$$A_s \geq \frac{350000/0.75}{400} = 1167mm^2 \rightarrow 4\phi 20 \quad (4)$$

با توجه به ضخامت ۳۵۰ میلی‌متری پایه بتنی این آرماتورها به فواصل مساوی ۷۰ میلی‌متر از یکدیگر قرار می‌گیرند. برای مهار این آرماتورهای کششی در گره A با توجه به شکل ۳ طول مهاری موجود با در نظر گرفتن ۵۰ میلی‌متر پوشش به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$l_{anc} = 140 + 70 \cot 43 - 50 = 165mm \quad (5)$$

طول مهاری موجود از طول مهاری لازم میلگرد ۲۰ منتهی به قلاب که بر اساس روابط آیین‌نامه ۴۸۵ میلی‌متر بدست می‌آید بسیار کمتر است و جوابگو نخواهد بود. برای رفع این مشکل و همچنین صرفه جویی در مصرف آرماتور استفاده از گره خم میلگرد ۹۰ درجه در گره A راه‌حل مناسبی به نظر می‌رسد. با همین استدلال گره B هم بصورت مشابه طراحی می‌شود. برای استفاده از گره خم میلگرد لازم است حداقل شعاع داخلی خم رعایت گردد. بر این اساس شعاع داخلی خم از رابطه ۱ و بر اساس آیین‌نامه انجمن بتن آمریکا [۱] بصورت زیر بدست می‌آید.

$$r_b \geq \frac{2 \times 1256 \times 400}{350 \times 35} = 82mm \quad (6)$$

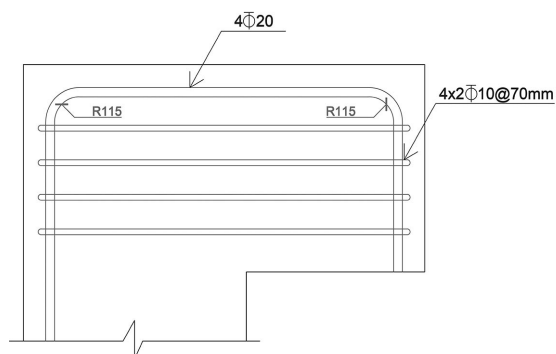
از آنجا که در آیین‌نامه‌های بتنی ایران [۲ و ۳] در مواردی که انتهای عضو فشاری متصل به گره توسط آرماتور مهار شده باشد، ضخامت کمتری برای عضو فشاری و گره در نظر گرفته می‌شود (از ضخامت پوشش بتنی در دو طرف صرف‌نظر می‌شود)، حداقل شعاع خم بزرگتری بدست می‌آید.

$$r_b \geq \frac{2 \times 1256 \times 400}{250 \times 35} = 115mm \quad (7)$$

در هر صورت هر دو این مقادیر براحتی قابل تأمین است، لذا مقدار بزرگتر یعنی ۱۱۵ میلی‌متر برای شعاع خم انتخاب می‌شود. ضمناً با توجه به اختلاف نیروهای کششی در محل خم لازم است طول ناحیه خم برای تأمین مهار اختلاف این دو نیرو کفایت داشته باشد. با توجه به خم ۹۰ درجه رابطه ۳ را می‌توان بدین منظور بکار برد. طول مهاری مستقیم، l_d بر اساس روابط مشابه در آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا ۹۰۴ میلی‌متر بدست می‌آید. ضمناً l_{cb} با توجه به توضیحات شکل ۷ و شعاع خم تا مرکز میلگرد، که ۱۲۵ میلی‌متر است، برابر ۱۹۶ میلی‌متر بدست می‌آید.

$$196 > 904 \times (1 - \tan 43) = 61mm \quad ok \quad (8)$$

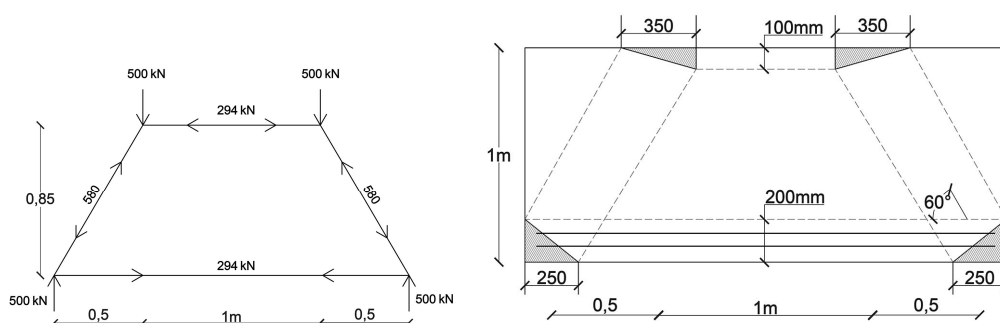
در نهایت طرح آرماتور قسمت بالای پایه با اضافه نمودن خاموت لازم به منظور کنترل ترک خوردگی بست‌های فشاری داخلی به صورت شکل ۹ بدست می‌آید. بقیه ارتفاع پایه مطابق ضوابط اعضای تحت فشار و خمش طراحی و آرماتورگذاری می‌شود.



شکل ۹- آرماتورگذاری قسمت فوقانی پایه

مثال ۲:

یک تیر عمیق بتنی به ضخامت ۳۵۰ میلیمتر که مطابق شکل ۱۰ روی لبه دو دیوار بتنی به ضخامت ۲۵۰ میلیمتر قرار گرفته و بارهای ۵۰۰ کیلو نیوتونی دو ستون بتنی به ابعاد ۳۵۰ در ۳۵۰ میلیمتر را تحمل می‌کند با روش بست و بند طراحی شده است (شکل ۱۰). بتن از رده C35 و آرماتورها از رده S400 هستند و ضخامت پوشش ۵۰ میلیمتر است.



ب: مدل تحلیلی

الف: مدل بست و بند

شکل ۱۰- مدل بست و بند تیر عمیق مثال ۲

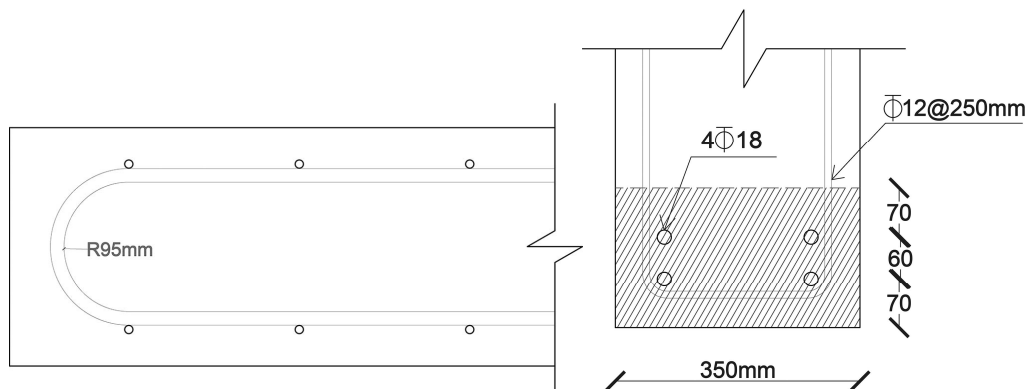
به علت کم بودن عرض تکیه گاه‌ها، طول موجود برای مهار آرماتورهای تحتانی تیر جهت مهار آرماتورها کفایت نمی‌کند و به همین جهت تصمیم گرفته شده است که آرماتورها با خم ۱۸۰ درجه و با استفاده از ضوابط گره خم میلگرد مهار گردند. بر اساس مدل تحلیلی مقدار آرماتور تحتانی مورد نیاز بصورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$A_s = \frac{294000}{400} \times 0.75 = 980 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{Ø}18 \quad (9)$$

این آرماتورها در دو ردیف و به فاصله مرکز تا مرکز ۶۰ میلیمتر روی هم قرار گرفته‌اند. با فرض پوشش ۵۰ میلیمتر و خاموت نمره ۱۰ فاصله مرکز اولین ردیف آرماتورها تا سطح بتن حدود ۷۰ میلیمتر خواهد بود و لذا عرض موثر عضو کششی، W_t ، معادل ۲۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است (۷۰ + ۶۰ = ۲۰۰). بر این اساس حداقل شعاع داخلی خم بصورت زیر بدست می‌آید.

$$r_b \geq \frac{1.5 \times 1018 \times 400}{200 \times 35} = 87 \text{ mm} \quad (10)$$

پلان و مقطع قرارگیری این آرماتورها در وجه پایین تیر در شکل ۱۱ نشان داده شده است. برای آرماتورهای کنترل ترک هم از خاموتهای نمره ۱۲ به فواصل ۲۵۰ میلیمتر استفاده شده است. بر اساس پلان آرماتورگذاری، شعاع داخلی خم ۹۵ میلیمتر رعایت شده است که از مقدار مورد نیاز بیشتر است و لذا مهار آرماتورهای کششی تحتانی قابل قبول است.



الف: مقطع
ب: پلان
شکل ۱۱- مقطع و پلان آرماتورگذاری در بخش تحتانی تیر عمیق

۴. نتیجه گیری

در این مقاله ضوابط گره خم میلگرد که نحوه جدیدی از مهار میلگردهای کششی در طراحی به روش بست و بند است با حل دو مثال نمونه تشریح گردید. در مواردی که به دلیل محدودیت ابعاد در نواحی گره‌ای امکان مهار میلگردهای کششی با روش معمول قلاب انتهایی نباشد، استفاده از گره خم میلگرد می‌تواند راهگشا باشد. البته در برخی موارد ممکن است شعاع داخلی خم لازم برای میلگردها قابل تامین نباشد که در این موارد از مهار مکانیکی یا اصلاح هندسه سازه استفاده می‌شود.

۵. مراجع

1. ACI 318m-99, (2019), "Building Code Requirements for Structural Concrete," American Concrete Institute, USA.
۲. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۹)، "طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه"، ویرایش پنجم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ایران.
۳. آیین نامه بتن ایران، (۱۴۰۰)، "جلد اول: تحلیل و طراحی"، تجدید نظر دوم، سازمان برنامه و بودجه، ایران.



هشتمین کنفرانس ملی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان
آبان ۱۴۰۰



روش ها و کاربرد معماری خاک مدرن در ساخت بناها

مریم بهرامی^۱، امیرحسین صادق پور^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی معماری، دانشکده معماری و هنر، دانشگاه کاشان

۲- استاد یار گروه فناوری معماری، دانشکده معماری و هنر، دانشگاه کاشان

Maryam.bahrami4247@yahoo.com

خلاصه

به علت فراوانی مصالح خاکی در اغلب مناطق، ساخت بناهای خاکی سابقه دیرینه ای دارد و با پیشرفت های ایجاد شده، همچنان روش های جدید معماری خاک در حال توسعه و گسترش است. در این مقاله ضمن معرفی و بررسی سابقه معماری خاک، انواع روش های معماری خاک در گذشته و معماری خاک مدرن برای ساخت بناها از جمله کیسه های خاکی، بلوک های ساخته شده با خاک، پاشیدن خاک، خاک کوبیده شده و ... معرفی شده و مصادیق سازه های خاکی ساخته شده با این روش ها معرفی و تحلیل شده است.

کلمات کلیدی: معماری خاک، خاک کوبیده، کیسه های خاکی، بلوک های خاکی

۱. مقدمه

سابقه استفاده از خشت در ایران که نخست به گونه گلوله گلی بدون قالب بوده است به ۹۳۰۰ سال پیش در گنج دره کرمانشاه و شش تا هفت هزار سال پیش در سیلک کاشان می رسد. به دلیل سهولت و کاربرد خشت در بیشتر مناطق ایران شاهد وجود ساختمانهای خشتی هستیم [۱]. به جرأت می توان گفت معماری خاک ایران چند قرن از معماری مشابه در دیگر خطه های جهان پیشروتر است. اولین دلیل آن است که این معماری بر پایه هماهنگی با محیط زیست است. شصت و پنج هزار روستا و شهرهای کوچک و بزرگ ایران که اغلب فقط با خاک و یا مخلوطی از خاک با دیگر مصالح بنا شده اند گویای نمودی ژرف از یکتایی ارکان خاک، آب، باد و آتش هستند. فناوری های طاق و گنبد و ایوان که بدون استفاده از چوب و بیش از یک و نیم میلیون واحد آن در ایران بنا شده است. پس از تحولات، معماری صاحب سبکها و روشهای ساخت خاص خود شد. در طی قرون و در اقلیمهای مختلف توانسته جایگزین خشت خام شود [۲]. دلیل اصلی به کار بردن خاک به عنوان یک مصالح ساختمانی را می توان شاخص پایداری، دسترسی آسان، هزینه اجرای کم، بهره وری در استفاده از منابع و ذخایر محدود، جلوگیری از آلودگی محیط، کاهش ضایعات و کاربرد منابع محلی دانست. خاک میتواند نقش بسزایی جهت کاهش آلودگی محیط زیست ناشی از ساخت و ساز و کاهش تشعشعات گازی خانه های سبز داشته باشد [۳].

در این تحقیق ضمن معرفی معماری خاک، روش های سنتی استفاده از خاک در معماری به صورت اجمالی بررسی شده است. سپس روش های کاربرد خاک در ساخت بناهای جدید معرفی و الگوهای مورد استفاده در معماری خاک مدرن مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است.

۲. روش‌های سنتی معماری خاک

۲-۱- خاک به عنوان پوشش (پوشانه‌های خاکی)

استفاده از خاک برای پوشش سقف در نقاط مختلف جهان سابقه‌ای تاریخی دارد، این کار به دلیل بار حرارتی زیاد خاک، موجب تنظیم هوای داخل می‌شود معمولاً به خاکی که برای پوشش سقف مورد استفاده قرار می‌گیرد علف یا کاه اضافه می‌کنند تا علاوه بر این که چسبندگی خاک افزایش یابد، ظرفیت گرمایی خاک نیز افزایش یابد و دمای داخل یکنواخت‌تر باشد. نفوذ آب از طریق سقف که موجب مشکلاتی در فضاهای داخلی می‌گردد استفاده از کاشی‌های سقفی کاهگلی باید از نوارهای جویبی یا رشته‌های فلزی در سقف استفاده کرد که برای قرار دادن آن‌ها در فواصل معین، هر کاشی می‌تواند با قرار گرفتن بر روی آن‌ها به صورت مستقیم یا غیر مستقیم، نگه داشته شود.

در کشورهای شمال اروپا همچنین در هیمالیا، برای جلوگیری از نفوذ آب از درختان توس استفاده می‌کنند، پوستی که از کنده شدن درختان به دست می‌آید بسیار نازک است و به صورت چند لایه برای ضد آب کردن استفاده می‌شود [۴].

۲-۲- خاک کوبیده شده سنتی

این روش نسبتاً مشابه روش‌های استفاده از خشت خام و چینه می‌باشد که در آن خاک از ذرات بسیار ریز ماسه و رس تشکیل شده است تفاوت این روش با روش‌های دیگر در این است که در آن مصالح با فشار یا به وسیله‌ی ضربات متوالی به شکل صفحات عمودی صاف در آورده می‌شوند خاک به طور کامل با آب مخلوط می‌شود تا ترکیب مرطوب همگنی تولید گردد این خاک مرطوب به صورت لایه‌های نازک ریخته شده و پس از آن کوبیده می‌شود تا چگالی آن افزایش یابد افزایش چگالی سبب افزایش قدرت فشاری و مقاومت در برابر نفوذ آب می‌گردد کوبیدن خاک به روش سنتی با دست انجام می‌گردد [۵].

سنت جهانی ساختمان سازی با خاک کوبیده شده نشان می‌دهد که با استفاده از این روش می‌توان ساختمان‌هایی حتی چند طبقه نیز طراحی کرد که بسیار با شکوه بوده و قدمت زیادی دارند گنجینه با شکوهی از چنین ساختمان‌هایی را می‌توان در کشورهای فرانسه، اسپانیا، مراکش، چین و سرتاسر محدوده‌ی هیمالیا مشاهده نمود شمار و تنوع ساختمان سازی با این روش بسیار فراتر از حد تصور است [۶].

۲-۳- خاک توده شده، چینه

در ساخت چینه از شن، رس و کاه استفاده می‌شود گنبد‌های با خیز زیاد به طرز هوشمندانه‌ای با استفاده از این ترکیب و لایه‌ای متشکل از توده خاک ساخته می‌شوند؛ همچنین از ترکیب این مواد که به شکل چند لایه در آمده به عنوان فونداسیون و پی استفاده می‌گردد هر لایه باید خشک باشد تا لایه بعدی را محافظت نماید، همچنین در این روش، دیوار هر چه به سمت بالا حرکت می‌کند باریک‌تر می‌شود. زمانی که سازه خشک گردد دیوارهایی مستحکم و باربر دارد سقف به طور مستقیم بر روی دیوارها اجرا می‌گردد و دیوارها به طور مستقیم بارهای ساختمان را انتقال می‌دهند [۷]. این روش ساختمان سازی در ایران از قدمتی بسیار طولانی برخوردار است و در کشورهای اروپایی نظیر انگلستان و فرانسه نیز از این روش از زمان‌های بسیار قدیم استفاده می‌شود یکی از نمونه‌های جالب توجه استفاده از این روش را می‌توان در شیبیم یمن مشاهده نمود. این پایتخت باستانی یمن در جنوب کشور واقع است و از آن با نام منهن صحرای یاد می‌شود [۸].

۲-۴- خشت خام

خشت خام در واقع آجرهای گلی هستند که در برابر نور خورشید خشک شده اند بدون شک این روش یکی از قدیمی‌ترین روش‌هایی است که بشر برای ساختمان سازی از آن بهره برده است. قدیمی‌ترین ساختمان‌های شناخته شده که با این روش ساخته شده اند در الموغارا در سوریه واقع شده اند که در حدود ۹۰۰۰ سال پیش از میلاد ساخته شده اند خشت‌ها از گل‌های ضخیم که قابلیت شکل پذیری دارند ساخته می‌شوند و غالباً به آن‌ها کاه اضافه می‌شود پس از آن که بریده شدند در مقابل آفتاب پهن می‌شوند تا خشک گردند. به صورت سنتی برای شکل دهی به آن‌ها از قالب‌های جویبی استفاده می‌شود [۹]. معایب این روش ترک برداشتن، پوسته پوسته شدن، آبله زدن، پوست انداختن، از دست دادن خاصیت چسبندگی، خشک شدن و راه حل آن استفاده از اعضا مورب برای مهاربندی، استفاده از مفصل‌ها در گوشه‌ها، اتصالات و جزئیات برای پرهیز از نفوذ آب و حشرات (آب، عاملی اساسی در

تخریب دیوارهای خاکی است از این رو، در استانداردها و سایر منابع اکیداً توصیه می‌شود که لوله کشتی‌ها از داخل دیوار عبور داده نشوند [۵].

۲-۵- ترکیب چوب و گل (توفال)

روش استفاده از ترکیب چوب و گل روشی بسیار قدیمی و عمومی در ساختمان سازی می‌باشد. روش سنتی استفاده از توفال، سخت کننده‌هایی در جهت عمودی برای پایداری سازه و استحکام بخشی به دیوار ندارد، این امر یک ضعف سازه‌ای محسوب می‌گردد، علی‌الخصوص زمانی که ساختمان‌های با ابعاد بزرگ مد نظر باشند. ساختاری شبکه‌ای از چوب ایجاد می‌شود و سپس گل بین این ساختار را می‌پوشاند؛ در اثر بارش زیاد باران سازه‌هایی که به این طریق ساخته می‌شوند شسته می‌شود چون شبکه چوبی در اثر بارش باران صدمه‌ای نمی‌بیند، معمولاً در این روش گل را در فواصل زمانی معین دوباره اندود می‌کنند [۵].

۲-۶- کاهگل

خاک بسیار ریز دانه در شرایطی که در آب خیس‌انده شده و حاوی آب زیادی است، در توده کاه ریخته می‌شود که در طول‌های مختلفی بریده شده است. معمولاً این مخلوط حال شده به راحتی فرم می‌گیرد دیوارهایی که به این روش ساخته می‌شوند نمی‌توانند برابر باشند این دیوارها بسیار سبک بوده و شاخص عایق بندی حرارتی بالایی دارند و باید با سازه چوبی تقویت شوند. از این روش در آلمان به صورت سنتی استفاده می‌شده است و پس از جنگ جهانی دوم نیز برای بازسازی‌ها از آن استفاده شد از کاهگل می‌توان به عنوان دیوار پرکننده استفاده کرد که در بین سازه چوبی یا بلوک‌های پیش ساخته قرار می‌گیرد [۵].

۲-۷- خاک بریده شده

در مناطقی که خاک آن چسبندگی زیادی دارد و حاوی ترکیبات کربنات می‌باشد (کربنات باعث چسبندگی خاک می‌شود) خاک را می‌توان به شکل بلوک‌هایی بریده و مشابه آجر و سنگ مورد استفاده قرار داد؛ نمونه‌های استفاده از خاک به این طریق را می‌توان در مناطق ساحلی که خاک آن بسیار چسبنده است، مشاهده نمود. در مناطقی که خاک چسبندگی کافی ندارد، از ترکیب خاک رویی و گیاهان برای ساخت بلوک‌ها استفاده می‌کردند از این روش در انگلستان بسیار استفاده شده است و با نام sod به معنی پوشش گیاهی، شناخته می‌شود [۱۰].

۳. معماری خاک مدرن

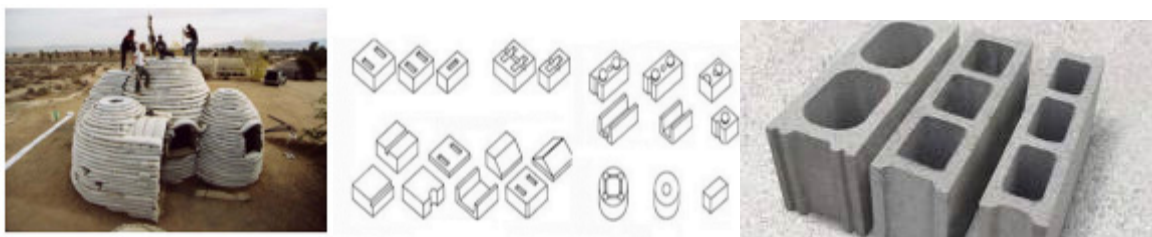
روش‌های معرفی شده در بخش‌های قبل، روش‌های سنتی استفاده از خاک در ساختمانی بوده است. امروزه از میان تکنیک‌های ذکر شده تنها تعداد کمی از آن‌ها با روش‌های ساخت و کاربرد‌های خلاقانه مورد استفاده قرار می‌گیرند و تکنیک‌های معماری خاک مدرن روشی معاصر برای استفاده از خاک در معماری امروزی می‌باشد و سازگار با اقلیم و جغرافیایی متفاوت است. گسترش و ابداع ساختمان‌های خاکی نشان می‌دهد که هنوز یک پیشرفت اقتصادی ماندنی و تکنیک بومی هوشیار است. در ادامه به شناخت و توصیف روش‌های معماری خاک مدرن می‌پردازیم.

۳-۱- کیسه‌های پر شده از خاک

ایده‌ی این روش از مخازن مهماتی که توسط نیروهای نظامی مورد استفاده قرار می‌گیرد گرفته شده است. ابتدایی‌ترین روش ساخت آن با کندن یک گودال شروع می‌شود ردیف‌هایی از کیسه‌های بافته شده با استفاده از مواد غیر معدنی پر می‌شود پس از آن که فونداسیون کار برپا شد، هر لایه متوالی با سیم‌های خاردار که بر روی خود دارد، بر روی لایه قبلی چیده می‌شود. وزن این کیسه‌های پر شده از خاک، لایه‌های سیم‌های خاردار کیسه‌های قبل از خود را به کیسه‌های پایینی فشار می‌دهد و به این ترتیب لایه‌های رویی به لایه‌های پایینی خود قفل می‌شوند متداول‌ترین نوع این کیسه‌ها، کیسه‌هایی هستند که از پلی‌پروپیلن بافته شده ساخته می‌شوند. همچنین می‌توان از مصالح طبیعی ارگانیک مانند کف و سایر کیسه‌های با فیبر طبیعی نیز استفاده کرد. معمولاً در داخل توری‌های چوبی، خاک مرطوب ریخته می‌شود تا به این ترتیب مقداری بار حرارتی به سازه‌ی سبک داده شود، همچنین این کار عایق بندی آکوستیکی را نیز تقویت می‌کند [۱۱]. شکل شماره ۲ نمونه‌ای از کیسه‌های پر شده از خاک می‌باشد.

۳-۲- بلوک‌های ساخته شده با خاک

تکنیک بلوک سازی با خاک از زمان های بسیار دور در صنعت آجرپزی مورد استفاده قرار می گیرد. خاک پس از آن که تثبیت شد، در شرایطی که خاصیت پلاستیک دارد با استفاده از دستگاه، در شکل های دلخواه به شکل بلوک هایی آماده می گردد. این بلوک ها عموماً به نام بلوک های CEB^۱ شناخته می شوند و دیوارهای پیش ساخته با این بلوک ها با نام CSEB شهرت دارند [۸]. بلوک ها معمولاً ضخامت کمی دارند و در شکل های دلخواه می توان آن ها را ایجاد کرد. معمولاً این بلوک ها در طول بریده می شوند. تکنیک بلوک سازی با خاک تثبیت شده در قرن ۲۰ ابداع شد [۱۲]. در شکل ۱ می توان نمونه این بلوک های ساخته شده با خاک را مشاهده کرد.



شکل ۱- بلوکهای ساخته شده با خاک [۱۳، ۱۴]

شکل ۲- کیسه های پر شده از خاک [۱۵]

۳-۳- پاشیدن خاک

خاک در حالی مایع، همانند بتن در داخل شبکه بندی مورد نظر ریخته می شود. خاک باید دارای دانه بندی درشت بوده و تثبیت شده باشد این تکنیک جدیداً ابداع شده و به ندرت مورد استفاده قرار می گیرد دلیل این امر ترک برداشتن سازه پس از خشک شدن آن به دلیل مقدار زیاد آبی است که مورد استفاده قرار می گیرد. همچنین در این روش پس از قرار دادن تکیه گاه های عمودی قالب های چوبی، مایع داخل شبکه ریخته می شود [۵]. در شکل شماره ۳ می توان روش پاشیدن خاک در معماری را مشاهده کرد.

۳-۴- خاک کوبیده شده به روش جدید

تقریباً در تمامی روش های سنتی خاک کوبیده، قاب بندی برداشته می شود و دوباره به صورت افقی مرحله به مرحله نصب می گردد، این بدین معناست که خاک به صورت لایه هایی با ارتفاع ۵۰ تا ۸۰ سانتی متر کوبیده می شود رگه ها در این ارتفاع پیش از جابجایی قالب بندی شکل می گیرد چین خوردگی های افقی باعث ترک در اتصالات می شوند زمانی که آب می تواند در این ترک ها نفوذ کند و باقی بماند، باعث باد کردن و خرد شدن می شود ترک های عمودی نیز می تواند در همچنین دیوارهایی ایجاد شود. زمانی که یک لایه کامل شد، لایه بعدی که کوبیده می شود مرطوب تر از لایه قبلی است که اندکی خشک تر است [۱۲]. خاک کوبیده از آن جهت که با مواد صنعتی شیمیایی ترکیب نشده و با سوخت های فسیلی فرآوری نمی شود، پاک است و همسو با سلامت انسان و محیط پیرامون انسان. یعنی نه تنها به حال و تاثیر در لحظه اش به انسان به عنوان کاربر بلکه به حال و تاثیرش بر محیط زیست متمرکز است. خاک کوبیده پس از تخریب، عیناً به محیط باز می گردد و تاثیرات جانبی مخرب بر زیست بوم نخواهد داشت. علاوه بر این از آنجا که در عموم اقلیم ها خاک در شکل ساده ی خود موجود است و با آب و هواهای گوناگون سازگار می باشد، خاک کوبیده نیز در اکثر اقلیم ها قابل اجرا و بهره برداری است [۱۴]. روش خاک کوبیده معایب و محاسن خاص خود را دارد از جمله معایب خاک کوبیده برای ساخت و تولید به قالب های چوبی و محکم نیاز دارد که این ویژگی آن را نیازمند به نیرو ماهر و متخصص و هزینه بیشتر می کند، بدست آوردن ترکیب و مخلوط مناسب آسان نیست، در صورت عدم ترکیب مناسب پس از خشک شدن منقبض و ترک می خورد، میزان آب مصرفی باید به دقت مورد کنترل واقع شود، در صورت عدم دانه بندی مناسب در خاک دیوار باید روی دیوار اندود و رنگ آمیزی شود؛ و از جمله محاسن این روش خاک کوبیده بهتر از هر ماده ساختمانی دیگر پاسخگوی سخت ترین فرم های زیست محیطی مسکونی است، فرآیند خاک کوبیده با اجرای هرگونه نازک کاری بر روی آن سازگار است، مزیت های یک سازه همگن را داراست، خاک عایق صوتی خویست و در نهایت خاک ماده ای بی ادعا و بی تکبر است [۱۵].

¹ Compression Block Block

با توجه به اینکه در سالیان اخیر روش خاک کوبیده شده در بناهای خاکی جدید کاربرد و توسعه قابل توجهی پیدا کرده است، جزئیات این روش در ادامه مورد ارزیابی قرار گرفته است.



شکل ۴- خاک کوبیده به روش جدید [۱۶]



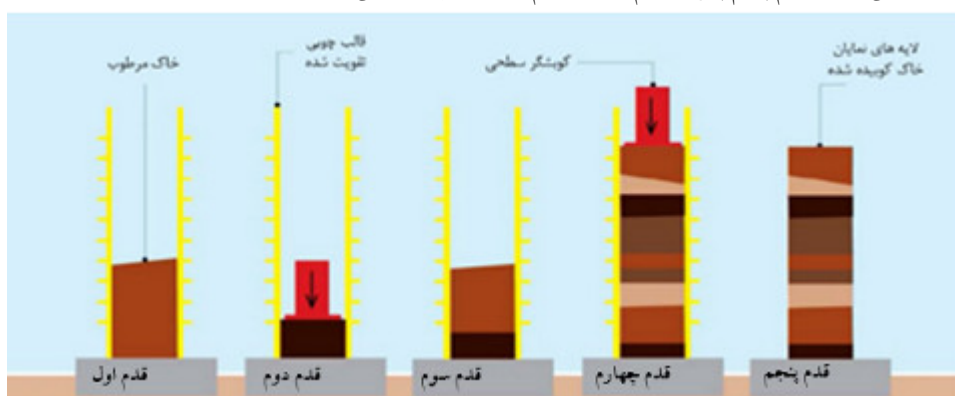
شکل ۳- پاشیدن خاک [۸]

۴. اجرا خاک کوبیده

تکنیک خاک کوبیده و اجرای آن بسیار ساده است. شاید نزدیکترین مثال مشهود، شیوه ی اجرای بتن باشد. در اجرای بتن ابتدا زیر سازی مناسب فراهم می شود، استراکچر بر پا، قالب ها طبق فرم و اندازه ی مورد نیاز نصب و نهایتا با ملات مناسب پر می شوند و تا گیرایی مناسب بتن قالب ها باز نمی گردند. تکنیک اجرای خاک کوبیده نزدیک به همین شیوه است. به این ترتیب که بستر مناسب برای اجرای دیواره هموار می شود، قالب ها بسته به نوع و کاربری و نیاز دیواره برپا می شوند و ملات مناسب با رطوبت لازم لایه لایه به ضخامت حدودی یک تا سه سانتی متر ریخته و به حد نیاز کوبیده می شود. این کار مادامی که دیواره به ارتفاع مورد نظر برسد ادامه می یابد. به محض پایان کوبیدن آخرین لایه از دیوار قالب ها می توانند باز شوند و دیواره قابل استفاده است اما بهتر است تا برچیده شدن رطوبت اندک دیوار، در بهره برداری از آن مدارا شود [۱۴].

اساس این تکنیک بر این استوار است که خاک را بر روی شالوده ای مستحکم در درون قالب ریخته و با کوبه هایی می کوبند. دیوار به دست آمده از استحکام، قوام و دوام بالایی برخوردار می باشد. با این روش می توان کف، دیوار و حتی سقف های گنبدی را ساخت. لازم به ذکر است افزایش وجود دانه درشت ها در خاک مخلوط، فضاهای خالی زیادی در خاک ایجاد کرده و از استحکام دیوار می کاهد، در مقابل افزایش میزان رس در مخلوط فوق الذکر (به عنوان ریزدانه ترین جزء این مخلوط) باعث ایجاد مشکلاتی در کار خواهد شد که مهم ترین آن چسبیدن دانه های رس به کوبه و ایجاد اختلال در روند کوبش می باشد [۱۷].

در شکل ۵ روش اجرا خاک کوبیده دیده می شود، قدم اول قالب ها نصب و اولین مرحله خاک مرطوب اضافه می شود؛ قدم دوم خاک مرطوب کوبیده می شود؛ قدم سوم بعد از کوبیدن لایه بعدی اضافه می شود؛ قدم چهارم لایه های دیگر خاک اضافه و کوبیده می شوند و قدم پنجم پس از اتمام کوبیدن تمام لایه ها قالب ها باز می شود.



شکل ۵- مراحل اجرای خاک کوبیده [۱۴]

تهیه و اجرای یک مصالح، نخستین برخورد ما با امر ساخت، پس از طراحی می باشد و از اهمیت زیادی برخوردار است. مصالح می بایست در دسترس باشد. خاک کوبیده از این حیث پذیرفتنی ست چرا که ماده ی اصلی آن، خاک در فرم ساده ی خود است. کشور ما نیز به طور تقریبی در هر منطقه به انواع خوب خاک دسترس دارد. حتی از خاک حاصل از گود برداری زمین یک

ساختمان، می‌توان برای برپایی بنای ساختمان با تکنیک خاک کوبیده استفاده کرد. بنابراین این مصالح بوم‌آورد است و از منابع نزدیک به محل احداث ساختمان تأمین می‌شود. دانش فنی اجرای یک مصالح اهمیت فراوان دارد. این دانش فنی باید مدون، قابل تشریح و انتقال و البته منعطف باشد. تکنیک خاک کوبیده ریشه‌های تاریخی فراوان دارد و اصول اجرای آن طی ادوار طولانی شکل گرفته و در حال حاضر می‌توان با در آمیختن دانش پیشین و امکانات فعلی فن اجرای خاک کوبیده را ترفیع داد. سرعت اجرا نیز از شاخص‌های مهم برای انتخاب یک مصالح است. به طور معمول ۵ کارگر، روزانه امکان اجرای در حدود ۳ متر مربع از دیواره ی خاک کوبیده را خواهند داشت و در صورت استفاده از خاک محل و همچنین وجود ابزار کارآمد با توجه به حداقل مصرف آب، هزینه‌های ساخت با این روش قادر به رقابت با روشهای رایج است، ضمن آن که این روش به علت استفاده نکردن از سوخته‌های فسیلی از نظر زیست محیطی روشی کاملاً پاک و بدون آلاینش محسوب میشود. از سایر ویژگی‌های مثبت و البته الزامی یک مصالح کاربردی می‌توان به هزینه‌های پایین‌تأمین و اجرا، سهولت اجرا، فراهم بودن امکانات اجرا، فرم‌پذیری و تنوع در تخصیص کاربری (به عنوان سازه یا پوسته یا ...) اشاره نمود که خاک کوبیده با توجه به ماهیت ساده اما غنی از قابلیت‌های بالقوه‌ی خود، در هر مورد قابل قبول خواهد بود. خاک کوبیده بر اساس مستندات آزمایشگاهی وابسته به ترکیبات به کار بسته شده دارای مقاومت فشاری قابل قبول است به حدی که امکان ساخت ساختمان‌های چند طبقه با این مصالح ممکن است. این مصالح وابسته به میزان کوبیده شدن و پرداخت‌های نهایی در مقابل ضربه و فرسایش سطحی به حد قابل قبول و برای کاربری‌های روزانه قابل قبول است. میزان فرسایش بر اثر سایش اجسام و بارش باران و ... از جمله فاکتورهایست که بسته به محیط اجرای دیواره به راحتی و به واسطه‌ی پرداخت‌های سطحی و افزودن مواد طبیعی برای چسبندگی بیشتر یا مقاومت در برابر آب قابل کنترل است. خاک کوبیده در کنار مصالحی همچون کاشی، سنگ و شیشه قرار گرفته و باعث ارتقاء کیفیت فضا می‌شود. همچنین به علت بافت‌های متنوع و امکان ساخت با ترکیبات مختلف با هر دکوراسیون داخلی دیگر همسو می‌شود. نمونه‌ای از کاربرد معماری خاک در احداث دیواره‌های بنا و دکوراسیون داخلی در شکل ۶ نشان داده شده است [۱۴].



شکل ۶- کاربرد و استفاده خاک کوبیده در معماری داخلی [۱۴]

۵. بررسی مصادیق اجرایی خاک کوبیده

۵-۱- اقامتگاه مسکونی Quartz Mountain Residence

در سال ۲۰۰۵ اقامتگاه مسکونی Quartz Mountain در آیزونا با تکنیک خاک کوبیده شده بنا شد. دیوارهای خاکی این خانه در واقع امتداد چشم انداز بیابان است. احساس این خانه تداعی گر خانه‌های مدرن اواسط قرن است. مصالحی طبیعی مانند دیوارهای خاکی، کف آهک و سقف‌های چوبی استفاده که باعث پیوستگی فضای داخل و خارج شده است [۱۸]. اقامتگاه پیچیده کوه کوارتز یک خانه خانوادگی ۴۷۰۰ فوت مربعی است که تقریباً به عنوان مجسمه‌ای در چشم انداز بیابانی قرار دارد. دیوارهای کوبیده به کنترل دمای خانه کمک می‌کند-در طول روز خنک به نظر می‌رسد در حالی که گرمای غیرفعال را در طول شب از طریق نور خورشید در طول روز ساطع می‌کند [۱۹].



شکل ۷- فضای داخل و بیرون اقامتگاه Quartz Mountain [۱۹]

۵-۲- خانه دوست

در سال ۲۰۱۲ خانه دوست House Friend توسط شرکت معماری اکراینی در منطقه جنگلی نزدیک رودخانه بنا شد. مصالح استفاده شده در این هتل اکولوژیک خاک رس، شاخه های نی و چوب است و تا آخرین جزئیات معماری، توسط شرکت با استفاده از مواد طبیعی، اشکال هماهنگ و مبلمان سفارشی طراحی شده است [۱۸].



شکل ۸- فضای داخل و بیرون خانه دوست [۱۸]

۶. نتیجه گیری

به دلیل ویژگی ها و خصوصیات خاص خاک از جمله ظرفیت حرارتی مناسب، در دسترس و ارزان بودن آن و قابلیت تجدید پذیری، استفاده از خاک برای هزاران سال متوالی توسط بشر برای ساخت و ساز مورد استفاده قرار گرفته است. در معماری خاک سنتی با استفاده از روشهای متعدد همچون ساخت خشت، چینه، پوشانه های خاکی و توفال از خاک به عنوان مصالح اصلی ساختمانی استفاده شده است. در دوران معاصر علاوه بر این روشهای سنتی، استفاده از خاک در معماری با دو روش متداول کیسه های خاکی (ابر خشت) و خاک کوبیده مورد استفاده قرار می گیرد. در این روشها مصالح در دسترس و سنتی خاکی با تکنیک جدیدی به کار می رود که ساخت بناها را می تواند با کیفیت، سرعت و البته مقاومت و استحکام بیشتری انجام دهد. در روش خاک کوبیده که در دهه های اخیر به کار رفته، با استفاده از قالب بندی، خاک مرطوب فشرده و شکل داده شده و می توان پس از باز کردن قالب ها دیواری یکپارچه و با لایه بندی دلخواه ایجاد کرد که از لحاظ بصری دارای جذابیت خاصی است.

مراجع

۱. گلابچی، محمود، (۱۳۹۲)، فن شناسی معماری ایران، انتشارات دانشگاه تهران
۲. پیروی، صادق. رزم خواه، آذین. و طراهزاده، هادی. (۱۳۹۵)، "تحلیل و بررسی تکوین و تحول خاک در سیستم های معماری مدرن و سنتی"، اولین کنفرانس بین المللی معماری هدف، شیراز .
3. little,B. &Morton,t. (2001), Building with Earth in Scotland : Innovative Design and sustainability. Scottish Executive.
4. Easton, David. The Rammed Earth House. Chelsea Green Publishing, 6991.
5. Bourgeois, Jean-Louis and Carol Lee Pelos. Spectacular Vernacular. Aperture Foundation, 6991.
6. Gray, Virginia, Alan Macrae, and Wayne McCall. Mud, Space, and Spirit. Capra Press, 6971.
7. Bee, Becky. The Cob Builder's Handbook. Groundworks, 1000
۸. اختر کاوان، مهدی، الهام محمدعلی رجب، و حامد ره کوی، (۱۳۹۴). تحلیل انواع روش های سنتی و نوین ساخت در معماری خاک. دومین همایش بین المللی و چهارمین همایش ملی معماری، مرمت، شهرسازی و محیط زیست پایدار .
9. Weisenman, Adam; Bryce, Katy. Building with Cob: a step by step guide, green books
10. Ludwig, Art. Create an Oasis with Greywater. Oasis Design, 6997
11. Khalili, Nader. Racing Alone. Harper and Row, 6981.
12. Higa, Teruo, author; Anja Kanal, translator. An Earth Saving Revolution II. Sunmark Publishing, 6998.
13. Wojciechowska, Paulina. Building with Earth. Chelsea Green Publishing, 1116.
۱۴. حدادیان، بیتا، سید سینا پویا، آیدین صادقی، ایمان دهاقیان، (۱۳۹۴)، خاک کوبیده ساختمایه ای مبتنی بر کیمیا زمین، کنفرانس ملی پژوهش های کاربردی در عمران معماری شهرسازی
۱۵. وفامهر، محسن، عباسعلی شاهرودی، محمدرضا صابری، (۱۳۸۵)، رویکردی نوین به روش های بهره گیری از خاک در معماری کویر، همایش علمی منطقه ای معماری کویر دانشگاه آزاد اسلامی واحد اردستان
16. <https://www.sakhtemani.com/%D8%A8%D9%84%D9%88%DA%A9-%D9%87%D8%A7%DB%8C-%D8%A8%D8%AA%D9%86%DB%8C-%D9%88-%D8%A7%D9%86%D9%88%D8%A7%D8%B9-%D8%A2%D9%86/>. Accessed May 10' 2021 .
۱۷. عباسی هرفته، محسن، سمیرا نظری برنجکوب، علی نفیسی مقدم، (۱۳۹۴)، بازشناسی یک روش تاریخی معماری با خاک کوبیده، شیوه ای نوین اما ریشه دار در معماری خاک، دومین کنگره بین المللی سازه، معماری و توسعه شهری
۱۸. صادقیپور، امیرحسین، سیده فائزه شاه مرتضی، (۱۳۹۹)، بررسی روند تکامل معماری خاک از گذشته تا حال، کنفرانس ملی معماری، عمران، شهرسازی و افق های هنر اسلامی در بیانیه گام دوم انقلاب
19. <https://inhabitat.com/rammed-earth-quartz-mountain-residence-captures-beauty-of-arizona-desert/kendle-design-rammed-house-4/> Accessed May 10' 2021
20. <https://memari.online/27149/27149/>. Accessed May 10' 2021
21. <https://khaandaniha.ir/news/> .Accessed September 18'2021
22. <https://fa.wikipedia.org/wiki/>. Accessed May 30'2021
23. <https://omranmodern.com/> .Accessed May 30'2021
24. <https://theconstructor.org/geotechnical/soil-classification/>. Accessed May 30'2021
25. <https://emaratyar.ir/> . Accessed May 30'2021

پیشنهاد راهکارهای کاهش تغییر مکان سازه در زمان در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه

امیر حسین معنوی پور^۱، حامد فخریه^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران- سازه

۲- دکترا عمران- زلزله

Amir.Manavipoor@Yahoo.Com

h.fakhriyeh@semnan.ac.ir

خلاصه

با توجه به تحقیقات انجام گرفته در خصوص تغییر مکان سازه در زمان بروز زلزله با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه در این مقاله قصد آنست تا راهکارهایی پیشنهاد شود تا این تغییر مکان کمتر شود و سازه از حالت ایمنی خارج نشود. این مهم می‌بایست به صورتی انجام شود که علاوه بر عدم افزایش وزن سازه تغییر مکان کاهش یابد. با توجه به نوع فلزی اسکلت می‌توان از سیستم مهاربند ضربدری با سیستم قاب خمشی به همراه میراگرها استفاده شود.

کلمات کلیدی: تغییر مکان - اندرکنش خاک و سازه - مهاربند ضربدری

۱. مقدمه

مخاطرات طبیعی یکی از مهم ترین عوامل انهدامی سکونتگاه های انسانی شناخته شده اند و در میان مخاطرات طبیعی، زلزله مخرب ترین پدیده ی طبیعی می باشد. این پدیده به علت گستردگی قلمرو، کثرت وقوع و همچنین وسعت و شدت خساراتی که وارد می سازد، یکی از شناخته شده ترین بلایای طبیعی جهان می باشد که تا به امروز خسارات مالی و جانی فراوانی را در بخش های مسکون کره ی زمین به خصوص در شهرها به وجود آورده است. زیرا جمعیت پذیری شهرها در سال های پس از انقلاب صنعتی و به ویژه در دهه های اخیر، به تراکم بیش از حد جمعیت در آن ها منجر شده است. امروزه بیش از ۴۵۰ شهر در دنیا با جمعیت بالای یک میلیون نفر وجود دارد که تقریباً 59 درصد از این شهرها در نزدیکی گسل های فعال زلزله یا حوزه آبریز سیلاب ها قرار دارند علی رغم این که امروزه درصد جمعیت شهرنشین کشورهای در حال توسعه بسیار کمتر از کشورهای توسعه یافته می باشد. یکی از پارامترهای مهم در کاهش آسیب پذیری سازه ها اعمال اثر اندرکنش خاک و سازه می باشد ولی افزایش تغییر مکان سازه در زمان در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه خود یکی از معضلات پیش رو در طراحی می باشد. باید راه حلی برای کاهش تغییر مکان سازه در زمان در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه پیشنهاد و عملی شود. در این مقاله راه حلی برای کاهش تغییر مکان سازه با در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه پیشنهاد شده است.

۲. مطالب اصلی

گسترش شهر و شهرنشینی و افزایش تدریجی تعداد شهرهای بزرگ در جهان به خصوص در کشورهای در حال توسعه و از جمله ایران، از یک طرف و رشد شهرها، تمرکز و تجمع جمعیت و افزایش بارگذاری‌های محیطی و اقتصادی بر بستر آنها از طرف دیگر، ضمن توجه بیشتر به شهرها، منجر به پذیرش نقش‌ها و عملکردهای متعدد شده است.

یکی از موضوع‌هایی که بیشتر شهرهای بزرگ جهان با آن دست به گریبان هستند، موضوع حوادث طبیعی است. وقوع زلزله عارضه طبیعی زمین است نه قهر خداوندی و می‌بایست بسترسازی‌های لازم را در فرآیند شهرسازی در کشور براساس اصل فنی و مهندسی رعایت شود. به لرزش‌هایی که بر اثر آزاد شدن انرژی‌های تمرکز یافته در لایه‌های زیرین زمین به وجود می‌آید و ممکن است باعث تغییراتی در سطح زمین و بروز خسارات مالی و جانی شود زمین لرزه اطلاق می‌شود زلزله به عنوان یک پدیده‌ی طبیعی پیوسته به وقوع و غافلگیر کردن ما ادامه خواهد داد و با فاصله گرفتن از رخداد آخرین زلزله به وقوع زلزله‌ای دیگر نزدیک می‌شویم. بر اساس گزارش سازمان ملل، در سال 2003 میلادی، کشور ایران در بین کشورهای جهان رتبه‌ی نخست را در تعداد زلزله‌های با شدت بالای 5/5 ریشتر و یکی از بالاترین رتبه‌ها را در زمینه‌ی آسیب‌پذیری از زلزله و تعداد افراد کشته شده در اثر این سانحه، داشته است. بر اساس همین گزارش، در کشور ایران زلزله وجه غالب را در بین سوانح طبیعی داراست.

در تحلیل و بررسی رفتار لرزه‌ای یک سازه، تحریکی که از جانب زمین به سازه اعمال می‌شود برای حالتی که سازه بر زمین سخت و سنگ بستر متکی باشد همان تحریکی است که قبل از احداث سازه در آن نقطه پی وجود داشته است، اما در صورتی که سازه بر خاک نرم متکی باشد تغییرات مهمی در ورودی لرزه‌ای سازه رخ خواهد داد، از جمله حرکات زمین آزاد (Free Field) با وجود سازه ساخته شده تغییرات نسبتاً قابل توجهی را متحمل می‌شود و نیز سیستم دینامیکی سازه مورد نظر متفاوت از سیستمی با شرایط پی گیردار خواهد بود؛ لذا سازه با خاک پیرامون خود در اندرکنش بوده و تغییراتی را در حرکات پایه ایجاد خواهد نمود. در نتیجه در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه به‌طور دقیق ممکن است باعث افزایش دوره تناوب طبیعی و در نتیجه باعث کاهش ضریب زلزله در طراحی و متعاقباً کاهش هزینه‌ها گردد. اثرات اندرکنش خاک و سازه از انعطاف‌پذیری خاک زیر پی، ارتعاشات نسبی بین پی و سطح آزاد ناشی می‌شود با منظور کردن این اثرات می‌توان نیروهای اینرسی و تغییر مکان‌های واقعی یک سیستم سازه پی خاک را تحت اثر حرکات لرزه‌ای سطح آزاد تعیین کرد.

روش‌های آنالیز سازه برای مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه

۱- روش مستقیم

۲- راهکارهای چند مرحله‌ای

سیستم بابر جانبی

سیستم باربر جانبی قسمتی از یک سازه است که وظیفه دارد در برابر بارهای جانبی مقاومت کرده و آن‌ها را از مسیری ایمن به سمت شالوده هدایت کند. عناصر مقاوم در برابر زلزله باید به صورتی در نظر گرفته شوند که پیش‌بینی ناشی از این نیروهای مؤثر و مقاوم در طبقات به حداقل برسد.

یکی از متداول ترین سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های کوتاه مرتبه به دلیل سهولت اجرا و سرعت اجرا و همچنین برای کاهش هزینه‌های اجرا، مهاربند بادبندی می‌باشد.

استفاده از مهاربند بادبندی در سازه‌ها مشروط به محدودیت‌های سازه‌های و معماری می‌باشد. در محدودیت‌های سازه‌ای کنترل پیچش سازه و کنترل سختی سازه موقیعت قرارگیری بادبندها را مشخص می‌کند و محدودیت‌های معماری نوع استفاده از بادبندها را در سازه مشخص می‌کند. در محدودیت‌های معماری محل قرارگیری درب‌ها و پنجره‌ها استفاده از بادبندهای ضربدری، همگرا یا واگرا مشخص می‌کند.

اهمیت تحقیق

اهمیت هر طرح را می‌توان به صورت کلی کاهش ریسک‌ها و خطرات در زمان بروز حادثه و افزایش رفاه اجتماعی دانست. اهمیت اصلی این پایان‌نامه را می‌توان بصورت زیر معرفی کرد

۱- کاهش آمار خرابی‌ها و کاهش مرگ و میر در زمان بروز زلزله دانست.

۲- مشخص کردن پاسخ واقعی سازه در مقابله نیروهای وارده به سازه

۳- کاهش هزینه‌های ساخت به دلیل رفتار واقعی سازه

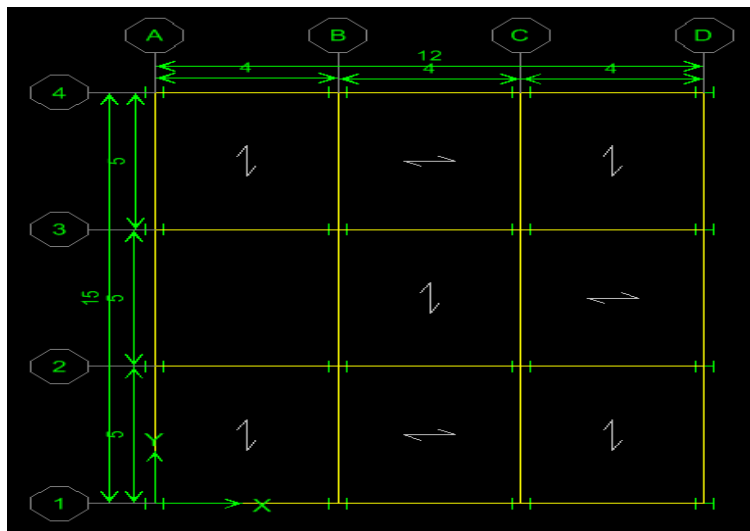
۴- شناسایی دقیق نیروهای وارده بر سازه

مشخصات اجزا و سیستم‌های در این مقاله

نوع خاک

نوع خاک زیر پی از مهمترین پارامترهای معادل‌سازی تحلیل استاتیکی معادل می‌باشد در این مقاله و با توجه به نکته آیین‌نامه‌ای و با توجه به مطلب (در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰۰ مشابه آیین‌نامه‌های آمریکایی و به خصوص آیین‌نامه 7 ASCE لحاظ کردن اثرات SSI را تنها در روش‌های تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی، برای سازه‌های ساختمانی و غیر ساختمانی و واقع بر زمین‌های نوع I، II و III مجاز دانسته است.) ساختمان مورد نظر با توجه به جدول ۱-۳ بر روی زمین نوع II احداث شده است.

پلان سازه



زلزله های مبنا

اولین گام در طراحی سازه در برابر زلزله، تعیین مقدار نیروهای جانبی وارد بر سازه است و برای این کار لازم است یک زلزله به عنوان زلزله‌ی مبنا طراحی معرفی شود. در این طرح از زلزله السنترو، استفاده شده است.

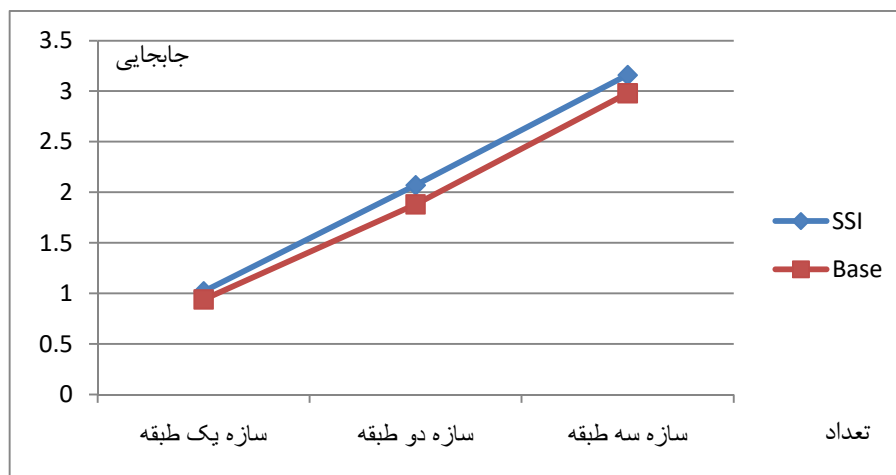
۱- زلزله السنترو آمریکا در سال ۱۹۴۰ با $0.319g$

ارتفاع سازه

ارتفاع سازه مورد نظر ۱۰ متر برابر با یک سازه سه طبقه می‌باشد.

با توجه به نتایج پایان نامه درجه کارشناسی ارشد نویسنده اول این مقاله، مشخص شده است که در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه و عدم اندازه‌گیری اندرکنش خاک و سازه چقدر در تغییر مکان سازه موثر است که نمودار مقایسه‌ای به شرح زیر می‌باشد.

نمودار ۴-۲ بیانگر مقدار اختلاف تغییر مکان سازه در زمان سازه در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه و یا عدم در نظرگیری اثر اندرکنش خاک و سازه در سه سازه می‌باشد.



نمودار ۱: مقایسه تغییر مکان سازه در زمان در نظرگیری اندرکنش خاک و سازه و در زمان پایه صلب

در همین راستا در این مقاله روش استفاده از میراگر را برای کاهش تغییر مکان سازه و جذب انرژی زلزله در سازه را بررسی می‌کند. میراگر چیست؟

میراگرها (اتلاف کننده‌های انرژی) ممکن است در مهاربندی‌ها؛ اتصالات و اجزای غیر سازه‌ای و یا دیگر مکان‌های مناسب در ساختمان‌های موجود قرار داشته باشند، کاربردی‌ترین و ساده‌ترین مکان استفاده از آنها در مهاربندها می‌باشد که می‌توان از آنها در تمام طبقات سود برد.

میراگرها را حتی می‌توان بصورت expose یا آشکار نیز استفاده کرد زیرا در بسیاری از آنها ملاحظات زیبایی و معماری نیز در نظر گرفته شده از این رو مشکلات معماری که تصور می‌شود در ساختمان مقاوم سازی شده با میراگر پیش بیاید، رخ نمی‌دهد.

پیشینه

کلی و همکارانش در سال ۱۹۷۲ ایده استفاده از میراگرهای انرژی در سازه به منظور کنترل ارتعاشات لرزه‌ای ارائه کرده‌اند. نتایج حاصل از آنالیز دینامیکی افزاینده بر روی سازه‌ها نشان داد که با افزایش ارتفاع سازه احتمال فروریزش در ۵۰٪ رکوردها در Sa کوچکتری اتفاق می‌افتد. در واقع در سازه‌های بلند تحت زلزله‌های حوزه دور با افزایش ارتفاع و متعاقباً افزایش اثر P-Delta احتمال فرو ریزش سازه افزایش می‌یابد. در مقایسه احتمال فروریزش سازه‌های دارای میراگر در مقابل سازه‌های بدون میراگر مشاهده شد که با استفاده از میراگر احتمال فروریزش کاهش می‌یابد این در حالی است که در سازه‌های کوتاه مرتبه تحت رکوردهای حوزه نزدیک عکس این نتیجه بدست آمده است

سانگ و داراگاش در سال ۱۹۷۲ نسبت به ارائه تاریخچه‌ای از انواع سیستم‌های جاذب انرژی اقدام نمودند. روش طراحی لرزه‌ای میراگر اصطکاکی بر اساس توزیع نیروی برشی طبقه از یک ساختمان الاستیک ارائه داده‌اند. اول، با استفاده از دو روش عددی برای بدست آوردن بار لغزش میراگر اصطکاکی، به تجزیه و تحلیل عددی سیستم‌های مختلف یک درجه آزادی (SDOF) پرداختند. در این تجزیه و تحلیل، اثر بار لغزش و سختی مهاربند مورد بررسی قرار گرفت و نسبت سختی بهینه مهاربند در سازه اولیه بدست آمد. دوم، از تجزیه و تحلیل عددی برای ۵ سازه ساختمانی چندین طبقه از تناوب طبیعی مختلف و تعداد طبقه، روش تصمیم‌گیری مناسب برای تعداد کل طبقه نصب، محل نصب و راه اندازی و توزیع بار لغزش بدست آوردند. علاوه بر این، در مدلی بر طبق یک روش تجربی به تعداد مطلوب از طبقه میراگر اصطکاکی نصب و راه اندازی گردید. در نهایت، برتری روش پیشنهادی در مقایسه با روش‌های طراحی موجود از تجزیه و تحلیل عددی تأیید شده است.

رسول عهد ثابت و همکاران در سال ۱۳۸۹ به ارزیابی عملکرد میراگرهای ویسکوز در کاهش ارتعاشات لرزه‌ای با استفاده از تحلیل دینامیکی خطی پرداخته‌اند. در این مقاله نوع تاثیر میراگر ویسکوز در عملکرد سازه توضیح داده شده است و نحوه کار میراگر ویسکوز بیان گردیده و سپس کاربرد میراگرهای ویسکوز در سازه‌های مختلف بیان گردیده و دیاگرام هیستریزس و نحوه جذب انرژی توسط این میراگرها ذکر شده و سپس بر روی قاب‌های فولادی مختلف ۹، ۶، ۳ طبقه مورد مطالعه قرار گرفته است. بدین ترتیب که در هر کدام از سازه‌ها یک بار در حالت بدون میراگر و بصورت بادبندی شده و یک بار هم بصورت با میراگر مدلسازی صورت گرفته و تاثیرش بر روی تغییر مکان ماکزیمم طبقات بررسی شده است.

مراحل پنج گانه طراحی میراگر ویسکوز

در ادامه مراحل پنج گانه طراحی میراگر ویسکوز مایع ارائه می‌شود. هدف اصلی این مراحل پنج گانه راهنمایی مهندسی برای طراحی سیستم‌های میراگر ویسکوز و المان‌های سازه در قاب ساختمانی از طریق روش تحلیل استاتیکی معادل می‌باشد؛ که قابل استفاده در قاب‌های ساختمانی غیر الاستیک مجهز به میراگر ویسکوز نیز می‌باشد. مراحل ذیل بایستی به صورت جداگانه در دو راستای سازه سه بعدی انجام پذیرد.

گام اول: تعیین نسبت میرایی هدف ξ

در اولین گام برای طراحی میراگر ویسکوز باید نسبت میرایی هدف (ξ) را مشخص کرد.

$$\eta(\xi, \alpha) = \eta \xi \cdot \eta \alpha = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \cdot \left(\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{1}{\psi(\xi, \alpha)} \right) \quad (1)$$

$$\eta_{tot}(\xi) = \eta \xi = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (2)$$

گام دوم: تعیین مشخصات اولیه طراحی میراگر ویسکوز خطی

در این گام از طراحی میراگر ویسکوز، مقادیر ضریب میرایی خطی هر میراگر (CL_j) متناظر با فاکتور کاهش هدف (η_{tot}) و نسبت میرایی هدف میراگرها (ξ_j) به دست می‌آیند.

$$\sum_{j=1}^{\eta_{tot}} C_{L,j} \cdot \cos(\theta_j)^2 = \xi v \cdot \omega_1 \cdot m_{tot} \cdot N \cdot (N + 1) \quad (3)$$

گام سوم: تخمین بیشینه سرعت، نیرو و دامنه جابجایی تجهیزات دمپر ویسکوز

$$\lambda \cdot m_{tot} \cdot S_{\xi} - (T_i) = \omega_1^2 \cdot \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_{max,i} \quad (4)$$

$$\delta_{max,i} = \phi_{max,i} - \phi_{max,i-1} \quad (5)$$

$$\delta'_{max,i} = \omega_1 \cdot M_i \cdot r_i \cdot \delta_{max,i} \quad (6)$$

$$V_{max,i} = \delta'_{max,i} \cdot \cos\theta_j \quad (7)$$

$$s_{max,j} = \delta_{max,i} \cdot \cos\theta_j \quad (8)$$

$$F_{Dmax,j-l} = C_{l,j} \cdot v_{max,j} \quad (9)$$

گام چهارم: طراحی دمپر ویسکوز غیر خطی

تجهیزات دمپر ویسکوز عموماً توسط پاسخ غیر خطی نمایی نیرو - سرعت با مقادیر توان میرایی (α) کمتر از یک، مشخص می‌شوند.

$$F_{D-NL} = C_{NL} \cdot \text{sig}(v) \cdot |v|^\alpha \quad (10)$$

ضریب میرایی غیر خطی هر میراگر از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$C_{NL,j} = C_{L,j} \cdot (0.8 \cdot v_{max,j})^{1-\alpha} \quad (11)$$

با فرض اینکه بیشینه سرعت ایجاد شده در دمپر ویسکوز غیرخطی برابر با بیشینه سرعت ایجاد شده در دمپر ویسکوز خطی باشد نیروی بیشینه هر دمپر غیر خطی به صورت مقابل به دست می‌آید.

$$F_{Dmax,j-NL} = 0.8^{1-\alpha} \cdot F_{Dmax,j-L} \quad (12)$$

به منظور حفظ عملکرد بالای این سامانه سختی محوری مهاربند(سختی فشاری روغن درون مخزن میراگر که به صورت سری با سختی مهاربند پشتیبان عمل می‌کند) بایستی رابطه مقابل را ارضاء نماید.

$$K_{axial} \geq 10 \cdot c_1 \cdot \omega_1 \quad (13)$$

گام پنجم: طراحی اعضای سازه‌ای

در این مرحله نیروی بیشینه‌ای که درون اعضای سازه‌ای(نظیر تیرها و ستون‌ها) ایجاد می‌شود، از طریق بحرانی‌ترین حالت میان دو تحلیل استاتیکی معادل، محاسبه می‌گردد.

۱- آنالیز استاتیکی در لحظه تغییر شکل بیشینه

در این حالت آنالیز استاتیکی معادل بر روی سازه فاقد میراگر انجام می‌شود. نیروهای جانبی به صورت مقابل به دست می‌آیند.

$$F_{ESA1,i} = F_h \cdot \frac{Z_i \cdot m_i}{\sum_{k=1}^N Z_k \cdot m_k} \quad (14)$$

۲- آنالیز استاتیکی در لحظه سرعت جانبی بیشینه(ESA2)

در این حالت آنالیز استاتیکی معادل بر روی سازه به همراه میراگر انجام می‌شود. نیروهای جانبی به صورت مقابل به دست می‌آیند.

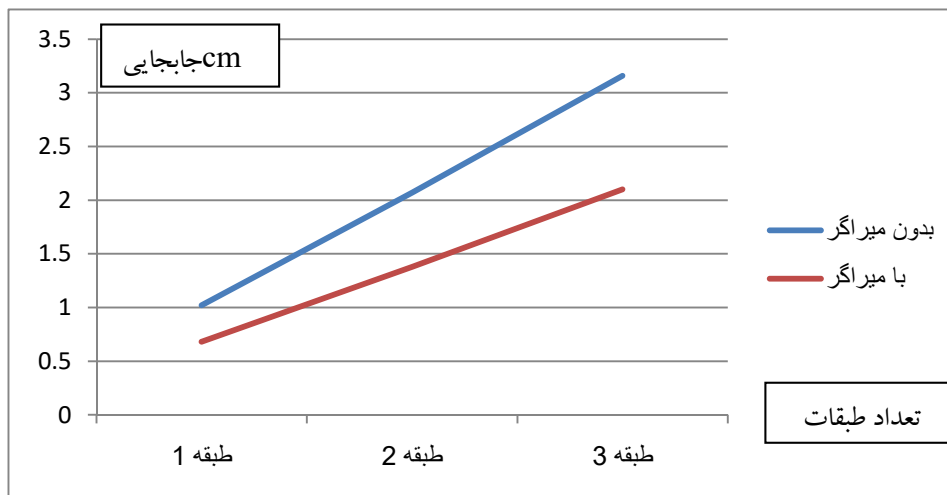
$$F_{ESA2,i} = F_{Dmax,i} \cdot \cos\theta_i - F_{Dmax,i+1} \cdot \cos\theta_{i+1} \quad (15)$$

نیروهای جانبی محاسبه شده در رابطه قبل نیروی محوری مازادی را در تیرها (PB,i) و ستون‌ها (PC,i) ایجاد می‌کنند که توسط روابط زیر به دست می‌آیند. (constantinou MC.(1994))

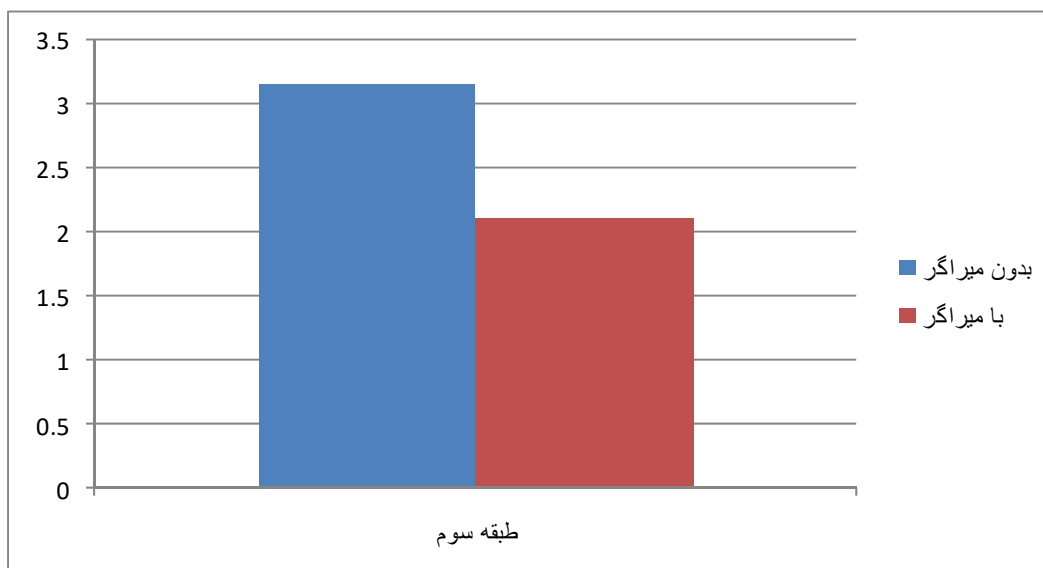
$$P_{B,i} = F_{Dmax,i} \cdot \sin\theta_i \quad (16)$$

$$P_{C,i} = P_{C,i+1} + F_{Dmax,i} \cdot \cos\theta_i \quad (17)$$

در این مقاله سازه سه طبقه یک بار با در نظر گیری اندرکنش خاک و سازه بدون میراگر در بادبندهای قطری و یک بار با مهاربند در بادبند قطری مورد آنالیز قرار گرفته است که نتایج بدست آمده از نظر تغییر مکان در نمودار زیر مشخص شده است.



نمودار ۲: مقایسه تغییر مکان سازه با میراگر در بادنند و بدون میراگر در بادنند



نمودار ۳: مقایسه تغییر مکان سازه ۳ طبقه در زمان با میراگر و بدون میراگر

نتیجه گیری

نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه در طراحی سازه‌های امن مقاوم در برابر زلزله امری ضروریست. لحاظ کردن اندرکنش خاک و سازه در محاسبات دینامیکی سازه باعث افزایش پریود سازه و افزایش تغییر مکان می‌شود این افزایش تغییر مکان سازه باعث مقاوم سازی اصولی سازه را به دنبال دارد. در همین راستا می‌بایست راهکارهایی جهت کاهش تغییر مکان سازه با حفظ وزن سازه و همچنین حفظ ایستایی سازه و همچنین در نظر گرفتن مسئله اقتصادی سازه انجام گیرد. نتایج نمودار در نظرگیری میراگر در سازه مشخص شد، میراگر می‌تواند حدود ۲۵ درصد بیشتر جذب انرژی داشته و باعث کاهش تغییر مکان سازه می‌شود.

منابع

- ۱- سعادت مهر، انوش، ۱۳۸۵، روش نوین در بهسازی لرزه ای ساختمان‌های کوتاه مرتبه، اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه‌ای، تهران
- ۲- شریعت یزدی، صهبا، ۱۳۹۳، بررسی اندرکنش خاک-سازه بر روی عملکرد سیستم قاب و دیوار برشی بتنی، پنجمین کنفرانس ملی زلزله و سازه، جهاد سازندگی استان کرمان.
- ۳- بانی زاده، میثم، اثر اندرکنش خاک و سازه بر توزیع آسیب پذیری لرزه‌ای ساختمان بتنی قاب خمشی و قاب خمشی با دیوار برشی، ۱۳۹۲، کنفرانس بین المللی عمران، معماری و توسعه پایدار شهری، تبریز

- ۴- باقری، منیره، (۱۳۸۷). تعیین چیدمان بهینه میراگرهای ویسکوز در کنترل سازه‌های ساختمانی به کمک الگوریتم ژنتیک چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
- ۵- احمدی نمین، (۱۳۹۲). ریسک خرابی سازه‌های فولادی طراحی شده با میراگرهای ویسکوز تحت زلزله‌های پالس دار حوزه نزدیک، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.
- ۶- موسی نژاد، طاهره، (۱۳۸۷). کنترل لرزهای ساختمانهای بلند با استفاده از میراگرهای ویسکوز نیمه فعال چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران.

به کارگیری صنعتی سازی و مصالح نوین ساختمانی در پروژه های انبوه سازی مسکن؛ مطالعه موردی یک مجتمع مسکونی در کرمان

سبحان رستمی

گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه‌ای، تهران، ایران

s-rostami@tvu.ac.ir

خلاصه

با توجه به عظمت و بزرگی پروژه های انبوه سازی و به دلیل بالا بودن هزینه پروژه های عمرانی و کمبود بودجه های کشور و نیاز گسترده و روزافزون جامعه به ساختمان و مسکن، استفاده از سیستم های ساختمانی و مصالح جدید به منظور افزایش سرعت ساخت، سبک سازی، افزایش عمر مفید و نیز مقاوم نمودن ساختمان ها در برابر زلزله بیش از پیش دارای اهمیت می باشد. در این راستا ارتقاء سطح علمی و تخصصی جامعه مهندسی کشور و آشنایی با سیستم ها و مصالح جدید ساختمانی امری اجتناب ناپذیر است. حل مشکلاتی نظیر زمان طولانی اجرا، عمر مفید کم و یا هزینه زیاد اجرای ساختمان ها در بخش مسکن نیازمند ارائه راهکارهایی به منظور استفاده عملی از سیستم های ساختمانی نوین و مصالح ساختمانی جدید جهت کاهش وزن، کاهش زمان ساخت، دوام بیشتر و نهایتاً کاهش هزینه اجرا می باشد. این اقدامات در دراز مدت موجب بهینه سازی ساخت، افزایش تولید مسکن در کشور و رسیدن به شرایط اجرایی مطلوب خواهد شد. در این مقاله سعی شده است ضمن بیان مزایا و ضرورت های استفاده از صنعتی سازی و مصالح نوین در بخش های مختلف صنعت ساختمان، به بررسی نمونه اجرا شده موارد فوق در یک پروژه موردی پرداخته شود و برتری های حاصل شده نسبت به سیستم های ساخت و ساز سنتی ارائه گردد. بهره گیری از توصیه ها و راهکارهای ارائه شده در این مقاله می تواند زمینه های استفاده گسترده از چنین سیستم هایی را در بخش های مختلف صنعت ساختمان و مسکن فراهم سازد و نتایج آن در کاربردهای اجرایی مورد استفاده متخصصین، مهندسین مشاور و سایر دست اندرکاران در امر مسکن قرار گیرد.

کلمات کلیدی: مصالح نوین، صنعتی سازی، انبوه سازی، بهینه سازی مصرف انرژی

۱. مقدمه

کمبود مسکن و مشکلات آن دلایل متعدد و ابعاد متنوعی دارد. مسائل اقتصادی، اجتماعی، فرهنگی و حتی سیاسی می تواند در بروز این مشکل و نیز در حل آن موثر باشد. از سوی دیگر این امر یک مشکل اجتماعی است که می تواند سبب بروز مشکلات بیشتری در سایر بخش های جامعه گردد [۱]. مشکل مسکن می تواند روابط فردی، اجتماعی، فرهنگی و حتی روابط عاطفی را میان افراد یک جامعه تحت تاثیر قرار دهد. رشد بی سابقه جمعیت موجی از تقاضا را در قشر های مختلف جامعه ایجاد کرده است که همزمان با رشد سنی جمعیت این موج نیاز نیز حرکت کرده است. در جهت رفع کمبود مسکن و افزایش تولید آن، پروژه های مسکن انبوه سازی طرح اقدام ملی در قالب واگذاری حق بهره برداری از زمین برای ساخت مسکن کوچک یا متوسط و با هدف کاهش و حذف هزینه زمین از قیمت تمام شده ساختمان برای انطباق با توان مالی خانوارهای کم درآمد و میان درآمد در نظر گرفته شده است. چهار چوب کلی پروژه های مسکن اجتماعی در تمام نقاط کشور ثابت می باشد و شامل مواردی مانند استفاده از سطح اشغال بهینه جهت جانمایی حداکثر واحدها، استفاده از صنعتی سازی در جهت کاهش هزینه ها و افزایش سرعت ساخت می باشد که باید در تمامی طرح ها به آن توجه گردد. همزمان با افزایش مقیاس نیاز و میزان تقاضا، دیگر روش ها و شیوه های سنتی پاسخگو نخواهد بود و ضرورت ایجاد می کند که ساز و کارهای موجود، متناسب با تقاضا تغییر نمایند. همچنین در کنار افزایش تقاضا، نیاز به ارتقای کیفیت در مصالح و روش های ساخت و ساز، وجود بی نظمی و عدم توان تولید محصولات مدولار و استاندارد در روش های سنتی و در نهایت نیاز به کاهش قیمت تمام شده با تغییر در تیراژ تولید، از جمله مواردی است که ضرورت صنعتی سازی ساختمان را پررنگ تر می نمایند.

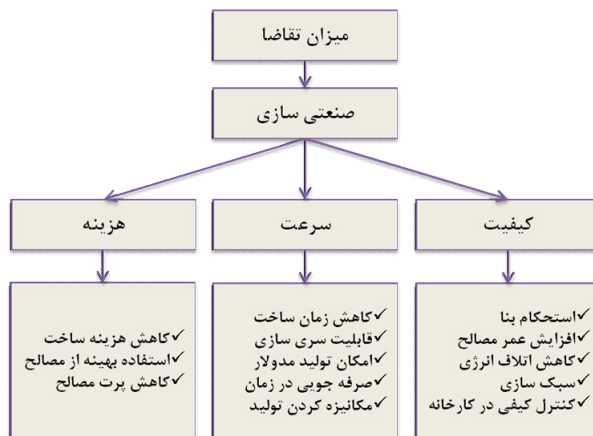
با استفاده از دستاوردهای نوین امروزی در مهندسی ساختمان می‌توان با امکاناتی فنی و منابع مالی و اقتصادی معین به تولید ساختمان‌های بیشتر، مقاوم‌تر و با عمر مفید بیشتر دست یافت. همچنانکه با استفاده از مصالح جدید و روش‌هایی که از سهولت، سادگی و سرعت بیشتری برخوردارند می‌توان گام‌های موثری در جهت افزایش تولید مسکن در کشور و حل این مشکل بزرگ برداشت.

۲. ضرورت به کارگیری صنعتی سازی و مصالح نوین

امروزه روش‌های ساخت مسکن در جوامعی که از رشد بالا و کمبود روز افزون مسکن رنج می‌برند، بر اساس نیاز حداقل به ماشین‌آلات، تجهیزات و نیروهای انسانی ماهر برنامه‌ریزی و طراحی می‌شوند. در این راستا استفاده از مصالح نوین و قطعات و اجزایی که به سرعت و سهولت قابل حمل و نصب باشند برای فائق آمدن بر مشکل کمبود مسکن امری ضروری و اجتناب‌ناپذیر است. سیستم‌ها و فرایندهای صنعتی سازی ساختمان، ناظر بر کلیه فعالیت‌های مرتبط با طراحی، فناوری‌ها، روش‌های ساخت و ساز و تولید کارخانه‌ای قطعات و اجزای ساختمانی است که با رعایت موازین علمی به طور انبوه و بر اساس استانداردهای مدولار و رعایت الزامات فرهنگی، اجتماعی و اقتصادی و موازین توسعه پایدار انجام می‌گیرد.

صنعتی‌سازی در حالت کلی شامل به کارگیری مصالح نوین و صنعتی و شیوه و نحوه به کارگیری این مصالح است. این به معنای استفاده از سیستم‌های اتوماسیون و به حداقل رسانیدن کار توسط نیروی انسانی و به تبع آن بالا بردن دقت، به معنای دیگر پیش مهندسی کردن فرآیندها چه در مرحله تولید و چه در مرحله اجرا می‌باشد. نگاه صنعتی و صنعتی‌سازی از مزایای بسیاری برخوردار است و از آن جمله می‌توان به موارد ذیل اشاره نمود:

- ۱) افزایش سرعت احداث و ارتقای توان ساخت در پروژه‌های انبوه‌سازی مسکن و تولید کارخانه‌ای که طی آن تضمین کیفیت محصولات در واحد کنترل کیفی کارخانه انجام می‌پذیرد.
 - ۲) کاهش هدرروی منابع و مصالح که شامل کاهش در برداشت از منابع طبیعی و کاهش پرت مصالح که براساس برآوردها هزینه پرت هر قطعه ناقص بالغ بر ۱۵ درصد بیشتر از هزینه تمام شده قطعه سالم است.
 - ۳) کاهش مصرف انرژی، که چه در مرحله تولید، چه در مرحله اجرا و چه در مرحله بهره‌برداری قابل حصول می‌باشد. امروزه با توجه به محدودیت منابع انرژی فسیلی و بحران انرژی و ایجاد آلودگی‌های زیست‌محیطی و مصرف ۳۰ تا ۳۵ درصد انرژی توسط بخش ساختمان، توجه به روش‌های مختلف فعال و غیرفعال در جهت بهینه‌سازی مصرف انرژی در بخش ساختمان از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد. این در حالی است که بخش خانگی در کشورهای توسعه‌یافته ۱۵ تا ۲۰ درصد از مصرف انرژی را به خود اختصاص می‌دهد.
 - ۴) طراحی و تولید مدولار اجزای ساختمانی و ابعاد فضاها متناسب با تناسب انسانی که نتیجه آن ساده‌سازی و ایجاد نظم نوین و انتظام‌یافته در روند طراحی، تولید و اجرای ساختمان‌ها از طریق تعیین مدول پایه و ضمامن آن خواهد بود که به واسطه مدولارسازی هم می‌توان از فضاهای پرت و هم از پرت در مصالح جلوگیری نمود.
- در حالت کلی هدف از صنعتی سازی ساختمان بالا بردن سرعت تولید و افزایش سهم تولیدات کارخانه‌ای و کاهش سهم اجرا و تغییر آن به نصب و مونتاژ می‌باشد که از نتایج و آثار آن می‌توان به؛ سبک‌سازی، مقاوم‌سازی، صرفه‌جویی در مصالح، کاهش مصرف انرژی در دوران ساخت و بهره‌برداری، کاهش دوره ساخت و در نتیجه کاهش هزینه‌های ساخت و ساز و بهره‌برداری از ساختمان اشاره کرد. در شکل-۱ دسته‌بندی مزایای حاصل از صنعتی سازی نشان داده شده است.



شکل ۱- نمودار مزایای حاصل از صنعتی سازی

البته باید به این نکته توجه داشت که در کنار تمامی مزایای انکارناپذیری که به کارگیری شیوه‌های صنعتی به ارمغان می‌آورد، باید به این مقوله اذعان داشت که عدم مدیریت صحیح و کارآمد که بتوان زنجیره تامین مناسب را جهت تحقق و راهبری این صنعت عظیم پیش‌بینی و فراهم آورد می‌تواند تمامی فرصت‌های مفروض را به تهدید تبدیل نماید.

۳. ضرورت بهینه سازی مصرف انرژی در ساختمان

باتوجه به رشد روز افزون جمعیت جهان و از طرفی رشد روز افزون و مصرف بی رویه انرژی و نیز محدود بودن منابع انرژی جهان و نیز آلودگی های موجود و ناشی از مصرف بی رویه انرژی مدتی است که بحث بهینه سازی و کاهش مصرف انرژی مطرح شده و بیشتر از گذشته راجع به روشهای بهینه سازی مصرف سوخت و انرژی بحث شده و روشهای جدید و مدرن بررسی می گردد.

طبق آخرین آمارهای جهانی بیشترین و بزرگترین قسمت مصرف انرژی در ساختمانها، انرژی مصرفی در بخش تأسیسات شامل سیستمهای تهویه مطبوع و گرمایش و سرمایش می باشد. در میان مولفه‌های مصرف انرژی در ساختمان، سیستم‌های گرمایشی که عمدتاً از سوخت‌های فسیلی استفاده می‌کنند و از جمله مصرف کنندگان عمده انرژی هستند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می باشند، چرا که ۷۰٪ از گاز طبیعی مصرفی کشور به گرمایش ساختمان اختصاص می‌یابد. توجه به عوامل گوناگونی که در میزان مصرف انرژی گرمایشی ساختمان نقش دارند، تاثیر فراوانی در ارائه راهکارهای صرفه‌جویی در بخش ساختمان و کاهش مصرف انرژی در این بخش دارند.

در بحث اتلاف انرژی نیز بطور کلی اتلاف حرارتی ساختمان از دو منبع اصلی ناشی می‌شود، اتلاف حرارتی از جداره‌های ساختمان (نظیر دیوارها، سقف، کف) و اتلاف حرارتی در نتیجه ورود هوای سرد خارج به داخل ساختمان از طریق نفوذ و تجدید هوا، از این رو رعایت عایق‌کاری حرارتی در طراحی و اجرای ساختمان‌ها و استفاده از مصالح مصرفی مناسب که اولاً نیاز به گرمایش و سرمایش را کاهش می دهد و دوم از هدر رفتن گرما و سرمای تولید شده جلوگیری بعمل آورد، از اهمیت زیادی برخوردار بوده و باعث صرفه‌جویی قابل توجهی در مصرف انرژی خواهد شد. در حالت کلی می توان اینگونه بیان کرد که نیازهای انرژی یک ساختمان بستگی به کارایی اجزاء پیرامون ساختمان مانند دیوارها، پنجره ها، سقف ها و سیستم های گرمایش، سرمایش و تهویه مطبوع آن دارد.

رعایت مقررات ملی ساختمان و نظارت بر اجرای آن که کلیه موارد مرتبط با بهینه‌سازی مصرف سوخت در ساختمان را شامل می‌شود از ضروریات دستیابی به کاهش مصرف انرژی در ساختمانها می‌باشد. اجرای مبحث ۱۹ مقررات ملی ساختمان (صرفه‌جویی در مصرف انرژی در ساختمان) از جمله اقدامات اساسی در این زمینه می‌باشد. مطابق با مبحث ۱۹ مقررات ملی ساختمان رعایت موارد زیر در ساختمان الزامی است: عایق‌کاری دیوارهای خارجی ساختمان (عایق‌کاری دیوارهایی که با محیط بیرون یا فضاهایی که از نظر دمایی کنترل نمی‌شوند الزامی است) [۲]، نصب پنجره‌های دوجداره، عایق‌کاری کانالهای هوا، لوله‌های تاسیسات و سیستم تولید آب گرم، نصب سیستمهای کنترل کننده موضعی سیستم های گرمایشی که در پروژه مورد مطالعه اجرای صحیح موارد بیان شده را بررسی خواهیم کرد.

۴. معرفی پروژه مورد مطالعه

طرح پروژه مسکن اعتماد در زمستان ۹۷ با هدف استفاده از سیستم های صنعتی سازی، مصالح نوین، افزایش سرعت ساخت، کاهش هزینه ها و بهینه سازی مصرف انرژی آغاز گشت. طراحی این مجموعه در سه بلوک شش طبقه و سه بلوک هفت طبقه شامل ۱۳۲ واحد ۷۵ متر مربعی به زیربنای کلی ۱۴۸۰۰ مترمربع صورت گرفت. در ابتدا برای رسیدن به اهداف بیان شده و با توجه به پلان معماری و تعداد و تقارن دیوارهای موجود در آن، سیستم سازه ای باربر بتنی با استفاده از پانل های عایق که به عنوان سیستم ICF شناخته می شود مورد توجه قرار گرفت. مطالعات، آزمایشات و عملیات صحرائی ژئوتکنیک در محل پروژه آغاز و بر اساس نتایج حاصله حفر چاه های عمیق، ایجاد شمع های بتنی و بستر سازی انجام گرفت. بر اساس محاسبات صورت گرفته فونداسیون های یکپارچه مربوط به بلوک های شش گانه با جاگذاری میلگردهای انتظار لازم اجرا شده و اجرای اسکلت بتنی با دیوارهای برشی باربر آغاز شد. اسکلت این ساختمانها از نوع سازه صنعتی سوپر پانل (اسکلت بتنی بادبوارهای برشی باربر) است. پلان کلی بلوک های شش گانه در شکل-۲ نشان داده شده است.



شکل ۲- بلوک های شش گانه پروژه مورد مطالعه

این سیستم از مدرنترین سیستمهای سازه ای روز کشورهای پیشرفته علی الخصوص کشورهای لرزه خیز می باشد که علاوه بر استحکام و مقاومت بالا در برابر زلزله از سرعت مونتاژ بالایی نیز برخوردار است، ضمناً به لحاظ هزینه نیز صرفه جویی اقتصادی را نسبت به سایر سیستمهای مشابه به دنبال دارد. همچنین در بخش تاسیسات این پروژه نیز از روش ها و مصالح نوینی استفاده شده است که در ادامه به تفصیل به بررسی و بیان معایب و مزایای سیستم سازه ای، روش ها و مصالح نوین به کار رفته در تاسیسات و بیان جزئیات می پردازیم.

۴-۱. سیستم سازه‌ای بتنی ICF

در سیستم سازه ای این پروژه، از ترکیب بتن آرمه به عنوان عضو باربر و پانل های پلی استایرن (EPS) به عنوان قالب بتن و عایق حرارتی که به نام سیستم های عایق بتنی (ICF) معروف گشته اند، استفاده شده است. سیستم ICF پانلی از جدیدترین و کامل ترین نوع سیستم ها می باشد که کمبودها و اشکالات روش های قدیمی تر در آن برطرف شده است. اساس این سیستم استفاده از دیوار های بتن آرمه به عنوان اعضای باربر ساختمان، پارتیشن های پلی استایرن سبک جهت تیغه های غیر باربر و المان های پلی استایرن در سقف می باشد. این سیستم ساختمانی از جدیدترین سیستم های ساختمانی در دنیا است که توسط کمپانی PLASTEDIL ابداع و تولید آن در ایران تحت لیسانس شرکت سوپرپانل انجام می شود. از این روش تاکنون در بسیاری از کشورهای دنیا از جمله آلمان، ایتالیا، ترکیه، کانادا، آمریکا، امارات متحده، بحرین، عربستان سعودی، روسیه و ایرلند استفاده شده است. این سیستم یکی از سیستم های پیشرفته قالب های بتنی خود ایستا است که از پانل های پلی استایرن ساخته شده و میلگرد گذاری آن در کارخانه انجام شده است. در اجرای این سیستم دیوارها در داخل قالبی از پانل های پلی استایرن بتن ریزی می شوند و قالب سقف ها نیز از پلی استایرن به صورت مجوف ساخته می شوند. به عبارت دیگر ساختمان در دو لایه از پلی استایرن پیچیده می شود که از لحاظ عایق بندی بیشترین بازدهی را دارد. کل قطعات دیواری و سقفی و پارتیشن پلی استایرن در کارخانه آماده و جهت نصب به محل اجرا حمل می گردد [۳].

۴-۲. دیوارهای باربر

سیستم دیوارهای باربر شامل المان های پیش ساخته به عرض ۱/۲ متر و با طول ها و ضخامت های مختلف می باشد. قطعات مذکور با ابعاد قابل تعیین در کارخانه تولید می شوند. در پای کار، پانل ها به صورت عمودی کنار هم چیده می شوند و پس از اتصال پانلهای مجاور به هم در جهت افقی و میلگرد گذاری آنها در محل، بتن ریزی انجام می شود. این اعضا تشکیل شده اند از دو لایه پانل پلی استایرن که توسط یک سری آرماتورهای مسلح کننده و مفتول های خاص، در فاصله مشخصی از هم (ضخامت دیوار) قرار می گیرند. نمونه ای از اجرای این سیستم در پروژه مسکن اعتماد در شکل ۳- نشان داده شده است.



شکل ۳- اجرای سیستم دیوار باربر بتنی در پروژه مورد مطالعه

در این سیستم، سازه بصورت سه بعدی و یکپارچه تحلیل و طراحی می‌شود. بارها بر روی سقف‌ها و دیوارها تعریف می‌گردند و سپس از طریق روش اجزاء محدود، تمام سازه بصورت کلی و یکپارچه تحلیل شده و با توجه به نتایج میزان آرما تورها و تسلیحات دیگر در سازه بتنی (دیوارها و دیگر المان‌های سازه‌ای) تعیین می‌شود [۳].

یکی از ویژگی‌های بارز این سیستم نصب ساده و سریع آن می‌باشد. سبکی المان‌های سقفی و پارتیشن‌ها و همچنین دیوارهای باربر، حمل و جابجایی آنها را بدون نیاز به تجهیزات خاص امکان‌پذیر می‌کند. همچنین نصب این سیستم نیز نیاز به امکانات خاصی نداشته و بسیاری از المان‌های آن تنها به وسیله یک اره دستی، چکش و پیچ‌گشتی نصب می‌شوند.

۳-۴. دیوارهای جداکننده

از پارتیشن‌های پلی استایرن در ساختمان به عنوان دیوارهای غیر باربر اصلی استفاده شده است. این پارتیشن‌ها با روش نصب بسیار آسان و سبکی فوق العاده قادر خواهند بود سرعت ساخت و ساز را بسیار افزایش داده و از ایجاد تبادل حرارتی و صوتی مابین فضاهای داخلی جلوگیری نماید. خصوصیات مدرن و برتر این نوع دیوار این است که خود سازه‌ای جدا از اسکلت ساختمان دارد اما به نوعی با قاب پیرامون (کف، سقف، ستون) درگیر بوده و از ایستایی و مقاومت بسیار بالایی برخوردار می‌باشد. ساختار این سیستم از سرعت و دقت اجرایی بسیار بالاتری نسبت به روش‌های سنتی ساخت (بنایی) برخوردار می‌باشد انتخاب این سیستم ساخت در مرحله طراحی و محاسبات سازه‌ای باعث کاهش وزن کلی ساختمان و کم شدن ابعاد دیوار، ستون و تیرها خواهد شد و در زمان بهره برداری در برابر زمین لرزه‌هایی با شدت بالا و تکان‌های شدید مقاوم خواهند بود. سازه گالوانیزه دیوار دارای پروفیل‌هایی ناودانی شکل و اندازه و ابعاد مختلف بوده که با فاصله‌های ۳۰ سانتیمتر از یکدیگر قرار گرفته‌اند. این سیستم قابلیت اجرا برای دیوارهای پیرامونی و در نمای ساختمان را نیز دارا می‌باشد. برای استفاده از سیستم پارتیشن در دیوارهای خارجی (نما) در مکان‌هایی که دیوار سازه‌ای وجود ندارد از پانل‌های با ضخامت ۱۲ سانتی متر سانی متر استفاده شده است. دیوارهای پیرامونی بر طبق استاندارد آکوستیک ایران (مبحث ۱۸) در بدترین شرایط محیط خارج می‌بایستی قدرت کاهش صدا به مقدار ۵۰ db را داشته باشند. با آزمایشات انجام شده در مرکز تحقیقات مسکن و ساختمان ایران بر روی این پارتیشن‌ها، با اطمینان کامل می‌توان از آن در نمای بیرونی انواع ساختمانها استفاده نمود. نصب این پارتیشن‌ها که بعد از اجرای دیوارهای باربر و سقف انجام می‌گیرد، با استفاده از ایجاد یک قاب به منظور نگه داشتن این اعضا، امکان‌پذیر است. این دیوارها در محاسبات سازه‌ای وزن ساختمان را به مقدار چشمگیری کاهش داده و حجم بتن ریزی در فونداسیون و ضخامت تیرها و دیوارها را تقلیل می‌دهد.

در بحث سرعت نصب و اجرا، به ازای هر هفت روز نصب دیوارهای باربر، المان‌های سقف، میلگرد گذاری و بتن ریزی مربوط به هر طبقه با زیربنای ۳۹۰ متر مربع توسط شش نیروی متخصص انجام می‌گیرد. در حالت کلی اسکلت سازه‌ای این پروژه ظرف مدت ۱۸۵ روز کاری به اتمام رسید. نکته جالب توجه اجرا شدن نزدیک به ۶۰ درصد از دیوارهای موجود پس از پایان اجرای اسکلت کلی بر مبنای سیستم سازه‌ای باربر بتنی می‌باشد. پس از اتمام اسکلت سازه‌ای اجرای ۱۲۰۰۰ متر مربع پارتیشن‌های داخلی و خارجی در بلوک‌های شش گانه آغاز شد و به طور متوسط روزانه

۱۰۰ متر مربع پارتیشن توسط چهار نیروی متخصص اجرا می‌گردید که نشان دهنده سرعت نصب و اجرای بالای این سیستم می‌باشد. در شکل ۴- نمونه اسکلت کامل شده یکی از بلوک‌ها و فضای داخلی یکی از واحدها را مشاهده می‌کنید که به خوبی نشان دهنده سطح عایق شده داخلی می‌باشد.



شکل ۴- اسکلت دیوار باربر بتنی و فضای داخلی در پروژه مورد مطالعه

۴-۴. صفحات سیمانی سبک (Cement board)

نازک کاری داخلی به روش صنعتی با پیچ کردن صفحات سیمانی سبک بر روی ناودانی‌های پارتیشن‌ها صورت گرفته است. پوشش دیوارها از ۲ لایه صفحات سیمانی سبک (سمنت بورد) تشکیل گردیده و هر لایه از صفحات سیمانی با ضخامت‌های مختلف روی ۲ طرف سازه دیوار نصب و با پیچ مخصوص بسته می‌شود. ورقه‌های سیمانی الیاف دار از بهترین پوشش‌های ساخت و ساز صنعتی می‌باشند که با خواص مکانیکی و مشخصات فنی خاص از مقاومت بسیار بالا، دوام، پایداری هیدرولیکی و حرارتی تولید می‌گردد. صفحات سیمانی ترکیبی از سیمان، ماسه، آب، هوا، و مواد افزودنی خاص سترون شده و پخته شده در اتوکلاوهای خاص با استانداردهای جهانی می‌باشند و با تکنولوژی مدرن و پیشرفته روز جهان تولید و ساخته می‌شوند و مطابق با استانداردهای بین‌المللی و جهانی بوده و در نوع خود از عالی‌ترین و با کیفیت‌ترین مصالح ساختمانی روز دنیا به حساب می‌آیند و هم‌اکنون در ۳۰ کشور پیشرفته جهان به عنوان یکی از برترین مصالح ساخت و ساز صنعتی استفاده می‌شوند که در همه نقاط ساختمان کاربرد وسیع، سریع و بسیار عالی دارد. همچنین استفاده از پلی‌استایرن انبساطی به عنوان عایق حرارتی به علت خصوصیات مطلوب آن نظیر هدایت حرارتی پایین، قدرت بالای جذب صوت، عدم تصاعد گازهای سمی در حین اشتعال سبب عایق بندی کامل واحدهای مسکونی شده است. همچنین در دیوارهای پیرامونی و در محل پنجره‌ها نیز از پنجره‌های آلومینیوم با شیشه‌های دوجداره استفاده شده است که میزان اتلاف انرژی را به حداقل می‌رساند. این عایق بندی کامل سبب کاهش مصرف سوخت‌های فسیلی و به دنبال آن کاهش مقدار CO₂ منتشر شده در هوا و حفظ پاک‌ی محیط زیست نیز می‌گردد. در نهایت می‌توان اینگونه بیان کرد که استفاده از این سیستم در این پروژه سبب مقاومت سازه در برابر زلزله‌های با شدت بالا، افزایش سرعت نصب و اجرا، صرفه جویی در مصرف انرژی، افزایش دوام و محافظت سازه ساختمان در برابر محیط، استحکام و قدرت باربری، کاهش مصرف مصالح نازک کاری، کاهش وزن ساختمان، کاهش پرت مصالح، عایق صدا و صرفه جویی در هزینه حمل شده است.

۵. به کار گیری مصالح و روش‌های نوین در تاسیسات

با افزایش روز افزون جمعیت و همچنین کاهش منابع انرژی، مصرف بهینه انرژی امری بدیهی می‌باشد. در این راستا نقش سیستم‌های گرمایشی بهینه ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی در کنترل و بهینه سازی مصرف انرژی مهم و قابل تامل می‌باشد. سیستم حرارتی گرمایش از کف که انتقال حرارت به صورت تشعشعی (تابشی) سهم زیادی در فرآیند گرمایشی آن دارد، در مقایسه با سایر سیستم‌های حرارتی نه تنها در صرفه جویی و بهینه سازی مصرف انرژی بلکه در مقوله رفاه و آسایش ساکنان ساختمان‌ها دارای نقاط قوت بسیاری می‌باشد. در سالهای اخیر، سیستم گرمایشی از کف در کشورهای اروپائی و آمریقا بسیار متداول شده است و دلیل این گسترش روزافزون بهینه بودن مصرف انرژی، توزیع یکسان گرما در تمامی سطح و فضا

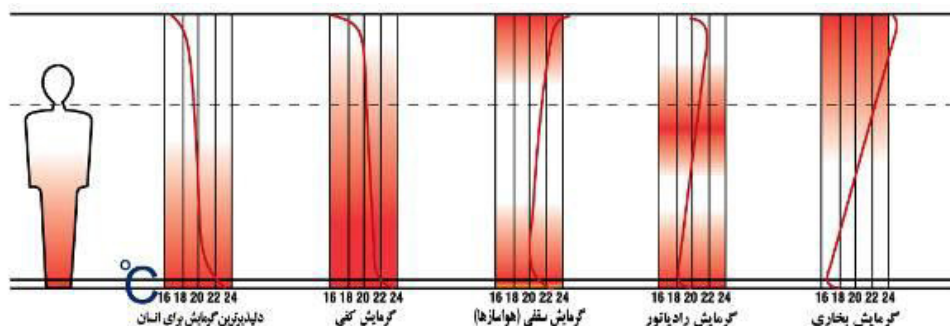
و دوری از مشکلات موجود در سایر روش ها، به عنوان مثال سیاه شدن دیوارها، گرفتگی و پوسیدگی لوله ها و... می باشد. در پروژه مورد مطالعه از روش گرمایش کف به عنوان سیستم گرمایشی استفاده شده است.

روش گرمایش از کف به عنوان راحت ترین، سالم ترین و طبیعی ترین روش برای گرمایش شناخته شده است. در این سیستم گرمایشی معمولاً دمای آب گرم موجود در لوله های کف خواب بین ۳۰ تا ۶۰ درجه سانتی گراد می باشد که در مقایسه با سایر روشهای موجود، که دمای آب بین ۵۴ تا ۷۱ درجه سانتی گراد است، ۲۰ تا ۴۰ درصد در مصرف انرژی صرفه جویی می شود [۴]. در طراحی این سیستم، با توجه به نیاز حرارتی و بار حرارتی ساختمان، طراحی حجم لوله ها در کف و تعداد و فاصله آنها و دبی آب گذرانده و همچنین اختلاف درجه حرارت آب در رفت و برگشت، نوع پمپ و بویلر و دیگر دستگاههای مورد نیاز انجام می گردد. سپس با تقسیم بندی فضاهای مورد نظر به چندین قسمت و زون بندی محیط امکان کنترل دقیق تر فضاها بوجود می آید یکی از مراحل مهم در اجرای این طرح میزان و دقت در عایق کاری محیط بوده و کف محیط در اولین مرحله اجرایی به مقدار مورد نیاز در طراحی انجام شده عایق میگردد و دور تا دور تقاطع دیوارها با کف نیز که قسمتی از پرت انرژی در ساختمانها مربوط به این قسمت می باشد، نیز به خوبی عایق می گردد و پس از آن بسته به طراحی انجام شده چیدمان لوله ها در کف با توجه به گرادیان دمایی مورد نظر اجراء شده و در نهایت بسته به سطح نهایی کف اندازه بتن و ملات مورد نیاز در کف سازی نهایی مشخص شده و سیستم آماده راه اندازی می گردد. نمونه ای از این سیستم اجرا شده در پروژه مسکن اعتماد در شکل-۵ دیده می شود.



شکل ۵- سیستم گرمایش کفی اجرا شده در پروژه مورد مطالعه

نکته قابل توجه دیگر این است که در سیستم های متداول و سنتی معمولی چون قسمت اعظم انتقال حرارت از طریق جابجایی و گرم کردن هوا صورت می گیرد و چون هوای گرم به سمت بالا حرکت می کند و تجمع هوای گرم در زیر سقف می باشد، در حقیقت مجبوریم اینقدر فضای بالا را گرم کنیم تا مقداری از آن به پایین تر منتقل شود و این در حالی است که نزدیک کف پا سرد است و مطبوع نمی باشد، بر اساس آخرین نتایج بهترین و ایده آل ترین شرایط راحتی انسان در حالتی است که بین دمای محیط اطراف پا و سر و گردن بین ۲ الی ۳ درجه اختلاف دمایی داشته باشیم و دما در کف پا گرمتر از محیط سر و گردن باشد و این شرایط تنها در مدل حرارتی گرمایش کفی امکان پذیر می باشد. در نمودار-۱ پروفیل گرمایی سیستم گرمایش از کف در مقایسه با سایر روش ها نشان داده شده است که بسیار به پروفیل گرمایی ایده آل نزدیک است.



شکل ۶- نمودار مقایسه پروفیل گرمایی سیستم گرمایش از کف با سایر سیستم ها

در بخش سیستم فاضلابی این پروژه نیز برای افزایش سرعت اجرا، کاهش هزینه و افزایش کیفیت نیز از یک سیستم جدید استفاده شده است. همانطور که می‌دانید در سیستم‌های متداول فاضلابی، برای تامین هوای داخل سیستم در جهت ایجاد تعادل فشار و محافظت از تله‌های هوا بند سیفون‌ها، که به منظور جلوگیری از ورود بو و سایر آلودگی‌ها از سیستم دفع فاضلاب به محیط داخل ساختمان کاربرد دارند، از شبکه لوله‌کشی ونت استفاده می‌شود. اما در این پروژه راه حل جدیدی در نظر گرفته شده است به طوری که با استفاده از سیستم فاضلابی سوپر درین V مجهز به شیرهای سوپر ونت، بدون نیاز به لوله‌کشی ونت در شبکه‌ی فاضلاب ساختمان، نه تنها صحت و کارآمدی عملکرد تهویه در شبکه را افزایش یافته است، بلکه سرعت اجرای سیستم را هم افزایش داده است. مهم‌تر آن که احتمال انتشار بوی نامطبوع به داخل ساختمان تقریباً وجود ندارد. شیرهای سوپر ونت این قابلیت فوق‌العاده را دارند که ضمن تامین هوا در کمترین فشار منفی و در اسرع وقت، از انتقال هوا در جهت معکوس یعنی از شبکه‌ی دفع فاضلاب به سمت محیط داخل ساختمان به خوبی جلوگیری می‌کنند، و به این ترتیب شرایطی کاملاً سالم و مطبوع را برای زندگی ساکنین ساختمان را فراهم می‌آورد [۵].

در نهایت سعی شد که در این مقاله هر چند به اختصار به بخشی از فناوری‌ها و مصالحی که تا کنون در ساخت و ساز چندان مرسوم نشده است و استفاده از آنها می‌تواند سبب تسریع عملیات اجرایی، کاهش هزینه‌ها و افزایش کیفیت ساخت گردد، اشاره شود و همچنین نمونه عملی موفق به عنوان یکی از هزاران پروژه انبوه سازی مسکن مورد بررسی قرار گیرد. همچنین توجه به تجربیات پروژه‌های موفق در هر استان و انتقال آن به صورت سیستماتیک به دیگر استان‌ها، در یک پروسه زمانی کوتاه منتج به ارائه طرح‌هایی می‌گردد که ضمن به کارگیری صنعتی سازی و مصالح نوین از حداقل نواقص اجرایی نیز برخوردار باشند.

۶. نتیجه گیری

در این مقاله ضمن بیان ضرورت‌های صنعتی سازی، استفاده از مصالح نوین و بهینه سازی مصرف انرژی در ساختمان‌های مسکونی به بررسی نتایج استفاده از موارد مذکور در نمونه ای از پروژه‌های مسکن پرداختیم. در بررسی پروژه مسکن اعتماد کرمان مزایا و معایب سیستم ICF پانلی که نمونه ای از سیستم‌های صنعتی سازی و نوین ساختمانی می‌باشد مورد مطالعه قرار گرفت و مشخص شد که استفاده از این سیستم به دلیل ساختار مدولار، نصب ساده، سریع و اتمام نزدیک به ۶۰ درصد از دیوارها همزمان با اتمام اسکلت ساختمان سبب افزایش سرعت اجرا و به تبع آن کاهش هزینه‌ها می‌شود. همچنین در این سیستم عایق کاری دیوارها و سقف بوسیله صفحات پلی استایرن انبساطی (EPS) به همراه استفاده از پنجره‌های دوجداره آلومینیوم کاملاً از اتلاف انرژی جلوگیری کرده و سبب کاهش هزینه‌های سوخت و برق مصرفی جهت گرمایش و سرمایش ساختمان می‌گردد. در بخش تاسیسات نیز به اختصار خصوصیات برخی از روش‌ها و مصالح نوین استفاده شده در این پروژه مورد بررسی قرار گرفت. در بخش اول نشان داده شد که استفاده از سیستم گرمایش کفی موجب توزیع یکنواخت حرارت به آرامی و بسیار مطبوع در محیط شده و ضمن ایجاد آسایش و آرامش در محیط مسکونی به دلیل جلوگیری از اتلاف انرژی بوسیله عایق کاری مناسب از نظر اقتصادی بسیار مرقوم به صرفه می‌باشد. در بخش سیستم فاضلاب نیز استفاده از شیرهای سوپر ونت موجب حذف لوله‌های ونت و افزایش کیفیت و سرعت اجرا شد. در نهایت می‌توان اینگونه بیان کرد که استفاده مناسب از فناوری‌های نوین در ساختمان‌های مسکونی ضامن ارتقاء سرعت ساخت، افزایش ایمنی و دوام ساختمان‌ها و موجب کاهش هزینه‌های ساختمان است.

مراجع

- ۱- گلابچی، م.، (۱۳۸۵)، "ضرورت بهره‌گیری از فناوری‌های نوین ساختمانی"، دومین سمینار ساخت و ساز در پایتخت، تهران.
- ۲- مبحث نوزدهم مقررات ملی ساختمان؛ صرفه جویی در مصرف انرژی، (۱۳۸۹)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، نشر توسعه ایران.
- ۳- کرملو، م.، (۱۳۸۷)، "گزارش فنی شرکت فرآورده‌های پیشرفته ساختمانی"، نشر پژوهش، تهران.
- ۴- گزارش فنی سیستم گرمایش کفی شرکت سوپرپایپ اینترنشنال
- ۵- گزارش فنی سیستم سوپر درین V شرکت سوپرپایپ اینترنشنال

ارزیابی دوام و مقاومت مکانیکی نمونه های ملات و بتن در برابر سیکل های یخ و ذوب

یاسر مارابی^۱، علیرضا بابائیان امینی^۲، احمد فهمی^۲، صیاد طاهری^۳، رضا بابائی قاضیجهرانی^۴

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران گرایش سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر

۲- عضو هیأت علمی، گروه مهندسی عمران دانشگاه بناب

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه بناب

۴- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه بناب

marabi4090@gmail.com

خلاصه

امروزه در ساخت انواع سازه ها، بتن جایگاه ویژه ای دارد و در نتیجه این ماده به عنوان یکی از پرمصرف ترین مصالح محسوب می شود. هدف از این پژوهش، ارزیابی تاثیر سیکل های یخ و ذوب در مقاومت مکانیکی و درصد جذب آب نمونه های ملات و بتن می باشد. برای این منظور نمونه های ملات (۳ طرح اختلاط) و نمونه های بتن (۴ طرح اختلاط) با استفاده از سیمان پرتلند تیپ ۲ ساخته شده و تاثیر سیکل های یخ و ذوب طبق استاندارد ASTM C666 در بازه دمایی (۱۸- و ۴+) مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که نمونه های ملات و بتن که عیار سیمان کمتری دارند در برابر سیکل های یخ و ذوب میزان افت مقاومتی بیشتری نسبت به نمونه های که عیار سیمان بالاتری دارند مشاهده شد. همچنین درصد جذب آب نمونه های ملات و بتن که عیار سیمان کمتری داشتند در مقایسه با نمونه هایی که عیار سیمان بالاتری داشتند، بیشتر بدست آمد.

کلمات کلیدی: ملات و بتن، سیکل یخ و ذوب، مقاومت فشاری، درصد جذب آب

۱. مقدمه

بتن به عنوان یکی از پرمصرف ترین مصالح ساختمانی از اختلاط سیمان پرتلند، ماسه، سنگ و آب ساخته می شود. در سال ۲۰۱۱ میزان تولید سیمان پرتلند در جهان در حدود ۳/۴ میلیارد تن تخمین زده شد [۱]. در سال ۱۹۹۲ میلادی تنها ۵۰۰ میلیون تن بتن تولید شده است که از نظر وزنی پنج برابر مصرف فولاد در مدت مشابه بوده است [۲]. مهم ترین ویژگی بتن مقاومت مکانیکی (مقاومت فشاری و خمشی) آن است. دوام بتن در برابر سیکل های یخ و ذوب در مناطق سردسیر از اهمیت بسزایی برخوردار است [۳]. یکی از مهمترین عوامل تخریب کننده بتن در مناطق سردسیر قرار گرفتن آن در برابر سیکل های یخ و ذوب در شرایط محیطی است [۴]. به عنوان مثال روسازی ها و سازه های هیدرولیکی بتنی در مناطق سردسیر همواره در معرض سیکل های یخ و ذوب هستند [۳، ۵]. در تحقیق حاضر، تاثیر سیکل های یخ و ذوب در مقاومت مکانیکی و درصد جذب آب نمونه های ماسه سیمان و بتن با طرح های اختلاط مختلف مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است.

۲. مواد و تجهیزات

برای ساخت نمونه های ملات و بتن در این پژوهش از سیمان نوع پرتلند تیپ ۲ کارخانه سیمان بوکان استفاده شد. مشخصات شیمیایی این سیمان مطابق جدول ۱ و مشخصات فیزیکی سیمان تیپ ۲ مطابق جدول ۲ می باشد. برای ساخت نمونه ها از آب شرب شهری استفاده شد. وسایل و تجهیزات مورد

استفاده شده در این تحقیق شامل دستگاه یخ و ذوب، پن میکسر، قالب فلزی مکعبی سه تایی ۵×۵×۵ سانتیمتری، قالب پلاستیکی مکعبی ۱۵×۱۵×۱۵ سانتیمتری، ویریه، دستگاه جک ملات شکن و بتن شکن است.

جدول ۱: مشخصات شیمیایی سیمان تیپ ۲ بوکان

درصد وزنی	اجزا و ترکیبات شیمیایی	درصد وزنی	اجزا و ترکیبات شیمیایی
۶۵/۹۴	Calcium oxide (CaO)	۱/۰۸	Sulphat oxide (SO ₃)
۲۱/۶۶	Silicon dioxide (SiO ₂)	۰/۷۳	Potassium oxide (k ₂ O)
۱/۵۸	Magnesium oxide (MgO)	۰/۱۲	Sodium oxide (Na ₂ O)
۴/۶۷	Aluminium oxide (Al ₂ O ₃)	۰/۴۴	Titanium oxide (TiO ₂)
۳/۶۳	Ferric oxide (Fe ₂ O ₃)	۰/۰۵	Phosphorus oxide (P ₂ O ₅)
۰/۱	Strontium (SrO)	۰/۲	Manganese oxide (MnO)

جدول ۲: مشخصات فیزیکی سیمان تیپ ۲ بوکان

فیزیکی	خصوصیات
۳/۱۸	وزن مخصوص (gr/cm ³)
۱۰۰۰۰ - ۱۵۰۰۰	اندازه ذرات (nm)

۳. روشها

طرح اختلاط‌های ملات ماسه به سیمان (ساخته شده با استفاده از سیمان پرتلند تیپ ۲ بوکان) شامل نمونه‌های مورد نیاز برای ارزیابی مقاومت فشاری و درصد جذب آب نمونه‌ها در دو حالت بدون اعمال سیکل‌های یخ و ذوب و با اعمال سیکل‌های یخ و ذوب در ۳ طرح با نسبت ۱:۳:۵، ۱:۵:۶ و ۱:۶:۱ مطابق جدول ۳ و جدول ۴ ساخته شد.

جدول ۳: طرح اختلاط نمونه‌های ملات ماسه سیمان برای ارزیابی مقاومت مکانیکی و دوام حالت بدون اعمال سیکل یخ و ذوب

ردیف	نام نمونه	نسبت ماسه به سیمان	نسبت آب به سیمان	تعداد نمونه ها
۱	CP 3-1	۱ : ۳	۰/۴۵	۳×۲
۲	CP 5-1	۱ : ۵	۰/۴۵	۳×۲
۳	CP 6-1	۱ : ۶	۰/۴۵	۳×۲

جدول ۴: طرح اختلاط نمونه‌های ملات ماسه سیمان برای ارزیابی مقاومت مکانیکی و دوام حالت با اعمال سیکل یخ و ذوب

ردیف	نام نمونه	نسبت ماسه به سیمان	نسبت آب به سیمان	تعداد نمونه ها
۱	CP-C 3-1	۱ : ۳	۰/۴۵	۳×۲
۲	CP-C 5-1	۱ : ۵	۰/۴۵	۳×۲
۳	CP-C 6-1	۱ : ۶	۰/۴۵	۳×۲

طرح اختلاط نمونه‌های بتن (ساخته شده با استفاده از سیمان پرتلند تیپ ۲ بوکان) برای ارزیابی مقاومت فشاری و درصد جذب آب نمونه‌ها در دو حالت بدون اعمال سیکل‌های یخ و ذوب و با اعمال سیکل‌های یخ و ذوب در ۴ طرح در رده‌های C12، C15، C18 و C21 مطابق جدول ۵ و جدول ۶ و با نسبت آب به سیمان مختلف ساخته شده است.

جدول ۵: طرح اختلاط نمونه‌های بتن برای ارزیابی مقاومت مکانیکی و دوام حالت بدون اعمال سیکل یخ و ذوب

ردیف	نام نمونه	نسبت آب به سیمان	اجزای بتن در یک مترمکعب (kg/m ³)		
			آب	سیمان	شن
۱	CP- C12	۰/۷۵	۲۰۵	۲۷۳	۸۸۰
۲	CP- C15	۰/۶۵	۲۰۵	۳۱۲	۸۴۸
۳	CP- C18	۰/۵۹	۲۰۵	۳۴۷	۸۱۹
۴	CP- C21	۰/۵۵	۲۰۵	۳۷۰	۸۰۰

جدول ۶: طرح اختلاط نمونه‌های بتن برای ارزیابی مقاومت مکانیکی و دوام حالت با اعمال سیکل یخ و ذوب

ردیف	نام نمونه	نسبت آب به سیمان	اجزای بتن در یک مترمکعب (kg/m ³)		
			آب	سیمان	شن
۱	CP-C C12	۰/۷۵	۲۰۵	۲۷۳	۸۸۰
۲	CP-C C15	۰/۶۵	۲۰۵	۳۱۲	۸۴۸
۳	CP-C C18	۰/۵۹	۲۰۵	۳۴۷	۸۱۹
۴	CP-C C21	۰/۵۵	۲۰۵	۳۷۰	۸۰۰

در طرح‌های اختلاط مربوط به نمونه‌های بتن، نام طرح CP- C21 نشان دهنده بتن ساخته شده با رده C21 برای ارزیابی مقاومت مکانیکی و دوام بدون اعمال سیکل‌های یخ و ذوب و نام طرح CP-C C15 نشان دهنده بتن ساخته شده با رده C15 برای ارزیابی مقاومت مکانیکی و دوام با اعمال سیکل‌های یخ و ذوب می‌باشد.

نمونه‌های ملات و بتن ساخته شده با استفاده از طرح‌های اختلاط مختلف داخل پن میکسر ریخته شده و پس از ۵ دقیقه اختلاط کامل مصالح در درون قالب‌های ۱۵×۱۵×۱۵ سانتیمتری پلاستیکی و قالب‌های ۵×۵×۵ سانتیمتری فلزی ریخته شده و بر روی دستگاه لرزان و ویبره زده شد. نمای کلی نمونه‌های ملات ماسه سیمان و بتن مطابق شکل ۱ می‌باشد.



شکل ۱: نمونه‌های ملات و بتن پرتلندی داخل قالب

دوام نمونه‌های ملات و بتن (عمل‌آوری شده در آب) و همچنین دوام نمونه‌های ملات و بتن پرتلندی در دستگاه سیکل یخ و ذوب مطابق شکل ۲ در بازه دمایی ۱۸- تا ۴+ درجه سانتیگراد مورد ارزیابی قرار گرفت. تعداد چرخه‌ها ۳۰۰ سیکل بر اساس استاندارد ASTM-C666 [۶] هر یک سیکل برابر ۲ ساعت) است. بعد از اعمال ۳۰۰ سیکل یخ و ذوب، نمونه‌ها از دستگاه بیرون آورده شد و نمونه‌ها از داخل ظرف پلاستیکی بیرون آورده و به مدت ۲۴ ساعت داخل گرمخانه با دمای ۱۱۰ درجه سانتیگراد قرار داده شد. بعد از بیرون آوردن نمونه‌ها از گرمخانه، مقاومت مکانیکی (فشاری) نمونه‌ها اندازه‌گیری شد. مقاومت مکانیکی نمونه‌های مشابه نیز بدون اعمال سیکل یخ و ذوب برای مقایسه و ارزیابی دوام اندازه‌گیری شد.

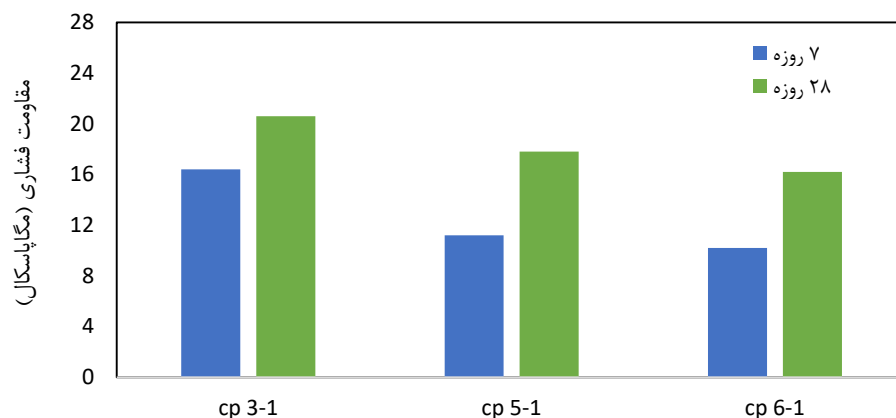


شکل ۲: دستگاه سیکل یخ و ذوب در بازه دمایی مختلف

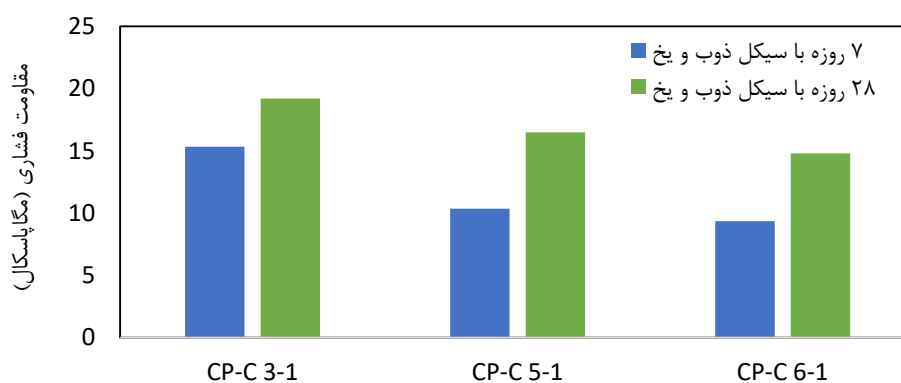
۴. نتایج و بحث

۴-۱. نتایج آزمون مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان

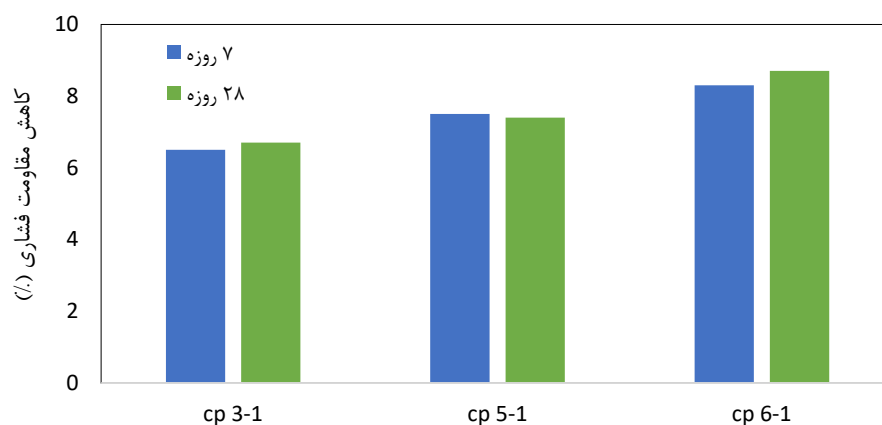
در شکل ۳ مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان مختلف (۱:۴، ۱:۳ و ۱:۶) بدون اعمال سیکل‌های یخ و ذوب و در شکل ۴ مقاومت فشاری نمونه‌های مشابه (شرایط یکسان از نظر طرح اختلاط) با اعمال سیکل‌های یخ و ذوب ارائه شده است. همچنین در شکل ۵ تغییر مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از اعمال سیکل‌های یخ و ذوب ارائه شده است. همچنانکه قابل انتظار است مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان (پرتلندی) نسبت ۱:۳ در مقایسه با سایر نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان (نسبت ۴:۱ و ۱:۶) بیشتر است. بیشترین میزان کاهش مقاومت فشاری ملات ماسه‌سیمان تحت سیکل‌های ذوب و یخ مربوط به نمونه با نسبت ۱:۶ و کمترین میزان کاهش مربوط به نمونه ۱:۳ است. ملات ماسه‌سیمان با افزایش میزان جرم سیمان مصرفی (به ترتیب)، مقاومت فشاری در اثر سیکل‌های یخ و ذوب کمتر کاهش می‌یابد.



شکل ۳: مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان بدون اعمال سیکل‌های یخ و ذوب



شکل ۴: مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان با اعمال سیکل‌های یخ و ذوب

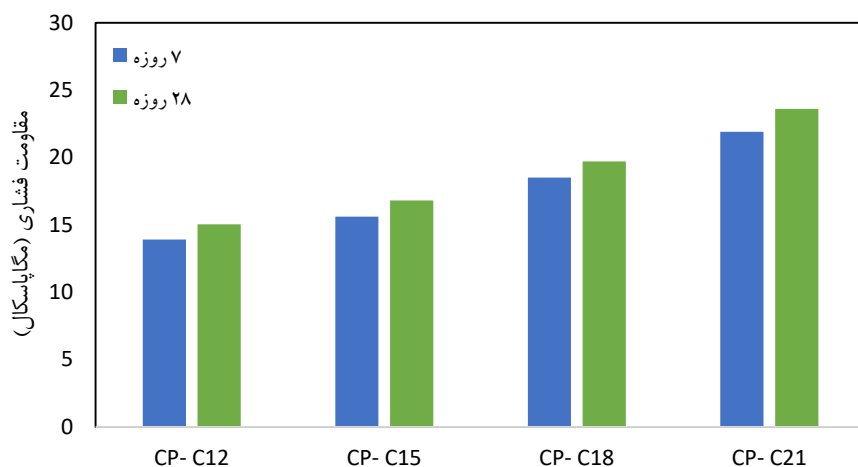


شکل ۵: تغییرات مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان در اثر اعمال سیکل‌های یخ و ذوب

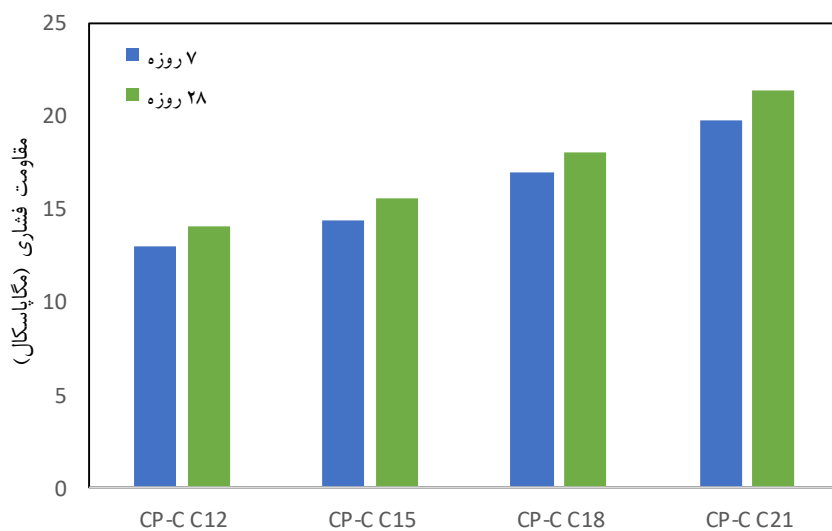
۲-۴. نتایج آزمون مقاومت فشاری نمونه‌های بتن

در شکل ۶ مقاومت فشاری نمونه‌های بتن با رده‌های مقاومتی مختلف (ساخته شده با طرح‌های اختلاط مختلف متناسب با رده‌های مقاومتی مورد انتظار) بدون اعمال سیکل‌های یخ و ذوب و در شکل ۷ مقاومت فشاری نمونه‌های مشابه (شرایط یکسان از نظر طرح اختلاط) با اعمال سیکل‌های یخ و ذوب ارائه شده است. همچنین در شکل ۸ تغییرات مقاومت فشاری نمونه‌ها پس از اعمال سیکل‌های یخ و ذوب ارائه شده است.

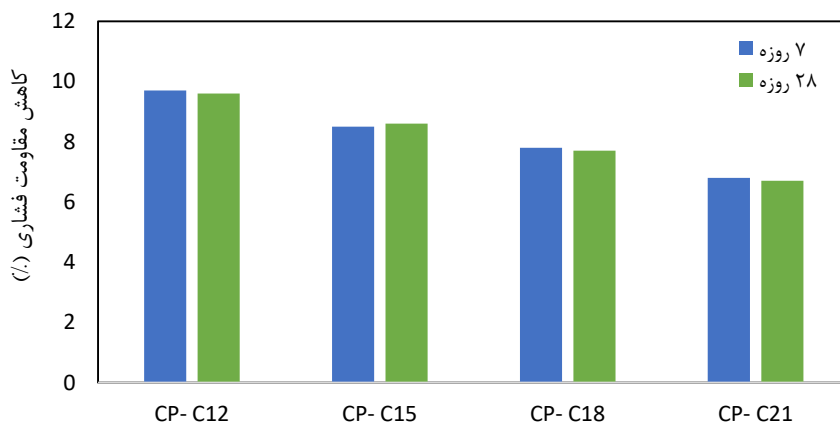
همچنانکه قابل انتظار است مقاومت فشاری نمونه‌های بتن C21 در مقایسه با سایر نمونه‌ها بیشتر است. بیشترین میزان کاهش مقاومت فشاری بتن تحت سیکل‌های یخ و ذوب مربوط به نمونه‌های C12 و کمترین میزان کاهش مربوط به نمونه C21 است. در بتن با افزایش میزان جرم سیمان مصرفی (به ترتیب)، مقاومت فشاری در اثر سیکل‌های یخ و ذوب کمتر کاهش می‌یابد.



شکل ۶: مقاومت فشاری بتن با رده‌های مقاومتی مختلف بدون اعمال سیکل‌های یخ و ذوب



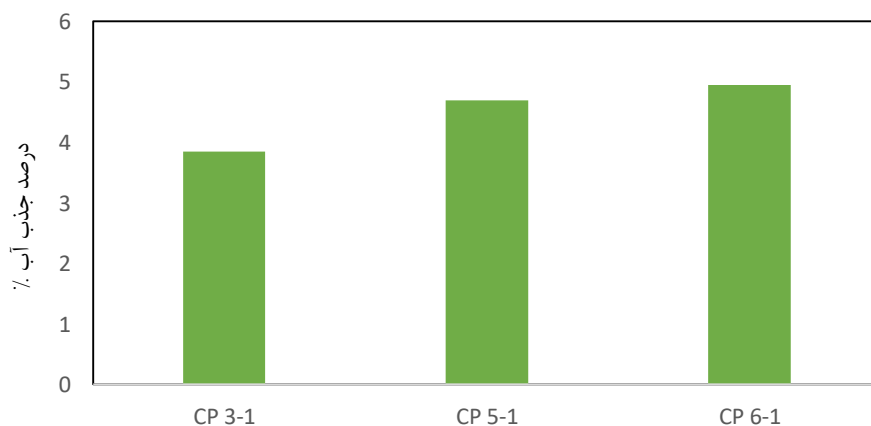
شکل ۷: مقاومت فشاری بتن با رده‌های مقاومتی مختلف با اعمال سیکل‌های یخ و ذوب



شکل ۸: کاهش مقاومت فشاری بتن با رده‌های مقاومتی در اثر سیکل‌های یخ و ذوب

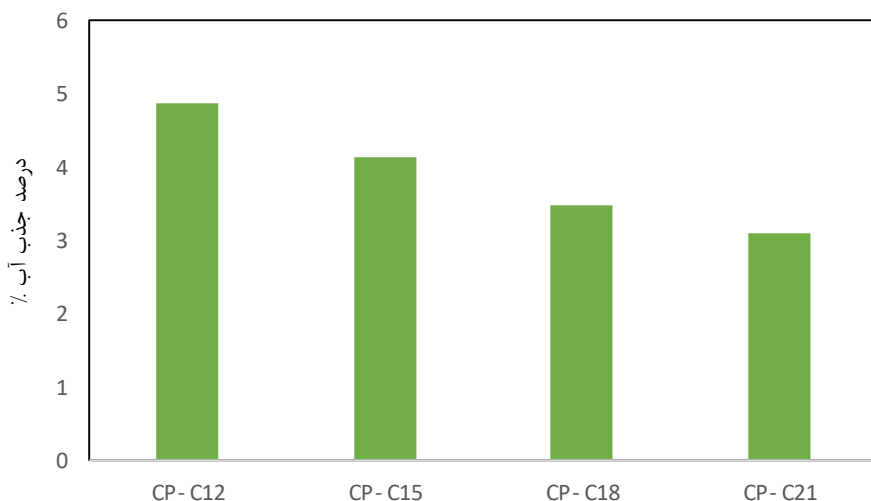
۳-۴. نتایج آزمون درصد جذب آب نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان و بتن

در شکل ۹ درصد جذب آب نمونه‌های ملات نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که با افزایش ماسه در طرح اختلاط ملات ماسه‌سیمان، درصد جذب آب به تدریج افزایش می‌یابد. به طور کلی، نمونه ملات ماسه‌سیمان با نسبت ماسه سیمان ۱:۳ دارای کمترین درصد جذب آب و نمونه ملات ماسه‌سیمان با نسبت ماسه سیمان ۱:۶ دارای بیشترین درصد جذب آب می‌باشد.



شکل ۹: درصد جذب آب نمونه‌های ملات ماسه‌سیمان

در شکل ۱۰ درصد جذب آب نمونه‌های بتن ارائه شده است. مشاهده می‌شود که با کاهش سیمان در طرح‌های اختلاط‌های بتن پرتلندی، درصد جذب آب به تدریج افزایش می‌یابد. به طور کلی، نمونه بتن پرتلندی با رده CP 21 دارای کمترین درصد جذب آب و نمونه بتن پرتلندی با رده CP 12 دارای بیشترین درصد جذب آب می‌باشد.



شکل ۱۰: درصد جذب آب نمونه‌های بتن

۷. نتیجه‌گیری

نتایج پژوهش حاضر نشان داد که مقاومت فشاری نمونه‌های ملات ماسه سیمان ساخته شده با سیمان پرتلند نسبت ۱:۳ در مقایسه با سایر نمونه‌ها بیشتر است. مقدار کاهش مقاومت فشاری تمام نمونه‌ها در اثر سیکل یخ و ذوب ۶/۵ تا ۸/۷ درصد بدست آمد. بیشترین میزان کاهش مقاومت فشاری در اثر

اعمال سیکل‌های یخ و ذوب مربوط به نمونه ملات ماسه سیمان ساخته شده نسبت ۱:۶ و کمترین میزان کاهش مربوط به نسبت ۱:۳ بود. مقاومت فشاری نمونه‌های بتن ساخته شده با سیمان پرتلند، با رده C21 در مقایسه با سایر نمونه‌ها بیشتر است. مقدار کاهش مقاومت فشاری تمام نمونه‌ها در اثر اعمال سیکل یخ و ذوب ۶/۷ تا ۹/۷ درصد بدست آمد. بیشترین میزان کاهش مقاومت فشاری در اثر سیکل‌های یخ و ذوب مربوط به نمونه بتن ساخته شده با رده C12 و کمترین میزان کاهش مربوط به نمونه بتن ساخته شده با رده C21 بود.

مراجع

1. Arezoumandi, M. and J.S. Volz, *A comparative study of the mechanical properties, fracture behavior, creep, and shrinkage of high-volume fly ash concrete*. Journal of Sustainable Cement-Based Materials, 2013. **2**(3-4): p. 173-185.
2. Asgari, A., et al., *Quality and quantity of construction and demolition waste in Tehran*. Journal of Environmental Health Science and Engineering, 2017. **15**(1): p. 1-8.
3. Cai, H. and X. Liu, *Freeze-thaw durability of concrete: ice formation process in pores*. Cement and concrete research, 1998. **28**(9): p. 1281-1287.
4. Shang, H.-S. and T.-H. Yi, *Freeze-thaw durability of air-entrained concrete*. The Scientific World Journal, 2013. **2013**.
5. Zhou, C., et al., *Impact of freeze-thaw environment on concrete materials in two-lift concrete pavement*. Construction and Building Materials, 2020. **262**: p. 120070.
6. Concrete, A.I.C.C.o. and C. Aggregates, *Standard test method for resistance of concrete to rapid freezing and thawing*. 2008: ASTM International.

بررسی رفتار ستون های تقویت شده با بتن با عمل کرد فوق العاده (UHPFRC)

سعادت اسحاقی میلاسی^۱، داود مستوفی نژاد^۲، علیرضا سلجوقیان^۳

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه صنعتی اصفهان

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

E-mail: eshaghi.saadat@pa.iut.ac.ir

چکیده

سازه های بتن مسلح یکی از سازه های پر کاربرد در سراسر جهان است. با وجود رویدادهای تاثیر گذار مانند بلایای طبیعی یا انفجارها، درک این که چگونه می توان سازه ها را بهبود داد، خیلی مهم است. روش های محصورشدگی از قبیل ژاکت بتنی، ژاکت فولادی و کامپوزیت FRP می باشد. با توجه به اهمیت نقش تقویت اعضا در سازه ها، به نظر می رسد بررسی رفتار مکانیکی ژاکت بتنی UHPFRC موضوع مفید و کاربردی در علم مقاوم سازی می باشد. نتایج حاصل از آزمایش نمونه ها نشان داد که به میزان قابل توجهی باعث افزایش ظرفیت باربری، جذب انرژی و شکل پذیری شده است.

کلمات کلیدی: UHPFRC، مقاوم سازی، ژاکت بتنی، جذب انرژی، شکل پذیری

۱. مقدمه

مقاوم سازی سازه های بتنی یکی از مسائل بسیار مهم در علم مهندسی عمران است. از سال ۱۸۷۵ میلادی که اولین ساختمان بتن آرمه در نیویورک ساخته شد، تا کنون که استفاده از سازه های بتن آرمه متداول شده است، محققین در تلاش هستند که رفتار این سازه ها را تحت اثر شرایط مختلف بارگذاری و در معرض آسیب های طبیعی، بهتر بشناسند؛ تا سازه های با استحکام بیشتر و از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه تر ساخته شود [۱]. در بین این آسیب های طبیعی که هم از لحاظ مادی و هم جانی منجر به خسارت می شود، زلزله از خطرناکترین نوع بلایای طبیعی است. به عنوان مثال در زلزله بم حدود ۳۰ هزار نفر از ساکنین آن منطقه، جان خود را از دست دادند و حدود ۷۰ درصد از ساختمان ها به طور کامل تخریب شدند. در این میان، سازه های بتنی همواره در معرض آسیب های محیطی هستند و نیازمند مقاوم سازی می باشند [۲]. در سال های اخیر، گسترش پوزولان ها از قبیل میکروسیلیس، خاکستر بادی و مواد افزودنی شیمیایی کاهنده ی قوی آب، منجر به معرفی چندین نوع بتن جدید با مشخصات عالی شده است. از جمله مواردی که تحقیقات میدانی گسترده ای راجع به آن ها شده است، می توان از بتن با مقاومت بالا و بتن مسلح شده به الیاف نام برد. اگر چه مقاومت بالای این نوع بتن یک مزیت مناسب این بتن است، اما با افزایش مقاومت رفتار بتن تردتر می شود. به منظور بهبود رفتار شکل پذیر این بتن استفاده از الیاف که نقش مسلح کننده ی بتن را دارد، توسط محققان پیشنهاد گردید [۳]. از دغدغه های اساسی و بسیار مهم در علم مهندسی عمران، جنبه ی اقتصادی و ایمنی یک سازه است. همان طور که تجربه نشان داده، یک سازه ممکن است به دلیل عوامل گوناگونی مانند خطاهای اجرایی و محاسباتی، خرابی های شیمیایی و فیزیکی و خطرات طبیعی نظیر زلزله و تغییر کاربری، معیارهای ایمنی را از دست بدهد و از نظر مهندسی غیر قابل قبول تلقی گردد [۴-۵]. روش های مختلفی برای مقاوم سازی و بهسازی سازه ها وجود دارد. اما از جمله روش های متداول برای مقاوم سازی می توان به ژاکت بتنی، ژاکت فولادی و کامپوزیت های FRP اشاره کرد.

در سال ۱۹۸۳ میلادی، سازمان توسعه ی صنعتی ملل متحد با همکاری کشورهای ناحیه ی بالکان، آیین نامه ی مقاوم سازی سازه ها را تدوین کرد و در آن توصیه به استفاده از ژاکت بتنی شد [۶]. این در حالی است که در سال های اخیر در کارهای اجرایی کمتر از ژاکت بتنی استفاده می شود. از معایب استفاده از ژاکت های بتنی می توان به مشکلات اجرایی، افزایش بعد اعضا و عدم هماهنگی با معماری سازه اشاره کرد [۷]. در اعضای تقویت شده با ژاکت های فولادی علاوه بر مشکلات اجرایی، خوردگی ورق های فولادی از اساسی ترین ضعف های این روش است. با توجه به پیشرفت سریع دانش تکنولوژی بتن، بتن با عملکرد فوق العاده بالا UHPC به علت مقاومت فشاری زیاد کاربرد وسیعی برای بهینه سازی در سازه ها پیدا کرده است. در این تحقیق تلاش خواهد

شد تا حدودی از مشکلات ژاکت بتنی برطرف شده و از مزیت‌های چشمگیر آن نهایت استفاده برده شود. اروسی و هم‌کاران در سال ۱۹۹۳ تحقیقی بر روی تعمیر و مقاوم سازی با استفاده از ژاکت بتنی انجام دادند. برای این منظور، نمونه‌ها با ابعاد و آرماتورگذاری مختلف تحت بارگذاری یکنواخت محوری آزمایش شدند. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که ظرفیت باربری نمونه‌های تقویت شده با ژاکت بتنی به ۹۰ تا ۹۵ درصد ظرفیت باربری نمونه‌های مینا رسیدند [۸].

ال اوستا و هم‌کاران در سال ۲۰۱۸ تاثیر دو روش مختلف برای مقاوم سازی تیرهای بتن آرمه با استفاده از بتن UHPFRC را مورد مطالعه قرار دادند. عوامل مورد بررسی در این تحقیق شامل ماسه پاشی تیرها و استفاده از اپوکسی برای اتصال اولیه‌ی نوارهای UHPFRC به تیر بتنی بود. در هر کدام از این روش‌ها، تیرها در سه حالت مختلف تقویت شدند. برای این منظور، در حالت اول وجه پایینی تیر تقویت شده، در حالت دوم دو وجه جانبی تیر تقویت شده، و در حالت آخر سه وجه تیر تقویت شدند. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که ظرفیت باربری در تیرهای که در سه وجه تقویت شدند، بیشترین افزایش را داشته، و تیرهای که در قسمت پایین تقویت شده بودند، کمترین افزایش را تجربه نمودند [۹].

مدا و هم‌کاران در سال ۲۰۰۸ امکان مقاوم سازی ستون‌های بتنی آرمه موجود با استفاده از ژاکت HPFRC و با مقاومت فشاری ۱۷۰ MPa را مورد بررسی قرار دادند. آنها دریافتند که استفاده از ژاکت HPFRC با ضخامت ۳۰ میلی متر منجر به افزایش قابل توجهی در ظرفیت باربری خمشی و محوری ستون‌ها می‌شود. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که ژاکت HPFRC، نیروی کششی حداکثر را تا حدود ۱۰۰۰ kN افزایش می‌دهد که بیشتر از دو برابر نیروی کششی در نمونه‌ی بدون ژاکت می‌باشد [۱۰].

پژوهش حاضر به بررسی رفتار ستون‌های تقویت شده با بتن UHPFRC حاوی الیاف ماکرو میکرو پرداخته است. در ادامه مشخصات مصالح مورد استفاده در بتن با عملکرد فوق العاده بالا آمده است.

۲. مصالح و طرح اختلاط

سیمان مورد استفاده در این تحقیق، سیمان اردستان می‌باشد. لازم به ذکر است که در ساخت بتن هسته‌ی ستون‌ها، نسبت آب به سیمان برابر با ۰/۵۵ می‌باشد. حداکثر بعد سنگ دانه‌ها برابر با ۱۰ میلی متر در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، سیمان، میکروسیلیس از جمله موادی هستند که نقش چسب و باعث افزایش مقاومت بتن با عمل کرد فوق العاده بالا را ایفا می‌کنند. علاوه بر این از ماسه سیلیسی و پودر سیلیس به عنوان پرکننده استفاده می‌شود. به منظور دستیابی به اسلامپ ۹۰ میلی متر، و مقاومت فشاری ۲۵ مگا پاسکال در سن ۲۸ روز طبق آیین نامه‌ی ACI 211 [۱۱]، پس از چند بار آزمون و اصلاح، طرح اختلاط بتن معمولی جهت انجام این پژوهش در جدول ۱، ساخته شده است. برای اطلاع از مقاومت بتن UHPFRC در زمان آزمایش، تعداد ۱۵ عدد نمونه‌ی بتنی غیر مسلح با قطر ۱۰۰ میلی متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی متر برای تعیین مقاومت فشاری در سن ۲۸ روز و زمان آزمایش مطابق جدول ۲ ساخته شدند. نمونه‌های قالب گیری شده پس از گذشت ۲۴ ساعت باز شده و برای عمل آوری درون حوضچه‌های آب قرار گرفته‌اند. آزمایش‌های مقاومت فشاری بر روی نمونه‌ها انجام شده است. جدول ۲، طرح اختلاط بتن فوق توانمند و مشخصات الیاف مورد استفاده قابل مشاهده است.

جدول ۱. طرح اختلاط بتن معمولی هسته‌ی ستون (واحد kg/m^3)

نام مصالح	سیمان	شن	ماسه	آب
مقدار (Kg/m^3)	۴۰۱	۹۰۴	۸۴۸	۲۲۵

جدول ۲. طرح اختلاط استفاده شده برای ساخت نمونه‌های UHPFRC (واحد kg/m^3)

شماره‌ی طرح اختلاط	سیمان	ماسه سیلیس	میکروسیلیس	پودر سیلیس	آب	الیاف	فوق روان کننده	نوع الیاف
۱	۹۸۵	۶۹۰	۳۰۵	۱۷۵	۱۷۴	۱۳/۶۵	۳۰	Barchip
۲	۹۸۵	۶۹۰	۳۰۵	۱۷۵	۱۷۴	۷۸	۳۰	Steel

۳. ساخت ستون‌ها

برای ساخت بتن هسته و ژاکت از دو مخلوط کن استفاده گردید؛ برای ساخت بتن هسته از مخلوط کن با ظرفیت اسمی ۶۰ لیتر استفاده شده است. و سرعت این مخلوط کن ۲۴ دور در دقیقه می‌باشد. برای ساخت بتن ژاکت از دستگاه مخلوط کن با ظرفیت اسمی ۲۰ لیتر و سه سرعت ۵۴، ۱۶۸ و ۳۸۴ دور بر دقیقه استفاده شده است. به منظور ساخت ستون‌ها با ابعاد و ارتفاع مورد نظر، از چهار قالب استوانه‌ای به قطر ۱۲۰ میلی متر و ارتفاع ۵۰۰ میلی متر برای ساخت نمونه‌های اصلی بتن هسته‌ای ستون‌ها استفاده می‌شود. هم‌چنین از قالب‌های به ارتفاع ۵۰۰ میلی متر و قطر ۱۵۰ میلی متر برای تقویت هسته‌های ساخته شده با بتن UHPFRC استفاده می‌شود. برای متراکم کردن بتن از میز لرزان استفاده شده که با قرار دادن نمونه‌ها بر روی آن و ارتعاش دستگاه، بتن داخل قالب متراکم می‌شود. به منظور از بین بردن گوشه‌های تیز نمونه‌ها، زدودن لایه‌های سطحی و هم‌چنین صاف کردن و تراز کردن دو سر ستون از دستگاه فرز و سنگ مخصوص ساب زنی و برای ایجاد انواع شیار روی نمونه‌های از دستگاه شیارزنی استفاده می‌شود. در این دستگاه، بر روی تیغه دستگاه قابی قرار می‌گیرد که با تنظیم کردن آن می‌توان شیار با عمق مورد نظر را بر روی نمونه ایجاد کرد. در ادامه آرماتورهای طولی و عرضی به اندازه‌های مورد نظر بریده شد. برای این منظور، از ۶ عدد آرماتور به قطر ۸ میلی متر و طول ۴۶۰ میلی متر به عنوان آرماتورهای طولی استفاده گردید. علاوه بر این، از ۶ عدد تنگ به قطر ۶.۵ میلی متر و فواصل ۸۵ میلی متر به عنوان تنگ دایره‌ای استفاده شد. بتن ریزی هسته‌ای ستون‌ها انجام شده و به مدت ۲۸ روز عمل آوری مرطوب صورت گرفته است. در مرحله بعد، شیار طولی به عرض ۲۰ و عمق ۶ میلی متر ایجاد گردید.

برای ساخت بتن ژاکت ستون‌ها از مخلوط کن با سرعت بالا باید استفاده شود. ابتدا مصالحی مانند میکروسیلیس، ماسه‌ی سیلیس، پودر سیلیس و سیمان داخل مخلوط کن ریخته شده و به مدت ۵ دقیقه با هم مخلوط می‌شوند. پس از آن، آب و فوق روان کننده را با هم مخلوط کرده و به مخلوط اضافه می‌شود. پس از ۱۰ دقیقه مخلوط شدن مصالح خشک، آب و فوق روان کننده، الیاف مورد نظر به بتن اضافه می‌شود. سپس به مدت ۵ دقیقه اختلاط مصالح با سرعت بالاتر انجام می‌شود. پس از ساخت UHPFRC، قالب‌ها وارد هسته‌ی بزرگ‌تر می‌شوند و از سه فاصله‌نگه‌دار برای قرار گرفتن ستون‌ها وسط قالب استفاده می‌شود. سپس بتن UHPFRC وارد قالب می‌شود تا به طور کامل نمونه‌ی هسته را بگیرد. شکل ۱ تصویر نمونه قبل و بعد از ژاکت بتنی را نشان می‌دهد. نام گذاری نمونه‌ها به این صورت است که UJ-S و UJ-B نمونه‌ی تقویت شده با ژاکت UHPFRC حاوی الیاف فولادی و بارچیب به ترتیب می‌باشد و نمونه‌ی C نمونه‌ی شاهد می‌باشد. لازم به ذکر است که نمونه‌ها تحت نیروی محوری مورد آزمایش قرار گرفتند.

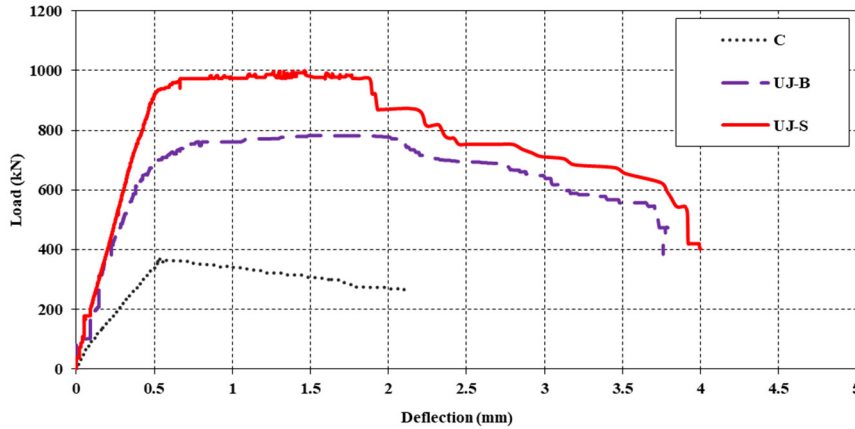


شکل ۱- شکل ستون قبل و بعد از تقویت با ژاکت بتنی

۴. نتایج آزمایش‌ها

۱/۴ نمودار بار تغییر مکان

در شکل ۲، نمودار بار تغییر مکان نمونه‌ها قابل مشاهده می‌باشد. در نمونه‌های تقویت شده با ژاکت بتنی، شیب اولیه‌ی نمودار بار تغییر مکان نمونه‌ها تقریباً برابر می‌باشد. به عبارت دیگر، به دلیل ابعاد یکسان نمونه‌های تقویت شده، سختی آن‌ها تا بار حداکثر با یک‌دیگر برابر است. از طرف دیگر، با توجه به بعد کوچک‌تر نمونه‌ی شاهد، سختی آن به میزان قابل توجهی از سختی نمونه‌های تقویت شده کم‌تر است. نمونه‌ی شاهد به دلیل وجود میلگرد داخلی دارای رفتاری نرم می‌باشد. علاوه بر این، نمودار بار تغییر مکان نمونه‌های تقویت شده با ژاکت UHPFRC از سه بخش تشکیل شده است. قسمت اول نمودار بار-تغییر مکان به صورت خطی و نشان دهنده‌ی سختی نمونه‌ها می‌باشد؛ همان‌طور که قبلاً اشاره شد سختی تمامی نمونه‌های تقویت شده تقریباً یکسان است. هم‌چنین در این ناحیه از نمودار به دلیل محصور شدن بتن UHPFRC، نمونه‌ها با تغییر مکان کم، بار زیادی تحمل می‌کند. در بخش دوم نمودار و پس از رسیدن نمونه‌ها به بار حداکثر، نمودار یک حرکت تقریباً ثابت پیدا می‌کند و رفتار سخت‌شوندگی مطلوبی مشاهده می‌شود که به دلیل محصور شدن بتن مناسب با ژاکت UHPFRC و الگوی تقویت در نمونه‌ها می‌باشد. در قسمت سوم نمودار، الیاف شروع به بارگیری می‌کند و تغییر مکان افزایش می‌یابد که بیش‌ترین تغییر مکان در این ناحیه از نمودار مشاهده شده است. در نهایت در این بخش از نمودار، رفتار نرم نمونه همراه با افت بار مشاهده می‌شود.



شکل ۲- نمودار بار تغییر مکان

۲.۴ ظرفیت باربری

نمونه‌ی شاهد به دلیل وجود آرماتورهای داخلی و عدم تقویت خارجی، شکست نرمی را تجربه نمود و نقطه‌ی شکست آزمایشگاهی در آن مشاهده نشد. در واقع شکست نرم بدان معنی است که نقطه‌ای در نمونه که به صورت ناگهانی افت باربری داشته و یا از حالت باربری خارج شود نقطه‌ی نهایی قابل شناسایی نیست. به همین دلیل و با توجه به مطالعاتی که در گذشته انجام شده، برای تعیین بار نهایی نمونه‌ها از ۸۵٪ بار حداکثر در شاخه‌ی نزولی منحنی بار تغییر مکان استفاده می‌شود. بر اساس نتایج به دست آمده، بار حداکثر و بار نهایی نمونه‌ی شاهد به ترتیب برابر $360/2$ و $288/2$ کیلو نیوتن است. کرنش متناظر بار حداکثر و بار نهایی در نمونه‌ی شاهد به ترتیب $0/0031$ و $0/0061$ می‌باشد. نمونه‌ی حاوی الیاف بارچیب UJ-B به میزان 781 کیلو نیوتن باربری داشته است. این مقدار برای نمونه‌ی UJ-S برابر 998 کیلو نیوتن می‌باشد. این میزان بار در نمونه‌ها نشان دهنده‌ی این است که استفاده از ژاکت بتنی در افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها تاثیر قابل توجهی دارد. نمونه‌ی با اتصال هسته به ژاکت به روش شیار طولی و حاوی الیاف فولادی به میزان 177 درصد نسبت به نمونه‌ی شاهد افزایش باربری داشته است. نمونه‌ی با اتصال هسته به ژاکت به روش شیار طولی و حاوی الیاف بارچیب به میزان 117 درصد نسبت به نمونه‌ی شاهد افزایش باربری داشته است. جدول ۳ نتایج حاصل آزمایش نمونه‌ها نشان داده شده است.

جدول ۳. نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌ها

نام نمونه	نوع الیاف ژاکت	بار حداکثر (kN)	تغییر شکل متناظر تا بار حداکثر (mm)	بار نهایی (kN)	کرنش محوری نهایی	میزان افزایش ظرفیت باربری نسبت به نمونه‌ی شاهد (%)
C	-	۳۶۰	۰/۵۱	۲۸۸	۰/۰۰۶۱	-
UJ-S	فولادی	۹۹۸	۰/۶۶	۷۹۸	۰/۰۱۰	۱۷۷
UJ-B	بارچیب	۷۸۱	۰/۷۱	۶۲۴	۰/۰۹۲	۱۱۷

علت این افزایش باربری نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی شاهد، استفاده از ژاکت بتنی با ضخامت 15 میلی متر می‌باشد. به عبارت دیگر، خاصیت محصور کنندگی و مقاومت فشاری مناسب بتن UHPFRC باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها شده است. هم‌چنین با توجه به نتایج به دست آمده، عملکرد بهتر الیاف فولادی نسبت به الیاف بارچیب، به دلیل خصوصیات مکانیکی مطلوب و قابلیت پخش بهتر این الیاف در بتن و اطراف هسته‌ی ستون می‌باشد. از طرفی، مقاومت کششی الیاف فولادی نسبت به الیاف بارچیب بیشتر می‌باشد. با این وجود، الیاف بارچیب انعطاف و طول بیشتری نسبت به الیاف فولادی دارد. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان دریافت که علت دیگر این افزایش ظرفیت باربری، استفاده از روش شیار زنی است که باعث یک رفتار

یک پارچه و یک نواخت در نمونه‌ها شده است. استفاده از شیار طولی در نمونه‌ها، به دلیل هم‌راستا بودن با جهت بارگذاری، منجر به عملکرد مطلوبی شده است و بهبود اتصال هسته با ژاکت در سطح کل نمونه‌ها را به دنبال داشته است. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت که نمونه‌ی حاوی الیاف فولادی، ظرفیت باربری و رفتار سخت شوندگی بیش‌تری نسبت به نمونه‌ی حاوی الیاف بارچپ دارد و ژاکت از تمام ظرفیت خود استفاده کرده است. لازم به ذکر است که استفاده از الیاف فولادی که به صورت آزادانه‌تر در بتن پخش شده‌اند، باعث ایجاد یک ماتریس منجسم و یک پارچه شده و در نتیجه نمونه‌های حاوی الیاف فولادی نسبت به الیاف بارچپ ظرفیت باربری بیش‌تری از خود نشان می‌دهند.

۳،۴ شکست نمونه‌ها

شکل ۳، نحوه‌ی گسیختگی نمونه‌های گروه اول را نشان می‌دهد. مشاهدات حین آزمایش و نحوه‌ی شکست نمونه‌های تقویت شده با ژاکت UHPFRC نشان می‌دهد که در نمونه‌های تقویت شده، شکست در ناحیه‌ی یک سوم میانی ستون رخ داده است. در نمونه‌هایی که با ژاکت بتنی تقویت شدند، با افزایش میزان بار، ریز ترک‌هایی در طول نمونه ایجاد می‌شود. به مرور این ریز ترک‌ها به صورت عمودی و مورب در نمونه گسترش می‌یابد. دلیل ایجاد این ترک‌ها در نمونه‌ها این است که با افزایش بار در نمونه و کافی نبودن مقاومت کششی ژاکت، ژاکت قادر به تحمل افزایش حجم هسته نبوده و بعد از رسیدن نمونه به حداکثر بار خود، ترک خوردگی نمونه رخ می‌دهد.



شکل ۳- تصویر شکست نمونه‌ها

۴،۴ شکل پذیری و جذب انرژی

مفهوم شکل پذیری ستون این است که توانایی تحمل تغییر شکل‌های زیاد را در نزدیک بار نهایی خود داشته باشد و در اثر شکست ترد دچار گسیختگی نشود و شکست نرمی را تجربه کند. شاخص شکل پذیری انرژی از رابطه‌ی $\lambda_E = \frac{E_u}{E_y}$ محاسبه می‌شود. در این رابطه، E_u سطح زیر نمودار بار تغییر مکان تا نقطه‌ی نهایی و E_y سطح زیر نمودار بار تغییر مکان تا نقطه‌ی تسلیم می‌باشد. نقطه‌ی تسلیم در شاخه‌ی صعودی منحنی بار تغییر مکان، نقطه‌ای معادل با ۷۵ درصد لنگر حداکثر، مشخص می‌شود. سپس از مبدأ مختصات خطی به صورت مورب و هم‌چنین خط دیگری موازی محور افقی معادل لنگر حداکثر رسم می‌شود. محل تلاقی این دو خط، نقطه‌ی تسلیم معرفی می‌شود [۱۲].

در جدول ۴، میزان جذب انرژی نمونه‌ها قابل مشاهده می‌باشد. نتایج آزمایشگاهی بیان‌گر این است که درصد جذب انرژی نمونه‌های حاوی الیاف فولادی بیش‌تر از نمونه‌های حاوی الیاف بارچپ می‌باشد. میزان جذب انرژی نمونه‌ی UJ-S در نقطه‌ی نهایی، ۴۰۰ درصد افزایش نسبت به جذب انرژی نمونه‌ی شاهد را نشان می‌دهد. هم‌چنین نمونه‌ی حاوی الیاف بارچپ به میزان ۲۰۲ درصد نسبت به نمونه‌ی شاهد افزایش جذب انرژی را تجربه کرده است که کم‌ترین مقدار در این گروه می‌باشد. بنا بر این، مقدار جذب انرژی در نمونه‌های حاوی الیاف فولادی به مراتب بیش‌تر از نمونه‌های حاوی الیاف بارچپ به دست آمده است. علت این پدیده این است که الیاف فولادی به صورت آزادانه‌تر در بتن UHPFRC پخش شده و باعث رفتار یک پارچه در ژاکت بتنی UHPFRC پیرامون هسته‌ی ستون‌ها می‌شود. علت دیگر خواص مکانیکی بهتر الیاف فولادی نسبت به الیاف بارچپ می‌باشد.

جدول ۴. مقایسه‌ی جذب انرژی نمونه‌ها

نام نمونه	بار نهایی (kN)	مقدار انرژی جذب شده تا نقطه‌ی تسلیم (E_y) (N.m \approx J)	مقدار انرژی جذب شده تا نقطه‌ی نهایی (E_u) (N.m \approx J)	شاخص شکل پذیری انرژی (λ_E)	افزایش درصد جذب انرژی نسبت به نمونه‌ی شاهد (E_u)
C	۲۸۸	۱۸۵	۳۷۴	۲/۰۲	-
UJ-S	۷۹۸	۴۷۳	۱۸۷۲	۳/۹۵	۴۰۰
UJ-B	۶۲۴	۳۲۹	۱۱۲۳	۳/۴۰	۲۰۲

شاخص شکل پذیری تغییر مکان از رابطه‌ی $\lambda_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ محاسبه می‌شود. در این رابطه، δ_u تغییر مکان نهایی عضو و δ_y تغییر مکان متناظر با تسلیم آرماتورهای کششی است. در جدول ۵، تغییر مکان محوری در نقطه‌ی نهایی و نقطه‌ی تسلیم و هم‌چنین نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان نقطه‌ی تسلیم که بیان‌گر شاخص شکل پذیری می‌باشد، ارائه شده است. در نمونه‌های UJ-S بیش‌ترین شاخص شکل‌پذیری به‌دست آمده برابر ۳/۹۵ می‌باشد و ۱۲۹ درصد افزایش را نسبت به نمونه‌ی شاهد تجربه کرده است. نمونه‌ی UJ-B، شاخص شکل‌پذیری به‌دست آمده برابر ۳/۴۰ می‌باشد و ۹۹ درصد افزایش شکل‌پذیری نسبت به نمونه‌ی شاهد ثبت شده است. با توجه به نتایج گزارش شده، مشاهده می‌شود که استفاده از لایه‌ی نازک ژاکت بتن UHPFRC حاوی الیاف فولادی که دارای مقاومت فشاری و خمشی بالا می‌باشد، سبب افزایش قابل توجه شکل‌پذیری این نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی شاهد شده است.

جدول ۵. مقایسه‌ی شکل‌پذیری نمونه‌ها

نام نمونه	تغییر مکان محوری در نقطه‌ی نهایی (u) (mm)	تغییر مکان محوری در نقطه‌ی تسلیم (y) (mm)	شاخص شکل پذیری (λ_δ)	افزایش شکل‌پذیری تغییر مکان نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی شاهد (%)
C	۱/۳	۰/۳۴	۳/۸۲	-
UJ-S	۲/۸	۰/۳۲	۸/۷۵	۱۲۹
UJ-B	۲/۳	۰/۳۰	۷/۶۶	۹۹

۵. نتیجه‌گیری

در این تحقیق به بررسی ستون‌های تقویت شده با بتن عمل‌کرد فوق‌العاده بالا حاوی الیاف فولادی و بارچپ و نتایج حاصل از این پژوهش را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد.

(۱) شکست نمونه‌های محصور شده با ژاکت بتنی تحت بار محوری خالص در یک سوم میانی رخ داده است.

(۲) میزان ظرفیت باربری نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی شاهد مربوطه، با افزایش خروج از مرکزیت بار افزایش یافته است. نمونه‌ی UJ-S و UJ-B به مقدار ۱۷۷ و ۱۱۷ درصد افزایش ظرفیت باربری مشاهده شده است. دلیل این افزایش، استفاده از ژاکت بتنی فوق‌توانمند و روش شیار زنی طولی برای اتصال ژاکت و هسته و هم‌چنین هم‌راستا بودن شیار طولی با جهت بارگذاری می‌باشد.

(۳) با مقایسه‌ی مقادیر مربوط به جذب انرژی در نمونه‌ها مشاهده می‌شود که در نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی شاهد میزان افزایش جذب انرژی به میزان قابل توجهی افزایش یافته است. این مقدار افزایش در نمونه‌ی UJ-S برابر با ۴۰۰ درصد و در نمونه‌ی UJ-B برابر با ۱۸۳ درصد می‌باشد.

(۴) با مقایسه‌ی مقادیر مربوط به شکل پذیری در نمونه‌ها مشاهده می‌شود که در نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌ی شاهد، میزان افزایش شکل پذیری به میزان قابل توجهی افزایش یافته است. که در نمونه‌های UJ-S و UJ-B این مقدار افزایش به ترتیب برابر با ۱۲۹ درصد و ۹۹ درصد می‌باشد.

(۵) استفاده از الیاف باعث بهبود مقاومت فشاری، جذب انرژی و شکل پذیری در نمونه‌ها شده است که نمونه‌های الیاف فولادی به دلیل خواص مکانیکی بهتر عمل کرد بهتری به همراه داشته است.

(۶) با مقایسه‌ی نمونه تقویت شده با ژاکت بتنی حاوی الیاف فولادی و بارچپ، نمونه‌ی حاوی الیاف فولادی به مراتب عمل کرد بهتری گزارش شده است.

۶. مراجع

- [۱] مستوفی نژاد، د. (۱۳۹۹)، سازه‌های بتن آرمه، جلد اول، چاپ چهل و هشتم، انتشارات ارکان دانش، ۱۳۹۹.
- [۲] پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، زمین لرزه ی ۱۳ خرداد ۱۳۶۹ رودبار - منجیل، <http://www.iiecs.ac.ir>
- [3] Graybeal, B., (2009), "UHPC making strides, Public roads, Federal highway Administration, *McLean*, 72 (4), pp. 17–21.
- [4] Pan, Zuanfeng, Chang Wu, Jianzhong Liu, Wei Wang, and Jiwei Liu., (2015), "Study on Mechanical Properties of Cost-Effective Polyvinyl Alcohol Engineered Cementitious Composites (PVA-ECC)." *Construction and Building Materials*, 78, pp. 397-404.
- [4] Doğangün, A., Ural, A., Sezen, H., Güney, Y., and Fırat, F., (2013), "The 2011 earthquake in imav, turkey and seismic damage to reinforced concrete buildings", *Buildings*, 32 (7) pp. 173-190.
- [5] ACI Committee 440, ACI 440. 2R-17, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete structures*, Farmington Hills, MI, USA, 2017.
- [6] Building construction under seismic conditions in the Balkan region., (1983) "Repair and strengthening of reinforced concrete, stone and brick-masonry buildings", UNDP/UNIDO RER /79/015. 5, 1-18.
- [۷] فدایی، س. (۱۳۸۲)، تقویت ستون‌های بتن آرمه با استفاده از FRP، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ۱۳۸۲.
- [۸] Ersoy, U., Tankut, A., and R. Suleiman., (1993), "Behavior of jacketed columns," *ACI Structural Journal*, Vols. Title No. 90-S30, May-June 1993, pp. 288-293,
- [۹] Al-Osta, M., Baluch, M. Isa, M., and M. Rahman., (2017), "Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, 134, pp. 279-296.
- [۱۰] Meda, A., Plizzari, G. A., and Rinaldi, Z., (2009), "Strengthening of RC existing columns with high-performance fiber-reinforced concrete jacket", University of Bergamo, Bergamo, Italy, 2009.
- [11] ACI Committee 211, ACI 211. (1991), "Standard practice for selecting proportions for normal, heavy weight and mass concrete (Reapproved 2009), Farmington hills, MI, USA, 1991.
- [12] Widiarsa, I. B. R., and Hadi, M. N. S., (2013), "Performance of CFRP wrapped square reinforced concrete columns subjected to eccentric loading", *Procedia Engineering*, 54, pp. 365-376.

بررسی مطالعات انجام شده در زمینه رکوردهای زلزله مصنوعی در مقایسه با رکوردهای طبیعی، جهت انجام تحلیل های تاریخچه زمانی

محسن بهرامجردی^۱، فرشاد همائی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان، ایران (نویسنده مسئول)

m.bahramjerdi@student.kgut.ac.ir

f.homaei@kgut.ac.ir

خلاصه

روش تحلیل تاریخچه زمانی به دلیل تأثیر بازتاب های سازه در هر مقطع زمانی در مدت وقوع زلزله، یک روش قوی و مؤثر در ارزیابی سازه ها در برابر زلزله است. برای انجام این تحلیل، نیاز به شتابنگاشت هایی است که منطبق بر خصوصیات لرزه خیزی منطقه باشد. اما در بعضی از مناطق، داده های لرزه ای مناسبی به ثبت نرسیده است. یکی از راه های حل این مشکل، استفاده از شتابنگاشت های مصنوعی تطبیق یافته بر خواص لرزه خیزی منطقه می باشد. اما اکنون این سؤال مطرح می شود که استفاده از شتابنگاشت های مصنوعی و نتایج حاصل از بکارگیری آن ها تا چه اندازه قابل اعتماد خواهند بود؟ به همین جهت در این پژوهش به بررسی مطالعات انجام شده در زمینه رکوردهای زلزله مصنوعی در مقایسه با رکوردهای طبیعی، جهت انجام تحلیل های تاریخچه زمانی پرداخته شده است. با توجه به نتایج، مشاهده می شود که استفاده از شتابنگاشت های مصنوعی جهت انجام تحلیل های تاریخچه زمانی، یک روش کاربردی و مناسب برای ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها بوده و در کاهش پراکندگی نتایج در مقایسه با شتابنگاشت های طبیعی، مؤثر می باشد.

کلمات کلیدی: رکوردهای طبیعی، رکوردهای مصنوعی منطبق بر طیف طرح، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

۱. مقدمه

به طور کلی، در روش های متداول طراحی سازه ها در برابر زلزله، اثرات نیروی زلزله بر روی سازه با استفاده از روش های طیفی و یا استاتیکی معادل محاسبه می شود. روش های تحلیل طیفی و استاتیکی معادل به دلیل سادگی و توجه ویژه ای که آیین نامه ها در تهیه طیف طراحی داشته اند، در اغلب تحلیل های خطی برای طراحی سازه های متداول استفاده زیادی می شود. با این حال برای بسیاری از سازه های مهم و حیاتی مانند سدها، پل های معلق، سازه های بلند و نیز ارزیابی آسیب پذیری و مقاوم سازی سازه های متداول، نیاز به استفاده از تحلیل های دقیق تر مانند تحلیل استاتیکی غیرخطی و یا تحلیل تاریخچه زمانی است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مدل غیرخطی سازه تحت اثر الگوی بار مشخص تا رسیدن به تغییر مکان هدف پوش داده می شود و وضعیت عملکرد المان های سازه ای در نقطه جابجایی هدف مورد ارزیابی قرار می گیرد. در واقع تغییر مکان هدف، وضعیت تقاضای جابجایی در سازه را تحت اثر نیروهای ناشی از زلزله محتمل در محل احداث سازه را به دست می دهد که عموماً بر اساس نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی سازه برآورد می گردد [۱]. در تحلیل تاریخچه زمانی، لازم است تا از شتابنگاشت های زلزله ای که بیانگر ویژگی های لرزه خیزی منطقه مورد نظر است، استفاده گردد. در این راستا، برای نواحی خاصی که شتابنگاشت های ثبت شده به تعداد کافی وجود ندارد، لازم است تا به طرق دیگر، رکوردهای مناسب برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی تأمین گردد. در این راستا می توان از شتابنگاشت زلزله های مصنوعی استفاده کرد [۲]. مهم ترین معیار آیین نامه ها در انتخاب شتابنگاشت ها برای اصلاح و یا تولید مصنوعی آن ها، انطباق طیفی می باشد. روش های متفاوتی جهت بدست آوردن شتابنگاشت های منطبق بر طیف هدف موجود می باشد

که در تمامی روش‌ها لازم است شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی ساخته‌شده، اولاً خصوصیات ژئوتکنیکی منطقه را در برداشته باشند و ثانیاً اینکه منطبق بر یک طیف طراحی مشخص باشند.

جهت تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی، مدل‌های بسیاری توسط محققین مختلف ارائه شده است. به طور کلی، دو گروه عمده این مدل‌ها شامل مدل‌های ژئوفیزیکی و مدل‌های تصادفی می‌باشد [۳]. مدل‌های ژئوفیزیکی بر اساس داده‌های لرزه‌خیزی برای هر منطقه مشخص، شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی ایجاد می‌نمایند که از بهترین مدل‌ها می‌باشند، ولی اصول تنوریک آن‌ها توسعه لازم را نیافته است. امروزه مدل‌های تصادفی که بر اساس تئوری ارتعاشات تصادفی می‌باشند کاربرد بیشتری پیدا کرده‌اند. مهم‌ترین این الگوها شامل الگوی نوفه سفید، الگوهای ایستا، الگوهای نا ایستا در دامنه، الگوهای نایستا در دامنه و فرکانس، همراه با الگوهای ایستای اصلاح‌شده می‌باشد [۴].

۲. بررسی مطالعات صورت گرفته

با پژوهش‌های انجام‌شده در سالیان دور، محققین به ماهیت و طبیعت تصادفی بودن زمین‌لرزه‌ها پی بردند. این ماهیت تصادفی بودن سبب شده است که محققین به این تفکر برسند که آیا می‌توان از این نوع روش‌ها برای تولید زمین‌لرزه‌های مصنوعی استفاده کرد یا خیر. ولی اساساً روش‌های گوناگونی برای شبیه‌سازی زلزله‌ها وجود آمده است. در تمامی این روش‌ها به دو نکته توجه ویژه‌ای شده است که اولاً شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تولیدشده از لحاظ ظاهری شبیه به زلزله‌های واقعی باشند، ثانیاً طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تقریباً منطبق بر طیف پاسخ طرح باشد. در سالیان اخیر، به دلیل طبیعت پیچیده شکل‌گیری امواج و مسیر حرکت آن‌ها قبل از رسیدن به ایستگاه لرزه‌نگاری، دانشمندان روش‌های تصادفی بر اساس مطالعات آماری را جهت تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی پیشنهاد نمودند. بدین منظور روش‌های تصادفی متعددی اعم از ایستا^۱ و غیر ایستا^۲ برای مدل‌سازی شتاب‌نگاشت‌های زلزله مورد استفاده قرار گرفته است. در ادامه به بررسی اجمالی برخی از این روش‌ها پرداخته می‌شود.

از اولین پیشگامان علم شبیه‌سازی زلزله می‌توان به هاووزنر [۵] نام برد. او در سال ۱۹۴۷ بررسی کرد که بسیاری از شتاب‌نگاشت‌های زمین را می‌توان توسط فرآیندهایی گذرا به صورت ترکیب یک سری از امواج سینوسی که معمولاً نسبت به زمان دریافت می‌شوند، در نظر گرفت. او ویژگی‌های فرآیند را با مقایسه طیف میانگین حاصل‌شده با طیف‌های زلزله‌های واقعی تخمین زد. بوگدانف و همکاران [۶] تحقیقی را تحت موضوع واکنش سازه‌ها به حرکات تصادفی زلزله ارائه نمودند. در این تحقیق آنان شبیه‌سازی زلزله را با استفاده از ترکیب امواج با دامنه‌های نایستا انجام دادند. همچنین بایکرافت [۷] در مطالعه‌ای تحت موضوع نمایش نویز سفید زلزله‌ها، شتاب زمین در طول یک زلزله را با استفاده از الگوهای نویز سفید مدل‌سازی کرد. بور [۸] با یک شبیه‌سازی احتمالی بر مبنای مدل‌های لرزه‌شناسی شتاب‌نگاشت‌هایی با حوزه فرکانسی بالا تولید کرده است. رضائیان و کیورقیان [۹] از مدل احتمالی با نامانایی کامل ضمن استفاده از فرآیند اغتشاش سفید گوسی برای تولید شتاب‌نگاشت مصنوعی استفاده کرده‌اند. روش زیستی محاسباتی نرم در سالهای اخیر با استفاده از شبکه عصبی مصنوعی برای حل مسائل مهندسی معکوس مورد استفاده قرار گرفته است. لین و قابوسی [۱۰] برای شبیه‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها از شبکه عصبی استفاده کرده‌اند. همچنین لی و هان [۱۱] از روشی متفاوت با جایگزینی روابط موجود با استفاده از شبکه عصبی شتاب‌نگاشت زلزله و طیف پاسخ آن را شبیه‌سازی کردند. به هنگام برخورد با یک سیگنال غیر ایستا روش‌های مختلفی برای تحلیل آن وجود دارد. تبدیل موجک یک روش بسیار قوی برای پردازش یک سیگنال غیر ایستا است. ساساکی و همکاران [۱۲] و یاماموتو و بیکر [۱۳] با ترکیب روش احتمالاتی و تبدیل موجک اقدام به شبیه‌سازی چند شتاب‌نگاشت کردند. روش ترکیبی از شبکه عصبی و تبدیل موجک روش جدیدی است که به وسیله ی سیرکا و عادل [۱۴] بیان شد.

از پژوهش‌های فوق و دیگر مطالعات آنچه می‌توان برداشت نمود این است که بیشتر روش‌ها سعی داشتند حرکات زمین‌لرزه را توسط ترکیب یک سری از پالس‌های تصادفی که به نسبت با زمان به صورت اتفاقی دریافت می‌شوند، مدل‌سازی کنند. در مطالعات اولیه در خصوص شبیه‌سازی امواج زلزله، فرآیند نویز سفید به‌طور عمده و گسترده مورد استفاده قرار گرفته است. با گسترش و پیدایش شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی نیاز به بررسی و ارزیابی میزان قابلیت اطمینان به این نوع از شتاب‌نگاشت‌ها نیز به وجود آمد. در مطالعه‌ای حیوانی بوسکو و همکارانش [۱۵] اقدام به تولید شتاب‌نگاشت‌های منطبق با زمین‌لرزه

¹ Stationary

² Non stationary

جنوب ایتالیا نمودند. آن‌ها یک فرآیند از تولید شتاب‌نگاشت مصنوعی را بررسی کردند و سپس جهت ارزیابی کیفیت و قابلیت اطمینان به شتاب‌نگاشت‌های بدست آمده، یک سازه یک درجه آزاد بتنی را مورد تحلیل قرار داده و در نهایت طیف پاسخ الاستیک و غیرالاستیک شتاب‌نگاشت‌ها را بدست آوردند. و به مقایسه پارامترهایی مانند شتاب ماکزیمم، طیف پاسخ، میزان شکل‌پذیری و انرژی نرمال اتلاف شده تحت شتاب‌نگاشت‌های طبیعی و مصنوعی پرداختند. نتایج آن‌ها بیانگر این بود که میزان انرژی نرمال شده اتلافی شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی تا ۳/۵ برابر انرژی اتلافی شتاب‌نگاشت‌های طبیعی بوده است. در پژوهشی دیگر در سال ۲۰۰۷ تریگلوماریو [۱۶] به مقایسه پاسخ‌های دینامیکی خطی و غیرخطی دو مدل سه‌بعدی و پنج طبقه بتنی با پارامترهای یکسان و سختی‌های متفاوت تحت دو نوع شتاب‌نگاشت طبیعی و مصنوعی را توسط نرم‌افزار SAP 2000 پرداخت. شتاب‌نگاشت‌های طبیعی طبق تحریکات لرزه‌ای در پنج منطقه یونان انتخاب شده بودند. شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با استفاده از نرم‌افزار سایزمو اینفو که تصویر این نوع از شتاب‌نگاشت‌ها را ترسیم می‌کرد، تولید شدند. در نهایت بر اساس پاسخ‌های لرزه‌ای بدست آمده تحت تحلیل خطی مشاهده گردید که در زمین‌لرزه‌های با بیشترین و کمترین بزرگا، اختلاف در بین پاسخ‌های دو نوع شتاب‌نگاشت به بیشترین حد رسید. به همین صورت در تحلیل غیرخطی نیز مشاهده شد که به علت اختلاف در محتوای فرکانسی دو نوع شتاب‌نگاشت، اختلافات بسیاری در تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در سازه بر اساس هر دو نوع شتاب‌نگاشت وجود داشت. در ادامه تحقیقات لی و هان [۱۷] روشی نوین بر اساس استفاده از شبکه‌های مصنوعی برای تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی و طیف پاسخ ارائه نمودند. در این روش از پنج شبکه عصبی به جهت وارد نمودن پارامترهای متفاوت مانند فاصله، بزرگا، طیف فوری، چگالی طیفی توان و سایر مشخصات ساختمانی استفاده شده است. شبکه ی اول (ANN-I) جایگزین روند تعیین پارامترهای مدل تجربی برای ایجاد طیف دامنه فوری شده است. ANN-II و ANN-III برای بدست آوردن پارامترهای چگالی طیف توان و تابع شدت مورد استفاده قرار گرفت. ANN-IV، مستقیماً با در اختیار داشتن اطلاعاتی از قبیل بزرگا، فاصله کانونی و عمق کانونی، طیف پاسخ را تولید و نهایتاً ANN-V شتاب‌نگاشت مصنوعی سازگار با طیف طرح را تولید می‌کند. ایرووینو و همکاران [۱۸] در سال ۲۰۱۰ مقاله‌ای تحت عنوان ارزیابی مبتنی بر شکل طیفی از پاسخ غیرخطی سیستم‌های (SDOF) توسط شتاب‌نگاشت‌های واقعی و مصنوعی را ارائه کردند. آن‌ها در این مطالعه روش‌های مختلفی را جهت بدست آوردن مجموعه‌ای از روش‌های تطبیق طیفی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها از نظر پاسخ لرزه‌ای غیرالاستیک انجام دادند. همچنین آن‌ها شش مجموعه رکورد زلزله را که شامل (رکوردهای واقعی بدون مقیاس، رکوردهای واقعی، رکوردهای واقعی با مقیاس نسبتاً متوسط، رکوردهای واقعی تنظیم شده توسط موجک و رکوردهای مصنوعی تولید شده) بود را به کار بردند. جهت ارزیابی پاسخ غیرخطی به رکوردهای مقیاس شده از سه نوع سیستم یک درجه آزاد استفاده گردید. نتایج حاصل از تحلیل آن‌ها نشان داد که رکوردهای مصنوعی ممکن است در برخی موارد در سطوح غیرخطی بالا، پاسخ جابجایی در را مقایسه با رکوردهای واقعی دست پایین بگیرند. با این حال این نتیجه‌گیری از لحاظ آماری قابل توجه به نظر نمی‌رسد یا بالعکس اگر پاسخ هیستریزس در نظر گرفته شود، رکوردهای مصنوعی بیش از حد قابل توجهی از تقاضا را نشان می‌دهد که برای رکوردهای واقعی تنظیم شده توسط موجک نشان داده نمی‌شود. قابوسی و لین [۱۹] با استفاده از توانایی شبکه‌های عصبی، شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی را تولید نمودند. آن‌ها دو شبکه ی عصبی طراحی نمودند، شبکه ی اول برای فشرده سازی داده‌ها از نوع تکرار شونده بود، این شبکه طیف فوری ی شتاب‌نگاشت‌های واقعی را به بردارهای با ابعاد کوچکتر تبدیل می‌نموده است و شبکه عصبی دیگر که ارتباط میان طیف پاسخ و طیف فوری ی فشرده شده در شبکه ی اول را برقرار می‌ساخته و از نوع چند لایه ی پیشخور بوده است. در نهایت برای ایجاد شتاب‌نگاشت مصنوعی، طیف طرح به عنوان ورودی به شبکه دوم داده می‌شده و با اعمال یک نگاشت معکوس، شتاب‌نگاشت مصنوعی تولید می‌شود. لین و قابوسی [۲۰] پس از طی مدت زمانی، روشی دیگر بر اساس روش پیشین خود برای رفع ایراد آن ارائه کردند، ایراد روش ایجاد شده توسط آنان این بود که تنها قادر به تولید یک شتاب‌نگاشت بود. در روش جدید آنان به جای استفاده از شبکه‌های عصبی چند لایه ی پیشخور از یک شبکه عصبی بهره جستند تا با کمک آن بتوانند به چندین شتاب‌نگاشت مصنوعی دست یابند.

مطالعه‌ای در سال ۲۰۱۱ توسط اسپیرز و ویلکینز [۲۱] به مقایسه نتایج سه مدل خرابایی بر اساس شتاب‌نگاشت‌های طبیعی و مصنوعی منطبق بر طیف طرح و تولید شده تحت دامنه فوری و انرژی انباشته پرداختند. مدل پیشنهادی به سه حالت: (۱) مدل خرابای خطی (۲) مدل خرابای غیرخطی از لحاظ هندسه (۳) مدل خرابای غیرخطی از نظر اجزا بود و توسط نرم افزار Abaqus آنالیز اجزای محدود شد. آن‌ها به این نتیجه رسید که شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی که به‌طور کامل با تاریخچه زمانی حقیقی زمین متناسب باشند، می‌توانند با دقت و اطمینان بالا در تحلیل‌های غیرخطی به کار روند. پیرفرانسکو و همکاران [۲۲] در سال ۲۰۱۴ به مطالعه پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های منطبق بر طیف پاسخ پرداختند. آن‌ها از سه مدل مختلف حرکت زمینی تصادفی (ایستا، غیرایستا و غیرایستا با تغییرپذیری تحمیل شده) که دارای خصوصیات مشترکی نظیر حداکثر شتاب، فاز حرکت، طیف پاسخ با میرایی ۵٪ و مدت تداوم حرکت یکسان بود استفاده کردند. نتایج آن‌ها بیانگر این بود که مدل‌های مختلف حرکت زمینی با وجود خصوصیات مشترک، می‌تواند منجر به اختلافات

قابل توجهی در پاسخ‌های سازه‌های حتی برای سازه‌های متناسب با رفتار خطی شود گرچه همه مدل‌ها از معیار انطباق بر طیف پاسخ ارائه شده توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جهت شبیه‌سازی حرکات زمینی زلزله مصنوعی را نشان می‌دهد. جین تینگ وانگ و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۱۶ مطالعه‌ای تحت عنوان بررسی پاسخ دینامیکی و آسیب یک سد قوسی تحت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی در جنوب غربی چین را بررسی کردند. آن‌ها در مجموع ۳۲ شتاب‌نگاشت مقیاس‌پذیر با مقادیر شتاب حداکثر، سرعت و جابجایی یکسان تولید نمودند. نتایج آن‌ها پس از انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی نشان داد که پاسخ لرزه‌ای و آسیب به یک سد ممکن است به‌طور قابل توجهی تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف پراکنده شود، حتی اگر شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی دارای طیف پاسخ یکسان، شتاب حداکثر، سرعت و جابجایی مشابه داشته باشند. همچنین آن‌ها بیان کردند که تلاش‌های بیشتری برای درک تأثیر حرکات مصنوعی زمین بر پاسخ دینامیکی سدهای بلند مرتبه ضروری می‌باشد. چوم چاین و همکاران [۲۴] در سال ۲۰۱۶ در مورد آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی با چند مود برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل بتن مسلح مطالعات انجام دادند. در این تحقیق، در آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی برای کاهش محاسبات و کاهش زمان از سازه‌های تک درجه آزادی تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک استفاده می‌شود. در این روش تنها یک ستون بتن مسلح پل (پل تک ستون) بررسی می‌شود زیرا این نوع پل در برابر زلزله ضعیف هستند. سه ارتفاع مختلف برای ستون‌ها که عبارتند از ۴،۳، ۶،۵ و ۱۵ متر در نظر گرفته شد. به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه رفتار جانبی سیستم یک درجه آزادی به روش آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی که معادل سیستم چند درجه آزادی است استفاده گردید. نتایج بدست آمده عبارتند از: الف- با افزایش ارتفاع ستون پل یا افزایش نسبت مشارکت جرم مود اول پل، اثر تفاوت الگوی بارگذاری کاهش پیدا می‌کند. ب- الگوی بارگذاری ترکیب چندین مود دقت بیشتری نسبت به سایر روش‌ها دارد. ج- الگوی بارگذاری شتاب یکنواخت نتایج دست بالا و الگوی بار مود اول نتایج دست پایین می‌دهد. تحلیل (NHA) تحت سه زلزله بررسی شد که برای سه ارتفاع مورد بررسی در سیستم یک درجه آزادی طبق سه بارگذاری گفته شده انجام شده است. اختلاف جابه‌جایی در ستون پل با ارتفاع ۴،۵ متر زیاد است در حالی که در دو ارتفاع دیگر این اختلاف کمتر است. یانسیکو [۲۵] پژوهشی را در سال ۲۰۱۷ تحت موضوع تأثیر بارگذاری لرزه‌ای مصنوعی بر پاسخ سازه در انواع مختلف خاک ساختگاه مورد بررسی قرار داد. او از روش تاریخچه زمانی برای تحلیل و مقایسه پاسخ سازه در برابر بارهای لرزه‌ای از نظر حداکثر جابجایی، لنگر خمشی و برش پایه طبقات استفاده نمود. همچنین جهت تطبیق طیفی شتاب‌نگاشت‌ها از نرم‌افزار Seismo Match استفاده کرده بود. نتایج تحلیل سازه نشان داد که رکوردهای مصنوعی باعث تغییر مکان شدید طبقه برای خاک‌های E, D, C, B به ترتیب می‌شود. میانگین جابجایی در طبقات بالاتر در خاک B، ۵۰٪ توسط رکوردهای طبیعی بوده در حالی که در خاک C جابجایی ۱۰٪ کاهش و در خاک D ثابت و در خاک E افزایش می‌یابد. لنگر خمشی به دلیل استفاده رکوردهای منطبق شده تا ۶٪ در مقایسه با تأثیر رکوردهای طبیعی در تمامی خاک‌ها کاهش داشته است. و همچنین رکوردهای مصنوعی تأثیر منفی بر پاسخ برش پایه طبقات تا ۵۱٪ داشته است. بنابراین او نشان داد که انتخاب رکوردهای حرکت زمینی صحیح، مناسب و کافی می‌تواند شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی ایده آل ایجاد نماید. پس انتخاب چنین رکوردهایی ممکن است بر طراحی نهایی سازه تحت تحلیل تاریخچه زمانی خطی تأثیر زیادی داشته باشد. کولازانی و همکاران [۲۶] در سال ۲۰۲۰ به مقایسه چهار روش جهت تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی کاملاً غیرایستا بر اساس یک طیف هدف که با استفاده از هفت رکورد ثبت شده در نزدیکی ساختگاه، که طی یک رخداد مشخص به وجود آمده‌اند را بعنوان رکوردهای هدف در نظر گرفتند. آن‌ها برای هر روش هفت رکورد تولید نمودند و برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی، بر روی سه سازه بتنی که توزیع جرم و سختی نامنظمی داشتند استفاده کردند. روش‌های تولید شده آنان به لحاظ مدل‌سازی ورودی و نیز پاسخ لرزه‌ای سه سازه بتنی مورد ارزیابی قرار گرفت. در نهایت نتایج آن‌ها نشان داد که حداکثر دررفت بین طبقه‌ای تنها با استفاده از روش‌های مبتنی بر معیار انطباق با طیف به‌خوبی تولید می‌شود، در حالی که انرژی موجود از مجموعه هدف فقط با روش‌های مبتنی بر رکوردهای طبیعی شبیه‌سازی می‌شود و علاوه بر این، هیچ‌یک از روش‌های بررسی شده قادر به تولید انرژی هیستریزیس تلف شده توسط سازه‌های تحت شتاب‌نگاشت‌های هدف از نظر مقدار کل و روند تجمعی بیش از مدت‌زمان نبود. برانکو و همکاران [۲۷] در سال ۲۰۲۰، یک مدل پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای مبتنی بر شبکه‌های عصبی را ارائه دادند، که از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی متعددی استفاده می‌شود و همبستگی بین حرکات زمین و سازه را بررسی می‌کند. آن‌ها به جای زلزله‌های گذشته، تعداد زیادی از امواج لرزه‌ای مصنوعی که منطبق بر طیف پاسخ طراحی بود را تولید کردند و به عنوان داده‌هایی برای مدل شبکه‌های عصبی استفاده کردند. همچنین آن‌ها در مدل شبکه‌های مصنوعی از مشخصات حرکات زمین شامل: میانگین، زمان تناوب اصلی و مدت زمان به عنوان ورودی و از حداکثر نسبت دررفت بین طبقات و جابه‌جایی به عنوان خروجی استفاده کردند. علاوه بر این برای انعکاس همبستگی بین دامنه فرکانس یک زلزله و یک سازه برای پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای شبکه‌های عصبی از یک پارامتر جدید بنام ناحیه رزونانس، که نشان دهنده این همبستگی هست معرفی شد. سپس نتیجه گرفتند که مدل ارائه شده ارزیابی عملکرد لرزه‌ای را برای سازه‌های تحت شرایط آسیب دیده امکان‌پذیر می‌سازد از این رو می‌توان این روش را برای پیاده‌سازی عملی در نظر گرفت.

در ایران نیز پژوهش‌های زیادی در زمینه ارزیابی شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی ارائه گردیده است. در مطالعه‌ای خسروی امیری و حاجی قاسمی [۲۸] در سال ۱۳۹۲ کاربرد شتاب‌نگاشت‌ها در آنالیز تاریخچه زمانی را بررسی نمودند. آن‌ها جهت بررسی رفتار لرزه‌ای مدل‌ها از سه نوع شتاب‌نگاشت حرکت قوی زلزله استفاده کرده و فرآیند هم‌پایه سازی شتاب‌نگاشت‌ها را توسط نرم افزار Seismo Signal انجام دادند. نتایج آن‌ها نشان‌دهنده این بود که در هم‌پایه کردن شتاب‌نگاشت‌ها هرچه طیف پاسخ بر طیف طرح انطباق بیشتری داشته باشد، نتایج آنالیزهای دینامیکی بر آنالیزهای استاتیکی منطبق بوده و تأیید مناسبی بر روش‌های آنالیز استاتیکی می‌باشد. هوایی [۲۹] در سال ۱۳۹۳ تحقیقی تحت عنوان شناسایی خرابی سازه‌ها با استفاده از روش‌های مبتنی بر تحلیل حساسیت تحت زمین‌لرزه‌های مصنوعی ارائه نمود. او جهت نشان دادن قابلیت شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی برای شناسایی خرابی دو مدل شامل یک خرپا و یک قاب سه‌بعدی را مورد بررسی قرارداد. نتایج او بیانگر این بود که شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی نه تنها جهت تشخیص خرابی سازه‌ای مؤثر هستند، بلکه نتایج دقیق‌تری نسبت به شتاب‌نگاشت‌های طبیعی دارند. در مطالعه‌ای تابش پور و همکارانش [۳۰] به بررسی دقت سیستم یک درجه آزادی معادل برای تحلیل دینامیکی سکوها ثابت دریایی مجهز به میراگرهای جرمی تحت رکوردهای نزدیک گسل پرداختند. نتایج آن‌ها نشان داد که روش یک درجه آزاد معادل دارای خطای بسیار کمی در محاسبه پاسخ سازه بدون میرایی طبیعی و میراگر جرمی است و همچنین کاربرد این روش به‌طور قابل توجهی به محتوای فرکانسی رکوردهای مورد استفاده در تحلیل بستگی دارد.

از طرفی، امروزه سعی شده است تا به جای انجام تحلیل‌های پرهزینه دینامیکی غیرخطی، با استفاده از روش‌های ساده‌تر و سریع‌تر، اقدام به ارزیابی و برآورد تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها شود. به عنوان مثال، در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، برآوردی از سطح تقاضای جابجایی سازه توسط روابط تجربی ارائه شده و سپس اقدام به ارزیابی سازه می‌شود. با این حال، بر روی دقت روابط ارائه شده و بهبود آن‌ها، همچنان مطالعه می‌شود. قدرتی امیری و عمیدی [۳۱] اثرات ناشی از کاهش سختی و مقاومت در روش ضرایب تغییر مکان موجود در نشریه FEMA356 را مورد ارزیابی قرار دادند. با مطالعات انجام شده برای قاب‌های خمشی بتنی با دیوار برشی و مقایسه نتایج به‌دست آمده با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی مشخص گردیده که اثرات کاهش سختی و مقاومت در روش FEMA356 محافظه کارانه بوده است که می‌توان با دقت مناسبی مقادیر واقعی‌تر را برای شرایط مختلف ساختگاه و سازه پیشنهاد نمود. همچنین قدرتی امیری و همکاران [۳۲] در پژوهشی دیگر، اثرات ناشی از کاهش سختی و مقاومت در روش ضرایب تغییر مکان FEMA356 را با استفاده از چرخه‌های هیستریزس مطالعه نمودند. نتایج نشانگر این موضوع است که با افزایش زمان تناوب سازه‌ها، اثرات ناشی از سختی و مقاومت نشریه، محافظه کارانه بوده و می‌توان آن را کاهش داد. پارسائیان و همکاران [۳۳] مطالعات آماری بر روی نسبت تغییر شکل غیرالاستیک به الاستیک در روش ضرایب تغییر مکان دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) تحت سازه‌های با ساختگاه خاک سخت و زلزله‌های دور از گسل انجام داده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که این نسبت در نشریه ۳۶۰ نیازمند تجدیدنظر و اصلاح است.

۳. نتیجه‌گیری

در این پژوهش به بررسی مطالعات انجام شده در زمینه رکوردهای زلزله مصنوعی در مقایسه با رکوردهای طبیعی، جهت انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی پرداخته شد. با توجه به نتایج مشاهده گردید که استفاده از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی در مقایسه با شتاب‌نگاشت‌های طبیعی، جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی منجر به نتایج مناسب و درخور توجهی شده است. نتایج نشان دادند که این روش می‌تواند پراکندگی ناشی از نتایج را به‌طور مطلوبی کاهش دهد و همچنین در مقیاس و تولید نمودن شتاب‌نگاشت‌ها، هر چه طیف شتاب‌نگاشت‌ها منطبق بر طیف طراحی باشد، نتایج تحلیل منطقی‌تر می‌شود. در مواردی بعضی از تحقیقات نشان دادند که روابط ارائه شده در آیین نامه برای تخمین تغییر مکان هدف در سیستم‌های یک درجه آزاد در مقایسه با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی بر اساس شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی، دارای اختلاف بوده و این امر باعث شده که روابط تخمینی از دقت لازم برخوردار نباشند.

مراجع

[1] Asadi A. Production of artificial acceleration mapping using Violet Pocket to the best base algorithm and neural networks. PhD Thesis, Iran University of Science and Technology. 2009.

- [2] Hajipour MP, Saeed. Production of artificial accelerometers using wavelet transform and evaluation of linear behavior of structures under the effect of generated accelerometers. 8th International Congress of Civil Engineering, Shiraz University. 2009.
- [3] MacCann WMaS, H.C. Determining strong-motion duration of earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America. 1979;Vol. 69:1253-65.
- [4] Fereydouni H. Review and Production of Artificial Accelerograms and its Associated Parameters. University of Tehran, Faculty of Engineering. 1999;MSc Thesis.
- [5] G.W.Housner. Simulation of strong ground motion records by transient stochastic processes. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1947;vol.90:113-52.
- [6] J.L.Bohdanoff JEG, M.C.Bernard. Response of structures to random earthquake movements. 1961;vol.46:PP.143.
- [7] Biraft.F. Displays the white noise of earthquakes. Earthquake Spectra. 1960;vol.5.
- [8] Boore DM. Stochastic simulation of highfrequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra. Bull Seism Soc. 1983.
- [9] Rezaeian SK, A. Simulation of synthetic ground motions for specified earthquake and site characteristics. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2010;39: 1155-180.
- [10] Lin CCG, J. "Generating multiple spectrum compatible accelerograms using stochastic Neural Networks. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2001;30:1021-4.
- [11] Lee SCaH, S.W. Neural-network-based models for generating artificial earthquakes and response spectra Computers and Structures. 2002;80:1627-38.
- [12] Sasaki FM, T.; Yamamoto, Y. Artificial Ground Motion with Non-Stationarity Generated using the Wavelet Analysis Transactions of the 17thinternational Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. 2003.
- [13] Yamamoto YB, J.W. Stochastic model for earthquake ground motion using wavelet packets. Department of Civil & Environmental Engineering Stanford University. 2010.
- [14] Sirca GFA, H. A Neural Netwok-Wavelet Model for Generating Artificial Accelerograms. International Journal of Wavelets, Multiresolution and Information Processing. 2004;3:217-35.
- [15] Giovanni Bosco MD, Maria Marino. Artificial Accelerograms Consistent with the 1980 Irpinia Earthquake. 10th World Conf Earthquake Engineering. 1992.
- [16] Maria T. Comparison of linear and nonlinear dynamic responses of structures under natural and artificial accelerograms. 2007;Vol. 8:pp. 281-98.
- [17] Lin CJaG, J. Generating multiple spectrum compatible accelerograms using stochastic neural networks. Earthquake Engineering Structural Dynamics. 2001;30:1021-42.
- [18] Iunio Iervolino FDL, Edoardo Cosenza. Spectral shape-based assessment of SDOF nonlinear response to real, adjusted and artificial accelerograms. Engineering Structures. 2010;Volume 32:Pages 2776-92.
- [19] Ghaboussi JaL, C.J. New method of generating spectrum compatible accelerograms using neural network. Earthquake Engineering Structural Dynamics. 1988;27:377-96.
- [20] Lin CCJaG, J. Generation Multiple Spectrum Compatible Accelerograms Using Stochastic Neural Networks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 2001:1021-4.
- [21] Spears R E WJK. Comparison of Nonlinear Model Results Using Modified Recorded and Synthetic Ground Motions. SMiRT21, New Delhi, India. 2011:186.
- [22] Pierfrancesco Cacciola LDA, Irmela Zentner. New insights in the analysis of the structural response to response-spectrum-compatible accelerograms. Engineering Structures. 2014;Volume 78:Pages 3-16.
- [23] Jin-Ting Wang A-YJ, Xiu-Li Du, Ming-Xin Wu. Scatter of dynamic response and damage of an arch dam subjected to artificial earthquake accelerograms. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2016;Volume 87.
- [24] Boonyapinyo PCaV. Non linear dynamic analysis with multi-modes for seismic performance evaluation of RC bridge. Engineering Structure 2016:29-43.
- [25] Yansiku SI. Impact of artificially seismic loading on the response of building structure in various site classifications. Journal of King Saud University - Engineering Sciences. 2017;Volume 29:Pages 302-12.
- [26] Piero Colajanni SP GT. Comparison of fully non-stationary artificial accelerogram generation methods in reproducing seismicity at a given site. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2020;Volume 13.
- [27] Oh BKG, Branko Park, Sang Wook Park, Hyo Seon. Neural network-based seismic response prediction model for building structures using artificial earthquakes. Journal of Sound and Vibration. 2020;468:115109.
- [28] Amir Parviz Khosravi Amiri DSHG. Application of accelerograms in time history analysis. Islamic Azad University, Roodehen Branch, Department of Civil Engineering, Roodehen, Iran. 2014.
- [29] GR H. Detection of damage to structures using methods based on sensitivity analysis under artificial earthquakes. Faculty of Civil Engineering, Amir Kabir University of Technology, Tehran, Iran. 2015.

- [30] Tabeshpour.M AM. Evaluation of system accuracy of one degree of freedom for dynamic analysis of fixed offshore platforms equipped with mass dampers. Faculty of Civil Engineering, Tehran University of Science and Technology, Iran. 2014.
- [31] Ghodrati Amiri A. Effects of reduction in stiffness and strength in the displacement coefficient method, FEMA 356 (FEMA, 2000). Faculty of Civil Engineering, Tehran University of Science and Technology, Iran. 2010.
- [32] Ghodrati Amiri.G R, H. Effects of hardness reduction and strength on FEMA 356 displacement coefficients method using hysteresis cycles. Faculty of Civil Engineering, Tehran University of Science and Technology, Iran. 2013.
- [33] Parsaeian H MD. Statistical studies on the ratio of inelastic to elastic deformation in the method of displacement coefficients Instructions for seismic improvement of existing buildings (Journal 360). Journal of International Scholarly Research Network, Civil Engineering. 2008.

ارزیابی تأثیر جایگزینی سیمان با خاکستر پوسته برنج بر خواص تازه و مقاومت بتن خود تراکم

علی رستگار^۱، ساسان معتقد^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان

۲- استادیار، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان

motaghed@bkatu.ac.ir

خلاصه

در این تحقیق خاکستر پوسته برنج آماده شده از یک برنج محلی شهرستان بهبهان برای سطح بهینه جایگزین به عنوان جزء مخلوط شده در سیمان ها ارزیابی شده است. مقاومت فشاری بتن خودتراکم بررسی شده است. بر اساس نتایج ارائه شده خاکستر پوسته برنج مورد استفاده شامل ۸۷٪ سیلیس، عمدتاً در حالت بی شکل و دارای میانگین ناحیه سطح ویژه ۳۶.۴۷ است. نتایج به دست آمده در این تحقیق نشان می دهد که افزایش خاکستر پوسته برنج می تواند ۱۰ درصد خواص تازه را بهبود دهد اما مقاومت فشاری را حدود ۱۰ درصد می کاهش دهد.

کلمات کلیدی: مواد پوزلانی، دمای کوره، جریان اسلامپ، حلقه I، قیف V

۱. مقدمه

پوزلان ها عبارتند از مواد سیلیسی یا آلومینی که خود به تنهایی فاقد ارزش چسباندگی اند یا ارزش چسباندگی آن ها کم است، اما به صورت ذرات بسیار ریز، در دمای متعارف و در مجاورت رطوبت با هیدروکسید کلسیم واکنش می دهند و ترکیباتی را تولید می کنند که ساختار آن ها تا حدودی مشابه ترکیباتی است که بر اثر هیدراسیون سیمان پرتلند تولید می شود. پوزلان ها بر دو نوعند: پوزلان های طبیعی و پوزلان های مصنوعی یا صنعتی. پوزلان های طبیعی در انواع خام یا تکلیس شده وجود دارند و به طور عمده شامل خاکسترهای آتشفشانی غیر بلورین می باشند. پوزلان های مصنوعی به خاکستر بادی و دوده سیلیسی (میکروسلیس) و خاکستر پوسته برنج (RHA) می باشند. خاکستر پوسته برنج یکی از اولین مواد غذایی مورد استفاده بشر است که از هزاران سال قبل تا حال حاضر، در بسیاری از نقاط جهان مورد استفاده غذایی قرار می گیرد و حتی در خیلی از مکان های دنیا وعده اصلی به حساب می آید.

پوسته برنج یک باقیمانده کشاورزی به دست آمده از پوشش بیرونی دانه های برنج در طی فرآیند آسیاب کردن است. پوسته حدود ۲۰٪ از ۵۰۰ میلیون تن برنج آسیاب نکرده تولید شده در دنیا را تشکیل می دهد. در ابتدا پوسته برنج با سوختن در تنورهای روستایی با دمای در محدوده ۳۰۰ درجه سانتی گراد تا ۴۵۰ درجه سانتی گراد به خاکستر تبدیل می شد [۱]. هنگامی که پوسته به وسیله سوزاندن کنترل نشده زیر ۵۰۰ درجه سانتی گراد اشتعال کامل نشده بود و مقدار قابل توجهی کربن غیر سوزان در نتیجه خاکستر پیدا می شد. اگر مقدار کربن بیش از ۳۰٪ باشد انتظار می رود که اثر منفی بر روی فعالیت پوزلانی خاکستر پوسته برنج داشته باشد. خاکستر تولید شده به وسیله سوزاندن کنترل شده پوسته برنج بین ۵۵۰ درجه سانتی گراد و ۷۰۰ درجه سانتی گراد درجه حرارت سوزاندن برای تبدیل یک ساعته مقدار سیلیس خاکستر به حالت بی شکل [۳ و ۲] واکنش سیلیس بی شکل به طور مستقیم با ناحیه سطح ویژه خاکستر متناسب است [۵ و ۴]. خاکستر تولید شده پودر شده یا به سطح مورد نیاز ریزی رسیده است و با سیمان برای تولید سیمان مخلوط شده قاطی می شود.

در این پژوهش هدف ارزیابی تاثیر جایگزینی سیمان پرتلند با خاکستر پوسته برنج بر خواص مقاومتی بتن خود تراکم است. آزمایشات در دو مرحله بر اساس روش های آزمایش استاندارد انجام می‌شود. در مرحله اول آزمایشات بتن تازه شامل جریان اسلامپ، حلقه J و قیف V است. به این ترتیب خواص خودتراکمی مشخص خواهد شد. در مرحله دوم، مقاومت فشاری بتن خودتراکم حاوی خاکستر پوسته برنج مورد آزمایش قرار گرفته است.

۲. طرح مخلوط‌ها و مواد تشکیل دهنده

بر اساس مبحث نهم تعیین نسبت های مخلوط بتن خودتراکم باید به نحوی انجام شود که خصوصیات مورد نظر شامل قابلیت پرکنندگی، قابلیت عبور و پایداری مورد نظر را تامین کند. درجه مورد نیاز این خصوصیات تابع تراکم میلگردها، شکل و اندازه قالب و روش بتن ریزی است؛ بنابراین در هنگام طرح مخلوط باید خصوصیات مورد نظر بررسی شوند [۶]. در تحقیق حاضر از طرح مخلوط های زیر استفاده شده که نسب ماسه به سنگدانه های متفاوتی دارند.

جدول ۱ طرح‌های مخلوط بتن خودتراکم

طرح مخلوط	سیمان (kg)	خاکستر پوسته برنج (kg)	آب (kg)	ماسه (kg)	شن نخودی (kg)	شن بادامی (kg)	پودرسنگ (kg)	فوق روان کننده (kg)	VMA (gr)	w/p
SR0	۴۳۶	۰	۱۸۱.۵	۷۰.۶	۶۰.۳	۲۵۹	۱۷۵	۵.۷۵	۱۸۱	۰.۴۲
SR5	۳۹۲.۴	۲۱.۸	۱۸۱.۵	۷۰.۶	۶۰.۳	۲۵۹	۱۷۵	۵.۷۵	۱۸۱	۰.۴۲
SR10	۳۴۸.۸	۴۳.۶	۱۸۱.۵	۷۰.۶	۶۰.۳	۲۵۹	۱۷۵	۵.۷۵	۱۸۱	۰.۴۲
SR15	۴۳۶	۶۵.۴	۱۸۱.۵	۷۰.۶	۶۰.۳	۲۵۹	۱۷۵	۵.۷۵	۱۸۱	۰.۴۲
SR20	۳۹۲.۴	۸۷.۲	۱۸۱.۵	۷۰.۶	۶۰.۳	۲۵۹	۱۷۵	۵.۷۵	۱۸۱	۰.۴۲
SR25	۳۴۸.۸	۱۰۹	۱۸۱.۵	۷۰.۶	۶۰.۳	۲۵۹	۱۷۵	۵.۷۵	۱۸۱	۰.۴۲

در ساخت بتن ها از سیمان پرتلند تیپ ۵ استفاده شده است. ماسه دانه بندی شده رودخانه ای عبوری از میان الک ۴.۷۵ mm با مدول نرمی ۳.۸ و وزن مخصوص ۲.۵۵ به عنوان سنگدانه ریز استفاده شده است. سنگدانه کربناتی شکسته در دسترس محلی عبوری از الک ۱۹ mm، مانده روی الک ۴.۷۵ و با وزن مخصوص ۲.۷ به عنوان سنگدانه درشت استفاده شده است. خاکستر باقیمانده پوسته آسیاب شده سوزانده شده در یک کوره با درجه حرارت ۷۰۰ درجه سانتی گراد، در مدت بیش از ۵ ساعت در ساخت بتن استفاده شده است. مصالح قبل از اینکه به عنوان مواد جایگزین سیمان استفاده شوند آسیاب می شوند تا بر اساس روش بلین سطح ویژه آن‌ها از $2800 \text{ cm}^2/\text{g}$ بیشتر شود.



شکل ۱ خاکستر پوسته برنج

شکل ۲ خاکستر پوسته برنج سوزانده شده

به منظور سنجش مناسب بودن خاکستر تولید شده دو آنالیز XRD و XRF به ترتیب برای شناسایی فازها و درصد عناصر تشکیل دهنده ماده انجام گرفت. طبق آنالیز عنصری بیشترین مقدار سیلیس در بالاترین دماست اما این سیلیس بیشتر فاز کریستالی دارد. با توجه به آنکه سیلیس کریستالی خاصیت پوزلانی ندارد و حتما باید آمرف باشد، دمای بالای کوره الزام مفید نیست. بر اساس آنالیز XRF، بهترین وضعیت پوزلانی با بیشترین سیلیس آمرف در دمای حدود ۷۰۰ درجه سانتی‌گراد رخ می‌دهد. بر اساس نتایج آزمایش XRF و با استفاده از نرم افزار دیزاین اکسپرت شکل ۳ تاثیر دما و زمان سوختن خاکستر را بر میطاب سیلیس نشان می‌دهد.

Design-Expert® Software
Factor Coding: Actual

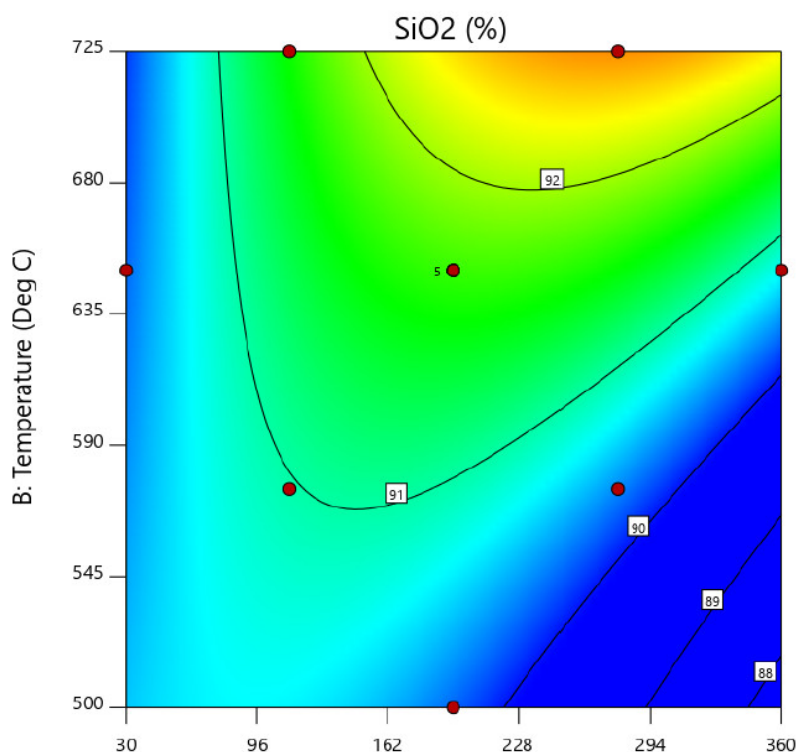
SiO2 (%)

● Design Points

89.94 93.068

X1 = A: Time

X2 = B: Temperature



شکل ۳ نمودار تاثیر زمان و دما بر سیلیس محدوده زمانی 30 تا 360 دقیقه و بازه دمایی 500 تا 725 درجه سانتی‌گراد به روش سطح پاسخ

۴. نتایج

برای هر یک از مشخصه‌های کارایی (قابلیت پرکنندگی، قابلیت عبور و پایداری جدشدگی) روش‌های آزمایش متعددی وجود دارد. راهنماها و استانداردهای مختلف بر اساس نتایج برخی از این آزمایش‌ها، بتن خودتراکم را از نظر عملکرد تقسیم‌بندی کرده‌اند. این آزمایش از پرکاربردترین آزمایشات بتن خودتراکم بوده و روشی برای سنجش توانایی پرکنندگی این نوع بتن می‌باشد. راهنمای اروپایی بتن خودتراکم [V] پیشنهاد می‌کند که بر اساس آزمایش جریان اسلامپ، بتن خودتراکم برای کاربردهای مختلف به سه سطح SF1، SF2 و SF3 تقسیم گردد. برای کاربرد بتن در سازه‌های کم فولاد یا بدون فولاد مطلوب می‌باشد. SF2 برای بتن‌ریزی در سازه‌های بتنی، بطور معمول مسلح که قالب آن پیچیده نبوده و میلگرد آن چگال نمی‌باشد. SF3 برای بتن‌ریزی سازه‌های بتنی مسلح دارای قالب پیچیده یا میلگرد چگال مطلوب می‌باشد. این سطوح برترتیب نیازمند ۵۵۰ تا ۶۵۰ میلیمتر، ۶۶۰ تا ۷۵۰ میلیمتر و ۷۶۰ تا ۸۵۰ میلیمتر جریان اسلامپ می‌باشند. شکل ۴ آزمایش جریان اسلامپ و شکل ۵ آزمایش حلقه J را نشان می‌دهد. بر اساس بررسی بصری، هر دو آزمایش نشان از خواص جاری شدن و عبور مناسب بتن دارند. نتایج آزمایشات بتن تازه در جدول ۲ داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش خاکستر پوسته برنج باعث افزایش قطر پهن‌شدگی در آزمایش جریان اسلامپ می‌شود. همچنین البته در دوزهای مختلف، جریان اسلامپ به گونه‌ای است که خواص خودتراکمی حفظ شده است. آزمایش حلقه J شبیه ساز عبور بتن از بین موانع، بخصوص آرماتورهای پرتراکم موجود در قالب می‌باشد. این آزمایش را می‌توان جهت بدست آوردن قابلیت عبور بتن خودتراکم به کار برد. برای انجام این آزمایش لازم است صفحه پایه و قسمت درونی مخروط اسلامپ را مرطوب و مرکز حلقه J را در مرکز آن قرار دهیم. پس از ریختن ۶ لیتر بتن به داخل مخروط اسلامپ و صاف کردن سطح بتن در بالای آن، مخروط را با سرعتی ثابت به

صورت قائم بالا کشیده می‌شود و اجازه می‌دهیم بتن به صورت آزاد جریان یابد. اختلاف ارتفاع بتن داخل و خارج حلقه J در چهار نقطه اندازه گیری و میانگین گیری می‌شود. هر چه اختلاف ارتفاع در بخش داخلی و بیرونی آرماتورها کمتر باشد به آن معناست که توانایی عبور بیشتر است. اختلاف معیار برای بت خودتراکم ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

نتایج آزمایش حلقه J نشان می‌دهد که با افزودن خاکستر خاصیت عبور بهبود یافته است. آزمایش قیف V برای سنجش توانایی پرکنندگی بتن خودتراکم است. معیار اندازه گیری در این آزمایش زمان است. بر اساس نتایج دیده می‌شود که با زیاد شدن خاکستر زمان قیف V کاهش پیدا کرده است؛ یعنی بتن خواص خودتراکمی بهتر یافته است. با توجه به استاندارد افنارک همه آزمایشات حداقل قابل قبول را دارند و بنابراین همه دوزهای مصرفی قابل قبول هستند.

جدول ۲: نتایج آزمایشات بتن تازه و سخت شده برای طرح‌های مورد نظر

طرح	خاکستر درصد	جریان اسلامپ میلی‌متر	حلقه J میلی‌متر	قیف V ثانیه	مقاومت ۳ روزه MPa	مقاومت ۷ روزه MPa	مقاومت ۱۴ روزه MPa	مقاومت ۲۸ روزه MPa
SR0	۰	۶۵۲	۲.۵	۱۰	۲۵.۰	۲۷.۷	۳۵.۹	۴۲.۵
SR5	۵	۶۵۵	۲.۵	۹	۲۴.۵	۲۷.۵	۳۴.۳	۴۲.۹
SR10	۱۰	۶۸۰	۲	۷	۲۳.۹	۲۷.۱	۳۳.۴	۳۸.۸
SR15	۱۵	۶۷۲	۱.۵	۷	۲۲.۳	۲۶.۹	۳۲.۱	۳۷.۱
SR20	۲۰	۶۷۱	۱.۵	۸	۲۰.۲	۲۵.۵	۳۲.۱	۳۷.۸
SR25	۲۵	۶۶۳	۲	۹	۲۲.۴	۲۵.۲	۳۲.۵	۳۶.۲

در جدول ۲ خاکستر بادی به حسب درصد نسبت به مقدار سیمان نمونه شاهد یعنی ۴۳۶ کیلوگرم سنجیده شده است.



شکل ۵ آزمایش جریان اسلامپ



شکل ۴ آزمایش حلقه J

مقاومت فشاری نمونه های مکعب بتن خودتراکم حاوی خاکستر پوسته برنج در سنین ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز عمل آوری مرطوبت در جدول ۲ داده شده است. در برخی مراجع آزمون‌های مقاومت فشاری ۱ روزه نیز گزارش شده است. در بتن ساخته شده امکان آزمایش مقاومت ۱ روزه نبود و قالب ها بعد از ۴۸ ساعت باز شدند. شاید بتوان علت را استفاده از سیمان تپ ۵ دانست. مخلوط بتن به عنوان SR0 نمونه شاهد برای کنترل و SR5- SR25 برای بتن‌های مخلوط شده خاکستر پوسته برنج طراحی شده اند.



شکل ۶ نمونه‌های مکعبی بتن

بر اساس نتایج نشان داده شده در جدول ۲، مقاومت فشاری بتن‌ها بر اساس استاندارد BS 1881:PART 116 [۸] با استفاده از ۳ نمونه مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری انجام شد. این نمونه‌گیری بدون اعمال هرگونه انرژی انجام شده و نمونه‌ها پس از ۴۸ ساعت از قالب خارج شده و تا زمان انجام آزمایش مطابق استاندارد تحت عمل‌آوری قرار گرفتند. در مدت زمان باز کردن قالب نمونه‌های مرطوب نگه داشته شده‌اند.



شکل ۷ خاکستر پوسته برنج مورد استفاده در ساخت بتن

مقاومت فشاری مکعب های بتن پس از ۳، ۷، ۱۴ و ۲۸ روز از عمل آوری مرطوبت تعیین شده است. بر اساس نتایج مشاهده می شود که در همه سنین با افزایش مقدار خاکستر مقاومت کاهش پیدا کرده است. این مقدار کاهش در سنین کمتر بیش از سنین بالاست. به این ترتیب می توان گفت که تا سن ۲۸ روزه، افزایش مقدار خاکستر در بتن خودتراکم باعث کاهش مقاومت شده است. به این ترتیب خاکستر پوسته برنج به عنوان یک ماده پوزلانی حاوی سیلیس آمرف، می تواند به عنوان ماده جایگزین سیمان مورد استفاده قرار گیرد؛ اما باید توجه داشت که استفاده از این ماده در بتن خودتراکم ممکن است باعث کاهش مقاومت شود.



شکل جگ بتن شکن

۱۰. نتیجه گیری

بر اساس نتایج این پژوهش در بازه دمایی ۵۰۰ درجه سانتی گراد تا ۷۲۵ درجه سانتی گراد متناسب با میزان حجم پوسته برنج، می توان خاکستر با کیفیت مناسب تولید کرد. بیشترین میزان سیلیس آمرف در دمای حدود ۷۰۰ درجه سانتی گراد به دست آمده است. با توجه به نتایج آزمایشگاهی، برای تولید انبوه خاکستر از کوره بتنی محیطی که با استفاده از بتن خودتراکم الیافی ساخته شده بود، استفاده شده است. درصد جایگزینی بهینه خاکستر پوسته برنج برای ساخت ملاط و بتن خودتراکم، به ترتیب ۱۰٪ تا ۱۵٪ می باشد که باعث کاهش اندک مقاومت فشاری و بهبود کارایی آن‌ها نسبت به نمونه شاهد گردید.

۱۱. قدردانی

این پژوهش در مرکز بتن های خاص دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهمان صورت گرفته است. نویسندگان از هم فکری و همکاری کارشناسان مرکز کمال سپاسگزاری را دارند.

مراجع

1. Siddique, R., & Khan, M. I. (2011). Rice Husk Ash. In *Supplementary Cementing Materials* (pp. 231-281). Springer, Berlin, Heidelberg.
2. Zou, Y., & Yang, T. (2019). Rice Husk, Rice Husk Ash and Their Applications. In *Rice Bran and Rice Bran Oil* (pp. 207-246). AOCS Press.
3. Food and Agriculture Organization of the United Nations , 2019 [On Line]. Available From: <http://www.fao.org/faostat/en/#data/QC/visualize>, <http://www.fao.org/economic/est/publications/rice-publications/rice-market-monitormm/en/>
4. Chabannes, M., Garcia-Diaz, E., Clerc, L., Bénézet, J. C., & Becquart, F. (2018). Lime Hemp and Rice Husk-Based Concretes for Building Envelopes. Springer.
5. Jamil, M., Khan, M. N. N., Karim, M. R., Kaish, A. B. M. A., & Zain, M. F. M. (2016). Physical and chemical contributions of Rice Husk Ash on the properties of mortar. *Construction and Building Materials*, 128, 185-198.
۶. وزارت راه و شهرسازی، دفتر مقررات ملی ساختمان، 1392، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه
7. Self Compacting Concrete European Project Group, "The European Guidelines for Self-Compacting Concrete," BIBM, CEMBUREAU, EFCA, EFNARC and ERMCO, 2005, p. 63.
8. BS 1881:PART 116, Testing concrete. Method for determination of compressive strength of concrete cubes

پیش بینی ترک خوردگی بتن خودتراکم تازه با استفاده از روش بلوغ

ساسان معتقد^{۱*}، سحر کاظمی فرد^۲، فرشته اوزن زاده^۲

۱- استادیار، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان

motaghed@bkatu.ac.ir

خلاصه

با زیاد شدن سرعت از دست رفتن آب از بتن تازه، جمع شدگی پلاستیک رخ داده و بتن ترک می خورد. در این مقاله ارتباط ترک خوردگی با شرایط دما و زمان بتن خودتراکم با استفاده از مفهوم بلوغ مورد بحث قرار گرفته است. استفاده از روش بلوغ برای پیش بینی وضعیت ترک خوردگی بتن تازه را می توان به عنوان ابزاری جدید برای کنترل کیفیت بتن مد نظر قرار داد. در این تحقیق رابطه بلوغ و ترک خوردگی ۹ طرح مخلوط بتن ارایه شده است. رابطه خطی بین بلوغ و ترک خوردگی، بهترین برازش را بر داده های نتایج دارد.

کلمات کلیدی: دمای بتن، گرمای هیدراتاسیون، دال بتنی، جمع شدگی پلاستیک، بلوغ نرث سول

۱. مقدمه

هیدراتاسیون سیمان گرما ایجاد می کند که باعث افزایش دمای بتن می شود. هنگامی که سطح بتن گرمای هوا را از دست می دهد، اختلاف درجه حرارت بین سطح سرد بیرونی و مرکز گرم عضو ظاهر می شود. در نتیجه انبساط حرارتی در قسمت های مختلف عضو بتنی یکسان نیست [۱]. اگر تنش کششی روی سطح عضو، به دلیل انبساط در مرکز، از مقاومت کششی بتن بیشتر شود یا اگر باعث افزایش بیش از حد ظرفیت تغییر شکل کششی شود، ترک روی سطح بتن ظاهر می شود [۲،۳]. با این وجود ظرفیت خزش بتن که در سنین پایین بسیار قابل توجه است می تواند بخشی از فشارهای فشاری ناشی از مرکز را بازیابی کند [۴]. کرنش حرارتی تنها علت ترک خوردگی سطحی نیست. همچنین ممکن است به دلیل خشک شدن سطح ساختار سازه بتنی باشد [۵]. ترک می تواند در مرحله خنک شدن بتن نیز ایجاد شود [۶]. هنگامی که بتن با سطحی که درجه حرارت آن حتی پایین تر است، مانند زمین سرد یا یک سازه غیر عایق که با هوای سرد در تماس است، بتن در قسمت های مختلف در دماهای مختلف قرار دارد. در نتیجه هنگامی که مرکز عضو بتنی سرد می شود، انقباض حرارتی در آن رخ می دهد. قسمت خارجی که قبلاً خنک و نسبتاً سفت شده است مانع از این انقباض می شود و ترک خوردگی می تواند در داخل بتن رخ دهد. این نوعی قید داخلی است که منجر به ترک می شود [۷،۸]. در مقیاس بزرگ تر، قید بیرونی سازه برای انقباض کلی (به صورت خودبه خودی یا حرارتی) همچنین می تواند باعث ترک خوردگی عناصر بتن مسلح (به عنوان مثال: یک دیوار ریخته شده روی یک پایه بتنی موجود) شود [۹]. عامل هر چه باشد، پیش بینی وضعیت ترک و چگونگی رشد آن با زمان می تواند به کنترل بهتر شرایط کمک کند. برای این کار، لازم است پس از قالب بندی، از ویژگی های رشد مقاومت بتن آگاه شد. روش بلوغ، با اندازه گیری دما در یک المان، برای تعیین میزان پیشرفت واکنش های هیدراتاسیون و سخت شدن بتن ناشی از آن است [۱۰،۱۱]. با اندازه گیری دمای عضو بتنی می توان در نقاط مختلف بحرانی، سنجش رشد پارامترهای مشخصه بتن را انجام داد [۱۲، ۱۳].

در این مقاله روشی برای پیش بینی وضعیت ترک خوردگی بتن تازه بر اساس مفهوم بلوغ معرفی می شود. به این منظور لازم است مشخص کنیم که آیا روش بلوغ قابلیت پیش بینی وضعیت ترک خوردگی دال های بتنی را دارد یا خیر؟ و در صورت اثبات وجود قابلیت، آیا رابطه ی مشخص

بین بلوغ و ترک خوردگی می‌توان یافت؟ به‌منظور پاسخ به این سؤالات ۹ طرح اختلاط بتن خودتراکم در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته و وضعیت ترک خوردگی و بلوغ آن‌ها پایش شده است. بر اساس نتایج آزمایشات سعی شده است که رابطه‌ای بین بلوغ و ترک خوردگی برقرار شود.

۲. مبانی نظری

روش بلوغ برای تخمین مقاومت بتن، مقاومت را براساس داده‌های واقعی تاریخچه دمای بتن در محل تخمین می‌زند. روش بلوغ نیازمند توسعه رابطه مقاومت بلوغ مخصوص بتن با طرح اختلاط مورد نظر است که منحنی کالیبراسیون نیز گفته می‌شود. هرگونه تغییر در اجزاء مخلوط می‌تواند منحنی را اریب و غیرقابل اعتماد کند. روش بلوغ برای اندازه‌گیری مقاومت بتن سابقه‌ای حدود هفتاد ساله دارد. این روش در سال ۱۹۸۷ توسط ASTM به‌صورت استاندارد منتشر شد [۱۴].

روش نرت - سول که به عنوان ضریب دما - زمان (TTF) شناخته می‌شود، معروف‌ترین روش محاسبه بلوغ است. یکی از دلایل استفاده از این روش سادگی محاسبات آن است. سول این رابطه را بر اساس رابطه‌ی بلوغ را بر این اساس پیشنهاد کرد که بتن، با طرح اختلاط یکسان و با بلوغ یکسان، تقریباً مقاومت یکسان دارند. بر اساس ASTM (1074) رابطه‌ی اندیس بلوغ یا ضریب دما - زمان به‌صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$M(t) = \sum (T_a - T_0) \Delta t$$

که در آن :

$M(t)$ = شاخص بلوغ در سن t ، روز درجه یا ساعت درجه،

Δt = فاصله زمانی، روزها یا ساعت‌ها،

T_a = میانگین دمای بتن در بازه زمانی، Δt ، درجه سانتی‌گراد،

T_0 = دمای مرجع، درجه سانتی‌گراد،

ماریز [۴] در سال ۲۰۰۰ آزمایش‌های میدانی روش بلوغ در ساخت دال ساخته شده با استفاده از بتن با مقاومت عادی و بتن با مقاومت بالا را گزارش کرد.

با توجه به تعریف بلوغ به نظر می‌رسد این روش بتواند برای پیش‌بینی ترک خوردگی بتن تازه نیز به کار رود. مبانی نظری این گمان به این مساله برمی‌گردد که پارامترهای مؤثر بر بلوغ و ترک خوردگی بتن تازه تا حد زیادی مشابه است. طرح مخلوط، دما و میزان رطوبت بر هر دو پدیده حاکم هستند. بر این اساس ایجاد ارتباط بین بلوغ و ترک خوردگی می‌تواند در پیش‌بینی ترک خوردگی بتن در هوای گرم به کار رود.

۳. طرح مخلوط و مواد مصرفی

به‌منظور انجام آزمایشات با توجه به هدف مطالعه طرح مخلوط‌ها به شرح جدول ۱ استفاده شده است. میزان سیمان در مخلوط‌ها ثابت نگه داشته شده و با سه نسبت آب به سیمان بتن خودتراکم ساخته شده است. در ساخت بتن از دو اندازه متفاوت شن (نخودی و بادامی) استفاده شده است. حداکثر سائز سنگدانه ۱۹ میلی‌متر انتخاب شده است.

جدول ۱ طرح مخلوط‌های بتن خودتراکم مورد استفاده

شماره آزمایش	W/C	سیمان kg/m^3	آب kg/m^3	پودر سنگ kg/m^3	فوق روان کننده kg/m^3	VMA kg/m^3	شن kg/m^3		ماسه kg/m^3
							نوع اول ۴-۹.۵	نوع دوم ۹.۵-۱۹	
SCC1	۰.۴۶	۴۰۰	۱۸۴	۱۷۵	۴	۰.۹۲۵	۲۷۹.۷۰۰	۳۴۷.۵۰۰	۹۴۰.۸۰۰
SCC2	۰.۴۶	۴۰۰	۱۸۴	۱۷۵	۴	۰.۳۵۲	۲۸۰	۳۴۸	۹۴۰
SCC3	۰.۳۹	۴۰۰	۱۵۶	۱۷۵	۴.۸۰۰	۰.۳۰۰	۷۶۸.۳۰۰	۳۲۹.۲۸۰	۴۷۰.۴۰۰
SCC4	۰.۴۶	۴۰۰	۱۸۴	۱۷۵	۴	۰.۳۵۲	۳۶۰	۴۴۰	۸۰۰
SCC5	۰.۳۹	۴۰۰	۱۵۶	۱۷۵	۱۰.۳۳۰	۰.۳۰۰	۶۵۳.۳۰۰	۲۸۲	۶۲۷.۲۰۰
SCC6	۰.۴۶	۴۰۰	۱۸۴	۱۷۵	۳.۹۲۰	۰.۵۲۰	۴۸۰	۳۲۰	۸۰۰
SCC7	۰.۴۶	۴۰۰	۱۸۴	۱۷۵	۴	۰.۱۶۰	۴۸۰	۳۲۰	۸۰۰
SCC8	۰.۴۶	۴۰۰	۱۸۴	۱۷۵	۴	۰.۴۴۰	۳۷۶.۳۲۰	۲۵۰.۸۸۰	۹۴۰.۸۰۰
SCC9	۰.۳۶	۴۰۰	۱۴۴	۱۷۵	۹	۰.۲۰۰	۶۵۸.۵۰۰	۲۸۲.۲۰۰	۶۲۷

با توجه به موضوع تحقیق، ضروری به نظر می‌رسید که دقت لازم در همه مراحل ساخت بتن‌ها انجام شود. به همین جهت مراحل ساخت برای کلیه بتن‌ها تا جای ممکن به‌طور یکسان انجام شده است. این مساله، شامل یکسان بودن اپراتورهای انجام آزمایش‌ها، ساخت بتن‌های هر سری در فواصل زمانی نسبتاً کوتاه، انتخاب مصالح از پیمان‌های یکسان، تنظیم در رطوبت مصالح سنگی و نیز طی کردن مراحل ساخت و انجام آزمایش‌های یکسان برای ساخت هر بتن است.

بدین ترتیب قبل از شروع به ساخت بتن، ابتدا رطوبت سنگ‌دانه‌های ریز و درشت تعیین شد. بر اساس نتایج رطوبت سنگدانه‌ها، نسبت‌های ترکیب مخلوط که در حالت رطوبت اشباع با سطح خشک مشخص شده بودند، تصحیح شده است. در نهایت نسبت‌های ترکیب برای ساخت بتن بر اساس طرح مخلوط تصحیح شده، محاسبه شده و برای ساخت مخلوط بتن به‌طور کاملاً دقیق با ترازو دقت گرم توزین می‌گردند. برای ساخت بتن، ابتدا سیمان و پودر سنگ به مدت ۳۰ ثانیه درون میکسر با جام ثابت (شکل ۱) مخلوط می‌شود سپس الیاف باز شده را همراه با سنگدانه درون همزن دیگ ثابت ریخته، بعد از گذشت ۳ دقیقه نصف وزنی آب به همراه روان‌کننده به مخلوط اضافه شد. نصف دیگر از آب بعد از سپری شدن ۲ دقیقه به مخلوط اضافه شد. مقدار آب باقی‌مانده را همراه با VMA بعد از گذشت ۲ دقیقه به درون میکسر اضافه کرده و به بتن اجازه داده می‌شود که به مدت ۵/۵ دقیقه مخلوط شود.



شکل ۲ آزمایش جریان اسلامپ بتن



شکل ۱ مخلوط‌کن دیگ ثابت مورد استفاده در ساخت مخلوط‌ها

بلافاصله پس از پایان یافتن فرآیند مخلوط کردن بتن، آزمایش‌های بتن تازه، روی مخلوط‌ها انجام می‌گیرد. انجام آزمایشات بتن تازه برای اطمینان از خودتراکی ضروری است (شکل ۲). همچنین پس از انجام بخشی از آزمایش‌های تازه، نمونه‌گیری از بتن برای انجام آزمایش‌های ترک انجام می‌گیرد. بدین ترتیب که برای انجام آزمایش میزان ترک‌ها بتن خودتراکم بدون هیچ‌گونه عملیات ویریه (لرزش) داخل قالب‌های مورد نظر که قبلاً به روغن قالب مناسب آغشته شده بودند، ریخته می‌شوند. نمونه‌های ساخته شده به شکل دال با ابعاد ۵۰ × ۶۰۰ × ۹۰۰ میلی‌متر برای انجام آزمایش میزان ترک‌خوردگی ساخته می‌شوند. در این قالب در دو جهت عمود بر هم قیدهایی تعبیه شده است. این قیدهها با ارتفاع ۲/۵ سانتی‌متر حرکت بتن خود تراکم را محدودتر کرده و احتمال ترک خوردگی را افزایش می‌دهد. در طراحی هر قالب دال ۸ قید در نظر گرفته شد که در شکل‌های ۳ و ۴ دیده می‌شود [۳]. نمونه‌های آزمایش اندازه‌گیری ترک خوردگی به مدت ۱۲ ساعت (نصف روز) نگهداری می‌شود.



شکل ۴ دال و قالب‌های مکعبی بتن ریزی شده



شکل ۳ موانع درون قالب ترک خوردگی

آزمایش بلوغ با دستگاه نشان داده شده در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است. ابزار قابل قبول شامل ابزار تجاری بلوغ با قابلیت نمایش دما و محاسبه و نمایش فاکتور دما - زمان یا سن معادل است. برخی ابزار تجاری بلوغ از مقادیر ثابت از پیش تعیین شده دمای آستانه یا انرژی اکتیواسیون استفاده

می‌کنند و به این ترتیب قابلیت تنظیم بتن خاص را ندارند. مقادیر سن معادل نمایش داده شده در ابزار بلوغ، قابل تنظیم برای سایر مقادیر نیست. ابزار دیگر شامل حس گرهای دمای متصل به دیتالاگر، یا ابزار مدفون در بتن که داده‌های دما را به صورت تابع زمان اندازه گیری، ثبت و ذخیره می‌کند. داده‌های دما برای محاسبه اندیس بلوغ به کار می‌رود. بازه زمانی اندازه گیری ۱۲ ساعت اول با اندازه گیری‌های نیم ساعته در نظر گرفته شده است. دقت اندازه گیری دما ± 1 است. حس گرهای دما را در ± 15 mm مرکز نمونه‌های نصب می‌شود. لازم است دقت شود که حس گرهای دما فوراً به ابزار بلوغ یا ابزار ثبت دما متصل شود. روش کمک به جایگذاری صحیح حس گر در مرکز مکعب، نصب یک میلگرد صلب در مرکز است. میلگرد سنگدانه‌ها را کنار می‌زند. میلگرد خارج شده و حس گر کار گذاشته می‌شود. با ضربه به بدنه استوانه یا فشرده سازی با میلگرد باید از چسبیدن بتن به حس گر اطمینان حاصل کرد.



شکل ۶ نحوه سنجش بلوغ در نمونه‌های بتنی



شکل ۵ دستگاه بلوغ سنج [۱۶]

۴. نتایج

بر اساس محاسبه میزان ترک و بلوغ به دست آمده نتایج در ادامه ارائه شده است.

جدول ۲ بلوغ برای scc1

بلوغ ساعت - سانتی گراد	فاکتور دما- زمان ساعت- سانتی گراد	متوسط دما سانتی گراد	افزایش سن	دما (سانتی گراد)	سن (ساعت)
۰	-	-	-	۲۵	۰
۱۲	۱۲	۲۴	۰.۵	۲۳	۰.۵
۲۳.۲۵	۱۱.۲۵	۲۲.۵	۰.۵	۲۲	۱.۰
۳۴	۱۰.۷۵	۲۱.۵	۰.۵	۲۱	۱.۵
۴۴.۲۵	۱۰.۲۵	۲۰.۵	۰.۵	۲۰	۲.۰
۵۴.۲۵	۱۰	۲۰	۰.۵	۲۰	۲.۵
۶۴.۵	۱۰.۲۵	۲۰.۵	۰.۵	۲۱	۳.۰
۷۵.۲۵	۱۰.۷۵	۲۱.۵	۰.۵	۲۲	۳.۵
۸۶.۵	۱۱.۲۵	۲۲.۵	۰.۵	۲۳	۴.۰
۹۸.۵	۱۲	۲۴	۰.۵	۲۵	۴.۵
۱۱۱.۸	۱۳.۲۵	۲۶.۵	۰.۵	۲۸	۵.۰
۱۲۶.۳	۱۴.۵	۲۹	۰.۵	۳۰	۵.۵
۱۴۲	۱۵.۷۵	۳۱.۵	۰.۵	۳۳	۶.۰
۱۵۹.۳	۱۷.۲۵	۳۴.۵	۰.۵	۳۶	۶.۵
۱۷۷.۸	۱۸.۵	۳۷	۰.۵	۳۸	۷.۰
۱۹۷	۱۹.۲۵	۳۸.۵	۰.۵	۳۹	۷.۵
۲۱۶.۸	۱۹.۷۵	۳۹.۵	۰.۵	۴۰	۸.۰
۲۳۷	۲۰.۲۵	۴۰.۵	۰.۵	۴۱	۸.۵
۲۵۷.۵	۲۰.۵	۴۱	۰.۵	۴۱	۹.۰
۲۷۸.۳	۲۰.۷۵	۴۱.۵	۰.۵	۴۲	۹.۵
۲۹۹.۳	۲۱	۴۲	۰.۵	۴۲	۱۰.۰
۳۲۰.۳	۲۱	۴۲	۰.۵	۴۲	۱۰.۵
۳۴۱.۵	۲۱.۲۵	۴۲.۵	۰.۵	۴۳	۱۱.۰
۳۶۳	۲۱.۵	۴۳	۰.۵	۴۳	۱۱.۵
۳۸۴.۵	۲۱.۵	۴۳	۰.۵	۴۳	۱۲.۰

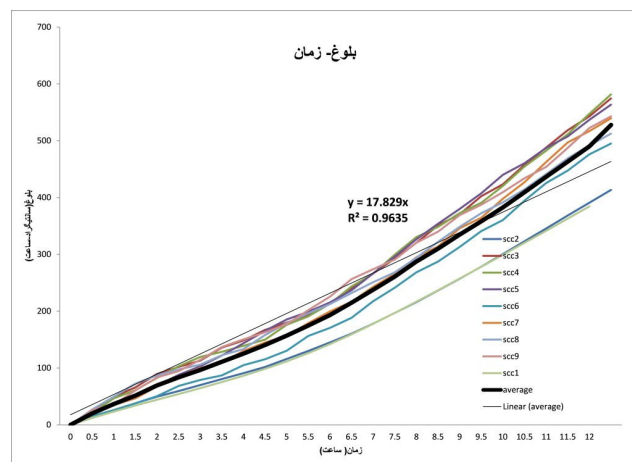
در هر سن آزمون، متوسط اندیس بلوغ نمونه‌های ابزاری ثبت شده است. در صورت استفاده از ثبت کننده دما، اندیس بلوغ محاسبه می‌شد.

بازه‌های زمانی طولانی‌تر، برای بخش‌های نسبتاً ثابت ادامه هیدراتاسیون مجاز است. انتخاب بازه‌ی زمانی اولیه برای ثبت دمای مخلوط با کسب مقاومت

سریع در سنین اولیه در اثر هیدراتاسیون سریع، نیاز به قضاوت دارد. جدول ۲ مثالی را برای ارزیابی فاکتور دما - زمان یا سن معادل بر اساس تاریخچه، دمای ثبت شده را برای بتن SCC1 نشان می‌دهد. در جدول ۳ مقادیر بلوغ برای همه طرح‌ها دیده می‌شود. شکل ۷ نمودار بلوغ طرح‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۳ مقادیر بلوغ برای طرح‌های مختلف

زمان	Sec1	Sec2	Sec3	Sec4	Sec5	Sec6	Sec7	Sec8	Sec9
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	12	20	25	25.5	24.5	22.5	18.5	17.5	20
1	23.25	39	40.5	36.5	36	44	32.5	26.5	39
1.5	34	60.5	63	56	55	62	56.5	44.5	60.5
2	44.25	73	77.5	73.5	79.5	80.5	71.5	62	73
2.5	54.25	87	92.5	93.5	97.5	103	88.5	73.5	87
3	64.5	105.5	106	108.5	113	117.5	109	97.5	105.5
3.5	75.25	125	125.5	117	135.5	128	125	109	125
4	86.5	138.5	143.5	137	156	139	145	132	138.5
4.5	98.5	158.5	157.5	154.5	178.5	148	161	141.5	158.5
5	111.8	177	177.5	171	193.5	161.5	180	151.5	177
5.5	126.3	202.5	197	188	207.5	181.5	199.5	166	202.5
6	142	216	217.5	209.5	231.5	202.5	215	192.5	216
6.5	159.3	245	240	230.5	258	229	234.5	214	245
7	177.8	262.5	268	247.5	285	251.5	262	231	262.5
7.5	197	280.5	289	271	315.5	269.5	294.5	255.5	280.5
8	216.8	314.5	309.5	288.5	337	286.5	325.5	274	314.5
8.5	237	347	339.5	306.5	364.5	309.5	357.5	304.5	347
9	257.5	377.5	368.5	325.5	393.5	341.5	382.5	326	377.5
9.5	278.3	396.5	396.5	350.5	414.5	371.5	413	356	396.5
10	299.3	424.5	420.5	369	434	397.5	435	386.5	424.5
10.5	320.3	459	446.5	389	466	422.5	454	405.5	459
11	341.5	478	468	423	493	442	484	440.5	478
11.5	363	510	487.5	445.5	519.5	472.5	503	473	510
12	384.5	534.5	513	465.5	538.5	493	530.5	492	534.5



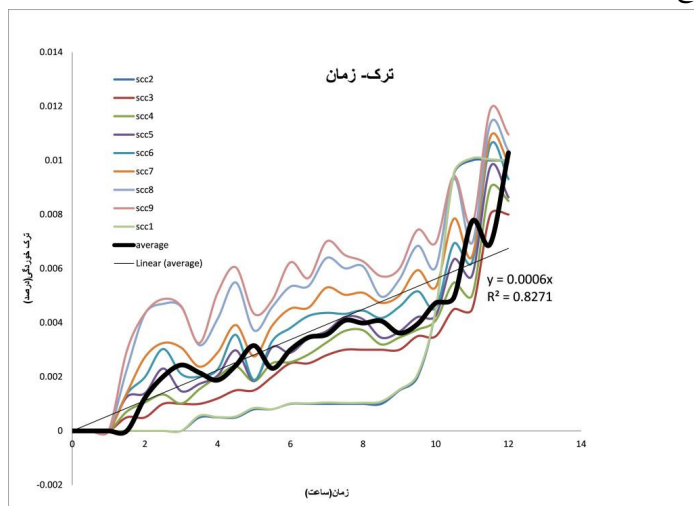
شکل ۷ نمودار بلوغ طرح‌های بتن خود تراکم

آزمایش ترک خوردگی دال بر روی بتن خودتراکم با طرح مختلف انجام شده است. شکل ۸ مساحت ترک خوردگی دال‌های بتنی در را نشان می‌دهد. مقادیر ترک در جدول ۴ دیده می‌شود.

جدول ۴ ترک خوردگی دال با زمان

Scc9	Scc8	Scc7	Scc6	Scc5	Scc4	Scc3	Scc2	Scc1	زمان
0	0	0	0	0	0	0	0	0	۰
0	0	0	0	0	0	0	0	0	۰.۵
0	0	0	0	0	0	0	0	0	۱
0.0037	0.0035	0.0028	0.0020	0.0018	0.0014	0.0005	0	0	۱.۵
0.0045	0.0042	0.0040	0.0034	0.0024	0.0014	0.0005	0	0	۲
0.0033	0.0032	0.0028	0.0028	0.0026	0.0020	0.001	0	0	۲.۵
0.0024	0.0022	0.0020	0.0016	0.0013	0.0011	0.001	0	0	۳
0.0034	0.0029	0.0028	0.0027	0.0021	0.0013	0.001	0.0005	0.0006	۳.۵
0.0042	0.0039	0.0031	0.0031	0.0023	0.0018	0.0012	0.0005	0.0005	۴
0.0041	0.0038	0.0030	0.0028	0.0020	0.0020	0.0015	0.0005	0.0005	۴.۵
0.0051	0.0045	0.0036	0.0033	0.0033	0.0023	0.0015	0.0008	0.0009	۵
0.0047	0.0042	0.0040	0.0034	0.0029	0.0027	0.002	0.0008	0.0008	۵.۵
0.0058	0.0050	0.0048	0.0045	0.0038	0.0029	0.0025	0.001	0.0011	۶
0.0053	0.0052	0.0050	0.0049	0.0043	0.0033	0.0025	0.001	0.0010	۶.۵
0.0055	0.0050	0.0045	0.0038	0.0035	0.0030	0.0028	0.001	0.0010	۷
0.0067	0.0060	0.0051	0.0047	0.0040	0.0040	0.003	0.001	0.0011	۷.۵
0.0072	0.0070	0.0060	0.0051	0.0041	0.0033	0.003	0.001	0.0011	۸
0.0063	0.0060	0.0053	0.0050	0.0042	0.0034	0.003	0.001	0.0011	۸.۵
0.0048	0.0048	0.0045	0.0042	0.0032	0.0031	0.003	0.0015	0.0016	۹
0.0072	0.0066	0.0062	0.0055	0.0047	0.0043	0.0035	0.002	0.0021	۹.۵
0.0072	0.0065	0.0057	0.0053	0.0050	0.0041	0.0035	0.0045	0.0045	۱۰
0.0070	0.0068	0.0064	0.0059	0.0051	0.0045	0.0045	0.0095	0.0096	۱۰.۵
0.0074	0.0066	0.0064	0.0059	0.0056	0.0046	0.0045	0.01	0.0100	۱۱
0.0107	0.0101	0.0100	0.0098	0.0094	0.0084	0.008	0.01	0.0101	۱۱.۵
0.0112	0.0110	0.0108	0.0106	0.0096	0.0088	0.008	0.01	0.0101	۱۲

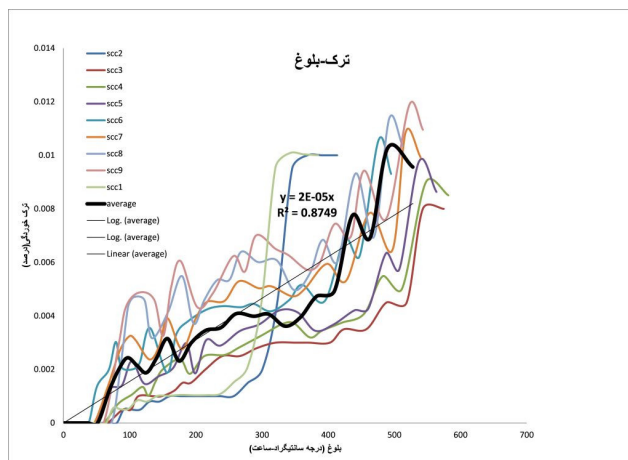
با توجه به نمودار و نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود که مساحت ترک‌های انقباضی ابتدا افزایش یافته و سپس به مقداری همگرا می‌شود.



شکل ۸ رشد ترک‌ها بر حسب زمان

چنانچه از شکل ۸ دیده می‌شود، رشد ترک‌ها با زمان تابع طرح اختلاط است. به‌طور کلی می‌توان گفت که با افزایش میزان درشت‌دانه، رشد ترک‌ها با زمان کاهش می‌یابد. با پیشرفت زمان ترک‌ها به‌صورت خطی اضافه می‌شود، اما در انتهای بازه میزان ترک‌ها با کاهش مواجه می‌شود. زیاد شدن ترک‌ها به علت کاهش حجم ناشی از کاهش میزان آب در مخلوط بتن می‌باشد. علت کاهش حجم، بالا رفتن سرعت تبخیر، بالا رفتن جذب

آب به دانه‌های هیدراته نشده سیمان، کاهش آب به دلیل مصرف آب ناشی پیشرفت سرعت هیدراتاسیون است. شکل ۹ توسعه ترک بر حسب بلوغ را نشان می‌دهد.



شکل ۹ نمودار ترک بر حسب بلوغ

چنانچه در شکل ۹ دیده می‌شود در حالت خمیری ترک‌های بسیاری در بتن می‌تواند به وجود آید. علت اصلی این ترک بیشتر شدن تنش کششی از مقاومت کششی بتن تازه است. تغییرات حجمی در بتن تازه ممکن است به دلیل عدم صلیبیت بتن باعث ایجاد ترک نشود. همان‌گونه که از شکل ۹ دیده می‌شود رابطه بین ترک و بلوغ را می‌توان با تقریب خوبی خطی در نظر گرفت. به این ترتیب امکان پیش‌بینی متوسط ترک خوردگی با استفاده از بلوغ تا حدی فراهم می‌شود. با استفاده از تقریب داده شده می‌توان با نصب دستگاه بلوغ سنخ وضعیت ترک خوردگی بتن را تا حدی پیش‌بینی کرد.

۵. نتیجه‌گیری

یکی از عوامل ایجاد ترک‌های انقباض خمیری در بتن، تبخیر آب سطحی بتن استبا شروع سخت شدن، تنش‌های کششی آغاز می‌شود. هنگامی که سرعت تبخیر آب بیشتر از سرعت حرکت آب بتن به سطح باشد، ترک‌های خمیری توسعه پیدا می‌کند. در این هنگام در لوله‌های مویین بتن یک فشار منفی متغیر ایجاد شده و به نسبت آن تنش کششی در بتن به وجود می‌آید. این تنش‌ها در طول زمان سخت شدن بتن به تدریج بیشتر می‌شود و اگر این تنش بیشتر از مقاومت کششی بتن شود، بتن ترک می‌خورد. جمع شدگی با افزایش میزان آب افزایش خواهد یافت. کاهش سریع اسلامپ باعث افزایش نیاز به آب شده، میزان آب کل را افزایش داده و بنابراین خطر جمع شدگی ناشی از خشک شدن را افزایش می‌یابد. دمای بالای بتن سرعت هیدراتاسیون را بالا می‌برد. در نتیجه بتن زودتر سفت شده و آب بیشتری برای حفظ اسلامپ نیاز دارد. میزان آب بیشتر باعث کاهش مقاومت شده و ترک خوردگی را افزایش می‌دهد. با افزایش نسبت شن به سنگدانه، میزان ترک کاهش یافته است. با افزایش بلوغ، میزان ترک به صورت خطی در حال افزایش است. در انتهای زمان گیرش مقداری کاهش در ترک‌ها دیده می‌شود. بر اساس نتایج به دست آمده روش بلوغ سنخش بهتری نسبت به زمان برای بررسی ترک‌ها فراهم می‌آورد. رابطه خطی بین بلوغ و توسعه ترک پیش‌بینی را ساده‌تر می‌کند.

۶. قدردانی

این پژوهش در مرکز بتن‌های خاص دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان صورت گرفته است. نویسندگان از هم‌فکری و همکاری کارشناسان مرکز کمال سپاسگزاری را دارند.

مراجع

- Glinicki, M. A., & Litorowicz, A. (2006). Crack system evaluation in concrete elements at mesoscale. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*, 371-379.
- معتقد، ساسان، خلوت، صالحی ویسی & محمد. (۱۹۷۰). بررسی تاثیر الیاف فولادی و نسبت سنگدانه‌های درشت بر خواص بتن خودتراکم. *تحقیقات بتن*, 11(4), 95-107.

۳. معتقد، ساسان، قبادی، میرزایی علی آبادی، غرایبی. بررسی خواص تازه و سخت شده بتن خودتراکم الیافی. نشریه مهندسی سازه و ساخت، 6(4), 43-61.
4. Altoubat, S. A., & Lange, D. A. (2001). Creep, shrinkage, and cracking of restrained concrete at early age. *ACI Materials Journal*, 98(4), 323-331.
5. Neithalath, N., Pease, B., Moon, J. H., Rajabipour, F., Weiss, J., & Attiogbe, E. (2005). Considering moisture gradients and time-dependent crack growth in restrained concrete elements subjected to drying. In *NSF Workshop on High Performance Concrete* (pp. 279-290).
6. Xu, J., Shen, Z., Yang, S., Xie, X., & Yang, Z. (2019). Finite element simulation of prevention thermal cracking in mass concrete. *International Journal of Computing Science and Mathematics*, 10(4), 327-339.
7. Jeon, S. J. (2008). Advanced assessment of cracking due to heat of hydration and internal restraint. *ACI Materials Journal*, 105(4), 325.
8. Anerdi, C., Bertagnoli, G., Gino, D., & Mancini, G. (2018). Self restrained cracking of reinforced concrete elements. In *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet* (pp. 631-640). Springer, Cham.
9. Faria, R., Azenha, M., & Figueiras, J. A. (2006). Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab. *Cement and concrete composites*, 28(6), 572-585.
10. Poppe, A. M., & De Schutter, G. (2004). Hydration and properties development of self-compacting concrete. In *International RILEM Symposium on Concrete Science and Engineering: A Tribute to Arnon Bentur*. RILEM Publications SARL.
۱۱. کاظمی فرد، سحر و معتقد، ساسان و اوزن زاده، فرشته، ۱۳۹۹، مقایسه روش بلوغ و بلوغ ارتقا یافته در تخمین مقاومت فشاری بتن خودتراکم، بیست و سومین همایش ملی سالیانه بتن و زلزله مرکز تحقیقات بتن (متب)، تهران
12. Busari, A. A., Akinmusuru, J. O., Dahunsi, B., Ofuyatan, O. M., & Ngene, B. U. (2017). Pavement construction using self-compacting concrete: Mechanical properties. *International Journal of Advanced and Applied Sciences*, 4(8), 50-55.
13. Tekle, B. H., Al-Deen, S., Anwar-Us-Saadat, M., Willans, N., Zhang, Y., & Lee, C. K. (2021). Use of maturity method to estimate early age compressive strength of slab in cold weather. *Structural Concrete*.
14. ASTM C 1074-98. (2002). "Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method." 2002 ASTM Standards Vol. 04.02. West Con shohocken, Pa.: ASTM International.
15. Myers, J.J., The use of the maturity method as a quality control tool for high-performance concrete bridge decks, in *Proc. PCI/FHWA/FIB Int. Symp. on High Performance Concrete*, L.S. Johal, Ed., Precast/Prestressed Institute, Chicago, 2000, 316.
۱۶. یوسف زارعی، ساسان معتقد، مهدی عسکری، بلوغ سنج بتن چند خطی مبتنی بر اندازه گیری هوشمند دما، تاریخ ثبت ۱۳۹۹/۱۱/۱۵

تخمین مدول الاستیسته بتن خودتراکم به روش درخت تصمیم

فاطمه آهوز^۱، ساسان معتقد^۲

۱- مربی، گروه کامپیوتر، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان

۲- استادیار، گروه عمران، دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء بهبهان

motaghed@bkatu.ac.ir

خلاصه

در این مقاله، روشی برای پیش بینی مدول الاستیسته ۲۸ روزه بتن خودتراکم با استفاده الگوریتم درخت تصمیم با اعتبارسنجی چند لایه ارائه شده است. مدول الاستیسته بتن خودتراکم به چهار روش تخمین زده شده است؛ بر اساس مواد متشکله شامل سیمان، ماسه، شن، خاکستر بادی، نسبت آب به پودر و فوق روان کننده؛ بر اساس مقاومت های ۳، ۷ و ۲۸ روزه؛ بر اساس مقاومت ۲۸ روزه، بر اساس مواد متشکله و مقادیر مقاومت (جمع حالات). همچنین بر اساس رابطه آیین نامه بتن ایران نیز مدول الاستیسته محاسبه و نتایج با مقادیر آزمایشگاهی دقیق مقایسه شده است.

کلمات کلیدی: مواد متشکله بتن، روش اعتبارسنجی ۱۰ لایه، مقاومت فشاری

۱. مقدمه

بتن خودتراکم (SCC)، که ابتدا توسط او کامورا در سال ۱۹۸۶ پیشنهاد شد، در صنعت ساختمان مورد استقبال گسترده ای قرار گرفته است [۱]. بتن خودتراکم با توانایی جریان تحت وزن خود برای پر کردن قالب به طور مناسب بدون هیچ گونه ارتعاش مکانیکی داخلی یا خارجی مشخص می شود [۲]. SCC همچنین دارای ویسکوزیته کافی است که می توان بدون تفکیک و جدایش آن از آن استفاده کرد [۳].

مخلوط های بتن خودتراکم معمولاً با محدودیت های خاص مواد متشکله مانند حداکثر سائز در دانه بندی، حجم زیاد خمیر، نسبت آب به پودر کم، مقادیر زیادی پرکننده های معدنی و مواد افزودنی های فوق روان کننده طراحی می شوند [۴]. در نتیجه، خواص تازه و سخت شده SCC با بتن معمولاً ارتعاشی متفاوت است [۵]. چندین محقق طراحی مخلوط [۶]، خواص تازه و سخت شده [۷] و عملکرد سازه ای اعضای ساخته شده از بتن خودتراکم [۸] را مورد بررسی قرار داده اند. با توجه به رشد سریع استفاده از بتن خودتراکم، تعیین خواص مکانیکی آن در مقایسه با بتن معمولی برای برآورد الزامات و آیین نامه های طراحی ضروری است. مدول الاستیسته (مدول الاستیک یا مدول یانگ) بتن یک ویژگی مکانیکی مهم در طراحی و تجزیه و تحلیل سازه های بتنی است که، به عنوان مثال، در محاسبه تغییر شکل اعضا برای الزامات قابلیت بهره برداری، تحلیل لرزه ای، محاسبه جابجایی جانبی، کوتاه شدن الاستیک بتن در طراحی بتن پیش تنیده و افت ناشی از خزش [۹] کاربرد دارد. روابط مختلفی برای پیش بینی مدول الاستیک بتن خود تراکم و بتن معمولی، بر اساس مقاومت فشاری بتن [۱۰ و ۱۱ و ۱۲] پیشنهاد شده است.

محققان مختلف شاخه های مختلف هوش مصنوعی را برای پیش بینی مدول ارتجاعی انواع مختلف بتن به کار گرفتند. دمیر [۱۳] از شبکه عصبی مصنوعی و مدل سازی فازی برای پیش بینی مدول الاستیک بتن معمولی و با بتن با مقاومت بالا استفاده کرد. دمیر و کورکماس [۱۴] روشی جدید برای پیش بینی محدوده های بالایی و پایینی مدول الاستیک بتن با مقاومت بالا با استفاده از مدل های فازی ارائه کردند. یان و شی [۱۵] استفاده از وکتور ماشین پشتیبانی (SVM) را برای پیش بینی مدول ارتجاعی بتن های معمولی و با مقاومت بالا از مقاومت فشاری آنها مورد بررسی قرار دادند. احمدی ندوشان [۱۶] از یک سیستم استنتاج فازی مبتنی بر شبکه (ANFIS) برای پیش بینی مدول الاستیک بتن معمولی و با مقاومت بالا استفاده کرد. رگرسیون نمادین، یعنی تابع نمادین، یک رویکرد کشف تابع برای تجزیه و تحلیل و مدل سازی مجموعه داده های چند رقمی عددی است. برخلاف روشهای رگرسیون خطی و غیر خطی سنتی که پارامترها را با معادله یک شکل معین مطابقت می دهند، رگرسیون نمادین سعی می کند با جستجوی پارامترها و شکل معادلات ریاضی را شکل دهد. به عبارت دیگر، روش رگرسیون نمادین به دنبال اشکال معادله غیر خطی و پارامترهای آن به

طور همزمان برای یک مسئله مدل سازی استفاده شده است. سعی می شود یک تابع ریاضی برای توصیف رابطه بین متغیرهای وابسته و مستقل بدست آورد [۱۷]. روشهای جدید جدیدی برای شناسایی عملکرد نمادین توسعه داده شده است که به طور مختصر در پاراگراف بعدی مرور شده است. در سال های اخیر ، انواع الگوریتم های تکاملی (EA) به عنوان روش های امکان پذیر و موثر برای بهینه سازی رول ها توسعه داده شده است. بسیاری از EA ها پیشنهاد شده اند ، از جمله الگوریتم های ژنتیک (GA) ، استراتژی های تکامل (ES) ، بهینه سازی کلونی مورچه ها (ACO) ، بهینه سازی ازدحام ذرات (PSO) ، تکامل افتراقی (DE) ، برآورد الگوریتم های توزیع (EDA) ، بهینه سازی سیستم ایمنی بدن ، بهینه سازی مستعمرات زنبور عسل (ABCO) و بسیاری دیگر [۲۰]. با الهام از GA ، برنامه نویسی ژنتیک (GP) ، توسعه یافته توسط کوزا [۲۱] ، محبوب ترین تکنیکی است که در رگرسیون نمادین استفاده می شود. پس از آن ، برخی از محققان نسخه های مختلف بهبود یافته ای از برنامه نویسی ژنتیک را ارائه کردند ، به عنوان مثال ، برنامه ریزی ژنتیکی خطی ، برنامه ریزی ژنتیکی دکارتی و برنامه نویسی بیان ژن [۲۲]. با این حال ، تحقیقات کمی در مورد استفاده از الگوریتم های تکاملی دیگر در رگرسیون نمادین یا برنامه نویسی خودکار نیز توسعه یافته است. گان و همکاران [۲۳] برنامه نویسی انتخاب کلون (CSP) را برای رگرسیون نمادین توسعه داد و از اصل انتخاب کلون به عنوان یک استراتژی جستجو استفاده کرد. با الهام از الگوریتم بهینه سازی کلونی زنبور عسل (ABCO) ، کارابوگا و همکاران [۱۸] برنامه نویسی مصنوعی مستعمرات زنبور عسل (ABCP) را به عنوان یک روش رگرسیون نمادین جدید معرفی کرد و عملکرد آن را با روش برنامه نویسی ژنتیک (GP) در مجموعه ای بزرگ از معیارهای معیار رگرسیون نمادین مقایسه کرد. آنها به این نتیجه رسیدند که ABCP برای مشکلات در نظر گرفته شده رگرسیون نمادین بسیار امکان پذیر و قوی است. بهینه سازی مبتنی بر زیست جغرافیایی (BBO) ، توسعه یافته توسط سیمون [۲۰] ، یک الگوریتم تکاملی نسبتاً جدید است که از زیست جغرافیایی الهام گرفته است ، که شامل مطالعه مهاجرت گونه های بیولوژیکی بین زیستگاه ها و استفاده موفقیت آمیز در شاخه های مختلف مهندسی است. آسترینس و همکاران از مدل های درخت رگرسیون تطبیقی چند متغیره (MARS) و درخت مدل (M5P MT)M5P به منظور ارائه رابطه تخمین مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن خود تراکم (SCC) با متاکائولین استفاده کرده اند [۲۴]. به این ترتیب مشاهده می شود که تمرکز اغلب تحقیقات بر تخمین مقاومت است و بحث مدول الاستیسیته کمتر مورد توجه قرار گرفته است [۲۵]. شاید به این علت که مدول الاستیسیته با استفاده از مقاومت بر اساس رابطه آیین نامه های ساختمانی قابل تخمین است.

به منظور سنجش قابلیت درخت تصمیم در تخمین مدول الاستیسیته بتن خود تراکم و مقایسه دقت این روش در مقایسه با تخمین آیین نامه در این مقاله روشی برای تخمین مدول الاستیک بتن خود تراکم ارائه شده است. به این منظور از نتایج آزمایشگاهی ۳۱ نمونه موجود از بتن خود تراکم استفاده شده است. حالات مختلف تخمین بر اساس مواد متشکله، مقاومت در سنین مختلف، مقاومت ۲۸ روزه و کل اطلاعات موجود مورد توجه قرار گرفته است.

۲. روش درخت تصمیم

درخت تصمیم بر حوزه وسیعی از یادگیری ماشینی تأثیر گذاشته است. این روش ترکیبی از کلاس بندی و رگرسیون است. در تحلیل تصمیم ، می توان از درخت تصمیم برای نشان دادن بصری و صریح فرآیند تصمیم سازی و تصمیمات استفاده کرد. درخت تصمیم از یک مدل تصمیم گیری شبیه درخت استفاده می کند. این روش ابزاری رایج در داده کاوی برای ایجاد استراتژی برای رسیدن به یک هدف خاص است ، اما در یادگیری ماشینی نیز به طور گسترده مورد استفاده قرار می گیرد.

برای آشنایی با درخت تصمیم، باید بدانیم چگونه می توان یک الگوریتم را به صورت درخت نشان داد؟ درخت تصمیم برعکس کشیده می شود و ریشه آن در بالا قرار دارد. سپس یک شرط / گره داخلی است که بر اساس آن درخت به شاخه ها / لبه ها تقسیم می شود. انتهای شاخه ای که دیگر شکافته نمی شود ، تصمیم / برگ است.

یک مجموعه داده واقعی دارای ویژگی های بسیار ی خواهد بود. اما ویژگی مهم درخت تصمیم آن است که روابط را می توان به راحتی مشاهده کرد. این روش بیشتر به عنوان یادگیری درخت تصمیم از داده ها و یا درخت کلاس بندی شناخته می شود. درختان رگرسیونی به همان شیوه نشان داده می شوند ، فقط آنها ارزش های پیوسته مانند قیمت خانه را پیش بینی می کنند. به طور کلی ، الگوریتم های درخت تصمیم به عنوان CART یا درختان کلاس بندی و رگرسیون نامیده می شوند.

بنابراین ، در واقع در پس زمینه چه می گذرد؟ رشد درخت شامل تصمیم گیری در مورد اینکه چه ویژگیهایی را انتخاب کنید و از چه شرایطی برای تقسیم استفاده کنید ، همراه با دانستن زمان توقف است. از آنجا که یک درخت عموماً خودسرانه رشد می کند ، باید آن را کوتاه کرده تا زیبا به نظر برسد. یک روش کوتاه کردن، تقسیم دوتایی بازگشتی است.

در این روش همه ویژگی‌ها در نظر گرفته می‌شوند و نقاط تقسیم مختلف با استفاده از یک تابع هزینه سنجیده می‌شوند. تقسیم بر اساس بهترین هزینه (یا کمترین هزینه) انتخاب شده است.

در اولین تقسیم یا ریشه، همه ویژگی‌ها/ویژگی‌ها در نظر گرفته می‌شوند و داده‌های آموزشی بر اساس این تقسیم به گروه‌ها تقسیم می‌شوند. اکنون محاسبه می‌شود که هر تقسیم با استفاده از یک تابع چقدر هزینه دارد. تقسیمی که کمترین هزینه را دارد انتخاب می‌شود. این الگوریتم ماهیت بازگشتی دارد زیرا گروه‌های تشکیل شده را می‌توان با استفاده از یک استراتژی تقسیم بندی کرد. با توجه به این روش، این الگوریتم به عنوان الگوریتم حریص نیز شناخته می‌شود، زیرا ما تمایل زیادی به کاهش هزینه داریم. این باعث می‌شود که گروه ریشه به عنوان بهترین پیش بینی کننده/کلاس بندی کننده شناخته شود. به این ترتیب لازم است هزینه تقسیم محاسبه شود.

به منظور محاسبه هزینه تقسیم لازم است نگاهی دقیق تر به توابع هزینه مورد استفاده برای طبقه بندی و رگرسیون بیندازیم. در هر دو مورد توابع هزینه سعی می‌کنند بیشتر شاخه‌های همگن یا شاخه‌هایی را پیدا کنند که دارای گروه‌هایی با پاسخ‌های مشابه هستند. این منطقی است که ما می‌توانیم مطمئن باشیم که ورودی داده‌های آزمایشی مسیر خاصی را دنبال خواهد کرد.

$$Y = \text{پیش بینی} - \text{مجموع: رگرسیونی}$$

میانگین پاسخ ورودی‌های داده‌های آموزشی گروه خاص به عنوان پیش بینی برای آن گروه در نظر گرفته می‌شود. تابع فوق برای تمام نقاط داده اعمال می‌شود و هزینه برای همه تقسیمات نامزد محاسبه می‌شود. دوباره تقسیم با کمترین هزینه انتخاب می‌شود. یکی دیگر از تابع هزینه‌ها شامل کاهش انحراف استاندارد است، اطلاعات بیشتر در مورد آن را می‌توانید در اینجا پیدا کنید.

$$G = (1 - pk) * (pk) \text{ مجموع: کلاس بندی}$$

که G رتبه جینی است که تعیین می‌کند تقسیم بندی با میزان ترکیب کلاس‌های پاسخ در گروه‌های ایجاد شده توسط تقسیم چقدر خوب است. در اینجا، pk نسبت ورودی‌های کلاس مشابه موجود در یک گروه خاص است. خلوص کامل کلاس زمانی اتفاق می‌افتد که یک گروه شامل تمام ورودی‌های یک کلاس باشد، در این حالت pk یا 1 است یا 0 و $G = 0$. یک گروه دارای $50-50$ تقسیم کلاس در یک گروه بدترین خلوص را دارد، بنابراین برای طبقه بندی دودویی $pk = 0.5$ و $G = 0.5$ خواهد داشت. حال سوال اینست که چه زمانی تقسیم را متوقف کنیم؟ از آنجا که مساله معمولاً دارای مجموعه وسیعی از ویژگی‌ها است، منجر به تقسیم زیاد می‌شود، که به نوبه خود درخت عظیمی را ایجاد می‌کند. چنین درختانی پیچیده هستند و می‌توانند منجر به اتصالات بیش از حد شوند. بنابراین، ما باید بدانیم چه زمانی باید توقف کنیم؟ یکی از روش‌های انجام این کار این است که حداقل تعداد ورودی آموزشی را برای استفاده در هر برگ تنظیم کنیم. در این مقاله برای تعیین تقسیمات از روش روش اعتبارسنجی ۱۰ لایه استفاده شده است.

۳. داده‌های بتن خود تراکم

بتن خود تراکم بر خلاف بتن معمولی طیف وسیعی از مواد تشکیل دهنده با خواص متفاوت دارد. مواد متشکله بتن خود تراکم شامل انواع سیمان، آب، سنگدانه (با دانه بندی متفاوت)، انواع پودرها، انواع مواد سیمانی، طیف بسیار گسترده مواد روان کننده و فوق روان کننده شیمیایی و معمولاً مواد اصلاح کننده لزجت است. تغییرات این مواد در حدی که گاهی تنها شباهت آن در اسم آنهاست و خواصی که آنها در بتن ایجاد می‌کنند بسیار متفاوت است. این مساله یکی از مشکلات اصلی تهیه مجموعه داده‌های پردازشی است. با این محدودیت‌ها بر اساس جدول ۱ مجموعه داده‌ای شامل ۳۱ داده آزمایشگاهی معتبر برای تحلیل آماده شده است.

جدول ۱ - مجموعه داده بتن خود تراکم

شماره	سیمان (kg/m ³)	W/P (ratio)	FA (kg/m ³)	SP (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	شن (kg/m ³)	fC3 (Mpa)	fC7 (Mpa)	fC28 (Mpa)	Ec (Gpa)
1	425	0.38	130	9	861	693	19.876	27.593	35.254	27.89
2	450	0.34	130	9	869	700	25.877	32.534	47.095	32.862
3	412.5	0.36	120	9.9	898	723	16.739	25.768	36.235	31.95
4	437.5	0.32	140	9.9	884	712	22.829	29.59	46.484	34.926
5	437.5	0.36	120	8.1	877	706	23.52	31.8	44.307	37.865
6	412.5	0.32	140	8.1	909	731	24.564	33.973	45.216	38.943

37.494	48.975	35.058	9.725	718	892	9	130	0.34	425	7
32.752	44.543	29.05	11.9	718	892	9	130	0.34	425	8
30.473	45.102	30.2	12.23	718	892	9	130	0.34	425	9
32.096	48.174	36.939	27.366	701	870	9	150	0.34	425	10
28.886	47.181	30.059	29.103	714	887	8.1	140	0.32	437.5	11
32.32	41.927	32.895	24.25	728	905	9.9	120	0.32	437.5	12
33.798	39.152	29.678	22.34	704	874	9.9	120	0.36	437.5	13
30.589	45.997	37.814	27.075	730	907	8.1	120	0.32	437.5	14
31.576	37.573	28.978	20.324	686	853	9.9	140	0.36	437.5	15
36.931	40.747	27.262	19.688	707	878	8.1	140	0.36	412.5	16
34.138	38.587	30.116	10.679	735	913	9	110	0.34	425	17
38.401	44.732	33.472	14.639	705	876	9.9	140	0.36	412.5	18
29.939	43.337	28.359	12.906	718	892	9	130	0.34	425	19
39.026	37.051	28.648	11.637	725	900	8.1	120	0.36	412.5	20
30.742	41.055	30.583	21.672	688	855	8.1	140	0.36	437.5	21
34.345	42.657	33.795	23.456	742	922	9	130	0.3	425	22
29.284	42.433	31.843	23.76	720	894	7.2	130	0.34	425	23
31.288	40.734	31.017	21.192	729	906	9.9	140	0.32	412.5	24
36.234	46.833	32.237	9.92	718	892	9	130	0.34	425	25
34.789	47.752	34.051	10.832	718	892	9	130	0.34	425	26
33.716	46.2	31	11.3	718	892	9	130	0.34	425	27
27.214	41.056	30.013	16.896	716	889	10.8	130	0.34	425	28
29.815	41.451	26.494	17.778	748	929	8.1	120	0.32	412.5	29
38.457	38.457	23.958	9.136	746	927	9.9	120	0.32	412.5	30
35.995	35.995	22.05	10.745	736	914	9	130	0.34	400	31

۴. تحلیل و نتایج

الگوریتم درخت تصمیم به صورت روش اعتبارسنجی ۱۰ لایه^۱ اجرا شد. در این شیوه از اجرا هر بار داده‌ها به ده قسمت مجزا تقسیم می‌شوند. ۹ قسمت برای آموزش مدل و یک قسمت برای ارزیابی مدل استفاده می‌شود.

پنج سبک جهت پیش بینی میزان EC استفاده شده است:

۱- محاسبه مدول الاستیسیته بر اساس رابطه مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان به شکل زیر:

$$E_c = (3300 * \sqrt{f_{c28}} + 6900) * \left(\frac{15}{23}\right)^{1.5}$$

در این محاسبات به منظور سادگی $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ قرار داده شده است.

۲- ساخت مدل درخت تصمیم با استفاده از مقدار f_{c28}

۳- ساخت مدل درخت تصمیم با استفاده از ویژگیهای مقاومت در سنین مختلف شامل f_{c3} ، f_{c7} و f_{c28}

۴- ساخت مدل با استفاده مواد متشکله شامل سیمان، نسبت آب به پودر، خاکستر بادی، فوق روان کننده، ماسه و شن به صورت شش ویژگی

ها زیر:

CA(kgm-3) Sand(kgm-3) SP(kgm-3) FA(kgm-3) W/P(ratio) Cement (kgm-3)

۵- ساخت مدل با استفاده از ۹ ویژگی (۶ ویژگی مواد متشکله و ۳ مقاومت ۳، ۷ و ۲۸ روزه).

¹ 10-fold cross validation

به منظور پیاده سازی حالت‌های ۲ الی ۵ درخت تصمیم با استفاده از داده های هر مجموعه آموزش می‌بیند. برای محاسبه خطای هر روش ابتدا مقدار E در بازه صفر و یک با روش مینیماکس^۱ نرمال می شود. این کار به این دلیل است که معیارهای ارزیابی روش درخت تصمیم برای داده های پیوسته بر اساس میزان میانگین مربعات خطا^۲ (MSE) و میانگین خطای مطلق^۳ (MAE) ارزیابی می شود. در صورت نرمال سازی خروجی مطلوب در بازه [0,1] معیار MAE میزان خطای مدل را نشان می‌دهد. در ادامه میانگین خطای مطلق و میانگین مربعات خطا (میانگین ۱۰-لایه اعتبارسنجی متقاطع) نشان داده شده است:

جدول ۲ میانگین مربعات خطا (MSE) و میانگین خطای مطلق (MAE) برای حالات مختلف مدل سازی

تست		آموزش		ویژگیهای ورودی
میانگین خطای مطلق (MAE)	میانگین مربعات خطا (MSE)	میانگین خطای مطلق (MAE)	میانگین مربعات خطا (MSE)	
0.3176 ± 0.14002	0.14472 ± 0.10251	0.17492 ± 0.01835	0.046336 ± 0.007746	مقاومت ۲۸ روزه FC28
0.30121 ± 0.05646	0.11973 ± 0.039501	0.15799 ± 0.010854	0.037149 ± 0.005364	مقاومت‌های ۳، ۷ و ۲۸ روزه
0.27919 ± 0.0962	0.12582 ± 0.090803	0.14896 ± 0.01421	0.038924 ± 0.005302	با استفاده از مواد تشکیل دهنده
0.31375 ± 0.11529	0.14115 ± 0.097846	0.15386 ± 0.01835	0.037498 ± 0.007308	با استفاده از تمام داده‌های (مواد تشکیل دهنده و مقاومت‌ها)

نتایج لایه‌های ده گانه با استفاده از ۶ ماده تشکیل دهنده در جدول زیر آمده است. بهترین درخت ایجاد شده (بر حسب خطای مطلق) روی داده تست مشخص شده است. از این مدل برای پیش بینی مقدار E (مقدار غیرنرمال شده) هر یک از ۳۱ رکورد استفاده می‌شود.

جدول ۳- اجرای روش اعتبارسنجی ۱۰ لایه روی مدل ایجاد شده با استفاده از ویژگی های اولیه برای ششمین اجرا

لایه	آموزش MSE	آموزش MAE	آزمون MSE	آزمون MAE
۱	0.040221	0.146633	0.059746	0.215773
۲	0.027513	0.125691	0.351468	0.494455
۳	0.042528	0.160492	0.131377	0.320866
۴	0.040169	0.144859	0.166991	0.291182
۵	0.03575	0.137366	0.099223	0.240558
۶	0.040611	0.15747	0.042581	0.147287
۷	0.046601	0.169692	0.15476	0.263376
۸	0.041317	0.156909	0.067878	0.242942
۹	0.033836	0.131219	0.131443	0.360372
۱۰	0.040694	0.159293	0.052773	0.215111

با توجه به ششمین اجرا میزان خطا و صحت مدل به صورت زیر است:

جدول ۴ - میزان خطا و صحت مدل برای ششمین اجرا

آموزش	آزمون	
15.75	14.73	درصد خطا
84.25	85.27	درصد صحت مدل

نتایج لایه های ده گانه با استفاده از مقاومت‌های ۳، ۷ و ۲۸ روزه در جدول زیر آمده است. بهترین درخت ایجاد شده (بر حسب خطای مطلق روی داده تست مشخص شده است. از این مدل برای پیش بینی مقدار E (مقدار غیرنرمال شده) هر یک از ۳۱ رکورد استفاده می‌شود.

¹ MinMax5

² Mean Square Error

³ Mean Absolute Error

جدول ۵- اجرای روش اعتبارسنجی ۱۰ لایه روی مدل ایجاد شده با استفاده از ویژگی‌های اولیه برای چهارمین اجرا

لايه	آموزش MSE	آموزش MAE	آزمون MSE	آزمون MAE
۱	0.030865	0.148163	0.129407	0.352515
۲	0.038926	0.164887	0.144607	0.340724
۳	0.039054	0.168346	0.121476	0.312523
۴	0.034219	0.152472	0.051104	0.201542
۵	0.026569	0.136217	0.165025	0.323924
۶	0.036673	0.166412	0.087358	0.240537
۷	0.045013	0.169159	0.101168	0.257495
۸	0.040486	0.156511	0.143802	0.361679
۹	0.041336	0.166131	0.174104	0.358007
۱۰	0.038344	0.151651	0.079262	0.263153

با توجه به چهارمین اجرا میزان خطا و صحت مدل به صورت زیر است:

جدول ۶- میزان خطا و صحت مدل برای چهارمین اجرا

آموزش	آزمون	
15.75	20.15	درصد خطا
84.25	79.85	درصد صحت مدل

نتایج لایه‌های ده‌گانه با استفاده از مقاومت ۲۸ روزه در جدول زیر آمده است. بهترین درخت ایجاد شده (بر حسب خطای مطلق روی داده تست مشخص شده است. از این مدل برای پیش‌بینی مقدار E (مقدار غیرنرمال شده) هر یک از ۳۱ رکورد استفاده می‌شود.

جدول ۷- اجرای روش اعتبارسنجی ۱۰ لایه روی مدل ایجاد شده با استفاده از ویژگی‌های اولیه برای نهمین اجرا

لايه	آموزش MSE	آموزش MAE	آزمون MSE	آزمون MAE
۱	0.051216	0.186301	0.174174	0.358799
۲	0.029516	0.12993	0.319666	0.556274
۳	0.044334	0.170398	0.104441	0.297498
۴	0.05116	0.176621	0.148215	0.323503
۵	0.050893	0.192199	0.057347	0.17074
۶	0.039004	0.164069	0.103647	0.318888
۷	0.049059	0.179225	0.078628	0.259256
۸	0.041966	0.172073	0.330588	0.53734
۹	0.055688	0.190625	0.047853	0.129652
۱۰	0.050527	0.187728	0.082634	0.224025

با توجه به نهمین اجرا میزان خطا و صحت مدل به صورت زیر است:

جدول ۸- میزان خطا و صحت مدل برای نهمین اجرا

آموزش	آزمون	
19.06	12.97	درصد خطا
80.94	87.03	درصد صحت مدل

نتایج لایه‌های ده‌گانه با استفاده از تمام ویژگی‌ها شامل ۶ مقدار تشکیل دهنده و سه مقاومت در جدول زیر آمده است. بهترین درخت ایجاد شده (بر حسب خطای مطلق روی داده تست مشخص شده است. از این مدل برای پیش‌بینی مقدار E (مقدار غیرنرمال شده) هر یک از ۳۱ رکورد استفاده می‌شود.

جدول ۹- اجرای روش اعتبارسنجی ۱۰ لایه روی مدل ایجاد شده با استفاده از ویژگی‌های اولیه برای دهمین اجرا

لايه	آموزش MSE	آموزش MAE	آزمون MSE	آزمون MAE
------	-----------	-----------	-----------	-----------

0.393043	0.194812	0.144342	0.033872	۱
0.375335	0.202562	0.143358	0.033786	۲
0.243985	0.063464	0.180217	0.047276	۳
0.532382	0.346558	0.129815	0.029977	۴
0.419794	0.224132	0.127006	0.02522	۵
0.297018	0.093422	0.172526	0.047309	۶
0.265721	0.105473	0.164895	0.039447	۷
0.266828	0.088372	0.148179	0.034666	۸
0.187243	0.053427	0.156287	0.039814	۹
0.156111	0.039323	0.171948	0.043615	۱۰

با توجه به دهمین اجرا میزان خطا و صحت مدل به صورت زیر است:

جدول ۱۰- میزان خطا و صحت مدل برای دهمین اجرا

آموزش		آزمون
درصد خطا	17.19	15.61
درصد صحت مدل	82.81	84.39

در ادامه مقادیر واقعی پیش‌بینی شده برای هر یک از ۳۱ رکورد توسط بهترین مدل ساخته شده از میان ۱۰ اجرا به همراه مقدار محاسبه شده بر

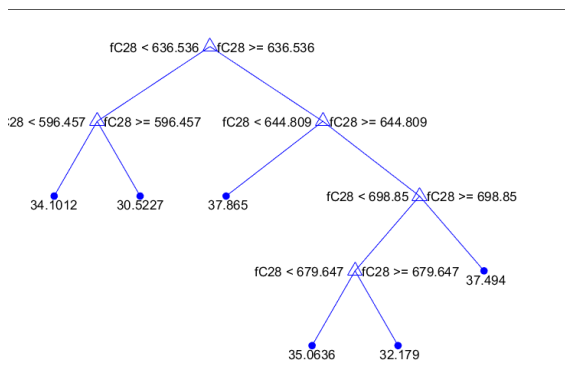
اساس فرمول نشان داده شده است:

جدول ۱۱- مقادیر پیش‌بینی بر اساس ویژگی‌های مختلف با همراه خطای هر روش

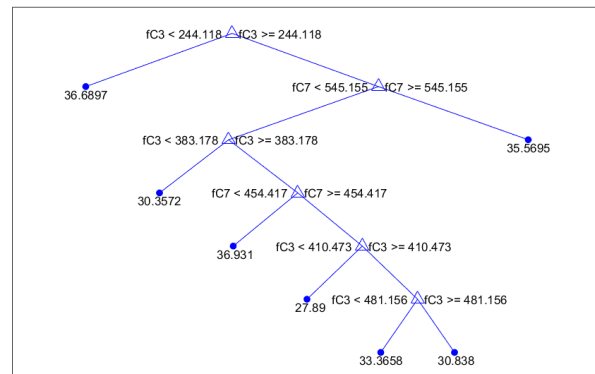
خطای مطلق در روش					مقادیر پیش‌بینی شده بر اساس					هدف	
threeFc	Fc28	allFeat	6Feat	فرمول	ThreeFc	Fc28	allfeat	6Feat	فرمول	E(Gpa)	
0.00	6.21	5.68	2.18	2.13	27.89	34.10	33.57	30.07	30.02	27.89	1
2.02	0.68	0.71	0.38	0.62	30.84	32.18	33.57	32.48	33.48	32.86	2
1.59	2.15	1.20	3.70	1.62	30.36	34.10	30.75	35.65	30.33	31.95	3
1.56	0.14	1.35	0.84	1.61	33.37	35.06	33.57	34.09	33.32	34.93	4
4.50	0.00	4.29	2.03	5.15	33.37	37.87	33.57	35.83	32.71	37.87	5
3.37	3.88	4.07	3.30	5.98	35.57	35.06	34.87	35.65	32.97	38.94	6
0.80	0.00	1.26	3.41	3.50	36.69	37.49	36.23	34.09	33.99	37.49	7
2.39	2.31	2.01	1.33	0.03	30.36	35.06	30.75	34.09	32.78	32.75	8
0.12	4.59	0.27	3.61	2.46	30.36	35.06	30.75	34.09	32.93	30.47	9
3.47	0.08	2.78	0.38	1.68	35.57	32.18	34.87	32.48	33.78	32.10	10
1.95	3.29	1.86	0.85	4.62	30.84	32.18	30.75	29.74	33.51	28.89	11
1.48	1.80	1.57	1.77	0.29	30.84	30.52	30.75	34.09	32.03	32.32	12
0.43	0.30	0.22	2.03	2.58	33.37	34.10	33.57	35.83	31.22	33.80	13
4.98	4.47	4.29	0.85	2.59	35.57	35.06	34.87	29.74	33.18	30.59	14
1.79	2.53	2.00	1.51	0.83	33.37	34.10	33.57	30.07	30.74	31.58	15
0.00	2.83	3.36	1.29	5.24	36.93	34.10	33.57	35.65	31.69	36.93	16
2.55	0.04	2.09	0.05	3.09	36.69	34.10	36.23	34.09	31.05	34.14	17
2.83	3.34	3.53	2.76	5.57	35.57	35.06	34.87	35.65	32.83	38.40	18
0.42	0.58	0.81	4.15	2.50	30.36	30.52	30.75	34.09	32.44	29.94	19
2.34	4.92	2.80	3.38	8.44	36.69	34.10	36.23	35.65	30.58	39.03	20

2.62	0.22	2.83	0.67	1.04	33.37	30.52	33.57	30.07	31.78	30.74	21
1.22	3.82	0.53	0.26	2.10	35.57	30.52	34.87	34.09	32.24	34.35	22
1.55	1.24	1.46	0.00	2.90	30.84	30.52	30.75	29.28	32.18	29.28	23
2.08	2.81	0.54	4.36	0.40	33.37	34.10	30.75	35.65	31.69	31.29	24
0.46	1.17	0.00	2.15	2.82	36.69	35.06	36.23	34.09	33.41	36.23	25
1.90	2.61	1.44	0.70	1.13	36.69	32.18	36.23	34.09	33.66	34.79	26
2.97	1.35	2.51	0.37	0.48	36.69	35.06	36.23	34.09	33.24	33.72	27
3.14	3.31	3.53	0.00	4.57	30.36	30.52	30.75	27.21	31.78	27.21	28
0.54	0.71	0.93	5.83	2.08	30.36	30.52	30.75	35.65	31.90	29.82	29
1.77	4.36	2.23	2.81	7.45	36.69	34.10	36.23	35.65	31.01	38.46	30
0.69	1.89	0.24	0.35	5.74	36.69	34.10	36.23	35.65	30.26	36.00	31
1.86	2.18	2.01	1.85	2.94							MAE

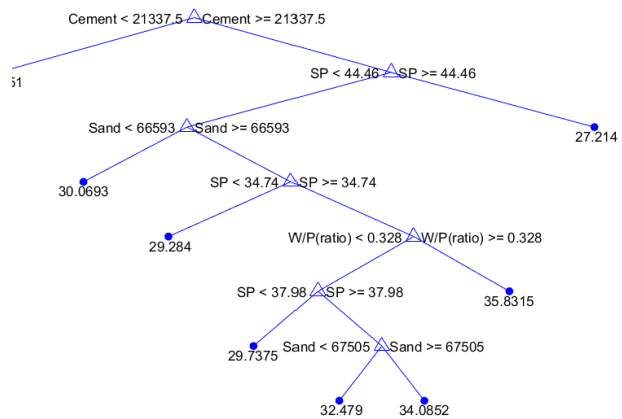
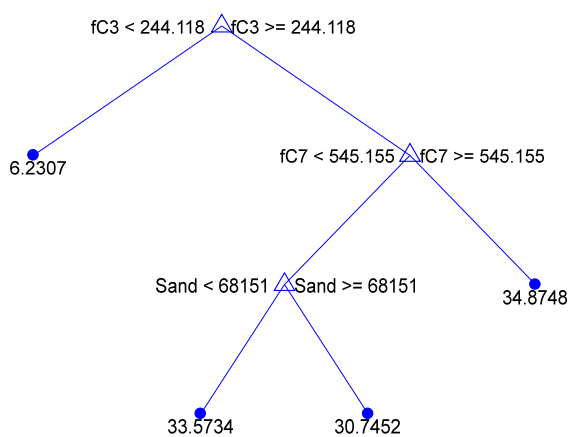
ترسیمه درخت منطقی به دست از محاسبات برای حالات مختلف ویژگی‌های ورودی در اشکال ۱ تا ۴ نشان داده شده است. بر اساس شکل ۱، مهمترین عامل جداسازی شاخه‌های درخت مقاومت سه روزه است. بر اساس شکل ۲، حدود مقاومت ۶۳۰ تا ۶۴۰ مهمترین محدوده جداسازی است. شکل ۳ نشان می‌دهد که مهم‌ترین ویژگی‌های موثر سیمان، فوق روان کننده، ماسه و نسبت آب به پودر است. بر اساس شکل ۴، مهم‌ترین ویژگی‌ها مقاومت ۳ روزه، مقاومت ۷ روزه و ماسه است.



شکل ۲ - درخت ایجاد شده بر اساس مقاومت ۲۸ روزه (fC28(kg/cm2))



شکل ۱- درخت ایجاد شده بر اساس مقاومت‌های ۳، ۷ و ۲۸ روزه (fC3، fC7 و fC28(kg/cm2))



شکل ۳ - درخت ایجاد شده بر اساس ۶ ویژگی
(Cement,W/P,FA,SP,Sand,CA)

شکل ۴ - درخت ایجاد شده بر اساس تمام ویژگیها (۹ ویژگی
شامل fC28 و fC7, fC3 و Cement,W/P,FA,SP,Sand,CA)

۱۰. نتیجه‌گیری

در این پژوهش پیش بینی مدول الاستیسیته بتن خودتراکم به روش درخت تصمیم انجام شد. به این منظور مدول الاستیسیته ۲۸ روزه به چهار صورت تخمین زده؛ اول بر اساس مواد متشکله بتن شامل: مقادیر سیمان، سنگدانه ریز، سنگدانه درشت، خاکستر بادی، نسبت آب به پودر و فوق نرم کننده؛ حالت دوم بر اساس مقاومت های ۳، ۷ و ۲۸ روزه؛ حالت سوم بر اساس مقاومت ۲۸ روزه، حالت چهارم بر اساس مجموع همه اطلاعات ممکن یعنی مواد متشکله و اعداد مقاومت. در هر حالات نتایج با مقدار دقیق و با مقدار تخمین زده شده بر اساس رابطه میحث ۹ مقررات ملی ساختمان مقایسه شده است. نتایج نشان داد که پیش بینی با مواد متشکله بالاترین دقت را دارد. پیش بینی با اعداد مقاومت ۳، ۷ و ۲۸ روزه $MAE=2.18$ دقت و پیش بینی با مقاومت ۲۸ روزه $MAE=2.01$ دارد. مقادیر آیین نامه $MAE=2.94$ دارد. مقدار آیین نامه خطای بالایی دارد. و همچنین مبنا قرار دادن مقاومت ۲۸ روزه برای پیش بینی مدول الاستیسیته چندان نتایج موفقیت آمیزی ندارد. به این ترتیب می توان گفت که استفاده از نتایج درخت تصمیم می تواند به بهبود نتایج تخمین مدول الاستیسیته کمک کند. بر اساس تحلیل درخت تصمیم بهترین نتایج پیش بینی بر اساس مواد متشکله است.

مراجع

- [۱] معتقد، ساسان، قبادی، مهدی، میرزایی علی آبادی، محبوبه، غرایبی، یدالله. (۱۳۹۸). بررسی خواص تازه و سخت شده بتن خود تراکم الیافی. نشریه مهندسی سازه و ساخت 6, (شماره ویژه ۴), ۴۳-۶۱
- [2] T.K. Erdem, K.H. Khayat, A. Yahia, Correlating rheology of self-consolidating concrete to corresponding concrete-equivalent mortar, *ACI Mater. J.* 106 (2) (2009) 154-160.
- [3] H.S. Najm, Specialized construction applications, in: E.G. Nawy (Ed.), *Concrete Construction Engineering Handbook*, CRC Press, Boca Raton 2008, pp. 1-26.
- [۴] خانزادی، مصطفی، معتقد، ساسان، اسدیان اردکانی، علیرضا. (۱۳۹۵). ارائه محدوده باریک برای تعیین نسبت های اختلاط بتن خود تراکم بر اساس بهینه سازی چند معیاره. تحقیقات بتن. 9(2), 17-27.
- [5] H. Okamura, M. Ouchi, Self-compacting concrete, *J. Adv. Concr. Technol.* 1 (1) (2003) 5-15.
- [6] P. Gardoni, D. Trejo, M. Vannucci, C. Bhattacharjee, Probabilistic models for modulus of elasticity probabilistic models for modulus of elasticity, *J. Eng. Mech.* 135 (2009) 295-306.
- [۷] معتقد، ساسان، حلاوت، محمد رضا، صالحی ویسی، محمد. (۱۳۹۷). بررسی تاثیر الیاف فولادی و نسبت سنگدانه های درشت بر خواص بتن خود تراکم. تحقیقات بتن. 11(4), 95-107.
- [8] B. Persson, A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete, *Cem. Concr. Res.* 31 (2) (2001) 193-198.
- [9] A.A.A. Hassan, K.M.A. Hossain, M. Lachemi, Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear, *Cem. Concr. Res.* 30 (7) (2008) 588-596.
- [۱۰] نشریه شماره ۱۲۰ (۱۳۸۲)، آیین نامه بتن ایران (آبا)، معاونت امور فنی و تدوین معیارها
- [11] American Concrete Institute, *ACI Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI 318-08, 2008.
- [12] Eurocode 2, *Design of Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. EC2-04, 2004.
- [13] F. Demir, Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete by artificial neural networks, *Constr. Build. Mater.* 22 (2008) 1428-1435.
- [14] F. Demir, K.A. Korkmaz, Prediction of lower and upper bounds of elastic modulus of high strength concrete, *Constr. Build. Mater.* 22 (2008) 1385-1393.
- [15] K. Yan, C. Shi, Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete by support vector machine, *Constr. Build. Mater.* 24 (2010) 1479-1485.
- [16] B. Ahmadi-Nedushan, Prediction of elastic modulus of normal and high strength concrete using ANFIS and optimal nonlinear regression models, *Constr. Build. Mater.* 36 (2012) 665-673.
- [17] M.D. Schmidt, H. Lipson, Co-evolving fitness predictors for accelerating and reducing evaluations, *Genetic Programming Theory and Practice IV, Genetic and Evolutionary Computation*, vol. 5, Springer, 2006.

- [18] D. Karaboga, C. Ozturk, N. Karaboga, B. Gorkemli, Artificial bee colony programming for symbolic regression, *Inf. Sci.* 209 (2012) 1–15.
- [19] X. Yang, S. Deb, Engineering optimisation by cuckoo search, *Int. J. Math. Model. Numer. Optim.* 1 (4) (2010) 330–343.
- [20] H. Ma, D. Simon, M. Fei, X. Shu, Z. Chen, Hybrid biogeography-based evolutionary algorithms, *Eng. Appl. Artif. Intell.* 30 (2014) 213–224.
- [21] J.R. Koza, *Genetic Programming: On the Programming of Computers by Means of Natural Selection*, MIT Press, Cambridge, MA, 1992.
- [22] C. Ferreira, Gene expression programming: a new adaptive algorithm for solving problems, *Complex Syst.* 13 (2001) 87–129.
- [23] Z. Gan, T.W.S. Chow, W.N. Chau, Clone selection programming and its application to symbolic regression, *Expert Syst. Appl.* 36 (2–2) (2009) 3996–4005.
- [24] Asteris, P. G., Ashrafiyan, A., & Rezaie-Balf, M. (2019). Prediction of the compressive strength of self-compacting concrete using surrogate models. *Comput. Concr.* 24(2), 137-150.
- [25] Xu, J., Zhou, L., He, G., Ji, X., Dai, Y., & Dang, Y. (2021). Comprehensive Machine Learning-Based Model for Predicting Compressive Strength of Ready-Mix Concrete. *Materials*, 14(5), 1068.

بررسی مطالعات انجام شده در زمینه عملکرد لرزه ای قاب های با مهاربندهای کمانش تاب

حجت اخلاصی^۱، فرشاد همایی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری

پیشرفته، کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته،

کرمان، ایران

h.ekhlaci@student.kgut.ac.ir

f.homaei@kgut.ac.ir

خلاصه

قاب های مهاربند فولادی به دلیل سادگی ساخت، سختی و مقاومت جانبی زیادی که دارند یک نوع سازه محبوب برای ساختمان ها در مناطق لرزه ای است. اما به دلیل این که مهاربندهای فولادی تحت نیروی فشاری دچار کمانش می شوند، سیستم مستعد فروپاشی طبقه است. در نتیجه برای کنترل تغییر مکان ها به اجبار باید ابعاد مهاربندها بزرگتر شود. برای بهبود عملکرد لرزه ای، مهاربندهای کمانش تاب می تواند به جای مهاربندهای فولادی استفاده شود که دارای سطح مقطع کوچکتری باشند و مقاومت تقریباً مشابه در کشش و فشار، شکل پذیری بالاتر و قابلیت اتلاف انرژی بهتر را نشان می دهند. در این پژوهش به رفتارهای مهاربندهای کمانش تاب می پردازیم و عملکرد آنها را مورد بررسی قرار می دهیم.

کلمات کلیدی: عملکرد لرزه ای، مهاربندهای کمانش تاب

۱. مقدمه

قاب های مهاربند فولادی به قاب هایی اطلاق می شود که قادر هستند کل و یا سهمی از نیروی زلزله را از طریق مهاربندها تحمل نمایند. اتصالات قاب های مهاربند فولادی از نوع اتصال ساده (مفصلی) می باشد. قاب های مهاربند فولادی ممکن است به تنهایی برای مقاومت در برابر نیروهای زلزله طراحی شوند و یا ممکن است به صورت سیستم دوگانه، به همراه دیوارهای برشی و یا قاب های خمشی برای نیروهای زلزله طراحی شوند. قاب های مهاربند فولادی به دودسته مهاربندهای همگرا و مهاربندهای واگرا تقسیم میشوند.

مهاربندهای فولادی همگرا، سختی و مقاومت جانبی زیادی را برای ساختمان ها فراهم می کنند. به همین دلیل، آن ها عموماً در مناطق زلزله خیز مورد استفاده قرار می گیرند [۱،۲]. با این حال، مهاربندهای فولادی تحت نیروی فشاری کمانش پیدا می کنند [۳] و این امر منجر به از بین رفتن مقاومت مهاربند می شود [۴،۵]. ضعف مهاربندهای فولادی باعث شده است که مهاربندهای کمانش تاب ساخته شوند [۶]. ایده اولین مهاربند کمانش تاب در ژاپن مطرح شد [۹،۱۰]. بعدها توسط بسیاری از محققان گسترش یافت [۱۱]. امروزه، مطالعات زیادی در مورد مهاربندهای کمانش تاب برای بررسی رفتارهایشان انجام می شود [۱۲] و سیستم های جدیدتر در حال توسعه هستند [۱۳،۱۴]. در ژاپن، مهاربندهای کمانش تاب با موفقیت در ساختمان های فولادی آزمایش شده اند و با سختی زیاد درون قاب فولادی قرار گرفته اند [۱۵]. همچنین، قاب فولادی مجهز به کمانش تاب می تواند با قاب خمشی متصل شود و یک سیستم دوگانه ایجاد کند [۱۶]. مبانی اصلی عملکرد این نوع مهاربند (که در کشور ژاپن از آن به عنوان نوعی میراگر استفاده می شود)، جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه می باشد. این امر با قراردادن هسته فولادی در لوله فولادی پر شده با بتن میسر می گردد.

هر مهاربند کمانش تاب متشکل است از:

۱- هسته فولادی میانی مهاربند که باید تحت فشار و کشش جاری شود. به همین دلیل بهتر است که نوع فولاد هسته از جنس فولاد نرمه و با مقاومت پایین تر باشد تا در بارگذاری های رفت و برگشتی تسلیم در فولاد اتفاق بیفتد و عمل استهلاک به خوبی صورت گیرد. همچنین دو قسمت انتهایی این مهاربند باید به گونه ای طراحی شود که تحت اثر بارهای وارده در محدوده الاستیک باقی بماند.

۲- مصالح جداکننده‌ای که بر روی سرتاسر طول هسته فولادی محاط در بتن چسبانده شده تا هسته فولادی را از غلاف فولادی جدا کند. در نتیجه نیروی محوری وارد بر مهاربند تنها توسط هسته فولادی تحمل شده و غلاف پیرامونی بر مبنای سختی خمشی مانع از کمانش هسته فولادی خواهد شد.

۳- غلاف پیرامونی که متشکل از یک بخش بتنی یا ملاتی که در اطراف هسته فولادی قرار گرفته است و یک مقطع جدار نازک فولادی پیرامونی که با استفاده از سختی خمشی جلوی کمانش جانبی هسته فولادی را می گیرند.

مزایای استفاده از مهاربندهای کمانش تاب به شرح ذیل است:

- افزایش شکل پذیری و قابلیت اطمینان رفتار سازه در برابر زلزله، و در نتیجه افزایش سطح عملکرد سازه نسبت به دیگر سیستم های متداول باربر جانبی.
- کاهش حجم مصالح مصرفی در اعضاء سازه ای، اتصالات آن ها و پی.
- عدم ایجاد خسارت در دیوارهای غیرسازه ای پس از وقوع زلزله به دلیل عدم کمانش مهاربندها.
- پیش ساخته بودن، نصب آسان و سریع، و در نتیجه کاهش زمان اجرایی پروژه.
- امکان نصب در انواع سازه های بتن مسلح و فولادی، بدون وجود محدودیت در طول مهاربند.
- قابلیت تغییر و تنظیم جداگانه سختی و مقاومت مهاربند.
- مدلسازی آسان در نرم افزارهای مهندسی و امکان طراحی به کمک تحلیل های خطی.
- عدم نیاز به تعویض مهاربند پس از وقوع زلزله های کوچک و متوسط، و قابل تعویض پس از وقوع زلزله های بسیار شدید با هزینه کم و بدون ایجاد اختلال در روند خدمت رسانی.
- تأثیر ناپذیری از عوامل جوی و شرایط محیطی، و در نتیجه عدم نیاز به نگهداری در زمان بهره برداری از سازه.
- به دلیل ضریب رفتار بزرگ سیستم مهاربند کمانش تاب، و همچنین اختلاف ناچیز ظرفیت کششی و فشاری مهاربندهای کمانش تاب (و عدم ایجاد پدیده کمانش در آن ها)، نیروی جانبی وارده بر پی و سازه مجهز به این سیستم کمتر از دیگر سیستم های باربر جانبی بوده که این عوامل منجر به کاهش 5 تا ۲۰ درصدی حجم یا وزن مصالح مصرفی در سازه های مجهز به مهاربندهای کمانش تاب می شود.

معایب استفاده از مهاربندهای کمانش تاب به صورت زیر است:

- بزرگتر بودن بعد غلاف پیرامونی مهاربند نسبت به مهاربندهای متداول.
- نیازمند تعویض پس از وقوع زلزله های بزرگتر از زلزله طرح، در مقایسه با دیگر میراگرهای لرزه ای.

۲. بررسی مطالعات صورت گرفته

در مطالعه ای توسط پن و همکاران [۱۷، ۱۸]، مهاربند کمانش تاب جدیدی ارائه شده است که برای بهبود قاب مهاربندی شده همگرا بسیار مناسب است. این مهاربند، تسلیم دو مرحله ای مهاربند کمانش تاب نام دارد که شامل دو مهاربند کمانش تاب با نیروهای تسلیم مختلف است و به صورت سری با استفاده

از یک مکانیزم کنترل کمانش ویژه به هم متصل شده اند. مکانیسم مهاربند کمانش تاب تسلیم دو مرحله ای هم در کشش و هم در فشار، تا زمان بدست آوردن اولین تسلیم، رفتار شکل پذیر دارد. سپس تغییر شکل پلاستیک می دهد تا حداکثر تغییر شکل (مرحله اول تسلیم) حاصل شود. بعد از آن، مهاربند سختی را بازیابی می کند و مجدداً شروع به تغییر شکل الاستیک می دهد تا مرحله دوم تسلیم حاصل شود. آزمایش های تجربی ثابت کرده اند که مهاربندهای تسلیم دوم مرحله ای کمانش تاب قابلیت شکل پذیری خوبی دارند و ویژگی های خوب رفتاری را نشان می دهند که مشخصه حلقه های هیستریزس پایدار هستند. این ویژگی خاص می تواند باعث شود تا تقاضای تغییر مکان، در قاب مجهز به مهاربند تسلیم دو مرحله ای کمانش تاب، رخ دهد.

هدف ارائه روشی برای طراحی قاب های فولادی مجهز به مهاربند تسلیم دو مرحله ای کمانش تاب می باشد. این روش با قانون اروپا فرموله شده است. روش طراحی مبتنی بر نیرواست. در طول زلزله تیرها و ستون ها باید الاستیک باقی بمانند. کارایی این روش در کاهش میزان تقاضا تغییر مکان مورد بررسی قرار گرفته است. علاوه بر این ضریب رفتار، که رابطه بین مقاومت و شکل پذیری را در نظر می گیرد، توسط یک تحلیل پارامتری کالیبره شده است. پاسخ گویی به اهداف عملکردی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی اعمال شده ارزیابی شده است.

از آنجا که تغییر شکل بیش از حد سازه ها پس از زلزله منجر به افزایش هزینه تعمیر، کاهش زمان و مشکل قابلیت ترمیم می شود، لازم است که قابلیت تغییر مکان این قاب های مهاربندی شده افزایش یابد. روش های مختلفی برای کنترل پاسخ تغییر مکان در قاب های فولادی مورد بررسی قرار گرفته اند. ساهو و چاو [۱۹] یک روش برای محاسبه سختی خمشی مورد نیاز ستون ها (با سختی الاستیک) به منظور کاهش پاسخ تغییر مکان پیشنهاد داده اند. بایگیورا و همکاران [۲۰]، مهاربندهای اتلاف کننده انرژی را برای کنترل تغییر مکان بیش از حد قاب های مهاربندی شده پیشنهاد داده اند [۲۱]. اتصالات تیر به ستون با پین واکنش عالی را نشان داده اند، که باعث کنترل تغییر مکان قاب های فولادی می شود [۲۲]. در سال های اخیر از آلیاژ حافظه دار شکلی به صورت موثر به منظور کاهش تغییر مکان در سیستم های مهاربندی شده، استفاده شده است. ویژگی های منحصر به فرد آلیاژهای حافظه دار، مانند سوپر الاستیسیته و اثر حافظه شکل باعث شده است تا در کاربردهای کنترل سازه ای مورد استفاده قرار گیرند [۲۳]. ویژگی های فوق الاستیک آلیاژهای حافظه دار، به بازیابی پیکربندی های اصلی خود پس از تغییر شکل های بزرگ حتی بدون عملیات حرارتی کمک می کند. مهاربندهای با آلیاژ حافظه دار نشان داده اند که در برابر زلزله های قوی مقاومت می کنند [۲۴].

خروج از مرکزیت بین مرکز جرم و مرکز سختی ساختمان ها یکی از دلایل رفتار پیچشی سازه ها در معرض زلزله است. علت دیگر شامل مولفه دورانی حرکت زمین است. از آنجا که برخی از این عوامل را نمی توان از قبل شناخت و از این رو نمی توان به طور واضح در طراحی حساب کرد، خروج از مرکزیت می تواند پاسخ ساختمان را شدیدتر کند و در نتیجه آسیب را افزایش دهد یا حتی به فروپاشی سازه منجر شود. در کار روتنبرگ^۱ [۲۵]، مروری جامع در مورد پاسخ لرزه ای ساختمان های نامتقارن وجود دارد. با این حال، کامل ترین و جدیدترین بررسی در مورد این موضوع مقاله آناگنوستوپولوس و همکاران است [۲۶]. اکثر مطالعات رفتار پیچشی ساختمان های نامتقارن را با استفاده از مدل های ساده شده، بسیار ایده آل و یک طبقه با المان های تیر برشی ساده، برای مقاومت بار جانبی مورد بررسی قرار داده اند. هر دو پاسخ الاستیک و غیر الاستیک سازه ها توسط مدل های ساده شده یک طبقه و تیر برشی تقریب زده شده اند [۲۷، ۲۸]. در سال های اخیر، سیستم های مشابه با خروج از مرکزیت مورد بررسی قرار گرفته اند [۲۹]. استاتوپولوس و آناگنوستوپولوس [۳۰] رفتار دینامیکی غیر الاستیک ساختمان های چند طبقه، نوع قاب بر اساس مدل های ساختمان سه بعدی و با خروج از مرکزیت، تحریک شده توسط مجموعه ای از حرکات زمین لرزه را مورد مطالعه قرار داده اند. در رابطه با این موضوع به بررسی تاثیر خروج از مرکزیت تک محوری، در رفتار لرزه ای

¹ In the work of Rutenberg

قاب‌های فضایی فولادی ترکیبی منظم، متشکل از قاب‌های مهاربندی شده مقاوم در برابر کمانش و قاب‌های خمشی پیرامونی از طریق تحلیل‌های غیر خطی دینامیکی پرداخته شده است.

نیروهای طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی عموماً تحت‌تأثیر سه عامل اصلی هستند: حداکثر شتاب طراحی زمین، ضریب اصلاح پاسخ و تغییر مکان جانبی مجاز. بزرگی نیروی طراحی لرزه‌ای به طور قابل توجهی بر خواص سختی سازه‌ها و در نتیجه دوره تناوب‌های اصلی آن‌ها تأثیر می‌گذارد.

دوره تناوب مود اصلی سازه یکی از پارامترهای کلیدی کنترل‌کننده طراحی لرزه‌ای است. این پارامتر، تقاضای برش پایه لرزه‌ای و در نتیجه اندازه‌های المان‌های سازه‌ای را تعیین می‌کند. دوره تناوب به جرم و سختی جانبی سازه بستگی دارد. از آنجایی که جرم و سختی را نمی‌توان به درستی برای یک سازه ساختمانی که هنوز طراحی نشده است پیش‌بینی کرد، آیین‌نامه‌های لرزه‌ای حالتی را برای تخمین تجربی دوره تناوب فراهم می‌کنند. دو رویکرد اصلی در آیین‌نامه‌های ساختمانی برای تخمین دوره تناوب‌های اصلی ساختمان‌های فولادی مهاربندی شده اتخاذ شده است. روش اول براساس پروژه ATC 3-06 است که چند دهه پیش [۳۱] انجام شد که در آن دوره تناوب ساختمان به عنوان تابعی از ارتفاع ساختمان (بر حسب متر) در نظر گرفته می‌شود. رویکرد دوم برای تخمین دوره تناوب اصلی ساختمان‌های فولادی مهاربندی شده با مطالعه تحقیقی انجام‌شده توسط ترامبلی ایجاد شده است [۳۲]. کوین و کیم [۳۳] دوره تناوب‌های اصلی اندازه‌گیری شده را با پیش‌بینی‌های ASCE و NBCC مقایسه کردند. نتایج نشان داد که فرمول دوره تناوب ASCE به طور قابل توجهی دوره تناوب یک ساختمان بلند را کم برآورد می‌کند، که ممکن است به یک ساختمان غیراقتصادی منجر شود. معادله NBCC تناسب بهتری با داده‌های دوره تناوب اندازه‌گیری شده نسبت به معادله دوره تناوب ASCE برای تمام ارتفاع ساختمان نشان می‌دهد. یانگ و ادلی [۳۴] به صورت تحلیلی دوره تناوب‌های ساختمان‌های فولادی دارای نامنظمی هندسی را مورد ارزیابی قرار داده‌اند. هدف، ارزیابی تحلیلی دوره تناوب‌های اصلی ساختمان‌های فولادی مهاربند شده با مهاربند کمانش تاب است که برای سطوح مختلف تقاضاهای نیروی زلزله طراحی شده‌اند.

یکی از نواقص در قاب‌های مهاربندی شده همگرا ممکن است ناشی از نوع اتصال مورد استفاده بین اعضا باشد.

اتصالات بین قطعا ارزان‌تر از اتصالات صلب هستند، زیرا شامل کار ساخت بسیار کمتری هستند. با این حال، استفاده از اتصالات بین منجر به سیستم‌های سازه‌ای کم‌بازده می‌شود، که مستعد توسعه مکانیزم‌های فروپاشی طبقه نرم هستند [۳۵،۳۶]. در واقع، هنگامی که مهاربند‌های کمانش تاب در سازه‌های با مهاربند همگرا با اتصالات بین [۳۷،۳۸] قرار داده می‌شوند، سیستم سازه‌ای به‌دست‌آمده هنوز هم کم‌بازده است. در نتیجه تمرکز تقاضای تغییر مکان در چند طبقه مانع از بهره‌برداری کامل از ظرفیت تمام مهاربند‌های کمانش تاب قاب شده و سود حاصل از این مهاربند‌ها را کاهش می‌دهد. یک سیستم سازه‌ای پیشنهاد شده است که با متصل کردن قاب‌هایی مجهز به مهاربند کمانش تاب، با قاب‌هایی با اتصالات نیمه صلب به دست آمده است، که حتی پس از تسلیم مهاربند‌های کمانش تاب، سختی باقی‌مانده متوسطی را فراهم کرده است. این امر ممکن است باعث توزیع یکنواخت‌تر تقاضای تغییر مکان در ارتفاع ساختمان و بهره‌برداری بهتر از ظرفیت مهاربند‌های کمانش تاب شود [۳۹-۴۵]. علاوه بر این، این نوع سازه ممکن است از نظر اقتصادی رقابتی باشد، زیرا اتصالات نیمه صلب نسبت به اتصالات صلب، مقرون‌به‌صرفه‌تر هستند.

۳. نتیجه‌گیری

این مقاله برای غلبه بر کمبودهای معمول سازه‌های با مهاربند همگرای فولادی، اتخاذ یک سیستم سازه‌ای فولادی با مهاربند کمانش تاب را پیشنهاد می‌کند.

- مولفه اصلی مقاوم در برابر زلزله، قاب مجهز به مهاربندهای کمانش تاب است که اتلاف انرژی در طول حرکات قوی زمین و ظرفیت شکل‌پذیری بالا را تضمین می‌کند.

- دوره تناوب ساختمان‌های فولادی مهاربندهای کمانش تاب به طور قابل توجهی به سطح حداکثر شتاب زمین بستگی دارد.

- اثر تغییر مکان مجاز در زمان تناوب که سطوح طراحی حداکثر شتاب زمین و ضریب شکل‌پذیری بالا هستند و زمانی که سطوح طراحی حداکثر شتاب زمین و ضریب شکل‌پذیری پایین هستند، بیشتر مشخص می‌شود.

- حرکات زمین در نزدیکی گسل برای ساختمان‌های با ارتفاع کم دارای اهمیت بیشتری می‌باشند.

- تمامی قاب‌های مورد مطالعه، هنگامی که مهاربندهای کمانش تاب در تمام سطوح طبقه مورد استفاده قرار می‌گیرند، پاسخ تغییر مکان ناچیزی را نشان می‌دهند.

- مقادیر متوسط حداکثر نسبت جابجایی بین طبقه‌ای تمام مهاربندهای کمانش تاب با اتصالات تیر - ستون صلب یا پین شده کم‌تر یا مساوی با حد قابل قبول ۲.۰٪ است.

مراجع

1. S. Costanzo, M. D'Aniello, R. Landolfo, Seismic design criteria for chevron CBFs: European vs north American codes (Part-1), J. Constr. Steel Res. 135 (2017) 83–96.
2. S. Costanzo, M. D'Aniello, R. Landolfo, Seismic design criteria for chevron CBFs: proposals for the next EC8 (Part-2), J. Constr. Steel Res. 138 (2017) 17–37
3. R. Tremblay, Inelastic seismic response of steel bracing members, J. Constr. Steel Res. 58 (2002) 665–701.
4. A.Y. Elghazouli, Assessment of European seismic design procedures, Bull. Earthq. Eng. 8 (2009) 65–89.
5. R. Tremblay, M.H. Archambault, A. Filiatrault, Seismic response of concentrically braced steel frames made with rectangular hollow bracing members, J. Struct. Eng. ASCE 129 (2003) 1626–1636
6. Q. Xie, State of the art of buckling-restrained braces in Asia, J. Constr. Steel Res. 61 (2005) 727–748
7. B. Asgarian, H.R. Shokrgozar, BRBF response modification factor, J. Constr. Steel Res. 65 (2009) 290–298.
8. M. Mahmoudi, M. Zaree, Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames, J. Constr. Steel Res. 66 (2010) 1196–1204
9. Fujimoto M, Wada A, Saeki E, Watanabe A, Hitomi Y. A study on the unbounded brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube. J Struct Eng AIJ 1988;034B:249–58. [in Japanese].
10. Watanabe A, Hitomi Y, Saeki E, Wada A, Fujimoto M. Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube. Proc. 9th world conference on earthquake engineering, To-kyo-Kyoto, Japan, 2–9 August 1988, Paper No. 6-7-4, vol. IV, pp. 719–24.
11. Xie Q. State of the art of buckling-restrained braces in Asia. J Constr Steel Res 2005;61:727–48.
12. Andrews BM, Fahnestock LA, Song J. Ductility capacity models for buckling-restrained braces. J Constr Steel Res 2009;65:1712–20
13. Takeuchi T, Ozaki H, Matsui R, Sutcu F. Out-of-plane stability of buckling-restrained braces including moment transfer capacity. Earthquake Eng Struct Dyn 2014;43:851–69.
14. Deng K, Pan P, Nie X, Xu X, Feng P, Ye L. Study of GFRP steel buckling restraint braces. J Compos Constr 2015;19(6).

15. Kasai K, Fu Y, Watanabe A. Passive control systems for seismic damage mitigation. *J Struct Eng ASCE* 1998;5:501–12
16. Ariyaratana C, Fahnestock LA. Evaluation of buckling-restrained braced frame seismic performance considering reserve strength. *Eng Struct* 2011;33:77–89
17. Usami U, Wang CL, Funayama J. Developing high-performance aluminium alloy buckling restrained braces based on series of low-cycle fatigue tests. *Earthquake Eng Struct Dyn* 2012;41:643–61.
18. Pan P, Li W, Nie X, Deng K, Sun J. Seismic performance of a reinforced concrete frame equipped with a double-stage yield buckling restrained brace. *Struct Des Tall Special Build* 2017;26. <https://doi.org/10.1002/tal.1335>.
19. Sun J, Pan P, Wang H. Development and experimental validation of an assembled steel double-stage yield buckling restrained brace. *J Constr Steel Res* 2018;145:330–40
20. Sahoo DR, Chao S-H. Stiffness-based design for mitigation of residual displacements of buckling-restrained braced frames. *ASCE J Struct Eng* 2015;141 (9):04014229.
21. Baigüea M, Vasdravellis G, Karavasilis TL. Dual seismic-resistant steel frame with high post yield stiffness energy-dissipative braces for residual drift reduction. *J Constr Steel Res* 2016;122(7):198–212.
22. Vasdravellis G, Karavasilis TL, Uy B. Large-scale experimental validation of steel post-tensioned connections with web hourglass pins. *ASCE J Struct Eng* 2013;139 (6):1033–42.
23. Song G, Ma N, Li HN. Applications of shape memory alloys in civil structures. *Eng Struct* 2006;28:1266–74
24. Qiu C-X, Zhu S. Shake table test and numerical study of self-centering steel frame with SMA braces. *Earthq Eng Struct Dynam* 2017;47(1):117–37
25. Rutenberg A. EAEE Task Group (TG) 8: behaviour and irregular and complex structures—progress since 1998. In: Chan AK, editor. *Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering*. September 2002. p. 9–13. London, UK.
26. Anagnostopoulos SA, Kyrkos MT, Stathopoulos KG. Earthquake induced torsion in buildings: critical review and state of the art. *Earthq. Struct.* 2015;8(2):305–77.
27. Tso WK, Sadek AW. Inelastic seismic response of simple eccentric structures. *Earthq Eng Struct Dyn* 1985;13(2):255–69.
28. Goel RK, Chopra AK. Inelastic seismic response of one-storey, asymmetric-plan systems Report No UCB/EECR-90/14 Earthquake Engineering Research Center; 1990.
29. Goel R. Seismic response of asymmetric systems: energy-based approach. *J Struct Eng* 1997;123(11):1444–53
30. Stathopoulos KG, Anagnostopoulos SA. Inelastic torsion of multistory buildings under earthquake excitations. *Earthq Eng Struct Dyn* 2005;34(12):1449–65
31. Applied Technology Council, Tentative provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC3-06 Applied Technology Council, Palo Alto, CA, 1978.
32. R. Tremblay, Fundamental periods of vibration of braced steel frames for seismic design, *Earthquake Spectra* 21 (3) (2005) 833–860
33. O.S. Kwon, E.S. Kim, Evaluation of building period formulas for seismic design, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 39 (14) (2010) 1569–1583.
34. K. Young, H. Adeli, Fundamental period of irregular concentrically braced steel frame structures, *Struct. Design Tall Spec. Build.* 23 (2014) 1211–1224.
35. A.Y. Elghazouli, Assessment of European seismic design procedures, *Bull. Earthq.Eng.* 8 (2009) 65–89.
36. E.M. Marino, A unified approach for the design of high ductility steel frames with concentric braces in the framework of Eurocode 8, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 43 (1)(2014) 97–118.

37. C. Ariyaratana, L.A. Fahnestock, Evaluation of buckling-restrained braced frames seismic performance considering reserve strength, *Eng. Struct.* 33 (2011) 77–89
38. S. Kiggins, C.M. Uang, Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system, *Eng. Struct.* 28 (2006) 1525–1532.
39. M. Bosco, P.P. Rossi, A design procedure for dual eccentrically braced systems: numerical investigation, *J. Constr. Steel Res.* 80 (2013) 453–464.
40. A.K. Jain, R.G. Redwood, F. Lu, Seismic response of concentrically braced dual steel frames, *Can. J. Civ. Eng.* 20 (1993) 672–687
41. X. Ji, M. Kato, T. Wang, T. Hitaka, M. Nakashima, Effect of gravity columns on mitigation of drift concentration for braced frames, *J. Constr. Steel Res.* 65 (2009) 2148–2156.
42. I.F. Khatib, S.A. Mahin, K.S. Pister, Seismic Behaviour of Concentrically Braced Steel Frames, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-88/01. University of California, 1988.
43. G.A. MacRae, Y. Kimura, C. Roeder, Effect of column stiffness on braced frame seismic behaviour, *J. Struct. Eng. ASCE* 130 (3) (2004) 381–391.
44. R. Tremblay, Achieving a stable inelastic seismic response for multi-story concentrically braced steel frames, *Eng. J. AISC* 40 (2003) 111–129.
45. A.S. Whittaker, C. Uang, V.V. Bertero, An Experimental Study of the Behaviour of Dual Steel Systems, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-88/14. University of California, 1990

تفاوت پاسخ‌های سازه‌های تحلیل‌های تصادفی یک قاب بتن آرمه در مقایسه با تحلیل قطعی

نغمه حاجی محمد یزدی^۱، سیامک اپیکچی^۲، وحید صادقیان^۳

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه کارلتون، اوتاوا، کانادا

epackachis@aut.ac.ir

خلاصه

متغیرهای تصادفی و عدم قطعیت‌های بسیاری وجود دارند که می‌توانند بر پاسخ سازه‌های بتن مسلح تاثیر بگذارند. پژوهش‌ها پیرامون بررسی تاثیرپذیری پاسخ سازه‌ای در سطح سیستم با فرض طیف گسترده‌ای از عدم قطعیت‌ها محدود هستند. تحلیل تصادفی ابزاری قدرتمند برای وارد کردن تاثیر عدم قطعیت‌ها با استفاده از تکنیک‌های مدل‌سازی آماری است. در این مقاله، تاثیر عدم قطعیت‌های مصالح و هندسه بر پاسخ‌های سازه‌ای یک قاب خمشی ویژه بتن آرمه طراحی شده با آیین‌نامه ACI 318-19 بررسی شده است. علاوه بر تغییرات ذاتی متغیرها تغییرات مکانی آن‌ها نیز به صورت طبقه‌ای و براساس ترتیب و توالی ساخت لحاظ شده است. در انتها نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی قطعی و تصادفی انجام گرفته در یک نرم‌افزار اجزا محدود غیرخطی ارائه و مقایسه شده‌اند تا تاثیر عدم قطعیت‌ها بر رفتار کلی قاب خمشی ویژه بتن آرمه مشخص گردد.

کلمات کلیدی: تحلیل تصادفی، عدم قطعیت، تحلیل استاتیکی غیرخطی، قاب خمشی، بتن آرمه

۱. مقدمه

در جهان اکثر پدیده‌ها دارای عدم قطعیت هستند و به صورت قطعی نمی‌توان در ارتباط با آنان نظر داد. همواره پیش‌بینی رفتار سازه‌ها به علت وجود پدیده‌های تصادفی دارای عدم قطعیت است. این موضوع در سازه‌های بتن مسلح (RC^1) به علت ماهیت و روش ساخت مصالح و اعضا اهمیت بیش‌تری دارد. میزان عدم قطعیت در مشخصات مکانیکی بتن بیش‌تر از مصالح فولاد است و شرایط ساخت سازه در کارگاه نیز باعث می‌شود که میزان تغییرات بیش‌تری در ابعاد و اندازه‌های هندسی مقاطع به نسبت اعضا فولادی ساخته شده در کارخانه روی‌ت گردد. بنابراین نیاز به ارزیابی‌های دقیق‌تری برای بررسی اثرات عدم قطعیت‌های موجود در سازه‌های بتنی وجود دارد. عدم قطعیت‌ها یا به علت ذات پارامترهای تاثیرگذار و یا به علت کمبود منابع اطلاعاتی و عدم شناخت کافی از آن پدیده است. در سازه‌های بتنی منابع بسیاری مانند مشخصات مکانیکی بتن و فولاد، ابعاد مقاطع، آرایش آرماتورها، بارگذاری، خرابی‌های موجود ناشی از خوردگی، حتی عدم قطعیت ناشی از انتخاب مدل‌های تعریف‌کننده قوانین مادی برای مصالح و روش‌های انجام تحلیل‌های خطی و غیرخطی وجود دارند.

ابزارهای موجود برای تحلیل، اکثراً بر پایه تحلیل‌های قطعی هستند و تصادفی بودن متغیرها را در نظر نمی‌گیرند. در مرحله‌ی تحلیل، مهندسين از مقادیر مشخصه و اولیه انتخاب شده برای طراحی به همراه فرضیات ساده‌کننده استفاده می‌کنند، و با انجام تحلیل قطعی^۲ رفتار سیستم را پیش‌بینی می‌کنند. اما از نتایج به‌دست آمده در این مرحله مستقیماً نمی‌توان برای طراحی یا ارزیابی سازه‌ها استفاده‌شود، چرا که در تحلیل‌های قطعی اثرات عدم قطعیتی صرف‌نظر می‌شود. تحلیل تصادفی^۳ ابزاری قدرتمند برای وارد کردن تاثیر عدم قطعیت‌ها با استفاده از تکنیک‌های مدل‌سازی آماری است. تغییر رفتار و پاسخ سازه‌های بتن مسلح باید به خوبی شناخته شود. این امکان محاسبه پاسخ سازه را به شیوه‌ای واقع‌بینانه‌تر با ثبت الگوها و مودهای مختلف خرابی ناشی از اثرات عدم قطعیت بر سازه‌ها فراهم می‌کند. با توجه به اینکه انجام آزمایش‌های تجربی برای ارزیابی اثرات عدم قطعیت به زمان و تعداد نمونه‌های قابل توجهی نیاز دارد، روش تحلیل تصادفی می‌تواند به عنوان یک تکنیک جایگزین قابل اعتماد برای ارزیابی ایمنی و عملکرد سازه‌ها

¹ Reinforced Concrete

² Deterministic Analysis

³ Stochastic Analysis

و در نظر گرفتن اثرات عدم قطعیت استفاده شود [۱]. تاکنون تلاش‌های تحقیقاتی قابل توجهی برای بررسی اثر انواع مختلف عدم قطعیت در سازه‌های بتن مسلح صورت گرفته است، اما با توجه به هزینه‌های محاسباتی و زمانی بسیار تحلیل‌های تصادفی و محدودیت‌های تکنولوژی در گذشته، استفاده از این روش‌ها محدود بوده و از فرضیات ساده‌کننده‌ی بسیاری استفاده شده است.

به صورت کلی تفاوت‌های ایجاد شده در اثر تغییرات عدم قطعیت‌ها می‌تواند منجر به ایجاد خسارات در سازه‌ها شود. در حال حاضر آیین‌نامه‌ها با اعمال ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار ناشی از تحلیل‌های قابلیت اطمینانی^۱ بر روی مقاطع مختلف و برای حالت‌های حدی محتمل در سازه سعی در ایجاد حاشیه‌ی ایمنی و دوری از خسارات ناخواسته دارند. استخراج این ضرایب با انجام تحلیل‌های قابلیت اطمینانی در سطح مقطع و المان‌های مختلف انجام می‌شود. حال آن که یک سازه مجموعه‌ای از این مقاطع و المان‌ها است و کنار هم قرارگیری این اعضا و تلفیق سازه با عدم قطعیت‌های موجود می‌تواند بر پاسخ کلی سیستم سازه اثرگذار باشد. در مطالعات بسیاری نیز نشان داده شده است که با بروز رفتار غیرخطی در سازه تأثیرپذیری رفتار سازه از عدم قطعیت‌ها، بیش‌تر می‌شود. یکی از روشن‌کننده‌ترین مطالعاتی که با هدف بررسی عدم قطعیت‌ها بر پاسخ سازه‌های بتنی انجام گرفته است، پژوهش لی^۲ و همکاران [۳ و ۲] است که با انجام مطالعات آزمایشگاهی و مدل‌سازی‌های تصادفی رفتار یک قاب خمشی با توجه به عدم قطعیت‌ها بررسی شده است. هشت قاب یک طبقه و دو دهانه با مقیاس یک‌دوم، با مشخصات طراحی یکسان ساخته و آزمایش شد. مشخصات فیزیکی قاب‌ها ظاهراً یکسان بوده اما نتایج آزمایش نشان می‌دهد که پاسخ غیرخطی ۸ قاب بتن مسلح با طراحی و آماده‌سازی یکسان می‌تواند بسیار متفاوت باشد. این تفاوت در سازه‌هایی با المان‌های ضعیف و در معرض خرابی بیش‌تر خواهد بود. بررسی نمودارهای نیرو-جابجایی قاب نشان می‌دهد که تغییرات در بازه‌ای که رفتار غیرخطی بروز کرده است بیش‌تر بوده است. ترتیب تصادفی ترک‌خوردگی در اعضا و تشکیل مفصل‌ها باعث می‌شود که مسیر گسترش خرابی و بازتوزیع نیرو نیز تصادفی باشد که پیش‌بینی پاسخ سازه را در هنگام بروز رفتار غیرخطی پیچیده می‌کند [۳]. در شاخه بعد از نقطه پیک به علت رفتار رو به زوال اعضا میزان تغییرات افزایش می‌یابد. در نتیجه نتایج آزمایش نشان می‌دهند که تحلیل غیرخطی قطعی نمی‌تواند به درستی رفتار و پاسخ سازه‌ی بتن مسلح که رفتار غیرخطی بسیاری دارد را پیش‌بینی کند. در نتیجه جایگاه بررسی و شناخت و در نظرگیری عدم قطعیت‌ها بخصوص در سازه‌های بتنی و تحت بارهای لرزهای همواره مهم و اساسی بوده و نباید از آن غافل شد. بررسی این موارد بخصوص در سطح سیستم محدود بوده و نیازمند ایجاد یک چهارچوب تحلیل تصادفی با در نظرگیری طیف گسترده‌ای از منابع عدم قطعیتی سازگار با یکدیگر و استفاده از آن برای ارزیابی رفتار قاب در اثر این عدم قطعیت‌ها می‌باشد.

۲. مبانی روش تحلیل تصادفی

در تحلیل‌های تصادفی، هدف به دست آوردن داده‌های آماری، براساس دانش آماری ورودی است. در واقع وارد کردن عدم قطعیت‌ها به مدل ریاضی سازه به منظور به دست آوردن اطلاعات آماری و میزان حساسیت پاسخ سازه به عدم قطعیت پارامترهای ورودی مشخص می‌شود. همان‌طور که اشاره شد، پدیده‌های تصادفی و عدم قطعیت‌های فراوانی در سازه‌های بتنی می‌تواند وجود داشته باشد. در تحلیل‌های تصادفی برای پارامترهای ورودی نمی‌توان مستقیماً از مقادیر مشخصه طراحی استفاده نمود. در این حالت ابتدا با توجه به مشخصات مقادیر اولیه طراحی و مطالعات و آزمایشات انجام شده باید توزیع‌های احتمالاتی^(PDF^۳) هر یک از پارامترهای عدم قطعیتی مشخص گردد. تابع توزیع احتمالاتی، احتمال رخداد مقادیر مختلف را برای متغیر تصادفی تعیین می‌کند. برای تعریف این تابع توزیع نوع تابع (نرمال، لگنرمال، بتا و...)، میانگین^۴ و انحراف معیار^۵ را باید مشخص نمود. پس از مشخص نمودن توزیع‌های احتمالاتی باید با استفاده از یکی از روش‌های نمونه‌گیری موجود مانند روش مونت کارلو^۶ یا ابر مکعب لاتین^(LHS^۷) و با توجه به احتمال وقوع مقادیر مختلف برای پارامترهای عدم قطعیتی، به تعداد مناسبی (N) از آن‌ها نمونه انتخاب شود. در نتیجه در تحلیل‌های تصادفی به جای ساخت یک مدل، N مدل ریاضی از سازه ساخته و عملیات تحلیل سازه به تعداد N بار تکرار می‌شود. در تحلیل‌های تصادفی همچنین نیاز است که نتایج مختلف به دست آمده از تحلیل‌های انجام گرفته را پردازش نمود. چرا که با توجه به ورودی‌های متفاوت در مدل‌سازی و تحلیل، N نتیجه‌ی متفاوت برای پاسخ‌های سازه‌ای به دست می‌آید و باید این نتایج از نظر احتمالاتی و آماری پردازش و بررسی شوند. در تمامی مراحل تحلیل‌های

¹ Reliability Analysis

² Li

³ Probability Distribution Function

⁴ Mean

⁵ Standard Deviation

⁶ Monte Carlo

⁷ Latin Hypercube Simulation

تصادفی که ذکر گردید، هزینه‌ی محاسباتی و زمانی بیش‌تری نسبت به تحلیل‌های قطعی صرف می‌شود اما نتایج دقیق‌تر بوده، بازه‌ی تغییرات پاسخ‌های سازه‌ای و احتمال وقوع شرایط مختلف قابل دست‌یابی است. این نتایج در تحلیل‌های قطعی مشخص نمی‌شود و در نتیجه ممکن است رفتار واقعی سازه متفاوت از نتیجه‌ی تحلیل باشد.

همان‌طور که بیان شد، اولین قدم در تحلیل‌های تصادفی تعیین مشخصات توابع توزیع احتمالاتی متغیرهای تصادفی است. بدین منظور ادبیات فنی با رویکرد دست‌یابی به مدل‌های آماری توابع توزیع احتمالاتی عدم قطعیت‌های مصالح بتن و فولاد و هندسه مرور شده است. تاکنون تحقیقات بسیاری برای شناخت عدم قطعیت‌ها و کمی‌سازی آن‌ها در سازه‌های بتنی انجام شده است. به عنوان مثال می‌توان به منابع [۴-۹] اشاره نمود. در میان این مطالعات، کد احتمال^۱ JCSS [۸] تعداد بیشتری از پارامترهای عدم قطعیتی مصالح و هندسه را در تحلیل تصادفی سازه‌های بتن مسلح در نظر می‌گیرد. علاوه بر این، JCSS وابستگی زمانی خواص مواد بتن و تغییرات مکانی آن‌ها را در مدل‌های احتمالی پیشنهادی خود در نظر می‌گیرد. در این مطالعه کد JCSS استفاده می‌شود زیرا یک مدل احتمالاتی سازگار و جامع برای تحلیل تصادفی سازه‌های بتن مسلح از طریق در نظر گرفتن چندین پارامتر نامشخص همراه با گنجانیدن وابستگی زمانی مصالح بتن و تغییرات مکانی پارامترها در مکان‌های مختلف سازه ارائه می‌کند.

در این پژوهش برای ساخت نمونه‌های اولیه با توجه به عدم قطعیت‌های موجود، از روش نمونه‌گیری LHS استفاده شده است. این روش نمونه‌گیری به تعداد نمونه کمتری نسبت به روش مونت کارلو نیاز دارد و نتایج بهینه‌تر خواهند بود. گام‌های این روش برای حالتی که چندین متغیر تصادفی غیر همبسته داریم به صورت زیر خواهد بود [۱۰]، توجه شود که در صورتی که متغیرهای تصادفی همبسته باشند نیاز است که این الگوریتم تغییر نماید.

۱- دامنه تغییرات هر یک از متغیرهای تصادفی را به N زیربازه^۲ تقسیم می‌شود. این تقسیم باید به صورتی باشد که احتمال رخداد تمام

زیربازه‌ها نسبت به یکدیگر برابر باشند و این احتمال نیز برابر $\frac{1}{N}$ خواهد بود.

۲- یک مقدار در هر زیربازه به صورت تصادفی در نظر می‌گیریم و آن را به عنوان نماینده آن زیربازه برای آن متغیر تصادفی فرض می‌کنیم.

در صورت افزایش N در عمل برای سادگی، نماینده هر زیربازه را می‌توان نقطه وسط هر زیربازه را انتخاب کرد.

۳- اگر K متغیر تصادفی وجود داشته باشد برای ترکیب آن‌ها N^K حالت ترکیب وجود دارد. برای کاهش تعداد ترکیب‌ها و در نهایت کاهش

تعداد تحلیل، نماینده زیربازه‌های متغیرهای تصادفی به صورت کاملاً تصادفی و با این شرط که هر نماینده فقط و فقط یک‌بار مورد استفاده قرار بگیرد، ترکیب می‌شوند (N ترکیب).

۴- در نهایت هر دسته از متغیرهای تصادفی ترکیب شده برای تحلیل استفاده می‌شوند و N نتیجه حاصل می‌شود.

با توجه به توضیحات فوق روش ابرمکعب لاتین نسبت به روش مونت کارلو سریع‌تر (با تعداد کمتر N) به همگرایی می‌رسد. علت این امر وجود نماینده از هر زیربازه است و با این کار از وجود تمام طیف اعداد (با توجه به احتمال وقوع آن‌ها) اطمینان حاصل می‌شود.

پس از مشخص شدن توابع توزیع احتمالاتی عدم قطعیت‌ها و نمونه‌گیری از آن‌ها، مدل‌های سازه‌ای قاب‌ها در نرم‌افزار اجزا محدودی انتخاب شده تحلیل و بررسی شده‌اند.

۳. مشخصات قاب بتن مسلح مورد بررسی و فرضیات در نظر گرفته شده

در این مطالعه یک سازه مسکونی دارای ۶ طبقه با ارتفاع طبقه‌ی اول ۴/۵ و ارتفاع باقی طبقات برابر ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. فرض شده است این سازه در لس‌آنجلس^۳ در ایالت کالیفرنیا^۴ در آمریکا قرار دارد. هر قاب این سازه دارای چهار دهانه با طول‌های ۲/۶، ۶، ۸ و ۸ متری می‌باشد. نوع سیستم باربر جانبی این سازه قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده است. برای طراحی این سازه از بتن با مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال و آرماتور با مقاومت تسلیم و نهایی ۴۰۰ و ۶۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است. پوشش فرض شده برای تیرها و ستون‌ها ۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. آرماتورهای عرضی ستون‌ها و تیرها به ترتیب دارای قطر ۱۲ و ۱۰ میلی‌متر هستند. آرماتورهای طولی استفاده شده در تیر طبقات قطر ۲۰ میلی‌متر و طبقه‌ی بام قطر ۱۸ میلی‌متر هستند. از آیین‌نامه طراحی سازه‌های بتنی ACI 318-19 [۱۱] استفاده شده است. برای مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های تصادفی یک قاب

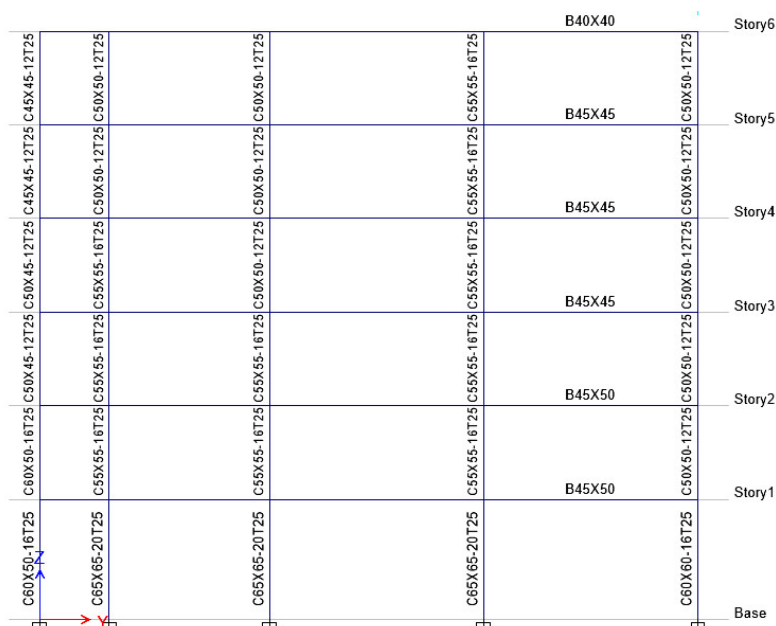
^۱ Joint committee on structural safety

^۲ Strata

^۳ Los Angeles

^۴ California

پیرامونی از این سازه انتخاب شده است. این قاب به همراه مقاطع تیرها و ستون‌ها در شکل ۱ نشان داده شده است. جزییات آرماتورهای طولی و عرضی تیرها نیز در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۱ - نمای قاب در نظر گرفته شده

جدول ۱- جدول آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای قاب

مقطع میانی	مقاطع انتهایی		تیر	طبقه
	تعداد آرماتور طولی	تعداد آرماتور عرضی		
3Φ10@75mm	Top:3,Bottom:3	3Φ10@75mm	Top:7,Bottom:7	1
2Φ10@200mm	Top:3,Bottom:3	3Φ10@100mm	Top:6,Bottom:3	2
2Φ10@200mm	Top:3,Bottom:3	3Φ10@100mm	Top:8,Bottom:4	3,4
2Φ10@50mm	Top:2,Bottom:2	3Φ10@75mm	Top:6,Bottom:6	1
2Φ10@175mm	Top:2,Bottom:2	3Φ10@75mm	Top:6,Bottom:3	2
2Φ10@175mm	Top:3,Bottom:4	3Φ10@75mm	Top:8,Bottom:4	3,4
2Φ10@50mm	Top:2,Bottom:2	3Φ10@75mm	Top:5,Bottom:5	1
2Φ10@175mm	Top:2,Bottom:2	3Φ10@75mm	Top:6,Bottom:3	2
2Φ10@175mm	Top:3,Bottom:4	3Φ10@75mm	Top:8,Bottom:4	3,4
2Φ10@50mm	Top:2,Bottom:2	2Φ10@75mm	Top:4,Bottom:3	1
2Φ10@175mm	Top:2,Bottom:2	3Φ10@75mm	Top:5,Bottom:3	2
2Φ10@175mm	Top:3,Bottom:4	3Φ10@75mm	Top:8,Bottom:4	3,4
2Φ10@150mm	Top:2,Bottom:2	2Φ10@75mm	Top:3,Bottom:2	1
2Φ10@150mm	Top:2,Bottom:2	3Φ10@75mm	Top:5,Bottom:3	2
2Φ10@175mm	Top:3,Bottom:4	3Φ10@75mm	Top:8,Bottom:4	3,4

برای مدل‌سازی عدم قطعیت‌ها همان‌طور که پیش از این نیز اشاره گردید به علت ارائه‌ی مدل احتمالاتی کامل از مشخصات متغیر در سازه و در نظرگیری اثرات تغییرات زمانی و مکانی، مدل کد احتمالاتی JCSS برای مشخصات مصالح و هندسه انتخاب شده است. عدم قطعیت‌های بتن در این سازه شامل مقاومت فشاری بتن، مقاومت کششی، مدول الاستیسیته و کرنش نهایی آن در نظر گرفتن سن بتن و اثر خزش در بتن است. برای مدل‌سازی خزش و محاسبه‌ی ضریب خزش از ACI 209R-92 [۱۲] استفاده شده است. برای فولادهای طولی و عرضی مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی و مساحت آرماتورها به عنوان عدم قطعیت‌های وابسته (با در نظرگیری ماتریس وابستگی) در نظر گرفته شده‌اند. ابعاد مقاطع تیر و ستون‌ها به علاوه پوشش بتن در آن‌ها از مشخصات هندسی در نظر گرفته شده به عنوان پارامترهای عدم قطعیتی هستند. در این مدل‌سازی ترتیب و توالی ساخت سازه و سن بتن را در تغییرات مکانی و زمانی پارامترها، موثر دانسته و با این فرض که هر طبقه به صورت جداگانه و با فاصله‌ی زمانی ۱ ماه ساخته شده‌اند، مشخصات بتن،

فولاد و هندسه مقاطع در هر طبقه مستقل از طبقات دیگر در نظر گرفته شده‌اند. در نتیجه در مجموع ۱۸۶ متغیر تصادفی (مشخصات مصالح و هندسه با در نظر گرفتن پارامترهای متفاوت و مستقل در طبقات) در نظر گرفته شده و برای هر یک از این پارامترها ۱۰۰ نمونه، با استفاده از روش LHS گرفته شده و با یکدیگر ترکیب شده‌اند.

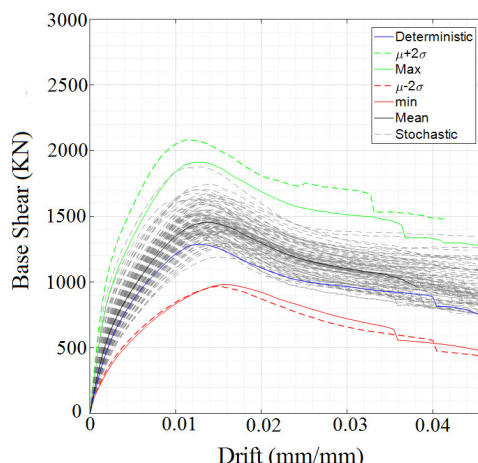
سپس قاب مورد نظر یک بار با مشخصات مشخصه طراحی (تحلیل قطعی)، یک‌بار با مقادیر هر پارامتر میانگین به اضافه‌ی دو برابر انحراف معیار، مقادیر میانگین منهای دو برابر انحراف معیار و ۱۰۰ بار هم با مشخصه‌های مختلف متغیرهای تصادفی (در مجموع ۱۰۳ مدل) در نرم‌افزار VecTor5 به صورت دوبعدی مدل شده‌اند. VecTor5، به عنوان یک برنامه تحلیل اجزا محدود غیرخطی دو بعدی است. این برنامه از مدل نظریه میدان فشاری اصلاح شده (MCFT^۱) [۱۳] استفاده می‌کند. یک مدل برای رفتار تغییر شکل-بار بتن مسلح ترک خورده دو بعدی در معرض برش است. در این مدل بتن، با در نظر گرفتن تنش‌های جهات اصلی بتن با تنش‌های آرماتورها که فقط محوری فرض می‌شوند، در نظر گرفته می‌شود. مهمترین فرض در این مدل آن است که بتن ترک خورده در بتن مسلح به عنوان یک مصالح جدید با مدل رفتار تنش-کرنش متفاوتی در نظر گرفته می‌شود که نتایج واقع بینانه‌تری ارائه می‌دهد. بارهای ثقلی وارده با ترکیب بار ASCE41-17 [۱۴] $1.1(QD+0.25QL)$ به سازه وارد شده‌اند و سازه تحت تحلیل بارافزون^۲ تغییر شکل کنترل براساس شکل مودی مود اول قرار گرفته است. در بخش بعد نتایج تحلیل‌های تصادفی بررسی و با نتایج تحلیل قطعی مقایسه می‌شوند.

۴. بررسی نتایج

در ادامه نتایج سیستم کلی بررسی و مقایسه شده‌اند. نمودارهای بارافزون به همراه استخراج ظرفیت جانبی قاب، شکل پذیری قاب و بررسی احتمال بروز طبقه‌ی نرم یا ضعیف در قاب مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

۱.۴. ظرفیت جانبی قاب

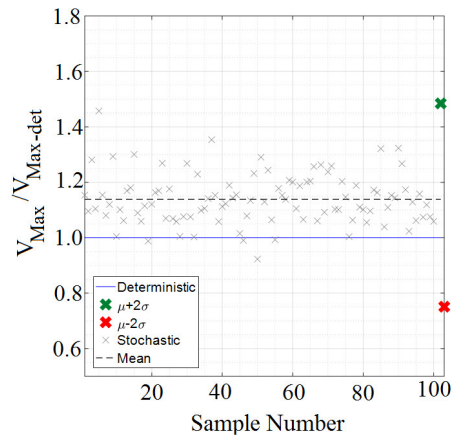
شکل ۲ منحنی‌های بارافزون تحلیل‌های تصادفی به همراه منحنی‌های تحلیل قطعی، حدود بالا و پایین و میانگین در تحلیل تصادفی را نشان می‌دهد. در این شکل، اگر ظرفیت برشی پایه قاب (یعنی نقطه‌ی حداکثر منحنی‌ها) استخراج شود (شکل ۳)، مشاهده می‌شود که میانگین تحلیل‌های تصادفی ۱۳/۸٪ بیشتر از مورد قطعی است. همچنین، ضریب تغییرات ظرفیت برشی پایه ۸٪ است.



شکل ۲ نمودارهای بارافزون (برش پایه-جابجایی جانبی نسبی)

¹ Modified Compression Field Theory

² Pushover



شکل ۳ نسبت ظرفیت برش پایه به ظرفیت برش پایه قطعی

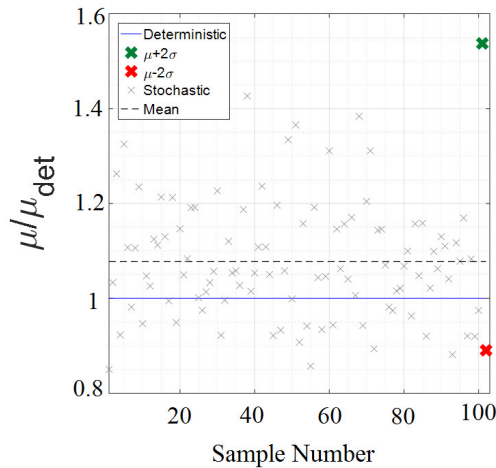
۲.۴. شکل‌پذیری قاب

ضریب شکل‌پذیری قاب با تقسیم تغییر مکان نهایی قاب (یعنی نقطه‌ای با ۲۰ درصد افت ظرفیت نسبت به نقطه حداکثر) به تغییر مکان تسلیم (رابطه ۱) بدست می‌آید. برای پیدا کردن نقطه‌ی تسلیم با استفاده از ASCE41-17 [۱۴] منحنی‌های بارافزون دوخطی برای هر تحلیل رسم شده‌اند.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

که در آن Δ_u و Δ_y به ترتیب تغییر مکان نهایی و تغییر مکان تسلیم می‌باشند.

با رسم نمودار شکل ۴ مشاهده گردید که شکل‌پذیری نمونه‌های تصادفی نیز عموماً افزایش یافته‌است. میانگین شکل‌پذیری نمونه‌های تصادفی ۸٪ بیشتر از مورد قطعی است و همچنین ضریب تغییرات شکل‌پذیری ۱۱٪ است.

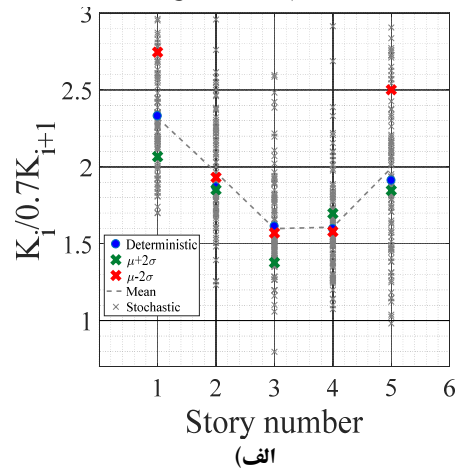
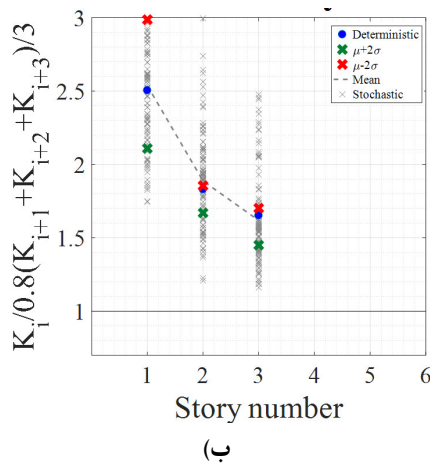


شکل ۴ نسبت شکل‌پذیری تصادفی به شکل‌پذیری قطعی

با مقایسه شکل‌های ۲ و ۳ مشاهده می‌شود که میزان تغییرات شکل‌پذیری از مقاومت قاب بیشتر است. علاوه بر این، در ۲۷٪ موارد شکل‌پذیری کمتر از مقدار قطعی است، اما برای مورد مقاومت جانبی این مقدار ۴٪ است. دلیل آن می‌تواند تغییر مودهای خرابی و تغییر توزیع نیروهای داخلی در اعضا باشد. افزایش مقاومت قاب به دلیل مقدار میانگین بالاتر خصوصیات مکانیکی مصالح در مقایسه با مقادیر استفاده شده در مرحله طراحی است. اما، نمی‌توان نتیجه گرفت که در همه این موارد، سازه رفتار بهتری داشته و یک رابطه‌ی مستقیم وجود دارد. بنابراین پیش‌بینی رفتار سازه نیاز به بررسی‌های بیشتر و مفصل‌تر دارد.

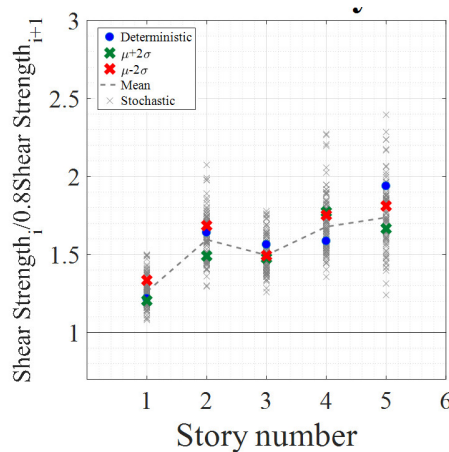
۳.۴. طبقه نرم و ضعیف

در هنگام طراحی، طراح موظف است اطمینان حاصل کند که در هنگام زلزله طبقه‌ی نرم یا ضعیف تشکیل نشود. در نتیجه پس از مدل‌سازی قاب‌های تصادفی، احتمال وقوع این موارد برای هر نمونه کنترل شده است. برای کنترل طبقه نرم، سختی هر طبقه با ۷۰ درصد سختی طبقه بالا و ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه بالا مقایسه می‌شود (شکل‌های ۵-الف و ۵-ب). طبق شکل ۵-الف، فقط در یک مورد، طبقه سوم و پنجم طبقه نرم بوده‌اند. احتمال وقوع این شرایط در این قاب کم است، اما وقوع آن مشاهده شده است.



شکل ۵ بررسی ضابطه طبقه‌ی نرم در نمونه‌های تصادفی

برای کنترل ضابطه طبقه‌ی ضعیف، مقاومت جانبی هر طبقه از نمودارهای بارافزون برش طبقه بر حسب جابجایی نسبی آن استخراج شده و بر این اساس شکل ۷ رسم شده است. مطابق شکل ۶ با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها، توانایی ایجاد طبقه ضعیف وجود ندارد. در نتیجه می‌توان نتیجه گرفت که اگر در هنگام طراحی به این دو معیار توجه شود، پس از ساخت سازه، علی‌رغم عدم قطعیت‌ها، احتمال بی‌نظمی طبقه‌ی نرم یا ضعیف در سازه کم خواهد بود. البته برای نتیجه‌گیری کلی، سازه‌های مختلف و با شرایط مختلف باید بررسی شوند.



شکل ۶ بررسی ضابطه طبقه‌ی ضعیف در نمونه‌های تصادفی

۵. نتیجه‌گیری

در این مقاله، تاثیر عدم قطعیت‌های مصالح و هندسه بر پاسخ‌های سازه‌ای یک قاب خمشی ویژه بتن آرمه طراحی شده با آیین‌نامه ACI 318-19 بررسی شده است. علاوه بر تغییرات ذاتی متغیرها تغییرات مکانی آن‌ها نیز به صورت طبقه‌ای و براساس ترتیب و توالی ساخت لحاظ شده است. در انتها نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی قطعی و تصادفی انجام گرفته در یک نرم‌افزار اجزا محدود غیرخطی ارائه و مقایسه شده‌اند تا تاثیر عدم قطعیت‌ها بر رفتار کلی قاب خمشی ویژه بتن آرمه مشخص گردد. با مقایسه نتایج تحلیل تصادفی در سطح سیستم می‌توان دریافت که در این قاب، هم مقدار متوسط ظرفیت برشی پایه و هم شکل پذیری قاب افزایش یافته است. این بهبود می‌تواند به دلیل افزایش مقادیر متوسط خواص مکانیکی مصالح در مقایسه با حالت قطعی باشد. اما شکل پذیری متوسط کمتر افزایش یافته است و به علاوه آن که تغییرات آن نیز بیشتر است. این تغییرات بیش‌تر باعث شده است که در ۲۳٪ موارد علی‌رغم افزایش ظرفیت برشی قاب شکل پذیری آن و جذب انرژی در نظر گرفته شده برای این قاب کم‌تر باشد. اگرچه این سازه به خوبی و مطابق با آیین‌نامه‌های حال حاضر طراحی شده است و از نظر ظرفیت جانبی مشکلی ندارد، اما این تغییر رفتار از حالت شکل پذیر به ترد در ارزیابی عملکرد مهم خواهد بود. این تغییر رفتار می‌تواند به طور قابل توجهی بر سازه‌های دارای ضعف‌های اساسی اولیه مانند مشکلات طراحی و ساخت تأثیر نامطلوب بگذارد. در نتیجه، برای بررسی این موضوع و علل تغییرات بیش‌تر شکل پذیری، نیاز به انجام بررسی‌های بیش‌تر می‌باشد.

مراجع

- Hunter, M. D. (2016). Towards stochastic finite element analysis of reinforced concrete structures. University of Toronto (Canada) .
- Feng, D., & Li, J. (2016). Stochastic nonlinear behavior of reinforced concrete frames. II: Numerical simulation. *Journal of Structural Engineering*, 142(3), 04015163 .
- Li, J., Feng, D., Gao, X., & Zhang, Y. (2016). Stochastic nonlinear behavior of reinforced concrete frames. I: experimental investigation. *Journal of Structural Engineering*, 142(3), 04015162 .
- Mirza, S. A. & MacGregor, J. G. (1979). Variations in dimensions of reinforced concrete members. *Journal of the Structural Division*, 105(4), 751-766 .
- Mirza, S. A., & MacGregor, J. G. (1979). Variability of mechanical properties of reinforcing bars. *Journal of the Structural Division*, 105(5), 921-937 .
- Mirza, S. A., MacGregor, J. G., & Hatzinikolas, M. (1979). Statistical descriptions of strength of concrete. *Journal of the Structural Division*, 105(6), 1021-1037 .
- Ellingwood, B. (1980). Development of a probability based load criterion for American National Standard A58: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures (Vol. 13). US Department of Commerce, National Bureau of Standards .
- JCSS (2001). *Probabilistic model code*. Joint Committee on Structural Safety, (2001). ISBN 978-3-909386-79-6. <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code/>.
- Nowak, A. S., & Szerszen, M. M. (2003). Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 1-Statistical models for resistance. *ACI Structural Journal*, 100(3), 377-382 .
- Shadabfar, M. Monte-Carlo simulation method. Available from <http://www.mahdishadabfar.blogfa.com/>, Accessed October 29, 2019.
- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) (2019).: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)* . American Concrete Institute.
- Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures (ACI209R-92)*. (1992). American Concrete Institute.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1993). Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 119(12), 3590-3610 .
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE41-17)*. (2017). American Society of Civil Engineers.

بررسی آزمایشگاهی افزایش طول و تقویت خمشی و برشی تیرهای کنسول به روش کاشت نزدیک به سطح

معین دادفر، رضا مرشد

1- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه دانشگاه یزد

2- دانشیار دانشکده عمران دانشگاه یزد

MOEINDADFAR92@GMAIL.COM

خلاصه

گاهی به دلایلی همچون تغییر شرایط معماری و یا ارتقای کاربری سازه نیاز به افزایش طول و تقویت تیرهای کنسول انتهایی سازه است. در صورتیکه وجوه کناری و فوقانی تیر قابل دسترس باشند می توان از روش کاشت نزدیک به سطح به منظور یکپارچگی و نیز افزایش مقاومت خمشی و برشی تیر استفاده نمود. در این تحقیق روش پیشنهادی بصورت آزمایشگاهی روی چهار نمونه تیر بتنی با مقیاس تقریبی یک دوم و نسبت متداول آرماتور و با دو مقطع متفاوت مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس نتایج حاصله روش پیشنهادی بخوبی توانسته است شرایط تیر تقویت شده را ارتقا بخشد.

کلمات کلیدی: تیر کنسول، افزایش طول، تقویت خمشی، تقویت برشی، کاشت نزدیک سطح

مقدمه

امروزه مرسوم ترین روش تقویت سازه های بتنی چسباندن ورقه های پلیمر الیافی (FRP) روی سطوح بتنی است که این روش با عنوان (تسلیح با اتصال خارجی (EBR)) شناخته می شود (شکل 1). در این روش، به علت امکان جداسدگی پیش از موعد، معمولاً استفاده از کل مقاومت کششی مصالح FRP امکان پذیر نمی باشد [1]. البته برای برای کاهش جداسدگی سیستم های مهار کننده متفاوتی ارائه شده است [2]. از آنجا که در روش EBR مصالح در سطح خارجی نمایان هستند، عملکرد مسلح کنندگی می تواند تحت تاثیر اثرات منفی ضربه، آسیب های مکانیکی، آتش، یخ زدگی و حتی تخریب عمدی قرار گیرند [3].



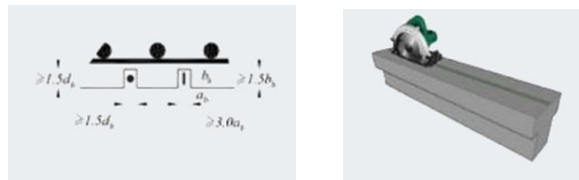
شکل 1- استفاده از روش EBR FRT در مقاوم سازی

یکی از قابل قبول ترین روش ها برای رفع این مشکلات، روش «نصب یا کاشت در نزدیک سطح (NSM)» می باشد. مبنای روش NSM قرار دادن نوارها یا میله های FRP یا فولادی در شیارهای ایجاد شده در لایه سطحی بتن می باشد.

ایده قراردادن مسلح کننده‌ها در پوشش بتنی به منظور مقاوم سازی، کشف جدیدی به شمار نمی آید. اولین کاربرد این ایده در دهه ی 1950 در شمال سوئد صورت گرفت؛ جایی که نیاز بود تا دال یک پل در قسمت لنگر منفی مقاوم سازی شود. بدین منظور آرماتورهای فولادی در پوشش بتنی جای گذاری شده و با ملات ماسه سیمان چسبانده شدند [4].

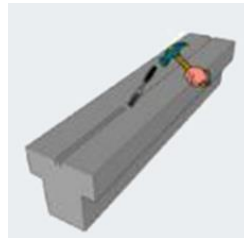
در روش های قدیمی چسباندن ورقه ها روی سطح، لازم است برای اطمینان از چسبیدن مناسب بتن و کامپوزیت و یا بتن فولاد قبل از به کار بردن چسب لایه خارجی بتن برداشته شده و سنگدانه ها نمایان شوند. در اکثر موارد این کار به کمک ماسه پاشی صورت می گیرد که عملیات پیچیده ای به شمار نمی رود. اما اگر سطح بتن دارای اشکالات مثلا اجرایی باشد، یا اگر ماسه پاشی نتواند تاثیر قابل ملاحظه ای ایجاد کند، باید از روش ساییدن سطح بتن یا روش های آماده سازی سطحی قوی تری استفاده کرد که در هر صورت پر هزینه و زمان بر خواهد بود. اما قراردادن مصالح مقاوم کننده در شیارهایی که از قبل در بتن تعبیه شده اند، نیازی به هیچ گونه عملیات آماده سازی سطح به جز تمیز کردن شیارها با فشار متوسط آب یا هوا ندارد. هم چنین با استفاده از تیغه اره های مناسب می توان شیارهایی کاملا مستقیم، حتی در سطوح ناهموار ایجاد کرد [5] اجرای روش NSM شامل این مراحل می باشد:

گام اول) ابتدا محل شکاف طبق نقشه های تامین شده توسط مهندس طراح مشخص شده و با مازیک نشان می خورد. سپس توسط دستگاه مناسب و حفظ مسائل ایمنی شکاف ایجاد می شود (شکل 2). بعد نهایی (عمق و عرض) این شکاف برای میلگرد معمولا 1/5 برابر قطر میلگرد و در مصالح نواری عرض شکاف 3 برابر ضخامت نوار و عمق آن 1/5 برابر پهنای نوار است.



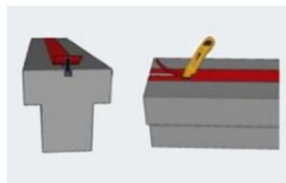
شکل 2 - شیارزنی در روش NSM

گام دوم) قلم تراش کردن تکه های بتن در شکاف که توسط فرز برش نخورده اند و ایجاد یک شکاف عاری از هرگونه بتن و سنگدانه (شکل 3).



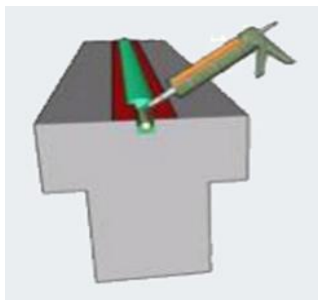
شکل 3 - تراشیدن و تمیز کردن محل شیار

گام سوم) داخل شکاف از وجود هرگونه گرد و غباری توسط پمپ هوا یا جاروبرقی پاک شود. گام چهارم) برای اینکه پس از اجرای سیستم مقاوم سازی ظاهر عضو بتنی آسیبی نبیند و به خاطر مسائل زیبایی می توان سطح کنار شکاف توسط نوارهایی پوشیده شود تا حین تزریق چسب به بتن بیرون شکاف نچسبد (شکل 4).



شکل 4 - چسباندن نوار چسب اطراف شیار

گام پنجم) شکاف را تقریبا تا نیمه با چسب پر می کنیم و پس از تعبیه مصالح مورد نظر، شیار پر می شود (شکل 5).



شکل 5- تعبیه مصالح و پرکردن شیار

- در مقایسه با روش EBR روش NSM دارای مزایای متعددی می باشد که از آن جمله می توان به موارد زیر اشاره نمود [6]:
- 1- حجم عملیات اجرایی ، به دلیل عدم نیاز به آماده سازی سطح ، کاهش می یابد. تنها عملیات ایجاد شیار در سطح بتن مورد نیاز است.
 - 2- مهار و پیوند مسلح کننده های NSM در سطوح جانبی اعضاء مقاوم شونده به راحتی امکان پذیر است .
 - 3- مسلح کننده های NSM بسیار کمتر در معرض جداشدگی پیش از موعد خواهند بود.
 - 4- مسلح کننده های NSM قابلیت پیش تنیده شدن را دارا هستند.
 - 5- مسلح کننده های NSM بوسیله ی پوشش بتنی حفاظت می شوند که این امر کاهش خطرات ناشی از ضربه ، یخ زدگی، آسیب های مکانیکی ، آتش و تخریب عمدی را در پی دارد.
 - 6- ظاهر سازه ی مقاوم شده بدون تغییر باقی می ماند.
 - 7- این روش می تواند برای مقاوم سازی در نواحی لنگر منفی در دال ها و عرشه ها بسیار مورد توجه باشد، جایی که مسلح کننده های EBR در معرض آسیب های مکانیکی و محیطی قرار گرفته و نیاز به پوشش های محافظ دارند.
 - 8- تحقیقات انجام شده نشان می دهد که دوام و رفتار بلند مدت سازه های مقاوم شده به روش NSM بسیار مطلوب می باشد [7].
- در تحقیق حاضر روش پیشنهادی کاشت نزدیک سطح میلگرد فولادی به منظور افزایش طول و مقاومت خمشی و برشی تیر کنسول مورد ارزیابی آزمایشگاهی قرار گرفته است.

برنامه ریزی آزمایش ها

بر اساس محدودیت های آزمایشگاهی مقیاس تقریبی یک دوم برای ساخت نمونه های تیر در نظر گرفته شد. چهار نمونه تیر با دو مقطع مربعی 20 در 20 سانتیمتر و مستطیلی 30 در 15 سانتیمتر ساخته شدند (هرکدام دو نمونه، یکی شاهد و یکی تقویت شده). طول کلی نمونه های تیر 1/7 متر بود که آزمایشات بر اساس طول کنسول 0/75 متر با بار متمرکز انتهایی انجام گرفت. نمونه های شاهد از ابتدا با طول 1/7 متر آرماتورگذاری و ساخته شدند. تیرهای مقاوم سازی شده ابتدا با طول 1/325 متر ساخته شده و بعد از سخت شدن و عمل آوری مجدداً بخش جدیدی به آنها اضافه شد و به طول کلی 1/7 متر رسیدند. اتصال این دو قسمت با روش پیشنهادی کاشت نزدیک سطح انجام گرفت. در هنگام آزمایش در واقع طول کنسول این تیرها دو برابر شده بود و به طول کنسول تیرهای شاهد رسیده بود.

نسبت آرماتور در تیرهای شاهد در حدود یک درصد سطح مقطع موثر در نظر گرفته شد و بدین منظور از دو آرماتور آجدار نمره 16 در بالای تیر (ناحیه کششی) استفاده شد. در قسمت تحتانی تیرهای شاهد هم از 2 آرماتور نمره 10 استفاده شد. در مورد تیرهای تقویتی با فرض اینکه لنگر وارده متناسب با افزایش طول کنسول افزایش می یابد، برای طول کوتاه اولیه از دو آرماتور کششی نمره 12 در بالای تیر استفاده شد و با کاشت نزدیک سطح دو میلگرد 12 دیگر نمونه افزایش طول داده شده تقویت گردید. در مجموع برای بالای نمونه های تقویت شده از 4 آرماتور نمره 12 استفاده شد که از نظر سطح مقطع تنها تفاوت اندکی با آرماتور تیرهای شاهد که دو میلگرد نمره 16 است دارد. برای خاموت برشی نمونه های تیر نیز از خاموت برشی قائم دوشاخه نمره 8 آجدار استفاده گردید. فاصله خاموت ها، حداکثر مجاز آیین نامه ای یعنی نصف ارتفاع موثر تیر در نظر گرفته شد که از نظر مقاومت برشی کفایت کامل داشت. این فاصله در تیرهای با ارتفاع 200 میلیمتر (ارتفاع موثر 160 میلیمتر)، 80 میلیمتر و در تیرهای با ارتفاع 300 میلیمتر (ارتفاع موثر حدود 250 میلیمتر، 125 میلیمتر در نظر گرفته شد.

در این آزمایش برای کاشت میلگردها در روش NSM از چسب کاشت میلگرد MEMO CHEM ساخت کشور آلمان استفاده شد که از خصوصیات این چسب می توان گفت که به صورت دو جزئی بوده و عموماً جزء اول بر پایه رزین اپوکسی ، پلی استرو وینیل استر و جزء دوم به عنوان

سخت کننده بر پایه پلی آمین می باشد که جهت کاشت میلگرد و بولت بر روی تمامی سطوح عمودی و افقی بتن برای اتصال صفحات فلزی دیوار و سقف همچنین پر کردن شکاف دیوار، سقف و کف استفاده می شود. این چسب با عناوین مختلفی از جمله چسب کاشت بولت، چسب کاشت میلگرد، چسب انکر بولت و چسب بتن شناخته شده است. از ویژگی های شاخص این چسب، چسبندگی عالی به انواع سطوحی بتنی، فلزی، سنگ، اجرای سریع و آسان، عدم تاثیر پذیری از عوامل جوی و محیطی و قابلیت اجرا در محیط های مرطوب می باشد.

بتن مصرفی در ساخت نمونه ها از رده متداول C30 بود و مقاومت آنها با نمونه گیری و آزمایش نمونه های مکعبی تایید شد. میلگردهای مصرفی از رده متداول S400 تهیه شدند و برای اطمینان خصوصیات مکانیکی آنها با استفاده از آزمایش کشش میلگرد به دست آمد (جدول 1). این مشخصات با ضوابط میلگرد S400 مطابقت دارد.

جدول 1 - مشخصات میلگرد های مصرفی از تست کشش

Stress Break (Mpa)	Stress Peak (Mpa)	Extension Break (mm)	Extension peak (mm)	Force Break (N)	Force peak (N)	نمونه
479/6149	635/5291	33/2607	24/7384	54243/17	71876/65	سایز 12 نمونه 1
494/957	636/8302	29/8967	22/861	55978/32	72023/8	سایز 12 نمونه 2
532/1567	647/8827	39/6501	31/6451	106996/5	130264/5	سایز 16 نمونه 1
545/9706	647/2118	36/2746	28/9137	109773/9	130129/7	سایز 16 نمونه 2

آزمایش ها و نتایج

مراحل ساخت نمونه ها بشرح ذیل بود.

1-تهیه میلگرد به طول های مورد نیاز و بستن آرماتور تیرها و ساخت اسپیسر بتنی با اندازه مورد نیاز (شکل 6).



شکل 6- آرماتور بسته شده تیرها و اسپیسرهای بتنی ساخته شده

2-قرار دادن آرماتور تیرها داخل قالب و بتن ریزی آنها همراه با نمونه گیری از بتن ریخته شده (شکل 7).



شکل 7- آرماتورگذاری و بتن ریزی نمونه های تیر

3-باز کردن قالب بعد از 24 ساعت و قرار دادن تیرها و نمونه های بتنی داخل حوضچه آب برای عمل آوری (شکل 8).



شکل 8- باز کردن قالب تیرها و قرار دادن داخل حوضچه آب به منظور عمل آوری

4- ایجاد شیارها در تیرهای تقویتی که شامل دو دسته شیار می باشد: یک جفت شیار در قسمت بالای تیر به منظور کاشت میلگرد برای افزایش مقاومت خمشی و یکپارچه سازی تیر و یک جفت شیار به زاویه تقریبی 30 درجه در وجوه کناری تیر به منظور انتقال برش در محل وصله (شکل 9).



شکل 9- شیارهای ایجاد شده در وجوه فوقانی و جانبی تیرها

5- تعبیه میلگردهای تقویت در داخل شیارها و اضافه کردن میلگردهای قسمت وصله شده جدید و چسباندن میلگردها و پر کردن شیارها توسط چسب و بتن ریزی قسمت اضافه شده به تیر و عمل آوری مجدد (شکل 10).



شکل (الف)

شکل (ب)

شکل (ج)

شکل 10- الف: قرار دادن میلگردها داخل شیارها، ب: چسباندن میلگردها و پر کردن شیارها توسط چسب، ج- بتن ریزی قسمت اضافی تیر

جزئیات آرماتورگذاری قسمت اضافه شده به تیر کنسول در شکل 11 نشان داده شده است.



شکل 11- جزئیات آرماتورگذاری بخش اضافه شده به تیر کنسول

6- بارگذاری نمونه‌های تیر (شکل 12).



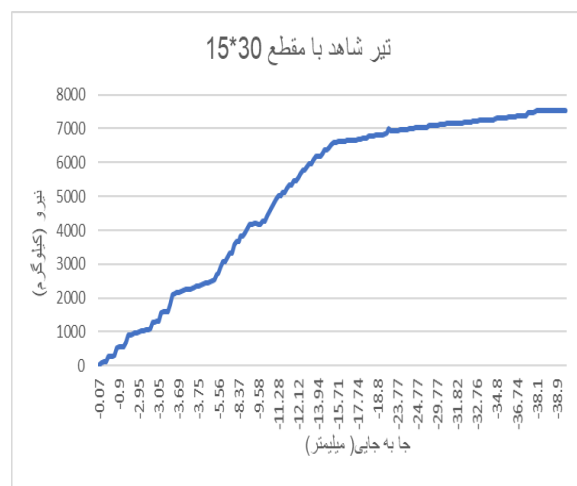
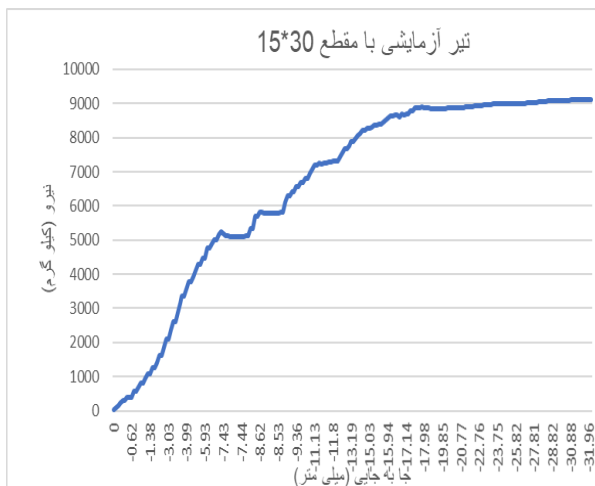
شکل 12- بارگذاری نمونه‌ها

حداکثر بار قابل تحمل و حداکثر جابجایی اندازه گیری شده در آزمایش در جدول 2 مورد مقایسه قرار گرفته است.

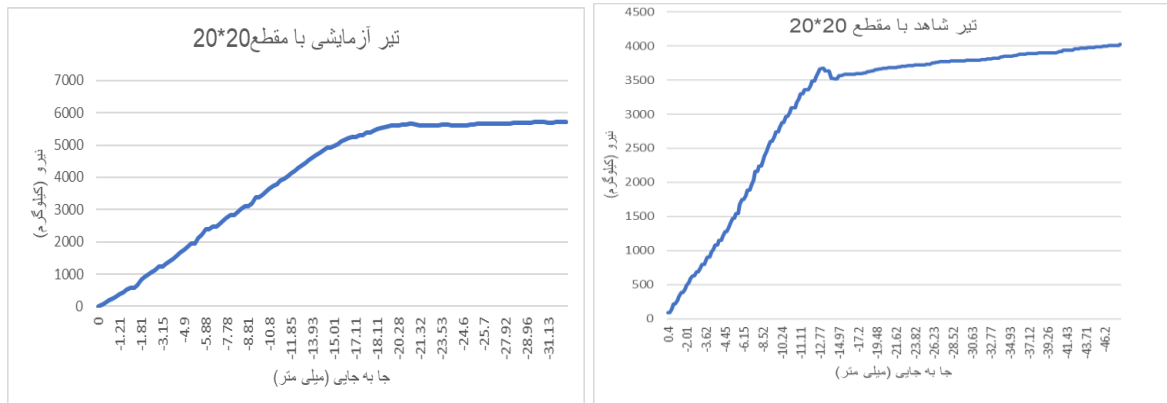
جدول 2- مقایسه حداکثر بار و جابجایی نمونه‌ها

تیر نمونه	حداکثر نیروی قابل تحمل (کیلوگرم)	حداکثر جابه جایی (میلیمتر)
تیر شاهد با مقطع 15*30 سانتی متر	7519	47/47
تیر تقویت شده با مقطع 15*30 سانتی متر	9123	31/96
تیر شاهد با مقطع 20*20 سانتی متر	4022	48/39
تیر تقویت شده با مقطع 20*20 سانتی متر	5725	31/13

نمودارهای بار-جابجایی نمونه‌ها در اشکال 13 تا 16 نشان داده شده است.



شکل 13- نمودار نیرو-جابجایی تیر شاهد با مقطع 15*30 شکل 14- نمودار نیرو-جابجایی تیر تقویت شده با مقطع 15*30



شکل 15- نمودار نیرو-جابجایی تیر شاهد با مقطع 20*20 شکل 16- نمودار نیرو-جابجایی تیر تقویت شده با مقطع 20*20

نتیجه گیری

نتایج حاصله نشان داد که روش پیشنهادی برای افزایش طول و تقویت تیر کنسول بخوبی می تواند ضمن حفظ یکپارچگی تیر کنسول اولیه و بخش اضافی آن، باربری تیر کنسول را مطابق انتظار افزایش دهد. در تغییر مکان‌های بالا در تیر با مقطع 200 میلیمتر لغزش و جداشدگی در آرماتور کاشته شده تقویتی مشاهده کردید که با اندکی کاهش مقاومت خمشی مقطع همراه بود ولی عملاً سازه های واقعی این دامنه جابجایی زیاد را تجربه نخواهند کرد. در این روش تغییری در نمای ظاهری تیر داده نمی شود و کیفیت تقویت در طول زمان دچار مشکل نخواهد شد.

مراجع

1. ACI Committee 440, "Guide for The Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", ACI Technical Report, 2002
2. Khalifa, A., Alkhradji, T., Nanni, A., and Landberg, S., "Anchorage of Surface Mounted FRP reinforcement", Concrete International, Vol. 21, No. 10, pp. 49-54, 1999.
3. Barros, J. A. O., and Fortes, A. S., "Flexural Strengthening of Concrete Beams with CFRP Laminates Bonded Into Slits", Cement and Concrete Composites, No. 27, pp. 471-480, 2005.
4. Apslund, S. Q., "Strengthening Bridge Slabs with Grouted Reinforcement" ACI Structural Journal, Vol. 52, No. 6, pp. 397-406, 1949.
5. De Lorenzis, A., and Nanni, A., "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near Surface Mounted FRP Bars", ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 1, pp. 60-68, 2001
6. De Lorenzis, A., and Teng, G. J., "Near Surface FRP Reinforcement: An Emerging Technique for Strengthening Structures", Composites: Part B; Engineering, No. 38, pp. 119-143, 2007.
7. Micelly, F., La Tegola, A., and Myers, J. J., "Environmental Effects On RC Beams with Near Surface Mounted FRP Rods", Proceeding of 6th International Symposium On FRP Reinforcement for Concrete Structures, Vol. 2, 749-758, FRPRCS-6, Singapore, July. 2003.

بهبود مقاومت فشاری بتن حاوی باطله زغال سنگ با استفاده از باکتری

سید رضا میربزرگی^۱، مهدی دهستانی^۲، حسن امینی راد^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۲- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

Rezamirbozorgi@gmail.com

خلاصه

در سال های اخیر پژوهش هایی در خصوص استفاده از باطله زغال سنگ در بتن انجام شده که کاهش خواص مکانیکی بتن را به دنبال داشته است. در این مقاله، به بررسی بهبود مقاومت فشاری نمونه های بتنی حاوی باطله زغال سنگ با استفاده از باکتری می پردازد. در این پژوهش، مقاومت فشاری نمونه های بتنی با به کار بردن باطله زغال سنگ بعنوان جایگزین درصدی با سنگدانه طبیعی بصورت باکتریایی و بدون باکتری مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج بدست آمده نشان دهنده بهبود ۲۰ الی ۴۰ درصدی مقاومت فشاری نمونه های باکتریایی نسبت به حالت بدون باکتری در طرح های اختلاط مختلف می باشد.

کلمات کلیدی: باکتری، بتن باکتریایی، ضایعات، باطله زغال سنگ، مقاومت فشاری

۱. مقدمه

مدیریت ضایعات صنعتی، امروزه به عنوان معضلی جدی در جوامع پیشرفته بشری به دلیل ازدیاد جمعیت و مصرف گرایی تلقی می گردد. یکی از این موارد، پسماند حاصل از کارخانجات زغال سنگ شویی می باشد که به آن اصطلاحاً باطله زغال سنگ می گویند. تولید جهانی بیش از ۷ میلیارد تن زغال سنگ در سال و روند رو به رشد آن سبب ایجاد حجم عظیمی از دپوی باطله زغال سنگ در اطراف کارخانجات گردیده که به عنوان معضلی جدی برای محیط زیست محسوب می گردد. صنعت بتن از جمله صنایعی با پتانسیل بالا در استفاده از این ضایعات بعنوان جایگزین سنگدانه طبیعی در بتن می باشد که راهکاری مناسب جهت بازیافت این نوع ماده و کاهش مصرف بی رویی منابع طبیعی از طریق برداشت از معادن شن و ماسه و همچنین کاهش آسیب رسانی از طریق رهاسازی آن در طبیعت می باشد. مطالعات زیادی بر تاثیر باکتری بر خواص مکانیکی و دوامی بتن انجام شده از جمله این مطالعات می توان به پژوهش صدیق و همکاران در سال ۲۰۱۶ اشاره کرد، در این پژوهش خاکستر پوسته برنج به عنوان جایگزین درصدی ۵ الی ۲۰ درصد جایگزین سیمان در بتن مورد استفاده قرار گرفت سپس با اعمال باکتری در هنگام ساخت نمونه های بتنی بر اساس طرح های اختلاط فوق صورت پذیرفت. نتایج نشان داد که استفاده از خاکستر پوسته برنج در جایگزینی سیمان مقاومت فشاری نمونه ها را بهبود بخشید که بیشترین میزان مقاومت کسب شده در جایگزینی ۱۰ درصدی سیمان مشاهده شد هرچند با افزایش جایگزینی بیش از ۱۰ درصد این روند معکوس گردید اما نتایج بتن باکتریایی حاوی خاکستر پوسته برنج نشان داد که مقاومت فشاری نسبت به نمونه های بدون باکتری افزایش پیدا کرد [۱]. از جمله مهمترین مطالعات در حوزه استفاده از باطله زغال سنگ در بتن، می توان به پژوهش کریمایی و همکاران اشاره کرد در این پژوهش باطله زغال سنگ بعنوان سنگدانه با شن و ماسه مصرفی در بتن معمولی با درصدهای ۵ الی ۲۵ درصد جایگزین گردید. نتایج حاصله نشان داد که استفاده از این مواد در بتن بعنوان جایگزین ۵ درصد از شن و ماسه سبب افزایش مقاومت فشاری نمونه های بتنی گردیده ولی با افزایش میزان جایگزینی، این روند معکوس گردید و با افزایش میزان جایگزینی باطله

زغال سنگ تا ۲۵ درصد سنگدانه طبیعی سبب کاهش مقاومت فشاری نمونه های بتنی گردیده است [۲]. هر چند تحقیقات آزمایشگاهی متعددی جهت پایش مقاومت بتن حاوی باطله زغال سنگ صورت گرفته اما کاهش مقاومت فشاری ناشی از استفاده از این ضایعات صنعتی در بتن یکی از معایب اساسی آن محسوب می گردد. هدف مطالعه حاضر، بهبود مقاومت فشاری نمونه های بتنی ساخته شده با جایگزینی باطله زغال سنگ با سنگدانه طبیعی در بتن با استفاده از باکتری ترسیب کننده کربنات کلسیم را مورد ارزیابی قرار می دهد. یافته های این مطالعه می تواند استفاده از باطله زغال سنگ را در بتن، معقول و به صرفه نموده و به نحو موثری به گسترش استفاده از آن کمک نماید. در این پژوهش، ابتدا مجموعه ای از نمونه های بتنی با درصدهای وزنی ۵، ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ باطله زغال سنگ بعنوان جایگزین ریزدانه و درشت دانه بصورت مجزا در طرح اختلاط نمونه ها ساخته می شود. از طرفی دیگر، مجموعه ای از نمونه ها با طرح اختلاطی مشابه این بار با اعمال باکتری ساخته می شود. سپس برای نمونه های ۲۸ روزه از آزمایش مقاومت فشاری جهت بررسی نتایج حاصله و تاثیر باکتری بر مقاومت فشاری بتن استفاده می گردد. سپس نتایج بدست آمده بصورت نمودار و تصویر ارائه خواهد شد.

۲. روش انجام آزمایش

به منظور دستیابی به هدف اصلی این تحقیق، ابتدا لازم است که نمونه های بتنی بدون باکتری ساخته شود که در آن درصدی از سنگدانه های طبیعی با باطله زغال سنگ جایگزین شده است. در این قسمت مصالح، طرح اختلاط، نحوه تهیه و رشد باکتری و ساخت بتن و آزمایشات مربوط به سنگدانه و بررسی مقاومت فشاری بتن توضیح داده می شود.

۲-۱ مصالح مورد استفاده

• باطله زغال سنگ

سنگدانه بازیافتی استفاده شده در این تحقیق باطله زغال سنگ بوده که از کارخانه البرز مرکزی واقع در شهر پل سفید تهیه شده است. زغال سنگ خام از معادن مختلف واقع در این منطقه برای فرآیند آماده سازی در کارخانه جمع آوری می شود. مطابق شکل (۱)، باطله زغال سنگ به صورت تپه های عظیم در اطراف کارخانه دپو شده است. نمونه تهیه شده برای این پژوهش مستقیماً از کارخانه تهیه شده که شکل ظاهری آن در شکل (۲ الف) نشان داده شده و مشخصات شیمیایی باطله زغال سنگ در جدول (۱) ارائه شده است. همچنین دانه بندی آن طبق استاندارد ASTM C33 انجام شده و در محدوده مجاز قرار گرفته است که در شکل (۳) به نمایش درآمده است [3].



شکل ۱ - دپو باطله زغال سنگ در اطراف کارخانه

• سیمان

سیمان مصرفی در این تحقیق، سیمان پرتلند تپ ۲ ساخت شرکت سیمان مازندران می باشد. ترکیبات شیمیایی سیمان در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱- ساختار شیمیایی تشکیل دهنده باطله زغال سنگ و سیمان [۱]

سیمان	باطله زغال سنگ	اجزای تشکیل دهنده
۲۱/۹۰	۳۷/۸	SiO ₂ (%)
۴/۸۶	۱۳/۱۴	Al ₂ O ₃ (%)
۳/۳۰	۲/۸۵	Fe ₂ O ₃ (%)
۶۲/۳۲	۰/۷۶	CaO (%)
۱/۱۵	۰/۷۳	MgO (%)
۲/۱۰	-	SO ₃ (%)
۲/۴۰	۴۰/۹۶	L.O.I (%)
-	۰/۲۷	P ₂ O ₅ -P ₂ O ₃
-	۰/۲۸	Na ₂ O
-	۱/۱۷	TiO ₂
-	۰/۰۲	K ₂ O

• درشت‌دانه (شن)

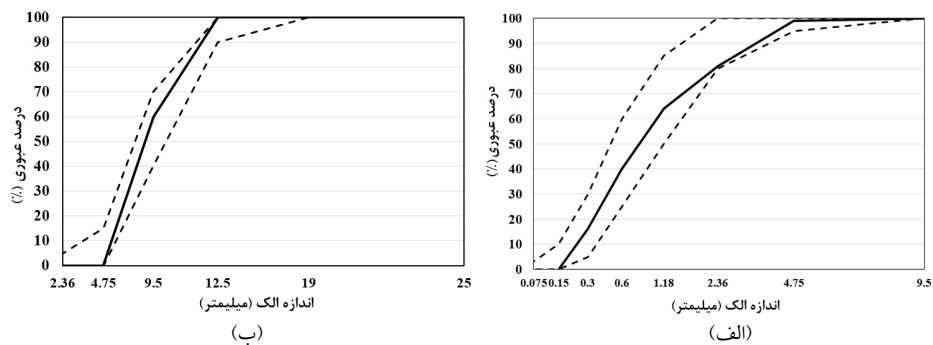
مطابق شکل (۲ ب) به مصالح با قطر بزرگتر از ۴/۷۵ درشت‌دانه گفته می‌شود. درشت‌دانه مورد استفاده از نوع شکسته با حداکثر قطر ۱۲/۵ میلیمتر بوده که قبل از استفاده کاملاً شسته شده تا از هرگونه آلودگی و گل و لای پاک شوند. دانه بندی آن طبق استاندارد ASTM C33 انجام شده و در محدوده مجاز قرار گرفته است که در شکل (۴ الف) به نمایش درآمده است [3]. مطابق جدول (۲) میزان جذب آب و درصد رطوبت ریزدانه در حالت اشباع با سطح خشک طبق استاندارد ASTM C642 تعیین گردیده [4] و وزن مخصوص درشت‌دانه بر اساس استاندارد ASTM C127 تعیین گردید که در جدول (۳) نشان داده شده است [5].

• ریزدانه (ماسه)

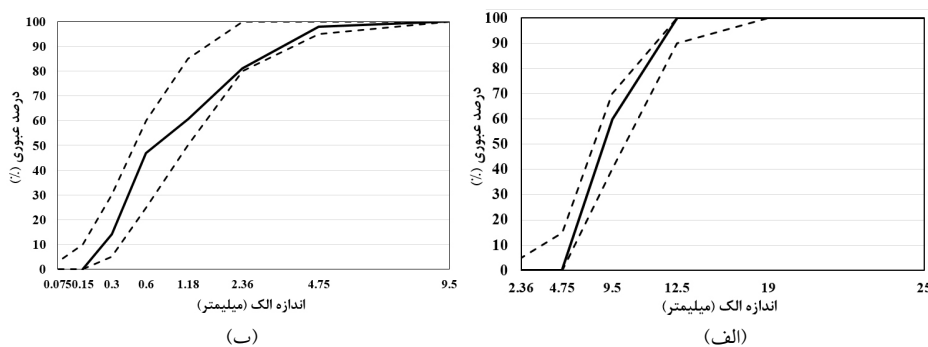
در تهیه بتن، به مصالح با قطر کمتر از ۴/۷۵ میلیمتر ریزدانه نام‌گذاری می‌شود که عموماً برای پرکردن فضای خالی بین درشت‌دانه‌ها استفاده می‌شود. بخشی از نمونه مصرفی در شکل (۲ ج) نشان داده شده است. بر اساس استانداردهای معتبر نظیر ASTM، ماسه مورد استفاده در بتن باید شرایط فیزیکی و شیمیایی خاصی داشته باشد. به عنوان مثال، باید تمیز بوده و در برابر سایش، فشار و یخ‌زدگی مقاوم باشد. همچنین دانه‌بندی آن باید طبق استاندارد ASTM C33 در محدوده مجازی قرار بگیرد که در شکل (۴ ب) به نمایش درآمده است [3]. مطابق جدول (۲) میزان جذب آب و درصد رطوبت ریزدانه در حالت اشباع با سطح خشک طبق استاندارد ASTM C642 تعیین گردیده [4] و وزن مخصوص ریزدانه بر اساس استاندارد ASTM C128 تعیین گردید که در جدول (۳) نشان داده شده است [6].



شکل ۲ - مصالح سنگی مصرفی (الف) باطله زغال سنگ (ب) درشت‌دانه طبیعی (ج) ریزدانه طبیعی



شکل ۳- دانه بندی باطله زغال سنگ (الف) درشت دانه (ب) ریزدانه



شکل ۴- دانه بندی سنگدانه طبیعی (الف) درشت دانه (ب) ریزدانه

جدول ۲- درصد جذب آب سنگدانه

درصد جذب آب	اندازه سنگدانه	نوع سنگدانه
2.044	ریزدانه	طبیعی
0.6584	درشت دانه	طبیعی
3.23	ریزدانه	باطله زغال سنگ
2.87	درشت دانه	باطله زغال سنگ

جدول ۳- وزن مخصوص سنگدانه

وزن مخصوص SSD (kg/m^3)	اندازه سنگدانه	نوع سنگدانه
۲۴۴۷.۶	ریزدانه	طبیعی
۲۶۶۴.۷	درشت دانه	طبیعی
۲۰۵۲	ریزدانه	باطله زغال سنگ
۲۱۸۵.۹	درشت دانه	باطله زغال سنگ

۲-۲ تهیه و آماده سازی باکتری

باکتری مورد نظر از مرکز میکروارگانیسم صنعتی ایران با کد شناسایی PTCC1645 به صورت آمپول لیوفیلیزه تهیه شده است. بر اساس دستورالعملی که همراه با آمپول ارسال شده، محیط کشت اختصاصی باکتری جهت کشت آن تهیه شده است. برای کشت باکتری از محیط کشت nutrient agar همراه با ۲٪ اوره استریل شده استفاده می شود. لازم بذکر است جهت رشد و فعال سازی باکتری و ترسیب کربنات کلسیم در بتن از

محلول فعال کننده مشکل از محلول nutrient broth به‌مراه ۲ درصد اوره و ۸ درصد لاکتات کلسیم بعنوان بنیان کلسیم استفاده می‌شود [7]. این محلول با درصد وزنی ۵ درصد در آب اختلاط بتن بکار برده می‌شود [8].

۲-۳ طرح اختلاط

طرح اختلاط بتن باید تا حد ممکن بر اساس تجربه یا آزمایش روی مصالح مورد استفاده باشد. زمانی که چنین اطلاعاتی در دسترس نباشد از روش پیشنهادی ACI211/1-91 استفاده می‌شود [9]. در این روش، محاسبات انجام شده توام با آزمایش بوده و مقادیر آب، سیمان، شن و ماسه جهت ساخت یک مترمکعب بتن تخمین زده می‌شود و پس از سعی و خطا و تغییر در اوزان مصالح، نمونه ساخته شده تا به مقاومت فشاری هدف که ۳۰ مگاپاسکال تعیین گردیده را کسب نماید. لازم بذکر است نمونه سیلندری با ابعاد ۲۰۰mm×۱۰۰mm جهت آزمایش مقاومت فشاری ساخته می‌شود. طرح اختلاط نمونه‌ها شامل نمونه شاهد C و نمونه حاوی باطله زغال‌سنگ درشت‌دانه GCW و نمونه حاوی باطله زغال‌سنگ ریزدانه SCW که بدون اعمال باکتری در هنگام ساخت می‌باشند و نمونه‌های باکتریایی حاوی باطله زغال‌سنگ درشت‌دانه BGCW و نمونه حاوی باطله زغال‌سنگ ریزدانه BSCW مطابق جدول ذیل ساخته می‌شود.

جدول ۴- طرح اختلاط بتن

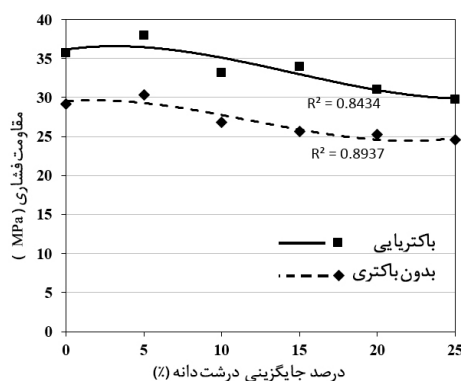
طرح اختلاط	ریزدانه باطله زغال‌سنگ	درشت‌دانه باطله زغال‌سنگ	ریزدانه طبیعی	درشت‌دانه طبیعی	سیمان (C)	W/C	آب (w)	غلظت باکتری
	kg	kg	kg	kg	kg	-	kg	c/ml
C	۰	۰	۸۰۶/۱	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
GCW-5	۰	۴۲/۸۷	۸۰۶/۱	۸۱۴/۵	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
GCW-10	۰	۸۵/۷۴	۸۰۶/۱	۷۷۱/۷	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
GCW-15	۰	۱۲۸/۶	۸۰۶/۱	۷۲۸/۸	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
GCW-20	۰	۱۷۱/۵	۸۰۶/۱	۶۸۵/۹	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
GCW-25	۰	۲۱۴/۳	۸۰۶/۱	۶۴۳	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
SCW-5	۴۰/۳۱	۰	۷۶۵/۸	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
SCW-10	۸۰/۶۱	۰	۷۲۵/۵	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
SCW-15	۱۲۰/۹	۰	۶۸۵/۲	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
SCW-20	۱۶۱/۲	۰	۶۴۴/۹	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
SCW-25	۲۰۱/۵	۰	۶۰۴/۶	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰
BC	۰	۰	۸۰۶/۱	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BGCW-5	۰	۴۲/۸۷	۸۰۶/۱	۸۱۴/۵	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BGCW-10	۰	۸۵/۷۴	۸۰۶/۱	۷۷۱/۷	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BGCW-15	۰	۱۲۸/۶	۸۰۶/۱	۷۲۸/۸	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BGCW-20	۰	۱۷۱/۵	۸۰۶/۱	۶۸۵/۹	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BGCW-25	۰	۲۱۴/۳	۸۰۶/۱	۶۴۳	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BSCW-5	۴۰/۳۱	۰	۷۶۵/۸	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BSCW-10	۸۰/۶۱	۰	۷۲۵/۵	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BSCW-15	۱۲۰/۹	۰	۶۸۵/۲	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BSCW-20	۱۶۱/۲	۰	۶۴۴/۹	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵
BSCW-25	۲۰۱/۵	۰	۶۰۴/۶	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۱۰ ^۵

۳-۲ آزمایش مقاومت فشاری

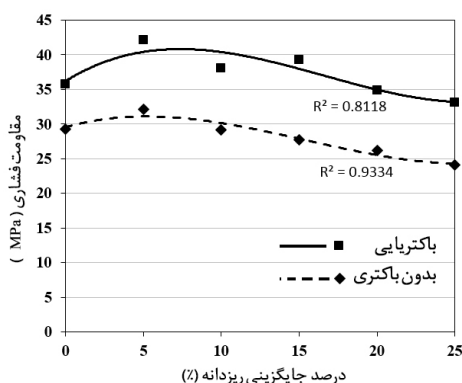
نحوه انجام این آزمایش مطابق استاندارد ASTM C39 بوده و برای نمونه ۲۸ روزه انجام می‌شود. برای انجام این آزمایش، ابتدا محل تماس نمونه‌های سیلندری با جک بتن شکن را با ملات گوگرد به اصطلاح کپینگ نموده، این امر جهت یکنواختی سطح نمونه و جلوگیری از تمرکز تنش در هنگام اعمال نیرو می‌باشد. نمونه‌ها پس از کپینگ در زیر جک بتن شکن ELE قرار گرفته و با نرخ ۱/۵ میلی‌متر بر دقیقه بر آن نیرو وارد می‌گردد تا پس از شکست مقاومت نهایی آن ثبت گردد [10].

3. یافته‌ها

مقادیر به دست آمده برای مقاومت فشاری نمونه‌های بدون باکتری و باکتریایی به صورت میانگین سه نمونه آزمایشگاهی برای هر طرح اختلاط محاسبه شده است. بر اساس طرح‌های اختلاط انتخاب شده، امکان بررسی اثر درصد‌های مختلف جایگزینی بر مقاومت فشاری فراهم خواهد بود. نتایج به دست آمده از جایگزینی درشت دانه طبیعی با باطله زغال سنگ در شکل (۵) نشان داده شده است. در این شکل نتایج حاصل از نمونه بدون باکتری با خط چین و برای نمونه حاوی باکتری با خط ممتد نشان داده شده است. مطابق این شکل، با جایگزین کردن ۵٪ از درشت دانه طبیعی با باطله زغال سنگ مقاومت فشاری نمونه افزایش می‌یابد. اما با افزایش درصد جایگزینی، روند تغییر مقاومت کاهشی بوده و مقاومت فشاری نمونه کاهش می‌یابد.



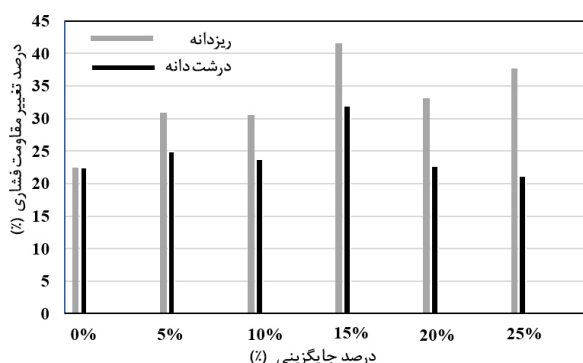
شکل ۵ - مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی باطله درشت دانه برای بتن فاقد و حاوی باکتری



شکل ۶ - مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی باطله ریز دانه برای بتن فاقد و حاوی باکتری

مقایسه نمودارهای حاصل از بتن بدون باکتری و بتن حاوی باکتری نشان می‌دهد که روند تغییرات مقاومت فشاری به ازای درصد‌های مختلف جایگزینی در بتن حاوی باکتری و بدون باکتری تقریباً مشابه است. اگرچه همواره باکتری باعث افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها می‌شود. میزان تغییرات مقاومت

فشاری به صورت مقایسه ای در شکل (۷) نشان داده شده است. مطابق این شکل، مقاومت فشاری در نمونه‌هایی که درشت دانه طبیعی با باطله زغال سنگ جایگزین شده حداقل ۲۱٪ و حداکثر ۳۲٪ بر اثر فعالیت باکتری رشد کرده است. نتایج حاصل از جایگزینی ریزدانه طبیعی با باطله زغال سنگ در شکل (۶) نشان داده شده است. در این شکل نیز نتایج حاصل از نمونه بدون باکتری با خط چین و برای نمونه حاوی باکتری با خط ممتد نشان داده شده است. مطابق این شکل، نتایج به دست آمده در حالت کلی مشابه با درشت دانه جایگزین شده است. به این صورت که با جایگزین کردن ۵٪ از ریزدانه طبیعی با باطله زغال سنگ مقاومت فشاری نمونه افزایش می‌یابد و برای درصدهای جایگزینی بیشتر مقاومت فشاری همواره کاهش می‌یابد. روندی مشابه برای نمونه‌های حاوی باکتری نیز مشاهده می‌شود؛ با این تفاوت که همواره باکتری باعث افزایش مقاومت فشاری شده که میزان تغییرات آن در شکل (۷) نشان داده شده است. مطابق این شکل، استفاده از باکتری حداقل ۲۳٪ و حداکثر ۴۲٪ مقاومت فشاری نمونه‌هایی که ریزدانه طبیعی آن با باطله زغال سنگ جایگزین شده را افزایش می‌دهد.



شکل ۷ - مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی باطله ریز دانه برای بتن فاقد و حاوی باکتری

۴. نتیجه‌گیری

مقدار مقاومت بدست آمده در نتایج آزمایش فشاری بر روی نمونه‌های بدون باکتری حاوی زغال سنگ حاکی از افزایش آن در مقدار جایگزینی ۵ درصدی با سنگدانه طبیعی بوده اما با افزایش میزان باطله زغال سنگ این روند کاهشی گردید، لذا با توجه به اینکه با درصد جایگزینی ۱۰٪ تقریباً مقاومت فشاری با نمونه شاهد برابر است، برای مقاومت طرح ثابت می‌توان از ۱۰٪ باطله زغال سنگ جایگزین استفاده کرد. بنابراین درصد بهینه جایگزینی ریزدانه ۱۰٪ خواهد بود. اما مقادیر بدست آمده از بتن باکتریایی نشان دهنده افزایش حداقل ۲۰ درصدی مقاومت فشاری نسبت به حالت بدون باکتری بوده که تاثیر بهبودی مقاومت توسط باکتری با افزایش باطله زغال سنگ در ریزدانه افزایشی بوده اما در درشت دانه بجز در نمونه‌های ۱۵ درصدی باطله زغال سنگ روند بهبود تقریباً ثابت بوده است. نکته قابل توجه در نتایج بتن باکتریایی حاوی ۲۵ درصد باطله زغال سنگ، کسب مقاومت فشاری بیش از نمونه طرح شاهد بوده که نشان دهنده این است که اعمال باکتری به بتن نه تنها سبب رفع نقصان استفاده از این ضایعات صنعتی در بتن می‌گردد، بلکه سبب بهبود مقاومت آن گردیده و استفاده از این مواد را می‌توان به عنوان جایگزین مناسب در تولید بتن به صورت انبوه منطقی و به صرفه نشان می‌دهد.

مراجع

1. Siddique, R., Karambir, S., Kunal, Malkit, S., Corinaldesi, V., & Rajor, A., "Properties of bacterial rice husk ash concrete", Construction and Building Materials, 121, 112-119, 2016.
2. Karimaei, M., Dabbaghi, F., Sadeghi-Nik, A., & Dehestani, M., "Mechanical performance of green concrete produced with untreated coal waste aggregates", Construction and Building Materials, 233, 117264, 2020.
3. ASTM C33 Standard specification for concrete aggregates. Book of ASTM standards. Annual Book of ASTM Standards, 2004.
4. ASTM C642 Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete, Book of ASTM standards. Annual Book of ASTM Standards, 2006.

5. ASTM C127 Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate, Book of ASTM standards. Annual Book of ASTM Standards, 2007.
6. ASTM C128 Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate, Book of ASTM standards. Annual Book of ASTM Standards, 2007.
7. Andalib, Ramin, et al. "Optimum concentration of Bacillus megaterium for strengthening structural concrete." Construction and Building Materials 118, 180-193, 2016.
8. T.C.S. Andrew, I.I. Syahrizal, M.Y. Jamaluddin, "Effective microorganisms for concrete (EMC) admixture-its Effects on the mechanical properties of concrete", International Conference on Civil Engineering (AICCE'12) Geohazard Information Zonation (GIZ'12) Park Royal Penang Resort, 2012.
9. ACI Committee 211, ACI 211. 1-91, Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete, Farmington Hills, MI, USA, 2002.
10. ASTM C39 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Annual Book of ASTM Standards, 2004.

تحلیل دینامیکی سد خاکی تازه کند اردبیل با نرم افزار پلکسیس

فاضل کریمی^۱، هادی ابی اوغلی^۲، یعقوب کریمی^۳

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی غیرانتفاعی غیردولتی مقدس اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی غیرانتفاعی غیردولتی مقدس اردبیلی، اردبیل، ایران

۳- کارشناسی ارشد مهندسی نرم افزار، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

fazel_ki@yahoo.com

خلاصه

در میان سازه‌هایی که به دست بشر ساخته شده است، سدها به دلایل مختلف، از جمله، شدت حساسیت خطرات و صدمات ناشی از خرابی احتمالی آن‌ها و همچنین اهمیت اهداف ساخت، از موقعیت و اهمیت خاصی برخوردار می‌باشند. پیچیدگی و تنوع عوامل مؤثر در طرح و بررسی سدها، هزینه‌های نسبتاً بالا و همچنین نیاز مبرم به افزایش ارتفاع سد، باعث شده است علاوه بر در نظر گرفتن ضریب اطمینان کافی، توسعه فزاینده‌ای در روش‌های طرح و اجرای سدها انجام پذیرد. در این پژوهش مطالعات لرزه‌خیزی برای سد تازه کند اردبیل با توجه به زمین‌شناسی محل سد، مشخصات ژئوتکنیکی و شرایط احتمالی ایجاد زلزله و مدل رفتاری ساده الاستوپلاستیک مبتنی بر معیار موهر-کلمب، انتخاب شده و در برنامه plaxis مدل شده و در پایان به تحلیل دینامیکی سد پرداخته شده است.

کلمات کلیدی: سد خاکی، تحلیل دینامیکی، گسیختگی، تازه کند

۱. مقدمه

در میان سازه‌هایی که به دست بشر ساخته شده است، سدها به دلایل مختلف، از جمله، شدت حساسیت خطرات و صدمات ناشی از خرابی احتمالی آن‌ها و همچنین اهمیت اهداف ساخت، از موقعیت و اهمیت خاصی برخوردار می‌باشند. پیچیدگی و تنوع عوامل مؤثر در طرح و بررسی سدها، هزینه‌های نسبتاً بالا و همچنین نیاز مبرم به افزایش ارتفاع سد، باعث شده است علاوه بر در نظر گرفتن ضریب اطمینان کافی، توسعه فزاینده‌ای در روش‌های طرح و اجرای سدها انجام پذیرد. یکی از پیچیده‌ترین مسائل در حیطه سازه‌های خاکی، بررسی دقیق پایداری سدهای خاکی در برابر زلزله است. از دلایل اصلی این پیچیدگی و همچنین عدم قطعیت در پاسخ و نتیجه‌گیری می‌توان به متفاوت و متنوع بودن معلومات و روابط بین آن‌ها در تحلیل سدهای خاکی اشاره کرد. با توجه به اینکه در مناطق زلزله‌خیز، سدهای زیادی احداث شده است و یا در دست‌ساخت قرار دارند، طراحی و کنترل ایمنی و پایداری آن‌ها در برابر زلزله از اهمیت و جایگاه مهمی برخوردار است. از عواملی که در واکنش دینامیکی سدهای خاکی نقش مهمی را دارند می‌توان به گوناگونی جنس و ضخامت و شرایط دیگر شالوده‌ی آن‌ها، متنوع بودن خواص بدنه سدهای خاکی به خصوص رفتار دینامیکی آن‌ها، شدت و طول امواج و میزان استهلاک و همچنین تفاوت‌های بنیادی و اصولی ویژگی‌های مؤثر زلزله‌ها مانند فاصله مرکز زلزله تا سد را نام برد. معمولاً از دو روش شبه استاتیکی و دینامیکی برای تحلیل و طراحی سدهای خاکی و سنگریزه‌ای در مقابل زلزله استفاده می‌شود. روش شبه استاتیکی با اینکه کاربرد آسان دارد و با فرضیات ساده، ایمنی سد را ارائه می‌دهد، اما در اکثر مواقع نتایج غیر ایمن و غیراقتصادی را ارائه می‌دهد. عمدتاً روش تحلیل دینامیکی بر پایه و اساس تحلیل تنش و تغییر مکان استوار است در سال‌های اخیر پیشرفت‌های خوبی در هر دو زمینه سخت‌افزاری و

نرم‌افزاری کامپیوتر در خصوص مدل و تحلیل بدنه سدها و رفتارهای غیر ارتجاعی و خطی خاک‌ها حاصل شده است که این امر باعث برطرف نمودن بسیاری از مشکلات در این خصوص شده است.

۲. مروری بر ادبیات تحقیق و مطالعات پیشین

تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی به عواملی از قبیل ارزیابی رخدادهای لرزه‌ای، تجزیه و تحلیل رخدادهای لرزه‌ای، شرایط و پتانسیل اقتصادی و صدمات جانی بستگی دارد. برای تحلیل رخدادهای در نظر گرفته شده با مطالعه داده‌های لرزه‌زمین‌ساخت مربوط به محل سدهای موجود یا سدهای پیشنهاد شده انجام می‌پذیرد. طبق تجربیات اداره بازسازی ایالات متحده و مطالعات انجام یافته از بررسی آثار زلزله‌ها بر سدهای خاکی و پاره‌سنگی می‌توان نتایج کلی زیر را به دست آورد:

۱- سدهای ساخته شده به روش هیدرولیکی، در تکانه‌ای بسیار شدید مستعد شکست هستند ولی چنانچه با شیب کم و با دقت و تراکم کافی روی زمین محکم بنا می‌شوند ممکن است با شتاب $0.2g$ را از زلزله‌های با بزرگی $6/5$ تا 7 ریشتر، بدون تخریب و حتی بدون آسیب‌های جزئی تحمل کنند.

۲- سدی که با تراکم خوب و محکم ساخته شده باشد تا شتاب $0.2g$ از زلزله‌های متوسط (تا بزرگی حدود 7) را تحمل می‌کند.

۳- سدهای ساخته شده از خاک‌های رسی روی شالوده سنگی بسیار مقاوم هستند و از شتاب $0.35g$ و $0.8g$ مربوط به زلزله‌های با بزرگی $8/25$ ریشتر را بدون هیچ‌گونه خسارتی تحمل می‌کنند.

۴- سدها پاره‌سنگی، اگر با پوشش بتنی عایق‌بندی شوند در برابر زلزله‌های قوی نیز پایدارند.
۵- در مورد سدهای ساخته شده از خاک‌های بدون چسبندگی، تحت تأثیر زلزله‌های قوی، عامل اولیه تخریب یا گسیختگی، به وجود آمدن فشار آب منفذی در خاک‌ریز است که موجب از بین رفتن مقاومت می‌گردد. پیش‌بینی تخریب در این سدها را نمی‌توان بر اساس روش‌های تحلیلی استاتیکی انجام داد و باید مبتنی بر تحلیل‌های دینامیکی خاص خاک، رفتار آن‌ها بررسی گردد. در تعیین پارامترها برای به دست آوردن پاسخ دینامیکی لازم است شرایط اولیه تنش (استاتیکی) در بدنه سد مشخص باشد. لذا ضروری است ابتدا با تحلیل استاتیکی، سطح تنش‌ها در المان‌های مختلف به دست آید.

هدف از طرح احداث سد مخزنی تازه کند، تأمین آب شرب و صنعت شهر تازه کند و روستاهای مجاور آن به میزان ۳ میلیون مترمکعب در سال با بهره‌برداری بهینه از پتانسیل منابع آبی منطقه، استفاده از آب‌های ناهنگام فصلی و سیلابی رودخانه سمبورچای و سرشاخه‌های آن و همچنین بهبود زراعت موجود در اراضی تراس رودخانه‌ای واقع در حاشیه رودخانه سمبورچای به میزان $3/6$ میلیون مترمکعب و حفظ شرایط زیست‌محیطی رودخانه با تأمین نیاز $1/96$ میلیون مترمکعب در سال است. مشخصات فنی سد تازه کند در جدول ۱ و مشخصات پارامترهای مکانیکی مصالح در جدول ۲ قابل مشاهده است.

جدول ۱- مشخصات فنی سد تازه کند

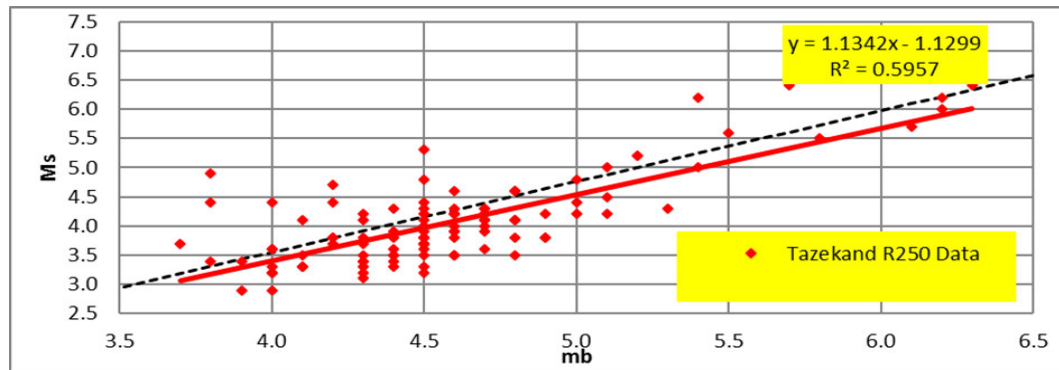
حجم کل مخزن	حجم تنظیمی	طول تاج	عرض تاج	ارتفاع از پی	ارتفاع از بستر رودخانه
۷/۴ میلیون مترمکعب	۸/۵ میلیون مترمکعب	۳۱۴ متر	۸ متر	۴۸ متر	۴۳.۵ متر
حجم بدنه سد (عملیات خاکی)	نوع سد	تراز تاج سد	تراز نرمال	شیب بالادست	شیب پایین دست
۰/۵۵ میلیون مترمکعب	سنگریزه‌ای با هسته رسی	۸۶۰ متر	۸۵۴ متر	۱/۷ افقی به ۱ قائم	۱/۵ افقی به ۱ قائم

جدول ۲- پارامترهای مکانیکی مصالح

مصالح	γD (Kg/m ³)	K_v (cm/s)	K_h (cm/s)	C' (KPa)	f^* (o)	E (MPa)	ν	Ψ (o)	e
هسته رسی (CU)	۱۷۰۰	4×10^{-7}	4×10^{-6}	۱۴	۲۷	۱۲	۰/۳۵	—	۰/۳
پوسته	۲۰۰۰	10^{-1}	10^{-1}	۰	۴۵	۸۰	۰/۲۵	۱۰	۰/۲۵
فیلتر و زهکش	۱۸۰۰	10^{-3}	10^{-2}	۰	۳۶	۴۰	۰/۳۰	۵	۰/۴
پی سنگی	۲۴۰۰	10^{-5}	10^{-5}	۵۵۰۰	۳۷	۶۸۰۰	۰/۲	۸	۰/۲

۳. مواد و روش‌ها

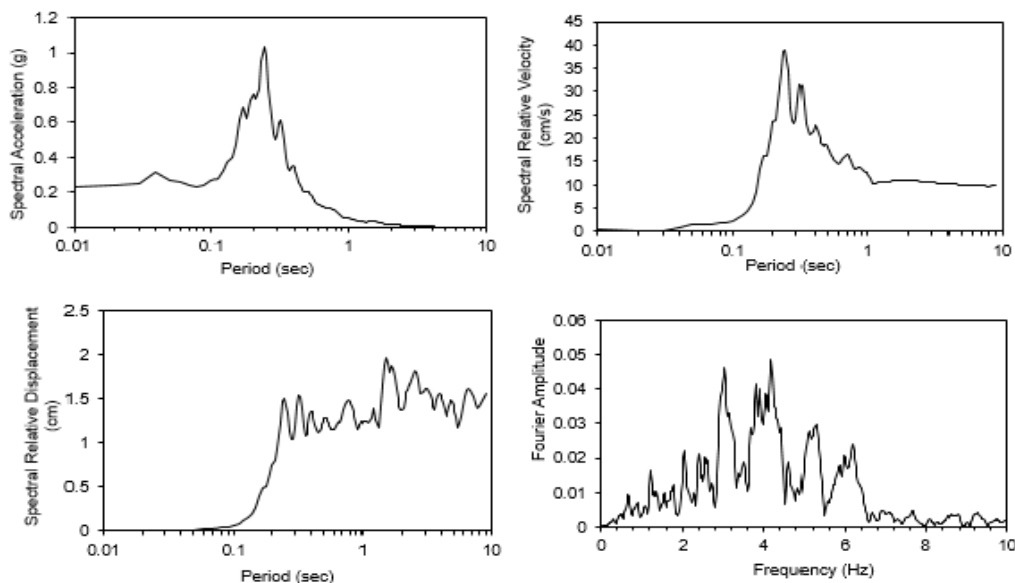
در این مطالعه آمار زمین‌لرزه از سده‌های پیش از سده بیستم تا سال ۲۰۱۰ میلادی در گستره شعاعی ۲۵۰ کیلومتری پیرامون ساخت گاه سد از منابع گوناگون اخذ شده و مورد بررسی قرار گرفته است. از مجموع داده‌های موجود و گزارش شده، معتبرترین و مناسب‌ترین داده‌ها استخراج شده است. در این بررسی که در شکل ۱ آمده است با استفاده از زمین‌لرزه‌های گستره ۲۵۰ کیلومتری ساخت گاه، برازش خطی بین M_s و m_b در این گستره حاصل شده است.



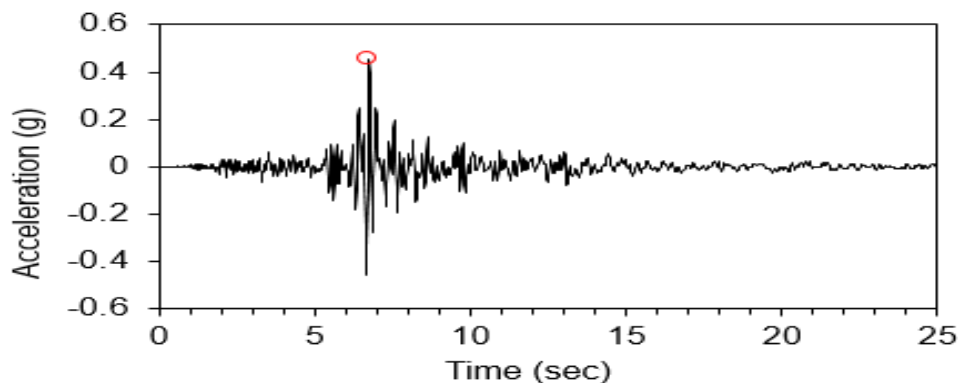
شکل ۱- رابطه همبستگی M_s و m_b زمین‌لرزه‌های گستره ۲۵۰ کیلومتری ساخت گاه سد تازه کند

جدول ۳- پارامترهای شتاب افقی و قائم پیشنهادی در طراحی سد تازه کند و سازه‌های وابسته

Seismic Design Earthquake	Abbreviation	Return Period (yrs)	PGA (g)	
			Horizontal	Vertical
Design Basis Earthquake	DBE	500	0.25	0.16
Maximum Design Earthquake	MDE	1000	0.34	0.22
Maximum Credible Earthquake	MCE	-	0.55	0.44



شکل ۲- طیف پاسخ شتاب، سرعت، تغییر مکان و طیف فوریه مؤلفه افقی زلزله ورودی برای سطح زلزله DBE (زلزله سرعتین)

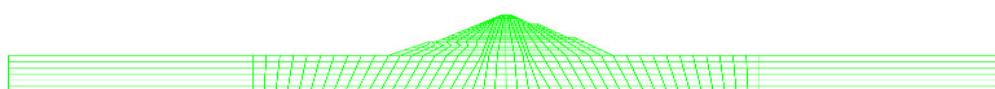


شکل ۳- تاریخچه زمانی شتاب زلزله ورودی برای سطح زلزله MCE (زلزله Northridge)

در این پژوهش، آنالیز دینامیکی سد تازه کند بر روی مقطع بحرانی انتخاب شده (مقطع با حداکثر ارتفاع) مورد بررسی قرار می‌گیرد که در ابتدا معادله تعادل دینامیکی بررسی می‌شود، سپس روش حل بر اساس روش غیرخطی توضیح داده می‌شود. تاریخچه شتاب ورودی، هندسه مدل، خواص مصالح و در نهایت تغییر مکان‌های پسماند حاصل از زلزله در سطوح خطر مبنای طراحی، حداکثر طراحی و حداکثر قابل تصور (MDL, DBL و MCE) محاسبه می‌شوند.

۴. تحلیل نتایج و انجام مدل‌سازی

با توجه به شرایط توپوگرافی و بافت لایه‌بندی مصالح پی در طول محور سد، یک مقطع به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی انتخاب می‌شود. این مقطع همان مقطعی است که ارزیابی پایداری و تحلیل تنش- کرنش استاتیکی بر روی آن صورت گرفته است. در زمان رخداد زلزله، امواج حاصل از آن به سازه برخورد کرده و پس از انعکاس از سازه به زمین برگشته و به تدریج با دور شدن از سازه دامنه و انرژی آن‌ها کاهش می‌یابد. در تحلیل‌های عددی با توجه به محدودیت‌های ابعاد هندسی مدل، تنها قسمتی از پی در محدوده بین مرزهای قائم و افقی مدل‌سازی می‌گردد. جهت جلوگیری از انعکاس ترکیب حاصل از امواج زلزله ورودی و امواج برگشتی از سطح به داخل پی مرزها در فاصله نسبتاً دورتری نسبت به سازه قرار گرفته است. المان‌های مستطیلی و بعضاً مثلثی برای مدل‌سازی سد تازه کند و اندرکنش آن با پی سنگی مورد استفاده قرار گرفته است. نیروی زلزله به صورت تاریخچه شتاب در پایین‌ترین تراز مدل (مرز سنگ‌بستر) ارائه می‌شود. آنالیز دینامیکی در شرایط سد با مخزن پر و تراوش پایدار صورت گرفته است.

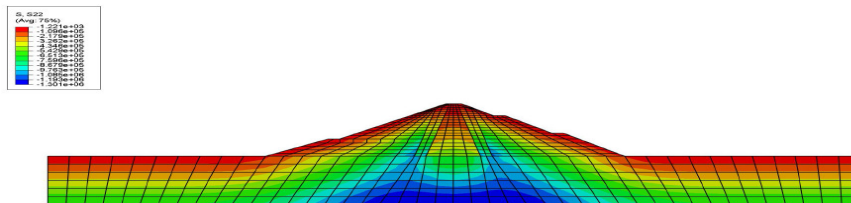


ODB: Tazkand-DBE-H1-NP.odb Abaqus/Standard 6.12-1 Sat Mar 08 11:48:34 Iran Standard Time 2014
 Step: dynamic implicit
 Increment: 9160; Step Time = 20.02

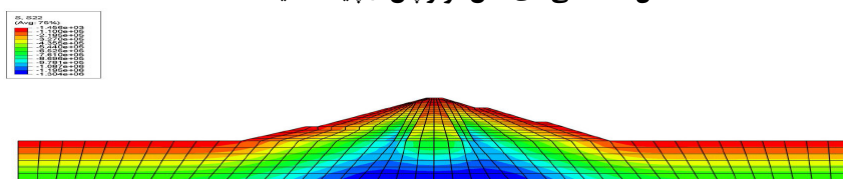
شکل ۴- المان بندی هندسه مقطع سد تازه کند

در تحلیل دینامیکی انجام شده منحنی‌های هم تنش برای تنش‌های مؤثر و کل در بدنه سد، در وضعیت پایان ساخت در شکل‌های ۱۰ تا ۱۵ آمده است. منحنی‌های هم تنش برای تنش‌های مذکور نسبت به محور مرکزی سد تقریباً متقارن است، به طوری که در هر تراز، بیشینه تنش در محدوده مرکزی سد بوده و به سمت شیب‌های بالادست و پایین دست به دلیل کاهش سربار قائم از میزان آن کاسته می‌شود. همچنین در هسته رسی، کاهش عمده‌ای در تنش‌ها مشاهده می‌گردد که ناشی از ویژگی‌های نشست پذیری متفاوت هسته رسی و پوسته و آویزان شدن هسته به مصالح سخت‌تر نواحی انتقالی و پوسته است. به عبارت دیگر به دلیل نرم تر بودن هسته رسی نسبت به مصالح اطراف، پدیده قوس زدگی (Arching) به وقوع پیوسته و در واقع بخشی از وزن هسته به پوسته مجاور آن منتقل می‌گردد، که نتیجه آن کاهش تنش قائم در مرزهای هسته رسی (فصل مشترک هسته رسی و فیلتر) و افزایش آن

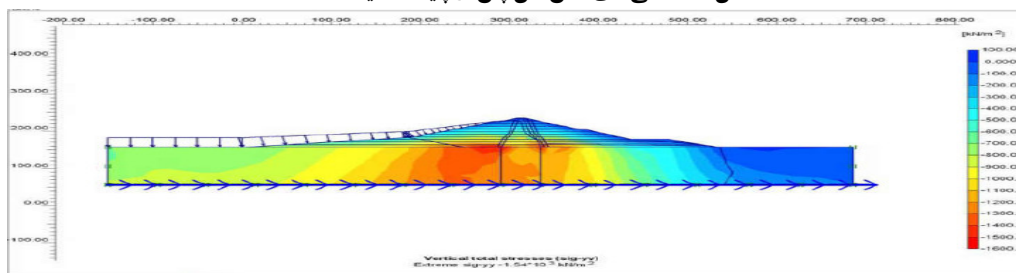
در فیلتر است. بررسی این پدیده به‌ویژه از آن جهت که موجب تشدید وقوع پدیده شکست هیدرولیکی در مرحله آبگیری اولیه است، اهمیت دارد و در بخش‌های بعدی به آن پرداخته خواهد شد.



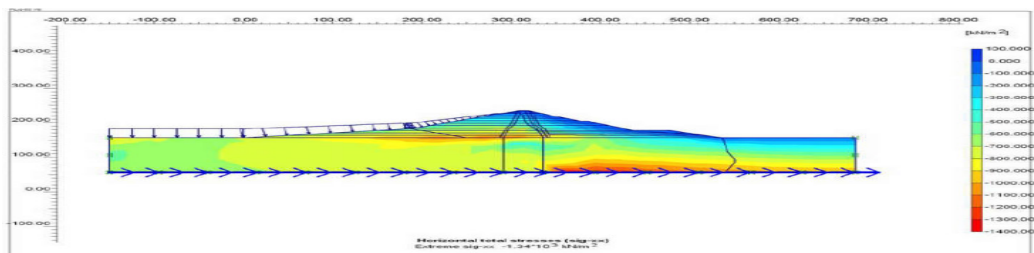
شکل ۵- منحنی‌های تنش مؤثر پس از پایان عملیات ساخت



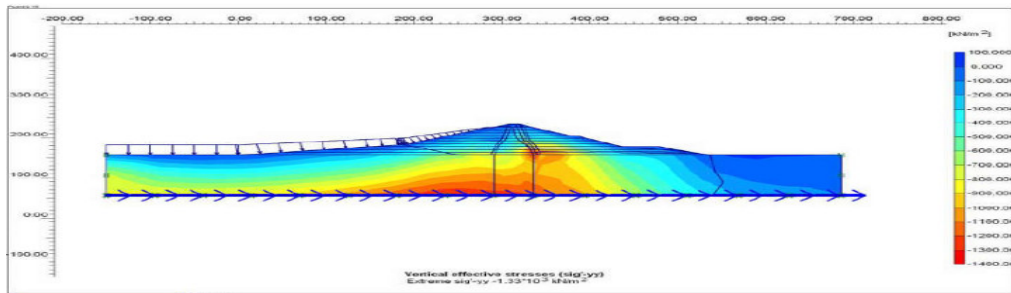
شکل ۶- منحنی‌های تنش کل پس از پایان عملیات ساخت



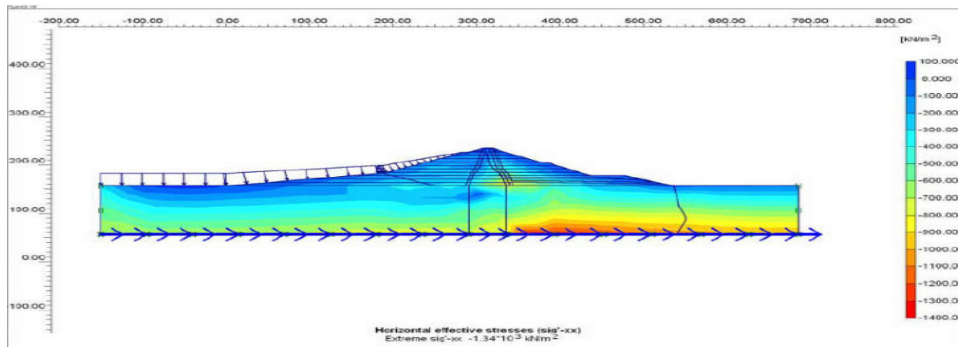
شکل ۷- توزیع تنش‌های قائم در تحلیل دینامیکی



شکل ۸- توزیع تنش‌های افقی در تحلیل دینامیکی

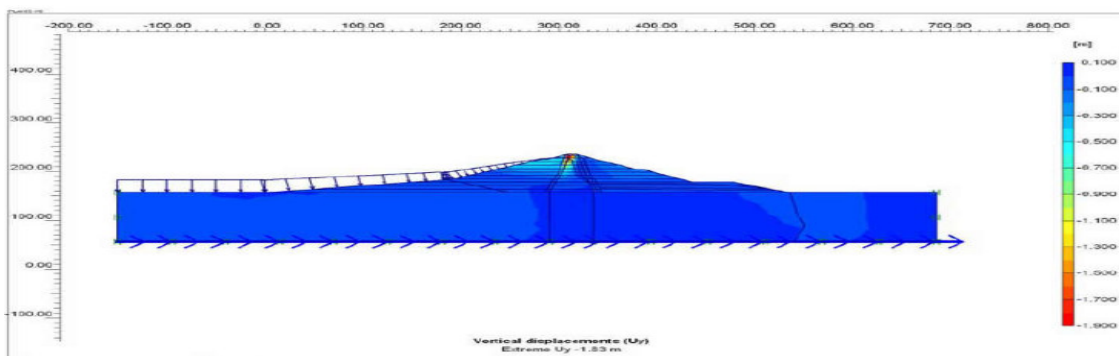


شکل ۹- توزیع تنش‌های مؤثر قائم در تحلیل‌های دینامیکی

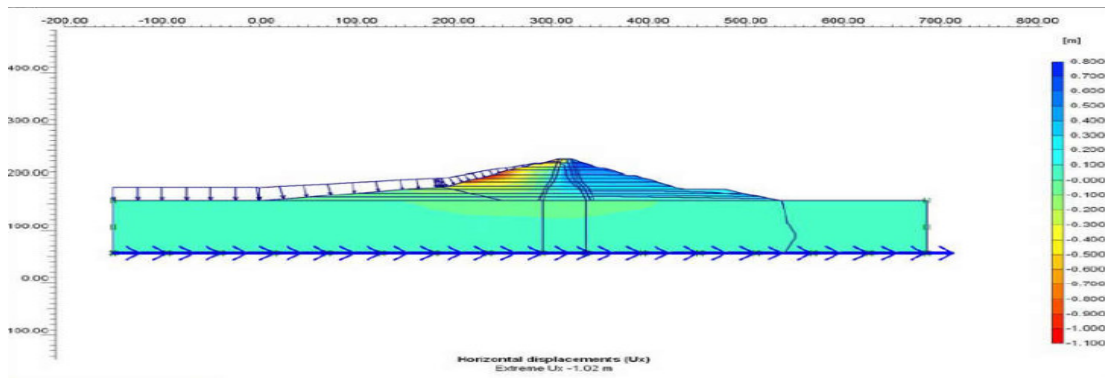


شکل ۱۰- توزیع تنش‌های مؤثر افقی در تحلیل دینامیکی

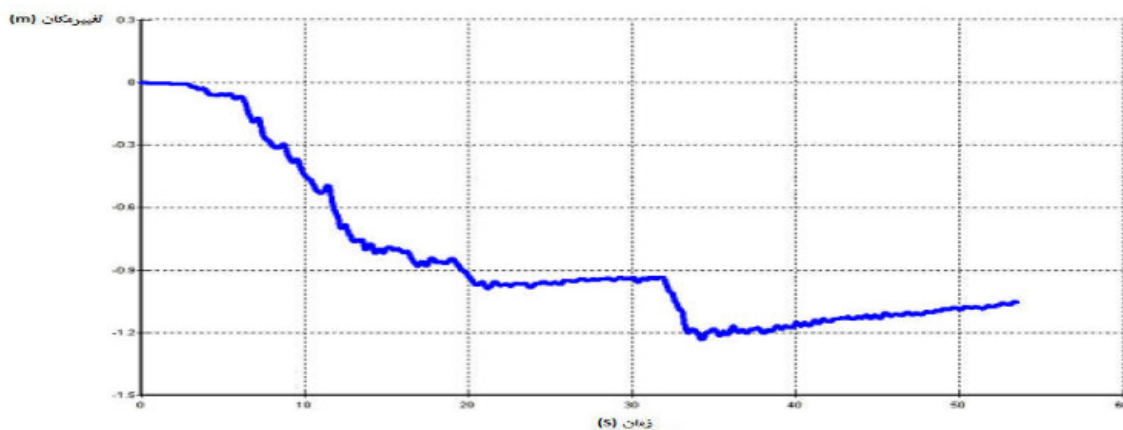
در مرحله تحلیل دینامیکی در ابتدا تغییر مکان در تمامی نقاط سد و در دو جهت X و Y ، صفر در نظر گرفته شده و برنامه اجرا می‌شود. لذا تغییر مکان‌های مشخص شده، فقط ناشی از تحلیل دینامیکی و اثر زلزله است. با توجه به شکل ۱۱ و شکل ۱۲ حداکثر تغییر مکان قائم در تاج سد ۱/۲ متر پیش‌بینی می‌شود که تاریخچه زمانی این تغییر مکان در شکل ۱۳ مشخص است. حداکثر تغییر مکان افقی در سد برابر ۱/۰۲ متر پیش‌بینی می‌شود باشد و همچنین تغییر مکان‌های افقی سد به سمت دریاچه است.



شکل ۱۱- توزیع تغییر مکان عمودی در تحلیل دینامیکی



شکل ۱۲- توزیع تغییر مکان افقی در تحلیل دینامیکی



شکل ۱۳- تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم تاج سد

۵. نتیجه‌گیری

رفتار سد تازه کند تحت زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی به روش غیرخطی بررسی شد. تغییر مکان حداکثر قائم در تاج سد و افقی به ترتیب ۱۴ و ۱۰ سانتی‌متر است. همچنین تغییر مکان‌های افقی سد به سمت دریاچه است. فیلترها و زهکش‌ها دارای تغییر مکان‌های پسماند بیشتری هستند. سازه سد در مقابل زلزله MCI رفتار مناسبی نشان می‌دهد.

۱- با مقایسه تغییرات تنش‌های قائم و افقی در تحلیل انجام شده، مشاهده شده که مقدار بیشینه تنش در پی و همچنین در قسمت‌های پایین هسته است و کمترین مقدار آن در ارتفاع سد تغییر می‌کند و همچنین به علت تفاوت محسوس بین سختی‌های تغییر شکل مصالح (جدول تغییر شکل)، با حرکت به سمت خاکریز از مقدار این تنش‌ها کاسته می‌شود. این نتایج گویای این مهم است که سازه سد کارایی لازم را دارد و رفتار آن تا حدود بسیار زیادی، طبیعی، قابل پیش‌بینی و مقبول است.

۲- تغییر شکل‌های قائم و افقی تقریباً سهمی شکل بوده و تغییر شکل‌های حداکثر تقریباً در میانه ارتفاع سد رخ می‌دهد.

۳- با بررسی نمودارهای نسبت فشار منفذی و تغییرات کرنش برشی در ارتفاع هسته می‌توان وقوع یا عدم وقوع ترک را در این ناحیه بررسی کرد.

۴- در صورتی که پارامترهای انتخاب شده برای اجزای مختلف بدنه سد و مدل رفتاری آن صحیح و مناسب در نظر گرفته شوند. با کاربرد این نرم‌افزار می‌توان وضعیت گسیختگی احتمالی بدنه سد در برابر زلزله و نیز ضریب اطمینان پایداری آن را در شرایط تحلیل دینامیکی و با دقت مورد بررسی قرار داد.

مراجع

- [1]Ishihara, K., 1996. " Soil Behavior in Earthquake Geotechnics" Clarendon Press.
- [2]Youd, T. L., Idriss, (2001) "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report From The 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, No.127.4: 297-313.
- [3]Andrews, D. C. A. and Martin, G. R. (2000). "Criteria for Liquefaction of Silty Soils." In Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering. Upper Hutt, New Zealand: NZ Soc. for EQ Engrg
- [4]Ishihara, K.,(1993) , " Liquefaction and Flow Failure During Earthquake" . Geotechnique 43, No. 3 pp 351-415
- [5]Srbulov, Milutin. "Geo-properties." In Practical Guide to Geo-Engineering, pp. 57-92. Springer, Dordrecht, (2014).
- [6]Minnesota Department of Transportation, Pavement Design, 2007
- [7]USBR, (2015), "Dam Safety Risk Analysis Best Practices Training Manual", Denver, Colorado.

کنترل پایداری سدهای خاکی در دوره بهره برداری بر مبنای داده های ابزار دقیق – مطالعه موردی استان اردبیل سدهای سبلان و اردبیل در

ابوذر آقایی زاده^۱، دکتر هادی ابی اوغلی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران - ژئوتکنیک، موسسه آموزش عالی غیر انتفاعی - غیر دولتی مقدس اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی غیر انتفاعی - غیر دولتی مقدس اردبیلی، اردبیل،

ایران

:

Abozar219@gmail.com

خلاصه

در این تحقیق با توجه به طراحی و نصب نسبتا مناسب ابزار در سدهای اردبیل و سبلان در استان اردبیل، تلاش می شود تا با پردازش مناسب داده ها، ترسیم و ارائه نمودارهای مناسب و در نهایت تجزیه و تحلیل مهندسی و کارشناسانه داده ها، وضعیت ایمنی و پایداری دو سد مذکور بررسی شود و کمبودها و مشکلات موجود ارائه شوند. این امر می تواند منجر به مشخص نمودن مشکلات و نواقص طراحی ابزار در دو سد مذکور نیز شود.

کلمات کلیدی: تحلیل نتایج، رفتارنگاری، کنترل پایداری، ابزار بندی.

۱. مقدمه

از وظایف عمده مسئولین سدها بهره برداری صحیح به همراه کنترل ایمنی مستمر می باشد، با ساخت و شروع بهره برداری از ابر سازه ای چون سد برای جامعه پائین دست شرایط مخاطره آمیزی ایجاد می شود که برای اطمینان خاطر و ایجاد امنیت از عملکرد مطلوب سدها پیش و رفتار نگاری سدها ضروری می باشد. بهره برداری بهینه از سدها منوط به رعایت ضوابطی است که در صورت اعمال آنها بازده سرمایه گذاری انجام شده در اجرای سدهای مخزنی و انحرافی به آسانی مقدور می گردد این ضوابط شامل رعایت دقیق اصول کنترل ایمنی و پایداری سدها و نیز عملیات مربوط به بهره برداری و نگهداری از تجهیزات هیدرومکانیکال و تأسیساتی است که به تبع احداث سد بوجود آمده است.

جهت پیشگیری از گسیختگی سد در اثر عوامل مختلف رفتارسنجی مستمر سد ضروری می باشد رفتارسنجی و رفتارنگاری ابزار قدرتمندی برای فهم رفتار سدها بوده و روشی برای اطمینان از رفتار مناسب سدهای بتنی و خاکی در شرایط مختلف دوران ساخت، آنگیری و بهره برداری می باشد. به این منظور با استفاده از ابزار دقیق در محل های مناسب، قرائت های دوره ای، پردازش داده ها و تفسیرهای رفتارسنجی به همراه تحلیل میتوان عامل ناپایداری را پیش بینی و اقدامات لازم را در جهت مقابله با آن معمول داشت. لازم به ذکر است هزینه های رفتارسنجی در پروژه های معمولی ۱٪ و در پروژه های با اهمیت و حساسیت زیاد حداکثر ۲٪ هزینه کل پروژه می باشد.

۲. روش تحقیق

با توجه به حساسیت و پتانسیل بالای گسیختگی سدهای خاکی در اثر تغییر شکل های یکنواخت، فشار آب منفذی و از دست رفتن مصالح بدنه سد در اثر تراوش، ابزارهای ویژه‌ای برای اندازه‌گیری پارامترهای مذکور در سدهای خاکی گسترش یافته‌اند. ابزارهای معمول رفتارنگاری در سدهای خاکی سنگریزه ای شامل انواع پیرومترها، سلول‌های فشارسنج، شیب‌سنج‌ها، نشست‌سنج‌ها، جریان‌سنج تراوش، نقاط ژئودتیک و شتابنگارها هستند. ابزار رفتارسنجی باید در شرایط محیطی بسیار سخت و برای دوره‌های زمانی طولانی، احتمالاً متجاوز از چندین دهه، عملکرد رضایت‌بخش داشته باشد. (Marsal and Ramirez de Arellano 1967):

برای آگاهی درست، دقیق و به موقع از رفتار سد، ابزار ضروری طبق نظر طراح در مقاطع بحرانی و تحلیل شده نصب می‌شود و رفتار سد در زمان‌های مختلف از جمله؛ هنگام ساخت، اولین آبیگری، اتمام ساخت، حین بهره‌برداری، پس از هر سیل بزرگ، پس از هر زلزله و تخلیه سریع، کنترل و بررسی می‌شود (فعالی تبار ۱۳۸۹).

خصوصیات مهم مطالعات عددی انجام شده عبارتند از:

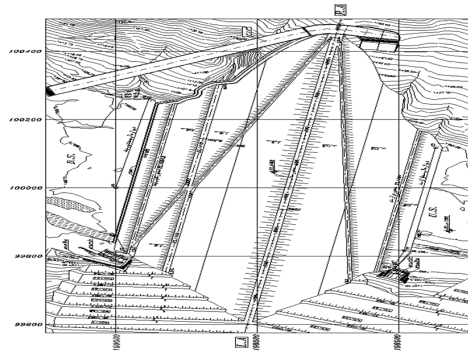
- اهمیت الگوسازی ساخت به صورت لایه‌های افزایشی که در صورت الگوسازی یک لایه‌ای سد، در جواب‌های بدست آمده خطا ایجاد می‌شود. نیلور^۱ بیان داشت که حداقل تعداد لایه برای الگوسازی تغییر مکان واقعی سد ۵ لایه می‌باشد (Naylor 1997).
- انتخاب مناسب‌ترین نوع و مشخصات فنی ابزار دقیق، طراحی شبکه ابزار دقیق، برنامه زمان‌بندی قرائت ابزار دقیق، پردازش داده‌ها، رسم منحنی-های رفتارسنجی و تفسیر اطلاعات حاصله، تعیین قریب به یقین‌ترین پارامترهای ژئومکانیکی سدها و توده سنگ در برگیرنده، با استفاده از آنالیز برگشتی ۲ داده‌های ابزار دقیق، توسط نجم مورد بررسی قرار گرفته است (نجم ۱۳۷۹).
- دونیکلیف^۲ برای رفتارنگاری سدهای خاکی پیشنهاداتی را ارائه داده است. ابزارهای پیشنهادی ایشان به ترتیب جریان‌سنج تراوش، پیرومترها، شتابنگارها، ابزارهای نقشه‌برداری ژئودتیک، نشست‌سنج‌ها، و سلول‌های اندازه‌گیری فشار خاک است. مشاهدات عینی نیز به‌عنوان وسیله‌ای مهم جهت رفتارنگاری سدهای خاکی معرفی شده است. در این مجموعه، منحصراً نوع و کیفیت ابزارها بیان شده و اشاره‌ای به کمیت آنها نشده است (Dunnicliff 1993)

۳. سد اردبیل (یامچی)

سد اردبیل با هدف بهره‌گیری از جریان‌های سطحی رودخانه بالخلی از سرشاخه‌های رودخانه قره‌سو و ارس، به‌منظور توسعه آبیاری در اراضی دشت اردبیل و تأمین قسمتی از نیازهای آب شرب شهرستان اردبیل مورد مطالعه قرار گرفته و در چارچوب کلیات طرح، سد مخزنی اردبیل به ارتفاع ۶۱ متر از بستر آبرفتی رودخانه و ۶۷ متر از روی سنگ بستر، با حجم عملیات خاکی ۷ میلیون مترمکعب و حجم مفید مخزن معادل ۸۰ میلیون مترمکعب به اجرا درآمده است.

¹ Naylor

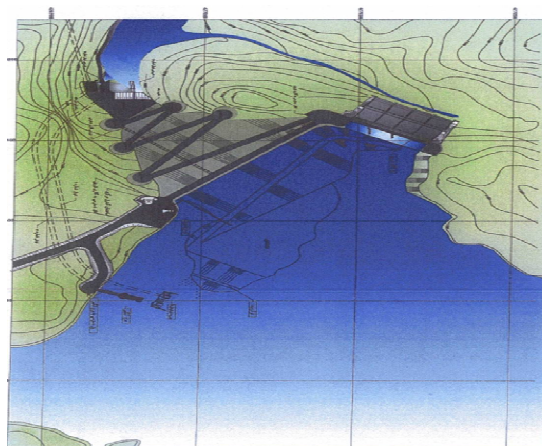
² Dunicliff



شکل ۱- پلان عمومی سد اردبیل

۴. سد سبلان

سد سبلان با هدف بهره‌گیری از بستر افقی رودخانه قره‌سو و به منظور ذخیره‌سازی و تنظیم حدود ۱۱۵ میلیون متر مکعب رواناب رودخانه قره‌سو در محل طرح و آبیاری ۱۵۰۰۰ هکتار از اراضی دشت مشکین‌شهر در طرفین رودخانه و اختصاص ۱۰ میلیون متر مکعب آب به‌عنوان نیاز آب شرب مشکین‌شهر و تأمین آب صنایع محدود پایاب سد است. در چارچوب کلیات طرح، سد مخزنی سبلان به ارتفاع ۷۷ متر از بستر رودخانه و ۸۹ متر از پی و با ظرفیت ۱۰۵ میلیون متر مکعب ساخته شده است.



شکل ۲- پلان عمومی سد سبلان

۴.۱. پارامترهای رفتاری قابل اندازه‌گیری و ابزارگذاری لازم در سد یامچی و سبلان

برنامه رفتارنگاری با اندازه‌گیری پارامترهای رفتاری سد در شرایط مختلف بارگذاری در طول عمر سرویس سد به بررسی واکنش‌های رفتاری سد می‌پردازد. از نظر تحلیلی نیز بررسی رفتار سد در شرایط مختلف بارگذاری با حل معادلات حاکم بر رفتار محیط متخلخل خاک بر پایه ویژگی‌های مقاومتی مصالح در قالب مدل مناسب و حصول مقادیر پارامترهای رفتاری (نظیر تنش- کرنش و فشار حفره‌ای) صورت می‌گیرد. در این بخش، اهمیت و نحوه اندازه‌گیری پارامترهای رفتاری مورد توجه در برنامه رفتارنگاری سد یامچی و سبلان مطابق مراجع معتبر در زمینه ابزاربندی سدهای خاکی به تفصیل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۴.۲. فشار آب حفره‌ای

اندازه‌گیری دقیق فشار آب حفره‌ای در کنترل پایداری پی و جسم سازه‌های خاکی اهمیت ویژه‌ای دارد. در سدهای خاکی، بررسی تغییرات فشار آب حفره‌ای و نحوه گسترش آن در بخش‌های ناتراوای سد و زمین پی در مرحله ساختمان و یا مراحل مختلف عمر سرویس، جهت تفسیر رفتار و عملکرد سد مفید است. امروزه اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای در برنامه رفتارنگاری سدهای بزرگ به صورت یک استاندارد در آمده است. اندازه‌گیری فشار آب حفره‌ای در طول عمر سرویس سد به دلایل زیر حائز اهمیت است:

- ✓ بررسی عملکرد سیستم زهکشی
- ✓ احتمال بروز آبستگي و ترک در هسته
- ✓ شرایط بحرانی بوجود آمده ناشی از تراوش
- ✓ تأثیرات وقوع لرزه در پایداری سد
- ✓ کارآیی سیستم آب‌بندی پی

۳.۴. تنش کل

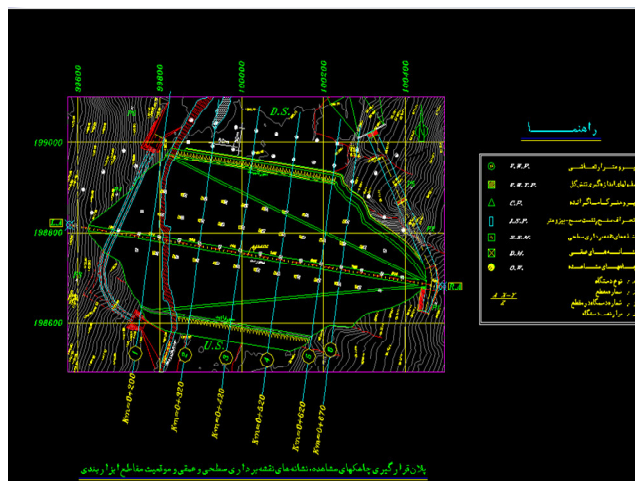
سلول‌های اندازه‌گیری تنش کل خاک را می‌توان در بدنه سد نصب کرد تا بتوان تنش‌های کلی موجود در سطوح مختلف درون سد را اندازه‌گیری نمود. به‌طور کلی، به‌دست آوردن مقدار واقعی تنش درون یک توده خاکی، کاری مشکل است. این مشکل از آنجا ناشی می‌شود که نصب سلول‌های اندازه‌گیری تنش در خاک و نیز تفاوت صلیبیت جسم این سلول‌ها با طبیعت خاک وضعیت تنش را در نقطه مورد نظر تغییر می‌دهد. حتی با اعمال دقت در تراکم خاک اطراف این سلول‌ها، شرایطی متفاوت از بقیه بخشهای خاکریز بوجود خواهد آمد. بنابراین تنش‌های اندازه‌گیری شده نمی‌تواند بطور کاملاً دقیق نمایانگر تنش‌های واقعی خاکریز مجاور باشد (تجربه نشان می‌دهد که اندازه‌گیری قابل قبول تنش‌های خاک اصولاً در نقاط فصل مشترک خاک و تکیه‌گاه‌های آن، مثلاً در فصل مشترک دیواره‌های کوله‌ها و خاکریز به‌دست می‌آید).

۴.۴. تغییر شکل‌های سطحی و داخلی توده جسم سد

تمامی سدهای خاکی در طول عمر سرویس سد تحت شرایط مختلف بارگذاری دست‌خوش تغییر شکل‌های فشاری، کششی و برشی قرار می‌گیرند. مولفه‌های تغییر شکل سد از جمله پارامترهایی است که به‌صورت کاملاً ملموس و مستقیم می‌تواند نشانگر نوع عکس‌العمل سد در برابر شرایط مختلف بارگذاری باشد. بروز تغییر شکل‌های غیرمعمول از دیدگاه بهره‌برداران، اولین پیش‌اطبار در رابطه با ناپایداری سد و احتمال بروز خرابی آن است. بنابراین رفتارنگاری سد در قالب اندازه‌گیری انواع تغییر شکل‌های محتمل، از بخشهای مهم برنامه رفتارنگاری سد تلقی می‌گردد.

۵.۴. اندازه‌گیری میزان نشست آب

مؤثر بودن بخش ناتراوای سد از لحاظ آب‌بندی بدنه را می‌توان مستقیماً براساس مقدار آب عبوری از جسم سد اندازه‌گیری کرد. اندازه‌گیری‌ها در طی چندین فصل نه تنها رابطه بین زه و ارتفاع آب دریاچه را نشان می‌دهد، بلکه چگونگی روند تغییرات درازمدت زه را نیز مشخص می‌کند. چنانچه زه آب با ذرات پراکنده خاک کدر شده باشد، توجه فوری به عملکرد سد ضرورت می‌یابد زیرا که این پدیده ممکن است نشان‌دهنده یک فرآیند فرسایش داخلی باشد. به‌منظور اندازه‌گیری زه‌آبی که از سمت پایین دست هسته خارج می‌شود، بایستی آنرا در یک یا چندین محل جمع‌آوری کرد. برای جلوگیری از تداخل این آب با آب باران یا ذوب برف‌ها، باید زه‌آب را بلافاصله در پایین دست مغزه و درون خاکریز گردآوری کرد.



شکل ۳- پلان قرارگیری مقاطع ابزاربندی سد اردبیل

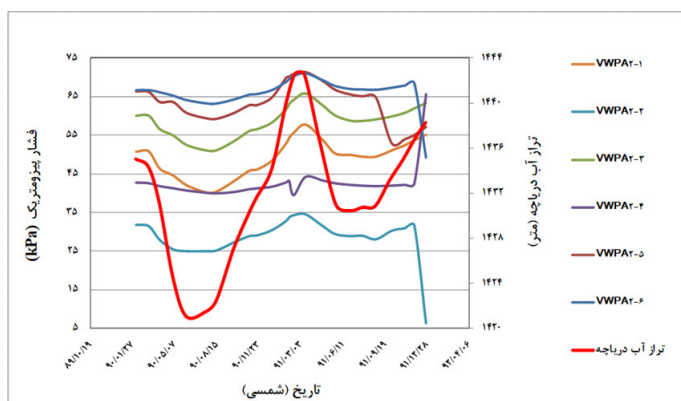
۶.۴. پردازش داده‌ها و رفتارنگاری سد اربیل در دوره دوسالانه ۹۱-۹۲ پیزومترهای الکتریکی - ارتعاشی پی

جهت اندازه‌گیری و بررسی تغییرات فشار آب حفره‌ای در پی سد اردبیل، تعداد ۲۴ عدد پیزومتر الکتریکی در ۴ مقطع از ۶ مقطع ابزاربندی و در هر مقطع به تعداد ۶ عدد نصب شده و قرائت می‌شوند. در هر مقطع ۳ پیزومتر در بالادست محور سد و سه پیزومتر در پایین دست محور نصب شده‌اند. تراز نصب پیزومترهای مزبور به ترتیب ۱۰، ۲۰ و ۳۰ متر پایین تر از تراز بستر رودخانه در محل ساختگاه سد ملحوظ شده و مقاطع نصب ابزارها نیز ۴ مقطع میانی سد می‌باشند.

برای ارزیابی بهتر از عملکرد پیزومترهای الکتریکی - ارتعاشی پی و از تلفیق نمودارهای منفرد مربوط به هر یک از پیزومترها، مجموعه‌ای از نمودارهای تلفیقی برای پیزومترهای هر مقطع ترسیم شده است بر اساس نمودارهای ترسیم شده بصورت منفرد (برای هر پیزومتر) و تلفیقی (مجموعه‌ای از پیزومترهای هر مقطع) ارزیابی از رفتار پیزومترها و تحلیل رفتار پی سد قابل انجام است که در ادامه تحلیل نتایج مربوط به مقطع (۲) ارائه خواهد شد. چنانکه قبلاً ذکر شد، در بررسی حاضر تغییرات پاسخ ابزارها در بازه‌های زمانی مختلف نظیر تغییر تراز مخزن مورد بررسی و ارزیابی واقع می‌شود.

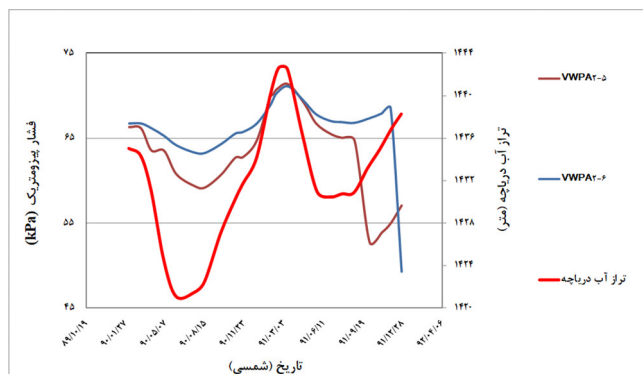
پیزومترهای الکتریکی پی در مقطع (۲)

همان‌گونه که اشاره گردید، در این مقطع مجموعاً ۶ پیزومتر در پی سد نصب شده که سه پیزومتر در بالادست پی (پرده تزریق) و سه پیزومتر در پایین دست پی دویه‌دو در تراز مشابه نصب شده‌اند. در نمودار (۱) نمودار تلفیقی نتایج قرائت پیزومترهای این مقطع ترسیم شده است.



نمودار ۱- تغییرات فشار پیرومتریک در پیرومترهای پی مقطع (۲)

همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، دو پیرومتر VWPA2-2 و VWPA2-4 که هر دو در پایین‌دست پی و در ترازهای ۱۳۸۰ و ۱۳۷۰ متر نصب شده‌اند، مقادیر مشابه یکدیگر و کمتر از سایر پیرومترها را نشان می‌دهند. همچنین روند تغییرات کلیه پیرومترها از روند تغییرات تراز آب دریاچه تبعیت می‌کند. همان‌طور که انتظار می‌رود، پیرومترهایی که در عمق بیشتری نصب شده‌اند، فشار پیرومتریک بیشتری را نشان می‌دهند و پیرومترهای نصب شده در بالادست پی، فشار بیشتری را نسبت به پیرومتر هم‌تراز خود در پایین‌دست پی نشان می‌دهند. تنها استثنا مربوط به پیرومتر VWPA2-6 در تراز ۱۳۶۰ متر است که فشاری بیشتر از سایر پیرومترها و حتی پیرومتر VWPA2-5 در تراز مشابه آن در بالادست پی نشان می‌دهد.



نمودار ۲- تغییرات فشار پیرومتریک در VWPA2-5 و VWPA2-6 نصب شده در پی مقطع (۲)

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، روند تغییرات هر دو پیرومتر عیناً از تغییرات تراز آب دریاچه سد تبعیت می‌کند. اما برخلاف انتظار، پیرومتر VWPA2-6 که در پایین‌دست پی قرار دارد، فشار پیرومتریک بالاتری را نسبت به پیرومتر VWPA2-5 که در تراز مشابه در بالادست آن نصب شده نشان می‌دهد.

۵. بررسی مقادیر نشست حداکثر پی

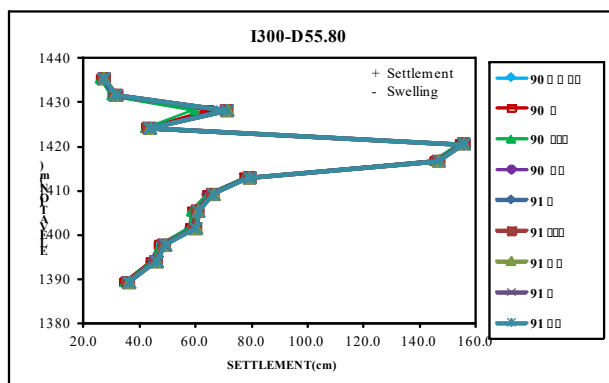
مغناطیس‌های مبنای نصب شده در انتهای لوله‌های ISP با توجه به شیوه در نظر گرفته شده در روند قرائت لوله‌های ISP مبنی بر اندازه‌گیری تراز سر لوله و مترآژ فاصله هر مغناطیس تا سر لوله، اندازه‌گیری نشست پی را مقدور می‌سازند. مهمترین نتایج قابل استخراج از بررسی مربوط به میزان نشست پی به شرح زیر است:

✓ حداکثر مقدار نشست پی در سال ۹۱ حدوداً ۶۵ سانتی‌متر بوده که نسبت به سال ۹۰ (حدوداً ۶۴ سانتی‌متر) به اندازه ۱ سانتی‌متر افزایش داشته که با توجه به افزایش تراز آب در این دوره، نسبت به دوره قبل منطقی می‌باشد. این نشست توسط ابزار I670-D55.8 ثبت شده است این مقدار برابر ۲/۰ درصد ارتفاع خاکریز می‌باشد.

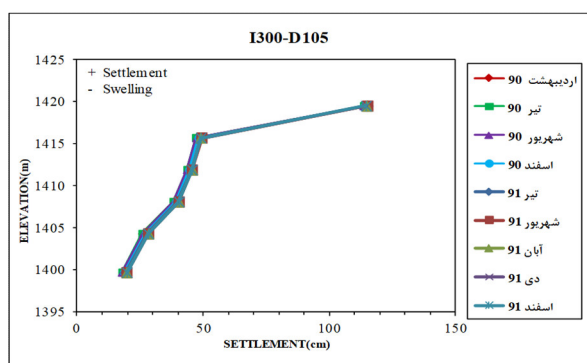
✓ محدوده تغییرات نشست حداکثر پی در دوره گزارش بین ۱۰ تا ۶۵ سانتی‌متر گزارش شده است.

✓ در بعضی از ابزارهای پی نتایج قابل اطمینان نیستند و از آنها صرف نظر شده است

نسبت حداکثر نشست پی به ارتفاع خاکریز در لوله I670-D55.8 همانند دوره‌های قبل، بیشترین مقدار را داشته و به ۲ درصد رسیده است. همان‌طور که در گزارشات دوره‌های قبل آورده شده است، به نظر می‌رسد که در این مقطع، نشست پی کمتر تحت اثر وزن سربار فوقانی بوده و اثر خزشی پیتوفی در این قسمت که محل استقرار بدنه سد بر آن استقرار دارد عامل اصلی بالا بودن میزان نشست است.



نمودار ۳- نمودار نشست اندازه گیری شده توسط نشست سنج -I300-D55.8

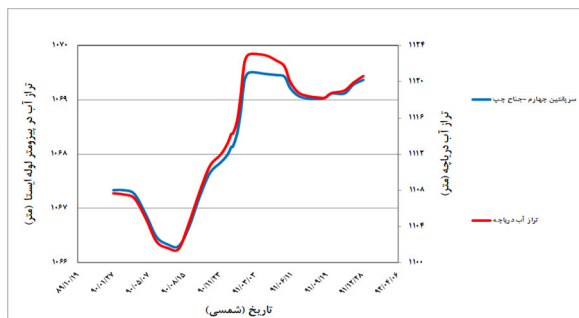


نمودار ۴- نمودار نشست اندازه گیری شده توسط نشست سنج -I300-D105

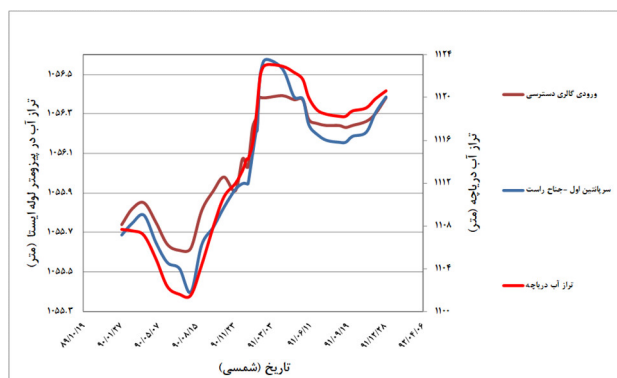
۶. پردازش داده‌ها و رفتارنگاری سد سیلان در دوره دوسالانه ۹۱-۹۲

۶.۱. پیزومترهای لوله ایستا (کاساگراند)

بررسی تغییرات داده‌های پیزومترهای لوله باز در مقیاس کوچکتر و مقایسه این تغییرات با تغییرات تراز آب دریاچه ما را به این نتیجه می‌رساند که پیزومترهای مذکور از تغییرات تراز آب دریاچه تبعیت نموده و از این نظر مشکلی ندارند برای نمونه در شکل‌های B-۴ و C-۴ نمودار مربوط به سه پیزومتر به صورت جداگانه همراه با تغییرات تراز آب دریاچه آورده شده است.



نمودار ۵- تغییرات تراز آب در پیزومتر لوله ایستای سرپانتین چهارم در جناح چپ همراه با تغییرات تراز آب دریاچه سد

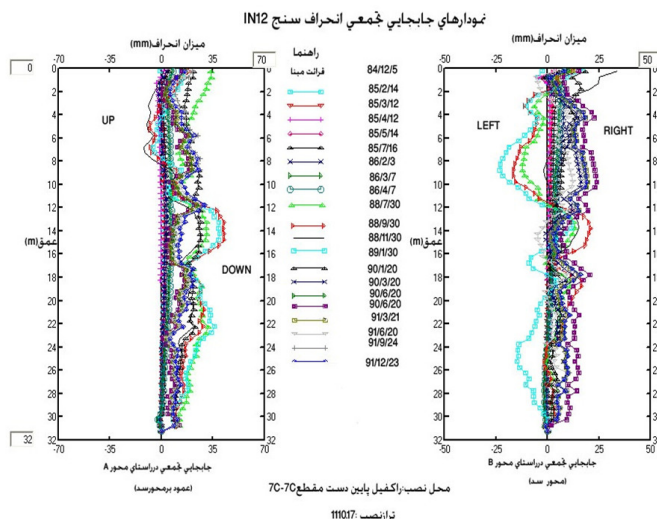


شکل ۶- تغییرات تراز آب در پیزومترهای لوله ایستای سرپانتین اول در جناح چپ و پیزومتر واقع در ورودی گالری دسترسی همراه با تغییرات تراز آب دریاچه سد

همانگونه که ملاحظه می‌شود روند تغییرات نمودار مربوط هر سه پیزومتر در دوره زمانی رفتارنگاری از تغییرات تراز آب دریاچه کاملاً تبعیت نموده و این امر حاکی از سالم بودن پیزومترهای مذکور است. تنها موضوع قابل طرح در این خصوص تغییرات کمتر (بازه تغییرات کمتر) تراز آب در پیزومترها نسبت به تغییرات تراز آب دریاچه سد و همچنین تاخیر زمانی (Time Log) در این ابزار است که جزء خصوصیات ابزار مذکور محسوب می‌شود. یکی از روش‌هایی که می‌توان صحت عملکرد پیزومترهای کاساگراند و تار مرتعش را کنترل نمود، آن است که نتایج پیزومترهایی که در مجاورت یکدیگر نصب شده‌اند را با یکدیگر مقایسه کرد.

۲.۶. تغییر مکان‌های افقی (انحراف‌سنجی) بدنه سد

از ۵ دستگاه گمانه لوله‌ای ISP منصوب در بدنه سد سیلان برای اندازه‌گیری تغییر مکان افقی (انحراف از راستای قائم)، در دو جهت عمود بر هم بهره‌گیری می‌شود. لازم به یادآوری است که باتوجه به بروز پیچش‌های نامتعارف در امتداد شیار کسینگیهای انحراف‌سنجی، اصلاح نتایج انحراف‌سنجی برای اعمال اثر پیچش، ضرورت دارد که توسط شرکت نصاب با پروب اسپرال اندازه‌گیری و در نرم‌افزار اعمال شده است. در شکل 7 نمودار مربوط به تغییرات ایجاد شده در ISP ها را در مقایسه با نمودار قرائت مبنا ملاحظه می‌کنید:



نمودار ۷- نمودارهای جابه‌جایی تجمعی انحراف‌سنج IN۱۲

سیستم واحدهای استاندارد SI تنها سیستم قابل قبول طرح مسائل می‌باشد. در شرایط ویژه که بیان مسئله در سایر سیستم‌ها ضروری است، لازم است معادل‌های استاندارد SI آنها نیز ذکر گردند. توجه گردد که واحدها برای مقادیر ذکر شده در جداول و یا عناوین محورها در اشکال فراموش نگردند. نتایج حاصل از بازدیدهای کارشناسی، ثبت و پردازش داده‌های رفتارنگاری و کنترل‌های مربوط به آن نشان می‌دهد که در دوره مورد گزارش (سال‌های ۹۱ و ۹۲) اتفاق حادی که به‌وقوع شرایط غیر عادی در پایداری سدهای سیلان و یامچی منجر شود، مشاهده نگردیده است. عموم پارامترهای اندازه‌گیری شده توسط ابزارها در محدوده مورد انتظار و غیربحرانی بوده و رفتار مشاهده شده عادی تلقی می‌شود. رفتارهای غیرعادی مشاهده شده در برخی ابزارهای خاص مانند برخی پیژومترهای ارتعاشی پی، تعدادی از سلولهای تنش کل و برخی دیگر از ابزارها رفتار حاد سازه تلقی نگردیده و عموماً متأثر از یکی از دو عامل می‌باشد:

✓ عدم تأثیر کامل بارگذاری سد روی برخی ابزارها

✓ اشکال قابل پیش‌بینی در مکانیزم عملکردی ابزارهای خاص

این هر دو اشکال در صورتی قابل تمیز و تدقیق خواهند بود که با بارگذاری سد در آینده و حصول ترازهای مخزن تا حد مخزن پر و وقوع شرایط پایدار (Steady State) امکان تعریف محدوده رفتاری مشخص برای هر ابزار فراهم گردد. بر این اساس توصیه‌های کلی زیر برای ادامه مطالعات قابل طرح و بررسی می‌باشند.

پیگیری الگوی رفتار برخی ابزارهای خاص به شرح مندرج در بندهای مربوطه.

رفع اشکالات موجود در سیستم قرائت مرکزی بویژه از نظر عدم تطابق قرائت‌های سیستم قرائت مرکزی سد با قرائت‌های دستی.

انجام عملیات نقشه‌برداری سر لوله‌های ISP به‌صورت مداوم.

مراجع

۱. فعالی تبار، ا.ح، "کاربرد روش رتبه‌بندی در ارزیابی کمی ابزارهای سدهای خاکریز و سنگریزه‌ای"، پاییز ۸۹.
۲. نجم، ک.، ۱۳۷۹، رفتارسنجی و ابزاردقیقی در سدها، چهارمین کنفرانس سدسازی ایران، تهران.

3. Dunicliff, J. (1993). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. John Wiley & Sons.
4. Marsal, R.J. and Ramirez de Arellano, L. (1967) *Performance of El Infiernillo dam 1963- 1966*. A.S.C.E., Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93 (SM4), pp. 265-298
5. Naylor D.J. (1997), *Collapse settlement Some developments, Applications of computational mechanics in geotechnical engineering*, 1997, Balkema, Rotterdam, pp 37-54

بررسی اثرات تراکم دینامیکی بر روی خصوصیات خاک با استفاده از نرم افزار آباکوس و اجزاء محدود

هادی ابی اوغلی^۱، فرزاد داداشی^۲، سینا موسی زاده اناری^۳

^۱استادیار گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی غیر انتفاعی غیر دولتی مقدس اردبیلی، اردبیل، ایران

پست الکترونیکی: abioghli@ihemardabili.ac.ir

^۲مدرس گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی غیر انتفاعی غیر دولتی مقدس اردبیلی، اردبیل، ایران

پست الکترونیکی: Farzaddadashi@alum.sharif.edu

^۳دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، موسسه آموزش عالی غیر انتفاعی غیر دولتی مقدس اردبیلی، اردبیل، ایران

پست الکترونیکی: sinamusazadeh1997@gmail.com

چکیده:

تراکم دینامیکی یکی از روش های محبوب بهبود خصوصیات خاک است که به طور گسترده ای در سراسر جهان مورد استفاده قرار می گیرد. طراحی رفتار تراکم دینامیکی، معمولاً بر اساس تجربیات گذشته و روابط تجربی انجام می شود. در یک رویکرد طراحی منطقی، همه عوامل مهم موثر بر روند تراکم دینامیکی باید در نظر گرفته شوند. نتایج حاصل از آنالیز عددی نشان می دهد که با تکرار ضربه و افزایش تراکم دینامیکی میزان شتاب در خاک مدل سازی شده کاهش یافته است و این اتفاق به معنای بهبود رفتار خاک با تکرار عمل تراکم دینامیکی می باشد. بطوریکه در ضربه دوم نسبت به ضربه اول به میزان ۳۷٪ و در ضربه سوم نسبت به ضربه اول به مقدار ۸۴٪ کاهش شتاب دیده شده است. ناحیه تاثیر در ضربه دوم به میزان ۷۳٪ بهبود یافته و در ضربه سوم نسبت به ضربه اول، دوبرابر شده است. در نتیجه با افزایش تعداد کوبش از یک به سه رفتار خاک بهبود می یابد. کوبش در زمان های اولیه باعث ایجاد تغییر شکل و نوسان در خاک های اطراف می گردد در نتیجه این روش می تواند باعث ایجاد لرزش در سازه های مجاور گردد. افزایش وزن کوبه می تواند باعث تاثیر بیشتر عملیات تراکم دینامیکی گردیده و باعث بهبود رفتار خاک شود. استفاده از کوبه با مساحت بیشتر باعث کاهش نفوذ کوبه در خاک می گردد و تاثیر آن در عمق کاهش خواهد یافت اما برای اعمال تراکم های کم عمق ولی در مساحت زیاد، افزایش سطح مقطع می تواند روش مناسبی باشد. نکته این که تنها استفاده از افزایش وزن کوبه نمی تواند عاملی برای افزایش تأثیر تراکم بر خاک باشد.

کلمات کلیدی: تراکم دینامیکی، آباکوس، خصوصیات خاک، روش المان محدود

۱- مقدمه

تراکم دینامیکی یکی از روش های دینامیکی بهسازی خاک های سست می باشد. در این روش با اعمال ضربات سنگین بر سطح خاک میزان تراکم و در نتیجه ظرفیت باربری آن افزایش می یابد. این روش از طریق انتقال انرژی به وسیله امواج صورت می پذیرد. انرژی ناشی از این برخورد از طریق امواج حجمی به اعماق خاک منتقل شده و با تغییر نحوه قرارگیری دانه ها نسبت به هم، توده متراکم تری را ایجاد می کند. عوامل گوناگونی بر میزان تأثیرگذاری این روش در بهسازی خاک دخیل هستند که می توان به نوع خاک، وزن و ارتفاع سقوط کوبه، فواصل کوبش و سطح آب زیرزمینی در منطقه مورد کوبش اشاره نمود. فرآیند طراحی تراکم دینامیکی معمولاً شامل موارد زیر است: انتخاب وزن و کاهش ارتفاع، انتخاب سطح پایه وزنه، تعیین فاصله شبکه، تعیین تعداد افت در هر نقطه فشرده سازی و تعیین تعداد فازها و الگوهای جمع آوری آنها. در طراحی معمول فرض بر این است که درجه و عمق بهبود به ترتیب به انرژی بکار رفته در واحد حجم خاک و انرژی مصرفی بستگی دارد. لذا در این تحقیق به بررسی اثرات تراکم دینامیکی بر روی خاک با استفاده از نرم افزار آباکوس و اجزاء محدود پرداخته شده است.

۲- مشخصات خاک و فرمول بندی پایه در روش تراکم دینامیکی

روش تراکم دینامیکی، در بسیاری از مصالح از جمله: ماسه های سیلتی هیدرولیکی، خاک رس یا خاک رس سیلتی، محل های دفن بهداشتی، معدن، غنایم، سنگریزه ها و خاکهای قابل جمع شدن می تواند با هدف بهبود مورد استفاده قرار گیرد (Lukas, 1995). اکثر خاک های اشباع را که می توان به صورت ماسه های لای دار یا رس دار یا شن طبقه بندی کرد، می توان با این روش تا حد قابل توجهی متراکم نمود. با افزایش میزان لای یا رس، مقدار تراکم کاهش پیدا می کند. ظرفیت باربری رس های اشباع تقریباً هیچ بهبودی نشان نمی دهد. زیرا ضربات به فشار منفذی آبی بالا، افت آبی مقاومت و دست خوردگی منجر می گردد. با استفاده از این روش ظرفیت باربری رس های نیمه اشباع را حداقل در منطقه ی بالای سطح آب زیرزمینی می توان بهبود بخشید. هر مرحله از کوبش اصطلاحاً یک پاس کوبش نامیده می شود که مشتمل بر ضرباتی با مشخصاتی خاص است. اکثر خاک های اشباع را که می توان به صورت ماسه های لای دار و یا رس دار و شن طبقه بندی کرد می توان با این روش تا حد قابل توجهی بهبود بخشید. با افزایش میزان لای یا رس مقدار تراکم کاهش پیدا می کند. ظرفیت باربری رس های اشباع تقریباً هیچ بهبودی نشان نمی دهد. زیرا ضربات به فشار منفذی آبی بالا، افت آبی مقاومت برشی و دست خوردگی منجر می گردد. ظرفیت باربری رس های نیمه اشباع را حداقل در منطقه بالای سطح آب زیر زمینی می توان بهبود بخشید. در این عمل از چند بخش شبکه ای آزمایشی جهت تعیین بهترین فاصله سقوط، وزنه سقوط و تعداد ضربات استفاده می شود.

لئونارد^۱ و همکاران در سال ۱۹۸۰ عمق نفوذ تراکم D برای خاک های غیر چسبنده را بصورت تقریبی زیر تعریف کرده اند (Leonards et al., 1980):

$$D_r = 0.5\sqrt{WH} \quad (1-2)$$

منارد و برویس^۲ در خاک های چسبنده رابطه زیر را پیشنهاد کرده اند (Menard and Broise, 1975):

$$D_r = \sqrt{WH} \quad (2-2)$$

در روابط فوق:

D: عمق تراکم بر حسب متر

W: جرم کوبه بر حسب تن

H: ارتفاع سقوط بر حسب متر

امروزه از هر دوی این معادلات در طراحی استفاده می شود. در حالت کلی روابط (۱-۳) و (۲-۳) می تواند به صورت کلی زیر بیان گردد:

$$D_r = n\sqrt{WH} \quad (3-2)$$

در این رابطه پارامتر n، ضریب تجربی بدون بعد است که به تاثیر نوع خاک، سطح آب زیرزمینی، شرایط زهکشی پس از ضربه، وجود گاز یا هوا در مایع حفره ای، فشار تماس کوبه، شکل کوبه و غیره بستگی دارد (جدول ۱-۲).

جدول ۱-۲: مقادیر پیشنهادی محققین مختلف برای ضریب تجربی n بر حسب نوع مصالح (سعادت خداهشری و همکاران، ۱۳۹۷)

مصالح	ضریب n	نام محققین
توده سنگریزه	۱/۰	جالگرود ^۳ و هاک ^۴ (۱۹۹۳)
خاک های با ساختار ناپایدار	۰/۵	
ماسه سیلت دار	۰/۶۷	اسمازیک ^۵ (۱۹۸۳)
ماسه	۱/۰	
ماسه ریز	۰/۶۵	کیان ^۶ (۱۹۸۵)

¹ Leonards

² Broise

³ Bjolgerud

⁴ Houg

⁵ Smoltzcyk

⁶ Qian

	۰/۶۰	رس نرم
وان ای‌مپ ^۱ (۱۹۸۹)	۰/۶۵	ماسه سیلت دار
	۰/۵۰	ماسه رس دار
	۰/۳۵	زیاله شهری
رالینس ^۲ و کیم ^۳ (۱۹۹۴)	۰/۴	خاک رمینده
فایسال و همکاران ^۴ (۱۹۹۷)	۰/۳۳-۰/۳۹	زیاله شهری
یی و همکاران ^۵ (۱۹۹۸)	۰/۵	ماسه آهکی / ماسه مرجانی

لرزش زمین با فرکانس ۰/۵ اینچ بر ثانیه برای ممانعت از ایجاد ترک در دیوارها انجام می‌گیرد و یا با فرکانس ۲ اینچ بر ثانیه برای ممانعت از خسارات سازه‌ای صورت می‌گیرد. پایش ساختمان از طرق کنترل نشست القائی، کنترل ویریه زمین، کنترل تورم زمین، کنترل فشار آب حفره ای و استفاده از آزمون های صحرايي (SPT) و (CPT) انجام می‌گردد (Yap, 2008).

جدول ۲-۲: رابطه ضریب نفوذپذیری و کیفیت خاک از نظر مناسب بودن برای تراکم دینامیکی

نام گروه خاک	ضریب نفوذپذیری در جهت قائم (متر بر ثانیه)	شاخص خمیری
نفوذ پذیر	۰/۰۰۱	PI = 0
نیمه نفوذ پذیر	۰/۰۰۱ تا ۰/۰۰۰۰۰۰۱	0 < PI < 8
نفوذ ناپذیر	کمتر از ۰/۰۰۰۰۰۰۱	PI > 8

یکی از موارد مهم در مناسب یا مناسب نبودن خاک‌ها برای تراکم دینامیکی درصد ریزدانه موجود در خاک است. درصد ریز دانه اگر چنانچه از یک حدی بیشتر شود نه تنها نقش پرکنندگی را ندارد بلکه باعث جذب انرژی ناشی از کوبش می‌شود که در نهایت نیاز به تعداد ضربات بیشتری برای رسیدن به تراکم مورد نظر داریم. در جدول ۲-۳ کیفیت خاک‌های مناسب برای تراکم دینامیکی به صورت کامل تری بیان شده است. لازم به ذکر است که مقادیر درجه اشباع فقط به صورت نسبی بیان شده اند و بسته به قضاوت مهندسی می‌توان در مورد مقدار آن تصمیم گیری نمود.

جدول ۲-۳: کیفیت خاک‌ها برای کاربرد در تراکم دینامیکی

مناسب بودن برای تراکم دینامیکی	درجه اشباع	ضریب نفوذپذیری بر حسب فوت بر دقیقه	نوع خاک و مشخصات آن
عالی	بالا	کمتر از ۰/۰۰۲	قلوه سنگ، ماسه بدون مصالح ریزدانه
خوب	بالا	بیشتر ۰/۰۰۲	خاک های نفوذپذیر با حداکثر ۳۵ درصد لای
مناسب	بالا	۰/۰۰۰۰۰۲ تا ۰/۰۰۲	خاک های نیمه نفوذپذیر از نوع لای و ماسه و درصد رس کمتر از ۲۵ و PI < 8
نوصیه نمی‌شود	بالا	کمتر از ۰/۰۰۰۰۰۲	خاک های نفوذناپذیر، رس با PI > 8

¹ Van Impe

² Rollins

³ Kim

⁴ Faisal et al

⁵ Yee et al.

۳- تحلیل نتایج

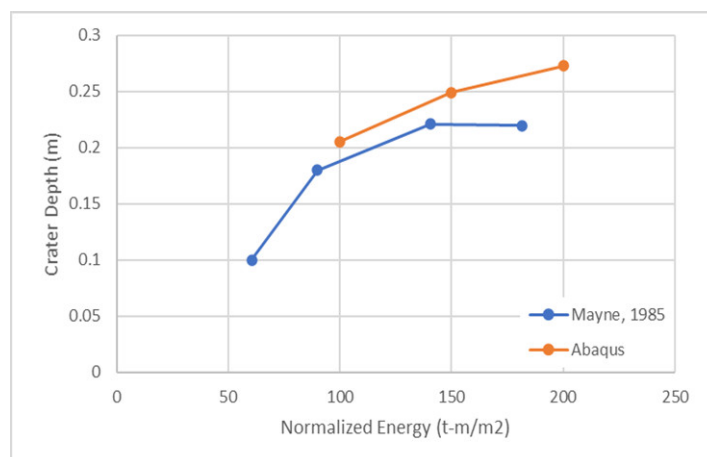
ABAQUS: یک مجموعه از برنامه‌های مدل‌سازی بسیار توانمند می‌باشد که مبتنی بر روش اجزاء محدود، قابلیت حل مسائل از یک تحلیل خطی ساده تا پیچیده‌ترین مدل‌سازی غیر خطی را دارا می‌باشد. این نرم افزار دارای مجموعه المان‌های بسیار گسترده‌ای می‌باشد که هر نوع هندسه‌ای را می‌توان به صورت مجازی توسط این المان‌ها مدل کرد.

قبل از شروع مدل‌سازی با نرم افزار المان محدود آباکوس، اقدام به صحت‌سنجی مدل‌سازی شده است. بدین صورت که نتایج حاصل از یک مدل واقعی با نتایج حاصل از مدل‌سازی در نرم افزار آباکوس مقایسه گردیده و با بدست آوردن نتایج نزدیک به آزمایش واقعی، از صحت مدل‌سازی اطمینان حاصل شده است. برای این منظور نتایج آزمایش استفاده شده در تحقیق Mayne (۱۹۸۴) مورد استفاده قرار گرفته است. در این بخش خاک مورد نظر شنی و مشخصات آن طبق جدول ۱-۳ در نظر گرفته شده است.

جدول ۱-۳: مشخصات خاک مورد نظر در صحت‌سنجی

Soil Property	Value
Friction angle	30
Young's Modulus (MPa)	15
Density (kg/m ³)	1800
Poisson's Ratio	0.25

مقایسه نتایج نرم افزار در شکل ۱-۳ ارائه شده است. در این نمودار محور قائم میزان نفوذ کوبه و محور افقی انرژی نرمال شده را نشان می‌دهد. انرژی نرمال شده برابر با انرژی کوبش (حاصل ضرب جرم در ارتفاع کوبه) تقسیم بر مساحت سطح مقطع کوبه می‌باشد در نتیجه دارای واحد تن در متر بر متر مربع است. کوبه از سه ارتفاع ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متری رها شده و سطح مقطع آن مربعی با ابعاد یک در یک متر به وزن ۱۰ تن در نظر گرفته شده است. بنابراین انرژی نرمال شده کوبه برابر با ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ می‌باشد.



شکل ۱-۳: مقایسه نتایج نرم افزار و مدل آزمایشگاهی

همانطور که از شکل ۱-۳ مشاهده می‌شود، نتایج نرم افزار آباکوس و نتایج ارائه شده در مقاله Mayne (۱۹۸۴) در حد قابل قبولی نزدیک به هم می‌باشد و این امر نشانگر صحت نحوه مدل‌سازی در نرم افزار آباکوس می‌باشد لذا از این نرم افزار و مدل می‌توان برای ادامه این تحقیق استفاده کرد.

۳-۱- مثال عددی

مدل المان محدود مورد استفاده در این پایان نامه در ابعاد ۵۰ در ۵۰ متر انتخاب شده است. مشخصات خاک مورد نظر در این بخش، در جدول ۲-۳ ارائه شده است. بار ضربه با یک جسم به وزن ۱۰ تن به قطر چهار متر که از ارتفاع ۱۰ متر بر سطح زمین ضربه وارد می‌کند، شبیه‌سازی شده است. اعمال بارگذاری در آباکوس به صورت سرعت اولیه ۱۴ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است. خاک با استفاده از المان هشت گره‌ای C3D8R مدل‌سازی شده است. این المان دارای ۸ گره بوده و هر گره

سه درجه آزادی انتقالی دارد. در این المان برای محاسبه احجام ریاضیاتی و سطوح هندسی از روش انتگرال کاهش یافته استفاده می‌شود. هم چنین از المان R3D4 برای مدل سازی کوبه استفاده شده است. این المان صلب بوده و گره های آن فاقد درجه آزادی می باشند. رفتار مصالح و نیز تحلیل مدل به صورت غیرخطی در نظر گرفته شده است. انتهای خاک به صورت گیردار تعریف شده است و همچنین حرکت صفحات پیرامون خاک در جهت عمود بر صفحه محدود شده است. برای معرفی تماس میان خاک و کوبه از گزینه تماس سطح به سطح^۱ استفاده شده است. رفتار بین خاک و کوبه، دو رفتار تماسی عمودی و مماسی در نظر گرفته شده است.

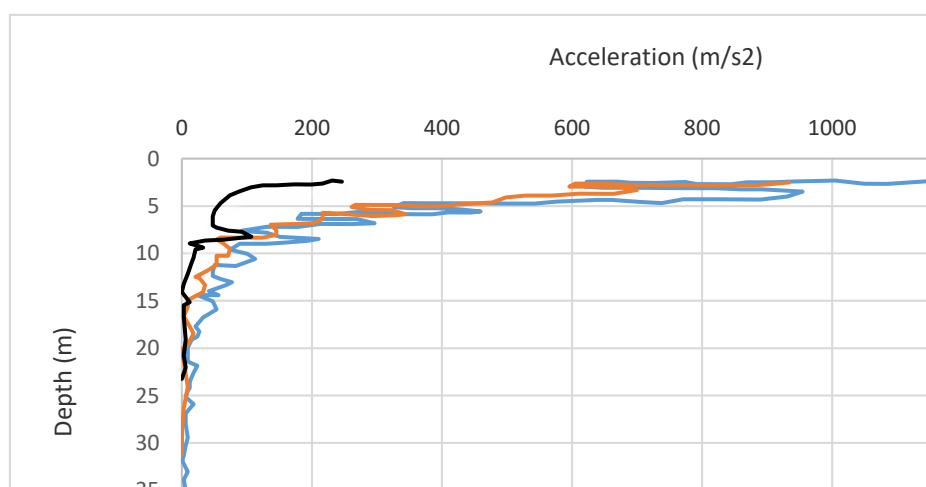
جدول ۳-۲: مشخصات خاک مورد نظر

Soil Parameters	Unit	Soft layer	Underlying Soil
Density	kg/m ³	1500	1800
Modulus	kPa	1000	5000
Friction angle	Degree	20	25
Dilation angle	Degree	0	5
Cohesion	kPa	5	5
Poisson's ratio	-	0.35	0.35

برای بررسی پارامترهای تاثیرگذار در کیفیت تراکم دینامیکی، پارامترهایی از قبیل تعداد کوبش، وزن کوبه و مساحت سطح مقطع در بهبود مشخصات خاک بررسی گردیده است که نتایج در بخش های بعدی ارائه شده است.

۳-۱-۱ تاثیر تعداد کوبش در بهبود خصوصیات خاک

در این بخش برای بررسی تاثیر تعداد ضربات کوبش، سه حالت در نظر گرفته شده است که شامل یک، دو و سه ضربه می باشد. شکل ۳-۲ حداکثر شتاب در ازای عمق خاک شبیه سازی شده در نرم افزار آباکوس را نشان می دهد. این شکل شامل سه نمودار به ازای اولین، دومین و سومین پرتاب کوبه می باشد.

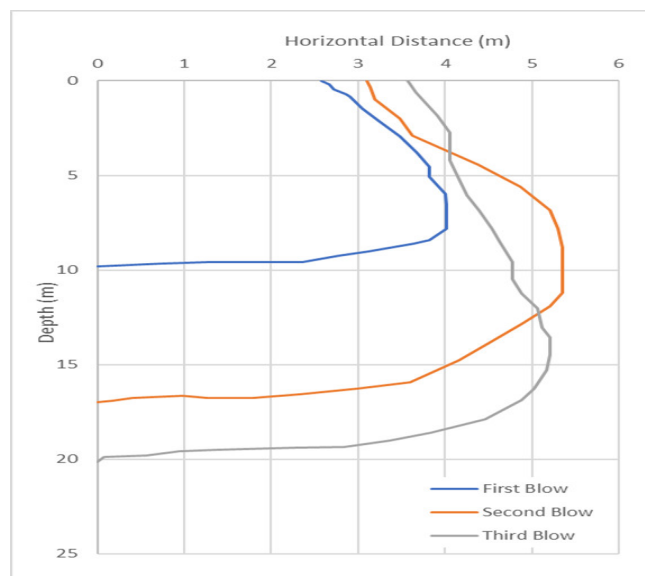


شکل ۳-۲: حداکثر شتاب در مقابل عمق خاک به ازای تعداد پرتاب وزنه

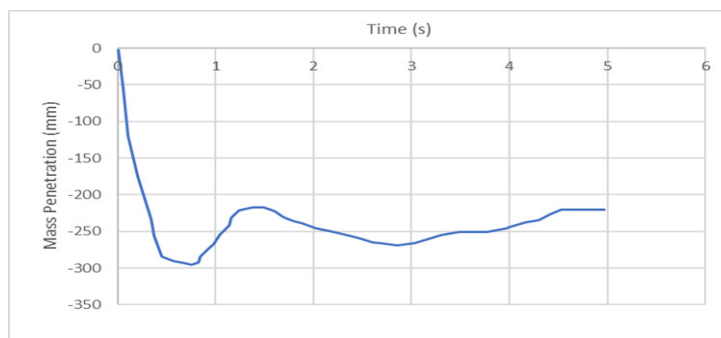
همانطوری که از شکل ۳-۲ مشخص است با تکرار ضربه و افزایش تراکم دینامیکی میزان شتاب در خاک مدل سازی شده کاهش یافته است و این اتفاق به معنای بهبود رفتار خاک با تکرار عمل تراکم دینامیکی می باشد. بطوریکه در ضربه دوم نسبت به ضربه اول به میزان ۳۷٪ و در ضربه سوم نسبت به ضربه اول به مقدار ۸۴٪ کاهش شتاب دیده شده است. در ادامه ناحیه تاثیر کوبش به ازای هر ضربه در شکل ۳-۳ ارائه شده است.

با توجه به شکل ۳-۳، این منطقه بهبود یافته، ارتباط قابل توجهی با انتخاب فاصله شبکه در تراکم دینامیکی دارد. با این حال، عرض ناحیه به طور شگفت انگیزی با عمق ارتباط مستقیمی دارد بطوریکه برای شرایط انتخاب شده، به نظر می رسد که تقریباً یکنواخت است. ناحیه تاثیر در ضربه دوم به میزان ۷۳٪ بهبود یافته و در ضربه سوم نسبت به ضربه اول، دوبرابر شده است. این شکل نیز بهبود رفتار خاک با افزایش تعداد کوبش از یک به سه را نشان می دهد. شکل ۳-۴ میزان نفوذ وزنه کوبش در داخل خاک در مقابل زمان را نشان می دهد.

¹ Surface to surface

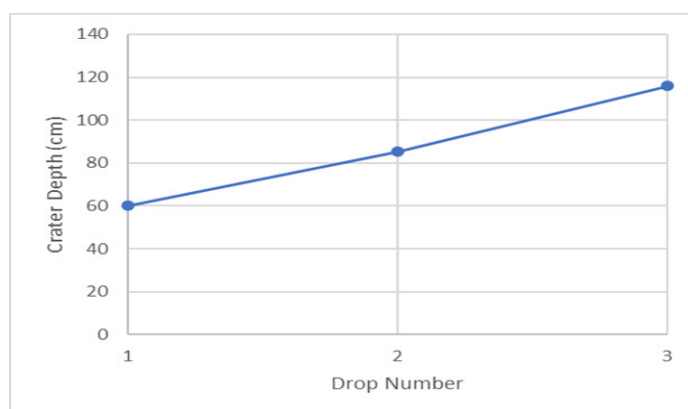


شکل ۳-۳: ناحیه تاثیر کوبش به ازای هر ضربه



شکل ۳-۴: نفوذ وزنه کوبش در داخل خاک در مقابل زمان (ثانیه)

همانطور که از نمودار شکل ۳-۴ مشخص است، کوبش در زمان‌های اولیه باعث ایجاد تغییر شکل و نوسان در خاک‌های اطراف می‌گردد در نتیجه این روش می‌تواند باعث ایجاد لرزش در سازه‌های مجاور گردد و در صورت ضعف آن ساختمان‌ها دچار خرابی گردد. این مورد تنها ایراد افزایش تعداد کوبش در روش تراکم دینامیکی است که در صورت وجود سازه‌های مجاور بایستی بررسی گردد. شکل ۳-۵ میزان نفوذ کوبه به ازای تعداد کوبش را نشان می‌دهد.

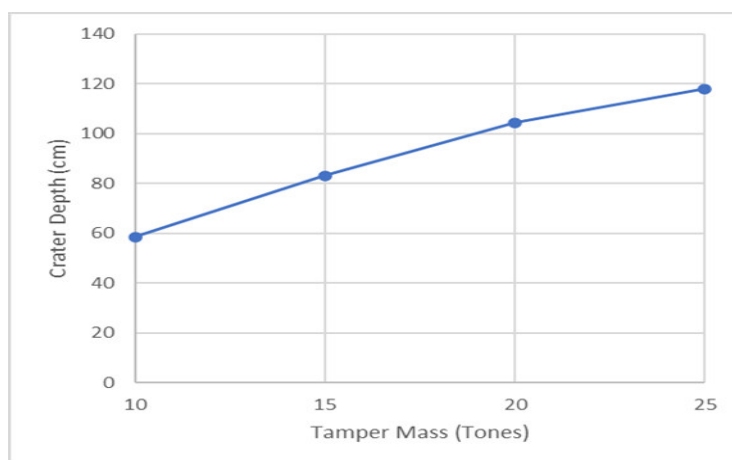


شکل ۳-۵: میزان نفوذ کوبه به ازای تعداد کوبش

همانطوری که از شکل ۳-۵ مشاهده می‌گردد با افزایش کوبش، عمق نفوذ بیشتر شده تاثیر آن در بهبود خصوصیات خاک و عمل تراکم بیشتر می‌گردد. در نتیجه افزایش کوبش روش مناسبی برای بهبود رفتار خاک در تراکم دینامیکی می‌تواند محسوب گردد.

۳-۱-۲- تأثیر وزن کوبش در بهبود خصوصیات خاک

در این قسمت به بررسی تأثیر وزن کوبه در میزان نفوذ کوبه بررسی شده است. وزن کوبه به صورت ۱۰، ۱۵، ۲۰ و ۲۵ تن تغییر داده شده است که نتایج در شکل ۳-۶ ارائه گردیده است.



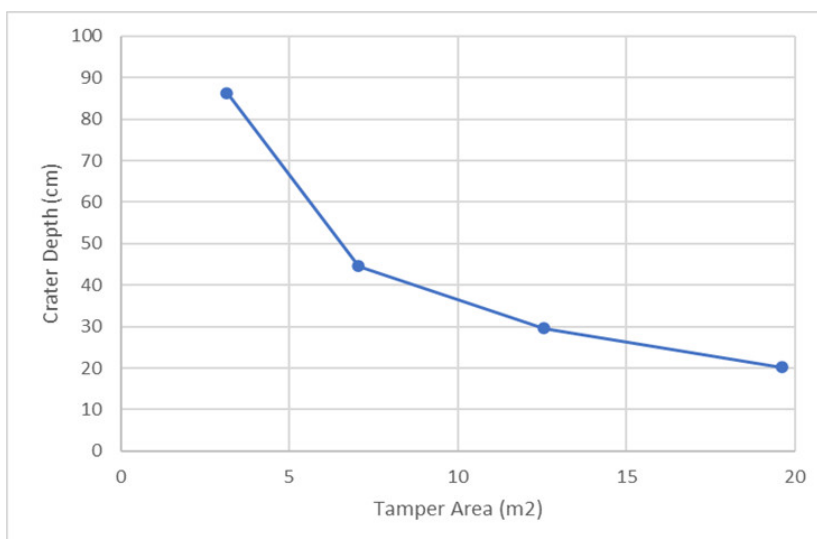
شکل ۳-۶: وزن کوبه در مقابل میزان نفوذ کوبه

از شکل ۳-۶ مشخص است که افزایش وزن کوبه می‌تواند باعث تأثیر بیشتر عملیات تراکم دینامیکی گردیده و باعث بهبود رفتار خاک شود. توجه به این نکته ضروریست که افزایش وزن کوبه گرچه باعث افزایش سرعت نفوذ کوبه می‌گردد، این عمل همزمان می‌تواند باعث افزایش لرزش‌های حاصل از تراکم دینامیکی و تأثیر آن بر سازه‌های مجاور گردد و آن‌ها را دچار خرابی کند. لذا انتخاب یک مقدار بهینه از وزن کوبه یکی از ضروریات طراحی تراکم دینامیکی است که حتماً بایستی مد نظر قرار گیرد.

۳-۱-۳- تأثیر مساحت سطح مقطع کوبه در بهبود خصوصیات خاک

در این بخش برای بررسی تأثیر مساحت سطح مقطع کوبه در عملیات تراکم دینامیکی، از سطوح استوانه‌ای به قطرهای ۱، ۱/۵، ۲ و ۲/۵ متر استفاده شده است. نتایج هر کدام از مدل‌سازی‌ها در شکل ۳-۷ ارائه شده است.

همانطور که از نمودار شکل ۳-۷ مشخص است استفاده از کوبه با مساحت بیشتر باعث کاهش نفوذ کوبه در خاک می‌گردد و تأثیر آن در عمق کاهش خواهد یافت اما برای اعمال تراکم‌های کم عمق ولی در مساحت زیاد، افزایش سطح مقطع می‌تواند روش مناسبی باشد.



شکل ۳-۷: میزان

۴- نتیجه گیری

نتایج حاصل از آنالیز مثال عددی بدین صورت قابل جمع بندی است:

- ۱) با تکرار ضربه و افزایش تراکم دینامیکی میزان شتاب در خاک مدل سازی شده کاهش یافته است و این اتفاق به معنای بهبود رفتار خاک با تکرار عمل تراکم دینامیکی می باشد. بطوریکه در ضربه دوم نسبت به ضربه اول به میزان ۳۷٪ و در ضربه سوم نسبت به ضربه اول به مقدار ۸۴٪ کاهش شتاب دیده شده است.
 - ۲) ناحیه تاثیر در ضربه دوم به میزان ۷۳٪ بهبود یافته و در ضربه سوم نسبت به ضربه اول، دوبرابر شده است. در نتیجه با افزایش تعداد کوبش از یک به سه رفتار خاک بهبود می یابد.
 - ۳) کوبش در زمان های اولیه باعث ایجاد تغییر شکل و نوسان در خاک های اطراف می گردد در نتیجه این روش می تواند باعث ایجاد لرزش در سازه های مجاور گردد و در صورت ضعف آن ساختمان ها دچار خرابی گردد. این مورد تنها ایراد افزایش تعداد کوبش در روش تراکم دینامیکی است که در صورت وجود سازه های مجاور بایستی بررسی گردد.
 - ۴) مشاهده می گردد با افزایش کوبش، عمق نفوذ بیشتر شده تاثیر آن در بهبود خصوصیات خاک و عمل تراکم بیشتر می گردد. در نتیجه افزایش کوبش روش مناسبی برای بهبود رفتار خاک در تراکم دینامیکی می تواند محسوب گردد.
 - ۵) که افزایش وزن کوبه می تواند باعث تاثیر بیشتر عملیات تراکم دینامیکی گردیده و باعث بهبود رفتار خاک شود. توجه به این نکته ضروریست که افزایش وزن کوبه گرچه باعث افزایش سرعت نفوذ کوبه می گردد، این عمل همزمان می تواند باعث افزایش لرزش های حاصل از تراکم دینامیکی و تاثیر آن بر سازه های مجاور گردد و آن ها را دچار خرابی کند. لذا انتخاب یک مقدار بهینه از وزن کوبه یکی از ضروریات طراحی تراکم دینامیکی است که حتما بایستی مد نظر قرار گیرد.
 - ۶) استفاده از کوبه با مساحت بیشتر باعث کاهش نفوذ کوبه در خاک می گردد و تاثیر آن در عمق کاهش خواهد یافت اما برای اعمال تراکم های کم عمق ولی در مساحت زیاد، افزایش سطح مقطع می تواند روش مناسبی باشد.
- افزایش ارتفاع سقوط منجر به افزایش انرژی نرمال شده و عمق تأثیر را می تواند بیشتر کند. نکته این که در تنها استفاده از افزایش وزن کوبه نمی تواند عاملی برای افزایش تأثیر تراکم بر خاک باشد.

۵- منابع و معآخذ

- ۱- عاطفی فرد، مسعود، خیری، مهدی، داوودی، سعید، آزاد فلاح، علی، بهنیا، سعید، (۱۳۹۵). مروری اجمالی بر مهمترین روش های بهسازی و تثبیت خاک های مختلف، دومین کنفرانس بین المللی تحقیقات در عمران، معماری و شهرسازی و محیط زیست پایدار.
- ۲- کمال پور، احسان، بختیاری، مرتضی، احدیان، جواد، (۱۳۹۸). بررسی تأثیر پارامترهای شعاع کوبه و تعداد ضربه بر بهسازی خاک به روش تراکم دینامیکی در راستای احداث سازه های دریایی، مجله علوم و فنون دریایی، دوره ۱۸، شماره
- 3- Leonards, G. A., Cutter, W. A., and Holtz, R. D. (1980). Dynamic Compaction of Granular Soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 106, No. GT1, 35-44.
- 4- Menard, L.; Broise, Y. (1975). Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation. Geotechnique, 25, 3-18.
- 5- Hadi J. Yap, PhD, PE, GE , (2008), An Introduction to building foundations and soil improvement methods, - SEAONC Seminar San Francisco.
- 6- Mayne, P. W., Jones, J. S. & Dumas, J. C. (1984). Ground response to dynamic compaction. ASCE 110, GT6,
- 7- Lukas, R. G. (1995). Geotechnical Engineering Circular No.1-Dynamic compaction. FHWA-SA-95-037.

بررسی اثر فواصل میان آرماتور های عرضی بر رفتار تیرهای بتن آرمه برش کنترل با احتساب اندرکنش برش-خمش

محمد مهدی صادقی^۱

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، مؤسسه آموزش عالی زاگرس، کرمانشاه، ایران

S_Dreams75@yahoo.com

خلاصه

در این مقاله تأثیر فواصل میان آرماتور های عرضی بر مقدار دوران پلاستیک برشی تیر های بتن آرمه برش کنترل با طول تقریباً کوتاه، جهت برآورد دیدگاه دقیق از رفتار با منظور نمودن برهم کنش میان نیرو ها، بررسی شده است. با استفاده از آنالیز فایبر گسترده در سه نرم افزار Response2000 و Excel و SAP2000 مقادیر دوران پلاستیک برشی برای تیر های نمونه محاسبه و نمودار شد. با توجه به رگرسیون قطعی ترسیم شده، حداکثر دوران پلاستیک برشی، هنگامی که فواصل میان آرماتور های عرضی حدود $d/2$ است، رخ می دهد.

کلمات کلیدی: اندرکنش برش-خمش، آنالیز غیر خطی فایبر، تیر برش کنترل، توالی خرابی، دوران پلاستیک برشی.

۱. مقدمه

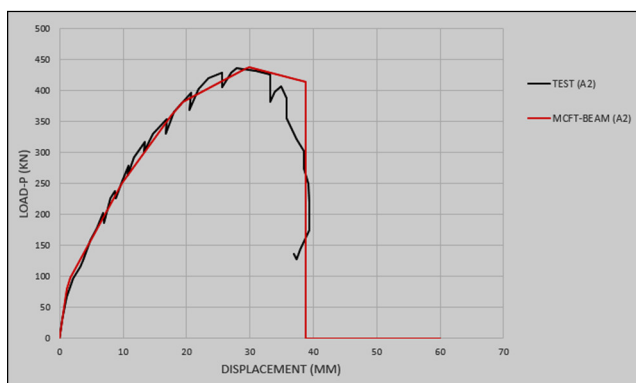
در تحلیل و طراحی های متعارف و معمول تیر های بتن آرمه مطابق با اکثر آیین نامه و استاندارد ها، طراحی برای خمش و برش بصورت مجزا و بدون در نظر گرفتن آثار اندرکنشی میان آنها انجام می شود. عدم اطمینان به برش در تیر های بتن آرمه به علت ماهیت ترد بتن در رفتار برشی، موجب عدم استفاده از شکل پذیری برشی تیر ها در تحلیل های خطی و در نظر گرفتن حاشیه ایمنی زیادی برای شکل پذیری برشی این تیر ها در تحلیل های غیر خطی به روش مفصل پلاستیک شده است. در تیرها معمولاً به علت وجود نیروی محوری ناچیز، می توان صرفاً اندرکنش میان برش و خمش را در نظر گرفت و از نیروی محوری صرف نظر نمود. تحقیقات زیادی در زمینه اندرکنش برش و خمش به دلیل بالا بردن دقت روش های تحلیلی با رفتار واقعی در جهان صورت گرفته است.

در استاندارد ASCE41-17 مقادیر دوران پلاستیک برشی تیر های بتن آرمه برحسب فواصل میان آرماتور های عرضی مشخص شده است که دارای مقادیر ثابتی می باشد. به هر حال فواصل میان آرماتور های عرضی در جاری شدن برشی و مقدار دوران پلاستیک آن اثر گذار بوده و دارای تغییرات است. در این مقاله توسط یک روش ابتکاری، تعداد ۵ تیر با مشخصات مصالح و مقطع و طول یکسان و فواصل خاموت متغیر، که اولویت تسلیم و گسیختگی در آنها با برش می باشد، تغییرات زاویه خمیری برشی محاسبه شده است که جزئیات و روند تحقیق برای یکی از تیر ها بصورت خلاصه ذکر خواهد شد [۱] تا [۶].

۲. فرضیات و راستی آزمایشی روش ابتکاری

فرضیات این روش عبارتند از: رفتار تیر برش کنترل باشد [۲]، تیرها عمیق نباشند (مطابق ACI318-19 نسبت طول خالص به ارتفاع تیرها بزرگتر از ۴) [۷]، خمش در فاز الاستیک یا الاستوپلاستیک باشد و پلاستیک کامل نشود.

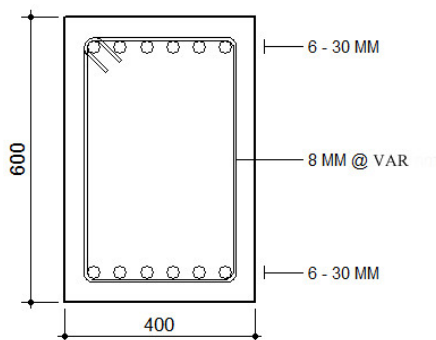
برای صحت سنجی روش تحلیلی ابتکاری، از نتایج آزمایش مربوط به تیرهای تورنتو مقاله Vecchio2004 استفاده شده است (تیر A2 با عرض ۳۰۵ میلی‌متر و ارتفاع مؤثر ۴۵۷ میلی‌متر و طول دهانه ۴۵۷۰ میلی‌متر، پنج آرماتور در ردیف پایین تیر (سه آرماتور با سایز ۲۹.۹ میلی‌متر و دو آرماتور با سایز ۲۵.۲ میلی‌متر) و سه آرماتور در ردیف بالای تیر (با سایز ۱۱.۳ میلی‌متر)، خاموت با سایز ۶.۴ میلی‌متر و فواصل ۲۱۰ میلی‌متر، با مقاومت فشاری بتن ۲۵.۹ مگاپاسکال و نیز سایر مشخصات مندرج در مقاله مذکور. [۴]



شکل ۱: تطابق نتایج حاصل از تست و تحلیل

۳. مدل سازی تیرهای بتن آرمه

در این مقاله نتایج آنالیز ۵ تیر با رفتار برش کنترل مورد بررسی قرار گرفته است. تمامی تیرها دارای مشخصات مصالح و مقطع یکسان و طول ۳۲۲۲ میلی‌متر بوده و تنها متغیر آنها پارامتر "فواصل میان خاموت‌ها" می‌باشد. تیرها دارای عرض ۴۰۰ و ارتفاع ۶۰۰ و ارتفاع مؤثر ۵۳۷ میلی‌متر می‌باشند. آرماتورهای طولی فشاری و کششی هر ردیف ۶ عدد با سایز ۳۰ میلی‌متر بوده و آرماتور عرضی سایز ۸ میلی‌متر با فواصل متغیر است. پوشش خالص بتن روی آرماتورها ۴۰ میلی‌متر و پوشش بتن تا مرکز آرماتورهای طولی ۶۳ میلی‌متر می‌باشد. رده مقاومتی ۲۸ روزه بتن نیز برابر ۲۰ مگاپاسکال می‌باشد. مدول الاستیسیته آرماتورهای طولی و عرضی 2×10^5 مگاپاسکال و بتن 2.1×10^4 مگاپاسکال است. تنش تسلیم و تنش نهایی برای آرماتورهای طولی به ترتیب ۴۲۰ و ۶۰۰ مگاپاسکال و برای آرماتورهای عرضی به ترتیب ۳۴۰ و ۵۰۰ مگاپاسکال می‌باشد.



شکل ۲: مشخصات مقطع تیرها

فواصل میان خاموت‌ها به گونه‌ای انتخاب شده است که بصورت تقریبی تابعی از مقدار d (ارتفاع مؤثر تیر) بوده و به شرح زیر می‌باشند:

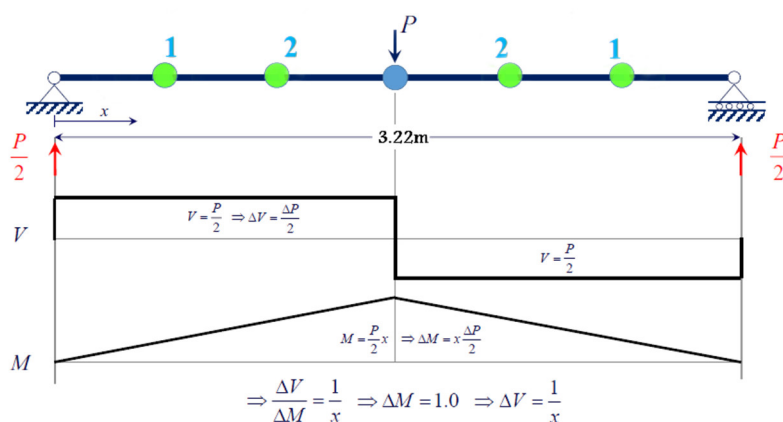
$$S=537\text{mm}, S=269\text{mm}, S=135\text{mm}, S=90\text{mm}, S=85\text{mm}$$

در ادامه، روند تحقیق برای تیر با فاصله خاموت ۲۶۹ میلی‌متر و سایر مشخصات بیان شده در بخش‌های قبلی، به عنوان نمونه ذکر خواهد شد. روال کلی آنالیز برای سایر تیرها نیز مشابه خواهد بود.

۴. روند تحقیق

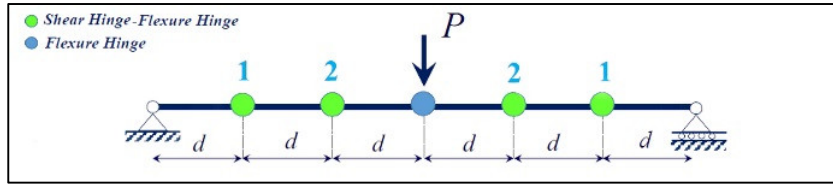
در ابتدا از طریق دیاگرام برش و خمش تیر دو سر مفصل، به بررسی تغییرات برش و خمش در طول تیر با استفاده از مشتق‌گیری می‌پردازیم. با یک مشتق‌گیری ساده می‌توان تغییرات برش و خمش را در طول تیر بدست آورد. همان‌گونه که در شکل ۳، مشخص است تغییرات برش در طول تیر ثابت و تنها به مقدار P وابسته می‌باشد، اما تغییرات خمش در طول تیر علاوه بر مقدار P ، به مقدار x (فاصله مقطع مورد نظر از تکیه‌گاه) نیز وابسته می‌باشد. اما به دلیل اینکه نسبت V/M (نسبت برش به خمش) برای هر مقطع بصورت جداگانه به نرم‌افزار Response2000 معرفی می‌شود، بنابراین پارامتر x نیز ثابت خواهد بود. در واقع برای هر مقطع با فاصله معین از تکیه‌گاه، عملیات آنالیز در نرم‌افزار Response2000 را جداگانه (برای یک x ثابت) انجام می‌دهیم.

با تقسیم مقادیر تغییرات برش به روی تغییرات خمش و ساده‌سازی حاصل آن، مقدار $1/x$ را خواهیم داشت. اگر نرخ تغییرات بار (افزایش بار) خمش را برابر با عدد 1 در نظر بگیریم، در نهایت می‌توان مقدار افزایش بار برش (ΔV) را وابسته به فاصله هر مقطع از تکیه‌گاه (یعنی x)، برابر با $1/x$ در نظر گرفت و به نرم‌افزار Response2000 معرفی نمود. مفهوم افزایش بار در Response2000 به این معناست که نرم‌افزار مقادیر همزمان خمش و برش را در طول تحلیل، با چه نرخ تغییراتی به تیر بارگذاری کند. ضمناً مقدار نیروی محوری تیر برابر صفر در نظر گرفته شده است.

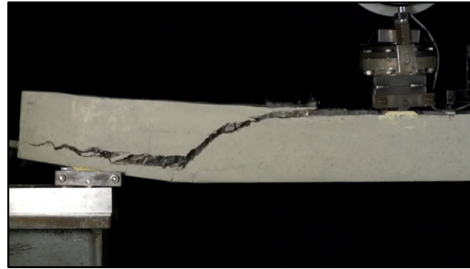


شکل ۳: مشتق‌گیری و تعیین Increment Loads

در طول تیر تعداد ۴ عدد مفصل برشی و ۵ عدد مفصل خمشی اختصاص داده خواهد شد [۳] که فاصله آنها از یکدیگر و از تکیه‌گاه‌ها، برابر d (ارتفاع مؤثر تیر) می‌باشد. با توجه به شرایط تکیه‌گاهی تیر و دیاگرام خمش آن، می‌دانیم که حداکثر خمش در وسط دهانه رخ می‌دهد، بنابراین مفصل خمشی علاوه بر نقاطی از تیر که مفصل برشی اختصاص یافته، بصورت یک عدد در وسط دهانه نیز اختصاص خواهد یافت. (در نقاط ۱ و ۲ شکل ۴ هم مفصل برشی و هم خمشی، و در وسط دهانه فقط مفصل خمشی اختصاص داده می‌شود) علت اختصاص ندادن مفصل برشی در وسط دهانه تیر آن است که؛ مطابق آیین‌نامه ACI318-19 با توجه به اینکه شروع ترک مایل برشی به فاصله d از بار متمرکز رخ می‌دهد [۷]، بنابراین در تحلیل فایبر نیز میبایستی مفصل برشی با فاصله d از بار متمرکز اختصاص داده شود. (شکل ۵)



شکل ۴: موقعیت اختصاص مفصل و فواصل آنها در طول تیرها



شکل ۵: موقعیت وقوع ترک مایل برشی در تیر

۴-۱. نرم افزار Response2000

پس از مدل‌سازی مقطع و مصالح تیر در نرم‌افزار Response2000 می‌بایستی مقادیر افزایش بار مربوط به هر مفصل را بصورت جداگانه محاسبه و جهت آنالیز به روش میدان فشاری اصلاح شده (MCFT)، به نرم‌افزار معرفی کنیم [۳]. (چون مقدار ΔM مطابق واحد نرم‌افزار برابر 1 KN.m در نظر گرفته شد پس مقدار x در کسر $1/x$ باید با واحد "متر" وارد شود).

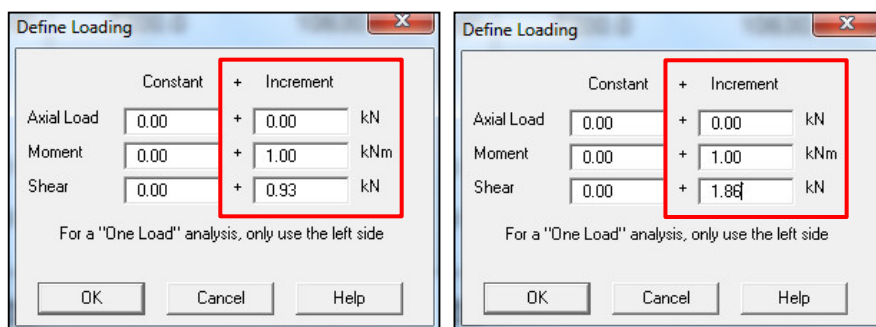
Increment Loads for "Shear Hinge 1" :

$$x = 537mm \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{0.537} \xrightarrow{\Delta M=1} \Delta V = 1.86 \quad (1)$$

Increment Loads for "Shear Hinge 2" :

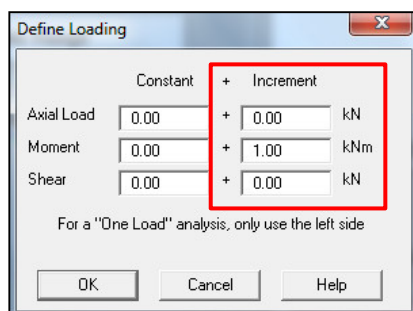
$$x = 1074mm \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{1.074} \xrightarrow{\Delta M=1} \Delta V = 0.93 \quad (2)$$

در روابط (۱ و ۲) مقادیر ΔV و ΔM به ترتیب از راست به چپ "تغییرات برش" و "تغییرات خمش" و x "فاصله مفصل تا تکیه‌گاه" است. با توجه به طول تیر، در هر سمت آن نسبت به وسط دهانه، دو عدد مفصل برشی داریم که در فواصل 537mm و 1074mm از هر تکیه‌گاه (به فاصله هر d) در هر طرف تیر اختصاص خواهند یافت. مقادیر افزایش بارهای محاسبه شده را مطابق شکل ۶ به نرم‌افزار Response2000 معرفی می‌کنیم:



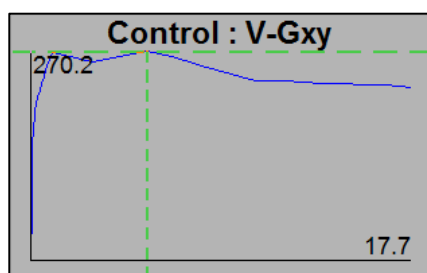
شکل ۶: پنجره Increment Loads در Response2000 برای مفصل برشی ۱ و ۲

برای تمامی مفاصل خمشی کفیفست مقدار $\Delta M=1$ و $\Delta V=0$ را بعنوان افزایش بار به نرم افزار Response2000 مطابق شکل ۷ معرفی کنیم؛ چرا که اثرات برش روی فاز الاستیک و الاستوپلاستیک خمش ناچیز بوده و همانطور که از نتایج راستی آزمایی پیداست می توان از آن صرف نظر نمود:

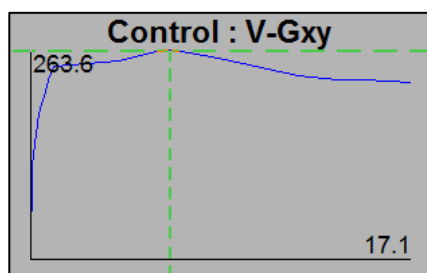


شکل ۷: پنجره Increment Loads در Response2000 برای مفاصل خمشی

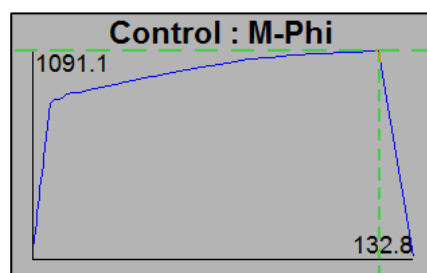
پس از انجام آنالیز در نرم افزار Response2000 برای هر یک از مقاطع فوق با مقادیر افزایش بار مشخص، منحنی های رفتاری زیر برای هر یک از آنها محاسبه می شود که می توان آنها را به نرم افزار Excel انتقال داد:



شکل ۸: منحنی رفتاری نیروی برشی (kN) - کرنش برشی (mm/m) برای مفصل برشی شماره ۱



شکل ۹: منحنی رفتاری نیروی برشی (kN) - کرنش برشی (mm/m) برای مفصل برشی شماره ۲



شکل ۱۰: منحنی رفتاری لنگر (kN.m) - انحناء (rad/km) برای همه مفاصل خمشی

۲-۴. نرم افزار Excel

پس از انتقال منحنی های فوق به نرم افزار Excel، برای مفاصل برشی شماره ۱ و ۲، محور قائم (نیروی برشی KN) نمودار را به تنش برشی متوسط و واحد آن را به مگاپاسکال (Mpa) تبدیل، و محور افقی (کرنش برشی mm/m) نمودار را با تقسیم آن به 1.5 برابر ارتفاع مؤثر تیر، بصورت کرنش بر حسب (mm/mm) تغییر می دهیم. برای مفصل خمشی که بر حسب لنگر-انحناء می باشد نیز، محور قائم (لنگر KN.m) را بر حسب همان واحد (KN.m) و محور افقی آن (انحناء rad/KM) را با تقسیم بر عدد 1000 به (rad/m) تبدیل می کنیم. ضمناً طول مفاصل پلاستیک برشی را مطابق مقالات معتبر و آیین نامه ها، مقدار 1.5d و برای مفاصل خمشی به مقدار d در نظر می گیریم. سپس نمودار حاصله را با مشخص کردن ۵ نقطه شامل مبدأ، ترک خوردگی، تسلیم، اوج مقاومت و تغییر شکل نهایی، چندخطی می کنیم. در نهایت با تقسیم اعداد هر کدام از نقاط مشخص شده به اعداد مربوط به نقطه ترک خوردگی، جداولی مشابه زیر را برای انتقال به بخش تنظیمات مفاصل پلاستیک دستی نرم افزار SAP2000 تهیه می کنیم. ضمناً در صورت پلاستیک نشدن خمش در تیر، می توان فقط بخش الاستیک و الاستوپلاستیک منحنی رفتاری خمشی (لنگر-انحناء) را چند خطی و به نرم افزار SAP2000 معرفی نمود.

جدول ۱: جدول نهایی دوران مفصل پلاستیک برشی شماره ۱

SAP2000		
	Stress/SF	Strain/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.457813758	5.841176471
D	1.470196514	31.72352941
E	1.209652674	104.0352941

جدول ۲: جدول نهایی دوران مفصل پلاستیک برشی شماره ۲

SAP2000		
	Stress/SF	Strain/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.677257318	5.872093023
D	1.816368998	36.4127907
E	1.540963839	99.15116279

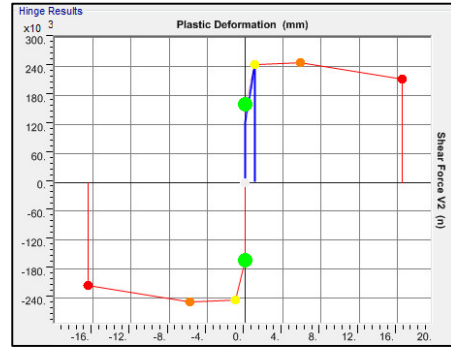
جدول ۳: جدول نهایی دوران مفاصل خمشی

SAP2000		
	Moment/SF	Curvature/SF
A	0	0
B	1	0
C	7.705026231	11.41560799
D	7.904317331	16.71324864
E	8.183759237	24.47005445

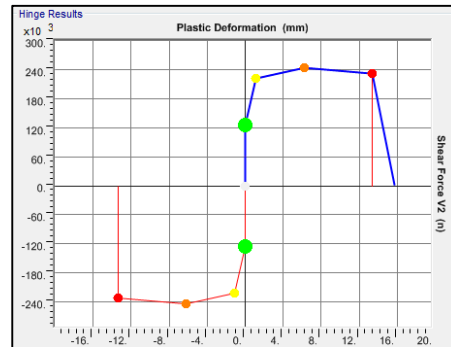
۳-۴. نرم افزار SAP2000

در این روش نیازی به اعمال ضرایب ترک خوردگی در نرم افزار SAP2000 نیست؛ چرا که اولاً مفاصلی که به SAP2000 اختصاص می دهیم شامل رفتار کامل مقطع از جمله ترک خوردگی بوده و ثانياً مفاصل پلاستیک در طول تیر به فاصله d از یکدیگر و تکیه گاه ها اختصاص داده خواهد شد (فایبر گسترده). برای هر مفصل در پنجره مربوط به تنظیمات دستی مفصل پلاستیک نرم افزار SAP2000، تنش و کرنش ترک خوردگی را مشخص و این مقادیر را در کادر مربوط به تنش و کرنش تسلیم (Scaling For Stress and Strain) نرم افزار SAP2000 وارد می کنیم. در واقع برای نرم افزار تفاوتی ندارد که در کادر مذکور مقادیر ترک خوردگی وارد می شود یا مقادیر مربوط به تسلیم شدن؛ چرا که نرم افزار SAP2000 صرفاً جهت مشخص کردن سایر نقاط روی نمودار رفتاری، از این مقادیر استفاده می کند (به نوعی نسبت گیری انجام می دهد). مقادیر عددی جدول های تهیه شده در نرم افزار Excel و ترک خوردگی و طول مفصل پلاستیک را بر حسب واحد های مشخص شده به پنجره مفاصل پلاستیک دستی نرم افزار SAP2000 انتقال می دهیم.

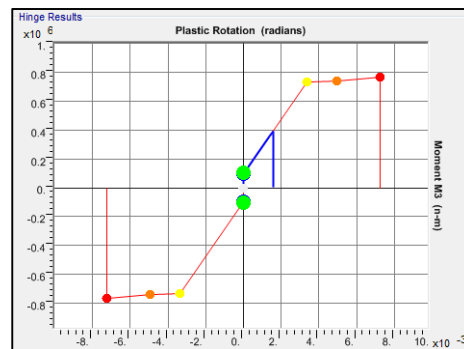
سپس یک بار متمرکز به وسط دهانه تیر اختصاص می‌دهیم (مقدار بار با توجه به تغییر شکل - کنترل بودن تحلیل پوش اور مهم نمی‌باشد). تنظیمات آنالیز استاتیکی غیرخطی (بار-افزون) را در نرم افزار انجام داده و تحلیل را آغاز می‌کنیم. با توجه به نتایج تحلیل، توالی خرابی مفاصل اختصاص داده شده را بررسی می‌نماییم. همانطور که از تصاویر زیر پیداست، مفصل برشی شماره ۲ به علت تقدم در تسلیم و گسیختگی، مفصل بحرانی تیر می‌باشد:



شکل ۱۱: مفصل برشی شماره ۱ در نرم افزار SAP2000



شکل ۱۲: مفصل برشی شماره ۲ در نرم افزار SAP2000 (مفصل بحرانی)



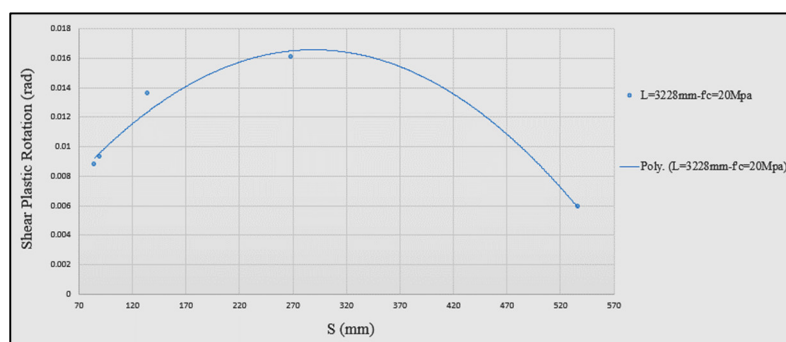
شکل ۱۳: مفصل خمشی وسط دهانه در نرم افزار SAP2000 که وارد فاز پلاستیک نشده است.

برای مفاصل خمشی که روی مفاصل برشی شماره ۱ و ۲ اختصاص داده شده‌اند نیز با توجه به دیاگرام خمش در تیرهای دو سر مفصل (حداکثر خمش در وسط دهانه)، با بررسی توالی خرابی مشخص می‌شود که مقدار خمش در این نقاط کمتر از وسط دهانه و در فاز الاستوپلاستیک خواهد بود. بدین طریق پس از حصول اطمینان از برش کنترل بودن رفتار تیرها و مشخص شدن مفصل بحرانی، به نرم‌افزار Response2000 بازگشته و منحنی نیروی برشی - کرنش برشی مربوط به مفصل بحرانی را مجدداً توسط نرم افزار Response2000 محاسبه نموده و برحسب همان واحد‌های

Response2000 به نرم افزار Excel انتقال می‌دهیم. سپس در سه نقطه شامل مبدأ، تسلیم و کرنش نهایی (کرنش نهایی نقطه‌ی نهایی روی منحنی در راستای محور افقی است که می‌بایستی مقدار برش در آن نقطه از $\frac{1}{80}$ ماکزیمم برش کمتر نباشد) اقدام به دو خطی کردن منحنی می‌نماییم.

۵. نتیجه گیری

پس از آنالیز هر ۵ تیر این مقاله و بدست آوردن مقادیر کرنش پلاستیک برشی آنها، نتایج حاصله را توسط نمودار رگرسیون قطبی با محور قائم برحسب "دوران پلاستیک برشی" و محور افقی بر حسب "فواصل خاموت‌ها"، ترسیم و تفسیر می‌کنیم.



شکل ۱۴: رگرسیون قطبی از نتایج تحلیل

همانطور که از نمودار شکل ۱۴ مشخص است، برای تیرهای برش کنترل مورد بررسی مقاله با مقاومت فشاری بتن 20 مگاپاسکال و طول 3222 میلی‌متر که خمش نسبتاً کمی را به واسطه طول کوتاه خود متحمل می‌شوند ($L \leq 6d$)، هنگامی که فواصل میان خاموت‌ها در محدوده نزدیک به $d/2$ قرار دارد، شاهد بیشترین مقدار دوران پلاستیک برشی هستیم و در فواصل خاموت $S < d/2$ و $S > d/2$ ، پارامتر دوران پلاستیک برشی سیر نزولی خواهد داشت. به عبارت دیگر، در فاصله خاموت $S = d/2$ ، قطر فشاری بتن سرویس‌دهی برشی مطلوبی را داشته و با جاری نمودن خاموت‌ها و اعمال کشش بیشتر روی آنها، دوران پلاستیک برشی بیشتری را سبب می‌شود.

مراجع

۱. پرمون، ع.، میرزایی، م.، آقایی، ر.، (۱۳۹۴)، "بررسی اندرکنش برش-خمش در تیرهای بتن مسلح"، دومین همایش ملی مهندسی سازه ایران، تهران، ISSEE02_012
2. American Society of Civil Engineers, (2017), "ASCE/SEI 41-17-Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings," PUBLISHED BY THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
3. Vecchio, F.J. and Collins, M.P., (1986), "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced concrete Elements Subjected to Shear," ACI Journal, 83-22.
4. Vecchio, F.J. and Shim, W., (2004), "Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests," Journal of Structural Engineering ASCE, 130:460-469.
5. Cladera, A., Mari, A., Ribas, C., Bairan, J., Oller, E., (2015), "Predicting The Shear-Flexural Strength of Slender Reinforced Concrete T and I Shaped Beams," Engineering Structures, 101:386-398.
6. Mari, A.R., Cladera, A., Oller, E., (2014), "Shear-Flexural Strength Mechanical Model for the Design and Assessment of Reinforced Concrete Beams Subjected to Point or Distributed Loads," Frontiers of Structural and Civil Engineering, 8(4):337-353.
7. American Concrete Institute, (2019), "ACI Standard-Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-19)," PUBLISHED BY THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

اثر قید چرخش و تری روی دریافت طبقات در طراحی لرزه ای بهینه قاب خمشی فولادی بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

مهتاب بادامکی^۱، پویا زکیان^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اراک، اراک

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اراک، اراک

* p-zakian@araku.ac.ir

خلاصه

در این پژوهش یک مسئله بهینه یابی تک هدفه برای طراحی برپایه عملکرد قاب خمشی فولادی دوبعدی مبتنی بر تحلیل دینامیکی غیر خطی با توجه به آئین نامه های جدید پیشنهاد می شود. سپس وضعیت دریافت طبقات برای سازه های بهینه شده با قید چرخش و تری ارزیابی می شود. تابع هدف وزن قاب است که باید مقدار آن کمینه شود. برای حل مسئله از الگوریتم فراکاوشی بهینه یابی اجتماع ذرات و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی به عنوان یک روش تحلیل لرزه ای نمایانگر رفتار واقعی سازه استفاده شده است. مثال حل شده نشان دهنده کارایی مسئله پیشنهادی برای طراحی بهینه لرزه ای قاب خمشی فولادی و تاثیر قید چرخش و تری روی دریافت طبقات است.

کلمات کلیدی: طراحی لرزه ای، بهینه یابی سازه ها، تحلیل دینامیکی غیر خطی، چرخش و تری، دریافت طبقات.

۱. مقدمه

برای صرفه جویی در مصالح ساخت و ساز، بهره وری بهینه و کاهش هزینه های پروژه تا کمترین مقدار ممکن، طراحی بهینه در پروژه های مهندسی اهمیت ویژه ای پیدا کرده است. به همین منظور استفاده از الگوریتم های فراکاوشی برپایه ی رویدادهای طبیعی و قوانین فیزیکی در مسائل بهینه یابی مهندسی در حال افزایش روزافزون است. از سویی دیگر بارهای لرزه ای ماهیت پیش بینی نشده ای دارند، بنابراین اگر سازه به گونه ای طراحی شود که بر اثر زلزله در حالت ارتجاعی باقی بماند، وزن سازه افزایش یافته و در نتیجه پروژه غیراقتصادی خواهد شد. از این رو آئین نامه های ساختمانی و روش های طراحی، رفتار غیرارتجاعی سازه را در محدوده ای ایمن پیشنهاد می کنند. استفاده از رفتار غیرارتجاعی سازه ها در طراحی براساس عملکرد سازه، یک رویکرد کارآمد برای طراحی لرزه ای سازه ها است.

تاکنون پژوهش های بسیاری در زمینه طراحی بهینه قاب های ساختمانی انجام شده است؛ قلی زاده و سلاجقه [۱] طراحی بهینه دو قاب برشی دوبعدی و سه بعدی تحت بارگذاری تاریخچه زمانی خطی را براساس الگوریتم بهینه یابی ازدحام ذرات مدل سازی کردند. کاوه و همکاران [۲] طراحی لرزه ای برپایه عملکرد را برای دو قاب فولادی با استفاده از روش بارافزون و الگوریتم کلونی مورچگان بررسی کردند. کاوه و زکیان [۳] طراحی بهینه قاب های برشی و خمشی فولادی را تحت بارگذاری زلزله با قیدهای تنش و تغییر مکان توسط دو الگوریتم جستجوی هارمونی و جستجوی سیستم باردار انجام داده اند. همچنین آن ها از روش تاریخچه زمانی خطی برای تحلیل دینامیکی سازه کمک گرفتند. کاوه و نصراللهی [۴] طراحی لرزه ای براساس عملکرد را برای قاب های فولادی توسط الگوریتم بهینه یابی جستجوی سیستم باردار و تحلیل بارافزون بررسی کردند. کاوه و همکاران [۵] طراحی بهینه چندهدفه براساس عملکرد را با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی برای قاب فولادی در دو سطح عملکردی و دو سطح خطر لرزه ای

بررسی نمودند. قلی‌زاده [۶] طراحی لرزه‌ای بهینه براساس عملکرد^۱ قاب‌های خمشی فولادی را با استفاده از الگوریتم کرم شب‌تاب بهبودیافته^۲ و یک شبکه عصبی جدید و تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون انجام داد. مکرم و بنان [۷] یک رویکرد بهینه‌یابی چندهدفه را برای طراحی سازه‌ها براساس عملکرد با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی پیشنهاد کردند. نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در مقایسه با نتایج تحلیل بارافزون نشان داد که تحلیل بارافزون به تنهایی نمی‌تواند قابل اطمینان و دقیق باشد.

یکی از روش‌های تحلیل برای طراحی براساس عملکرد، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی است که در پژوهش حاضر نیز برای تحلیل و طراحی سازه‌ها از این روش استفاده شده است. هدف اصلی در این پژوهش بررسی تاثیر قید چرخش و تری روی دررفت طبقات در یک مسئله بهینه‌یابی تک‌هدفه برای طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد قاب خمشی فولادی است که در آن از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی بهره گرفته شده و از آئین‌نامه بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، یعنی آئین‌نامه ASCE 41-13 [۸] استفاده شده است.

۲. روش بهینه‌یابی اجتماع ذرات

روش بهینه‌یابی اجتماع ذرات (PSO) یک الگوریتم فراکاوشی است که توسط کندی و ابرهات پیشنهاد شد [۹ و ۱۰]. این روش از رفتار گروهی حیوانات مانند پرندگان، ماهی‌ها و حشرات الهام گرفته است. در این الگوریتم، تعدادی ذره به صورت تصادفی در فضای جستجو مقدار می‌گیرند، که به آن‌ها گروه گفته می‌شود. ذرات در این فضا حرکت می‌کنند و موقعیت آن‌ها براساس بهترین موقعیت فردی که هر ذره در هر تکرار بدست می‌آورد جایگزین می‌شود. سپس تابع هدف برای هر ذره بدست می‌آید و برازندگی ذرات بر اساس مقدار تابع هدف تعیین می‌شود تا بهترین موقعیت در فضای جستجو تعیین شود. در هر گام با استفاده از معادلات (۱) و (۲) به‌روزرسانی موقعیت ذرات تعیین می‌شود:

$$V_i^{k+1} = \omega V_i^k + c_1 r_1 (P_i^k - X_i^k) + c_2 r_2 (P_g^k - X_i^k) \quad (1)$$

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

که در آن‌ها V_i^k و X_i^k به ترتیب موقعیت و سرعت فعلی ذره‌ی i ام در تکرار k ام است. بهترین موقعیت قبلی^۳ ذره‌ی i ام و بهترین موقعیت سراسری^۴ در میان کل ذرات گروه است. و اعدادی تصادفی در بازه پیوسته [۰، ۱] هستند. ω نیز شاخص وزن اینرسی است که برای کم کردن سرعت ذره استفاده می‌شود [۱۰]. و مقادیر ثابتی هستند و معمولاً برابر ۱/۵ انتخاب می‌شوند [۱۱ و ۱۲]. یکی از مزایای مهم الگوریتم بهینه‌یابی ازدحام ذرات این است که در مسائل با متغیرهای پیوسته از کارایی بالاتری برخوردار بوده و به همین علت برای بهینه‌یابی قاب‌های خمشی با سطح مقطع پیوسته می‌تواند کارایی خوبی از خود نشان دهد.

۳. فرمول‌بندی مسئله بهینه‌یابی

در این پژوهش یک مسئله جدید بهینه‌یابی طرح شده است. هدف از بهینه‌یابی، کمیته‌سازی وزن قاب خمشی فولادی است و برای حل این مسئله از الگوریتم فراکاوشی اجتماع ذرات استفاده شده است. تابع هدف با اعمال تابع پناستی برای اعمال قیده‌ها به صورت زیر بدست می‌آید:

$$f_{obj}(X) = W(X) \times f_{penalty}(X) \quad (3)$$

که $f_{obj}(X)$ تابع هدف است که باید کمیته شود. $W(X)$ وزن سازه و $f_{penalty}(X)$ تابع پناستی هستند که از فرمول‌های زیر بدست می‌آیند:

$$W(X) = \sum_{i=1}^{nv} \gamma_i x_i l_i \quad (4)$$

و

$$f_{penalty}(X) = (1 + k_1 v)^{k_2}, v = \sum_{i=1}^n \max[0, v_i] \quad (5)$$

که، l_i ، γ_i و x_i به ترتیب طول، چگالی مصالح و سطح مقطع متغیر طراحی i ام است. مجموع مقدار قیده‌های نقض شده با v نشان داده می‌شود. در k_1 این مسئله مقدار دو در نظر گرفته شده است و k_2 تابع افزایشی در هر تکرار است [۱۳].

¹Performance-Based Optimum Seismic Design (PBOSD)

²Modified Firefly Algorithm (MFA)

³Local best

⁴Global best

در مرحله طراحی، کنترل قیدهای ابعادی، کنترل سازه در برابر ترکیب بارهای غیرلرزه‌ای مانند بار ثقلی، بارهای زنده و (مطابق با آیین نامه‌ی طراحی) و کنترل سازه در برابر بارهای لرزه‌ای بررسی می‌شوند.

۳-۱. گام اول: قیدهای ابعادی

با توجه به این نکته که در قاب‌ها سازگاری منطقی بین ابعاد مقاطع تیر و ستون الزامی است، در نخستین گام قیدهای ابعادی باید مطابق با روابط (۶) تا (۸) رعایت شوند.

الف) اتصالات تیر به ستون:

$$\frac{b_{f(B)}}{b_{f(C)}} - 1 \leq 0 \quad (6)$$

ب) اتصالات ستون به ستون:

$$\frac{h_C^{up}}{h_C^{down}} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

و

$$\frac{b_{f(C)}^{up}}{b_{f(C)}^{down}} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

که $b_{f(B)}$ و $b_{f(C)}$ به ترتیب عرض بال تیر و ستون، h_C^{up} عمق مقطع ستون طبقه بالایی، h_C^{down} عمق مقطع ستون طبقه پایینی، $b_{f(C)}^{up}$ و $b_{f(C)}^{down}$ به ترتیب عرض بال ستون در طبقه‌ی بالا و طبقه‌ی پایین تر هستند.

۳-۲. گام دوم: قیدهای خدمت پذیری

در این مرحله تحلیل استاتیکی برای سازه انجام می‌شود و تمام اعضای سازه در برابر بارهای ثقلی مورد بررسی قرار می‌گیرند. ترکیب بارهای Q_G^{SC} مطابق با آیین‌نامه [۱۴] به صورت زیر است:

$$Q_G^{SC} = \begin{cases} 1.4Q_D \\ 1.2Q_D + 1.6Q_L \end{cases} \quad (9)$$

که Q_D و Q_L به ترتیب بارهای مرده و زنده هستند. با توجه به آیین‌نامه [۱۵] باید ترکیب تنش کنترل شود:

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2, SR = \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (10)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2, SR = \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (11)$$

در فرمول‌های (۱۰) و (۱۱)، P_u مقاومت مورد نیاز (کششی یا فشاری)، P_n مقاومت اسمی محوری (کششی یا فشاری)، ϕ_c ضریب کاهش مقاومت، SR نسبت تنش موجود است که باید کم‌تر از یک باشد، M_{ux} و M_{uy} مقاومت خمشی مورد نیاز به ترتیب حول محورهای X و Y ، M_{nx} و M_{ny} مقاومت خمشی اسمی حول محورهای X و Y و ϕ_b ضریب کاهش مقاومت خمشی هستند که البته به دلیل دو بعدی بودن قاب‌ها در این پژوهش طبیعتاً مقاومت‌های خمشی موردانتظار و اسمی در راستای محور Z صفر خواهند بود و فرمول (۱۰) و (۱۱) تنها در جهت محور قوی X در نظر گرفته می‌شوند. برای ورود به مرحله سوم، ابتدا باید نتایج با شرایط مرحله اول و دوم بررسی شوند که اگر این شرایط برقرار باشد، ادامه کار ممکن است. در غیر این صورت باید کاندیدهای طرح توسط الگوریتم آنقدر تغییر نمایند تا قیدهای دو مرحله پیشین برقرار شوند. با الزام این شرط، حجم قابل‌توجهی از تلاش‌های محاسباتی کاسته خواهد شد.

۳-۳. گام سوم: قیدهای عملکردی

در گام سوم، بیشینه چرخش و تری پلاستیک اعضای سازه باید برای سطح عملکردی انتخابی با تحلیل دینامیکی غیرخطی مشخص شود که در ابتدا باید طیف طرح برای سطح عملکرد IO محاسبه شود. مطابق با روابط (۱۲) و (۱۳)، طیف طرح برای سطح عملکرد مورد نظر محاسبه و سپس رسم خواهد شد.

$$S_{XS} = F_a S_S \quad (12)$$

$$S_{X1} = F_v S_1 \quad (13)$$

$$S_a = \begin{cases} S_{XS} \left(\left(\frac{5}{B_1} - 2 \right) \frac{T}{T_S} + 0.4 \right) & 0 < T \leq T_0 \\ \frac{S_{XS}}{B_1} & T_0 < T \leq T_S \\ \frac{S_{X1}}{(B_1 T)} & T_S < T \leq T_L \\ \frac{S_{X1} T_L}{(B_1 T^2)} & T > T_L \end{cases} \quad (14)$$

$$T_S = \frac{S_{X1}}{S_{XS}} \quad (15)$$

$$T_0 = 0.2 T_S \quad (16)$$

$$B_1 = \frac{4}{[5.6 - \ln(100\beta)]} \quad (17)$$

S_{XS} و S_{X1} به ترتیب پارامترهای شتاب طیف پاسخ در دوره تناوب کوتاه و دوره تناوب یک ثانیه برای سطح خطر لرزه‌ای و میرایی مشخص با توجه به نوع خاک هستند. F_a و F_v ضرایب ساختگاه هستند که از آئین‌نامه ASCE 41-13 [۸] براساس نوع خاک و مقادیر پارامترهای پاسخ شتاب یعنی S_S و S_1 بدست می‌آیند (جدول ۱). T دوره تناوب اصلی سازه، زمان تناوب بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف پاسخ، B_1 تابعی از نسبت میرایی موثر، دوره تناوب شتاب ثابت به صورت تابعی از T_S ، T_L دوره تناوب بلند و β نسبت میرایی موثر هستند [۸].

قید بیشینه دوران پلاستیک برای هر عضو در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) می‌تواند به صورت رابطه (۱۸) باشد:

$$\frac{\theta_k^{IO}}{\theta_{all}^{IO}} - 1 \leq 0, \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (18)$$

که بیشینه دوران پلاستیک عضو k ام بدست آمده در قاب خمشی با سطح عملکرد IO است. θ_{all}^{IO} بیشینه دوران پلاستیک مجاز برای هر عضو که مطابق با آئین‌نامه برای سطح عملکرد IO مقدار ۰/۲۵ در تیرها و ۰/۵ در ستون‌ها در نظر گرفته شده است. n تعداد اعضای سازه‌ای یک قاب است [۸].

جدول ۱- پارامترهای سطوح عملکردی ساختگاه (خاک نوع D)

سطح عملکردی	سطح خطر لرزه‌ای	$S_s(g)$	$S_1(g)$	F_a	F_v
IO	50%/50-years	0.658	0.198	1.274	2.008

۳-۴. تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

در پژوهش حاضر، تمامی اعضای قاب با المان نیرویی فایبر^۱ مدل شده‌اند. میرایی رایلی [۱۶] برای تحلیل تاریخچه زمانی محاسبه شده و در نرم‌افزار اپنسیس^۲ تعریف می‌شود. نسبت میرایی مطابق با آئین‌نامه ASCE 41-13 [۸] برای تحلیل دینامیکی غیر خطی ۳/ لحاظ شده است. در این پژوهش سطح عملکردی استفاده بی‌وقفه و سطح خطر لرزه‌ای رایج^۳ (زلزله‌هایی با احتمال وقوع ۵۰٪ در ۵۰ سال) در نظر گرفته شده است. در تحلیل تاریخچه زمانی، از پاسخ سازه ناشی از ۱۱ شتاب‌نگاشت مقیاس شده زلزله استفاده شده است. مدت زمان تحلیل در برنامه اپنسیس ۱۰ ثانیه بیشتر از مدت کل زمان شتاب‌نگاشت لحاظ شده تا بتواند جابه‌جایی پسماند موجود در ارتعاش آزاد سازه را نیز ثبت کند. برای تحلیل تاریخچه

^۱forceBeamColumn

^۲OpenSees

^۳Frequent Earthquake (FE)

زمانی غیرخطی از نرم‌افزارهای متلب^۱ و اینسیس همزمان استفاده شده است. از ۱۱ شتاب‌نگاشت زلزله معرفی شده در منبع [۱۷] استفاده شده است (جدول ۲). همچنین با استفاده از نرم‌افزار SeismoMatch [۱۸] رکوردها با روش هم‌پایه‌سازی طیفی مقیاس می‌شوند (شکل ۱).

۴. مثال طراحی: قاب خمشی فولادی سه طبقه

در قاب خمشی فولادی سه طبقه انتخابی (شکل ۲)، اتصالات قاب صلب و تکیه‌گاه‌ها گیردار فرض شده است. با توجه به پیوسته بودن مسئله بهینه‌یابی، متغیرها در بازه‌ی مشخصی محدود شده‌اند. در نتیجه عمق مقطع، ضخامت بال، عرض بال و ضخامت جان (شکل ۳) به ترتیب در محدوده‌ی بین کران پایین $lb = [100 \ 100 \ 10 \ 4]$ میلیمتر و کران بالای $ub = [600 \ 300 \ 20 \ 16]$ میلیمتر هستند. ضریب ارتجاعی $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ و تنش تسلیم $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ بوده و با فرض شیب کرنش سخت‌شوندگی معادل $\epsilon_s = 3/3$ ضریب ارتجاعی، از مدل رفتاری مصالح steel01 در نرم‌افزار اینسیس استفاده شده است. بار مرده $Q_D = 25 \text{ N/mm}$ و بار زنده $Q_L = 10 \text{ N/mm}$ روی تمامی تیرها وارد شده است. مطابق با آیین‌نامه ASCE 41-13 [۸] برای تحلیل دینامیکی غیرخطی درصد میرایی $\gamma = 3/3$ در نظر گرفته می‌شود و از برنامه متلب و اینسیس برای بهینه‌یابی و تحلیل استفاده شده است. مشخصات کامپیوتر جهت اجرای برنامه بهینه‌یابی شامل پردازنده Intel® Xeon® CPU E5-2620 v4 @ 2.10GHz است. با توجه به ماهیت تصادفی الگوریتم، برنامه ۲۰ بار اجرا شده است. تعداد تکرار و تعداد ذرات برای الگوریتم PSO به ترتیب ۱۰۰ و ۲۰ در نظر گرفته شده‌اند که منجر به ۲۰۰۰ تحلیل برای هر اجرا می‌شود.

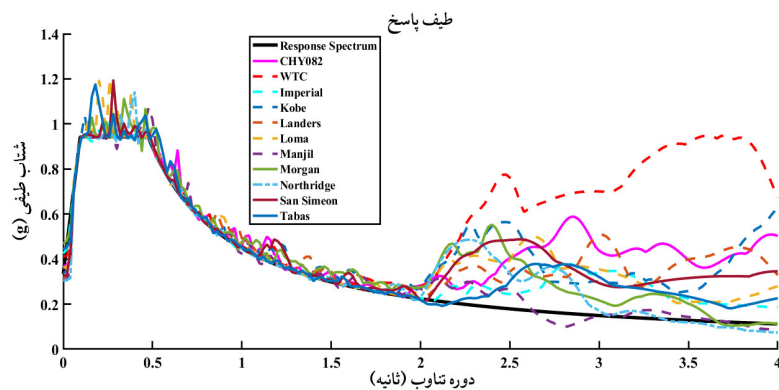
زمان کل ۲۰ اجرای برنامه ۲۹۵۵۷ دقیقه و زمان هر اجرا به طور میانگین ۱۴۷۸ دقیقه به طول انجامید. نتایج تحلیل در جدول ۳ نشان داده شده است که شامل مقادیر بهینه ابعاد مقاطع سازه، بهترین وزن، میانگین و انحراف معیار وزن‌های بدست آمده از ۲۰ اجرای برنامه است. نمودارهای همگرایی بهترین اجرا و میانگین ۲۰ اجرای برنامه در شکل ۴ قابل مشاهده است. نسبت تنش بدست آمده برای هر عضو از نسبت تنش مجاز ۱ بیشتر نشده است و این موضوع بیانگر آن است که در گام کنترل خدمت‌پذیری، قید نسبت تنش برقرار بوده است. همچنین مقدار بدست آمده بیشینه دوران پلاستیک (θ) برای هر عضو در هر اجرا از مقدار مجاز آن کمتر شده و در نتیجه قید عملکردی نیز برقرار است. برای اختصار، شکل ۵ و جدول ۴ وضعیت قیدهای تنش و چرخش و تری را فقط برای بهترین حل نشان می‌دهند. همچنین برای بررسی کفایت قید چرخش و تری به جای کنترل دررفت، دررفت سازه‌ی حاصل از بهترین حل بهینه محاسبه شده است. دررفت میانگین در هر طبقه برای ۱۱ رکورد زلزله با مقدار مجاز آن در جدول ۵ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج این جدول نشان می‌دهد که مقادیر بدست آمده دررفت از مقدار مجاز آن کمتر شده است به جز حالت با تحریک زلزله Chi-Chi_Taiwan- WTC که مقدار دررفت طبقه اول از مقدار مجاز بیش تر شده است.

جدول ۲- رکوردهای شتاب زمین [۱۷]

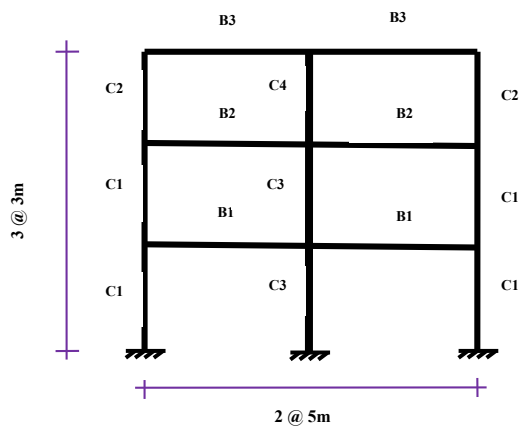
شماره	نام زلزله	سال	ایستگاه	بزرگا	عمق کانونی زلزله (km)	سرعت متوسط امواج برشی در ۳۰ متر اول لایه‌ی زمین (m/s)	بیشینه شتاب زمین (PGA)
1	Northridge-01	1994	Lawndale—Osage Ave	6.69	39.91	311.86	0.1475
2	Kobe Japan	1995	Yae	6.9	27.77	256	0.1576
3	Chi-Chi Taiwan	1999	CHY082	7.62	36.09	193.69	0.0646
4	Chi-Chi Taiwan	1999	WTC	7.62	42.24	207.69	0.0540
5	Manjil Iran	1990	Qazvin	7.37	49.97	302.64	0.1840
6	Imperial Valley-06	1979	Calipatria Fire Station	6.53	24.6	205.78	0.1289
7	Loma Prieta	1989	Salinas-John & Work	6.93	32.78	279.56	0.1123
8	Landers	1992	Thousand Palms Post Office	7.28	36.93	333.89	0.1164
9	San Simeon CA	2003	San Luis Obispo-Lopez Lake Grounds	6.52	48.11	365.15	0.133
10	Morgan Hill	1984	Fremont-Mission San Jose	6.19	31.34	367.57	0.02588
11	Tabas	1978	Boshrooyeh	7.35	28.79	324.57	0.1055

¹ MATLAB

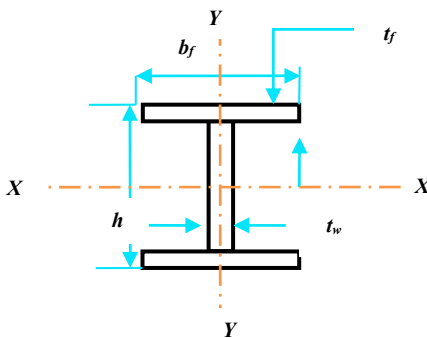
² Run



شکل ۱- طیف‌های پاسخ مقیاس شده با روش هم‌پایه‌سازی طیفی، همراه با طیف طرح



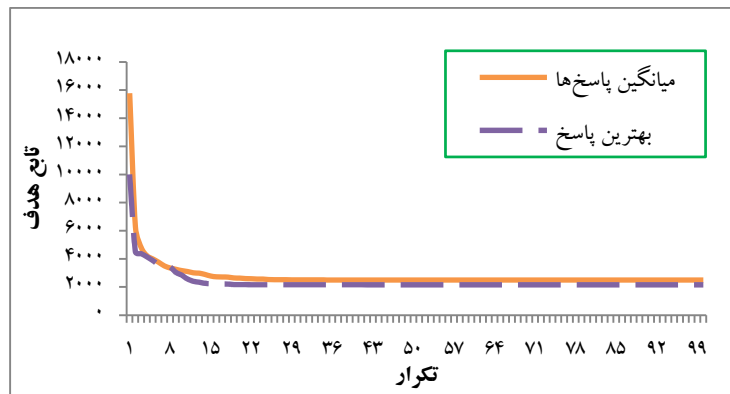
شکل ۲- هندسه و جزئیات گروه‌بندی اعضای قاب خمشی فولادی سه طبقه



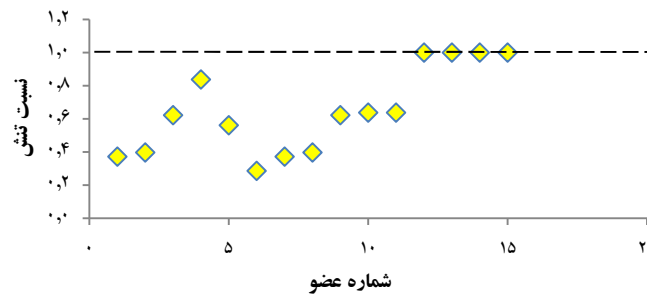
شکل ۳- تعریف متغیرهای بهینه‌یابی برای هر مقطع I-شکل

جدول ۳- نتایج طراحی بهینه قاب خمشی فولادی سه طبقه

متغیرهای طراحی	h	b_f	t_f	t_w
C1	100	300	10	16
C2	100	100	10	4
C3	100	300	10	4
C4	100	300	10	4
B1	600	100	10	4
B2	430.3001	100	10	4
B3	452.2860	100	10	4
وزن بهترین وزن (kg)	2159.2480			
وزن میانگین (kg)	2499.3866			
انحراف استاندارد (kg)	287.2874			



شکل ۴- میانگین و بهترین نمودار همگرایی الگوریتم PSO



شکل ۵- نسبت تنش اعضای قاب خمشی فولادی سه طبقه با طراحی بهینه

جدول ۴- پیشینه چرخش وتري پلاستیک ستون‌های سازه

شماره عضو	1	2	3	4	5	6	7	8	9
θ_k^{10}	0.0029	0.0005	0.0012	0.0037	0.0007	0.0005	0.0029	0.0005	0.0005
θ_{all}^{10}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

جدول ۵- مقادیر دريخت هر طبقه برای قاب خمشی فولادی سه طبقه با طراحی بهینه

شماره	نام شتاب‌نگاشت زلزله	دریخت میانگین طبقه			مقدار مجاز دریخت
		اول	دوم	سوم	
1	Northridge-01	0.002	0.002	0.002	0.025
2	Kobe Japan	0.011	0.010	0.007	0.025
3	Chi-Chi Taiwan- CHY082	0.011	0.016	0.014	0.025
4	Chi-Chi Taiwan- WTC	0.036	0.017	0.019	0.025
5	Manjil Iran	0.001	0.002	0.001	0.025
6	Imperial Valley-06	0.011	0.009	0.008	0.025
7	Loma Prieta	0.008	0.007	0.005	0.025
8	Landers	0.011	0.008	0.006	0.025
9	San Simeon CA	0.010	0.009	0.007	0.025
10	Morgan Hill	0.003	0.003	0.003	0.025
11	Tabas	0.011	0.010	0.008	0.025

۵. نتیجه‌گیری

در این مقاله تاثیر قيد چرخش وتري بر روی دریخت طبقات در یک مسئله بهینه‌یابی تک هدفه برای طراحی برپایه عملکرد قاب خمشی فولادی دوبعدی با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی براساس آئین‌نامه‌های جدید بررسی شده است. این تحلیل به دلیل در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه می‌تواند عملکرد بهتری نسبت به سایر روش‌ها داشته باشد، به‌ویژه در سازه‌هایی با اهمیت زیاد منجر به مدل‌سازی دقیق‌تر و نزدیک‌تر به رفتار واقعی سازه

شود. برای اعمال ضوابط طراحی براساس عملکرد، سه نوع قید در مراحل بهینه‌یابی برای کاهش وزن قاب لحاظ شده است. تحلیل تاریخیچه زمانی برای ۱۱ شتاب نگاشت مقیاس شده زلزله با روش هم‌پایه‌سازی طیفی انجام شده است. پس از حل مسئله‌ی بهینه‌یابی با در نظر گرفتن این ضوابط، نتایج بدست آمده از قاب خمشی فولادی سه طبقه همراه با برقراری قیدهای پیشنهادی حل بهینه نشان داد که پاسخ‌ها منطقی و پذیرفتنی هستند. براساس آیین‌نامه ASCE 41-13 [۸]، کنترل چرخش و تری اعضا می‌تواند معادل با کنترل دررفت طبقه باشد. در این پژوهش با دستیابی به دررفت هر طبقه و مقایسه آن با دررفت مجاز آن مشاهده شد که به جز پاسخ طبقه اول سازه در برابر یکی از رکوردهای زلزله، مقادیر دررفت در تمامی طبقات ناشی از همه‌ی رکوردهای زلزله مجاز هستند. همچنین منحنی‌های همگرایی الگوریتم اجتماع ذرات برای ۲۰ اجرای مختلف نشان می‌دهد که این الگوریتم عملکرد مناسبی برای حل مسئله پیشنهادی دارد.

مراجع

- Gholizadeh, S. and Salajegheh, E. (2009). "Optimal design of structures subjected to time history loading by swarm intelligence and an advanced metamodel," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 198(37-40): p. 2936-2949.
- Kaveh, A., Farahmand Azar, B., Hadidi, A., Rezazadeh Sorochi, F. and Talatahari, S. (2010), "Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization," *Journal of Constructional Steel Research*, 66(4): p. 566-574.
- Kaveh, A. and Zakian, P. (2013), "Optimal design of steel frames under seismic loading using two meta-heuristic algorithms," *Journal of Constructional Steel Research*, 82: p. 111-130.
- Kaveh, A. and Nasrollahi, A. (2014), "Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization," *Applied Soft Computing*, 22: p. 213-221.
- Kaveh, A., Fahimi-Farzam, M. and Kalateh-Ahani, M. (2015), "Performance-based multi-objective optimal design of steel frame structures: Nonlinear dynamic procedure," *Scientia Iranica*, 22(2): p. 373-387.
- Gholizadeh, S., (2015), "Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network," *Advances in Engineering Software*, 81: p. 50-65.
- Mokarram, V. and Banan, M.R. (2018), "An improved multi-objective optimization approach for performance-based design of structures using nonlinear time-history analyses," *Applied Soft Computing*, 73: p. 647-665.
- ASCE 41-13, (2014), "*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*," American Society of Civil Engineers.
- Kennedy, J. and Eberhart, R. (1995), "Particle swarm optimization (PSO)," in *Proc. IEEE International Conference on Neural Networks*, Perth, Australia.
- Shi, Y. and Eberhart, R. (1998), "A modified particle swarm optimizer," in *1998 IEEE International Conference on Evolutionary Computation Proceedings*. IEEE world congress on computational intelligence (Cat. No. 98TH8360). IEEE.
- Kaveh, A., (2014) "*Advances in metaheuristic algorithms for optimal design of structures*," Springer.
- Livani, M.A., Khaji, N. and Zakian, P. (2016), "Damage identification of cracks in structures via extended finiteelement method and particle swarm optimization," *Modares Civil Engineering Journal (MCEJ)*, 16: p. 177-189
- Zakian, P. and Kaveh, A. (2018), "Economic dispatch of power systems using an adaptive charged system search algorithm," *Applied Soft Computing*, 73: p. 607-622.
- ASCE 7-10, (2013), "*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Standard ASCE/SEI 7-10*," Amer Soc Of Civil Engin.
- AISC 360-16.(2016), "*Specification for Structural Steel Buildings*."
- Chopra, Anil K, (2016), "*Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th Edition)*," Prentice HallInc., Upper Saddle River, NJ.
- Shakib, H. and Homaei, F. (2017), "Probabilistic seismic performance assessment of the soil-structure interaction effect on seismic response of mid-rise setback steel buildings," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(7): p. 2827-2851.
- Seismosoft, Seismomatch, (2018), "*A computer program for spectrum matching of earthquake records*."

مطالعه عددی رفتار لرزه ای مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی مرکب

علی منصوری^۱، قاسم موسوی^۲

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه صنعتی قوچان

a.mansouri@qiet.ac.ir

خلاصه

در این پژوهش استفاده از مهاربند کمانش تاب تمام فولادی مرکب، با هسته H شکل پیشنهاد شده است. در این حالت بخشی از هسته از فولاد با نقطه تسلیم پایین (LYP) و بخش دیگر با استفاده از فولاد کرنی یا فولاد با عملکرد بالا ساخته می شود. استفاده از مصالح فولادی مختلف در هسته مهاربند کمانش تاب مرکب، باعث ایجاد رفتار غیرخطی کنترل شده تر در مهاربند می شود. به منظور ارزیابی رفتار لرزه ای مهاربند پیشنهادی، از مدل سازی و تحلیل اجزای محدود استفاده شده است. نخست صحت سنجی مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی موجود انجام شده است. پس از آن با مدل سازی و تحلیل مدل های مختلف تحت بار سیکلی، رفتار لرزه ای مهاربند کمانش تاب مرکب مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج نشان دهنده ظرفیت استهلاک انرژی بالاتر مهاربند مرکب نسبت به مهاربند غیر مرکب می باشند. همچنین سختی پس از تسلیم مهاربند مرکب بیش از مهاربند غیر مرکب است که این موضوع باعث کاهش تغییر شکل های پسماند ایجاد شده در سازه می شود.

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش تاب فولادی مرکب، رفتار لرزه ای، استهلاک انرژی، تغییر شکل پسماند، سختی پس از تسلیم.

۱. مقدمه

در مهاربندهای کمانش تاب، هسته فولادی تحت بارهای محوری کششی و فشاری تسلیم می شود. غلاف مورد استفاده در این مهاربند از کمانش هسته تحت بار فشاری جلوگیری می کند. بنابراین این نوع مهاربند دارای عملکرد لرزه ای مطلوبتر و رفتار چرخه ای پایدارتری نسبت به مهاربند معمولی می باشد. در نوع جدیدی از این نوع مهاربندها تحت عنوان مهاربند کمانش تاب تمام فولادی، غلاف نیز کاملاً فولادی بوده و در آن از بتن یا ملات پرکننده استفاده نمی شود. بنابراین دارای مزایایی از جمله سبک تر بودن، حمل و نقل و نصب ساده تر و امکان تعویض ساده تر پس از زلزله می باشد [۱].

تاکنون مطالعات مختلفی بر روی رفتار لرزه ای مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی انجام شده است. ترمبلی و همکاران [۲] آزمایشاتی بر روی عملکرد لرزه ای مهاربندهای کمانش تاب با غلاف پر شده با بتن و مهاربندهای کمانش تاب تمام فولادی انجام دادند. بر اساس نتایج آزمایشات، هر دو نوع مهاربند عملکرد مطلوبی را تحت پروتکل بارگذاری اعمالی از خود نشان دادند. جیا و همکاران [۳] نوع جدیدی از مهاربند کمانش تاب تمام فولادی پیشنهاد کردند که در آن ورق هسته، در چند ناحیه در طول دارای لاغرشدگی است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی این پژوهشگران نشان داد که اصلاح هندسه ورق هسته به این شکل، باعث افزایش ظرفیت تغییر شکل مهاربند می شود.

در تعدادی از مطالعات جدید انجام شده، از یک مقطع فولادی به جای تسمه به عنوان هسته مهاربند استفاده شده است. ژائو و همکاران [۴] نوعی مهاربند کمانش تاب فولادی پیشنهاد دادند که در آن هسته فولادی از چهار مقطع نبشی تشکیل شده است که در کنار یکدیگر یک مقطع صلیبی جوش نشده را تشکیل می دهند. غلاف نیز از دو مقطع نبشی که به یکدیگر جوش شده اند، تشکیل شده است. نتایج آزمایشات رفتار چرخه ای پایدار و جذب انرژی بالای این مهاربند را نشان داد. حیدری ترکمنی و مالک [۵] رفتار مهاربندهای کمانش ناپذیر تیوب در تیوب را با استفاده از مدل سازی و تحلیل اجزای محدود مورد مطالعه قرار دادند. در این سیستم هسته و غلاف هر دو به صورت تیوب دایروی فولادی در نظر گرفته شدند. مؤمن زاده و همکاران [۶] نیز رفتار لرزه ای مهاربندهای کمانش تاب با تیوب دایره در داخل مربع و مربع در داخل دایره را مورد مطالعه قرار دادند. بر اساس نتایج به

دست آمده، مهاربندهای پیشنهادی عملکرد لرزه‌ای مطلوبی از خود نشان دادند. جو و همکاران [۷] نوع جدیدی از مهاربند کمانش‌تاب فولادی تشکیل شده از یک هسته H شکل و یک غلاف مربعی فولادی را پیشنهاد دادند و با انجام مطالعات آزمایشگاهی اثر پارامترهای ضخامت غلاف و طول ناحیه مقید نشده هسته را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که با انتخاب مناسب ضخامت غلاف، این نوع مهاربند عملکرد لرزه‌ای مطلوبی را از خود نشان می‌دهد. کیم و همکاران [۸] نیز رفتار اتصال این مهاربند را با انتخاب دو اتصال بولت شده و مفصلی مورد مطالعه قرار دادند. نویسندگان مقاله حاضر در پژوهش دیگری [۹] رفتار لرزه‌ای مهاربند پیشنهادی جو و همکاران [۷] را با استفاده از مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود مورد مطالعه قرار دادند. بر اساس نتایج به دست آمده کاهش طول تسلیم شونده هسته، باعث افزایش سختی پس از تسلیم مهاربند و افزایش تنش و کرنش محوری هسته می‌شود. آتلابان و چارنی [۱۰] استفاده از مهاربند کمانش‌تاب مرکب را پیشنهاد دادند که در آن هسته مهاربند، از فولادهای مختلف شامل فولاد کربنی (A36)، فولاد با عملکرد بالا (HPS) و فولاد با نقطه تسلیم پایین (LYP) تشکیل شده است. مشکل اصلی مهاربندهای کمانش‌تاب متعارف، داشتن تغییرشکل پسماند زیاد در زلزله‌های شدید و سختی پس از تسلیم کم است. مزیت اصلی مهاربند کمانش‌تاب مرکب، داشتن مراحل غیرخطی کنترل شده تر است. در مهاربند مرکب، فولاد LYP در زلزله‌های متوسط تسلیم می‌شود و انرژی زلزله را مستهلک می‌کند. فولاد کربنی یا فولاد با عملکرد بالا نیز مقاومت مورد نیاز مهاربند را تأمین می‌کند. همچنین سختی شونده گسی کرنش بالای فولاد LYP باعث افزایش سختی پس از تسلیم مهاربند شده و میزان تغییرشکل پسماند و احتمال وقوع ناپایداری سازه را کم می‌کند.

در این پژوهش استفاده از مهاربند کمانش‌تاب فولادی با هسته H شکل پیشنهاد شده است و به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای آن از مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود استفاده شده است. در ابتدا از صحت نتایج مدل عددی با مقایسه با نتایج آزمایشگاهی موجود اطمینان حاصل شده است. سپس با انتخاب دو مقطع متناظر برای مهاربند کمانش‌تاب تمام فولادی متعارف و مرکب به مقایسه رفتار این دو مهاربند پرداخته شده است. در ادامه با انتخاب مصالح فولادی مختلف با نسبت‌های متفاوت برای هسته H شکل، مطالعات پارامتری بر روی مهاربند پیشنهادی انجام شده و رفتار لرزه‌ای آن مورد مطالعه قرار گرفته است.

۲. مدل‌سازی و تحلیل عددی

در این پژوهش رفتار مهاربند کمانش‌تاب فولادی با هسته H شکل، با استفاده از مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS مورد مطالعه قرار گرفته است. در تحلیل اجزای محدود قابلیت تغییرشکل‌های بزرگ غیرخطی و خصوصیات غیرخطی مصالح در نظر گرفته شد. در نمونه‌ها، تمامی بخشها با استفاده از المان‌های سه‌بعدی هشت گره‌ای C3D8R مدل‌سازی شدند. مدول یانگ برابر 200000 MPa و ضریب پواسون برابر ۰.۳ در نظر گرفته شد. در مدل‌سازی مصالح از معیار تسلیم وان‌مایسز، قانون جریان هم‌بسته و سخت‌شوندگی کینماتیک غیرخطی استفاده شده است. تعریف پارامترهای سخت‌شوندگی براساس نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای جو و همکاران [۷] صورت گرفته است. به منظور در نظر گرفتن امکان شکست هسته فولادی در اثر خستگی کم‌چرخه از مدل خسارت شکل‌پذیر^۱ استفاده شد. جهت مدل‌سازی تماس بین هسته و غلاف محصورکننده، از اندرکنش تماس با دو مؤلفه استفاده شده است: رفتار برشی به صورت اندرکنش تماسی مماسی و رفتار قائم به صورت تماس سخت تعریف شده است که باعث می‌شود دو قطعه بعد از تماس در یکدیگر فرو نروند. در مهاربندهای کمانش‌تاب تمام فولادی به دلیل حذف ماده پرکننده، معمولاً از یک یا چند نگهدارنده^۲ برای جلوگیری از لغزش غلاف استفاده می‌شود. در مدل عددی به جای مدل‌سازی این نگهدارنده‌ها، از قیدی استفاده شده است که تغییر مکان‌های محوری غلاف و هسته را به یکدیگر وابسته می‌کند. نحوه‌ی بارگذاری بصورت اعمال تغییر مکان بوده و پروتکل بارگذاری نیز مشابه پژوهش آزمایشگاهی جو و همکاران [۷] و مطابق AISC 341-16 [۱۱] انتخاب شده است. در خصوص شرایط مرزی نیز درجات آزادی یک سمت مهاربند بسته شد و در سمت دیگر آن، تغییر مکان‌های چرخه‌ای به صورت محوری به نمونه اعمال گردید. همچنین یک نقص هندسی اولیه^۳ نیز بر مبنای مود اول و دوم تحلیل فرکانسی در مدل در نظر گرفته شد.

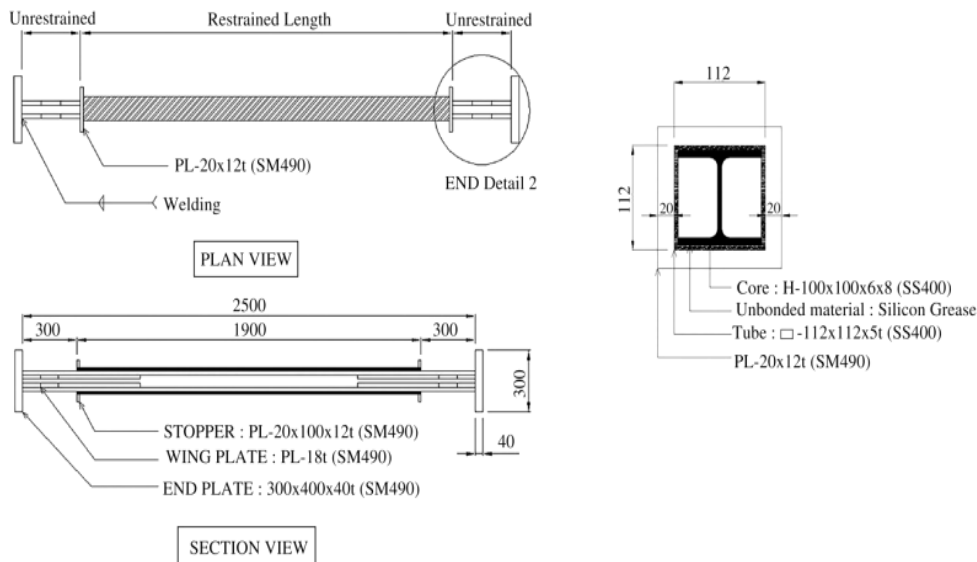
صحت‌سنجی مدل عددی با استفاده از نتایج آزمایشات جو و همکاران [۷] انجام شد. این محققین به بررسی رفتار چرخه‌ای مهاربند کمانش‌تاب تمام فولادی با هسته فولادی H شکل پرداخته‌اند. آنها تاثیر ضخامت غلاف و طول ناحیه بدون غلاف را بر مقاومت مهاربند و میزان اتلاف انرژی مورد مطالعه قرار دادند. نمونه مورد بررسی، نمونه B7-R5B-L3 می‌باشد که در شکل ۱ هندسه آن، نشان داده شده است. این نمونه دارای طول ۲/۵ متر، غلاف فولادی به ابعاد 112×112 میلی‌متر و ضخامت ۵ میلی‌متر و هسته آن مقطع H شکل به ابعاد $100 \times 100 \times 6 \times 8$ میلی‌متر می‌باشد. جنس فولاد مورد

¹ Ductile damage

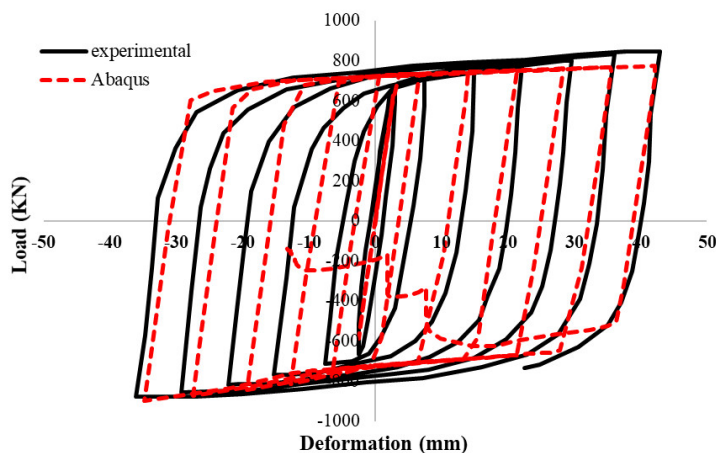
² Stopper

³ Imperfection

استفاده در این مهاربند از نوع SS400 با تنش تسلیم ۳۴۸ مگاپاسکال حاصل از آزمایش کوپن می‌باشد. مدل عددی نمونه آزمایشگاهی تحت بار سیکلی محوری تحلیل شد. در شکل ۲ منحنی هیستریزس عددی و آزمایشگاهی نشان داده شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، تطابق خوبی بین منحنی‌های عددی و آزمایشگاهی، مقدار سختی، مقاومت و ظرفیت تغییرشکل وجود دارد.



شکل ۱- هندسه نمونه مهاربند کمانش تاب فولادی مورد بررسی [۲]



شکل ۲- منحنی‌های هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی

۳. بررسی رفتار مهاربند کمانش تاب فولادی مرکب

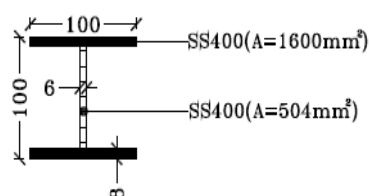
به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربند کمانش تاب فولادی مرکب با هسته H شکل تحت بارگذاری چرخه‌ای و مقایسه آن با نمونه متعارف، دو نمونه به صورت مرکب و غیرمرکب از این مهاربند، مدل‌سازی شده است. برای مقایسه دقیق‌تر رفتار این دو نمونه، انتخاب مصالح به نوعی انجام گرفته است که دو مدل دارای مقاومت‌های تسلیم یکسانی باشند. در مدل مرکب، هسته متشکل از فولاد شکل‌پذیر (LYP) و فولاد کربنی (A36) می‌باشد و در نمونه غیرمرکب تمام مقطع هسته از فولاد کربنی (SS400) می‌باشد. هندسه کلی نمونه مشابه پژوهش جو و همکاران [۷] (شکل ۱) در نظر گرفته شده است. مشخصات فولادهای مصرفی در هسته نمونه‌های مهاربندی در جدول ۱ آورده شده است. مقطع هسته در نمونه‌های مرکب و غیرمرکب در شکل ۳ نشان داده شده است. همچنین در جدول ۲ نسبت مصالح هسته و میزان مقاومت تسلیم برای هر نمونه نشان داده شده است. لازم به بیان است که مصالح غلاف برای هر دو نمونه، فولاد (SS400) می‌باشد.

جدول ۱- مشخصات فولادهای مصرفی در مهاربندهای کمانش تاب مرکب و غیر مرکب

مصلح	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	کرنش تسلیم
SS400	۲۶۵	۴۵۰	۲۰۰۰۰۰	۰/۰۰۱۷۴
LYP235	۲۴۸	۳۲۰	۱۸۶۰۰۰	۰/۰۰۱۳۳
A36	۳۲۰	۵۰۰	۲۰۰۰۰۰	۰/۰۰۱۶

جدول ۲- نام‌گذاری نمونه‌ها و درصد فولاد هر یک از نمونه‌ها

نمونه	فولاد جان	فولاد بال	درصد SS400(%)	درصد LYP235(%)	درصد A36(%)	مقاومت (KN)
غیر مرکب	SS400	SS400	۱۰۰/۰۰	--	--	۵۵۷/۶
مرکب	A36	LYP235	--	۷۶/۰۵	۲۳/۹۵	۵۵۸



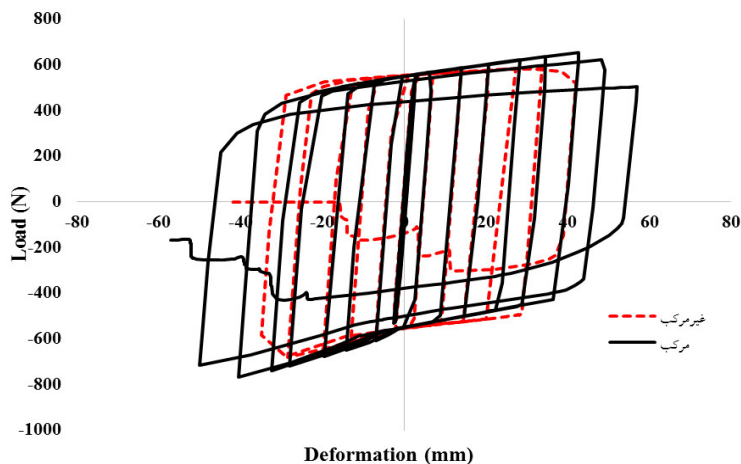
ب- نمونه غیر مرکب



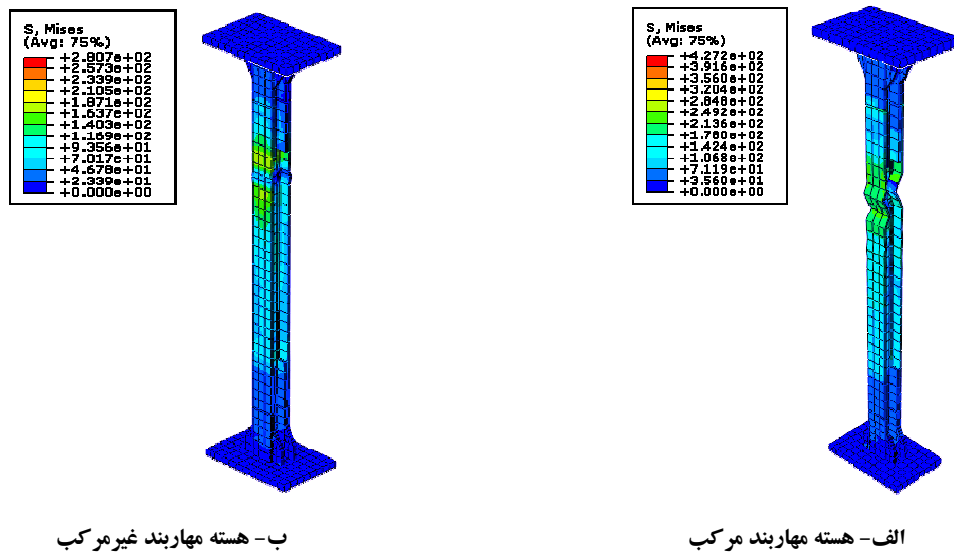
الف- نمونه مرکب

شکل ۳- مقطع هسته نمونه‌های مدل سازی شده

در شکل ۴ رفتار نمونه‌ها در قالب منحنی‌های بار-تغییر مکان نشان داده شده است. مطابق شکل هر دو نمونه دارای مقاومت‌های یکسانی می‌باشند. در نمونه مرکب استفاده از فولاد A36 سبب افزایش مقاومت نمونه و استفاده از فولاد شکل‌پذیر LYP235 در بال‌های هسته H شکل که دارای سهم بیشتری از مقطع می‌باشد، باعث افزایش شکل‌پذیری شده است. استفاده از فولاد شکل‌پذیر باعث افزایش ظرفیت تغییر شکل مهاربند می‌شود. در نمونه مرکب شاهد سختی پلاستیک یا سختی ثانویه بیشتری هستیم که نشان دهنده رفتار سخت‌شونده این نمونه بعد از تسلیم می‌باشد. این سخت‌شوندگی پس از تسلیم بالا می‌تواند ناپایداری قاب‌های سازه‌ای را در هنگام وقوع زلزله‌های شدید به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش دهد. در شکل ۵ توزیع تنش وان مایسز در هسته نمونه‌ها و مود شکست نمونه‌ها نشان داده شده است. همانطور که مشخص است مکانیزم خرابی در قسمت انتهایی هسته و نزدیک به سخت‌شونده رخ داده است که در این قسمت هسته دچار کمانش موضعی شده است.

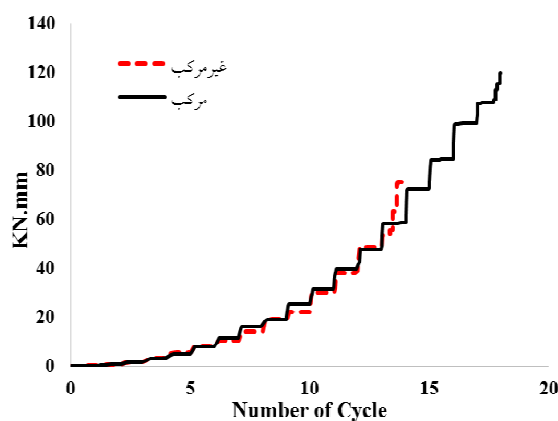


شکل ۴- نمودار هیستریزس نمونه‌های مرکب و غیر مرکب



شکل ۵- توزیع تنش در هسته نمونه‌ها

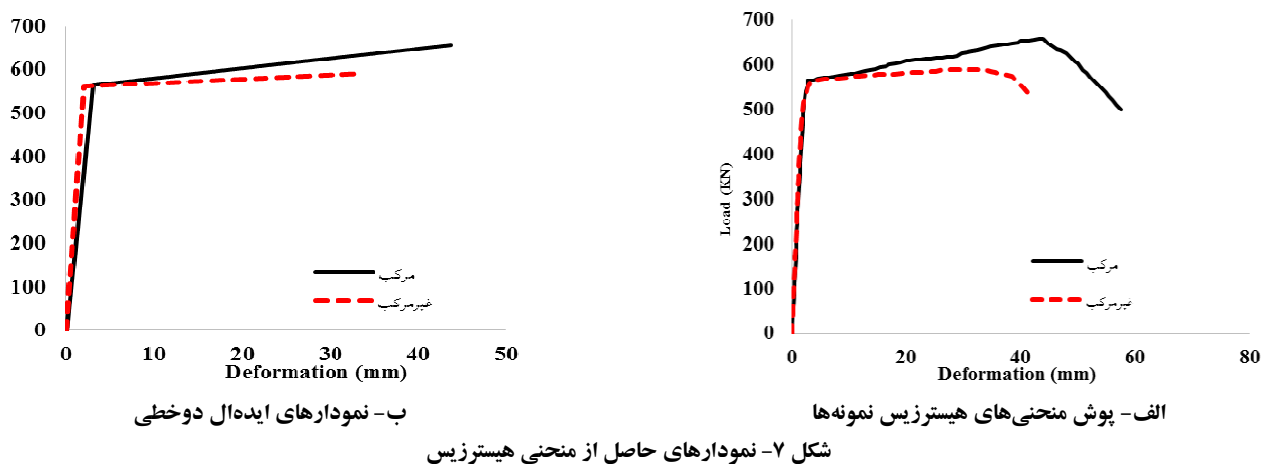
یکی از ویژگی‌های مهم هر سیستم باربر جانبی میزان ظرفیت استهلاک انرژی آن در هنگام زلزله است. ظرفیت استهلاک انرژی بالای سیستم لرزه‌بر، باعث کاهش آسیب در اعضای سازه‌ای شده و فروریزش کلی سازه را به تأخیر می‌اندازد. لذا در این بخش ظرفیت استهلاک انرژی مهاربندهای کمانش‌تاب فولادی مرکب و غیر مرکب مورد مقایسه قرار گرفته است. شکل ۶ نمودار انرژی مستهلک شده نمونه‌ها در برابر سیکل‌های بارگذاری را نشان می‌دهد. با توجه به این شکل نمونه مرکب مقدار انرژی بیشتری را مستهلک کرده و تعداد سیکل‌های بیش‌تری نیز در برابر بارهای رفت و برگشتی مقاومت کرده است. اما نمونه غیر مرکب در تعداد سیکل‌های کمتر، مقدار انرژی کمتری را مستهلک کرده است. مطابق شکل، هر دو نمونه تا سیکل ۱۳ مقدار انرژی برابری را مستهلک می‌کنند، ولی بعد از این سیکل، نمونه غیر مرکب دیگر از باربری خارج شده و اتلاف انرژی نمی‌کند. در حالی که نمونه مرکب بعد از این سیکل بخش اعظمی از انرژی را دریافت و مستهلک می‌نماید. این نمونه تا سیکل ۱۸ به باربری خود ادامه می‌دهد. اختلاف ۴ سیکل در جابجایی‌های بزرگ مقدار سطح زیر منحنی بزرگی را در برمی‌گیرد که اختلاف بین دو منحنی به طور قابل ملاحظه‌ای قابل مشاهده است. مقدار انرژی تلف شده کل در نمونه مهاربند مرکب به میزان ۱/۶ برابر نمونه مهاربند غیر مرکب است.



شکل ۶- نمودار انرژی تلف‌شده در نمونه‌های مرکب و غیر مرکب

نمودار پوش منحنی هیستریزس هر دو نمونه در شکل ۷-الف و منحنی‌های ایده‌آل دو خطی نمونه‌های مرکب و غیر مرکب در شکل ۷-ب نشان داده شده است. پارامترهای سختی اولیه، سختی ثانویه و نیروی تسلیم از نمودار ایده‌آل دوخطی نمونه‌ها استخراج و در جدول ۳ ارائه شده است. همان‌طور که در جدول ۳ دیده می‌شود، مقدار مقاومت تسلیم مهاربند مرکب و غیر مرکب با یکدیگر برابر است. مقدار سختی اولیه نمونه مرکب کمتر از نمونه

غیرمرکب است که این موضوع به دلیل وجود فولاد LYP235 در هسته مهاربند مرکب است که دارای مدول الاستیسیته کمتری نسبت به فولاد SS400 می‌باشد. با این حال، مقدار سختی ثانویه نمونه مرکب به مراتب از نمونه غیرمرکب بیش تر است. وجود سختی پس از تسلیم بزرگتر در مهاربند مرکب باعث می‌شود که از ناپایداری و فروریزش کلی سازه پس از وقوع رفتار غیرخطی در مهاربندها جلوگیری به عمل آید.



شکل ۷- نمودارهای حاصل از منحنی هیستریزس

جدول ۳- پارامترهای رفتاری نمونه‌های مرکب و غیرمرکب

نمونه	مقاومت تسلیم (KN)	سختی اولیه (N/mm)	سختی ثانویه (N/mm)	درصد سختی ثانویه نسبت به سختی اولیه (%)
مرکب	۵۶۶	۱۸۴۰۰۰	۲۲۷۴	۱/۲۵
غیرمرکب	۵۶۳	۲۸۹۰۰۰	۹۳۴	۰/۳۲

۴. مطالعات پارامتری بر روی رفتار مهاربند کمانش تاب مرکب

در این بخش تاثیر نوع فولاد شکل‌پذیر و همچنین درصد مشارکت آن در مقطع هسته به عنوان پارامترهایی جهت مطالعه رفتاری مهاربند در نظر گرفته شده‌اند که به تفصیل مورد بررسی قرار می‌گیرند. مشخصات فولادهای مصرفی در نمونه‌های کمانش تاب در جدول ۴ ارائه شده است. نمونه‌هایی که در این بخش، به صورت مرکب و غیرمرکب در نظر گرفته شده‌اند، مطابق جدول ۵ می‌باشد. لازم به ذکر است که مصالح به کار رفته در غلاف همه نمونه‌ها فولاد SS400 می‌باشد.

جدول ۴- مشخصات فولادهای مصرفی در مهاربند کمانش تاب مرکب

مصالح	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	کرنش تسلیم
SS400	۳۴۸	۴۸۵	۲۰۰۰۰	۰/۰۰۱۷۴
LYP100	۱۰۷	۲۵۰	۱۸۶۰۰۰	۰/۰۰۰۵۷
LYP235	۲۴۸	۳۲۰	۱۸۶۰۰۰	۰/۰۰۱۳۳

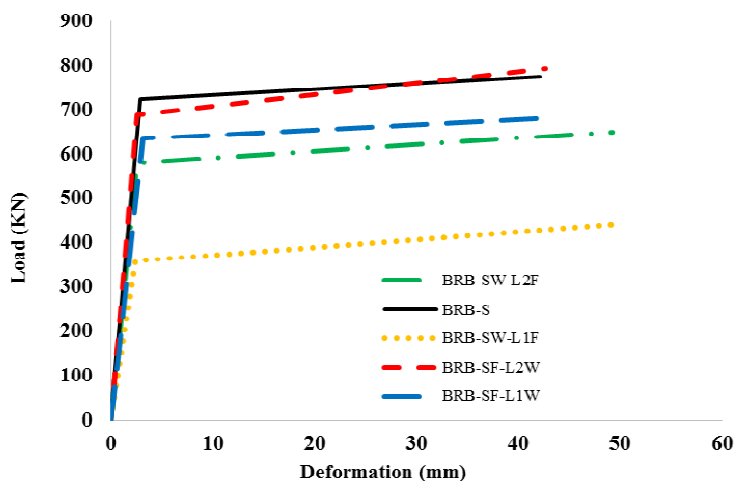
جدول ۵- نام‌گذاری نمونه‌ها و درصد فولاد هر یک از نمونه‌ها

نمونه	فولاد جان	فولاد بال	درصد SS400 (%)	درصد LYP235 (%)	درصد LYP100 (%)
BRB-SW-L1F	SS400	LYP100	۲۳/۹۵	--	۷۶/۰۵
BRB-SF-L1W	LYP100	SS400	۷۶/۰۵	--	۲۳/۹۵
BRB-SF-L2W	LYP235	SS400	۷۶/۰۵	۲۳/۹۵	--
BRB-SW-L2F	SS400	LYP235	۲۳/۹۵	۷۶/۰۵	--
BRB-S	SS400	SS400	۱۰۰	--	--

منحنی‌های دوخطی نمونه‌ها که با ایده‌آل سازی پوش منحنی‌های هیستریزیس به دست آمده‌اند، در شکل ۸ نشان داده شده‌اند. پارامترهای نسبت مقاومت حداکثر به مقاومت تسلیم، شکل‌پذیری، سختی اولیه، سختی ثانویه و درصد سختی ثانویه به سختی اولیه از شکل ۷ برای نمونه‌ها استخراج و در جدول ۶ ارائه شده است. مقایسه نتایج نمونه‌های مرکب با نمونه غیرمرکب BRB-S مطابق داده‌های جدول ۶ نشان می‌دهد که به کارگیری فولاد شکل‌پذیر در هسته مهاربند، باعث افزایش شاخص مقاومت حداکثر به مقاومت تسلیم در تمامی نمونه‌ها به جز نمونه BRB-SF-L1W شده است. نمونه BRB-SW-L1F با نسبتی برابر با ۱/۲۳ دارای بیشترین نسبت مقاومت حداکثر به مقاومت تسلیم می‌باشد. این نمونه دارای ۷۶٪ فولاد شکل‌پذیر و ۲۵٪ فولاد معمولی می‌باشد.

ضریب شکل‌پذیری بیانگر نسبت تغییرمکان نهایی (Δu) به تغییرمکان تسلیم (Δy) می‌باشد. با توجه به جدول ۶، نمونه‌های BRB-SW-L1F و BRB-SW-L2F که سهم بیشتری از فولاد شکل‌پذیر دارند، شکل‌پذیری بالاتری نسبت به سایر نمونه‌ها دارند. طبق جدول ۶ برای نمونه BRB-SW-L1F ضریب شکل‌پذیری ۴۵٪ نسبت به نمونه غیرمرکب افزایش پیدا کرده است. از بین دو نمونه‌ای که دارای درصد پایین فولاد شکل‌پذیر می‌باشند، نمونه BRB-SF-L2W دارای شکل‌پذیری بالاتری نسبت به نمونه غیرمرکب می‌باشد. اما نمونه BRB-SF-L1W با وجود استفاده از فولاد شکل‌پذیر دچار کاهش شکل‌پذیری شده است. با توجه به یکسان بودن تغییرمکان نهایی (Δu) این نمونه و نمونه غیرمرکب، کمتر بودن ضریب شکل‌پذیری این نمونه به دلیل بیشتر بودن تغییرمکان تسلیم (Δy) آن با توجه به مدول الاستیسیته پایین‌تر فولاد LYP100 نسبت به SS400 می‌باشد. در انتها می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از فولادهای شکل‌پذیر با درصد‌های بالا، سبب افزایش قابل ملاحظه شکل‌پذیری در مهاربند کمانش‌تاب فولادی می‌شود. این شکل‌پذیری بالاتر سبب عملکرد پایدار مهاربند بعد از تسلیم می‌شود.

سختی ثانویه یا سختی پلاستیک پایین، سبب ایجاد تغییرمکان‌های دائمی بزرگ در قاب‌ها می‌گردد که این موضوع از نظر خصوصیات رفتاری نامطلوب بوده و سازه را آسیب‌پذیر می‌نماید. طبق جدول ۶ تمامی نمونه‌ها به جز نمونه‌ی BRB-SF-L1W دارای سختی ثانویه بالاتری نسبت به نمونه غیرمرکب می‌باشند. در جدول ۶ پارامتری تحت عنوان درصد سختی ثانویه نسبت به سختی اولیه وجود دارد که نشان‌دهنده‌ی نسبت شیب ناحیه غیرخطی به ناحیه خطی مهاربند در منحنی رفتار دوخطی می‌باشد. برای مقایسه مناسب و دقیق از رفتار سخت‌شوندگی نمونه‌ها می‌توان از این پارامتر استفاده نمود که با توجه به این شاخص نمونه BRB-SW-L1F با مقدار ۱/۱۹ در بین نمونه‌ها دارای بهترین عملکرد می‌باشد. به نحوی که مقدار شیب سخت-شدگی برای این نمونه حدود ۲/۳ برابر نمونه مشابه غیرمرکب می‌باشد. در انتها می‌توان نتیجه گرفت که تاثیر فولادهای شکل‌پذیر در ایجاد رفتار پس از تسلیم مهاربند بسیار حائز اهمیت می‌باشد. به طوری که با استفاده از این نوع فولاد می‌توان سختی پایین بعد از تسلیم مهاربندهای کمانش‌تاب معمولی را افزایش داد و احتمال ناپایداری قاب‌های مهاربندی شده با این نوع مهاربند را کاهش داد.



شکل ۸- نمودارهای ایده‌آل دوخطی نمونه‌ها

جدول ۶- پارامترهای رفتاری نمونه‌های مورد مطالعه

نمونه	نسبت مقاومت حداکثر به مقاومت تسلیم	شکل پذیری	سختی اولیه (N/mm)	سختی ثانویه (N/mm)	درصد سختی ثانویه به سختی اولیه (%)
BRB-SW-L1F	۱/۲۳	۲۰/۸	۱۴۹۰۰۰	۱۷۷۰	۱/۱۹
BRB-SW-L2F	۱/۱۲	۱۸/۹۲	۲۲۳۰۰۰	۱۵۳۵	۰/۶۸۸
BRB-SF-L1W	۱/۰۷	۱۳/۵	۱۹۹۰۰۰	۱۱۸۵	۰/۶
BRB-SF-L2W	۱/۱۳	۱۶/۴	۲۶۵۰۰۰	۲۵۶۵	۰/۹۶
BRB-S	۱/۰۷	۱۴/۵	۲۵۰۰۰۰	۱۲۹۵	۰/۵۲

۵. نتیجه‌گیری

در این پژوهش استفاده از فولاد شکل‌پذیر با مقاومت تسلیم پایین در مهارندهای کمانش‌ناپذیر فولادی با هسته H شکل، به جهت بهبود عملکرد چرخه‌ای این نوع مهاربند پیشنهاد شده است. بدین منظور نمونه‌هایی از این مهاربند به صورت مرکب و غیرمرکب مدلسازی و تحت بارگذاری محوری سیکلی تحلیل شده‌اند. مهمترین نتایج بدست آمده به قرار زیر می‌باشد:

- ۱- ظرفیت اتلاف انرژی مهاربند کمانش‌تاب فولادی مرکب مورد مطالعه ۱/۶ برابر نمونه غیرمرکب به دست آمده است.
- ۲- مهاربند کمانش‌تاب فولادی مرکب تعداد سیکل‌های بیشتری در برابر بارهای رفت و برگشتی مقاومت کرده است و ظرفیت تغییرشکل بالاتری دارد.
- ۳- سختی ثانویه مهارندهای کمانش‌تاب فولادی مرکب بیشتر از نمونه غیرمرکب می‌باشد. سختی پلاستیک بالا در نمونه مرکب منجر به کاهش تغییرشکل‌های بزرگ سازه در زلزله و به دنبال آن، کاهش احتمال ناپایداری سازه می‌گردد.
- ۴- استفاده از درصدتر بالاتر فولاد شکل‌پذیر با مقاومت تسلیم پایین در هسته مهاربند کمانش‌تاب فولادی باعث افزایش شکل‌پذیری آن می‌شود.
- ۵- استفاده از فولاد LYP100 نسبت به LYP235 در هسته مهاربند کمانش‌تاب فولادی، عملکرد لرزه‌ای مطلوب تری برای نمونه‌ها ایجاد می‌کند.

مراجع

1. Della Corte, G., D'Aniello, M., Landolfo, R., & Mazzolani, F. M. (2011). Review of steel buckling-restrained braces. *Steel Construction*, 4(2), 85-93.
2. Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., & DeVall, R. (2006). Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), 183-198.
3. Jia, L. J., Ge, H., Maruyama, R., & Shinohara, K. (2017). Development of a novel high-performance all-steel fish-bone shaped buckling-restrained brace. *Engineering Structures*, 138, 105-119.
4. Zhao, J., Wu, B., & Ou, J. (2011). A novel type of angle steel buckling-restrained brace: Cyclic behavior and failure mechanism. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(10), 1083-1102.
5. Heidary-Torkamani, H., & Maalek, S. (2017). Conceptual numerical investigation of all-steel Tube-in-Tube buckling restrained braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 139, 220-235.
6. Momenzadeh, S., Seker, O., Faytarouni, M., & Shen, J. (2017). Seismic performance of all-steel buckling-controlled braces with various cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 139, 44-61.
7. Ju, Y. K., Kim, M. H., Kim, J., & Kim, S. D. (2009). Component tests of buckling-restrained braces with unconstrained length. *Engineering structures*, 31(2), 507-516.
8. Kim, D. H., Lee, C. H., Ju, Y. K., & Kim, S. D. (2015). Subassembly test of buckling-restrained braces with H-shaped steel core. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24(4), 243-256.
9. Mansouri, A., & Moosavi, G. (2021). Analytical study of the seismic performance of all-steel buckling-restrained braces with H-shaped cores. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 48(5), 494-511.
10. Atlayan, O., & Charney, F. A. (2014). Hybrid buckling-restrained braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 96, 95-105.
11. ANSI/AISC 341-16. Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction. Inc., Chicago, Ill.

بررسی خرابی پیش رونده با حذف ستون در سازه های فولادی با دیوار برشی

محمد بخشی

کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد قائمشهر، قائمشهر، مازندران.

پست الکترونیکی: mohammadbakhshi75@yahoo.com

خلاصه

خرابی پیش رونده وضعیتی است که در آن یک خرابی موضعی در یک عضو سازه ای، منجر به شکست اعضای مجاور آن و در نهایت خرابی کل سازه یا بطور نامتناسب بخش اعظم آن می گردد. بارهای اضافی غیر مترقبه، برخورد وسایل نقلیه، انفجار بمب و... می توانند باعث بروز خرابی پیش رونده در سازه باشند. از نقطه نظر تحلیلی، خرابی پیش رونده زمانی اتفاق می افتد که الگوی باربری سازه تغییر کند. مانند اینکه در اثر حذف المان باربر، بازپخش بار منجر به خرابی المان های دیگر شود. با توجه به اهمیت خرابی پیش رونده در ساختمان های فولادی در این پروژه سعی شده است خرابی پیش رونده در سازه های فولادی نامنظم مورد ارزیابی قرار گیرد. لذا با استفاده از نرم افزار آباکوس سازه ۱۵ طبقه تحت سناریوهای مختلف حذف ستون صورت گرفت. نتایج نشان می دهد با افزایش ارتفاع به ۱۵ طبقه و ایجاد سختی بیشتر در راستای ارتفاع سازه، طاقت و توان سازه در برابر خرابی پیش رونده نیز بیشتر شده و سازه تحت تمام حالات حذف ستون توانایی تحمل نیرو را ندارد و کمترین طاقت و تحمل نیرو مربوط به ستون های گوشه است و همچنین سازه های منظم قابلیت جذب انرژی بیشتری در اثر حذف ستون نسبت به سازه های نامنظم دارند. در مورد تغییرات نسبت نیروها در ارتفاع می توان به این مورد اشاره نمود که اگر رابطه ای پیشنهاد شود، می توان به این مورد اشاره نمود که رابطه ای بین نسبت نیرو و ارتفاع برای سازه های منظم تقریباً خطی است، در حالی که برای سازه های منظم این رابطه غیر خطی می شود.

کلمات کلیدی: خرابی پیش رونده، اسکلت فولادی، نامنظنی سازه

۱. مقدمه

وقوع حوادث مختلفی از قبیل انفجار، آتش سوزی، برخورد وسایل نقلیه، خطا در محاسبات یا ساخت و... می‌تواند باعث ایجاد خرابی موضعی در سازه شده که برخی موارد گسترش این خرابی می‌تواند منجر به تخریب کل سازه و یا بخش بزرگی از آن گردد، این پدیده را تخریب پیشرونده می‌نامند. سیستم‌های مقاوم در برابر این گونه بارهای جانبی وارده، می‌تواند قاب‌های خمشی، قاب‌های بادبندی، دیوارهای برشی هسته‌ای (هسته مرکزی مورد استفاده در برجها و...) و البته دیوارهای برشی فولادی که نسبت به سیستم‌های ذکر شده نسبتاً جدید و ابتکاری است، باشد. این دیوارها همانند دیوارهای برشی بتن آرمه و بادبند رفتار می‌کنند ولی به نظر میرسد که عملکرد و مزایای بهتری نسبت به سایر سیستم‌های گیرنده بار جانبی داشته باشند. (۱) در طی دهه‌های گذشته، موارد زیادی از خرابی سازه‌ها تحت اثر حذف ستون به وجود آمده است. اگرچه خرابی سازه‌ها تحت اثر این عامل، پدیده‌ای بسیار نادر است ولی در صورت وقوع باعث بوجود آمدن صدمات جانی و مالی گسترده‌ای می‌شود. این موضوع در آئین‌نامه‌های سنتی طراحی سازه، به صورت غیر مستقیم و با تعریف درجه اهمیت برای سازه‌ها در نظر گرفته شد، اما اخیراً آئین‌نامه‌هایی برای بحث خرابی پیش رونده در سازه‌ها تدوین شده است. برای شناخت هر پدیده‌ای در طبیعت، ابتدا باید تعریفی از آن ارائه شود و عوامل ایجاد آن نیز مشخص شود. بر همین اساس تعاریف مختلف اما با کلیت یکسانی در آئین‌نامه‌های مختلف ارائه شده است. پدیده‌ی خرابی پیش رونده به صورت گسترش خرابی در یک سازه از یک المان به المان دیگر به طوری که در نهایت منجر به خرابی کل سازه و یا بخش عمده‌ای از آن شود، تعریف می‌شود. عواملی که می‌توانند منجر به این نوع خرابی شوند، عبارتند از: ضربه اتومبیل، انفجار گاز، برخورد هواپیما، خطای ساخت، آتش سوزی، بارگذاری تصادفی بیش از اندازه روی اعضا، انفجار و... (۲) اکثر این حوادث دارای مدت زمان تأثیر کوتاهی می‌باشند که منجر به پاسخ‌های دینامیکی می‌شوند. وجود دو عامل برای رخ دادن خرابی پیش‌رونده در یک سازه نیاز می‌باشد. اولین عامل یک بارگذاری غیر عادی که بتواند سبب خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد و دومین عامل عدم وجود پیوستگی، شکل پذیری و درجه نامعینی کافی در سازه که سبب پیشروی خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد. به منظور کنترل پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها باید یکی از دو عامل فوق کنترل شوند. با شناخت عوامل موثر بر پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده، می‌توان به بررسی رفتار سازه‌ها قبل و بعد از هرگونه تغییر در ساختار و سیستم برای مقابله با آن پرداخت. (۳)

پدیده خرابی پیش‌رونده در اکثر نقاط جهان یک پدیده نادر می‌باشد، با این وجود در صورتی که این پدیده رخ دهد، می‌تواند نتایج بسیار ناگواری از خود بجای بگذارد. چنین حوادث و عواقب ناگوار می‌تواند همچنان ادامه یابد، مگر این‌که عوامل موثر برای جلوگیری از این پدیده شناسایی شوند. از طرفی به دلیل مشکلات آزمایشگاهی و امکانات آن، مناسب‌ترین، کم هزینه‌ترین و سریع‌ترین راه برای بررسی رفتار سازه‌ها در اثر این رخداد، روش‌های عددی است. از این رو پرداختن به این روش، گزینه‌ی مناسبی برای ارزیابی بهتر سازه‌ها جهت تعیین رفتار آن‌ها در اثر سناریوهای مختلف حذف ستون یا المان‌های کلیدی می‌باشد. همچنین فقدان مطالعات در زمینه‌ی رفتار سازه‌های نامنظمی هندسی در تحقیق‌های پیشین (جز یک مورد) در اثر خرابی پیش‌رونده احتمال می‌رود. با توجه به آسیب پذیرتر بودن این قبیل سازه‌ها در برابر از دست دادن المان‌های باربر سازه‌ای، این نیاز حس می‌شود تا بررسی جامعی در این زمینه صورت گیرد. (۵)

Sadek و همکاران در سال ۲۰۱۰ مطالعه‌ای آزمایشگاهی و عددی بر روی سازه‌های قاب فولادی مشتمل بر سه ستون و دو تیر بود، انجام دادند. نقاط خاص، تغییر مکان‌های افقی و عمودی همانند دوران انتهای تیرها مشاهده شد و بارهای متناظر با آن‌ها محاسبه شد. نتایج این تحقیق نشان داد که ظرفیت دورانی برای هر دو اتصال دو برابر بیشتر از مقادیری است که از مقادیر حاصل از تحلیل لرزه‌ای بدست آمد [۶].

Masajedian و Driver در سال ۲۰۱۶ رفتار یک قاب یک دهانه و یک طبقه فولادی با دال مرکب را با حذف ستون گوشه جهت شبیه سازی پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده بررسی کردند. در مدل عددی ارائه شده، تاثیر پارامترهای مختلفی نظیر ضخامت دال مرکب، مسلح سازی دال و جهت بارگذاری بر روی مود تسلیم و ناپایداری سیستم بحث شد. نتایج نشان داد که علیرغم تمام ترک‌ها و خردشدگی بتن در دال مرکب، افزایش ضخامت دال باعث افزایش ظرفیت دورانی و باربری سیستم می‌شود [۷].

Kandil و همکاران در سال ۲۰۱۳ به بررسی اثر تخریب پیش‌رونده در قاب‌های فلزی بر اتصالات تیر به ستون پرداختند. آن‌ها در مطالعات آزمایشگاهی خود یک قاب دو طبقه و دو دهانه را مورد بررسی قرار دادند و پارامترهای اتصالات مختلف، هندسه متفاوت، شرایط گیرداری متفاوت و نسبت میرایی متفاوت در قاب‌ها را تحت تخریب پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که حداکثر تغییر مکان جانبی برای ستون کناری حذف شده بیشتر از مقدار محاسبه شده می‌باشد که این امر به دلیل عمل نکردن اتصال به صورت کاملاً گیردار بود [۸].

۲. روش تحقیق

ابتدا با انجام مطالعات از منابع مختلف نسبت به نحوه‌ی مدل‌سازی سازه‌ها و اعمال شرایط خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها آگاهی و اطلاعات مورد نیاز کسب می‌شود. سپس سازه ۱۵ طبقه با سیستم ترکیبی قاب خمشی و دیوار برشی فولادی با توجه به آئین‌نامه‌ی AISC 360-10 طراحی شده و در برنامه‌ی SAP2000 و ABAQUS تحت سناریوهای مختلف حذف ستون قرار می‌گیرند. ارتفاع هر طبقه برابر با ۳ متر و ابعاد کلی پلان ۲۵ متر و ۳۰ متر می‌باشد. محل حذف ستون برای سازه‌ی ۱۵ طبقه در ترازهای اول، هشتم و پانزدهم می‌باشد. در هر طبقه، چهار ستون در چهار موقعیت مختلف حذف می‌شوند. نتایج تحلیل مدل‌ها در قالب نمودارهای تغییر مکان قائم گره در محل حذف ستون، توزیع خرابی و گسترش مفاصل پلاستیک در اعضا و نمودار ظرفیت قائم (پوش قائم) ترسیم خواهد شد و با مقایسه بین حالات مختلف در یک سازه، موقعیت بحرانی حذف ستون تشخیص داده خواهد شد. لازم به

ذکر است که هر سازه ی منظم یا نامنظم با خطر لرزه ای متفاوت تحلیل و طراحی شدند. مقطع ستون از نوع مستطیلی و مقطع تیر از نوع H شکل است. از دال سقف بتنی نیز به ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر استفاده شده است.

جدول (۱) مشخصات فولاد بکار رفته در این تحقیق

چگالی (kg/m ³)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	کرنش تسلیم	کرنش سخت شوندگی	کرنش گسیختگی
7850	240	370	202100	1951	16900	320000

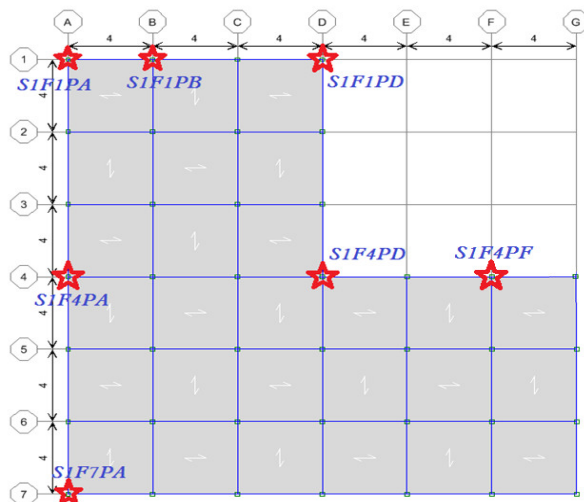
جدول (۲) مشخصات ابعاد مقاطع در سازه‌ی پانزده طبقه منظم

طبقات	ستون		تیر			
	b	t	b _f	t _f	b _w	t _w
1-3	400	14	270	14	400	14
4-6	380	14	270	14	360	14
7-10	340	12	220	12	320	12
11-13	300	10	200	12	300	12
14-15	250	8	180	10	250	10

جدول (۳) مشخصات ابعاد مقاطع در سازه‌ی پانزده طبقه نامنظم

طبقات	ستون		تیر			
	b	t	b _f	t _f	b _w	t _w
1-3	400	14	270	14	400	14
4-6	380	14	270	14	360	14
7-10	340	12	220	12	320	12
11-13	300	10	200	12	300	12

موقعیت ستون‌های حذف شده در ۷ ستون طبقه اول در شکل (۱) مشخص شده است. موقعیت ۷ ستون در تمام سازه‌های منظم و نامنظم یکی می‌باشد. در تمام موارد ستون حذف شده از طبقه اول انتخاب شده است. دلیل این امر این است که حذف ستون در این طبقه شرایط بحرانی تری را برای پایداری و تغییر شکل‌های سازه ایجاد می‌کند.



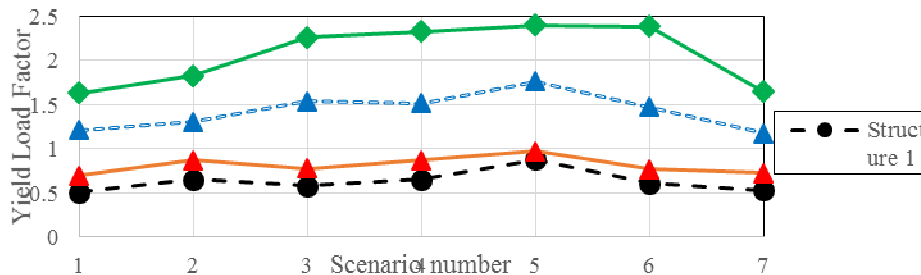
شکل (۱) موقعیت ستون‌های حذف شده در سازه‌های مورد بررسی

۳- یافته‌های تحقیق

۳-۱. نتایج سازه‌ی فولادی ۱۵ طبقه

در شکل (۲) نسبت ضریب نیرو برای سازه‌های منظم و نامنظم در سازه‌ی ۱۵ طبقه نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود همانند سازه‌ی ۵ طبقه، در این سازه نیز با حذف ستون‌های گوشه بیشترین خسارت و کمترین طاقت سازه در برابر خرابی پیشرونده حاصل می‌شود. در سازه ۱۵ طبقه با

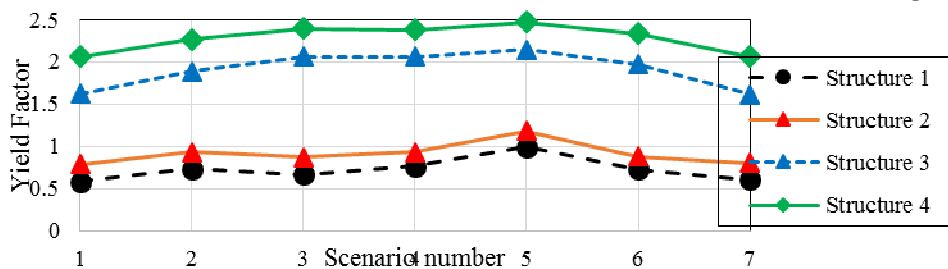
سناریوهای مختلف حذف ستون، توانستند در برابر خرابی پیشرونده مقاومت کنند. در این سازه‌ها نیز کمترین و بیشترین طاق سیستم سازه‌ای در برابر حذف ستون متعلق به حذف ستون‌های داخلی (SIF4PD) و ستون گوشه (SIF1PA) می‌باشد. همچنین چنین دریافت می‌شود با افزایش ارتفاع سازه به ۱۵ طبقه، طاقت و توان سازه در برابر خرابی پیشرونده نیز بیشتر شده است. با مقایسه بین مقادیر ضریب نیرو در سازه‌ی ۱۵ طبقه با وضعیت مشابه می‌توان این موضوع را دریافت. به عنوان مثال، نسبت نیرو در سازه‌ی ۱ با سناریوی ۳ برابر با ۰/۵۴۵ است. به بیانی دیگر افزایش تقریباً ۷٪ در توان سازه مشاهده شده است. البته این نرخ افزایش در سناریوهای مختلف متفاوت است که در جدول (۴) آمده است.



شکل (۲) ضرایب بار تسلیم برای تمام سازه‌ها و سناریوهای مختلف در قاب ۱۵ طبقه

۲-۳. نتایج سازه‌ی فولادی پنج طبقه

با توجه به شکل (۳)، سازه در حالت حذف ستون داخلی SIF4PD قادر به تحمل بار ناشی از ستون حذف شده را دارد. این موضوع با نسبت نیروی ۱/۱۸ برای سازه‌ی شماره‌ی ۲ واقع در ناحیه‌ی با خطر لرزه‌ای زیاد بیان شده است. اما همچنان سازه‌ی نامنظم شماره‌ی ۱ قادر به تحمل نیروی ناشی از حذف ستون و توزیع نیرو در اعضای کناری آن نیست.



شکل (۳) ضرایب بار تسلیم برای تمام سازه‌ها و سناریوهای مختلف در قاب ۵ طبقه

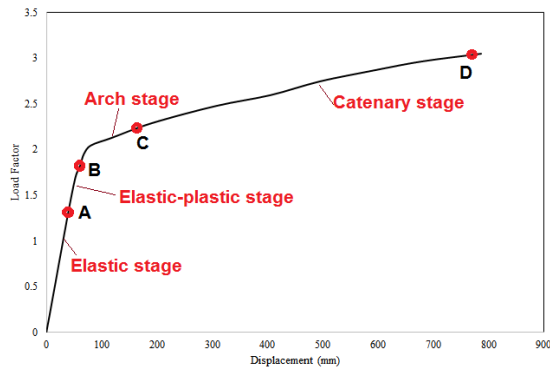
جدول (۴) نرخ افزایش نسبت ضریب بار بین سازه ۵ و ۱۵ طبقه

شماره سناریو	Structure 1	Structure 2	Structure 3	Structure 4
1	1.14	1.01	1.04	1.03
2	1.03	1.05	1.05	1.02
3	1.07	1.03	1.07	1.05
4	1.08	1.03	1.04	1.03
5	1.03	1.03	1.09	1.05
6	1.11	1.04	1.09	1.04
7	1.14	1.01	1.04	1.03

با توجه به جدول (۴) مشخص می‌شود به طور میانگین ۳٪ افزایش در توان سازه مشاهده شده است. سازه‌ی شماره‌ی ۱ نامنظم، با افزایش ارتفاع به میزان ۳ متر و تشکیل یک لایه سختی اضافی در طبقه‌ی سوم به مجموعه‌ی سختی کل سیستم، توانست توان سازه را به میزان ۱۴٪ در بحرانی‌ترین سناریوی حذف ستون (SIF7FA) افزایش دهد. اما با این حال، سازه همچنان دارای نسبت نیروی کمتر از یک (۰/۵۳) است. کمترین میزان ریسک در حذف ستون در بین سناریوهای مختلف اشاره شده در بخش قبل، مربوط به حذف ستون داخلی SIF4PD است که از ۰/۹۵ به ۰/۹۸ رسیده است. پیش‌بینی می‌شود که با افزایش بیشتر ارتفاع، توان سازه به بالای یک برسد. اما همچنان سایر سناریوها باعث خرابی سازه خواهد شد (البته منظور برای سازه‌های نامنظم است).

با اعمال نیرو و افزایش نیرو در محل ستون حذف شده، اتصال در محل ستون حذف شده تحت لنگر sagging و اتصالات دورتر تحت لنگرهای hogging قرار می‌گیرند. عدم تقارن سطح مقطع تیر منجر به اختلاف دوران در مرکزهای اتصال‌ها برای تحمل لنگرهای مذکور می‌شود. وقتی که بار قائم اعمال می‌شود، عمل قوسی با دوران مرکز اتصال در تحمل لنگر sagging به عنوان تاج قوس و دوران مرکز اتصال در تحمل لنگر hogging به عنوان

فتر قوس شکل می‌گیرد. این عمل برای سازه در تحمل و مقاومت قاب بسیار مناسب است. این عمل باعث می‌شود که یک مقاومت بیشتری نسبت به مقاومت پلاستیک ایجاد شود. در مرحله پایانی که تحت عنوان *catenary action* نامیده می‌شود، مسلح‌سازی دال و تیر فولادی در برابر نیروهای کششی همانند یک زنجیر مقاومت می‌کنند. در این گام، نیرو همچنان به صورت خطی با افزایش تغییر مکان قائم، افزایش می‌یابد. در شکل‌های (۳) این دو مرحله به خوبی نشان داده شده است.



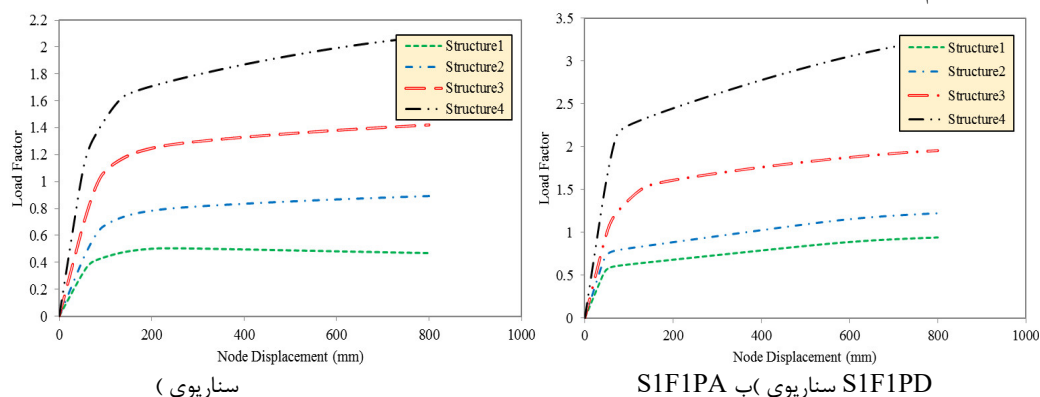
شکل (۳) منحنی نیروی قائم-تغییر مکان قائم تحت سناریوی حذف ستون

در تمام موارد سختی الاستیک، مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله *catenary* برای سازه‌های منظم بیشتر از سازه‌های نامنظم است. به بیانی دیگر، سازه‌های نامنظم قابلیت جذب انرژی بیشتری در اثر حذف ستون نسبت به سازه‌های نامنظم دارند. نکته‌ای که می‌توان به آن اشاره نمود این است که در اثر حذف ستون در نواحی کناری یا محل‌هایی که در مرز مشترک باز شو یا فرورفتگی در پلان هستند، اختلاف بین سختی در مرحله *catenary* بین دو سازه نامنظم و منظم بیشتر شده است. این امر به دلیل وجود درجات نامعینی یا سختی بیشتر شبکه‌ی سقف و تیر در محل حذف ستون است. به بیانی دیگر، سیستم سازه‌ای در اثر سناریوی S1F1PA (ستون در موقعیت گوشه‌ی پلان) به دلیل شکل‌گیری و اتصال دو تیر متعام بر ستون، نسبت به سایر سناریوها از مقاومت پلاستیک و سختی کمتری برخوردار است. اگرچه مقاومت پلاستیک سازه‌ها در سناریوی مشخص از سازه‌ی نامنظم به سمت سازه-ی منظم، افزایش پیدا می‌کند، اما تغییر مکان متناظر با این نقطه چندان افزایش یا کاهش نمی‌یابد و چندان روند مشخص کاهش یا افزایشی نمی‌توان برای آن یافت.

جدول (۵) جزئیات نتایج شبیه‌سازی مدل‌ها با سناریوهای مختلف حذف ستون

Scenario	Structure	$K_{elastic}$ (kN/mm)	Plastic resistance (kN)	Plastic displacement (mm)	$K_{catenary}$ (kN/mm)
S1F4PA	1	90.51	9529.21	133.01	10.34
	2	156.86	12032.63	90.00	10.38
	3	915.02	40817.83	51.15	43.10
	4	947.88	47775.65	57.28	25.01
S1F4PD	1	150.56	11798.29	89.39	11.39
	2	245.00	15891.64	92.95	10.08
	3	529.00	43501.27	105.67	42.61
	4	612.67	40932.75	92.88	37.27
S1F4PF	1	94.85	9109.76	115.69	15.50
	2	274.41	13641.50	61.22	11.95
	3	425.34	35804.00	93.54	12.73
	4	591.40	36054.34	60.17	32.97
S1F7PA	1	84.29	8668.14	97.40	5.84
	2	162.88	10835.16	73.50	5.46
	3	579.49	30097.71	58.36	12.29
	4	668.72	37802.65	61.00	19.26

با توجه به جدول (۵) مشخص می‌شود که در تمام موارد سختی الاستیک، مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله‌ی catenary برای سازه‌های منظم بیشتر از سازه‌های نامنظم است.



الف

سناریوی ()

SIF1PA سناریوی ب ()

شکل (۴) منحنی ظرفیت پوش برای قاب ۱۵ طبقه

در جدول (۶) مقایسه‌ای بین مقادیر سختی الاستیک، مقاومت تسلیم، مقاومت پلاستیک و سختی مرحله catenary برای سازه‌ی ۱۵ طبقه تحت سه سناریوی مختلف ارائه شده است.

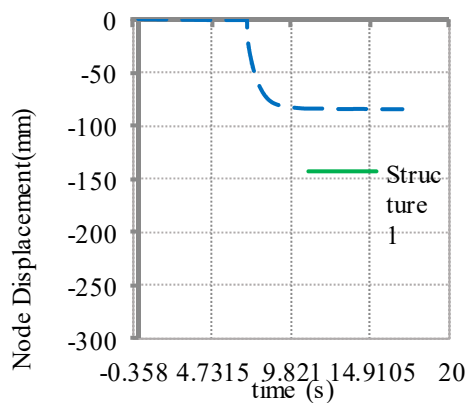
جدول (۶) جزئیات نتایج شبیه‌سازی مدل‌ها با سناریوهای مختلف حذف ستون

سناریو	سازه	$K_{elastic}$ (kN/mm)	مقاومت پلاستیک (kN)	تغییر مکان پلاستیک (mm)	$K_{catenary}$ (kN/mm)
SIF1PA	1	57.01	3903.00	72.23	1.58
	2	77.30	5967.10	87.17	3.67
	3	162.32	12396.00	85.93	3.20
	4	283.06	16871.24	84.68	6.40
SIF1PD	1	112.60	5393.97	52.00	2.14
	2	147.24	6972.70	55.70	4.12
	3	226.34	13507.00	58.23	5.44
	4	392.64	26400.00	72.15	17.00
SIF4PF	1	59.20	4858.34	88.00	2.53
	2	70.02	6036.11	99.56	5.81
	3	158.43	15114.83	97.75	8.75
	4	568.55	21396.37	36.37	22.11

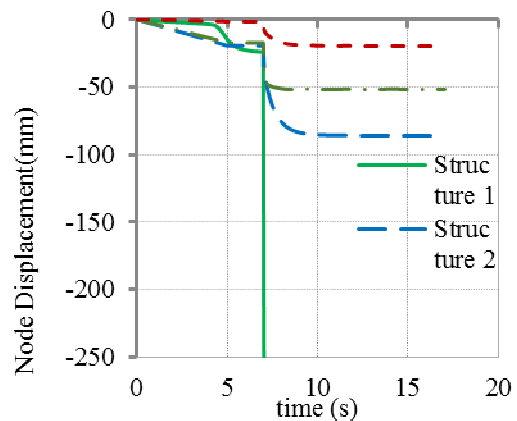
بر اساس جزئیات استخراج شده از منحنی‌های ظرفیت قائم سازه‌ی سه طبقه تحت سه سناریوی حذف ستون، مشخص می‌شود که در تمام سناریوها، سازه‌ی نامنظم ۱ و ۲ کمترین مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله‌ی catenary نسبت به سازه‌های منظم ۳ و ۴ دارند. همچنین در بین سناریوهای مختلف حذف ستون، با حذف ستون گوشه، سازه کمترین سختی و مقاومت پلاستیک از خود نشان می‌دهد. در بین سازه‌های مورد بررسی، سازه‌ی منظم ۴ بیشترین ظرفیت را دارا است. در این نمونه‌ها نیز، مشابه با سازه‌های ۵ طبقه، با تغییر از پلان نامنظم به سمت منظم، سختی در مرحله‌ی catenary بیشتر شده که این موضوع باعث افزایش ظرفیت باربری و تحمل بارها و انتقال نیروهای کششی بوجود آمده در تیرها می‌شود.

۳-۳. نتایج ساختمان ۵ طبقه فولادی

شکل (۵) تغییر مکان قائم گره در محل حذف ستون را نشان می‌دهد. در اثر حذف ستون کناری SIF1PB، تنها سازه‌ی نامنظم ۱ نتوانست تغییر شکل زیاد ناشی از حذف ستون را تحمل کند.



S1F1PB (الف)

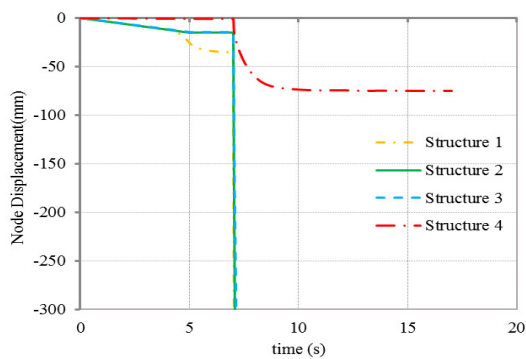


S1F4PA (ب)

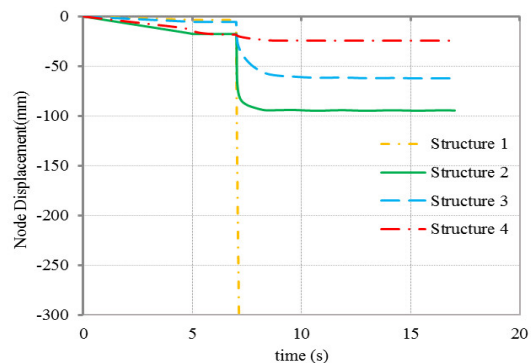
شکل (۵) نمودار تغییر مکان قائم در گره ی حذف شده در سناریوهای مختلف

۴-۳. نتایج ساختمان ۱۵ طبقه فولادی

نتایج برای هر سازه در قالب تغییرات تغییر مکان قائم گره در محل حذف ستون، نسبت D/C ، دوران گره و کرنش پلاستیک ستون ارائه شده است. در ابتدا در شکل (۶) تغییرات گره در محل حذف ستون برای سناریوهای مختلف حذف ستون نشان داده شده است.



S1F1PA (الف)



S1F1PB (ب)

شکل (۶) تغییر مکان قائم در نقطه ی حذف شده در سناریوهای مختلف حذف ستون

در این دسته از سازه‌های ۱۵ طبقه منظم و نامنظم همانند سازه‌ی ۵ طبقه روندی مشابه مشاهده شده است. در صورت حذف ستون‌های گوشه، بیشترین تغییر مکان در سازه‌های نامنظم مشاهده می‌شود. به عنوان نمونه در اثر حذف ستون در سناریوی S1F7PA، تنها سازه‌ی منظم ۴ توانست پس از حذف ناگهانی ستون در برابر تغییر شکل ناگهانی مقاومت کند. در ثانیه‌ی هفتم تغییر مکان در محل گره‌ی ستونی که حذف شده از تقریباً ۱ میلیمتر به ۷۳ میلیمتر رسیده است. در صورتی که در سازه‌ی منظم ۳ و دو سازه‌ی نامنظم ۱ و ۲ چنین موردی مشاهده نشده است. سازه‌های ۱ و ۲ و ۳ به ترتیب در ثانیه‌ی هفتم قبل از حذف ستون، تغییر مکانی برابر با ۱۲/۲۴، ۲۲/۲ و ۳۵ میلیمتر داشتند.

۴- نتیجه گیری

۱. به منظور کالیبره نمودن و اطمینان از عملکرد مدل عددی در برنامه‌ی ABAQUS در تحلیل شبه استاتیکی استفاده شده در این پایان نامه، یک مطالعه‌ی موردی تحلیلی انجام گرفت. مدل ارائه شده از دقت قابل قبولی در بررسی رفتار غیرخطی نمونه دارد.
۲. دو سازه‌ی نامنظم ۵ و ۱۵ طبقه تحت تمام حالات حذف ستون، توانایی و طاقت تحمل نیروی تحمیل شده ناشی از حذف ستون را ندارند. بحرانی‌ترین حالت (کمترین توان سازه در برابر حذف ستون) مربوط به حالتی است که ستون‌های گوشه حذف شوند. هر دو سازه‌ی منظم ۵ و ۱۵ طبقه توانستند تحت سناریوهای مختلف حذف ستون طاقت و تحمل ناشی از بار ناگهانی حذف ستون که به ستون‌های مجاور و تیرهای رابط وارد می‌شود، تحمل کنند. در این دو سازه نیز بحرانی‌ترین موقعیت حذف ستون مربوط به دو ستون گوشه می‌شود. همچنین در تمام حالت‌های سازه‌ی منظم و نامنظم، حذف ستون داخلی کمترین خسارت و بار ناگهانی را به سیستم سازه وارد می‌کند. دلیل این امر نیز وجود سختی بیشتر در محل حذف ستون ناشی از تیرهای متصل به گره‌ی آن است. به بیانی دیگر می‌توان چنین بیان نمود که حذف ستون‌های گوشه و داخلی به ترتیب بیشترین و کمترین خسارت را به سازه‌ها وارد می‌نماید.
۳. با مقایسه‌ی بین سازه‌ی ۱۵ طبقه با سازه ۵ طبقه مشخص می‌شود که در تمام حالات حذف ستون، با افزایش ارتفاع سازه و ایجاد سختی بیشتر در راستای ارتفاع سازه، توان و نسبت نیرو افزایش یافته است.
۴. در اثر حذف ستون در نواحی کناری یا محل‌هایی که در مرز مشترک باز شو یا فرورفتگی در پلان هستند، اختلاف بین سختی در مرحله‌ی catenary بین دو سازه نامنظم و منظم بیشتر شده است. این امر به دلیل وجود درجات نامعینی یا سختی بیشتر شبکه‌ی سقف و تیر در محل حذف ستون است. به بیانی دیگر، سیستم سازه‌ای در اثر سناریوی حذف ستون در موقعیت گوشه‌ی پلان به دلیل شکل‌گیری و اتصال دو تیر متعام بر ستون، نسبت به سایر سناریوها از مقاومت پلاستیک و سختی کمتری برخوردار است. اگرچه مقاومت پلاستیک سازه‌ها در سناریوی مشخص از سازه‌ی نامنظم به سمت سازه-ی منظم، افزایش پیدا می‌کند، اما تغییر مکان مناظر با این نقطه چندان افزایش یا کاهش نمی‌یابد و چندان روند مشخص کاهش یا افزایشی نمی‌توان برای آن یافت.
۵. با توجه به نتایج مشخص می‌شود که در تمام موارد سناریوهای حذف ستون، تیرها از کرنش مناظر با تنش تسلیم تجاوز کردند. اما هیچ کدام به کرنش نهایی ۰/۲ نرسیده‌اند. این بدان معنی است که در اثر حذف ستون‌ها، به دلیل اعمال بار شدید ناشی از حذف ستون، تنش زیادی به اتصال تیر به ستون وارد می‌شود که باعث تسلیم شدن زودتر اتصال نسبت به تیر می‌شود و این موضوع باعث می‌شود تا تیر به حداکثر ظرفیت و کرنش نهایی خود نرسد.

مراجع

- [1]. Sadek, F., Main, J. A., Lew H. S., Robert, S. D, and Chiarito, V. (2009). Testing and Analysis of Steel Beam-Column Assemblies under Column Removal Scenarios. Structures 2009: Don't Mess with Structural Engineers © 2009 ASCE
- [2]. Song, B. I., Sezen, H. and Giriunas, K. A., "Experimental and analytical assessment on progressive collapse potential of two actual steel frame buildings", in Proceedings of Struct Congress of the ASCE, (2010).
- [3]. M. Hadjoannou, S. Donahue, E. B. Williamson, M. D. Engelhardt, B. Izzuddin, D. Nethercot, H. Zolghadrzadehjahromi, D. Stevens, K. Marchand & M. Waggoner, (2013), "Experimental evaluation of floor slab contribution in mitigating progressive collapse of steel structures", WIT Transactions on The Built Environment, Vol 134, doi:10.2495/SAFE130551.
- [4]. Sadek, F., Main, J.A., Lew H.S., Robert, S. D, Chiarito, V.P, and El-Tawil, S. (2010). An Experimental and Computational Study of Steel Moment Connections under a Column Removal Scenario. U.S. Department of Commerce Gary Locke. National Institute of Standards and Technology.
- [5]. Ali Parvari, Amir Hossein Saadatmand Bahri, EVALUATION OF PROGRESSIVE COLLAPSE SCENARIO IN STEEL FRAMED STRUCTURES WITH KNEE BRACE UNDER GRAVITY AND SEISMIC LOAD, The Turkish Online Journal of Design, Art and Communication - TOJDAC August 2016 Special Edition.
- [6]. Kamel Sayed Kandil, Ehab Abd El Fattah Ellobody, Hanady Eldehemy, (2013), "Experimental Investigation of Progressive Collapse of Steel Frames", World Journal of Engineering and Technology, 1, 33-38.
- [7]. Masajedian, S., and Driver, R.G. (2016) "Progressive Collapse Resistance of Composite Steel Frame Structures under Corner Column Removal." Proc., Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, April 13 15, Orlando, FL, USA.
- [8]. Kamel Sayed Kandil, Ehab Abd El Fattah Ellobody, Hanady Eldehemy, (2013), "Experimental Investigation of Progressive Collapse of Steel Frames", World Journal of Engineering and Technology, 1, 33-38.

آجرهای رسی باستانی: تولید و ویژگی ها

فاطمه حاجیان^۱

۱- کارشناس ارشد زمین شناسی، مسئول آزمایشگاه مواد و مصالح پژوهشگاه میراث فرهنگی و گردشگری،

پژوهشکده حفاظت و مرمت

fateme13630414@gmail.com

خلاصه

زمان آفرینش هر اثر هنری پیوندی فشرده با شکل ظاهری آن اثر دارد؛ به بیان دیگر سبک هر اثر هنری تابعی از دوره تاریخی آن اثر می باشد. عمده یادمان های باقی مانده از گذشته توسط آجرها ساخته شده اند. کیفیت و کمیت این آثار چنان است که بررسی های گسترده ای را بر روی آن ها لازم می - دارد. یکی از عوامل بنیادین که توانسته آجر را به عنوان شاخص مطرح نماید، کمبود سنگ و دسترسی راحت به گل رس مرغوب در نواحی مختلف می باشد. تمرکز این مقاله بر روی بررسی در زمینه ساخت، تکنیک و فن آجرهای رسی است. مقایسه و تطبیق بررسی های صورت گرفته بر روی آثار دوره های تاریخی از نظر کیفیت و کمیت از دیگر اهداف می باشد.

کلمات کلیدی: آجر، رس، مقاومت فشاری، مشخصات فیزیکی

۱. مقدمه

ساخت آجرهای رسی یکی از قدیمی ترین و با دوام ترین تکنیک های بنایی است که بشر از آن استفاده می کند. بناها از اجزای پایدار ساخته شده از عناصر کوچک، همراه و یا بدون ملات تشکیل شده اند. در دوره رومی، استفاده از آجر رسی افزایش یافت و جهت استفاده بیشتر از مزایای آن، مورد توجه واقع شد. استفاده از این آجر در دوران قرون وسطی و مدرن همچنان ادامه داشت. با وجود چندین تغییر در کاربردهای آجر رسی، شکل و ساخت آن در طول هزاران سال تکامل ثابت ماند، و سادگی آن باقی مانده است. ساختمانهای متعدد ساخته شده با آجرهای رسی تا قرن بیست و یکم پابرجا بوده، که گواهی بر قدرت و استحکام این مواد در برابر طوفان، باران، برف، چرخه های انجماد، دمای بالا و آسیب های بشر است. علاوه بر این، می توان با یک فرآیند ساخت ساده، آجر را به راحتی، ارزان و سریع تهیه کرد. خاک رس، ماده اولیه آجر، به مقدار فراوان در سراسر کره زمین موجود است. کاربرد گسترده آن ثابت می کند که آجر رسی یک ماده ساختمانی موثر است که می تواند هم مقاومت در برابر شرایط آب و هوایی رایج و هم عایق بودن از سرما و گرما را فراهم کند. مشخص شده است که ویژگی های آجر رسی به ویژگی های واحدهای آجری وابسته است که به کیفیت مواد اولیه مورد استفاده، همراه با فناوری فرآیند ساخت بستگی دارد. به طور کلی، به دست آوردن اطلاعات در مورد خصوصیات اصلی فیزیکی، شیمیایی و مکانیکی آجرهای رسی و نیز مشخصات مواد اولیه مورد استفاده و روند ساخت آنها بسیار مهم است.

به دلیل اهمیت فرهنگی و اقتصادی بی نظیر بناهای باستانی، مطالعات زیادی در مورد ساختار و مواد مصالح باستانی شده است. بیشتر آنها بر روی ترکیب فیزیکی، شیمیایی و کانی شناسی آجرهای رسی باستان عوامل موثر در حفظ و زوال، نادیده گرفتن خصوصیات مکانیکی، که بیشتر در مورد مواد کامپوزیت بکار گرفته می شوند، است. علیرغم اهمیت خواص مکانیکی و ارتباط آن با مقاومت و دوام بنا، فقط تعداد کمی از مطالعات منتشر شده، بر روی خواص مکانیکی آجرهای رسی تمرکز دارد؛ در حقیقت، مقاومت فشاری آجرهای رسی معمولاً به خصوصیات دیگر از جمله تخلخل و درجه حرارت پخت، که پارامترهای کلیدی برای دوام هستند مربوط می شود و حتی می توانند مقاومت مکانیکی آجرها را به طور چشمگیری تحت تأثیر قرار دهند. از آنجا که

خصوصیات آجرهای باستانی از نظر مواد اولیه، روش تولید و دوره به طور قابل توجهی متفاوت است، در اینجا به تولید آجر رسی و تجزیه و تحلیل خصوصیات آن توجه می‌شود.

۲. فرایند ساخت

تولید آجر رسی پخته شده را با توجه به اصول اساسی، در طول هزار سال، می‌توان به چهار مرحله تقسیم کرد. در مرحله اول، استخراج و آماده سازی خاک خام صورت می‌گیرد. به محض استخراج ماده اولیه، خاک جمع آوری شده و به یک محل ذخیره در هوای آزاد منتقل می‌شود. در طی این دوره، به حداقل رساندن نمک‌های محلول مواد اولیه و در نتیجه تولید ماده همگن بیشتر مورد چالش قرار می‌گیرد. تجزیه و تحلیل ترکیبات آجرهای تاریخی که تا به امروز باقی مانده اند نشان داده است که آنها همیشه با استفاده از خاک رس‌های تصفیه شده تولید نمی‌شوند. در بعضی موارد از رس‌های بی کیفیت استفاده می‌شد. ویتروویوس (۱۹۶۰)، در قرن ۱ قبل از میلاد، اظهار داشت که انتخاب ماده اولیه برای بهبود عملکرد و دوام آجرها ضروری است. علیرغم این واقعیت، انتخاب مواد اولیه بیشتر به موجود بودن آن در محل ساخت و ساز یا مناطق مجاور بستگی داشته است (Álvarez de Buergo and Limón 1994).

در عملیاتی که به عنوان تمپرینگ نامیده می‌شود، پس از ذخیره سازی، خاک رس بیشتر خرد شده و با آب مخلوط می‌شود. در اوایل، اختلاط با دست انجام می‌شد، که روشی زمخت و کم اثر بود. اما بعدها از غلتک یا چرخ‌های سنگین که با استفاده از اسب در گودال حلقه ای حرکت می‌کردند، استفاده شد. مقدار آب مصرفی به نوع عنصر تولید شده بستگی دارد و معمولاً عناصر ریز رس به مقدار بیشتری آب نیاز دارند. مخلوط حاصل باید با سهولت و قابل انعطاف برای تسهیل در قالب‌گیری باشد، اما نباید "خیلی پلاستیکی" باشد، زیرا منجر به جمع‌شدگی شدید در مرحله خشک شدن می‌شود، در نتیجه پیچ و تاب می‌خورد یا ترک بر می‌دارد. در این صورت، می‌توان به عنوان مثال با افزودن شن و ماسه از پلاستیک بودن رس کاست. سازندگان اولیه آجر اغلب از ترکیب ۳۰٪ شن و ۷۰٪ خاک رس پلاستیکی استفاده می‌کردند (Weaver 1997؛ Vekey 1998). قالب‌ها در گذشته قالب‌های چوبی ته‌تپی بودند که روی زمین یا روی میزها قرار می‌گرفتند، که معمولاً با یک لایه نازک شن محافظت می‌شدند تا اجازه ندهند در حین خشک شدن آجر به پایه پایین بماند. خاک رس اضافی با کمک طناب، خط کش چوبی یا با دست خالی برداشته می‌شد.

ماده رس خام از قالب خارج شده و در یک فضای سر پوشیده، که یک پناهگاه ساخته شده از تکه‌های چوب و با سقف کاهگل و نی است، خشک می‌شدند: این پناهگاه‌ها به عنوان خیمه شناخته می‌شد. اما این روش اولیه گرچه ارزان بود، ولی به فضای آزاد زیادی احتیاج داشت و به شدت تحت تاثیر شرایط آب و هوایی قرار داشت. به طور کلی خشک شدن آجرهای سفالی به مدت یک هفته یا بیشتر به طول می‌انجامید. در مناطق با درجه حرارت گرم، خشک شدن سریعتر بود اما آجرها باید از تابش مستقیم خورشید در امان باشند زیرا ممکن است دچار تاب خوردگی و ترک شوند. در مناطق سردتر، خشک شدن به دلیل درجه حرارت کم و شرایط رطوبت زمان بیشتری می‌برد. ویتروویوس به اهمیت مرحله خشک کردن اشاره کرد، وی نوشت که "آجرها باید در بهار یا پاییز ساخته شوند، که تا حد ممکن به طور یکنواخت خشک شوند". خشک شدن خیلی سریع سطح را سریعتر از هسته سخت می‌کند، که این امر باعث می‌شود برای مدت طولانی‌تری خام باقی می‌ماند. باز هم، ویتروویوس اظهار داشت که آجرهای ساخته شده در تابستان "معیوب هستند، زیرا گرمای شدید آفتاب سطح آنها را پخته و باعث می‌شود سطح آجر خشک باشد در حالی که داخل آن خشک نیست".

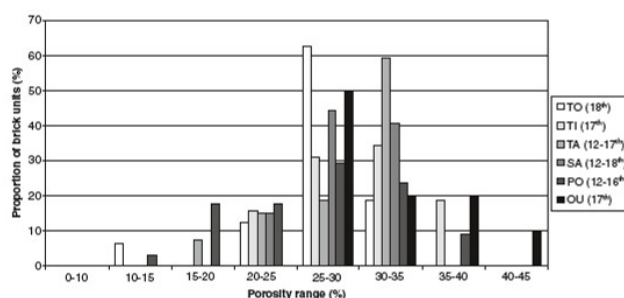
هدف آخرین مرحله سخت شدن آجرها، دستیابی به مقاومت بیشتر است. آجرها را بیشتر در معرض آفتاب، در هوای آزاد، یا در یک کوره با درجه حرارت ۱۰۰۰ درجه سانتیگراد قرار دادند و خشک کردند، و آنها را آتش زدند، از این نظر مقاومت بسیار بیشتری از نظر مکانیکی و شیمیایی داشتند. کوره‌های اولیه از چوب یا کاه به عنوان مواد قابل احتراق استفاده می‌کردند و اتمام احتراق چند روز طول می‌کشید. ذغال سنگ معمولاً تا ربع آخر قرن ۱۹ استفاده نمی‌شد. در طی این مرحله، واکنش‌های شیمیایی پیچیده‌ای ایجاد شده و محصولات متنوع سرامیکی را با توجه به دمای پخت و کیفیت رس ایجاد می‌کند. شرایط دمایی برای خصوصیات نهایی آجرها بسیار مهم بوده، و کیفیت آنها به شدت بر مقاومت و دوام بنای ساخته شده تأثیر می‌گذارد.

۳. خصوصیات آجرهای پخته شده

آجرهای سفالی مجموعه‌ای از خصوصیات را نشان می‌دهد که در ارزیابی مقاومت و دوام مهم هستند. این خواص به کیفیت خاک رس خام ارتباط نزدیک دارد و با شرایط تولید ارتباط مستقیم دارد. هنگام کار با آجرهای رسی قدیمی، پارامترهای اضافی مربوط به مکانیسم‌های هوازدگی، پیری مواد و اثرات طولانی مدت باید در نظر گرفته شود، مانند ترک خوردگی، لایه برداری یا شوره زنی. این اثرات معمولاً توسط عوامل جوی مانند باد و آب افزایش می‌یابد. بنابراین، خواصی که امروز توسط آجرهای رسی قدیمی به نمایش گذاشته می‌شود لزوماً خصوصیات اصلی آنها را نشان نمی‌دهد. با این وجود، پارامترهای فیزیکی، مکانیکی، شیمیایی و کانی‌شناسی مربوط به ارزیابی دوام و مقاومت آجرهای رسی قدیمی است.

۱.۳. مشخصات فیزیکی

تخلخل آجرهای رسی پخته شده مجموعه ای از تغییرات کانی، بافتی و فیزیکی را ایجاد می کند که به بسیاری از عوامل تأثیرگذار بر تخلخل بستگی دارد. تخلخل را می توان به نسبت بین حجم فضاهای خالی (منافذ و ترک ها) و حجم کل نمونه تعریف کرد. تخلخل به دلیل تأثیر آن بر خواصی مانند واکنش شیمیایی، مقاومت مکانیکی، دوام و کیفیت عمومی آجر، پارامتر مهمی در مورد آجر است. آجرهای رسی قدیمی مقادیر تخلخل بالایی را نشان می دهند که بین ۱۵ تا ۴۰ درصد است (Esbert و همکاران ۱۹۹۷). تخلخل آجرهای دوره بیزانس بین ۱۵ تا ۳۵ درصد گزارش شده است، در حالی که ۷۰-۸۰٪ منافذ به طور مستقل از نوع و منشا خشت دارای قطر ۷۰-۲۵۰ میکرومتر بودند (پاپایانی و استفانیدو ۲۰۰۰). لیوینگستون (۱۹۹۳) گزارش داده که تخلخل آجرها در کلیسای ایاصوفیه در محدوده ۲۶ تا ۳۰ درصد برای آجرهای قرمز رنگ و ۴۰ تا ۵۵ درصدی در مورد آجرهای بژ وجود دارد. در حالی که مایر هوفر و همکاران (۱۹۹۸) به ترتیب مقادیر تخلخل بین ۲۱ و ۳۵ درصد در آجرها از قرن ۹ تا ۱۰ و ۱۳ به دست آوردند. فرناندس (۲۰۰۶) مقدار تخلخل آجرهای سفالی را از قرن ۱۲ تا ۱۸ گزارش کرده که از ۱۲ تا ۴۳ درصد در صد در صد در آجرها از قرن ۹ تا ۱۰ و ۱۳ به دست آوردند. فرناندس (۲۰۰۶) حدود ۸۰٪ از نمونه ها تخلخل بزرگتر از ۲۵٪ درصد و اکثریت قریب به اتفاق بین ۲۵ تا ۳۵٪ درصد را نشان دادند، همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: توزیع تخلخل برای مجموعه کامل آجرهای رسی (Fernandes 2006)

بعد و توزیع منافذ تحت تأثیر کیفیت رس خام، وجود مواد افزودنی یا ناخالصی، مقدار آب و دمای پخت قرار دارد (Mamillan 1979). Cultrone و همکاران (۲۰۰۴) مشاهده کرد که اگر دمای پخت افزایش یابد، نسبت منافذ بزرگ (۳-۱۵ میکرومتر) افزایش می یابد و اتصال بین منافذ کاهش می یابد، در حالی که مقدار منافذ کوچک کاهش می یابد. این مساله تأثیر زیادی بر دوام آجرها دارد زیرا نشان داده شده است که منافذ بزرگ کمتر تحت تأثیر نمک های محلول و چرخه یخ زدگی / ذوب قرار می گیرند. علاوه بر این، چندین مطالعه توسط Cultrone و همکاران (۲۰۰۴) و الرت و همکاران (۲۰۰۳) گزارش داد که تشکیل منافذ کوچک، با قطر زیر ۱ میکرومتر، توسط کرناتها در خاک خام (مواد با کیفیت پایین) و با درجه حرارت پخت بین ۸۰۰ تا ۱۰۰۰ درجه سانتیگراد تقویت می شود. این اندازه منافذ بر کیفیت آجرها تأثیر منفی می گذارد، زیرا ظرفیت آنها برای جذب و نگهداری آب افزایش می یابد.

۱.۳.۱. جذب آب

منافذ، قسمت عمده ای از آجر را تشکیل می دهند و وقتی آجرها در معرض بارندگی یا بالا آمدن رطوبت قرار می گیرند، آب به طور کلی به منافذ نفوذ می کند. جذب آب توسط ظرفیت مایعات ذخیره شده و گردش آن درون آجر تعیین می شود و این امر منجر به خرابی و کاهش مقاومت مکانیکی می شود. در کشورهایی که دما به زیر ۰ درجه سانتیگراد می رسد، آب داخل منافذ می تواند یخ بزند و منجر به لایه لایه شدن سطح، تجزیه یا ترک خوردگی شود. علاوه بر این، در حضور نمک های محلول، آب تمایل به واکنش با آنها و ایجاد شوره دارد. اگرچه این امر عمدتاً سبب از بین رفتن سطح آجر از نظر زیبایی است، اما افزایش حجم ناشی از تبلور نمک ها می تواند صدمات شدیدی وارد کند. منابع و مقالات متعدد مقدار جذب آب در آجرهای رسی از حد متوسط تا بالا پراکنده است. بیندا و همکاران (۲۰۰۰) میزان جذب مختلفی را با توجه به رنگ در آجرهای کلیسای جامع کرمونا، ایتالیا مربوط به قرن ۸ تا ۱۳، گزارش کرده اند. جذب آجرهای قهوه ای و قرمز در حدود ۲۰.۱ و ۲۴.۹ درصد وزنی است. در آجرهای قرن ۹ تا ۱۰، مقادیر جذب آب بین ۱۸ تا ۱۹ درصد وزنی گزارش شده است، در حالی که مقادیر ۱۲ و ۲۴ درصد به آجرهای قرن سیزدهم نسبت داده شد (مایرهافر و همکاران ۱۹۹۸). پارامتر مهم دیگر سرعت جذب

آب است که با سرعت مکش اندازه گیری می شود. در اثر کشش مویینگی در امتداد دیواره منافذ، آب توسط منافذ جذب می شود. طبق نظر لویز-آرس و همکاران (۲۰۰۳) تنش در منافذ کوچک نسبت به منافذ بزرگ قویتر است.

۱,۳,۲. چگالی ظاهری

چگالی ظاهری به عنوان نسبت بین وزن آجر خشک و حجم آجر رسی توصیف می شود، که نسبت ماده (رس) موجود در حجم را اندازه گیری می کند. از این توصیف مشخص است که هرچه این مقدار بالاتر باشد، آجر چگالتر است و بدیهی است که ویژگیهای مکانیکی و دوام آن بهتر است. مقادیر معمول برای دامنه تراکم ظاهری از ۱۲۰۰ تا ۱۹۰۰ $g\ m^{-3}$ (جدول ۱)

جدول ۱: مقادیر معمول چگالی ظاهری آجرهای قدیمی

منبع	چگالی ظاهری	بناها و مکان آنها	دوره (قرن)
Papayianni and Stefanidou (2000)	1400-1900	دیوارها، ستون ها، طاق ها و کوره های ساختمان	1st-5th
Baronio et al. (1985), Baronio and Binda (1985)	1550-1650	کلیسای S. Lorenzo، میلان، ایتالیا	3rd-4th
Livingston (1993)	1600-2000	کلیسای ایاصوفیه، ترکیه	6th
Maierhofer et al. (1998)	1600	آجرهای کلیسای S. Maria روسیه	9th-10th
López-Arce et al. (2003)	1600	آجرهایی از شهر تولدو، اسپانیا	12th-13th
Maierhofer et al. (1998)	1830	آجرهای کلیسای S. Maria روسیه	13th
López-Arce et al. (2003)	1510	آجرهایی از شهر تولدو، اسپانیا	13th-14th
Fernandes (2006)	1680-1840	صومعه پمپیرو	12th-16th
Fernandes (2006)	1710-1820	صومعه سائو ژائو د تاروکا	12th-17th
Baronio and Binda (1985)	1550-1850	کلیسای S. Maria Incoronata، میلان، ایتالیا	15th-16th
Bati and Ranocchiali (1994)	1550	آجرهای رسی از ساختمانهای ایتالیا	16th
Fernandes (2006)	1700-1780	کلیسای اوتیرو	17th
Fernandes (2006)	1680-1790	صومعه Tibães	17th
Baronio and Binda (1985)	1650	ایوان کلیسای S. Eustorgio، میلان، ایتالیا	17th-18th
Fernandes (2006), Lourenço et al. (2000)	1550-1870	صومعه سالزیداس	18th
Fernandes (2006)	1560-1800	Christ Cloister در تومار	18th

۱,۳,۳. انبساط رطوبتی

انبساط یا انقباض مشاهده شده در آجرهای رسی می تواند به دلیل مرطوب شدن/خشک شدن تا حدی یا کاملاً برگشت پذیر باشد، چراکه خشک شدن/آب گیری، چندان به قدمت آجرهای رسی وابسته نیست. گسترش رطوبت در آجرهای رسی تحت تأثیر محتویات کانی های موجود در خاک رس و وجود ندول های آهنی است. مقادیر معمولی ۰.۱-۰.۲٪ توسط برگو و لیمون (۱۹۹۴) و ازبرت و همکاران (۱۹۹۷) نشان داده شد.

۱,۴. مشخصات مکانیکی

ساختمان یک ماده ناهمگن است و بنابراین مقاومت فشاری آن بستگی به قدرت اجزا دارد: آجر، ملات و حدفاصل آجر-ملات. با این وجود، نتایج تجربی نشان می دهد که مقاومت فشاری بنا بیشتر تحت تأثیر مقاومت واحدهای آجری است. بنابراین، مکانیک آجر با ارزیابی ایمنی سازه های آجری موجود بسیار

مرتبط است. خواص مکانیکی آجرهای قدیمی اغلب در مقالات گزارش شده است، بنابراین می‌توان حجم زیادی از داده‌ها را جمع‌آوری کرد. اشکال ساختاری پذیرفته شده برای آجرهای رسی به گونه‌ایست که بتوان از مقاومت مناسب در فشار و مقاومت کم در کشش، استفاده کامل کرد.

۱/۴/۱. مقاومت فشاری

مقاومت فشاری به شدت تحت تأثیر ویژگی‌های مواد اولیه و فرایند تولید است. مشخص است که رس خام آجرهای قدیمی اغلب از کیفیت پایینی برخوردار بوده و فرایند تولید آن نسبتاً اولیه و ناکارآمد است. سایر ویژگی‌های آجرهای باستانی موجود مانند ترکیب معدنی، بافت، الگوی ترک و سطح تخلخل، شرایط خشک شدن و پخت در تشخیص مقاومت فشاری کمک می‌کند.

از سوی دیگر، ارزیابی مقاومت مکانیکی آجرهای متعلق به ساختمانهای قدیمی اغلب به دلیل تنوع زیاد در تولید و تغییر شکل حاصل از چرخه‌های زیاد آب و هوا، مانند چرخه‌های انجماد و ذوب، یا عوامل شیمیایی مانند نمکهای محلول، یا چرخه‌های بارگذاری و بی‌باری، مشکل است علاوه بر این، تولید و ساخت آجرهای رسی بکار رفته در یک عنصر ساختمانی یا ساختمان می‌تواند متعلق به دوره‌های مختلف باشند. در نهایت، شرایط انجام آزمایش (ابعاد و میزان رطوبت نمونه، شرایط سطح تماس با لایه فوقانی و زیرین، دما و غیره) نیز می‌تواند بر نتایج تأثیر بگذارد. به گفته پائوری و همکاران (۱۹۹۴)، خواص اصلی آجرهای رسی قدیمی فقط از طریق ساخت آجر با استفاده از روش‌های سنتی و مواد اولیه بازیابی شده به دست می‌آید، که همین مسئله هم غیرممکن است. محدوده مقادیر مقاومت مکانیکی در مقالات بسیار گسترده است (حدود ۱.۵-۳۲ مگاپاسکال)، به این معنی که آزمایش درجا یا آزمایش مخرب نمونه‌ها فقط می‌بایست در صورت نیاز به مقاومت فشاری آجر انجام شود. مقادیر معمول مقاومت فشاری در جدول ۲ گزارش شده است، هر چند که این نتایج با استفاده از تجهیزات و روشهای مختلف آزمایشی به دست آمده‌اند. اکثر مطالعات مقادیر کم مقاومت فشاری و پراکندگی زیاد مقادیر را نشان می‌دهند، با ضرایب متغیر بین ۲۵ تا ۵۵ درصد. هر چند مقاومت غیر معمول، بالاتر از ۵۰ مگاپاسکال، توسط پائوری و همکاران گزارش شده است. (۱۹۹۴).

جدول ۲: مقادیر معمول مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته آجرهای قدیمی

منبع	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت فشاری تک محوری (MPa)	بناهای تاریخی و مکان آنها	دوره (قرن)
Papayianni and Stefanidou (2000)	n. d.	9.2-18.0	دیوارها، ستون‌ها، طاق‌ها و کوره‌های ساختمان	1st-5th
Papayianni and Stefanidou (2000)	2.6-10.8	n. d.	آثار تاریخی دوره بیزانس	1st-5th
Binda et al 2000b	1-4.4	8.0-25.4	برج ناقوس کلیسای جامع کرمونا، ایتالیا	8th-13th
Marzahn et al. (2004)	n. d.	13.1-14.1	طاقهای صومعه بانوی ما، مگدبورگ، آلمان	11th-13th
Barbi et al. (2002)	5.8	27.9	دیوار بیرونی سیه‌نا، ایتالیا	13th-17th
Barbi et al. (2002), Bati and Ranocchiai (1994)	7.3-18.6	n. d.	ایتالیا Pienza کاخ اسقفی	15th
Barbi et al. (2002), Bati and Ranocchiai (1994)	4.1	19.9-30.0	ایتالیا Colle Val d'Elsa دیوار خارجی (1479)	15th
Barrios et al. (2000)	n. d.	14.3-32.9	اسپانیا Las Cinco Llagas de Sevilla بیمارستان	16th
Barbi et al. (2002)	6.3	31.1	ایتالیا Monte Oliveto Maggiore دیوار کتابخانه صومعه	16th
Binda et al 2000a	n. d.	4.0-12.0	ایتالیا، (۱۵۹۲-۱۶۰۵) برج ناقوس کلیسای جامع مونزا	16th
Lourenço et al. (2000)	7.3	5.2	ایتالیا، پرتغال طاقهای صومعه سالزاداس	17th
Barbi et al. (2002)	4.2	18.5	ایتالیا (۱۷۳۳) لازارتو د آنکونا	18th
Jimenez et al. (2000)	n. d.	20.8	اسپانیا دودکش صدساله از صنعت سرامیک	18th-19th

n. d. □ not determined

۱/۴/۲. مدول الاستیسیته

مدول الاستیسیته در اغلب مقالات یافت می‌شود و دارای تنوع عددی زیادی است (جدول ۳.۲). حتی تفاوت‌های قابل توجهی بین مقادیر حاصل از مطالعات مختلف از یک بنای باستانی دیده شده است که مشکل در تعریف این پارامتر را تأیید می‌کند. علاوه بر این، مشخص نیست که محققان چگونه مقادیر ارائه

شده را اندازه گیری کرده‌اند، حتی اگر اکثر استانداردها استفاده از بخش خطی منحنی تنش - کرنش را در محدوده ۳۰ تا ۵۰ درصد از حداکثر مقدار تنش در نظر گرفت، مقادیر ارایه شده از ۱ تا ۱۸ GPa متغیر است که نشان دهنده محدوده ای بین ۱۲۵ تا ۱۴۰۰ f_c است که f_c مقاومت فشاری آن است. بیشتر مقادیر متداول در محدوده ۲۰۰ f_c با متوسط مقدار ۳۵۰ f_c هستند.

۱.۴/۳. استحکام کششی

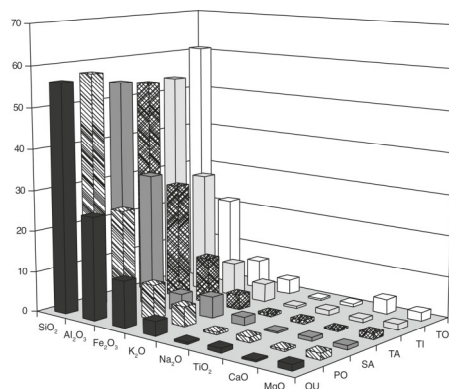
در حضور تنش کششی، آجرهای رسی مشابه سایر مصالح شبه شکننده مانند بتن یا سنگ رفتار می کنند. پس از ایجاد میکرو ترک و اعمال حداکثر بار، مقاومت کششی آجر به دلیل متمرکز شدن تغییر شکل در یک ترک کاهش تدریجی را نشان می دهد. استحکام کششی در مقایسه با مقاومت فشاری بسیار کم است و اغلب مورد غفلت قرار می گیرد. مقاومت کششی بیشتر به استحکام دانه های معدنی و ماتریکسی که آنها را متصل می کند بستگی دارد. علاوه بر این، وابستگی کمی نیز به ترکیب شیمیایی، انکلوژن و میزان و ابعاد منافذ موجود، دارد. از آنجا که مقاومت بستگی زیادی به مناطق ضعیف تر دارد، خاک رس همگن با ناخالصی های کم، استحکام کششی بالاتری را ایجاد می کند. مقاومت کششی اغلب به عنوان درصدی از مقاومت فشاری مربوطه، معمولاً بین ۳ تا ۱۰ درصد و گاهی تا ۱۳.۵ درصد گزارش می شود. در منابع بیان شده که مقاومت کششی بستگی به نحوه آزمایش دارد (Van Mier 1984).

۱.۵. شیمی آجرهای رسی

۱.۵.۱. ترکیب کلی

ترکیب خاک رس خام را می توان با استفاده از مطالعات شیمیایی و کانی شناسی مشخص کرد (Cultrone et al. 2004; Pauri et al. 1994). باستان شناسی برای توصیف سرامیک ها و سفال های قدیمی و ویژگی های ملات قدیمی (Barrios et al. 2000a; Binda et al. 2000a) کارایی دارد. تعیین ترکیب شیمیایی آجرهای قدیمی امکان شناسایی کمبودهای احتمالی در حین تولید آنها را فراهم می کند، مانند وجود مواد آلی، نودل های آهک، نمک های محلول مضر و سایر ناخالصی ها که ممکن است بر دوام آجر تأثیر بگذارد (Robinson and Borchelt 1994). نمک های محلول و سایر ناخالصی ها یکی از مهمترین عوامل پوسیدگی آجر هستند و اغلب در بافت آجری قدیمی یافت می شوند (بارونیو و همکاران ۱۹۸۵؛ بروکن و نیلند ۲۰۰۴). ترکیب شیمیایی همچنین اطلاعاتی در مورد دمای پخت و درجه انجاماد (Cultrone و همکاران ۲۰۰۰) ارائه دهد که برای تولید آجرهای جدید جایگزین مناسبی هستند (López-Arce et al. 2003; Cardiano et al. 2004; Elert et al. 2003). در نهایت، ترکیب شیمیایی می تواند تا حدی رنگ آجر را با نشان دادن وجود رنگ ها و سایر افزودنی ها توضیح دهد. اکسیدهای شیمیایی که معمولاً در آجرهای رسی یافت می شوند عبارتند از: سیلیس (SiO_2)، آلومینا (Al_2O_3)، آهن (Fe_2O_3) یا اکسید آهن (Fe_3O_4)، اکسید پتاسیم (K_2O)، دی اکسید تیتانیوم (TiO_2) و اکسیدهای سدیم (Na_2O)، کلسیم (CaO) و منیزیم (MgO). سیلیس و آلومینا عناصر اصلی رس را تشکیل می دهند و معمولاً در نسبتهای زیر یافت می شوند: حدود ۵۰٪ برای SiO_2 و ۱۵-۲۰٪ برای Al_2O_3 . سایر اجزاء ممکن است مانند باریم (Ba)، زیرکونیوم (Zr)، استرانسیم (Sr)، روبیدیوم (Rb) و منگنز (Mn) نیز در ترکیب موجود باشند. با این حال، این عناصر همیشه در مقادیر بسیار کمی وجود دارند و بر حسب قطعات در میلیون (ppm) بیان می شوند، در حالی که نسبت اجزای اصلی بر حسب درصد حجم مواد بیان می شود. شکل ۳.۲ نسبت اجزای شیمیایی اصلی آجرهای سفالی را از قرون ۱۲ تا ۱۸ نشان می دهد، با نسبت سیلیس در محدوده ۵۳-۶۱ و آلومینا در محدوده ۲۲-۳۲ (فرناندز ۲۰۰۶).

ترکیب شیمیایی می تواند در آجرهای قدیمی بسیار متفاوت باشد، به طوری که گزارش های مربوط به آجرهای رسی از قرون ۱۲ تا ۱۳ میلادی ۳۸٪ سیلیس، ۲۱/۵ درصد آلومینا و ۳۲/۵ درصد اکسید آهن را نشان می دهد (López-Arce et al. 2003). همچنین، موروپولو و همکاران (۱۹۹۳) ترکیب شیمیایی آجرهای رسی از کلیسای ایاصوفیه را گزارش کرد که نسبت بسیار بالایی از سیلیس (۳۰-۷۰) و نسبت کمتری از آلومینا (۸-۱۶) نسبت به آجرهای سفالی معمولی را نشان می دهد.



شکل ۲: میانگین نسبت اجزای شیمیایی اصلی آجرهای سفالی قدیمی

۱.۶. تعیین منشاء

ترکیب شیمیایی می‌تواند برآوردی از منشا خاک رس ارائه دهد، و این امکان را ایجاد می‌کند که آجرهای جایگزین با بالاترین سازگاری ممکن با آجرهای موجود تولید شوند. برای این کار، نمونه‌های آجر را می‌توان با استفاده از یک روش آماری توصیف شده در کاسترو (۱۹۹۹)، بر اساس مقایسه بین فاصله‌های هندسی بردارهای "ترکیب شیمیایی" بین گروه‌های مختلف تجزیه و تحلیل نمود. نمونه‌ها را می‌توان با توجه به شباهت شیمیایی آنها گروه‌بندی کرد، زیرا گروه‌هایی هستند که با مقادیر متوسط و انحراف استاندارد مربوطه برای عناصر شیمیایی مختلف تعیین شده مشخص می‌شوند. تجزیه و تحلیل آجرها در Fernandes (2006) نشان داد که بیشتر آجرها در هر منشا مشابه هستند و جزء SiO_2 ، که بزرگترین جزء در رس است، در تمایز بین نمونه‌های قدیمی بسیار کم است و نمی‌توان از آنها برای تشخیص هر یک استفاده کرد. علاوه بر این، هیچ جزء واحدی که به شدت بر گروه خاصی از آجرها تأثیر بگذارد یافت نشد، به این معنی که ویژگی آجرها تحت تأثیر همه اجزای شیمیایی قرار دارد. علاوه بر این، در موارد خاص، آجرهایی که از نظر سرزمینی بسیار نزدیک هستند ویژگی‌های شیمیایی متفاوتی را نشان می‌دهند. در این مورد، دوره تولید و تکامل فرآیند تصفیه و تولید خاک رس چنین نتایجی را به همراه داشت. گروه‌های آجری یافت شده با گروه‌های موجود در پایگاه داده حاوی ترکیبات شیمیایی سرامیک‌های باستان‌شناسی و قوم‌شناسی از نقاط مختلف پرتغال مقایسه شد (کاسترو ۱۹۹۹).

۴. نتیجه‌گیری

توصیف آجرهای سفالی قدیمی به دلیل تنوع زیاد مواد اولیه، فرایندهای تولید و شرایط حفاظتی دشوار است. خواص فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی آجر سفالی تاریخی طیف وسیعی از تنوع را نشان می‌دهد. بررسی مقالات و آزمایشات محققان نشان دهنده تخلخل زیاد (۱۵-۴۰ درصد حجمی) و جذب آب (۱۰ تا ۲۰ درصد حجمی) است. مکش می‌تواند نسبتاً زیاد باشد (تا $0.35 \text{ cm}^{-2} \text{ min}^{-1}$)، در حالی که چگالی ظاهری کم است (۱۵۰۰-۱۸۰۰ kg m^{-3}). مقاومت فشاری پراکندگی عظیمی را نشان می‌دهد که عمدتاً بین ۱.۵ تا ۳۰ مگاپاسکال متغیر است. هیچ روندی در مورد سن یا منشاء یافت نشد، زیرا مقدار داده‌ها محدود است.

به طور کلی، به نظر می‌رسد رس‌های خام مورد استفاده در آجرهای قدیمی نسبت به ترکیبات شیمیایی اصلی سازگاری داشته باشند. در حالی که آجرهای با منشاء مشابه عموماً شباهت شیمیایی قوی از خود نشان می‌دهند. همچنین ذکر شده است که آجرهای سفالی دارای ترکیب شیمیایی متفاوت با محصولات سرامیکی بقایای باستان‌شناسی هستند زیرا هیچ شباهتی با داده‌های باستان‌شناسی موجود پیدا نشده است.

مراجع

Baronio G, Binda L (1985) Physico-mechanical characteristics and durability of bricks from some monuments in Milan. *Masonry International* 4:29–35

- Baronio G, Binda L (1986) Consolidation and durability of masonry materials: study of mortars, bricks and plasters of an ancient monument of Milan. The tower of the church of S. Lorenzo. In: Evaluation and retrofit of masonry structures, pp 440–448
- Barrios A, Barrios J, Pólo J, Rodríguez C, Padura C, Vorsevi SA (2000) Estudio de las Fábricas de Ladrillo del Hospital de Las Cinco Llagas de Sevilla, actual sede del parlamento de Andalucía. In: 12th international brick/block masonry conference, Madrid, 203–214
- Binda L, Saisi A, Tiraboschi C (2000a) Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries. *Construction and Building Materials* 14:199–233
- Brocken H, Nijland T (2004) White efflorescence on brick masonry: towards prediction of efflorescence risk.” In: 13th international brick/block masonry conference, Amsterdam
- Castro F (1999) Statistical and analytical procedures for estimation of the provenance of archaeological ceramics. In: 4th European congress on old ceramics, Andorra, 52–58
- Cultrone G, De La Torre MJ, Sebastian EM, Cazalla O, Rodriguez-Navarro C (2000) Behavior of brick samples in aggressive environments. *Water Air and Soil Pollution* 119:191–207
- Cultrone, G, Sebastián E, Elert K, De La Torre MJ, Cazalla O, Rodriguez-Navarro C (2004) Influence of mineralogy and firing temperature on the porosity of bricks. *Journal of the European Ceramic Society* 24:547–564
- Elert K, Cultrone G, Navarro CR, Pardo SE (2003) Durability of bricks used in the conservation of historic buildings—influence of composition and microstructure. *Journal of Cultural Heritage* 2:91–99
- Esbert RM, Ordaz J, Alonso J, Montoto M (1997) Propiedades físicas [de los materiales pétreos]. *Manual de Diagnosis y Tratamiento de Materiales Pétreos y Cerámicos*, Col·legi d’Aparelladors i Arquitectes de Barcelona, pp 21–38
- Fernandes FM (2006) Evaluation of two novel NDT techniques: Microdrilling of clay bricks and ground penetrating radar in masonry. PhD thesis, University of Minho, Guimarães
- Fernandes F, Lourenço PB (2007) Evaluation of the compressive strength of ancient clay bricks using microdrilling, *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE* 19(9):91–800
- López-Arce P, Garcia-Guinea J, Gracia M, Obis J (2003) Bricks in historical buildings of Toledo City: characterization and restoration. *Materials Characterization* 50:59–68
- Maierhofer C, Leipold S, Schaurich D, Binda L, Saisi A (1998) Determination of the moisture distribution in the outside walls of S. Maria Rossa using radar. In: 7th international conference on ground penetrating radar, Kansas, 509–514
- Mamillan M (1979) Méthodes d’essais au gel des pierres, Problems Raised by Frost Action. In: 6th international congress of the fondation française d’Etudes Nordiques, Le Havre, 225–238
- Papayianni I, Stefanidou M (2000) Characteristics of bricks of Byzantine period. In: 12th international brick/block masonry conference, Madrid, 1729–1736
- Pauri M, Stazi A, Mastrosanti F, D’Orazio M, (1994) The decay of ancient building masonry, a case study. In: 10th international brick/block masonry conference, Calgary, 1295–1304
- Robinson G, Borchelt J (1994) Characterization of bricks and their resistance to deterioration mechanisms. In: 10th international brick/block masonry conference, Calgary, 1295–1304
- Vitruvius Pollio M (1960) The ten books on architecture. (MH Morgan, Trans.) Courier Dover Publications, New York

بررسی تاثیر ارتفاع میراگرهای لوله فولادی پر شده با سرب بر رفتار چرخه‌ای آن

حجت آزارشی^۱، احمد ملکی^۲

۱- کارشناس ارشد عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران

۲- استادیار دانشکده فنی دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران

Maleki_civil@yahoo.com

خلاصه

عملکرد لرزه‌ای میراگرهای تسلیم شونده‌ی فولادی نسبت به سایر سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای به دلیل رابطه مناسب سختی و شکل‌پذیری از مقبولیت خاصی برخوردار است. بنابراین هدف اصلی تحقیق، بررسی میراگرهای تسلیم شونده‌ی فولادی لوله‌ای پر شده با سرب تحت اثر بار چرخه‌ای است. بنابراین با مدلسازی رفتار میراگر و نیز صحت‌سنجی آن، با استفاده از نرم افزار آباکوس، ۴ مدل با تغییر ارتفاع میراگر مدلسازی شده است. نتایج نشان داد، با افزایش ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصدی ارتفاع میراگر، مقدار ظرفیت انرژی به ترتیب ۱۶/۴، ۲۷/۲ و ۳۵/۷ درصد کاهش می‌یابد. همچنین استفاده از فلز سرب در داخل میراگر علاوه بر شکل‌پذیری بالا باعث افزایش مقاومت محوری شده است.

کلمات کلیدی: میراگر تسلیم شونده، لوله، عملکرد چرخه‌ای، انرژی مصرفی، تحلیل اجزای محدود.

۱. مقدمه

در سال‌های اخیر، برای کاهش حداکثر پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها، پل‌ها و سایر سازه‌های عمرانی، ابزارهای مختلف استهلاک انرژی بر روی آن‌ها بکار گرفته شده است [۱]. ارائه‌ی مکانیزم‌های مطمئن برای استهلاک انرژی زمین لرزه‌های مخرب بعنوان کلیدی برای ایمنی سازه‌ها در برابر زمین لرزه‌های قوی می‌باشد. استفاده از این ابزارها موجب می‌گردد تغییر شکل‌های غیرالاستیک، نیروها را در اعضا محدود کنند تا امکان طراحی مناسب ابعاد فراهم شود؛ و استهلاک انرژی هیستریزس برای سیستم تامین گردد [۲].

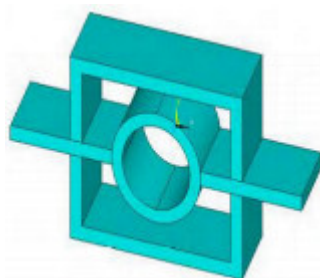
بنابراین برای حل این معضل و نظر به اینکه تمایل افزایشده جهت کاهش خطر ساختمان‌ها از طریق استهلاک انرژی از اواسط ۱۹۹۰ میلادی، این تحقیق در نظر دارد عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی خمشی را در راستای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود و احداث شده‌ی آتی توسط میراگرهای نوآورانه‌ی تسلیم شونده‌ی فولادی لوله‌ای بهبود بخشد. در این میراگر هدف بر این است که انرژی منتقل شده به سازه صرف تسلیم و رفتار غیرخطی در میراگر شود. در این راستا، به منظور دستیابی به بهینه‌ترین شکل هندسی، موقعیت و مشخصات مکانیکی میراگر، تعداد گسترده‌ای از مدل‌های عددی میراگر لوله‌ای پر شده با سرب به صورت عددی در نرم‌افزار آباکوس بررسی خواهد شد.

۲. ادبیات پیشینه تحقیق

مدل پیشنهادی سلیم بهرامی مطابق شکل ۱ متشکل از یک حلقه از جنس لوله‌ی مانیسمان (بدون درز) با مشخصات مکانیکی مطابق جدول ۱ و دو صفحه اتصال به ضخامت ۲ سانتی‌متر که برای اتصال دو نیم قوطی از جنس St37 به حلقه استفاده شده است، می‌باشد [۳]. برای بررسی عملکرد المان پیشنهادی، سلیم بهرامی سه قاب دو بعدی با مهاربندی واگرای معمولی ۴، ۶ و ۸ طبقه با چهار دهانه‌ی ۵ متری را یک بار با المان پیشنهادی و بار دیگر بدون المان پیشنهادی، در نرم افزار OpenSees مدل کرده و تحت تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی قرار داده است.

جدول ۱: مشخصات المان پیشنهادی، [۳]

	مدول الاستیسته kg/cm^2	ضریب پواسون ν	کرنش نهایی ϵ_{33}	تنش تسلیم F_y kg/cm^2	تنش نهایی F_U kg/cm^2
حلقه	2000000	0.3	0.21	3000	4800
ST37	2100000	0.3	0.26	2400	3700



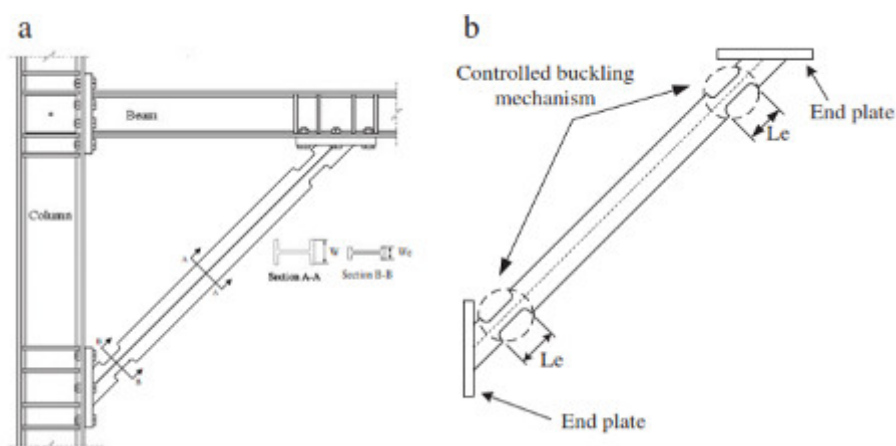
شکل ۱: المان پیشنهادی سلیم بهرامی، [۳]

در جدول ۲ میزان تغییر مکان بام و برش پایه در هر دو سازه با مهاربند واگرای معمولی و مهاربند شامل حلقه‌های تسلیم شونده آورده شده است که نشان می‌دهد برش پایه حدود ۶۱٪ در قاب با المان پیشنهادی نسبت به قاب بدون المان پیشنهادی کاهش یافته است. همچنین میزان تغییر مکان بام در قاب مهاربندی با المان پیشنهادی ۱۰٪ کمتر از قاب با مهاربند بدون المان پیشنهادی می‌باشد.

جدول ۲: مقایسه میزان حداکثر برش پایه و تغییر مکان بام در قاب با مهاربندی واگرا دارای المان پیشنهادی و بدون آن، [۳]

رکورد زلزله	برش پایه (kg)	حداکثر تغییر مکان بام (cm)	برش پایه (kg)	حداکثر تغییر مکان بام (cm)	اختلاف برش پایه (%)	اختلاف حداکثر تغییر مکان بام (%)
طبقه ۴						
امپریال	۳۲۸۷۱/۲۷۳	۰/۷۴۲	۱۴۷۳۳/۸۸	۰/۹۸۶	-۵۵/۱۷	۳۲/۹۷
نورث ریج	۴۱۶۵۵/۳۲۹	۱/۰۵۴۴	۱۴۹۰۳/۶۶۲	۰/۹۵۳	-۶۴/۲	-۹/۵۷
طیس	۱۱۲۰۴/۲۷	۰/۲۹۰	۸۱۶۹/۵۲۸	۰/۲۵۹	-۲۷/۱	-۱۰/۸
میانگین اختلاف					-۵۴/۷۷	-۱۴/۶۵
طبقه ۶						
۳۲۸۷۱/۲۷۳	۰/۷۴۲	۱۴۷۳۳/۸۸	۰/۹۸۶	-۵۵/۱۷	۳۲/۹۷	
نورث ریج	۴۱۶۵۵/۳۲۹	۱/۰۵۴۴	۱۴۹۰۳/۶۶۲	۰/۹۵۳	-۶۴/۲	-۹/۵۷
طیس	۱۱۲۰۴/۲۷	۰/۲۹۰	۸۱۶۹/۵۲۸	۰/۲۵۹	-۲۷/۱	-۱۰/۸
میانگین اختلاف					-۴۸/۸۲	-۴/۱۹
طبقه ۸						
امپریال	۳۹۲۴۶/۳۰۳۹	۱/۴۴	۱۵۳۷۷/۸۵۸	۱/۴۰۳	-۶۰/۸	-۲/۶۵
نورث ریج	۴۱۵۸۰/۷۱۴	۱/۳۱۱	۱۳۷۱۷/۱۴۸	۱/۱۷۸	-۶۷	-۱۰/۱
طیس	۱۹۱۹۶/۳۵۶	۰/۷۵۷	۸۲۵۴/۷۹۴	۰/۳۵۸	-۵۶/۹	-۵۲/۷
میانگین اختلاف					-۶۱/۶	-۲۱/۸
میانگین از کل میانگین های اختلاف					-۵۵/۰۷	-۱۰

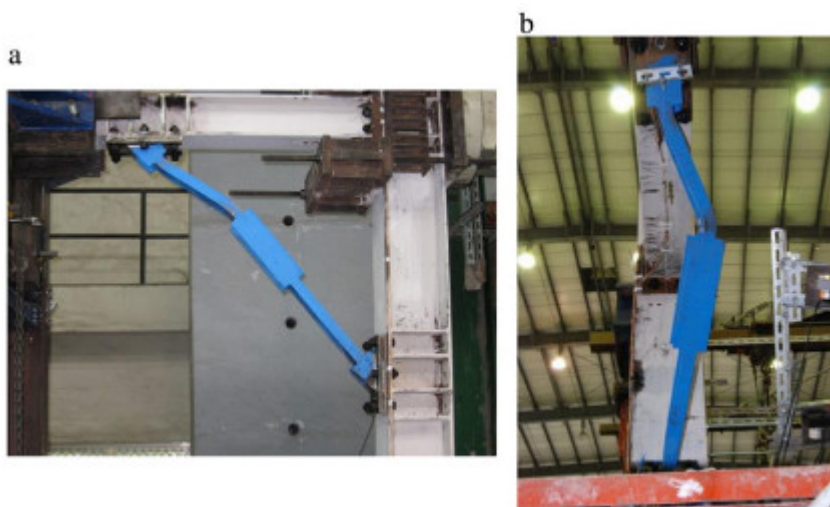
اخیراً توسط لی و هو^۱ (۲۰۱۵) تاثیر مکانیزم کنترل کننده‌ی کمانش بر رفتار چرخه‌ای قاب فولادی دارای مهاربند زانویی به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است. به طوری که در این تحقیق برای بررسی عددی موضوع مورد بحث، صحت سنجی مدل توسط نتایج آزمایش‌های این مقاله انجام گرفته است. در این تحقیق ۷ مجموعه قاب فولادی برای آزمایش ساخته شده است که شامل یک قاب خمشی صلب (SMRF) و ۱۰ قاب مقاوم خمشی مهاربندی شده با بادبند زانویی (KBRF) می‌باشد. به منظور ساخت تیرها، ستون‌ها و بادبندها به ترتیب از مقاطع H100، H250 و H175 آیین‌نامه‌ی ASTM A36 استفاده شده است. تنش تسلیم‌ها تیرها، ستون‌ها و بادبندها به ترتیب برابر ۳۱۰، ۳۲۴.۶ و ۳۵۰.۸ مگاپاسکال بود. در شکل ۲ مدل آزمایشگاهی بادبندهای زانویی با مکانیزم کنترل کننده‌ی کمانش نشان داده شده است. عملکرد هر یک از قاب‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای ارزیابی شده است. مد شکست قاب SMRF و KBRF به ترتیب در شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است. چنانچه نتایج نشان می‌دهد قاب KBRF عملکرد خیلی خوبی در ره دو جهت درون صفحه‌ای و برون صفحه‌ای داشته است [۴].



شکل ۲: جزئیات بادبند زانویی با مکانیزم کنترل کمانش: (a) هندسه و (b) سطح مقطع عرضی، [۴]



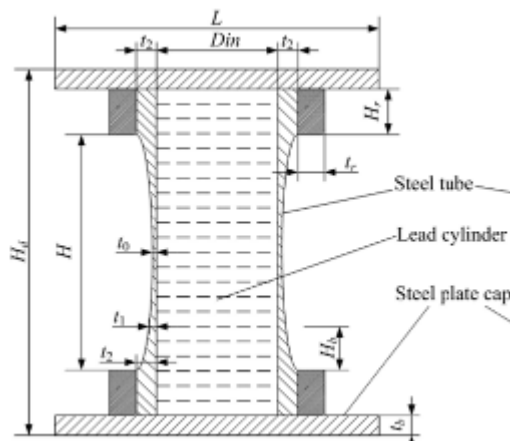
شکل ۳: مد شکست سازه SMRF، [۴]



شکل ۴: الگوهای شکست KBRF، (a) کمانش درون صفحه‌ای و (b) کمانش برون صفحه‌ای، [۴]

¹ Li and Hsu

لو و همکاران^۱، در مقاله‌ای یک نوع جدید از میراگرهای تسلیمی فولادی بنام میراگر لوله‌ای پر شده با سرب را پیشنهاد کردند (شکل ۵). تا به این شکل رفتار چرخه‌ای آن را بررسی کنند. لو و همکاران به منظور بررسی رفتار هیستریزیس میراگر پیشنهادی، ۷ نمونه را با ابعاد مختلف ساختند و به صورت شبه استاتیکی آزمایش کردند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد در صورت استفاده از سرب پرکننده، ظرفیت برشی و جذب انرژی افزایش می‌یابد. شکل ۶ وضعیت تغییرشکل یافته‌ی نمونه‌های آزمایش را در انتهای بارگذاری و نحوه‌ی گسیختگی آن‌ها را نشان می‌دهد [۵].



شکل ۵: مشخصات نمونه، [۵]

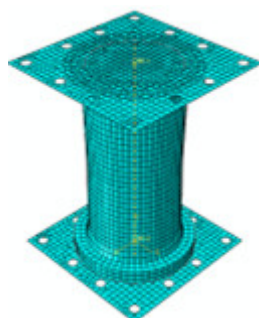


شکل ۶: گسیختگی نمونه‌ها، [۵]

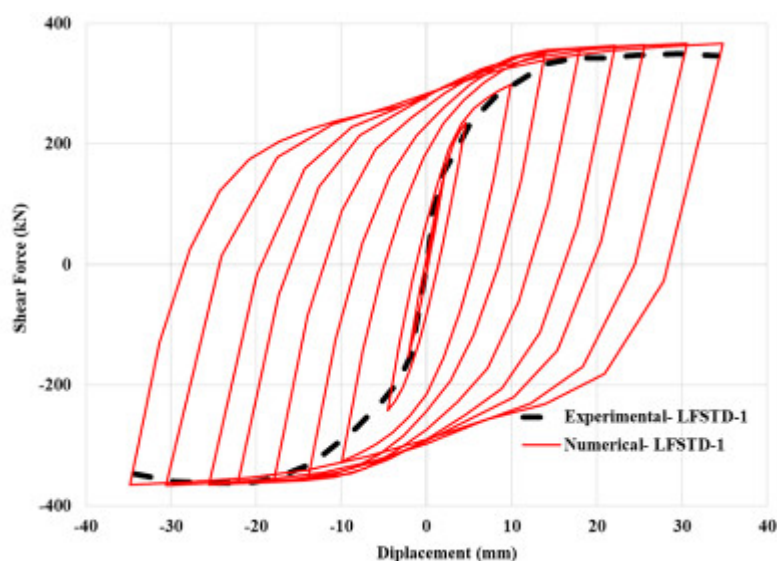
۳. اعتبارسنجی مدل عددی

در این تحقیق به منظور تایید مدل اجزای محدود میراگر لوله فولادی پر شده با سرب، نمونه‌ی LFSTD-1 بررسی شده توسط لو و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۵] به صورت زیر مدل‌سازی شده است. با مقایسه‌ی نتایج تحلیل عددی این تحقیق و نتایج آزمایشگاهی میراگر مورد نظر، مدل‌سازی صحت‌سنجی شده است. در شکل ۷ میراگر مش بندی شده نشان داده شده است. سپس داده‌های منحنی برش-تغییر شکل مربوط به تحلیل عددی به برنامه‌ی Excel انتقال داده شده است و با پوش منحنی برش-تغییر شکل نمونه‌ی مقاله به صورت شکل ۸ مقایسه شده است. همانطور که از شکل ۸ واضح است، منحنی برش پایه-تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی آباکوس، نیروی برشی و جابجایی متفاوتی نسبت به مدل مقاله دارد که این به علت نبود اطلاعات کافی در مورد مصالح در مقاله مورد نظر می‌باشد. در مدل‌های عددی با بارگذاری چرخه‌ای، هم پوشانی منحنی‌ها تا این حد قابل قبول بوده و صحت مدل‌سازی عددی را تأمین می‌کند.

¹ Luo and et al.



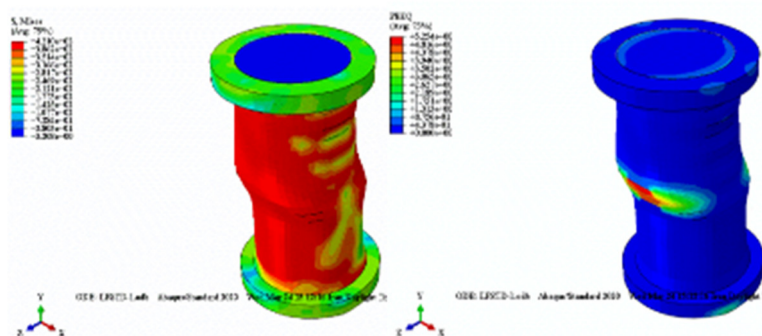
شکل ۷: مدل مش بندی شده



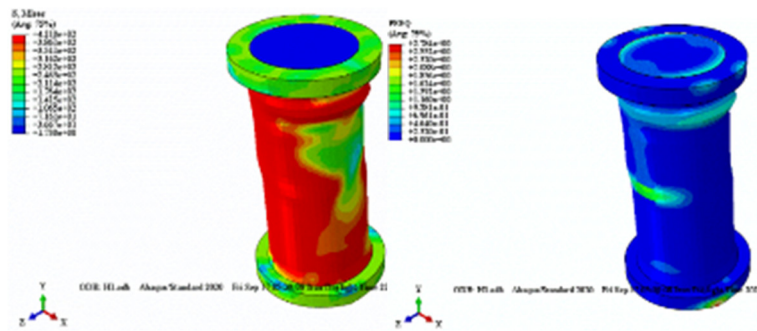
شکل ۸: مقایسه منحنی برش پایه- تغییر مکان مدل مقاله و نمونه آباکوس.

۴. مطالعه رفتار چرخه‌ای میراگر با ناکید بر تأثیر ارتفاع میراگر

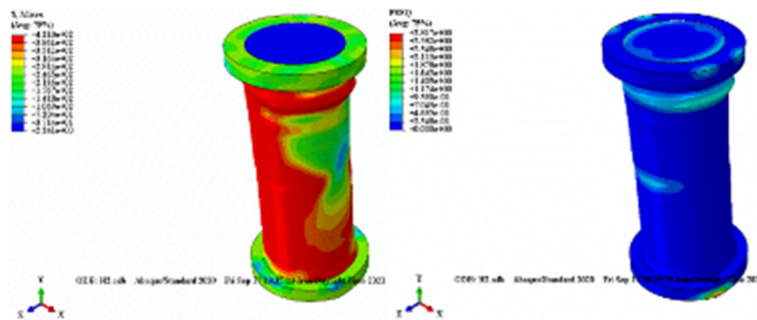
در این مرحله برای بررسی تأثیر ارتفاع میراگر لوله‌ای تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای، سه مدل عددی H1، H2 و H3 به ترتیب با ارتفاع ۳۸۵، ۴۲۰ و ۴۵۵ میلی‌متری لوله‌ی میراگر، مدل‌سازی و تحلیل شدند و با مدل M (با ارتفاع ۳۵۰ میلی‌متر) مقایسه شدند. بطوریکه در همه‌ی مدل‌ها شرایط مرزی و نوع بارگذاری یکسان می‌باشد. در ادامه نتایج آن‌ها به صورت کانتورهای رنگی در ماکزیمم بار وارده و نمودارهای تجمیع شده در نرم افزار اکسل بررسی و مقایسه شده است. در شکل‌های ۹ تا ۱۲ به ترتیب کانتور رنگی تنش و کرنش مدل‌های عددی نشان داده شده است. سپس در شکل ۱۳ منحنی هیستریزس آن‌ها رسم شده و در جدول ۳ نتایج آن‌ها مقایسه شده است.



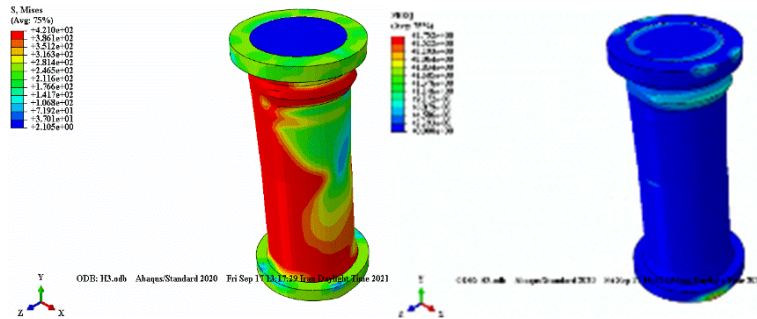
شکل ۹: کانتور رنگی تنش و کرنش مدل M



شکل ۱۰: کانتور رنگی تنش و کرنش مدل H1

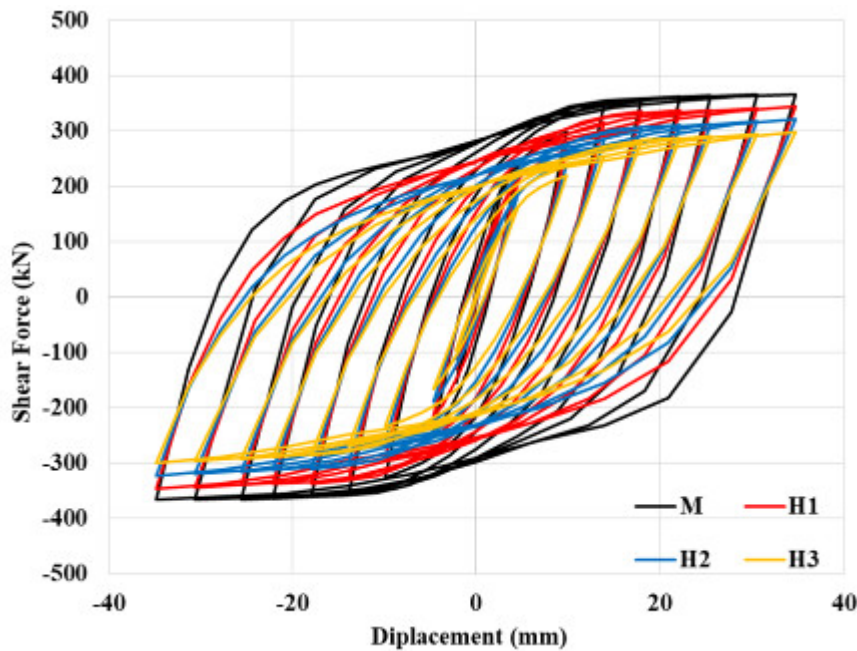


شکل ۱۱: کانتور رنگی تنش و کرنش مدل H2



شکل ۱۲: کانتور رنگی تنش و کرنش مدل H3

از شکل‌های ۹ تا ۱۲ واضح است که با افزایش ارتفاع میراگر، شکست میراگر در انتهای بالایی آن رخ می‌دهد و دچار کمناش پافیلی در انتهای بالایی شده است. همچنین نواحی دارای تنش تسلیم ماکزیمم در جان لوله فولادی میراگر کاهش یافته است بطوریکه کرنش پلاستیک معادل ماکزیمم در محل تکیه گاه شکل گرفته است.



شکل ۱۳: مقایسه‌ی منحنی هیستریزس مدل‌های M، H1، H2 و H3

جدول ۳: مقایسه‌ی نتایج مدل‌های M، H1، H2 و H3

ردیف	نام مدل	بار نهایی ماکزیمم (کیلو نیوتن)	درصد تغییر بار نسبت به مدل M	انرژی مصرفی (کیلو نیوتن متر)	درصد تغییر انرژی نسبت به مدل M
1	M	366.7	-	131.9	-
2	H1	345.6	-5.8	110.3	-16.4
3	H2	321.4	-12.4	96.1	-27.2
4	H3	298.2	-18.7	84.8	-35.7

با توجه به شکل ۱۳ و جدول ۳، با افزایش ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصدی ارتفاع میراگر، سختی اولیه‌ی میراگر کاهش می‌یابد از طرفی مقدار بار نهایی آن‌ها نیز به ترتیب برابر با ۳۴۵/۶، ۳۲۱/۴ و ۲۹۸/۲ کیلو نیوتن می‌باشد که نسبت به مدل مرجع کاهش یافته است. همچنین با افزایش ارتفاع میراگر نیز، مقدار انرژی نیز کاهش داشته است.

۱۰. نتیجه‌گیری

این تحقیق در نظر داشت با مطالعه‌ی دقیق بر روی خواص جدیدی از میراگر لوله‌ای فولادی پر شده با سرب، امکان ایجاد شرایطی برای جذب انرژی بیشتر را در اثر بارهای جانبی (از نوع چرخه‌ای) وارده بر آن فراهم آورد. بنابراین در تحقیق حاضر با مدلسازی رفتار میراگر لوله‌ای فولادی و نیز صحت‌سنجی آن، با استفاده از نرم افزار آباکوس، ۴ مدل متفاوت با تغییر ارتفاع میراگر مدلسازی شده است که نتایج حاصل از مقایسه‌ی کانورهای رنگی تنش، کرنش و نواحی تسلیم شده و همچنین منحنی هیستریزس آن‌ها به صورت زیر شرح داده شده است:

در سه نمونه مقدار ارتفاع میراگر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد افزایش داده شد، پس از تحلیل مدل‌ها، مقایسه‌ی نتایج نشان داد، افزایش ارتفاع میراگر، نواحی دارای تنش‌های ماکزیمم را در میراگر کاهش داده و باعث کاهش جذب انرژی آن شده است. با مقایسه‌ی منحنی هیستریزس مدل‌ها مشخص گردید که افزایش ارتفاع میراگر، باعث کاهش قابل توجه سختی اولیه شده است. همچنین با افزایش ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصدی ارتفاع میراگر، مقدار بار نهایی به ترتیب ۵/۸، ۱۲/۴ و ۱۸/۷ درصد و ظرفیت انرژی به ترتیب ۱۶/۴، ۲۷/۲ و ۳۵/۷ درصد کاهش می‌یابد.

مراجع

1. Liang, Zach, et al. (2011), Structural Damping: Applications in Seismic Response Modification. Vol. 3: CRC press.
2. El-Bahey, Samer, and Michel Bruneau. (2011), Buckling Restrained Braces as Structural Fuses for the Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Bridge Bents. *Engineering Structures* 33.3: 1052-61.
۳. سلیم بهرامی، س، ر.، (۱۳۹۲)، نقش المان‌های با رفتار شکل‌پذیر در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی دارای مهاربند برون محور، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، دانشکده عمران .
4. Hsu, H. L., and Z. C. Li. (2015), Seismic Performance of Steel Frames with Controlled Buckling Mechanisms in Knee Braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 107, 50-60.
5. Luo, W., Li, H., Zhou, Y. and Zhou, H., (2020). Seismic performance of lead-filled steel tube damper: Laboratory test, parameter identification and application. *Engineering Structures*, 219, p.110764.

تخمین رفتار غیر خطی لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از روش برنامه‌ریزی ژنتیک

علیرضا گرکانی نژاد^۱، محمد مقصودی^۱

۱- گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه جیرفت، جیرفت، ایران

a.garakani@ujiroft.ac.ir

خلاصه

پاسخ لرزه‌ای غیرخطی ساختمان‌ها در آیین نامه‌های طراحی بر مبنای عملکرد جایگاه ویژه‌ای دارد. این در حالی است که تخمین این پاسخ‌ها معمولاً پیچیدگی‌های زیاد و از آنالیز آنها بسیار وقت گیر است. از این رو روش‌های مختلفی به منظور ارزیابی سریع رفتار لرزه‌ای پیشنهاد شده است. در این تحقیق، روشی سریع مبتنی بر برنامه‌ریزی ژنتیک برای ارزیابی و تخمین رفتار غیرخطی ساختمان‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای ارائه شده است. رکوردهای مورد استفاده در این مقاله با استفاده از روش مبتنی بر تئوری موجک برای سناریوی مشخص زلزله تولید شده و از نتایج آنها به منظور آموزش و تست مدل پیشنهادی استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد، استفاده از برنامه‌ریزی ژنتیک می‌تواند با دقت قابل قبول به همراه سادگی پروسه برازش مقادیر دریف‌های طبقات را ارزیابی کند.

کلمات کلیدی: تحلیل دینامیکی غیرخطی، برنامه‌ریزی ژنتیک، طراحی بر مبنای عملکرد.

۱. مقدمه

ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها در برابر زلزله که در روش‌های نوین طراحی لازم است، نیاز به انجام آنالیزهای دینامیکی غیرخطی با تعداد زیادی رکوردهای زلزله دارد. با این وجود تعداد رکوردهای مناسب و منطبق بر شرایط ساختگاهی، گسل‌های منطقه و نوع خاک در محل سازه مورد نظر ممکن است محدود باشد و برای همه نقاط رکوردهای ثبت شده موجود نباشد. علاوه بر این تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی معمولاً بسیار پیچیده و وقت گیر می‌باشند. روش‌های مختلفی برای تخمین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها در برابر زلزله به منظور کاهش زمان محاسبه ارائه شده است.

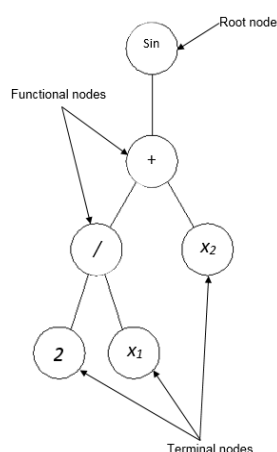
استفاده از الگوریتم‌های جانشین به منظور پیش‌بینی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در سال‌های اخیر کاربرد زیادی پیدا کرده است. از جمله روش‌های به کار گرفته شده در این زمینه می‌توان به توابع چند جمله‌ای، بسط چند جمله‌ای آشوب، ماشین بردار پشتیبان، کریجینگ و شبکه‌های عصبی اشاره نمود. بوشر و بورگاند (۱۹۹۰) اولین بار استفاده از روش سطح پاسخ (Response surface methodology) در تخمین قابلیت اعتماد لرزه‌ای سازه‌ها پیشنهاد داد [۱]. محققین دیگری مانند مولر و همکاران (۲۰۰۹) از مدل سطح پاسخ چند جمله‌ای برای تخمین پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده کردند [۲]. شبکه‌های عصبی در دو دهه اخیر کاربرد زیادی در زمینه‌های متفاوت مهندسی از جمله شناسایی رفتار لرزه‌ای و ارزیابی خسارت به سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است [۳، ۴]. هانگ و هائو (۲۰۰۷) شبکه‌های عصبی بازگشتی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای دینامیکی سازه‌ها پیشنهاد داد [۵]. آنها به منظور شناسایی خسارت وارد به ساختمان‌ها به جای استفاده از شبکه‌های عصبی نظارت شده، از روش‌های نظارت نشده برای تخمین پاسخ لرزه‌ای پیشنهاد کرد. کانوار (۲۰۰۷) مدل خسارت لرزه‌ای با به کارگیری شبکه‌های عصبی برای یک سازه آزمایش شده ارائه نمود [۶]. گرکانی و همکاران (۲۰۱۵) دقت این روش را بر روی ساختمان فولادی برای رکوردهای مصنوعی تولید شده برای یک سناریو زلزله مورد بررسی قرار دادند. عمران و همکاران (۲۰۲۱) از شبکه‌های عصبی اتورگرسیو غیرخطی به منظور منحنی شکنندگی استفاده کردند [۷]. سودرت و مایی (۲۰۱۴) از بسط تئوری آشوب در محاسبه و برآورد منحنی شکنندگی استفاده کردند [۸]. ماشین بردار پشتیبان (Support vector machine) روش یادگیری نظارت شده است که در آن امکان دسته بندی داده‌ها با استفاده از توابع کرنل در فضاهای چند بعدی وجود دارد. الگوریتم اولیه آن در سال ۱۹۶۳ توسط واپنیک [۹] ابداع شد و در سال ۱۹۹۵ توسط واپنیک و کورتز [۱۰] برای حالت غیرخطی تعمیم داده شد. روش ماشین بردار پشتیبان از مهمترین روش‌های جدید در حوزه شبکه‌های عصبی مصنوعی و مدل‌سازی‌های غیرخطی است که در سال‌های اخیر کارایی خوبی نسبت به روش‌های قدیمی‌تر از جمله شبکه‌های عصبی برای طبقه‌بندی و تخمین توابع نشان داده است [۹، ۱۰]. ژیا و همکاران (۲۰۱۷) دقت روش‌های مختلف مبتنی بر ماشین بردار پشتیبان را مورد بررسی قرار دادند [۱۱]. روش

کریجینگ اولین بار به منظور پیش بینی مقدار ذخیره و عیار معادن در رشته زمین آمار به کار گرفته شد. کایماز (۲۰۰۵) روش کریجینگ را برای محاسبه احتمال خرابی سازه استفاده و دقت آن را با روش ماشین بردار پشتیبان مقایسه کرد [۱۲]. دقت روش کریجینگ وابستگی زیادی به داده‌های آموزش دارد. روش کریجینگ توسط محققین زیادی در زمینه‌های تخمین پاسخ لرزه‌ای و برآورد پارامترهای منحنی شکنندگی مورد استفاده قرار گرفته است [۱۳].

برنامه‌ریزی ژنتیک به عنوان روش یادگیری ماشین در این تحقیق برای تخمین پاسخ لرزه‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. برنامه‌ریزی ژنتیک مشابه الگوریتم ژنتیک بر پایه نظریه داروین می باشد [۱۴]. در واقع عملگرهای مورد استفاده در الگوریتم ژنتیک با اندکی تغییر در روش برنامه‌ریزی ژنتیک به کار گرفته می‌شوند. مهم‌ترین فایده روش‌های مبتنی بر برنامه‌ریزی ژنتیک نسبت به سایر روش‌های یادگیری ماشین، ارائه مدل بدون اینکه لازم باشد این مدل توسط کاربر از پیش تعیین شده باشد. تا کنون روش‌های مختلفی برای برنامه‌ریزی ژنتیک ارائه شده است که در این تحقیق از روش چند ژنی برای تخمین پاسخ استفاده شده است. این روش توسط گرکانی‌نژاد و بسطامی (۲۰۱۹) در حاسبه قابلیت اعتماد سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفت [۱۵]. به منظور انجام آنالیز غیرخطی از دسته رکوردهای تولید شده با استفاده از روش ارائه شده توسط بیکر استفاده گردید. در این روش رکوردهایی متناسب با یک سناریو زلزله مشخص با استفاده از توابع موجهک تولید می‌شوند.

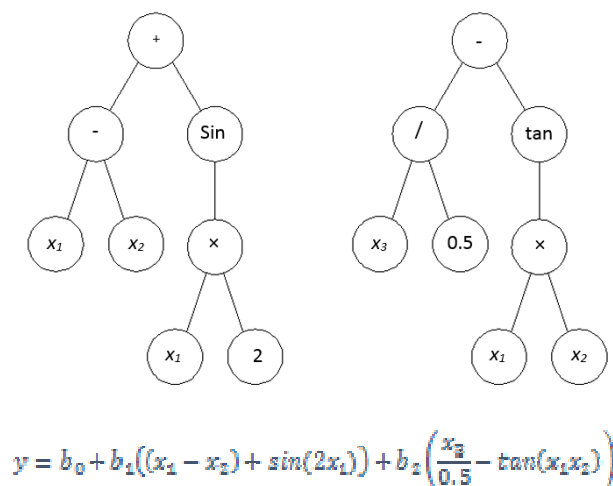
۲. برنامه‌ریزی ژنتیک

روش برنامه‌ریزی ژنتیک (Genetic programming) اولین بار توسط کوزا (۱۹۹۲) به صورت مدل رگرسیونی سمبولیک ارائه گردید [۱۴]. این روش یک تکنیک برنامه‌ریزی خودکار است که راه حل مسئله را بدون نیاز به تابع از پیش تعیین شده، بهینه سازی و ارائه می‌دهد. برنامه‌ریزی ژنتیک تعمیم یافته الگوریتم ژنتیک می‌باشد با این تفاوت که در روش برنامه‌ریزی ژنتیک در ساختار درختی فرمول‌ها به جای ارقام وجود دارند. هر پاسخ در این روش از تعدادی ترمینال و توابع تشکیل می‌شود. مجموعه توابع شامل توابع حساباتی (+، -، × و ÷)، توابع ریاضی (cos(), sin(), tan)، عملگرهای بولی (And, or, not) و عملگرهای منطقی (if, then) است. ترمینال‌ها نیز شامل متغیرها و پارامترهای ثابت برنامه‌ریزی می‌باشند. پاسخ‌ها در این روش ساختاری درختی دارند که از یک نود ریشه و چندین عملگر تشکیل شده اند که در نهایت به ترمینال ختم می‌شوند. نمونه ای از پاسخ برنامه‌ریزی ژنتیکی در شکل ۱ نشان داده شده است. پس از اینکه درخت‌ها به صورت تصادفی تولید گردید، با استفاده از توابع هدف برازش هر یک از پاسخ‌ها محاسبه و مشابه الگوریتم ژنتیک عملگرهای تلاقی، جهش و تولید مثل بر ساختارهای درختی اعمال می‌گردد.



شکل ۱ - نمونه‌ای از پاسخ GP [g]

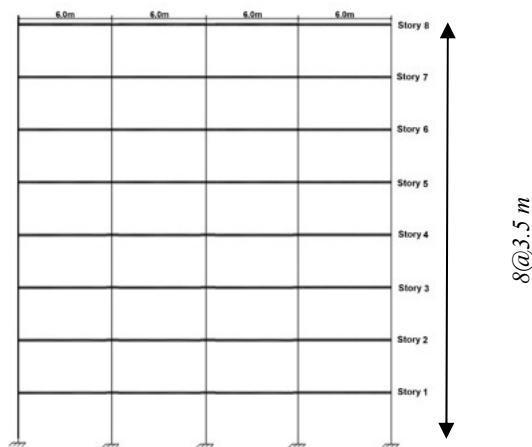
در این مقاله، از روش برنامه‌ریزی ژنتیک چند ژنی (MGGP) استفاده شده است. در این روش هر درخت تخمینی از پاسخ y که برداری $(n \times 1)$ با استفاده از پارامترهای ورودی X که ماتریسی $(n \times d)$ می‌باشد و n تعداد داده‌ها و d تعداد متغیرها است. نمونه‌ای از مدل برنامه‌ریزی ژنتیکی چند ژنی در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲- نمونه‌ای از مدل برنامه‌ریزی ژنتیک چند ژنی

۳. تخمین پاسخ سازه با استفاده از الگوریتم برنامه‌ریزی ژنتیکی چند ژنی

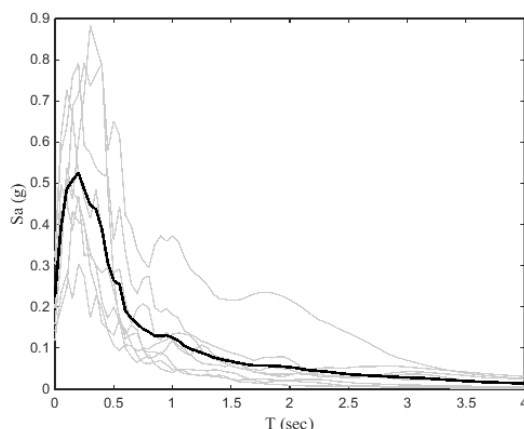
در این مقاله، الگوریتم برنامه‌ریزی ژنتیکی چند ژنی به منظور تخمین دررفت سازه مورد استفاده قرار گرفته است. بردار ورودی سازه بیشینه شتاب رکورد و بردار پاسخ‌ها بیشینه دررفت‌های طبقات می‌باشد. قاب خمشی دوبعدی ۸ طبقه، که مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ و مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان طراحی شده است، مورد استفاده قرار گرفته است. در این ساختمان مدول الاستیسیته ۲۰۰ GP، تنش تسلیم فولاد ۲۴۰ Mpa، در ساختگاه با خاک نوع (II) و خطر نسبی خیلی زیاد در نظر گرفته شده است. نمای قاب ساختمان در شکل ۳ نشان داده شده است. تیرهای سازه با مقطع I شکل و ستون‌ها بوسیله مقاطع HSS طراحی شده‌اند. آنالیز دینامیکی بوسیله نرم‌افزار (open system for earthquake engineering simulation) Opensees انجام شده است. تیرها و ستون‌ها در این سازه با مصالح Ibrbra-Median-Krawinkler اصلاح شده در دو انتها مدل شده است و اثرات مرتبه دوم به ستون‌های قاب اعمال شده است.



شکل ۳- نمای قاب ساختمانی مورد استفاده

در این تحقیق به منظور هر چه دقیقتر مدلسازی قاب های خمشی است رفتار چشمه اتصال نیز در مدلسازی در نظر گرفته می شود. تحقیقات متعدد نشان داده است این المان تاثیر بسزایی بر عملکرد لرزه ای ساختمانهای فولادی دارند [۱۶، ۱۷]. با این وجود، در برخی تحقیقات در شرایطی که ابعاد مقاطع تیر و ستون ضوابط دستورالعمل های ارزیابی را ارضا کنند با هدف ساده سازی مدل ها و افزایش سرعت تحلیل از آن صرف نظر می شود [۱۸]. به منظور مدلسازی چشمه اتصال از روش پیشنهادی گوپتا و کراوینلکر در سال ۲۰۰۰ استفاده می شود [۱۹].

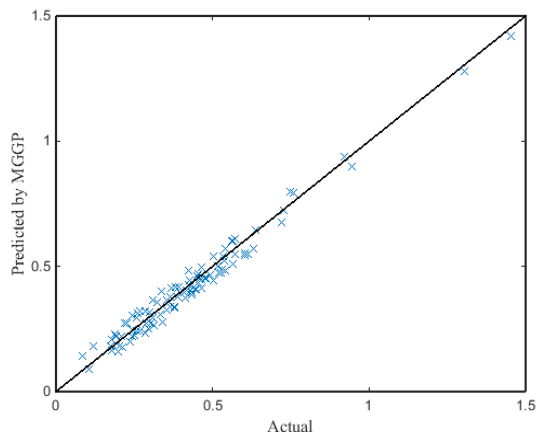
رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق با روش ارائه شده توسط یاماموتو و بیکر (۲۰۱۵) به صورت مصنوعی تولید گردید [۲۰]. در همین راستا ۵۰۰ رکورد برای سناریو فرضی با بزرگای گشتاوری $M_w=7$ ، فاصله کانونی $R_{hyp}=10\text{ km}$ ، متوسط سرعت موج برشی ۳۰ متر $V_{s30}=400$ در m/s در نظر گرفته شد. طیف پاسخ شتاب ۱۰ رکورد به همراه مقدار میانگین آنها در شکل ۴ نشان داده شده است.



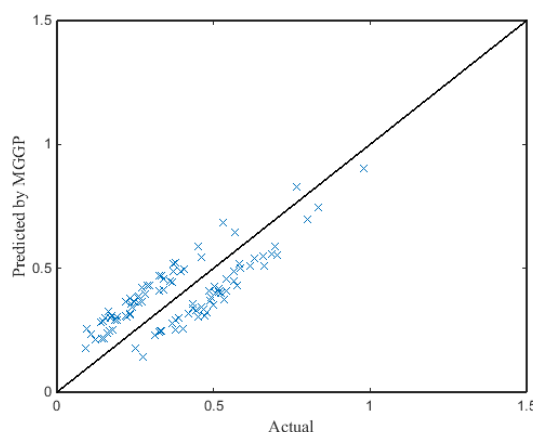
شکل ۴ - طیف پاسخ شتاب ۱۰ رکورد تولید شده

به منظور ساخت الگوریتم برنامه‌ریزی ژنتیک تعداد جمعیت اولیه برابر ۵۰۰، تعداد حلقه‌های تکرار ۲۰۰۰ حلقه و از توابع حسابی و ریاضی مورد استفاده قرار گرفت. برای ۵۰۰ رکورد تولید شده، ساختمان مورد نظر آنالیز و حداکثر دریافت طبقات به عنوان پاسخ در نظر گرفته شد. داده‌ها به دو دسته داده‌های مورد استفاده در آموزش GP و داده‌های مورد استفاده جهت تست و برازش GP تقسیم گردید. از پاسخ‌های بدست آمده، ۱۰۰ پاسخ به منظور تست به صورت تصادفی انتخاب گردید. به منظور بررسی کارایی GP آموزش با دو دسته داده ۴۰۰ (تمامی داده‌ها) و ۲۰۰ (۵۰ درصد داده‌ها) انجام و نتایج مورد بررسی قرار گرفت.

در حالتی که تعداد داده‌های مورد استفاده برای آموزش MGPP برابر ۴۰۰ و به عبارتی از تمامی داده‌ها برای آموزش استفاده شده باشد، دقت MGPP بهتر می‌باشد. مقدار R^2 بدست آمده با این مجموعه آموزش برابر ۰/۹۸ می‌باشد. شکل ۵ مقادیر ماکزیمم دریافت غیرخطی طبقات بدست آمده از تحلیل غیرخطی در مقابل مقادیر بدست آمده از MGPP را نشان می‌دهد. همینطور که بیان گردید، به منظور بررسی تعداد داده‌های آموزش، در مرحله دوم از ۲۰۰ پاسخ به منظور آموزش MGPP استفاده شده است. مقادیر دقیق ماکزیمم دریافت غیرخطی طبقات که از آنالیز دینامیکی غیرخطی بدست آمده‌اند در مقابل مقادیر تخمینی با استفاده از MGPP در شکل ۶ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود، دقت دسته اول آموزش بسیار بهتر می‌باشد، همچنین شایان ذکر است مقدار R^2 این دسته آموزشی برابر ۰/۶۴ بدست آمده است. بررسی‌های دو دسته آموزشی مذکور نشان می‌دهد تعداد داده‌ها به منظور آموزش الگوریتم تاثیر زیادی در دقت آن دارد. این تحقیق تنها برای یک ساختمان و همچنین یک سناریوی زلزله مورد بحث قرار گرفت و بنابراین عدم قطعیت در پارامترهای لرزه‌ای مانند نوع گسل، فاصله تا ساخگاه، نوع ساخگاه و همچنین عدم قطعیت‌های سازه‌ای مانند تنش تسلیم، مدول الاستیسیته و سایر پارامترها در بررسی مورد بحث قرار نگرفته است.



شکل ۵ - مقادیر ماکزیمم دریافت در مقابل مقادیر بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی (داده‌های آموزش ۴۰۰ پاسخ)



شکل ۶ - مقادیر ماکزیمم در یافت در مقابل مقادیر بدست آمده از آنالیز دینامیکی غیر خطی (داده‌های آموزش ۲۰۰ پاسخ)

۴. نتیجه‌گیری

در این تحقیق روشی به منظور پیش‌بینی و تخمین رفتار دینامیکی غیر خطی ساختمان در برابر بارهای لرزه‌ای ارائه گردید. هدف اصلی مقاله ارائه پروسه‌ای برای تخمین در یافت غیرخطی سازه‌ها با زمان محاسباتی خیلی کم و با هدف استفاده از آن در روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد. در این راستا از برنامه‌ریزی ژنتیکی به عنوان یکی از روش‌های جانشین استفاده گردید. ابتدا با به کارگیری روشی مبتنی بر تیوری موجک، ابتدا ۵۰۰ رکورد زلزله تولید و ساختمان خمشی ۸ طبقه فولادی تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفت و ماکزیمم در یافت طبقات به عنوان پاسخ انتخاب گردید. سپس آموزش برنامه‌ریزی ژنتیکی با دو طرح بررسی گردید. در طرح اول ۴۰۰ پاسخ سازه و در طرح دوم ۲۰۰ پاسخ برای آموزش مورد استفاده قرار گرفت و در هر دو طرح از ۱۰۰ پاسخ برای بررسی برازش و دقت الگوریتم بهره گرفته شد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد استفاده از برنامه‌ریزی ژنتیک می‌تواند با دقت قابل قبول و سرعت مناسب، در یافت غیرخطی ساختمان مورد نظر را تخمین بزند.

مراجع

- [۱] C.G. Bucher, U. Bourgund, A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems, *Structural safety*, 7(1) (1990) 57-66.
- [۲] O. Möller, R.O. Foschi, M. Rubinstein, L. Quiroz, Seismic structural reliability using different nonlinear dynamic response surface approximations, *Structural safety*, 31(5) (2009) 432-442.
- [۳] O.R. De Lautour, P. Omenzetter, Prediction of seismic-induced structural damage using artificial neural networks, *Engineering Structures*, 31(2) (2009) 600-606.
- [۴] O. Melchor-Lucero, C.J. Carrasco, L. Espino, A. Fernandez, R.A. Osegueda, Computer modeling for a generalized approach to measure impact damage, *Journal of engineering mechanics*, 133(3) (2007) 299-307.
- [۵] H.-N. Li, H. Yang, System identification of dynamic structure by the multi-branch BPNN, *Neurocomputing*, 70(4-6) (2007) 835-841.
- [۶] V. Kanwar, N. Kwatra, P. Aggarwal, Damage detection for framed RCC buildings using ANN modeling, *International Journal of damage mechanics*, 16(4) (2007) 457-472.
- [۷] I.A. .Sheikh, O. Khandel, M. Soliman, J.S. Haase, P. Jaiswal, Seismic fragility analysis using nonlinear autoregressive neural networks with exogenous input, *Structure and Infrastructure Engineering*, (2021) 1-15.
- [۸] B. Sudret, C.V. Mai, Computing seismic fragility curves using polynomial chaos expansions, in: 11th International conference on structural safety and reliability (ICOSSAR 2013), Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2013.

- [۹] V. Vapnik, *Statistical Learning Theory*, John Wiley and Sons, New York, 1998.
- [۱۰] C. Cortes, V. Vapnik, Support vector networks, *Machine Learning*, 20(3) (1995) 273-297.
- [۱۱] K. Ziha, Descriptive sampling in structural safety, *Structural Safety*, 17(1) (1995) 33-41.
- [۱۲] I. Kaymaz, Application of kriging method to structural reliability problems, *Structural Safety*, 27(2) (2005) 133-151.
- [۱۳] V.K. Gudipati, E.J. Cha, Surrogate modeling for structural response prediction of a building class, *Structural Safety*, 89 (2021) 102041.
- [۱۴] J.R. Koza, J.R. Koza, *Genetic programming: on the programming of computers by means of natural selection*, MIT press, 1992.
- [۱۵] A. Garakaninezhad, M. Bastami, An evolutionary approach for structural reliability, *Structural Engineering and Mechanics*, 71(4) (2019) 329-339.
- [۱۶] D.G. Lignos, H. Krawinkler, A database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures, in: *Structural Engineering Research Frontiers*, 2007, pp. 1-12.
- [۱۷] D.G. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering*, 137(11) (2011) 1291-1302.
- [۱۸] M. Guan, W. Liu, H. Du, J. Cui, J. Wang, Combination model for conventional pushover analysis considering higher mode vibration effects, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(12) (2019) e1625.
- [۱۹] L.F. Ibarra, *Global collapse of frame structures under seismic excitations*, Stanford University, 2004.
- [۲۰] Y. Yamamoto, J.W. Baker, Stochastic model for earthquake ground motion using wavelet packets, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(6) (2013) 3044-3056.



هشتمین کنفرانس ملی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

آبان ۱۴۰۰



بررسی الیاف فولادی بازیافتی و کاربرد آن در ساخت بتن

میلاذ آزادی^۱، ابراهیم خلیل زاده وحیدی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی

۲- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی

*آدرس پست الکترونیکی مؤلف رابط: Email: khalilzadeh@razi.ac.ir

چکیده:

امروزه در جهان انواع مختلفی از الیاف برای کاربردهای گوناگون در بتن وجود دارد که یکی از پرکاربردترین آنها، الیاف فلزی می باشد. بعد از بازیافت تایر خودروها آنچه که به جا می ماند، خرده لاستیک، سیم و الیاف فولادی است که وجود آن در طبیعت موجب مشکلات زیست محیطی می شود. یکی از راه های استفاده از این الیاف ها استفاده از آن در مخلوط بتن است که استفاده از آن ها علاوه بر رفع مشکل زیست محیطی، موجب افزایش یافتن خواص مکانیکی بتن می شود. به طور کلی الیاف فولادی برای کاربرد در سازه می تواند نقش مکملی برای میلگرد داشته باشد. الیاف فولادی با پخش ترک ها مقابله کرده و مقاومت بتن را در برابر خستگی، ضربه، جمع شدگی و تنش های حرارتی افزایش دهد. الیاف فولادی استفاده شده در این تحقیق، تولید کارخانه صنایع مفتولی زنجان و از نوع الیاف فولادی با دو انتهای قلاب دار می باشد. در نهایت در این تحقیق به کاربرد بتن مسلح به الیاف فولادی پرداخته می شود.

کلمات کلیدی: الیاف، بتن، بازیافتی، محیط زیست

۱- الیاف فولادی

۱-۲- تاریخچه آن

یکی از معایب بتن استحکام کششی بسیار پایین آن است که این رفتار ترد و خردکننده باعث شکست ناگهانی و فرورویختن سازه‌های بتنی در هنگام زلزله می‌شود. ایده اضافه کردن الیاف به مخلوط‌های ترد و خردکننده با استحکام کششی کمی از دوران باستان وجود داشته است. مصریان قدیمی از نی برای مسلح کردن آجرهای گلی استفاده می‌کردند. علاوه بر این، الیاف پنبه نسوز و موهای اسب نیز برای مسلح کردن استفاده می‌شود. بتن فیبری شامل بدنه بتنی تشکیل شده از سیمان، مواد سنگی، آب و همچنین درصدی از الیاف کوتاه است که در هم هستند و به طور کامل و به صورت اتفاقی در جهات مختلف در مخلوط پراکنده می‌شوند که استفاده از الیاف در مخلوط بتن نسبت به وضعیت خالص بهبود می‌یابد. در دهه ۱۹۵۰ تحقیقات برای اولین بار در کشور شوروی و بعدها در ایالات متحده در سال ۱۹۶۰ انجام شد. [۱]

در صورت استفاده از الیاف فولادی در ماتریس شکسته، غلظت تنش در محل ترک‌ها کاهش می‌یابد. در ساخت این نوع بتن از کامپوزیت‌ها به‌عنوان یک فناوری جدید در صنعت ساختمان‌سازی استفاده می‌شود. افزودنی‌های بتنی و الیاف تقویت‌کننده از جمله مواد جدید هستند که در ساخت و ساز از مقام ویژه‌ای برخوردارند. این مواد خواص مطلوب بتن مانند مقاومت آن را بهبود می‌بخشند و در برخی موارد با کاهش وزن بتن، مصالح بسیار سبکی را فراهم می‌کنند و در اختیار مهندسان ساختمان قرار می‌دهند. مقاومت کششی بتن فیبری بیشتر از بتن طبیعی است. [۲]

ضخامت نهایی بتن فیبری علاوه بر کافی بودن در برابر بارهای ایستا و پویا و عملکرد بالایی در کارهای اجرایی ایجاد می‌کند. در سازه‌های زیرزمینی که در معرض آب، رطوبت و خوردگی بیشتری قرار می‌گیرند، مهم‌تر است. علاوه بر این، بتن‌های فیبری عملکرد بسیار مناسب‌تری را در برابر بارهای دینامیکی مانند زلزله، و ضربه به دلیل خواص جذب انرژی مناسب از خود نشان می‌دهند. [۳]

به‌منظور ایزوتوپ شرایط و کاهش ضعف بدنه بتن تاحدامکان، در چند دهه اخیر از الیاف‌های نازک و نسبتاً طولانی که همگن و پراکنده در تمام حجم‌های بتنی هستند استفاده می‌شود. کاربرد چنین فیبرها یا الیاف‌ها در بتن و عموماً در ملات‌ها سابقه تاریخی دارد. انواع الیافی که در ربع قرن اخیر به طور گسترده در بتن سیمان و ملات مورد استفاده قرار گرفته‌اند به‌قرار زیر است:

- الیاف شیشه‌ای .
- الیاف پلی‌پروپیلن.
- الیاف فولادی.
- الیاف نایلونی.
- فیبر. "Asbest" [۴]

۲- بتن مسلح به الیاف فولادی

امروزه انواع بسیاری از الیاف برای کاربردهای مختلف در بتن وجود دارد که الیاف فولادی یکی از پرکاربردترین آنها است. الیاف فولادی دارای مدول کشش بالا و کرنش شکسته هستند که به دلیل شکل‌پذیری مناسب و استحکام کششی بالا به‌عنوان مناسب‌ترین و اقتصادی‌ترین نوع فیبر محسوب می‌شود. این نوع فیبر به اشکال مختلف (مستقیم، قلاب‌دار، دندانه‌دار و غیره) برای بهبود رفتار بتن ساخته می‌شود. همچنین مخلوط کردن آن‌ها با دیگر مواد بتنی آسان است. این مزایا فیبرهای فولادی را نسبت به سایر الیاف کاربردی‌تر است. از جمله کاربردهای این الیاف می‌توان در ساخت سازه‌های دینامیکی و انفجار، باند، کف سالن‌های صنعتی، به لوله‌ها و پوسته‌های نازک، تونل‌ها، کف‌پوش‌های خیابانی، قطعاتی که در معرض تغییرات دمایی بالا و حتی در دماهای بسیار بالا قرار

دارند اشاره کرد. باتوجه به مزیت‌های خاص و کاربردهای گسترده بتن مسلح به الیاف فولادی، درحالی که درک بیشتر این فناوری باید اقدامات لازم برای اعمال عملی آن صورت گیرد [۵]

می‌توان نتیجه گرفت که باتوجه به این تحولات و تأثیرات مهم بر روی خواص مکانیکی بتن، کاربرد و تولید فیبر فولادی در اکثر کشورهای دنیا از طیف وسیعی برخوردار است و در حال حاضر انواع الیاف فولادی با مشخصات فنی و کاربردهای مختلف به صورت صنعتی به صورت انبوه تولید می‌شوند. توجه به آمار مصرف فیبر فولاد در بتن کاری در کشورهای صنعتی نشان می‌دهد که تنها در ۱۰ سال گذشته بیش از چند هزار مترمربع از کف سالن صنعتی، باند، پیاده‌رو و بزرگراه‌ها ... با بتن مسلح با الیاف فولادی انجام شده است. باتوجه به فراوانی نخاله‌های پسماند صنعتی که بسیاری از فضاها برای آن در قطب‌های صنعتی و در جاده‌های کشور اشغال شده است، انگیزه استفاده از این نخاله‌های پسماند صنعتی به عنوان الیاف فولادی را به دلیل مزایای بتن تقویت شده با الیاف فولادی و نیاز به استفاده از این فناوری در پروژه‌های عمرانی ایجاد کرد. نتایج مطالعات و تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده در دانشگاه صنعت تبریز در بررسی مقاومت‌های خمشی، فشاری، کششی، برشی و شکستگی در طول یک دوره بیش از یک سال نشان می‌دهد که تأثیر این نوع الیاف فولادی بر افزایش استحکام بتن بسیار قابل توجه و شایسته توجه است. استفاده از این قبیل پسماندها و تراشه‌های فولادی به عنوان الیاف فولادی نه تنها پس از افزایش خواص بتن خالص مهم است، بلکه از نظر اقتصادی و کاهش آلودگی محیط‌زیست نیز اثرات بسیار مثبت و رضایت‌بخش خواهد داشت [۶]

۳- مکانیزم عملکرد الیاف در بتن

به طور کلی الیاف فولادی برای کاربرد در سازه‌ها می‌توانند نقش بسزایی داشته باشند. الیاف فولادی با گسترش ترک‌ها مقابله می‌کنند و قدرت بتن را در برابر خستگی ضربه عقب‌نشینی و تنش‌های گرمایی افزایش می‌دهند. الیاف فولادی می‌توانند خواص مکانیکی بتن را در تمام حالت‌های شکست تحت تأثیر قرار دهند. تنش‌ها از ماتریس به الیاف توسط برش محیطی و در صورت آجدار شدن الیاف منتقل می‌شوند؛ بنابراین تا زمانی که ماتریس بتن ترک نخورد، نیرو کششی بین فیبر و ماتریس تقسیم می‌شود. پس از ترک خوردن، تمام تنش‌ها به الیاف منتقل می‌شوند. مهم‌ترین متغیرهایی که بر خواص بتن با الیاف فولادی تأثیر می‌گذارد: [۷]

خواص ماتریس بتن، بهره‌وری فیبر و کمیت فیبر.

کارایی فیبر توسط مقاومت فیبر در برابر بیرون کشیده شدن از مخلوط کنترل می‌شود، این مقاومت به چسبش بین الیاف و ماتریس بستگی دارد. برای فیبرهای مقطع ثابت، این مقاومت با افزایش طول افزایش می‌یابد؛ بنابراین هر چه طول بیشتر باشد، تأثیر آن‌ها بر بهبود خواص ماتریس بیشتر می‌شود، زیرا مقاومت در برابر کشیده شدن متناسب با مقطع دو اجسام است. با این حال، افزایش درصد حجم الیاف به دلیل مشکلات کارایی با روش اختلاط معمولی، بیش از یک مقدار خاص نیست. هنگامی که فیبر به ماتریس سیمان اضافه می‌شود، ویسکوزیته (SCOUS) تمایل به افزایش دارد و در نتیجه کارایی کاهش می‌یابد. به طور کلی از جنبه‌های عملیاتی و اقتصادی، درصد حجم الیاف نباید از ۲٪ تجاوز کند، افزایش درصد حجم الیاف بیش از این مقدار باعث نیاز به پردازش خواص و افزایش هزینه می‌شود. [۸]

۴- مشخصات الیاف فولادی

خواص الیاف فولادی مورد استفاده در این مطالعه در جدول ۲-۲ ترسیم شده است. الیاف فولادی مورد استفاده تولید کارخانه صنعت سیم زنجان (زنجان - ایران) و نوع الیاف فولادی با دو انتهای قلاب‌دار است.

Fiber properties	
Ultimate stress (Mpa)	809
Length (mm)	50
Diameter (mm)	0/8
Aspect ratio (l/d)	62/5
Density(g/cm ³)	8/7



شکل ۱- نمونه ای از الیاف فولادی

۵- کاربردهای بتن مسلح به الیاف فولادی

کاربردهای بتن الیافی برای استعدادهای، خلاقیت، ابتکار طراح و مهندس در استفاده از مزایای بالای استاتیک، مقاومت پویا، جذب انرژی، مقاومت در برابر خستگی و غیره بستگی دارد. توزیع یکنواخت الیاف در بدنه بتن باعث ایجاد مقطع ایزوتوپی می‌شود که شبیه بتن مسلح معمولی نیست. [۹] بتن تقویت شده با الیاف فولادی را می‌توان به تنهایی یا با بتن مسلح معمولی استفاده کرد. مواردی که می‌توان از بتن الیافی به تنهایی استفاده کرد عبارت‌اند از:

- پیاده‌رو بتنی بزرگراه‌ها، جاده‌ها و فرودگاه‌ها.

- بلوک‌ها، جداول کناری تو خیابان‌ها و لوله‌های بتنی

- گاراژهای پیش ساخته

- بنیادها

- دیوار و کف کانال .

- قطعات پیش‌ساخته.

- بازدید از دریچه‌ها و دیوارهای آنها.

- در ساختمان تونل‌ها یا معادن به‌عنوان پرتاب بتن

- تثبیت زمین‌های ناهموار و همچنین تثبیت سنگرها با پرتاب بتن.

- کف‌سازی سازه‌های صنعتی.

به‌منظور بهبود معیارهای فناوری بتن، می‌توان از الیاف با بتن مسلح معمولی یا بتن پیش‌استرسه نیز استفاده کرد. این مواد از این قرارند:

فانداسیون موتورهای بزرگ صنعتی و ماشین‌آلات (توربین، پرس‌های بزرگ، دیزل ژنراتور، و غیره)

- دیوارهای محافظ، پناهگاه‌ها و آشیانه‌های هواپیما [۱۰].

- ساختارهای راکتور اتمی.

قطعات مربوط به تونل زنی و حفاری معادن

پرتوهای بتنی پیش‌استرس دار

شمع‌های بتنی

قطعات نسوز با الیاف فولادی اعلاء

به‌طور کلی هدف از کاربرد الیاف فولادی در بتن را می‌توان به‌صورت زیر بیان کرد:

A- تقویت اضافی، به‌منظور افزایش استحکام بتن مسلح یا بتن پیش‌فشار به‌منظور کاهش ترک‌خوردگی و افزایش جذب قدرت انرژی تحت تأثیر:

بارهای ضربه.

امواج انفجار.

موقعیت پیچیده تنش.

ب- قراردادن به‌جای میلگرد در بتن برای:

کاهش هزینه دستمزد قطعات بتنی پیش‌ساخته

تثبیت دامنه‌های سنگی و دیواره‌های خاک در مناطق مهم [۱۱]

ج- تسلیح منحصربه‌فرد و خاصیت یکنواخت و ایزوتوپ در نتیجه توزیع همگن الیاف در جسم بتن

۶- بتن پرتابی

پرتاب بتن یا پاشیدن بتن با فیبر فولادی روشی است که در آن خمیر بتن و الیاف فولادی توسط پمپ پاشیده می‌شوند، با سرعت بالا و به سطوح موردنظر. روش استفاده و کاربرد آن معمولاً این است که خمیر بتنی از یک نازل و فیبر فولادی با درصد معینی از دیگر پازل، با سرعت بالا و هم‌زمان و لایه به لایه روی سطح پاشیده می‌شود و در نتیجه سطح کار با الیاف فولادی تقویت می‌شود. البته گاهی اوقات خمیر بتن با الیاف فولادی نیز می‌تواند از یک نازل پاشیده شود. وجود الیاف فولادی در پرتاب عملیات بتن به طور قابل توجهی باعث افزایش خمش، کشش، قدرت ضربه و خواص جذب انرژی در برابر پارگی بتن پاشیده می‌شود. با استفاده از الیاف فولادی در روش پرتاب بتن، می‌توان از تقویت شبکه در مکان‌های مشکل‌دار مانند شیب‌های تند، دیوارهای سنگریزه ایدپوارهای تونل‌ها و تونل‌ها ... او رأی ممتنع داد، زیرا آرماتورها در چنین مناطقی نه تنها خطرناک هستند، بلکه به دلیل سطوح ناهموار چنین مکان‌هایی و دشواری کار، تقویت پرهزینه و گران‌قیمت است.

به‌طور کلی می‌توان از «روش پرتاب بتن با الیاف فولادی» در عملیات زیر استفاده کرد:

- تثبیت و تثبیت دامنه‌های سنگی خطرناک و غیرقابل دسترس

- تثبیت دیواره‌های تونل‌های معادن، کانال‌های آبیاری و دیواره تونل‌های سنگی

- تعمیر قسمت‌های آسیب‌دیده سازه‌های موجود (سدها، پل ها و ...)

- کاربرد در مناطق زلزله دار و معیوب

- پوشش لوله‌های فولادی، پوشش دیوار نسوز، سقف پوسته و ...

۷- کف سالن‌های صنعتی

در استفاده از الیاف فولادی، تقویت الیاف فولادی به بخش خاصی در داخل جسم بتنی محدود نمی‌شود، بلکه الیاف فولادی به طور یکنواخت در تمام سطوح داخلی مقطع بتنی توزیع می‌شوند و این نوع توزیع در بتن یک شیء همگن و جدید ایجاد می‌کند که همکاری جدید بتن و فولاد از مزایای الیاف بتنی است. [۱۲] الیاف فولادی علاوه بر افزایش خمش و استحکام بتن، اساساً مقاومت ضربه بتن فیبری را نسبت به بتن معمولی ۵ تا ۱۵ برابر افزایش می‌دهند. افزایش قدرت ضربه مهم‌ترین ملک بتن فیبری است. افزایش مقاومت ضربه مقاومت بیشتری در برابر چمن بتن ایجاد می‌کند. در تعمیر یا تقویت کف دال‌های آسیب‌دیده نیز می‌توان از بتن فیبری استفاده کرد و یک‌لایه کم ضخامت را می‌توان در کف دال‌های بتنی آسیب‌دیده اضافه کرد. [۱۳]

۸- باندهای فرودگاه - راه‌سازی

به‌طور کلی از الیاف برای تغییر ترد و شکنندگی خواص بتن استفاده می‌شود. نیاز وجودی یک باندهای مناسب برای فرود هواپیما و مقابله با شرایط جوی و اثر ضربه‌ای ایجاد می‌کند که باندهای نرم، انعطاف‌پذیر و ضربه‌پذیر باشد، بنابراین استفاده از بتن فیبری بر روی باندها بسیار مناسب است. کاربرد بتن فیبری در طرح‌های آینده علاوه بر کاربرد در پیاده‌رو جاده‌ها، می‌تواند منحصراً برای تقویت دال‌های بتن مسلح باشد. در پروژه‌های اجرا شده می‌توان از لایه‌ای از بتن فیبری در جاده‌های تخریب شده استفاده کرد.

۹- پل ها

کاربرد لایه‌ای از بتن فیری در عرشه پل، با توجه به کیفیت توصیفی مزایای زیر را دارد و بنابراین توصیه می‌شود از آن به صورت زیر استفاده شود

- کاهش بار مرده پل به علت کاهش ضخامت دال

- جلوگیری از تغییر رویه‌ها در نتیجه تنش‌های گرما و بارگذاری [۱۴].

- مقاومت در برابر بارهای زیر به چرخ‌های خودرو و در نتیجه افزایش ترک خوردگی و جلوگیری از فرسودگی شغلی و فرسایش عرشه پل.

۱۰- برش در تیرها

بسیاری از داده‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که الیاف اساساً مقاومت برشی عضوهای بتنی را افزایش می‌دهند. استفاده از الیاف به جای آسیاب‌های عمودی بافته شده یا خم شده یا کمک به آن‌ها مزایایی را ایجاد می‌کند که عبارت‌اند از:

- A- الیاف به طور یکنواخت در حجم بتن توزیع می‌شوند و از نزدیک‌تر از میله‌های تقویتی در دسترس هستند [۱۵]
- B- مقاومت کششی در اولین ترک و استحکام کششی نهایی هر دو توسط الیاف افزایش می‌یابد.
- C- استحکام برشی اصطکاک افزایش می‌یابد.

۱۱- تحقیقات انجام شده در زمینه استفاده الیاف فولادی در بتن

مطالعات نشان می‌دهد که فکر استفاده از الیاف از دوران باستان وجود داشته است. ایده اضافه کردن الیاف به مخلوط‌های ترد و خردکننده با استحکام کششی کمی از دوران باستان وجود داشته است. مصریان قدیمی از گاه برای مسلح کردن آجرهای گلی استفاده می‌کردند.

علاوه بر این، از موهای اسب برای سلاح استفاده شده است. اولین تلاش جدی برای مسلح کردن بتن با جاسازی الیاف فولادی توسط براستون و رامالدی در اوایل دهه ۱۶۳۴ در آمریکا صورت گرفت. پس از آن کاربردهای تحقیقاتی و صنعتی زیادی در مورد بتن مسلح با الیاف فولادی صورت گرفته است. الیاف فولادی دارای مدول کشش بالا و کرنش شکسته هستند که به دلیل شکل‌پذیری مناسب و استحکام کششی بالا به‌عنوان مناسب‌ترین و اقتصادی‌ترین نوع فیبر محسوب می‌شود. این نوع فیبر اشکال ظاهری متفاوتی دارد (راست، انتهای قلاب‌دار، دندان‌دار و غیره) می‌توان آن را برای بهبود رفتار بتن ساخت و همچنین مخلوط کردن آن‌ها با دیگر مواد بتنی به‌راحتی انجام می‌شود.

سال ۱۸۴۷ رئیس‌جمهور لمبوت پیشنهاد کرد که با اضافه کردن الیاف پیوسته به صورت سیم به بتن می‌توان مواد ساختمانی جدیدی تولید کرد.

در سال ۲۰۰۶، Youtson و همکارانش آزمایش‌هایی بر روی این نوع فیبر انجام دادند تا اثر الیاف فولادی مشخص شود. این آزمایش‌ها نشان داد که فیبرهای ریز قدرت فشاری را بیشتر افزایش می‌دهند. همچنین نسبت سطحی الیاف پارامتر مهمی در بررسی اثر الیاف است به طوری که با افزایش نسبت سطحی الیاف، استحکام کششی بیشتری در بتن ایجاد می‌شود. [۱۶]

مولر و همکاران تحقیقی در مورد تأثیر الیاف فولادی بر خواص مکانیکی بتن با استحکام بالا و همچنین رستم گول و همکاران پژوهشی بر اثر این الیاف بر بتن سبک‌وزن حاوی پومیس انجام داده‌اند. نکته مشترک هر دوی این مقالات تأکید بر خواص اثری مثبت بتن سبک بود. [۱۷]

خالق و همکاران خواص مکانیکی و حرارتی بتن مسلح به فیبر، مانند هدایت حرارتی، انبساط حرارتی و استحکام فشاری، مدول کششی و کششی، در دمایی

بین

۲۰۰ تا ۸۰۰ درجه سانتی‌گراد را بررسی کرده‌اند. نتایج نشان داده است که وجود الیاف فولادی باعث افزایش مقاومت کششی و مدول کششی در بتن می‌شود. نتایج همچنین نشان داد که انبساط حرارتی بتن مسلح فیبری بیشتر از بتن معمولی است. با توجه به نتایج این مطالعه، اضافه شدن الیاف فولادی و پروپیلن تأثیری بر استحکام فشاری ندارد. همچنین الیاف فولادی استحکام کششی را در دماهای بالای ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد بهبود می‌بخشند و الیاف پروپیلن این مقاومت را کاهش می‌دهند. [۱۸]

دینگ و همکارانش تأثیر الیاف فولادی را بر قدرت فشاری، حداکثر مقاومت و توانایی جذب انرژی تحت فشار تک‌محوری در سنین پایین بتن و شاتکرت بررسی کرده‌اند. با توجه به نتایج این مطالعه شاتکرت و همچنین به صورت سه بعد در بتن باعث تقویت و بهبود شاتکرت و بتن در برابر پارگی‌های مورب ناشی از برش و پارگی عمودی شده است. همچنین نشان داده است که وجود الیاف فولادی در بتن تازه و سخت شده باعث افزایش جذب انرژی و نرمی خمش شده است. [۱۹] تحقیقات نشان می‌دهد که بین استحکام کششی و فاصله بین الیاف و استحکام کششی و میانگین تعداد الیاف در واحد مساحت همبستگی وجود دارد. البته ضریب همبستگی رابطه استحکام کششی و تعداد الیاف در واحد مساحت بیش از رابطه استحکام کششی و فاصله بین الیاف است. [۲۱]

۱۲- نتیجه‌گیری

- ۱- توزیع یکنواخت الیاف در خمیر بتن باعث ایجاد مقطع ایزوتوپی می‌شود که شبیه بتن مسلح معمولی نیست.
- ۲- استفاده از الیاف فولادی در بتن باعث ارتقا رفتار مکانیکی بتن می‌شود.
- ۳- افزودن الیاف فولادی در بتن مقاومت کششی را در دماهای بالای ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد بهبود می‌بخشد.
- ۴- استفاده از الیاف فولادی علاوه بر رفع مشکل زیست‌محیطی، با پخش ترک‌ها مقابله کرده و مقاومت بتن را در برابر خستگی، ضربه، جمع‌شدگی و تنش‌های حرارتی افزایش می‌دهد.

منابع:

۱. C. S. Poon, S. C. Kou and L. Lam, "Compressive strength, chloride diffusivity and pore structure of high performance metakaolin and silica fume concrete", *Constr and build mater* Vol25, PP. 3098 3107, 2018.
۲. Mazloom. M, Ramzianpour. AA, Brooks. JJ, "Effect of silica fume on mechanical properties of high-strength concrete", *Cement & concrete composites* Vol 26(4), PP. 347 357, 2004.
۳. BS EN 933-1. "Tests for geometrical properties of aggregates. Determination of particle size distribution", British standard, 2012.
۴. The European guidelines for self compacting concrete, specification and use, May, 2005.
۵. American concrete institute (ACI 237R-07), "Self-Consolidating Concrete", American concrete institute, Detroit, Michigan, 2019.
۶. Topçu IB, Bilir T, Uygunoglu T. "Effect Of Waste Marble Dust Content As Filler On Properties Of Self-Compacting Concrete". *Constr Build Mater* 2009;23(5):pp.1947–53.
۷. Yasar E, Atis CD, Kilic A. High strength lightweight concrete made with ternary mixtures of cement-fly ash-silica fume and scoria as aggregate. *Turk J Eng Environ Sci* 2004;28:95–100.
۸. Balaguru P, Foden A. 'Properties of fibre reinforced structural lightweight concrete'. *ACI Struct J* 1996;93(1):62–77.
- ۹- علی صدر ممتازی، اکبر خداپرست حقی، میرعلی محمد میرگذار لنگرودی، «بررسی خواص مکانیکی بتن الیافی سبک حاوی پلیاستایرن حجیم شده و بدست آوردن نسبت اختلاط بهینه»، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت. ۱۳۹۰
- ۱۰- I.B. Topcu, Semi-Lightweight Concretes Produced By Volcanic Slags, *Cem. Concr. Res.* 27(1) (1997) 15– 21. 46-Balaguru P, Foden A. 'Properties of fibre reinforced structural lightweight concrete'. *ACI Struct J* 1996;93(1):62–77.
- ۱۱- BS 8110. Structural use of concrete: Part 2: code of practice for special circumstances. British Standards Institution, London; 1985.
- ۱۲- Balaguru P, Dipsia MG. Properties of fiber-reinforced high-strength semilightweight concrete. *ACI Mater J* 1993;90(5):399–405.
- ۱۳- Kayali O, Haque MN, Zhu B. Drying shrinkage of fibre-reinforced lightweight aggregate concrete containing fly ash. *Cem Concr Res* 1999; 29:1835–40.
- ۱۴- Chen B, Liu J. Contribution of hybrid fibers on the properties of the highstrength lightweight concrete having good workability. *Cem Concr Res* 2005;35:913–7.
- ۱۵- Dvorkin L, Dvorkin O. Basics of concrete science. <<http://www.scribd.com/doc/6004561/Basics-of-Concrete-Science>> [accessed 20.01.11.
- ۱۶- Rossignolo JA, Agnesini MVC, Morais JA. Properties of high-performanc LWAC for precast structures with Brazilian lightweight aggregates. *Cem Concr Compos* 2016;25:77–82.

۱۷-Domagala L. Modification of properties of structural lightweight concrete with steel fibres. *J Civ Eng Manage* 2011;17(1):36-44.

۱۸-Balendran RV, Zhou FP, Nadeem A, Leung AYT. Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete. *Build Environ* 2020;37:1361-7.

۱۹-Libre NA, Shekarchi M, Mahoutian M, Soroushian P. Mechanical properties of hybrid fiber reinforced lightweight aggregate concrete made with natural pumice. *Constr Build Mater* 2011;25(5):2458-64.

۲۰-Kurugol S, Tanacan L, Ersoy HY. Young's modulus of fiber-reinforced and polymermodified lightweight concrete composites. *Constr Build Mater* 2019;22:1019-28.

۲۱-Lo TY, Tang WC, Cui HZ. The effects of aggregate properties on lightweight concrete. *Build Environ* 2018;42:3025-9.



هشتمین کنفرانس ملر مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان
آبان ۱۴۰۰



بازیافت لاستیک فرسوده و استفاده مجدد آن در ساخت بتن

میلاذ آزادی^۱، ابراهیم خلیل زاده وحیدی*^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد ساز، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی

۲- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی

* نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات Email: khalilzadeh@razi.ac.ir

چکیده:

در بسیاری از کشورهای جهان هر ساله مقادیر زیادی لاستیک های ضایعاتی دفن می شود. در کشورهای خارجی دفن لاستیک های فرسوده به صورت کامل از سال ۲۰۰۴ و به صورت تکه های برش خورده از سال ۲۰۰۷ ممنوع شده است. در کشور ما حدود ۱۴ میلیون لاستیک ضایعاتی که سالانه وارد محیط زیست می شود، تنها حدود ۳٪ آن در صنایع روکش کشور مورد استفاده قرار می گیرد. علاوه بر این وجود تایر فرسوده در محیط زیست نه تنها موجب مشکلات زیست محیطی می شود بلکه محیطی مناسب برای رشد انواع موش ها، حشرات و پشه ها را فراهم می کند؛ بنابراین توجه به چگونگی مدیریت این مواد ضایعاتی بسیار اهمیت پیدا می کند که بهترین راه حل، بازیافت نمودن این تایرها است. یکی از راه های استفاده از این لاستیک ها، استفاده از آن در مخلوط بتن است. استفاده از لاستیک در بتن باعث بهبود بسیاری از خصوصیات بتن از قبیل افزایش مقاومت در برابر صوت، حرارت، نفوذ یون کلر، بارهای ضربه ای، سایش و ترک خوردگی می گردد. در نهایت در این تحقیق به دسته بندی لاستیک مستهلک و روند بازیافت لاستیک های فرسوده پرداخته می شود.

کلمات کلیدی: زباله، بتن، لاستیک، بازیافت

۱- لاستیک

در بیشتر کشورهای جهان هر ساله مقادیر زیادی تایر فرسوده دور انداخته می‌شود. مثلاً هر سال در آمریکا ۲۵۰ و در ایران حدود ۱۳ میلیون لاستیک قدیمی و غیر قابل استفاده از دایره مصرف خارج می‌شود. تاریخچه صنعت بازیافت لاستیک در کشورهای پیشرفته به جنگ جهانی اول برمی‌گردد. در اکثر موارد ارزان‌ترین و ساده‌ترین راه برای بازیافت کردن لاستیک‌های زائد، سوزاندن آن‌ها است که دود سیاه مضر را ایجاد می‌کند که محیط‌زیست را نابود می‌کند و برخی کشورها سوزاندن آن‌ها را ممنوع می‌کنند. [۱]

در کشورهای پیشرفته دفن لاستیک‌های کامیون از سال ۲۰۰۴ به‌عنوان قطعات بریده شده از سال ۲۰۰۷ به‌طور کامل ممنوع شده است. برآوردهای انجام شده در کشور ما از ورود سالانه حدود ۱۳ میلیون لاستیک‌های غیر قابل استفاده به محیط‌زیست، تنها حدود ۴٪ از آن (حدود ۴۰۰.۰۰۰ حلقه) در صنعت روکش کشور استفاده می‌شود. تنها حدود ۳۰ درصد از ذخیره تایر آن در صنایع بازیافت مورد استفاده قرار می‌گیرد و ۷۰٪ بقیه در محیط انباشته می‌شوند. همچنین به دلیل رشد جمعیت و افزایش تقاضا برای مسکن و در نتیجه ساخت‌وساز، مواد مورد استفاده در بتن مانند شن طبیعی نیز به‌طور فزاینده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از تکه‌های لاستیک بازیافتی به‌عنوان جایگزین درصدی از ماسه (ریزدانه) در بتن راه‌حل مناسبی برای دستیابی به دو هدف دفع مواد زائد و دستیابی به خواص مثبت در بتن است. یک تایر معمولی (ماشین سواری) تقریباً ۱۰ کیلوگرم وزن دارد، حدود ۵۸ درصد لاستیک ۲۲ درصد فولاد و ۲۰ درصد فیبر و سایر مواد زائد هستند که برای استفاده هر یک از این مواد در بتن و سایر مواد مورد استفاده در مهندسی عمران تحقیقات زیادی انجام شده و تحقیقات ادامه دارد [۲].

استفاده از خرده تایر ضایعاتی در بتن باعث بهبود بسیاری از خواص بتن از جمله افزایش مقاومت در برابر صدا، گرما، نفوذیون کلر، بارهای ضربه‌ای، ذوب و یخ، سایش و ترک خوردگی می‌شود و همچنین این نوع بتن‌ها سبک‌تر، انعطاف‌پذیرتر هستند و قابلیت جذب انرژی بیشتری دارند. بسیاری از مطالعات قبلی نشان داده‌اند که برای بهبود رفتار سازه‌ها به‌ویژه آن‌هایی که در معرض *dynamic load* و فعالیت‌های لرزه‌ای قرار می‌گیرند، نیاز به افزایش شکل‌پذیری بتن وجود دارد.

سالانه حدود ۲۷۰ میلیون تایر در ایالات متحده تولید می‌شود [۳]. علاوه بر این سالانه حدود ۳۰۰ میلیون تایر ذخیره می‌شود. این ذخیره‌سازی نه تنها مشکلات زیست‌محیطی ایجاد می‌کند، بلکه محیط مناسبی را برای رشد انواع موش‌ها، حشرات و پشه‌ها فراهم می‌کند، علاوه بر عدم تجزیه لاستیک دفن شده در گورستان زباله‌ها توسط واکنش‌های زیست‌محیطی، اضافه‌شدن در طول سال‌ها در این مکان بر مشکلات می‌افزاید و گورستان زباله به دلیل از بین رفتن مکان‌های مناسب، و دیگر جاهایی که برای حل این مشکل استفاده می‌شود، وجود ندارد یا کمیاب است. در فرانسه سالانه حدود ۱۱ میلیون تایر تولید می‌شود و بر اساس قانون این کشور که ساخت گورستان جدید دفن زباله را ممنوع کرده است، برای حل این مشکل به راه‌حل جدیدی نیاز است. در کشور ما با وجود تولید بسیاری از تایرهای فراوان و محصور بودن آنها، استفاده مجدد از آنها برای جلوگیری از آلودگی محیط‌زیست ضروری است. برای حل این مسئله در حال توسعه، راه‌حل‌های زیر پیشنهاد می‌شود [۴]

۱. استفاده از خرده تایرهای ضایعاتی در مخلوط آسفالت و بتن

۲. سوزاندن لاستیک برای تولید بخار

۳. استفاده مجدد از لاستیک برای تولید پلاستیک‌های جدید و لاستیک

علاوه بر این، استفاده از لاستیک به‌عنوان سوخت برای کوره‌های سیمان و خوراک برای تولید کربن سیاه پیشنهاد شده است.

جدول ۱- نشان‌دهنده مشکلات در ایالات متحده در مورد حضور لاستیک‌های تولید شده و مورد استفاده قرار گرفته است.

لاستیک یک ماده مرکب از لاستیک طبیعی و مصنوعی است. علاوه بر این‌ها، افزودنی‌های خاصی برای تأمین ویژگی‌های مورد نظر اضافه می‌شوند که عبارت‌اند از:

۱- موادی که در عملیات تولیدی به‌عنوان نرم‌کننده عمل می‌کنند.

۲- مواد زودگیر کننده که حاوی موادی مانند اکسانتالات دی بوتیل هستند.

۳- کربن سیاه به‌عنوان پرکننده عمل می‌کند.

۴. سیم‌های فولادی استفاده شده با پوشش برنجی [۵]

جدول ۱- حقایق استفاده از لاستیک در آمریکا [3]

تعداد تایرهای تولید شده در سال	۲۸۰ میلیون
وزن تقریبی تایرهای تولیدی	۳۰۶ میلیون تن
تعداد لاستیک‌های افزوده شده	۳۰۰ میلیون
تعداد تجهیزات پردازش لاستیک	۴۹۸
تعداد تایرهای مورد استفاده در کاربردهای مهندسی عمران	۳۲ میلیون
تعداد لاستیک‌های ضایعاتی تبدیل به گرانول	۱۹ میلیون
تعداد تایر زائد استفاده شده برای سوخت	۱۲۸ میلیون
تعداد ایالت‌هایی که قوانین جداگانه‌ای در مورد لاستیک زائد	۴۸
تعداد ایالت‌هایی که قوانین دارند که استفاده از لاستیک‌های ضایعاتی در گورستان‌های زباله را ممنوع می‌کنند	۳۳
تعداد ایالت‌های بدون محدودیت در گورستان‌های زباله	۷

در جدول ۲- مواد به کاررفته در ساخت لاستیک به طور مفصل آمده است.

جدول ۲- مواد معمولی استفاده شده در ساخت لاستیک [۳]

ردیف	مواد مصرفی
۱	تایر مصنوعی
۲	تایر طبیعی
۳	ذرات گوگرد
۴	روغن، مواد خراش، نفتالین، پارافین
۵	محصولات کارخانه: پلی‌استر، نایلن
۶	نفت خام
۷	رنگ‌دانه، اکسید روی، دی‌اکسید تیتانیوم
۸	کربن سیاه
۹	اسید چرب
۱۰	مصالح ساکن
۱۱	سیم و الیاف فولادی

۲- دسته‌بندی لاستیک فرسوده

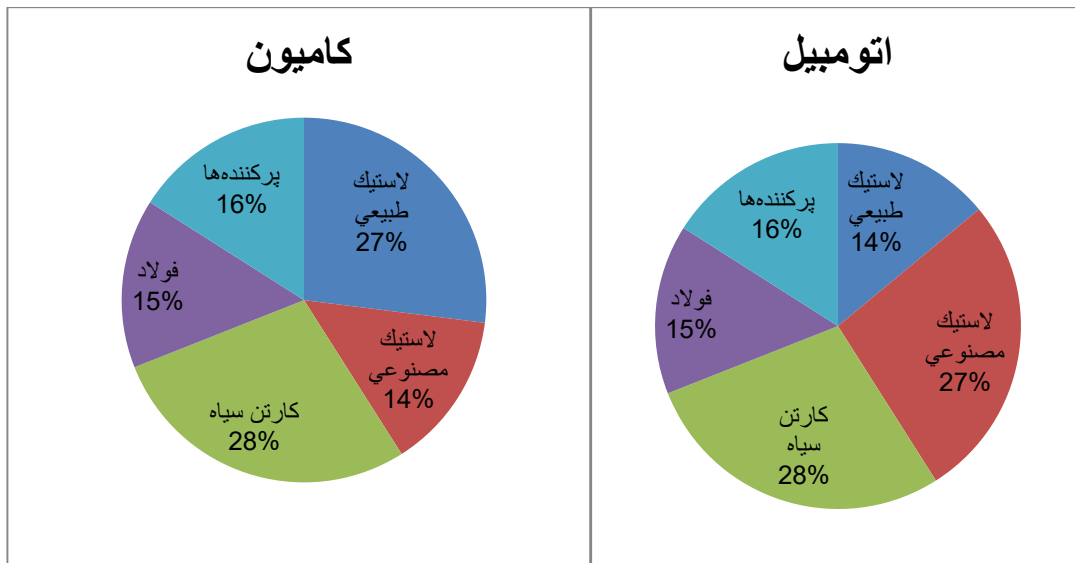
- لاستیک فرسوده می‌تواند به روش‌های مختلف در دسترس باشد که در زیر به آن اشاره می‌شود :
- ۱- لاستیک فرسوده: که خود را می‌توان در انواع مختلف لاستیک مستهلک، نوار لاستیکی، پودر لاستیک، لاستیک خرد شده، و یا ریز شده موجود است. وزن طبیعی تایرهای خودرو ۴/۵ کیلوگرم و تایرهای کامیون ۱۰۰ کیلوگرم است.

جدول ۳- نشان‌دهنده ترکیب تایر به صورت وزنی است.

جدول ۳- ترکیب معمول تایر اتومبیل و کامیون [۳]

ترکیب	اتومبیل	کامیون
تایر طبیعی	۱۴	۲۷
تایر مصنوعی	۲۷	۱۴
کارتن سیاه	۲۸	۲۸
فولاد	۱۵	۱۵
پرکننده‌ها	۱۶	۱۶

نمودار ۱- ترکیب مشترک تایر خودرو و کامیون [۳]



۲- نوار لاستیکی: توسط ماشین برنده تایر ایجاد می‌شود. این ماشین‌ها می‌توانند تایر را به دو نیم کنند یا دیوارهای اطراف را از قسمت میانی تایر جدا کنند .

۳- پودر یا تایر چپ شده: شامل مراحل اولیه، ثانویه یا هر دو مرحله خرد شدن است. اندازه ریزه‌های خرد شده در مرحله اول از اندازه بزرگ با طول (۱۳ تا ۱۹ in) تا ۳۳۰ تا ۴۳۰ میلی‌متر و عرض (۵ تا ۹ in) تا ۱۲۰ تا ۲۳۰ میلی‌متر تا اندازه کوچک ۹۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر متفاوت است که اندازه لاستیک خرد شده آن به نوع و مدل شرایط ریز شده و برش لبه بستگی دارد. تولید خرده لاستیک به صورت عادی به اندازه ۷۶ تا ۱۳ میلی‌متر نیاز به هر دو مرحله اولیه و ثانویه برای برش تولید قطعات به اندازه مورد نظر دارد. [۶]

۴- تایر تکه تکه شده: برای برنامه‌های کاربردی تا حداقل اندازه ۰/۱۴ میلی‌متر است. اندازه تایر تولید شده بستگی به نوع آسیاب دارد. جداسازی مغناطیسی جزء آسیاب کردن می‌باشد.

۵- تایر خرد شده: دارای سه روش تولید اصلی است. اولین و رایج‌ترین روش آسیاب کردن است. در این روش به دست آوردن لاستیک با اندازه مورد نظر با عبور لاستیک از چرخ‌دنده‌های فولادی صورت می‌گیرد. روش دوم گرانوله کردن و عبور لاستیک بین صفحات فولادی نزدیک به هم است که بسیار تیز است تا محصول لازم را به دست آورد. روش سوم آسیاب میکرومتر نامیده می‌شود که برای تولید لاستیک با اندازه بسیار کوچک استفاده می‌شود. هر روش ذراتی با اندازه خود را در روش اول تولید می‌کند، ذراتی با درجه بی‌نظمی بالا و در محدوده

۰/۴۲۷ تا ۴/۷۷ میلی‌متر تولید می‌شود. گرانولاسیون ذرات با اندازه ۲/۵ تا ۹ میلی‌متر و روش سوم، با اندازه مشابه ۰/۴۲۷ تا ۴/۷۷ میلی‌متر تولید می‌کند. دما و روش استفاده برای سنگ‌زنی در اندازه و ساختار سطحی لاستیک به دست آمده بسیار مهم است. در هوا و در دمای اتاق، ذرات لاستیکی با سطح ناهموار به دست می‌آید، اما اگر خرد شدن در نیتروژن مایع انجام شود، ذرات لاستیکی حاصل از آن سطح صاف خواهند داشت. بر اساس نتایج گزارش شده از سوی انجمن لاستیک آمریکا، استفاده از لاستیک غیرقابل استفاده و فرسوده در گورستان‌های دفن زباله ممنوع شد؛ بنابراین استفاده مجدد در تولید مواد دیگر از لاستیک پیشنهاد شد.

۲۷۰ میلیون تایر فرسوده در ایالات متحده به روش‌های مختلف در صنایع مختلف تولید و بازیافت می‌شود و حتی تا حدی صادر می‌شود، بنابراین دفع آن در طبیعت انجام نمی‌شود [۷]

از اوایل دهه ۱۹۹۰ تحقیقات زیادی برای بازیافت این مواد زائد انجام شده است. استفاده در آسفالت و بتن گزینه خوبی محسوب می‌شود. برای استفاده از لاستیک در بتن ابتدا باید خواص بتنی جدیدی به دست آید.

۳- روند بازیافت لاستیک‌های فرسوده

-جمع‌آوری و نگهداری تایرهای فرسوده

-جداکردن سیم‌های فولادی مورد استفاده در لاستیک

-جداکردن الیاف و نخ‌های تایر

ابتدا با توجه به نیاز کارخانه، تایرهای فرسوده از جاهای مختلف و محل دفن زباله جمع‌آوری و به کارخانه بازیافت منتقل می‌شوند و در انبار نگهداری می‌شوند که معمولاً فضای باز است. سپس سیم و الیاف‌های تقویت‌کننده لاستیک‌ها توسط ماشین‌های مکانیکی مخصوصی از هم جدا می‌شوند که ممکن است این الیاف‌ها برای مصارف مختلف مورد استفاده قرار گیرد و یکی از کاربردهای این سیم‌ها پس از برش به قطعات کوچک‌تر می‌تواند در بتن تقویت شده با الیاف فولادی باشد پس از جداکردن سیم‌های فلزی، لاستیک‌ها به داخل یک ماشین دوار بزرگ که برای جداکردن لاستیک‌ها ساخته شده‌اند ریخته می‌شوند و به قطعات کوچک‌تر تبدیل می‌شوند و پس از عبور از زیر یک دستگاه آهنربای قوی، نعل‌های فلزی باقی‌مانده نیز جمع‌آوری می‌شوند و پس از پردازش، الیاف و نخ‌های تایر از هم جدا می‌شوند. از آن می‌توان در بتن برای کاهش ترک‌های ناخواسته در بتن‌ریز در فضاهای خاص استفاده کرد. پس از این مرحله و طی برخی فرایندهای لاستیکی به قطعات بسیار ظریف‌تر تبدیل شده است و گرانول نامیده می‌شود [۸]. دو نوع لاستیک وجود دارد که به لاستیک‌های کامیون و لاستیک‌های سواری طبقه‌بندی می‌شوند. درصد مواد در این دودسته به‌ویژه درصد لاستیک طبیعی و مصنوعی متفاوت است

جدول ۴- مقدار لاستیک طبیعی و مصنوعی در لاستیک

نوع تایلر		نوع لاستیک
تایلر سواری	تایلر کامیون	
۱۴	۲۷	لاستیک طبیعی
۱۷	۱۴	لاستیک مصنوعی

۴- مطالعات انجام شده در زمینه استفاده از لاستیک در بتن

لبرینجا و همکارانش در سال ۲۰۰۴ در تحقیقی به بررسی خواص مکانیکی و صوتی ذرات لاستیکی در بتن پرداختند. در این مطالعه بهترین نتایج از نظر مقاومت خمشی و جذب صدا با جایگزینی ۲۰ درصد حجمی خرده لاستیک به عنوان ریزدانه دست آمده است و همچنین به این نتیجه رسیدند که بتن حاوی لاستیک بهتر از بتن ترکیبی حاوی لیکا و لاستیک است. [۹]

صمدی و همکاران (۱۳۸۳) مقاله‌ای با عنوان خواص ملات حاوی پودر و خرده لاستیک ارائه کردند. در این مقاله پودر لاستیک‌های تایلر با درصد ۲/۵ درصد، ۵ درصد، ۵/۷ درصد و ۱۰ درصد وزنی جایگزین ریزدانه (ماسه) شدند. باتوجه به نتایج این مقاله، افزایش میزان پودر لاستیک در مخلوط باعث کاهش درصد هوا، افزایش گیرش، افزایش استحکام خمشی و فشاری و همچنین برای جایگزین ۵ درصدی و ۱۰ درصدی پودر لاستیک، مقاومت در برابر ذوب و آسیب یخ و نفوذ یون کلر شد. [۱۰]

در سال ۲۰۰۴ بارلونگاب و همکارانش مقاله‌ای با عنوان عملکرد در برابر مقاومت آتش‌سوزی بتن حاوی لاستیک بازیافتی ارائه کردند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که حجم پایین تایلر در مخلوط بتن، خطر پوسته‌پوسته شدن ناگهانی بتن با قدرت بالا را در دماهای بالا کاهش می‌دهد. زیرا بخار آب از طریق کانال‌های ناشی از سوزاندن ذرات پلیمری از بتن بیرون می‌آید. چنین افزایشی در درصد لاستیک باعث کاهش عمق نفوذ دما در بتن می‌شود و استفاده از ذرات لاستیکی تا ۴٪ در بتن باعث کاهش استحکام نمی‌شود، اگرچه سختی را کاهش می‌دهد. [۱۱]

آیدین و همکارانش در سال ۱۳۸۴ در تحقیقی با عنوان "تعیین شرایط مساعد برای خرده لاستیک ضایعاتی در بتن آسفالتی" پرداختند و به این نتیجه رسیدند که شرایط مساعدی در دانه‌بندی تایلر ضایعاتی، الگ نمره ۴ و ۱۰ درصد تایلر به دست می‌آید. چایکاو و همکارانش با بررسی خواص بلوک‌های بتنی پیاده‌رو که با تکه‌های لاستیکی مخلوط شده‌اند، به این نتیجه رسیدند که بلوک‌های حاوی پودر لاستیک نسبت به بلوک‌های بدون لاستیک، انعطاف‌پذیرتر و قادر به جذب انرژی بهتر هستند و مقاومت لغزش بیشتری دارند و مقاومت سایش کمتری دارند. [۱۲]

در سال ۲۰۰۶ ساندرولینی و همکارانش به این نتیجه رسیدند که خود تکنولوژی از استفاده از لاستیک‌های لاستیک زباله در بتن متراکم خود به مراحل پیوند لاستیکی کمک می‌کند. در سال ۲۰۰۸ یوان و همکارانش از بهبود قابل توجهی در ضریب میرایی بتن حاوی لاستیک در مقایسه با بتن معمولی با مطالعه آزمایشگاهی خواص پویای بتن حاوی لاستیک خبر دادند.

رستمی و همکارانش در پژوهشی به این نتیجه رسیدند که اگر خرده تایلرهای مورد استفاده در بتن سطح زبرتری را داشته باشند، باعث واکنش و عملکرد بهتری در مخلوط بتن می‌شود و به همین دلیل ممکن است منجر به استحکام فشاری بالاتری شود. [۱۳]

۵- نتیجه‌گیری

۱- استفاده از خرده لاستیک در بتن باعث بهبود بسیاری از خصوصیات بتن از جمله افزایش مقاومت در برابر صوت، حرارت، نفوذ یون کلر، بارهای ضربه‌ای و ترک‌خوردگی گردد.

۲- بلوک‌های حاوی پودر لاستیک نسبت به بلوک‌های بدون لاستیک، انعطاف‌پذیری و قادر به جذب بهتر هستند.

۳- اگر خرده لاستیک‌های مورد استفاده در بتن سطح زبرتری را داشته باشند، عملکرد و واکنش بهتری را در مخلوط بتن ایجاد می‌کند و ممکن است باعث افزایش مقاومت فشاری شود.

۴- از خرده تایر ضایعاتی می‌توان در مخلوط آسفالت بتن استفاده کرد.

منابع:

1. Eldin, N. N. , Senouci , A. B. , 1993. Rubber – Tire particles as concrete. aggregates. ASCE Journal of Material in Civil Engineering 5(4),478-796.
2. Khatib , Z. K. , Bayomy , F. M. , 1996. Rubberized Portland cement concrete ASCE Journal of Material in Civil Engineering 11(3),206-213
3. Topcu, I. B. , 1995. The properties of rubberized concrete. Cement and Concrete Research 25(2), 304-310
4. Ali, N. A. , Amos, A. D. , Roberts , M. , 1993. Use of ground rubber tires in Portland cement concrete. In : Dhir , R. K.(ED), Proceedings of the International Conference of Concrete 2000 , University of Dundee, Scotland , UK ,pp. 379-390.
5. Fattuhi, N. I. , Clark , N. A. , 1996. Cement-based materials containing tire rubber. Journal of construction and Building Materials 10(4), 229-236.
6. Naik, R. R., Singh , S. S. , 1991. Utilization of discarded tires as construction materials for transportation facilities. Report No. CBU-1991-02, UWM center for By products Utilization. University Of Wisconsin- Milwaukee, Milwaukee , 16pp.
7. Rostami, H. , Lepore , J. , Silverstraim , T. , Zundi, I. , 1993. Use of recycled rubber tires in concrete. In : Dhir , r. k. (Ed.) proceedings of the International Conference on concrete 2000, University of Dundee, Scotland, Uk, pp. 391-399
8. Segre, N. , Joekes, I. , 2000. Use of tire rubber particles as addition to cement paste. cement and concrete Research 30(9),1421+1425.
9. Biel , T. D. , Lee, H. , 1996. Magnesium ox chloride cement concrete whit recycled tire rubber. Transportation Research No. 15-61 , Transportation Research Board , Washington , DC. pp. 6-12.
10. Ragh van , D. , Huych , J. , Ferraris , CF. , 1998. Workability , mechanical properties and chemical stability of a recycled tire rubber – filled cementations composite. Journal of Materials Science 33(7) , 1745-1752.
11. Wu, Lim, L.M. , Li , V. C. , 1996 Application of recycle tire cord in concrete for shrinkage crack control , J. mat sci letters 15 (1828-1831)
12. Tantala , M. W. , Lepore, J. A. , Zandi, I. , 1996 Quasi-elastic behavior of rubber included concrete. In: Ronald Mersky (ED.), Proceedings of the 12 International Conference of Solid Waste Technology and management , Philadelphia , PA.
13. Goulias, D. G. , Ali, A. H. , 1997. Non-destructive evolution of rubber modified concrete In: Proceedings of Special Conference. ASCE, NEW York, pp. 11-120.

بررسی تأثیر دما بر مقاومت فشاری و کرنش نهایی بتن محصور شده با الیاف کربن

گلریز قرایی، امیر درویشی، هادی ضیاءالدینی دشتخاکی

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه ولیعصر (عج) رفسنجان، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه ولیعصر (عج) رفسنجان، ایران

۳- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه ولی عصر (عج) رفسنجان، ایران

h.ziaadiny@vru.ac.ir

خلاصه

بتن یکی از پرمصرف ترین مصالح ساختمانی است که عوامل متنوعی می تواند بر روی مقاومت آن تأثیر بگذارد و به آن آسیب بزند. یکی از روش های تقویت بتن استفاده از CFRP است. آتش سوزی نیز یک تهدید برای سازه های بتنی محسوب می شود که می تواند مقاومت آن را تحت تأثیر قرار بدهد. در این تحقیق، ما به تأثیر دما بر روی نمونه های استوانه ای بتنی محصور شده با CFRP پرداخته ایم. در این تحقیق ۲۴ نمونه که با CFRP محصور شده اند تحت الگوهای حرارتی مختلف به مدت ۱ ساعت قرار گرفتند و نتایج آن با نمونه های شاهد مقایسه شد.

کلمات کلیدی: مقاومت فشاری، بتن، دما، مدل تنش کرنش، FRP

۱. مقدمه

حوادث ناگهانی مانند آتش سوزی می تواند آسیب های جدی ای را به سازه های بتنی وارد کند به خصوص سازه های صنعتی که در معرض حرارت های زیاد هستند و احتمال آتش سوزی بالاست. این حرارت و دمای بالا می تواند به بتن آسیب برساند و روی مقاومت بتن تأثیر منفی بگذارد از آنجا که تخریب و بازسازی سازه دارای هزینه مالی و صرف وقت زیاد است، بهترین راه حل استفاده از روش های ترمیم و تقویت بتن مانند پلیمرهای تقویت شده با الیاف هست که طی دو دهه اخیر تحقیقات و پژوهش های زیادی روی بر روی خواص FRP و تأثیر آن ها بر روی افزایش مقاومت بتن انجام شده است و FRP به عنوان تقویت کننده، استحکام ساز و همچنین ترمیم کننده سازه بتنی در جهان شناخته شده است. [۱-۵]

FRP ها با توجه به مزایای بی شماری که دارند از جمله دوام بالا، مقاومت زیاد، مقاومت در برابر خوردگی و مواد شیمیایی و قابلیت کششی و انعطاف پذیری، یک جایگزین مناسب بجای تقویت کننده های فولادی برای سازه های بتنی هستند و از آن ها برای تقویت پل ها، ستون ها، پارکینگ ها و ... استفاده می شود. [۶-۹]

یکی از روش های استفاده از پوشش FRP، پیچیدن FRP روی ستون های بتنی مسلح است که مطالعات بسیاری نشان می دهد بر روی شکل پذیری و مقاومت اعضا تأثیر زیادی داشته است. با این حال پیچیدن FRP به ویژه برای اعضای با مقطع دایره ای مؤثرتر است، در این روش لایه های FRP را توسط رزین اپوکسی به اطراف بتن می زنند و کاملاً اشباع می کنند که باعث افزایش مقاومت کششی و محصور کردن بهتر ستون می شود [۱۰-۱۸]

[۱۰] به همین جهت استفاده از FRP در ترمیم و مرمت ستون های پل بسیار گسترده شده است [۲]

مقاومت در برابر دماهای بالا به رزینی (ماتریس) که برای FRP ها استفاده می‌شود بستگی دارد چون به دماهای بالا حساس هستند و همین‌طور باعث افزایش آتش می‌شوند و دود سمی ایجاد می‌کنند علاوه بر این رزین و چسب‌های پلیمری خصوصیات مکانیکی خود مثل مقاومت و سختی را در دماهای بالاتر از دمای انتقال شیشه به سرعت از دست می‌دهند و نرم می‌شوند. آستانه بحرانی دمای انتقال شیشه T_g بستگی به ترکیبات خاص و همین‌طور عوامل دیگر بستگی دارد و معمولاً از ۶۵ تا ۸۲ درجه سانتی‌گراد برای سیستم‌های خارجی متغیر است. [۲۴-۲۰،۱۹]

برای مثال در یک تحقیق نمونه‌های پیچیده شده با CFRP (پلیمر با الیاف کربن) در دمای بالای ۶۰۰ درجه، دچار آسیب شدید شدند و یا ظرفیت بارمحوری ستون‌های مربعی پس از قرار گرفتن در معرض ۵۰۰ درجه سانتی‌گراد تا ۴۴ درصد کاهش یافت و نمونه‌ها با پارگی ورق‌های FRP در آزمایش ناموفق شدند. [۲۷-۲۵]

با توجه به موارد فوق، FRP روش ترمیم و بهسازی پایداری در برابر آتش نیست زیرا به دما حساس هست و مقاومت خودش را در دمای بالا از دست می‌دهد. [۲۹-۲۸] با این حال نمی‌توان از مزیت‌های آنان که سادگی اجرا و سرعت بالای اجرا و همچنین رفتار مناسب و رضایت‌بخش آن‌ها در دمای محیط است چشم پوشید. [۳۰-۲۷]

در این زمینه تحقیق‌هایی صورت گرفته است که به چند مورد آن اشاره می‌کنیم:

هولوی در سال ۲۰۱۰ در یک مطالعه مروری، متوجه شد که دما یکی از پارامترهای فیزیکی مهم است که بر موارد FRP تأثیر دارد و اندازه‌گیری‌ها یک درجه حرارت بحرانی را نشان می‌دهند که دمای انتقال شیشه نام دارد و این دما به ساختار شیمیایی مواد پلیمر بستگی دارد. [۳۱] یوسف السالوم و همکاران در سال ۲۰۱۱ یک برنامه آزمایشی را به منظور بررسی تأثیر دمای زیاد بر عملکرد سیلندرهای بتنی محصورشده با FRP انجام دادند سپس نمونه‌ها را تحت آزمایش فشاری تک‌محوری تا زمان خرابی قرار دادند. [۲] یعقوب و همکاران در سال ۲۰۱۱ عملکرد ستون‌های مربعی مسلح که پس از حرارت دیدن با FRP یک‌جهت ترمیم‌شده بودند را مطالعه کردند. [۲۶،۳۲]

شریف ال‌کمال و همکاران در سال ۲۰۱۵ اثرات دماهای بالا بر ظرفیت مقاومت فشاری سیلندرهای بتنی محدودشده با ورق‌های FRP را بررسی کردند. [۲۷]

در یک تحقیق دیگر الساددی و همکاران در سال ۲۰۱۷ به بررسی تأثیر دمای بالا بر رفتار ستون‌های مدور بتن مسلح تقویت‌شده با FRP پرداختند. در این آزمایش نشان داده شد که قرار گرفتن در حرارت‌های بالا بر استحکام، سختی و مقاومت تأثیر منفی می‌گذارد. [۳۳] در یک مطالعه که توسط وو یانگ و همکاران در سال ۲۰۱۶ انجام شد مقاومت فشاری اعضای بتنی محصورشده با CFRP و GFRP با دو نوع رزین که یکی رزین اپوکسی و دیگری رزین فنل بود محصور و در معرض دماهای بالا مورد بررسی قرار گرفت. [۳۴] داگلاس کلیری و همکاران در سال ۲۰۰۳ استحکام و شکل‌پذیری سیلندرهای بتنی که با یک سیستم تقویت‌کننده کامپوزیت محصورشده بودند و در معرض دماهای بالا قرار گرفته بودند را مورد بررسی قرار دادند. [۳۵] کلیری و همکاران در تحقیقی مشابه در سال ۲۰۰۲ سیلندرهای بتنی پیچیده شده با GFRP را در معرض طیف وسیعی از درجه حرارت‌های بالا قرار دادند. [۳۶]

در رابطه با بحث استحکام و سختی بلونتراک و همکاران طی تحقیقی که در این زمینه انجام دادند اظهار داشتند که استحکام و سختی کامپوزیت‌های GFRP در دماهای نزدیک به دمای انتقال شیشه، رزین پلیمری آن‌ها به سرعت تخریب می‌شود. [۳۷] مطالعات چن و تنگ در سال ۲۰۰۱ هم نشان می‌دهد که با افزایش دما خصوصیات پیوند بین بتن و FRP به سرعت روبه‌زوال می‌رود و این درنهایت می‌تواند منجر به لایه‌لایه شدن و یا تغییر شکل FRP و از بین رفتن چسبندگی و پیوند بین بتن و FRP شود. [۳۸]

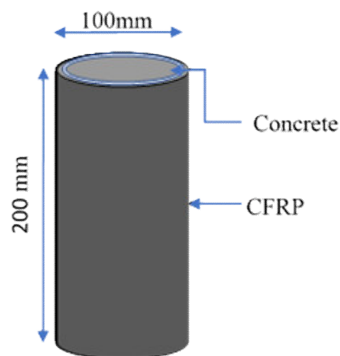
۲. شیوه پژوهش

۲.۱ نمونه‌های مورد استفاده در پژوهش

در این پژوهش ۲۴ نمونه بتنی استوانه‌ای به اندازه ۱۰۰ در ۲۰۰ میلی‌متر ارائه شده است. که تمامی نمونه‌ها با دولایه CFRP پیچیده و تقویت شده‌اند. نمونه‌ها به ۸ دسته ۳ تایی تقسیم شدند که از این تعداد، ۳ نمونه دولایه در دمای محیط قرار گرفت و مابقی نمونه‌ها تحت رژیم‌های دمایی ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰، ۲۵۰، ۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۰۰ درجه و همگی به مدت ۱ ساعت درون کوره الکتریکی قرار گرفتند. نمونه‌های حرارت داده شده پس از سرد شدن در دمای محیط تحت آزمایش فشرده‌سازی تا زمان شکست قرار گرفتند. مقاومت مشخصه بتن مورد استفاده جهت ساخت نمونه‌ها برابر با ۳۴ مگاپاسکال می‌باشد. نام‌گذاری نمونه‌ها به شرح زیر است:

جدول ۱. جزئیات نمونه‌ها

ردیف	نام نمونه	مقاومت بتن محصور نشده	تعداد لایه‌های CFRP	انگهی حرارتی	توضیحات
۱	C2tr	۳۴	۲	۱	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای محیط
۲	C2t100	۳۴	۲	۲	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای ۱۰۰ درجه
۳	C2t150	۳۴	۲	۳	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای ۱۵۰ درجه
۴	C2t200	۳۴	۲	۴	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای ۲۰۰ درجه
۵	C2t250	۳۴	۲	۵	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای ۲۵۰ درجه
۶	C2t300	۳۴	۲	۶	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای ۳۰۰ درجه
۷	C2t350	۳۴	۲	۷	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای ۳۵۰ درجه
۸	C400	۳۴	۲	۸	نمونه تقویت شده با دولایه CFRP در دمای ۴۰۰ درجه



شکل ۱: جزئیات نمونه

۲.۲ مشخصات مواد مصرفی

طرح اختلاط برای ساخت مخلوط بتنی از آیین‌نامه ACI-211 با نسبت آب به سیمان ۰/۵۱ برای رسیدن به مقاومت فشاری 35 Mpa استفاده شد. در تهیه مخلوط بتنی از سیمان پرتلند تیپ ۲ به همراه شن شکسته رودخانه‌ای در حالت SSD با حداکثر بعد $D=19 \text{ mm}$ و همچنین ماسه شسته معمولی و آب شرب شهری استفاده شد. پس از گیرش اولیه، نمونه‌ها را از قالب خارج کرده و جهت عمل‌آوری درون حوضچه آب به مدت ۲۸ روز قرار داده شدند. ورق CFRP مصرفی در این پژوهش از الیاف کربن یک‌جهت به ضخامت ۰/۱۶۸ میلی‌متر با اسم تجاری QUANTOM Wrap 300C

است. همچنین برای محصور کردن نمونه‌ها از چسب اپوکسی دوجزئی یعنی رزین و سخت‌کننده (به نسبت ۳ به ۱) با نام تجاری Quantum EPR 3001 استفاده شده است. مشخصات مکانیکی CFRP مورد استفاده مطابق با جزئیات شرکت سازنده در جدول (۲) و مشخصات رزین در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۲. مشخصات مکانیکی الیاف CFRP

وزن واحد سطح (g/m ²)	کرنش در گسیختگی	مدول الاستیسیته (Gpa)	مقاومت کششی (Mpa)	چگالی (kg/m ³)	ضخامت (mm)	نام محصول
۳۰۴	۱٪/۹	۲۳۵	۴۹۵۰	۱۸۰۰	۰/۱۶۸	QUANTOM Wrap 300C

جدول ۳. مشخصات رزین اپوکسی: QUANTOM® EPR3001

مقدار	خصوصیات
Clear	رنگ
1.15 kg/1 (mixed)	چگالی
3.5Mpa(concrete failed)	مقاومت چسبندگی
60 Mpa (7days) at 35c	مقاومت فشاری
45Mpa	مقاومت کششی و خمشی
-35 to+65 C	دمای سرویس‌دهی
After 7 days(at 25 C)	عمل‌آوری
60 min(25 C)	عمر مفید

۲.۳ محصور کردن نمونه‌ها با FRP

قبل از شروع کار، ابتدا سطح نمونه‌ها را با استفاده از سمباده نرم، صاف و تمیز گردید تا چسباندن ورق‌های FRP به سیلندرها به درستی انجام شود. با توجه به نسبت ۳ به ۱ رزین و سخت‌کننده، مواد داخل یک ظرف تمیز به مدت ۳ دقیقه مخلوط شدند. تمامی نمونه‌ها با دولایه الیاف CFRP به روش wet lay_up محصور گردید به طوری که مقدار همپوشانی ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شد. پس از محصور شدن نمونه‌ها، جهت خشک شدن و رسیدن به مقاومت نهایی نمونه‌ها، به مدت یک هفته در محیط آزمایشگاه قرار گرفتند.

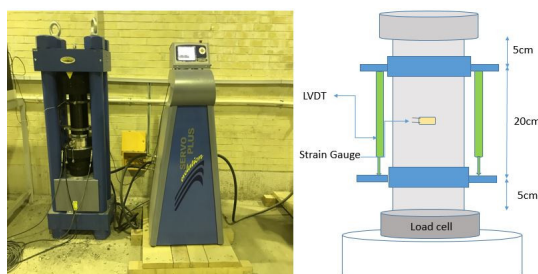
۲.۴ قرار دادن نمونه‌های تحت الگوهای حرارتی

به منظور بررسی مقاومت فشاری و کرنش نهایی نمونه‌های محصور شده، تمامی نمونه‌ها به صورت گروه‌های ۳ تایی تحت الگوهای حرارتی: دمای محیط، ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰، ۲۵۰، ۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد و به مدت یک ساعت درون کوره الکتریکی با ظرفیت ۱۲۰۰ درجه سانتی‌گراد قرار داده شدند. دمای متوسط داخل کوره توسط یک ترموکوپل که در سقف آن قرار داشت اندازه‌گیری و ثبت گردید. شدت افزایش دما تا رسیدن به دمای مورد نظر برابر با ۲/۵ درجه در دقیقه در نظر گرفته شد. پس از اتمام فرایند حرارت دهی تا رسیدن دمای نمونه‌ها به دمای محیط، نمونه‌ها در کوره باقی ماندند. در نهایت به منظور جلوگیری از ایجاد هرگونه خطا و تمرکز تنش در هنگام بارگذاری، دو سطح بالا و پایین نمونه‌ها را با یک ملات زودگیر کپینگ گذاری شدند.

۲.۵ شیوه نصب فریم و LVDT روی نمونه‌ها

بارگذاری محوری خالص نمونه‌ها تا لحظه‌ی شکست نهایی توسط دستگاه Matest با استاندارد ASTM C39 انجام شد. نرخ سرعت افزایش بار در این آزمایش برابر با ۴ kn/s در نظر گرفته شد. مقدار بار نهایی وارده بر نمونه‌ها توسط Load Cell که در زیر نمونه‌ها قرار می‌گیرد اندازه‌گیری

می‌شود. همچنین به منظور اندازه‌گیری کرنش محوری نمونه‌ها از ۲ عدد LDVT که با زاویه ۱۸۰ درجه نسبت به هم روی فریم مطابق شکل نصب می‌شود، استفاده شد. تمامی داده‌های اندازه‌گیری شده از Load Cell و LDVT ها به وسیله‌ی دستگاه Data Logger ثبت می‌شود. مقدار کرنش محوری نمونه‌ها از تقسیم میانگین مقادیر بده ست آمده از LDVT بر ارتفاع فریم (۱۷cm) و تنش نیز از تقسیم نیروی به دست آمده به سطح مقطع سیلندر به دست می‌آید.



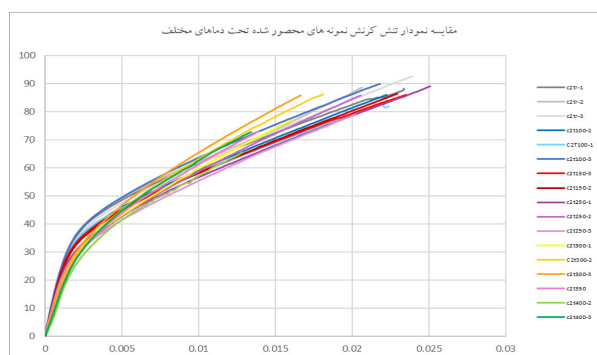
شکل ۲. نصب فریم و دستگاه MATEST

۳. بررسی و تحلیل تغییرات مقاومت فشاری، کرنش محوری انتقالی نمونه‌های محصور شده تحت الگوهای دمایی مختلف

در این پژوهش نمونه‌ها تا زمان شکست تحت بارگذاری تک‌محوره قرار گرفتند. تقریباً تمامی نمونه‌ها در محلی خارج از محل همپوشانی دچار گسیختگی شدند

۳.۱. رفتار تنش کرنش نمونه‌ها

رفتار تنش-کرنش اکثر بتن‌های محصور شده با FRP به دودسته صعودی یا نزولی تقسیم می‌شوند. اگر محدود کردن با FRP تأثیرگذار نباشد و باعث تقویت بتن نشود رفتار تنش-کرنش به صورت نزولی خواهد بود ولی اگر بتواند مؤثر واقع شود و باعث تقویت بتن محصور شده بشود رفتار تنش-کرنش بتن به صورت صعودی خواهد بود. نمودارهای تنش-کرنش بتن محصور شده با FRP از دو قسمت سهمی شکل و خطی تشکیل شده است. با توجه به افزایش دما می‌بینیم که قسمت خطی نمودار از بین می‌رود و مقدار نقطه انتقال افزایش می‌یابد.

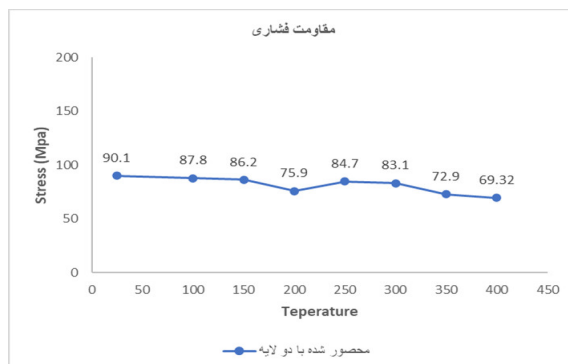


شکل ۳. مقایسه نمودار تنش کرنش نمونه‌های محصور شده با دولا به CFRP تحت الگوهای حرارتی مختلف

۳.۲. مقاومت فشاری نمونه‌ها

با پایان یافتن تست، نتایج حاصل از آن مورد بررسی قرار گرفت. یکی از این موارد، مقایسه و بررسی مقاومت فشاری نمونه‌های محصور شده بود. این مقایسه نشان داد که با محصور کردن نمونه‌ها با الیاف CFRP، مقاومت فشاری آن‌ها در مقایسه با بتن محصور نشده افزایش می‌یابد به طوری که محصور

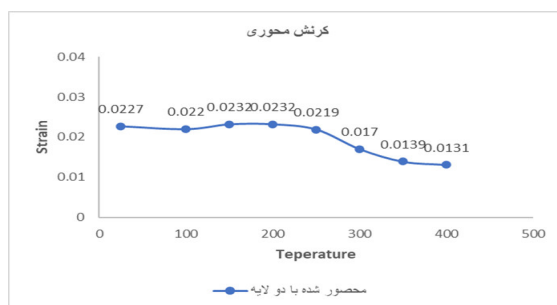
کردن نمونه‌ها با دولایه باعث افزایش ۱۶۵ درصدی می‌شود. باین‌حال قرار گرفتن نمونه‌های محصورشده تحت الگوهای حرارتی از مقاومت آن‌ها می‌کاهد به طوری که روند مقاومت در نمونه‌های محصورشده تا دمای ۲۰۰ درجه به صورت نزولی هستند. طبق نمودار بالا، مقاومت فشاری نمونه‌های محصورشده در دماهای ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ درجه نسبت به نمونه‌های محصورشده در دمای محیط به ترتیب ۲/۵، ۴/۳، ۱۵/۷ درصد کاهش داشته است اما نمودار در دمای ۲۵۰ درجه روند صعودی و بعد از آن روند نزولی به خود گرفته است ولی باین‌حال مقدار مقاومت فشاری نمونه‌های محصورشده در دماهای ۲۵۰، ۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۰۰ درجه نسبت به مقاومت نمونه‌های محصورشده در دمای محیط ۶/۰۵، ۷/۸۱، ۱۹/۰۶ و ۲۳/۰۸ درصد کاهش داشته است.



شکل ۴. مقاومت فشاری نمونه‌های محصورشده تحت الگوهای حرارتی مختلف

۳.۳. کرنش محوری نمونه‌ها

با توجه به شکل ۳ و نمودار زیر و مقایسه‌ی بین کرنش نهایی نمونه‌های محصورشده تحت الگوهای حرارتی و نمونه‌های محصورشده در دمای محیط به این نتیجه رسیدیم که به‌طور کلی کرنش محوری با افزایش دما روند کاهشی پیدا می‌کند به طوری که در نمونه‌های محصورشده در دمای ۱۰۰ و ۲۵۰ درجه، شاهد کاهش ۳/۰۹ و ۳/۳۰ درصدی نسبت به دمای محیط هستیم، در دمای ۱۵۰ و ۲۰۰ درجه ۲/۳ درصد افزایش نسبت به دمای محیط را داریم و در دماهای ۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۰۰ درجه شاهد کاهش شدید کرنش برابر با ۲۵/۲۸، ۳۸/۷۷ و ۴۲/۰۷ درصد نسبت به دمای محیط هستیم، باین‌حال کرنش نمونه‌های دولایه نسبت به نمونه‌های شاهد افزایش قابل توجهی داشتند.



شکل ۵. مقاومت فشاری نمونه‌های محصورشده تحت الگوهای حرارتی مختلف

۴. جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این قسمت، نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش تأثیر درجه حرارت بالا بر مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای محصورشده با ورقه‌های CFRP و کرنش محوری ارائه شده است. تمامی نمونه‌های بتنی محصورشده بدون استثناء، مقاومت فشاری بالاتری را در مقایسه با نمونه‌های محصور نشده داشتند. این افزایش در نمونه‌های دولایه تا ۱۶۵ درصد بود که نشان می‌دهد ورقه‌های CFRP در افزایش ظرفیت فشاری استوانه‌های بتنی مؤثر بوده‌اند. با افزایش دما مقاومت فشاری نمونه‌های محصورشده روند نزولی پیدا می‌کنند. این کاهش مقاومت در نمونه‌های دولایه در دمای ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰، ۲۵۰، ۳۰۰، ۳۵۰ و ۴۰۰ درجه برابر است با ۲/۵۶، ۴/۳۲، ۱۵/۷۹، ۶/۰۵، ۷/۸۱، ۱۹/۰۶ و ۲۳/۰۸ درصد. طبق تحقیقاتی که در گذشته انجام شده و

این پژوهش مقاومت فشاری بیشتر نمونه‌های بتنی بین ۲۰۰ تا ۳۰۰ درجه نسبت به دمای ۱۰۰ مقداری افزایش داشته که دلیل آن خروج آب بتن و به وجود آمدن تغییر در خواص پیوندی خمیر سیمان و ایجاد نیروی واندروالسی بین ذرات خمیر سیمان است و در دماهای بالاتر نیز به دلیل تبخیر کامل آب بتن، انبساط سنگ‌دانه‌ها، از بین رفتن خواص چسبندگی ملات سیمان و افزایش ترک‌های ریز، مقاومت بتن کاهش می‌یابد. با اینکه قرار گرفتن نمونه‌های محصورشده در دماهای بالا تأثیر منفی بر مقاومت فشاری گذاشت، اما بازم مقاومت فشاری نمونه‌های قرارگرفته در دما بیشتر از مقاومت فشاری نمونه‌های محصور نشده بود. کرنش محوری در نمونه‌های دولایه در دماهای ۱۵۰ و ۲۰۰ درجه افزایش و در دیگر دماها مقدار کرنش محوری کاهش یافته است. مواد FRP که به‌عنوان یک پوشش خارجی جهت تقویت نمونه‌های استوانه‌ای مورد استفاده قرار گرفت، به درجه حرارت‌های بالا حساس هستند. این مواد در دماهای بالاتر از دمای انتقال شیشه (Tg) دچار تخریب در استحکام و پیوند بین بتن و ورقه‌های FRP می‌شوند. جهت جلوگیری از اثرات حرارت بر روی نمونه‌های محصورشده با FRP حتی‌المقدور درجه حرارت نباید بیشتر از دمای انتقال شیشه باشد؛ و یا در المان‌هایی که کمتر در معرض دماهای بالا قرار می‌گیرند مورد استفاده قرار گیرند. در پژوهشی که توسط یوسف السالوم و همکاران در سال ۲۰۱۰ انجام گرفت، به این نتیجه رسیدند که در صورت بالا بودن دما تا ۲۰۰ درجه سانتی‌گراد (تقریباً ۲/۵ برابر دمای انتقال شیشه)، حداکثر بار طراحی شده برای اعضای تقویت‌شده با FRP باید حداقل ۲۵٪ کمتر از مقدار مربوط به آن در دمای اتاق باشد.

مراجع

1. Komma, H. K. R., Ruben N., Sri, R. C. M., (2020), "Different temperature effects on CFRP wrapped concrete," *Materials Today: Proceedings*, **27**, pp. 1127–1131.
2. Al- Salloum, Y. A., Elsanadedy, H. M., Abadel, A. A., (2011), "Behavior of FRP-confined concrete after high temperature exposure," *Construction and Building Materials*, **25**, pp. 838–850.
3. El-Gamal, S. E., (2005), "Behaviour of restrained concrete bridge deck slabs reinforced with FRP reinforcing bars under concentrated loads [Ph.D. thesis]," Universit'e de Sherbrooke, Qu'ebec, Canada.
4. El-Gamal, S. E., Al-Salloum, Y., Alsayed, S and Aqel, M., (2012), "Performance of near surface mounted glass fiber reinforced polymer bars in concrete," *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol. 31, no. **22**, pp. 1501–1515.
5. Al-Salloum, Y. A., El-Gamal, S. E., Almusallam, T. H., Alsayed, S. H and Aqel, M., (2013), "Effect of harsh environmental conditions on the tensile properties of GFRP bars," *Composites Part B: Engineering*, vol. 45, no. **1**, pp. 835–844.
6. Al-Salloum, Y. A., (2008), "Compressive Strength of FRP-Confined Concrete at Elevated Temperatures," *Polymers & Polymer Composites*, Vol. 16, No. 9.
7. Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El- Ragaby, A and El-Gamal, S., (2007), "Performance evaluation of innovative concrete bridge deck slabs reinforced with fibre-reinforced-polymer bars," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 34, no. 3, pp. 298–310.
8. Eisa, M., El-Gamal, S. E., El- Salakawy, E and Benmokrane, B., (2008), "Design and construction of first GFRP-CRC200P slabs implemented on highway 40 east (Montreal)," in *Proceedings of the 37th Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, pp. 1–8, Qu'ebec City, Canada.
9. El-Gamal, S. E., Benmokrane, B., El-Salakawy, E. Cousin, P and Wiseman, A., (2009), "Durability and structural performance of carbon fibre reinforced polymer—reinforced concrete parking garage slabs," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 36, no. 4, pp. 617–627.
10. Shahawy, M., Mirmiran, A., Beitelman, T., (2000), "Tests and modeling of carbon wrapped concrete columns," *Composite Part B*, **31**, pp. 471–80.
11. Xiao, Y., Wu, H., (2000), "Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets," *J Mater Civil Eng*, **12**(2).
12. Jin XN., (2002), "Experimental study on the mechanical properties of axially symmetrical confined concrete," Ph.D. thesis. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology.
13. ACI Committee 440., (2008), "440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI Committee," Farmington Hills, Mich, USA.
14. Demers, M and Neale, K. W., (1999), "Confinement of reinforced concrete columns with fibre-reinforced composite sheets—an experimental study," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 26, no. 2, pp. 226–241.
15. Harries, K. A and Carey, S. A., (2003), "Shape and 'gap' effects on the behavior of variably confined concrete," *Cement and Concrete Research*, vol. 33, no. 6, pp. 881–890.

16. Youssef, M. N., (2003), "*Stress strain model for concrete confined by FRP composites [Ph.D. thesis]*," University of California, Irvine, Irvine, Calif, USA.
17. Matthys, S. Toutanji, H., Audenaert, K and Taerwe, L., (2005), "*Axial load behavior of large-scale columns confined with fiberreinforced polymer composites*," ACI Structural Journal, vol. 102, no. 2, pp. 258–267.
18. Rocca, S., Galati, N and Nanni, A., (2006), "*Experimental evaluation of FRP strengthening of large-size reinforced concrete columns*," Report UTC-142, University of Missouri-Rolla, Rolla, Mo, USA.
19. Gamage, J.C.P.H., Wong, M.B., Al-Mahadi, R., (2005), "*Performance of Cfrp Strengthened concrete members under elevated temperatures, Proceed. Int. Sysposium Bond Behav. Frp Struct*," No. Bbfs, pp 113–118.
20. ACI, 440. 2R-02., (2002), "*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*," Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
21. Apicella, F., Imbrogno, M., (1999), "*Fire performance of CFRP-composites used for repairing and strengthening concrete. In: Proceedings of the 5th ASCE materials engineering congress*," Cincinnati, Ohio. p. 260–6.
22. Bisby, LA., (2003), "*Fire behaviour of FRP reinforced or confined concrete. Ph.D. thesis. Department of Civil Engineering*," Queen's University, Kingston, Canada.
23. Fédération International du Béton (fib)., (2001), "*Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*," fib Bulletin 14, fib Task Group 9.3, fib, Lausanne, Switzerland.
24. American Concrete Institute (ACI), (2008), "*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*," ACI 440.2R-08, Farmington Hills, Michigan, America.
25. Shang, X., Zhoudao, Lu., (2014), "*Impact of high temperature on the compressive strength of ECC*," *Adv. Mater. Sci. Eng.* 7, <https://doi.org/10.1155/2014/919078>, 919078.
26. Yaqub, M., Bailey, C.G., Nedwell, P., (2011), "*Axial capacity of post-heated square columns wrapped with Frp composites*," *Cem. Concr. Compos.* **33** (6), pp 694–701, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.03.011>.
27. El-Gamal, S., Al-Jabri, K., Al-Mahri, A., Al-Mahrouqi, S., (2015), "*Effects of Elevated Temperatures on the Compressive Strength Capacity of Concrete Cylinders Confined with FRP Sheets: An Experimental Investigation*," *International Journal of Polymer Science*, vol. 2015, Article ID 549187, 10 pages. <http://dx.doi.org/10.1155/2015/549187>.
28. Zhou, J., Wang, L., (2019), "*Repair of fire-damaged reinforced concrete members with axial load: a review*," *Sustainability*, **11** (4), 1–16, <https://doi.org/10.3390/su11040963>.
29. Komma, H.K.R., Nerella, R., Madduru, S.R.C., (2019), "*Art-of-review on CFRP wrapping to strengthen compressive and flexural behavior of concrete*," *Revue des Composites et des Matériaux Avancés* **29** (3), 159–163, <https://doi.org/10.18280/rcma.290305>.
30. El-Gamal, S. E., (2014), "*Bond strength of glass fiber-reinforced polymer bars in concrete after exposure to elevated temperatures*," *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, ol. 33, no. 23, pp. 2151–2163.
31. Hollaway, L. C., (2010), "*A review of the present and future utilization of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties*," *Construction and Building Materials*, vol. 24, no. 12, pp. 2419–2445.
32. Yaqub, M and Bailey, C. G., (2011), "*Cross sectional shape effects on the performance of post-heated reinforced concrete columns wrapped with FRP composites*," *Composite Structures*, vol. 93, no. 3, pp. 1103–1117.
33. Elsanadedy, H., et al., (2017), "*Effect of high temperature on structural response of reinforced concrete circular columns strengthened with fiber reinforced polymer composites*," *Journal of Composite Materials*, **51**(3), pp 333-355.
34. WooYoung, J., Kwon, M and BuSeog, J. U., (2016), "*Evaluation of compressive strength of concrete members laterally confined by various FRP composites and exposed to high temperatures*," *KSCE Journal of Civil Engineering*, **20**(6), 2410-2419.
35. Cleary, D. B., et al., (2003), "*Effect of elevated temperatures on a fiber composite used to strengthen concrete columns*," *Journal of reinforced plastics and composites*, **22**(10), 881-895.
36. Cleary, D. B., et al., (2002), "*Effect of elevated temperatures on a fiber composite used to strengthen concrete columns*," *Journal of reinforced plastics and composites*, **22**(10), 881-895.
37. Hendrik, B., Taerwe, L. U. C and Vandavelde, P., (2001), "*Fire testing of concrete slabs strengthened with fibre composite laminates*," RPRCS-5: Fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures Volume 1: Proceedings of the fifth international conference on fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures, Cambridge, UK, Thomas Telford Publishing, 2.

38. Chen, J. F and Teng, J. G., (2001), "Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete," *Journal of structural engineering*, **127**(7), pp. 784-791.

بررسی تاثیر میکا و فلدسپات بر مشخصات مکانیکی و دوام ملات های ژئوپلیمری

محمد حسین حسن زاده بیجار کنی^۱، رضا کهنی^۲، محمد فرد صمیمی^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران - سازه، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی، رشت، گیلان

pooriah1996@gmail.com

۲- استادیار مؤسسه آموزش عالی کوشیار رشت r.kohani.k@gmail.com

۳- مربی مؤسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی رشت mohammadfardsamimi@gmail.com

خلاصه

این پژوهش اثر استفاده از مواد معدنی میکا و فلدسپات بر خواص مکانیکی و دوامی ملات ژئوپلیمری، مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفته است. برای دستیابی به اهداف مورد نظر در این پژوهش ۱۳ طرح اختلاط از ملات ژئوپلیمری ساخته شده است. مواد معدنی میکا و فلدسپات با درصدهای وزنی ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ با سرباره در مخلوط ملات ژئوپلیمری جایگزین شده اند. برای دستیابی به اهداف مورد نظر آزمایش های مقاومت فشاری و مقاومت خمشی همچنین آزمایش کشش مستقیم انجام شده است. نتایج بدست آمده نشان داده است در تمام درصدهای جایگزینی ترکیب فلدسپات و میکا با افزایش نسبت فلدسپات در مخلوط، مقاومت فشاری ۲۸ روزه افزایش یافته است. بیشترین کاهش مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه شاهد مربوط به طرح با جایگزینی ۲۰٪ ترکیب فلدسپات و میکا با نسبت ۳۰٪ فلدسپات و ۷۰٪ میکا بوده است به طوری که نسبت به شاهد حدود ۲۰٪ افت مقاومت داشته است. برای مقاومت کششی در سن ۷ روز بهترین نتایج مربوط به نمونه های با نسبت ۳۰٪ فلدسپات و ۷۰٪ میکا می باشد به طوری که این نمونه ها در درصدهای مختلف جایگزینی به طور متوسط ۲۳.۷٪ نتایج بهتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه داده اند.

کلمات کلیدی: ملات ژئوپلیمری، میکا، فلدسپات، کشش مستقیم.

۱. مقدمه

تقاضای جهانی سیمان طبق گزارش تحقیقات بین المللی بررسی سیمان در سال ۲۰۱۸ بیش از ۴.۲۱۶ میلیارد تن برآورد شده است که در فرآیند تولید خود به تقریباً ۹.۵×10^7 ژول / تن مصرف انرژی نیاز دارد [۱]. از اینرو در سال های اخیر با هدف کاهش اثرات مخرب زیست محیطی ناشی از فرآیند تولید سیمان استفاده از نوع جدیدی بتن با عنوان بتن ژئوپلیمری مطرح شده است. در ساخت این نوع بتن از سیمان به عنوان جزء اصلی برای ساخت خمیر چسباننده استفاده نمی شود بلکه از ترکیب ماده پایه و محلول فعال ساز استفاده می شود [۲]. برای ساخت محلول فعال ساز معمولاً از ترکیب دو ماده سود سوزآور و آب شیشه استفاده می شود. ماده پایه تشکیل شده از مواد با خاصیت آلومیناسیلیکاتی بالا که پس از ترکیب باعث ایجاد خمیر چسباننده می شوند. ژل ژئوپلیمر حاصل از فرآیند پلیمریزاسیون دارای خواص سیمانی است و به عنوان چسب در بتن ژئوپلیمر عمل می کند [۳ و ۴]. مکانیسم گیرش خمیر به عنوان تفاوت اصلی بتن ژئوپلیمری و بتن معمولی می باشد، به طوری که در بتن ژئوپلیمری مکانیسم گیرش بر اساس عمل هیدراتاسیون صورت نمی گیرد بلکه از طریق فرآیند

پلیمریزاسیون می‌باشد این واکنش در یک زمان کوتاه اتفاق می‌افتد، در حالیکه هیدراتاسیون سیمان اصولاً تا یک ماه ادامه دارد و تا یک سال کامل می‌شود [۵].

بررسی و شناخت کاربرد انواع مواد معدنی طبیعی و مصنوعی در ساخت انواع مصالح ساختمانی با اهداف مختلف (بهبود کیفیت مصالح، کاهش اثرات مخرب زیست محیطی، صرفه جویی اقتصادی) از اولویت‌های تحقیقاتی محققین و پژوهشگران حوزه تکنولوژی بتن می‌باشد. یافته‌های محققین نشان داده است که استفاده از مواد معدنی مختلف در مخلوط‌های ژئوپلیمری باعث بهبود قابل توجهی در خواص مکانیکی و دوام این مصالح می‌شود. نتایج بدست آمده نشان داده است که می‌توان مخلوط‌های ژئوپلیمر با خواص دلخواه را با مواد افزودنی معدنی طراحی کرد که ممکن است آنها را به عنوان یک ماده ساختمانی سازگار با محیط زیست ارتقا دهد [۶]. نتایج بدست آمده نشان داده است که می‌توان مخلوط‌های ژئوپلیمر با خواص دلخواه را با مواد افزودنی معدنی طراحی کرد که ممکن است آنها را به عنوان یک ماده ساختمانی سازگار با محیط زیست ارتقا دهد [۷]. بهبود مقاومت مکانیکی بتن ژئوپلیمری نیز با افزودن سرباره کوره آهن‌گدازی تا حدی افزایش می‌یابد که وابسته به درصد سرباره مصرفی در مخلوط بتن می‌باشد. به طوری که در پژوهشی آزمایشگاهی دریافتند که به ازای هر ۱۰٪ افزایش سرباره در مخلوط بتن ژئوپلیمری باعث افزایش حدود ۱۰ مگاپاسکالی در مقاومت فشاری ۲۸ روزه خواهد شد [۸]. میکروسلیس ماده افزودنی دیگریست که در برخی از پژوهش‌ها اثر آن بر مشخصات مکانیکی و دوامی بتن ژئوپلیمری مورد بررسی قرار گرفته است. در مطالعه‌ای آزمایشگاهی در سال ۲۰۱۷ اثر میکروسلیس بر بهبود دوام بتن ژئوپلیمری بر پایه سرباره در محیط اسیدی و همچنین کلریدی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان داده است حضور میکروسلیس بر نتایج آزمایش مقاومت فشاری و دوام نمونه‌های مختلف اثری مثبت دارد [۹]. در پژوهشی دیگر گزارش شده است حضور مواد پوزولان طبیعی در طرح اختلاط بتن ژئوپلیمری در سنین اولیه باعث دستیابی به مقاومت پایین‌تر از مخلوط‌های سیمان پرتلند می‌شود اما با گذشت زمان و پس از عمل آوری در سنین بالاتر، بتن ژئوپلیمری مقاومتی برابر یا حتی بالاتر از بتن با سیمان پرتلند به دست می‌آورد [۱۰]. هرچند تا کنون اثر حضور توام مواد معدنی میکا و فلدسپات بر خواص بتن و ملات ژئوپلیمری مورد بررسی اثر آزمایشگاهی قرار نگرفته است اما نتایج تحقیقات پیشین نشان داده است حضور این مواد بر خواص مکانیکی و دوامی بتن به خصوص مقاومت حرارتی اثر گذار است، این موضوع در پژوهش انجام شده توسط کهنی و همکاران مورد بررسی قرار گرفته است. آن‌ها گزارش نمودند در هر دو گروه طرح حاوی میکا و فلدسپات با افزایش درصد جایگزینی ماده معدنی مقدار افت مقاومت فشاری در اثر حرارت، کاهش می‌یابد [۱۱].

۲. ساخت و قالب گیری نمونه های آزمایشگاهی

کلیه برای دستیابی به اهداف مورد نظر در این پژوهش ۱۳ طرح اختلاط از ملات ژئوپلیمری ساخته شده است. در این پژوهش با توجه به اینکه نمونه‌های آزمایشگاهی از نوع ملات بوده است فقط از ریزدانه (ماسه) در ساخت نمونه‌ها استفاده شده است. منظور از ریزدانه ذراتی از سنگدانه است که اندازه اسمی قطر آنها کمتر از ۴.۷۵ میلیمتر می‌باشد. ماسه مصرفی در این پژوهش از کارخانه لوله سازی شمال تهیه شده است. ماده آلومینوسیلیکاتی مصرفی جهت ساخت نمونه‌های ملات ژئوپلیمری در این پژوهش سرباره کوره آهن‌گدازی بوده است. مخلوط ملات ژئوپلیمری از اختلاط ماده‌ی خام آلومینوسیلیکاتی با محلول قلیایی تولید می‌شود. سرباره به عنوان محصول فرعی کارخانه ذوب آهن می‌باشد اجزای تشکیل دهنده سرباره عمدتاً آهک، سلیس و آلومین است و شباهت زیادی به اجزای سیمان پرتلند دارد. در این پژوهش از سرباره کوره ذوب آهن اصفهان با وزن مخصوص ۲.۷۵۴ گرم بر سانتیمتر مکعب استفاده شده است. در این تحقیق، از ترکیب هیدروکسید سدیم و سیلیکات سدیم به عنوان محلول فعال کننده قلیایی استفاده شده است. هیدروکسید سدیم به صورت پودر با آب مخلوط شده و با غلظت ۱۰ مولار در ساخت نمونه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. نسبت محلول فعال کننده به مواد جامد چسباننده برای تمامی نمونه‌ها مقداری ثابت و برابر با ۰.۵ در نظر گرفته شده است. یک طرح به عنوان طرح شاهد در نظر گرفته شده است به طوری که در آن از ماد معدنی فلدسپات و میکا استفاده نشده است. در ۱۲ طرح دیگر مواد معدنی میکا و فلدسپات با درصدهای وزنی ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ با سرباره جایگزین شده‌اند (جدول ۱).

جدول ۱: مشخصات طرح های اختلاط

شماره	نام طرح	Slag	Mica	feldspar
		Kg/m ³	%	%(c)
1	ctrl	700	0	0
2	FM5-3070	665	3.5	1.5
3	FM10-3070	630	7	3
4	FM15-3070	595	10.5	4.5
5	FM20-3070	560	14	6
6	FM5-5050	665	2.5	2.5
7	FM10-5050	630	5	5
8	FM15-5050	595	7.5	7.5
9	FM20-5050	560	10	10
10	FM5-7030	665	1.5	3.5
11	FM10-7030	630	3	7
12	FM15-7030	595	4.5	10.5
13	FM20-7030	560	6	14

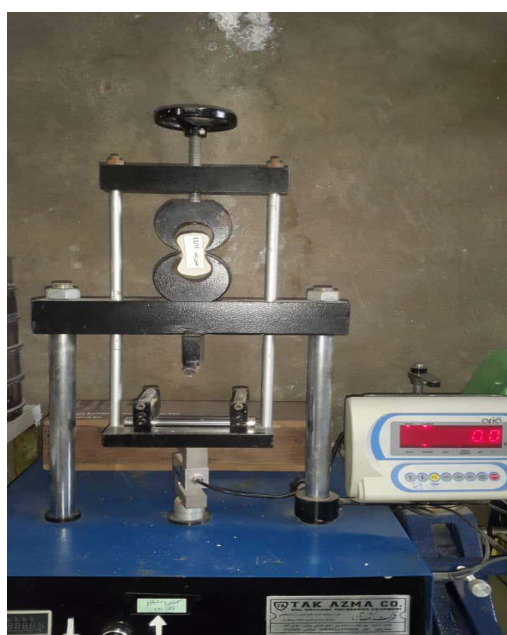
طرح‌های حاوی میکا و فلدسپات را می‌توان از نظر نسبت مصرف آن‌ها به سه گروه تقسیم کرد، در گروه اول فلدسپات و میکا به نسبت ۳۰ به ۷۰ با سرباره جایگزین شده‌اند. در گروه دوم فلدسپات و میکا به نسبت مساوی (۵۰ به ۵۰) با سرباره جایگزین شده و در گروه سوم این نسبت برای فلدسپات و میکا ۷۰ به ۳۰ می‌باشد به طوری که از مجموع مواد معدنی جایگزین شده ۷۰٪ فلدسپات و ۳۰٪ میکا می‌باشد. در جدول فوق حرف F نشان دهنده حضور فلدسپات و حرف M نشان دهنده حضور میکا می‌باشد، اعداد بعد از حروف FM نشان دهنده درصد جایگزینی این مواد با سرباره می‌باشد. برای ساخت ملات ژئوپلیمری در مرحله اول سرباره (ترکیب سرباره و مواد معدنی) به عنوان مواد خام آلومینوسیلیکاتی با محلول فعال کننده قلیایی در مخلوط کن با یکدیگر کاملاً مخلوط می‌شوند و باعث ایجاد واکنش‌های اولیه می‌شود. سایر مواد شامل سنگدانه و آب در دو مرحله به آن افزوده و به مدت ۵ دقیقه مخلوط می‌شوند. فوق‌روان-کننده در پایان مراحل اختلاط به آن افزوده و در نهایت مخلوط را در قالب‌های موردنظر ریخته می‌شود. برای انجام آزمایش‌های مختلف در این پژوهش از قالب‌های مکعبی با ابعاد ۵۰*۵۰*۵۰ میلی‌متر، قالب منشوری با ابعاد ۱۶۰*۴۰*۴۰ میلی‌متر، همچنین از نمونه‌های نمونه‌های بریکت (briquette tension test) به طول ۷۶۲ میلی‌متر (۳ اینچ) و ضخامت ۲۵۴ میلی‌متر (۲ اینچ) استفاده شده است (شکل-۱).



شکل ۱- قالب گیری نمونه های بریکت

۴- برنامه آزمایشگاهی

برای دستیابی به اهداف مورد نظر آزمایش‌های مقاومت فشاری و مقاومت خمشی پس از عمل‌آوری تا سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز انجام شده است. همچنین آزمایش کشش مستقیم برای تمامی نمونه‌ها در سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز انجام شده است. نمونه‌ها بعد از گذشت ۷، ۲۸ و ۹۰ روز از شروع عمل‌آوری، تحت آزمایش مقاومت فشاری طبق استاندارد ASTM C39 قرار گرفته‌اند. برای انجام این آزمایش از نمونه‌های مکعبی به ابعاد $50 \times 50 \times 50$ میلیمتر استفاده شده است. آزمایش مقاومت خمشی بر روی نمونه‌های منشوری از ملات ژئوپلیمری به ابعاد $160 \times 40 \times 40$ میلی‌متر و مطابق استاندارد ASTM C348 انجام شده است. برای بررسی مقاومت کششی نمونه‌های آزمایشگاهی از روش کشش مستقیم استفاده شده است. در این آزمایش از نمونه‌های بریکت استفاده شده است. این آزمایش برای تعیین مقاومت کششی ملات (مصالح بدون درشتدانه) استفاده می‌شود و اساس استاندارد AASHTO T132 انجام می‌شود. در قسمت میانی سطح مقطع نمونه با ابعاد 25×25 میلیمتر (625 میلیمتر مربع) بوده و دستگاه آزمون به گونه‌ای طراحی شده است که در این سطح مقطع توزیع بار یکنواخت باشد.



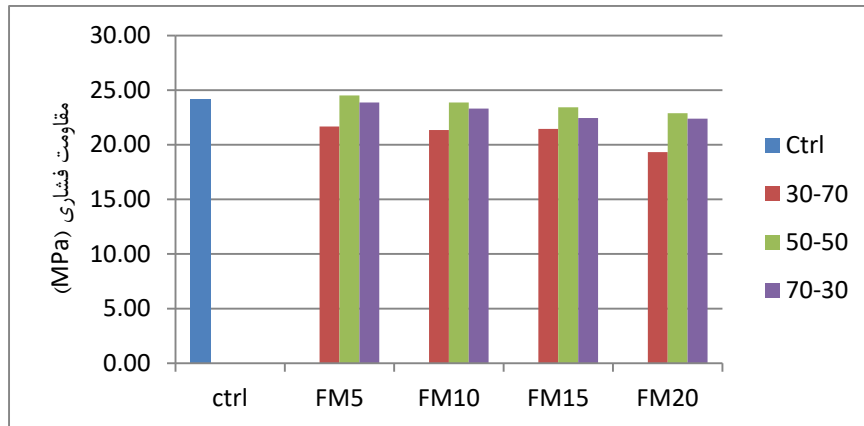
شکل ۲- نمونه آزمایشگاهی و دستگاه آزمون کشش مستقیم

جذب آب به عنوان یکی از شاخص‌های مهم مشخص‌کننده دوام بتن در نظر گرفته می‌شود. جذب آب نمونه‌های مورد آزمایش بر طبق استاندارد ASTM C642 و برای نمونه‌های مکعبی انجام شده است.

۵- نتایج آزمایش‌ها

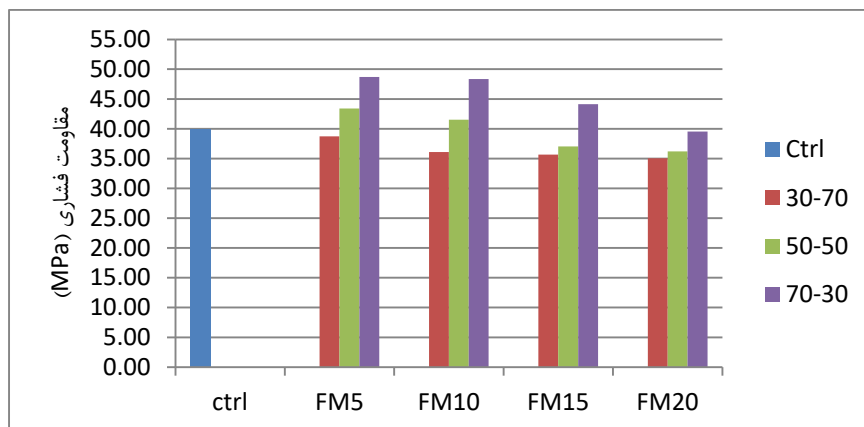
۵-۱- نتایج آزمایش مقاومت فشاری در سنین مختلف

در نمودار شکل‌های ۳ تا ۵ تغییرات مقاومت فشاری (سنین ۷، ۲۸ و ۹۰ روز) در اثر جایگزینی درصد‌های مختلف ترکیب میکا و فلدسپات با سرباره و با نسبت‌های مختلف ۳۰-۷۰، ۵۰-۵۰، ۷۰-۳۰ و ۳۰-۷۰ نشان داده شده است.



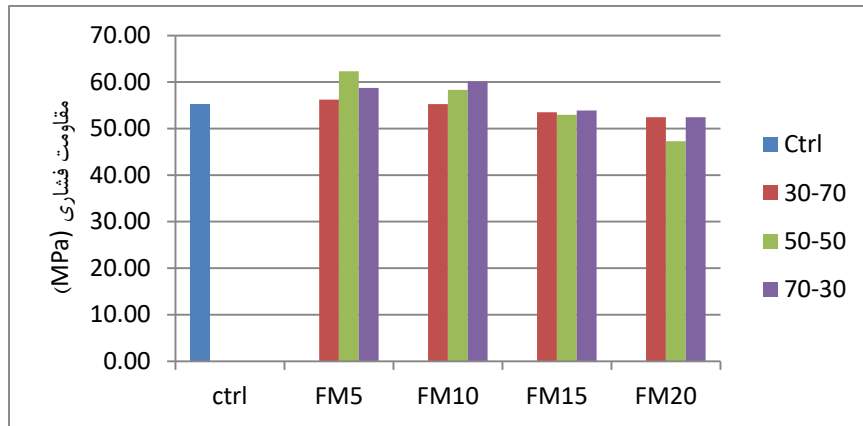
شکل ۳- مقاومت فشاری ۷ روزه

در حالت کلی بهترین نتایج مقاومت فشاری در سن ۷ روز در میان طرح‌های حاوی فلدسپات و میکا مربوط به نمونه‌های با جایگزینی ۵٪ می‌باشد و با افزایش درصد جایگزینی فلدسپات و میکا مقاومت فشاری ۷ روزه روندی نزولی داشته است. جایگزینی بخشی از سرباره با ترکیب فلدسپات و میکا باعث خواهد شد مقاومت فشاری ۷ روزه برای تمامی نمونه‌ها نسبت به نمونه شاهد کاهش یابد. بیشترین کاهش مقاومت فشاری ۷ روزه نسبت به نمونه شاهد مربوط به طرح با جایگزینی ۲۰٪ ترکیب فلدسپات و میکا با نسبت ۳۰٪ فلدسپات و ۷۰٪ میکا بوده است به طوری که نسبت به شاهد حدود ۲۰٪ افت مقاومت داشته است.



شکل ۴- مقاومت فشاری ۲۸ روزه

با افزایش سن عمل‌آوری نمونه‌ها تا ۲۸ روز نمونه‌های حاوی درصد بالاتر فلدسپات (۷۰٪ فلدسپات و ۳۰٪ میکا) نتایج مطلوبی نسبت به طرح شاهد کسب نموده‌اند به طوری که در جایگزینی ۵٪ و با نسبت ۷۰٪ فلدسپات و ۳۰٪ میکا مقاومت فشاری ۲۸ روزه نسبت به نمونه شاهد حدود ۲۲٪ افزایش یافته است. این موضوع نشان دهنده اثر بیشتر فلدسپات در مقایسه با میکا در بهبود فرآیند ژئوپلیمریزاسیون و در نتیجه بهبود ریزساختار به خصوص با افزایش سن عمل‌آوری می‌باشد، به طوری که در تمام درصد‌های جایگزینی ترکیب فلدسپات و میکا با افزایش نسبت فلدسپات در مخلوط، مقاومت فشاری ۲۸ روزه افزایش یافته است.

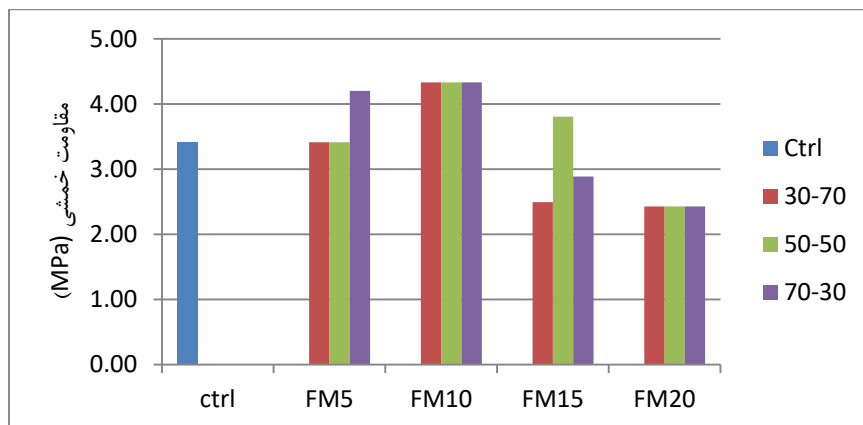


شکل ۵- نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۹۰ روزه

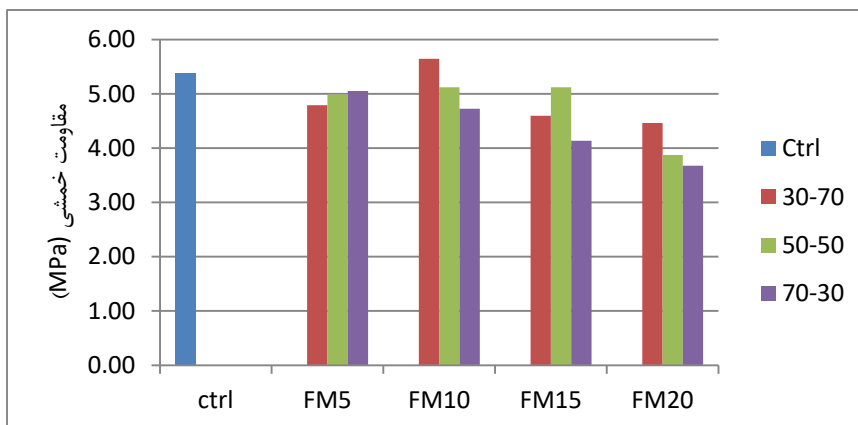
بررسی نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۹۰ روزه نشان می‌دهد پس از عمل‌آوری تا سن ۹۰ روز جایگزینی ۵ و ۱۰ درصد ترکیب فلدسپات و میکا با سرباره اثر مثبت بر بهبود مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد خواهد داشت. با افزایش درصد جایگزینی این مواد به بیش از ۱۰٪ بخشی از این مواد در تکمیل فرآیند ژئوپلیمرزاسیون شرکت نمی‌کنند و به صورت مازاد در مخلوط ملات باقی مانده و این موضوع باعث افت مقاومت فشاری ۹۰ روزه شده است.

۵-۲- نتایج آزمایش مقاومت خمشی

اثر درصد جایگزینی فلدسپات و میکا بر نتایج آزمایش مقاومت خمشی ملات ژئوپلیمری در نمودار شکل‌های ۶ تا ۸ نشان داده شده است. با توجه به شکل ۶ بهترین نتایج مقاومت خمشی ۷ روزه برای تمامی نسبت‌های فلدسپات و میکا، مربوط به جایگزینی ۱۰٪ این مواد با سرباره می‌باشد، به طوری که مقاومت خمشی نسبت به شاهد حدود ۲۷٪ افزایش یافته است. افزایش درصد جایگزینی باعث شده تا مقاومت خمشی نسبت به شاهد افت پیدا کند بیشترین کاهش مربوط به نمونه‌های با جایگزینی ۲۰٪ است به طوری که نسبت به شاهد ۲۸.۸٪ کاهش یافته است.

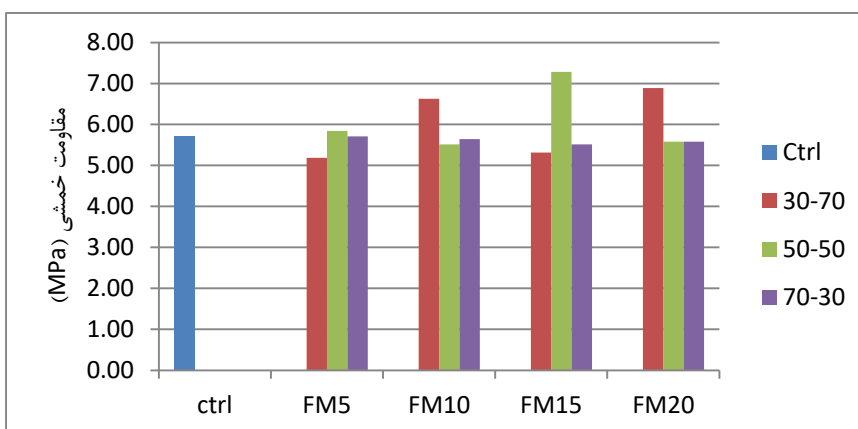


شکل ۶- نتایج آزمایش مقاومت خمشی در سن ۷ روز



شکل ۷- نتایج آزمایش مقاومت خمشی در سن ۲۸ روز

در سن ۲۸ روز نتایج نشان می‌دهد بهترین نتیجه مربوط به طرح با جایگزینی ۱۰٪ فلدسپات و میکا با نسبت ۳۰-۷۰ (۳۰٪ فلدسپات ۷۰٪ میکا) می‌باشد که نسبت به شاهد ۴۸٪ مقاومت خمشی بالاتری نتیجه داده است، سایر نمونه‌های حاوی ترکیب فلدسپات و میکا نسبت به شاهد مقاومت خمشی ۲۸ روزه کمتری نتیجه داده‌اند.

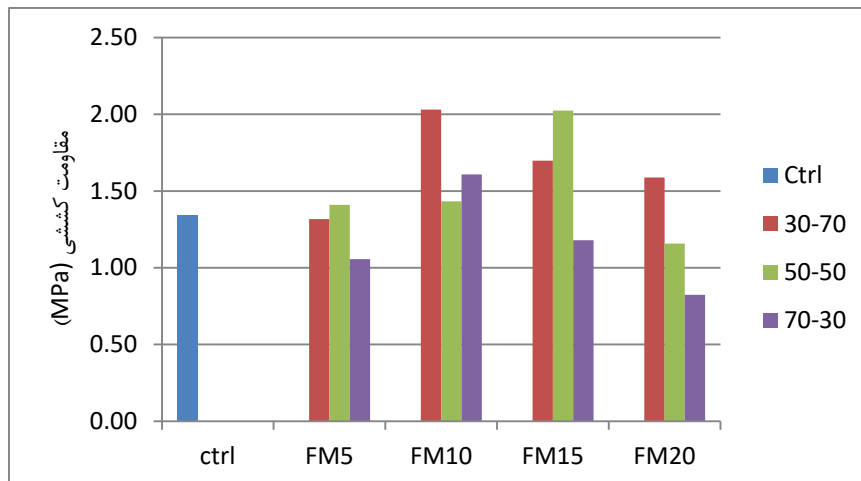


شکل ۸- نتایج آزمایش مقاومت خمشی در سن ۹۰ روز

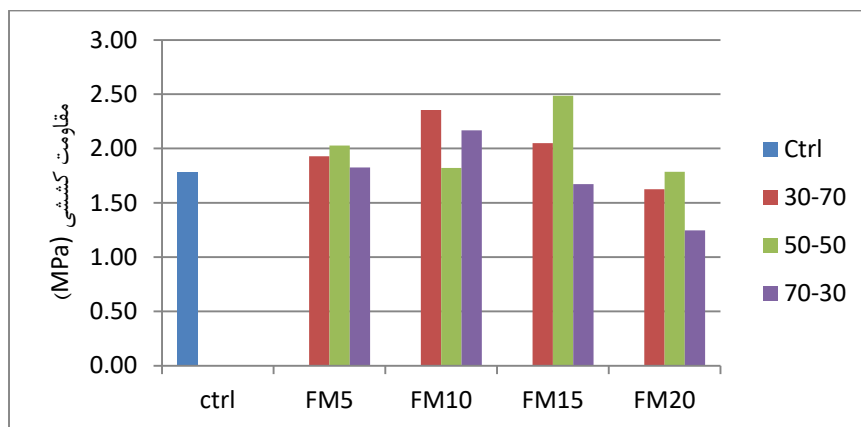
بررسی نتایج بدست آمده از آزمایش مقاومت خمشی پس از عمل‌آوری تا سن ۹۰ روز نشان می‌دهد بهترین عملکرد خمشی در این سن مربوط به طرح با نسبت مساوی فلدسپات و میکا و با جایگزینی ۱۵٪ می‌باشد، به طوری که نسبت به شاهد ۲۷.۶٪ مقاومت خمشی ۹۰ روزه بالاتری نتیجه داده است. افزایش سن عمل‌آوری در نمونه‌های حاوی فلدسپات و میکا باعث شده تا میزان متوسط تغییرات مقاومت خمشی نسبت به نمونه شاهد در مقایسه با سن ۲۸ روز کاهش یابد به طوری که در سن ۲۸ روز به طور متوسط نمونه‌های حاوی ترکیب فلدسپات و میکا نسبت به طرح شاهد ۱۳٪ مقاومت خمشی کمتری نتیجه داده‌اند در حالی که در سن ۹۰ روز این مقدار برابر ۳.۲٪ می‌باشد.

۵-۳- نتایج آزمایش مقاومت کششی

بر روی نمونه‌های بریکت و پس از عمل‌آوری تا سن ۷، ۲۸ و ۹۰ روز انجام AASHTO T132 آزمایش مقاومت کششی مستقیم مطابق استاندارد شده است.

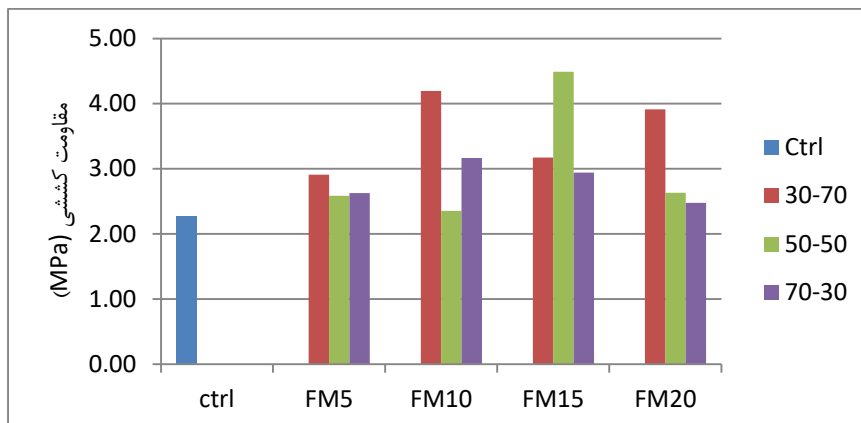


شکل ۹- نتایج مقاومت کششی در سن ۷ روز



شکل ۱۰- نتایج مقاومت کششی در سن ۲۸ روز

با توجه به نتایج ارائه شده در شکل ۹ مشاهده می‌شود برای مقاومت کششی در سن ۷ روز بهترین نتایج مربوط به نمونه‌های با نسبت ۳۰٪ فلدسپات و ۷۰٪ میکا می‌باشد به طوری که این نمونه‌ها در درصد‌های مختلف جایگزینی به طور متوسط ۲۳.۷٪ نتایج بهتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه داده‌اند. این مقدار برای نمونه‌های با نسبت مساوی میکا و فلدسپات ۱۲.۴٪ می‌باشد و برای نمونه‌های با نسبت ۷۰٪ فلدسپات و ۳۰٪ میکا مقاومت کششی به طور متوسط ۱۳٪ نسبت به نمونه شاهد کاهش یافته است. افزایش سن عمل‌آوری تا ۲۸ روز باعث شده تا عملکرد کششی در نمونه‌های حاوی فلدسپات و میکا تا حدی بهبود یابد و شاهد بهبود عملکرد نسبت به نمونه شاهد باشیم، این موضوع به خصوص در رابطه با نمونه‌های حاوی مقدار بیشتر فلدسپات قابل مشاهده است.



شکل ۱۱- نتایج مقاومت کششی در سن ۹۰ روز

با افزایش سن عمل‌آوری تا ۹۰ روز مقاومت کششی نمونه‌های حاوی ۷۰٪ فلدسپات و ۳۰٪ میکا رشد قابل توجهی داشته است به طوری که در سنین ۷ و ۲۸ روز شاهد افت متوسط مقاومت کششی این نمونه‌ها با طرح شاهد بودیم اما با افزایش سن نمونه‌ها و عملکرد فلدسپات در سنین بالاتر عمل‌آوری و اثرگذاری بر بهبود ریزساختار ملات شاهد افزایش ۲۳.۱٪ مقاومت کششی متوسط این دسته از نمونه‌ها نسبت به طرح شاهد هستیم.

۶. نتیجه‌گیری

- ✓ در تمام درصدهای جایگزینی ترکیب فلدسپات و میکا با افزایش نسبت فلدسپات در مخلوط، مقاومت فشاری ۲۸ روزه افزایش یافته است این موضوع نشان دهنده اثر بیشتر فلدسپات در مقایسه با میکا در بهبود فرآیند ژئوپلیمرزاسیون و در نتیجه بهبود ریزساختار به خصوص با افزایش سن عمل‌آوری می‌باشد.
- ✓ پس از عمل‌آوری تا سن ۹۰ روز جایگزینی ۵ و ۱۰ درصد ترکیب فلدسپات و میکا با سرباره اثر مثبت بر بهبود مقاومت فشاری نسبت به نمونه شاهد خواهد داشت. با افزایش درصد جایگزینی این مواد به بیش از ۱۰٪ بخشی از این مواد در تکمیل فرآیند ژئوپلیمرزاسیون شرکت نمی‌کنند و به صورت مازاد در مخلوط ملات باقی مانده و این موضوع باعث افت مقاومت فشاری ۹۰ روزه شده است.
- ✓ افزایش سن عمل‌آوری تا ۹۰ روز در نمونه‌های حاوی فلدسپات و میکا باعث بهبود مقاومت خمشی شده است. اما همچنان در سن ۹۰ روز نمونه‌های حاوی مواد معدنی میکا و فلدسپات مقاومت خمشی کمتری نسبت به نمونه شاهد نتیجه داده‌اند.
- ✓ افزایش سن عمل‌آوری تا ۹۰ روز اثر قابل توجهی بر بهبود مقاومت کششی نمونه‌های ژئوپلیمری حاوی فلدسپات و میکا داشته است، به طوری که مشاهده می‌شود در تمامی نمونه‌های حاوی درصدهای مختلف وزنی فلدسپات و میکا به عنوان جایگزین سرباره مقاومت کششی در مقایسه با طرح شاهد افزایش یافته است.

مراجع

- [1] P.K. Mehta, Development, High-performance, high-volume fly ash concrete: materials, mixture proportioning, properties, construction practice, and case histories, Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development, 2002.
- [2] S.D. Wang, X. C. Pu, K. L. Scrivener, P. L. Pratt, Alkali-Activated Slag Cement and Concrete: a Review of Properties and Problems, Advances in Cement Research, 7(27) (1995) pp. 93–102.
- [3] J.E. Oh, J. Moon, S.-G. Oh, S.M. Clark, P.J. Monteiro, Microstructural and compositional change of NaOH-activated high calcium fly ash by incorporating Na-aluminate and co-existence of geopolymeric gel and C-S-H (I), Cem. Concr. Res. 42 (5) (2012) 673–685.
- [4] F. Puertas, A. Fernández-Jiménez, Mineralogical and microstructural characterisation of alkali-activated fly ash/slag pastes, Cem. Concr. Compos. 25 (3) (2003) 287–292
- [5] Thamilselvi, P. Siva, A. Damilola Oyejobi. " Geopolymer concrete: overview, International Journal of Advanced Research in Engineering and Technology (IJARET) Volume 8, Issue 6, pp. 10–14, 2017.
- [6] G.C. Isaia, A.L.G. Gastaldini, R. Moraes, Physical and pozzolanic action of mineral additions on the mechanical strength of high-performance concrete, Cement and Concrete Composites 25, 69-76; (2003)
- [7] Bharat Bhushan Jindal, Investigations on the properties of geopolymer mortar and concrete with mineral [7] Bharat Bhushan Jindal, ISSN 0950- 116644, 2019, Volume 227, Construction and Building Materials, admixtures: A review, 0618, Effect of GGBFS on setting, workability and early strength properties [8] Pradip Nath, Prabir Kumar Sarker, Construction and Building Materials, of fly ash geopolymer concrete cured in ambient condition, ISSN 0950-0618, Pages 163-171, 2014, Volume 66,

based geopolymer concrete Durability of fly ash [9] Francis N. Okoye, Satya Prakash, Nakshatra B. Singh, Pages 1062-1067, 2017, Volume 149, Journal of Cleaner Production, in the presence of silica fume, ISSN 0959-526,

[۱۰] مدارا کارحقیقی، علیرضا و مدندوست، رحمت و چرختاب مقدم، شاهین، ۱۳۹۸، بررسی خصوصیات مکانیکی بتن های ژئوپلیمر حاوی مواد افزودنی مختلف، سومین کنفرانس بین المللی پژوهش های کاربردی در مهندسی سازه و مدیریت ساخت، تهران

[11] Reza Kohani Khoshkbijari, Mohammad Fard Samimi, Farshad Mohammadi, Pooyan Talebitaher, Effects of Mica and Feldspar as partial cement replacement on the rheological, mechanical and thermal durability of self-compacting mortars, Construction and Building Materials, Volume 263, 2020, 120149, ISSN 0950-0618.

کاربرد اوریگامی در طراحی سازه های پوسته ای و ورق تاشده

امیر حسین صادق پور^۱، سارا شکوهی^۲

۱- استادیار گروه فناوری معماری، دانشکده معماری و هنر، دانشگاه کاشان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، رشته مهندسی معماری، دانشگاه کاشان

Sara.shokoohi88@gmail.com

خلاصه

اوریگامی هنر باستانی ژاپنی است که شامل روش های تا کردن کاغذ به منظور ساختن فرم های سه بعدی از صفحه ای دوبعدی است. الگوهای اوریگامی به علت پایداری سازه ای و انعطاف پذیری در ساخت اشکال مختلف می توانند به عنوان الگوهایی برای سازه های ورق تاشده مطرح شوند. رایج ترین الگوهای قابل استفاده در سازه های ورق تاشده الگوهای یوشیمورا، مورب و میوراوری هستند که دو الگوی اول به دلیل توانایی ایجاد دیواره های شکل و مخروطی در تولید فرم های بدیع، انعطاف پذیرتر بوده و الگوی میوراوری به علت داشتن تنها یک درجه آزادی درونی، پایدارتر است. در این تحقیق ضمن معرفی ویژگی های اوریگامی، با بررسی نمونه های موردی کاربرد آن در معماری بررسی شده است.

کلمات کلیدی: اوریگامی، ورق تاشده، سازه، معماری، پوسته

۱. مقدمه

اوریگامی نام هنر باستانی ژاپنی به معنی صفحات تاخوردده می باشد که از ترکیب "oru" به معنی تاخوردده و "kami" به معنی کاغذ می باشد. هدف ابتدایی این هنر لزوماً سودمندگرایی آن نبوده بلکه بیشتر برای تفریح و سرگرمی می ساختند [۱]. سبکی که در آن کاغذ برای ایجاد تندیس هایی انتزاعی یا دقیق از اشیاء یا ایده ها تازه می شد؛ بنابراین اوریگامی روش ابتکاری تازدن کاغذ برای ساخت فرم ها و اشکال زیباست [۲]. ژاپن که به عنوان کشوری با پیشینه سنتی کهن همواره در جریان مدرنیته نسبت به سنت های فرهنگی و معماری خود پایبند بود، در دهه ۱۹۹۰ اوریگامی را در معماری خود مورد استفاده قرارداد [۳]. از دیدگاه مکانیکی، اوریگامی می تواند به عنوان یک سازه تاشده تعریف گردد [۴]. سازه ورق تاشده سازه ای با سطح صاف است که بارها را به واسطه ی تاشدگی و از طریق تنش های کششی، فشاری، برشی و خمشی که در میان بخش های تاشده سطوح اتفاق می افتد به تکیه گاه ها منتقل می کند. ورق های تاشده ساده ترین فرم پوسته ها هستند و حد واسطه دال تخت و پوسته به شمار می روند [۵]. سازه های ورق تاشده مدت زمان بسیاری است که در ساخت و ساز حضور دارند؛ سازه های ورق تاشده به سبب جذابیت های بصری و رفتارهای پربازده سازه ای به صورت روزافزونی مورد توجه طراحان و مهندسان ساختمان قرار گرفته است. امکان پوشش دهانه های کوچک و بزرگ با این روش به صورت مقرون به صرفه از لحاظ اقتصادی، عاملی است که منجر به استفاده روزافزون از این سیستم ساختمانی در طرح های گوناگون معماری شده است [۶]. خصوصیت برجسته این سازه ها صلیبت مضاعف ناشی از اینرسی ایجاد شده در اثر برپایی سطوح است. اوریگامی با دو ویژگی استحکام ساختاری و شکل پذیری موجب پیوند مهندسی سازه و معماری می شود [۷]. چنین ترکیبی منجر به یک ساختار قوی و کارآمد با مزایای بیشتر نسبت به اشکال سنتی ساخت و ساز می شود [۸]. الگوهای مختلف اوریگامی این قابلیت را دارند که اشکال زیبا و بدیعی در جهت مقاصد معماری خلق کنند و فضای انعطاف پذیر، کاربردی و جذاب ایجاد کنند. بدین صورت الگوهای اوریگامی می توانند هم زمان هم برای مقاصد معماری و زیبایی شناسی و هم سازه ای ایده ای مناسبی باشند.

در این پژوهش پس از معرفی هنر اوریگامی، انواع روش های ساخت آن و همچنین انواع سازه های ورق تاشده بررسی شده است. سپس رایج ترین الگوهای اوریگامی برای استفاده در مقاصد معماری و سازه ای معرفی و ساختار آن تشریح شده و ضمن معرفی خصوصیات هر الگو، سازه های طراحی و احداث شده بر پایه هر یک از الگوهای اوریگامی به عنوان مصادیق و نمونه الگوی معرفی و تشریح شده است.

۲. اوریگامی در معماری

اوریگامی تنها یک هنر تازدن کاغذ نیست بلکه در هر زمینه علمی و کاربردی می‌تواند آن چیزی باشد که انتظار دارید. به همین دلیل امروزه شاهد حضور آن در بسیاری از تکنولوژی‌های روز هستیم؛ کیسه‌های هوای درون اتومبیل‌ها در صنعت خودروسازی، صفحه‌های جمع‌آوری‌کننده انرژی خورشیدی در ماهواره‌های فضایی، عدسی دوربین‌های گول‌پیکر عکاسی از فضا در شاتل‌ها و همچنین پوشش سقف استادیوم‌های ورزشی. در معماری نیز اوریگامی جایگاه خود را پیدا کرد؛ در طراحی داخلی فضاها، فرم خارجی بناها، تنظیم صدا برای برخی فضاهای خاص یا پوشش سقف فضاهای بزرگی مانند استادیوم‌های ورزشی [۲]. اوریگامی با دو ویژگی استحکام ساختاری و شکل‌پذیری موجب پیوند مهندسی سازه و معماری می‌شود [۷]. چنین ترکیبی منجر به یک ساختار قوی و کارآمد با مزایای بیشتر نسبت به اشکال سنتی ساخت‌وساز می‌شود [۸]. صفحات تاخوردۀ پانل‌های ثابت یا متحرک که از اوریگامی ایده گرفته‌شده در جهت طرح‌های معماری جنبشی، کاربردی فراوان دارد. ساختار صفحات خمیده و تاخوردۀ آن به دلیل خاصیت توده‌ای و پیوسته بودن، خلق فضایی کاربردی و همچنین ویژگی پلاستیکی و انعطافی که دارد، مورد توجه دو گروه معماران و مهندسان سازه می‌باشد. تنوع و پراکندگی نور و سایه در طول صفحات تاخوردۀ بر شکل‌پذیری و انعطاف فضا و پوشش در معماری تأکید می‌کند، این چین‌خوردگی‌ها نه تنها ایجاد ساختاری برجسته و فرورفته می‌کنند، بلکه ادراکی عمیق در فضا به وجود می‌آورند [۷]. ورق تاخوردۀ اوریگامی استحکام و مقاومت بیشتری در برابر نیروهای وارده نسبت به صفحات صاف دارند. در اوریگامی سطوح نازک به کمک مجموع‌های از تاخوردگی‌ها و لایه‌های مقاوم و سخت شوندۀ نه‌تنها فضا را پوشش می‌دهند؛ بلکه به‌عنوان عنصر تحمل‌کنندۀ بار نیز عمل می‌کنند [۹]. ساختارهای اوریگامی قابلیت استفاده در انواع ساختمان‌ها از جمله نما و یا پوشش یک فضا را دارند. انطباق‌پذیری آن‌ها امکان استفاده در بخش‌های خارجی و همچنین داخلی ساختمان را می‌دهد. می‌توان با استفاده از مصالح گوناگون خصوصیات فیزیکی و حرکتی متفاوتی به آن بخشید [۱۰].

۳. ویژگی‌های اوریگامی در سازه‌های ورق تا شده

سازه‌های ورق تا شده مدت‌زمان بسیاری است که در ساخت‌وساز حضور دارند؛ از دیدگاه مکانیکی، اوریگامی می‌تواند به‌عنوان یک سازه تا شده تعریف گردد [۴]. خصوصیت برجسته این سازه‌ها صلیبیت مضاعف ناشی از اینرسی ایجادشده در اثر برپایی سطوح است. بر این اساس، اوریگامی در مقیاس سازه‌ای و به‌منظور به‌کارگیری به‌عنوان یک سازه، پیرو ابداعات انجام‌شده و جدیدترین پیشرفت‌های صورت گرفته در زمینه مصالح کاربردی و روش‌های اتصال، مطرح می‌گردد. به دلایل ذکرشده، این گونه از سازه‌های تا شده به‌طور ویژه‌ای الزامات موردنیاز برای دستیابی به سازه‌ای سبک، خود ایستا، باقابلیت طراحی در فرم‌های متنوع و دارای ویژگی‌های حرکتی را تأمین می‌کنند [۲]. برای درک نقش اوریگامی در مهندسی باید به شناخت اجزای تشکیل‌دهنده سازه برگرفته از اوریگامی و درک رفتار سازه‌های آن پرداخت. اجزای اصلی تشکیل‌دهنده سازه‌های ورق تا شده شامل بخش‌های زیر است:

- صفحات شیب‌دار
- صفحات مرزی که برای سخت‌کنندگی صفحات پهن به کار می‌روند.
- سخت‌کننده‌ها که به دو منظور استفاده می‌شوند، انتقال بارها به تکیه‌گاه‌ها و نگهداری صفحات در راستای مستقیم (به عبارتی مهاربندی صفحات تا آن‌ها فرم اصلی خود را حفظ کنند).
- ستون‌ها که به نگهداری سازه در فضا کمک می‌کنند [۵].

۱-۳- رفتار سازه‌های ورق‌های تا شده: رفتار ورق‌های تا شده، به‌صورت ترکیبی از رفتار تیرهای طولی و عرضی است. در سراسر صفحات تا شده نواری وجود دارد که دال نامیده می‌شود. هر دال، رفتار تیر یک‌بعدی، در جهت پهنا (درواقع جهت عرضی سقف) را از خود نشان می‌دهد که بار وارد بر دال‌ها را به محل تا شدگی (بال) انتقال می‌دهد و مانند تیر یکسره با دهانه‌های مساوی عمل می‌کند و به‌طور الاستیک بر یال‌ها تکیه دارد. یال‌های مجاور انتهایی صفحه، دارای تکیه‌گاه صلب هستند اما در وسط دهانه انعطاف‌پذیرند؛ از آنجایی که تمام یال‌ها عملاً به یک اندازه تغییر شکل می‌دهند، باریکه عرضی دال در هر یال به یک اندازه پایین می‌رود و تکیه‌گاه یال، البته تا زمانی که فقط خمش عرضی مطرح باشد، در همه‌ی نقاط مانند تکیه‌گاه صلب رفتار می‌کند [۵]. این سازه‌ها می‌توانند در سه گروه طبقه‌بندی شوند که در جدول شماره ۱ نیز نشان داده شده‌اند:

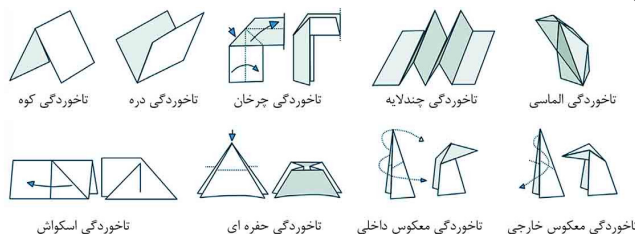
۱. سطوح ورق تا شده که در آن‌ها تمام المان‌هایی که دربرگیرنده بالاترین و پایین‌ترین نقاط سازه تا شده هستند به دو صفحه هم‌راستا تعلق دارند.

۲. قاب‌های ورق تا شده یک مجموعه ساختمانی هستند که در آن‌ها المان‌های هر بخش از سطوح تاخوردده دوه‌دو فرمی فضایی به صورت یک قاب را ایجاد می‌کنند. این نوع از سازه‌های تا شده شامل ساختارهای فضایی هستند که از دو یا چند تاخوردگی در یک صفحه تشکیل شده‌اند.
۳. سازه‌های تا شده فضایی، که در آن‌ها یک مجموعه ساختمانی از طریق ترکیب متقابل المان‌های یک سازه تا شده شکل می‌گیرد [۲].

جدول ۱: انواع سازه‌های ورق تا شده [۲]

سازه‌های تا شده		
سطوح ورق تا شده	قاب های ورق تا شده	سازه های تا شده فضایی

۲-۳- ویژگی‌های هندسی اورینگامی: اگرچه اورینگامی هزاران سال است که مورداستفاده قرار می‌گیرد، تنها در دهه ۸۰ میلادی بود که پتانسیل‌های هندسی اورینگامی قاعده‌مند گشته و بازبایی شد [۱۱]. بعدها، چندین رویکرد ریاضی برای درک پدیده فولدینگ به وسیله کاغذ و ترسیم چشم‌اندازی از مبحث اورینگامی شکل گرفت. کانسپت‌های اصلی و نحوه کاربرد فرم‌های تاخوردده از طریق چندین پروژه تحقیقاتی در حوزه‌های ریاضیات، مهندسی و معماری ارائه گردید [۲]. روش‌های اصلی ساخت اورینگامی ممکن است به این صورت طبقه‌بندی گردد: کوه‌ها، دره‌ها، فرم‌های چرخان، فرم‌های چندلایه، لوزی‌ها (فرم‌های الماس شکل)، تاخوردگی‌های اسکواش، حفره‌ها، پاکت‌ها، گلبرگ‌ها و تاخوردگی‌های معکوس [۴]. اشکال این تاخوردگی‌ها در تصویر شماره ۱ نشان داده شده است.

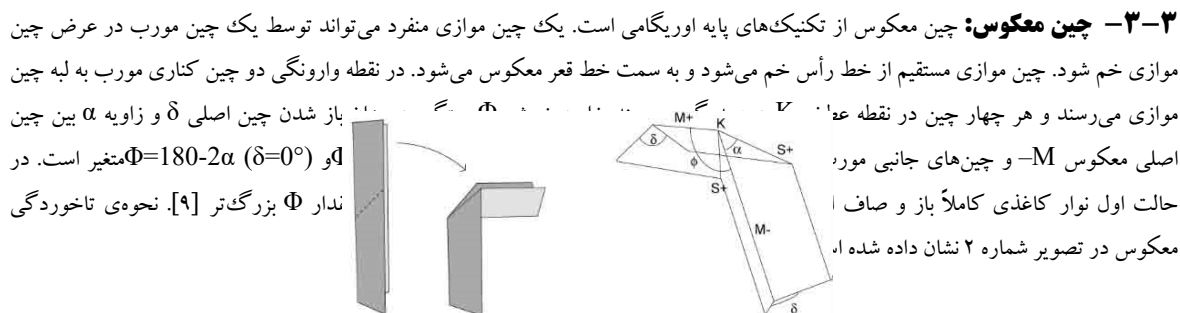


شکل ۱: انواع تاخوردگی در اورینگامی [۴]

اگرچه تعداد روش‌های اصلی ساخت اورینگامی محدود است، این روش‌ها می‌توانند به صورت ترکیبی برای ایجاد تنوع نامحدودی از مدل‌ها و طرح‌ها به کار گرفته شوند. با استفاده از این تکنیک‌ها و همچنین پس از باز کردن تای یک مدل کاغذی اورینگامی سه بعدی، یک الگوی تعریف شده مشخص برای ساخت اورینگامی شکل می‌گیرد. این الگو از المان‌ها و قطعاتی مسطح و خودمشتابه تشکیل شده است. مطالعه قطعات و کانسپت‌های اجزاء تعریف شده در طراحی اورینگامی، چندین ویژگی مشترک هندسی را آشکار می‌سازد که پایه و اساس شکل‌گیری و گسترش آثار خلاقانه می‌باشد و عبارتند از: تقارن، رشد، ایزومتري و تکرار. بر اساس این ویژگی‌ها، اورینگامی می‌تواند برای ساخت طرح‌های هندسی متنوع مورداستفاده قرار گیرد [۲]. جدول ۲ تعدادی از ویژگی‌های فوق‌الذکر را در مورد ساختارهای متفاوت به صورت خلاصه بیان می‌کند.

جدول ۲: فرم‌های اورینگامی و مشخصات هندسی [۲]

اورینگامی		A	B	C	D
روند شکل گیری					
ویژگی های هندسی	تقارن	دو محوره	چرخش حول یک نقطه	چرخش حول مرکز	چرخش حول محور
	رشد	نامتغیر تحت n بروسه قرینه سازی	نامتغیر تحت n تاخوردگی حول مرکز	نامتغیر تحت n تاخوردگی حول مرکز	نامتغیر تحت n تاخوردگی حول مرکز
	ایزومتري	ابعاد یکسان قطعات مثلثی شکل	ابعاد متفاوت قطعات مثلثی و دوازده‌گانه ای شکل	ابعاد یکسان قطعات مثلثی شکل	ابعاد متفاوت قطعات مثلثی و دوازده گانه ای شکل
	تکرار	تکرار خطی قطعات یکسان	توسعه مارپیچی ردیف های قطعات خودمشتابه	تکرار شعاعی قطعات یکسان	توسعه شعاعی ردیف های قطعات خودمشتابه



شکل ۲: نحوه تاخوردگی معکوس [۹]

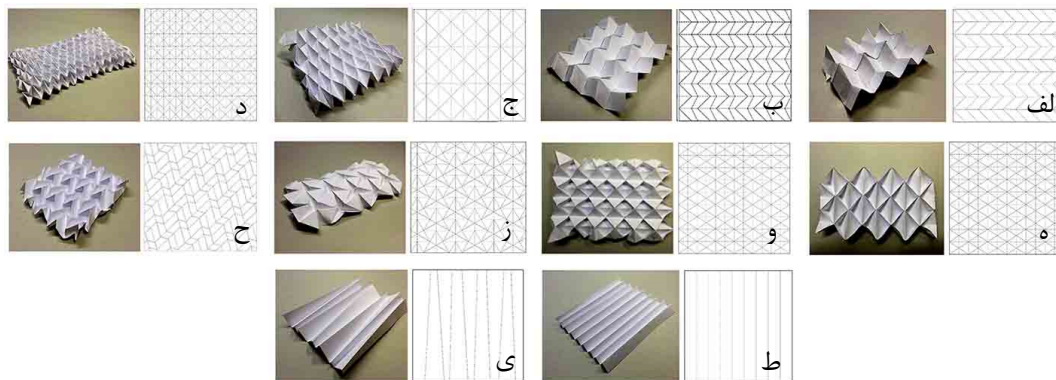
۳-۴- مشخصات توپولوژیکی: علاوه بر ویژگی‌های هندسی اورینگامی، اصول و قواعدی شکل گرفته‌اند که مشخص می‌کنند با روش فولدینگ با کاغذ چه کارهایی قابل انجام بوده و انجام چه کارهایی ممکن نیست. در روند شکل‌گیری بیشتر الگوهای اورینگامی، می‌توان گفت دستورالعملی متشکل از قوانین حاکم بر اشکال، وجود دارد که باید از آن پیروی نماییم [۲]. مشخصات توپولوژیک اورینگامی در قالب نکات زیر طبقه‌بندی شده است:

۱. تعداد تاخوردگی‌های ایجادشده از هر نقطه همواره باید زوج باشد.
 ۲. در هر زمان که چهار تاخوردگی در یک نقطه مشترک به هم می‌رسند، تفاوت میان دو زاویه مجاور باید با تفاوت میان دو زاویه دیگر برابر باشد.
 ۳. رابطه زیر باید بر زوایای $a_1, a_2, a_3 \dots a_{2n}$ ، پیرامون یک نقطه در یک الگوی تاخوردگی مسطح برقرار باشد:

$$a_1 + a_3 + a_5 + \dots + a_{2n-1} = 180 \text{ degrees and } a_2 + a_4 + a_6 + \dots + a_{2n} = 180 \text{ degrees}$$
- به عبارت ساده این ارتباطات میان زوایای پیرامون یک نقطه از ایجاد فاصله تاخوردگی‌هایی که در یک نقطه به هم می‌رسند، جلوگیری می‌کند [۱].

۴. الگوهای اورینگامی

با بررسی مراجع مختلف مجموعه‌ای از فرم‌های متنوع اورینگامی جمع‌آوری شده که در اینجا معرفی شده است و تصاویر مربوط به فرم ساخته‌شده و همچنین الگوی تاخوردگی در تصویر شماره ۳ مشاهده می‌شود.



شکل ۳: الف) الگوی جعبه تخم‌مرغی بریده‌شده (ب) الگوی جعبه تخم‌مرغی ناشده (ج) الگوی الماسی (د) الگوی توپ جادویی (ه) الگوی توپ جادویی ثابت (و) الگوی توپ جادویی معکوس (ز) الگوی مثلثی (ح) الگوی بافت متساوی (ط) الگوی چین‌های ساده/مورب (ی) الگوی چین‌های ساده/موازی [۱۲]

۴-۱- رایج‌ترین الگوهای اورینگامی در سازه‌های ورق ناشده: از بین تکنیک‌های اورینگامی سه الگو شناخته‌شده است که در طراحی معماری و سازه مورد استفاده بیشتری قرار می‌گیرند؛ این الگوها عبارتند از: الگوی یوشیمورا، الگوی مورب و الگوی میوراوری، که هر سه این الگوها بر اساس ترکیبی از صفحات تاشو ساده آکاردئونی و تاخوردگی معکوس ساخته‌شده‌اند: به این صورت که یک سری از خطوط تاشده‌ی قعر (دره) و یک

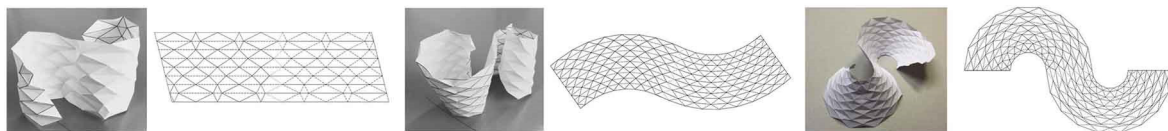
سری از خطوط رأس (قله) توسط چین‌های معکوس خم می‌شوند و در نهایت سطوح منحنی را تشکیل می‌دهند [۹]. با توجه به نقش مهم این الگوها در تعیین فرم سازه‌های ورق‌تاشده، در ادامه تشریح شده‌اند.

• **الگوی یوشیمورا (الماسی):** اساس این الگو یک‌شکل الماس مانند تاشده بر روی یکی از قطره‌هایش است. نام این الگو از نام یک دانشمند ژاپنی (Yoshimura) گرفته شده است که کشف کرد که استوانه‌های دیواره نازک در زیر بار محوری به این صورت خم می‌شوند. اگر در یک الگوی الماسی منظم تمام قطره‌های یک‌جهت به گونه‌ای تاشوند که تشکیل خطوط قعر دهند و لبه‌ها به‌عنوان خطوط رأس اختیار شوند، یک فرم استوانه‌ای شکل به وجود می‌آید. این الگو را می‌توان با قرینه کردن یک چین معکوس در نقطه وارونگی K و روی نقطه پایه‌ی چین‌های S جانبی ایجاد کرد. قطره‌های الماس معادل چین اصلی تاشده و لبه‌های الماس چین‌های جانبی هستند. انحنا‌ی الگوی تاشده به شکل الماس طراحی می‌شود. هر چه زاویه بین قطره‌های الماس و لبه‌های آن تیزتر باشد، الگوی خمش تخت‌تر خواهد بود. تغییر شکل از شکل الماس به شکل بادبادک، انحنا‌ی قوس را تغییر می‌دهد و این امکان را می‌دهد که به شکل انواع منحنی (سهمی، دایره‌ای و...) نزدیک شود. یک نوع دیگر از این الگو می‌تواند به وسیله شکستن شکل الماس یا بادبادک و کشش آن در امتداد قطره‌های تاشده ایجاد شود که در نتیجه‌ی آن یک الگوی شش‌ضلعی به دست خواهد آمد که توسط دوزنقه‌های متقارن شکل گرفته است [۹]. این الگو چه دارای اتصالات صلب باشد و چه دارای اتصالات مفصلی در هر صورت دارای چندین درجه آزادی داخلی است [۱۲]. نحوه تاخوردگی الگوی الماسی در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل ۴: الگوی یوشیمورا (الماسی) و نحوه تاخوردگی آن [۹]

از الگوی لوزی می‌توان برای ساختن دیوارهایی که دارای پلان S شکل هستند، استفاده کرد. برای ایجاد شکل مخروطی S می‌توان الگوی تاخوردگی را همانند شکل ۵ (راست) روی یک الگوی الماسی شعاعی شکل قرارداد. اینکه در این حالت به چه میزان شکل مخروطی پیدا کند توسط منحنی S الگوی تاخوردگی مشخص می‌شود. میزان انحنا‌ی برجسته‌ی S شکل باعث می‌شود برخی عناصر بسیار کم و گسترده شوند، یک انحنا‌ی S کوچک‌تر شکل مخروطی کمتری به وجود می‌آورد ولی عناصر سازنده یکنواخت‌تر خواهند بود (شکل ۵، وسط). همچنین می‌توان الگوی تاخوردگی را تغییر داد تا اثری جدید به همان شکل کروی ساخت. در شکل ۵ (چپ) الگوی الماسی تغییر کرده است به طوری که اندازه عناصر در یک ردیف افزایش و در ردیف بعدی کاهش پیدا کرده است [۱۲].



شکل ۵: فرم S شکل الگوی الماسی (راست)، فرم S شکل الگوی الماسی با انحنا‌ی کمتر (وسط) و فرم متفاوت S شکل الگوی الماسی (چپ) [۱۲]

• **الگوی مورب (قطری):** اساس این الگو متوازی‌الضلعی است که از قطره‌هایش تا شود. در این الگو لبه‌ها به گونه‌ای تا می‌شوند که استوانه‌ای با متوازی‌الضلع‌های تاخوردگی به دست می‌آید. این الگو شبیه الگوی الماسی می‌باشد با این تفاوت که در الگوی الماسی خطوط چندضلعی صاف است اما در الگوی قطری چندضلعی به صورت مارپیچ می‌باشد [۹]. در الگوی متوازی‌الضلع تقارن وجود ندارد. نحوه تاخوردگی الگوی قطری در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: الگوی مورب (قطری) و نحوه تاخوردگی آن [۹]

شکل کلی یک مدل تاشده‌ی الگوی قطری با تغییر الگوی تاخوردگی، تغییر پیدا خواهد کرد. تغییر طول و زاویه چین‌ها در یک توپولوژی معین بر فرم تاشده به شکل‌های مختلف تأثیر می‌گذارد. الگوی اصلی تاخوردگی این تکنیک که در شکل ۷ (راست) مشخص است، یک‌شکل تاشده‌ی استوانه‌ای است که در جهت قطره‌هایش انحنا می‌یابد [۱۲]. از آنجایی که این الگو در امتداد قطره‌ها انحنا می‌یابد، قطره‌ها باید به موازات یک لبه قرار بگیرند تا یک‌پایه‌ی صاف به دست آید و اگر تاخوردگی‌ها از رأس به قعر و بالعکس تغییر پیدا کنند ساختار به طریق دیگری شروع به منحنی شدن می‌کند و یک فرم کروی S شکل ایجاد خواهد شد (شکل ۷، وسط). برای ایجاد یک ساختار منحنی با شکل مخروطی با شعاع متغیر نیاز است تا در یک‌طرف

عناصر بیشتری قرار بگیرند در نتیجه یک الگوی چین خوردگی S شکل ایجاد خواهد شد. در این حالت مهم است که هیچ خط تاخوردگی عمود بر جهت منحنی وجود نداشته باشد زیرا در صورت وجود فرمی ایجاد می‌شود که همانند شکل ۷ (چپ) ساختار ثابتی ندارد [۱۲].



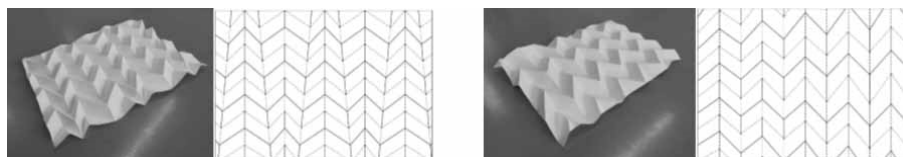
شکل ۷: الگوی اصلی تاخوردگی تکنیک قطری (راست)، فرم S شکل الگوی قطری (وسط) و فرم S شکل بی ثبات (چپ) [۱۲]

• **الگوی میورا اوری (استخوان شاه‌ماهی):** این الگو به نام دانشمند ژاپنی (Miura ori) است که از سیستم سازه فضایی برای ساخت سیستم خورشیدی جنبشی در فضا استفاده کرد [۳]. همانند الگوی الماسی، این الگو را می‌توان توسط تکرار تاهای معکوس ساخت با این تفاوت که بجای معکوس کردن چین، عمل معکوس کردن در امتداد یک خط تکرار می‌شود به طوری که چین اصلی یک خط زیگزاگ را ایجاد می‌کند بنابراین الگوی چین خورده دارای یک شکل منحنی زیگزاگ از دو جهت است. این ویژگی امکان گسترش و تورفتگی الگو در هر دو جهت را ممکن می‌سازد. در این الگو که به آن استخوان شاه‌ماهی نیز گفته می‌شود، دوزنقه‌هایی به وجود می‌آید که اضلاع غیر موازی دوزنقه در یک جهت ختم می‌شود. به دلیل اختلاف در شیب اضلاع، خط زیگزاگ چین اصلی از یک منحنی پیروی می‌کند، اگر اضلاع موازی باشند طوری که دوزنقه تبدیل به یک لوزی شود امتداد خط اصلی زیگزاگ مستقیم خواهد بود. اگر یکی از اضلاع موازی به صفر کاهش پیدا کند، الگو شامل مثلث‌های متقارنی خواهد شد که شکل یک دارت را به خود می‌گیرند، این حالت تنها زمانی امکان‌پذیر است که قاعده‌های دوزنقه موازی نباشند [۹]. این الگو تنها یک درجه آزادی درونی دارد و تنها راه تغییر شکل کلی ساختار، برابر است با تغییر الگو [۱۲]. نحوه تاخوردگی الگوی میورا اوری در شکل ۸ نشان داده شده است.



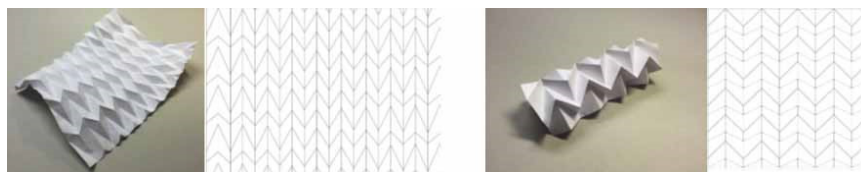
شکل ۸: الگوی میورا اوری (استخوان شاه‌ماهی) و نحوه تاخوردگی آن [۹]

شکل کلی یک الگوی میورا اوری با تغییر الگوی تاخوردگی، تغییر پیدا خواهد کرد. تغییر طول و زاویه چین‌ها در یک توپولوژی معین بر فرم ناشده به شکل‌های مختلف تأثیر می‌گذارد. در الگوی شکل ۹ (راست) دامنه‌ی زیگزاگ به تدریج از سمت چپ به راست در هر نوار عمودی افزایش پیدا می‌کند در حالی که شکل کلی هنوز مسطح است. همچنین مقادیر مختلف شیب خطوط تاخوردگی عمودی تغییری در فرم ایجاد نمی‌کند و همچنان مسطح باقی خواهد ماند (شکل ۹، چپ) [۱۲].



شکل ۹: افزایش دامنه زیگزاگ در الگوی میورا اوری (راست) و تغییر شیب خطوط تاخوردگی در الگوی میورا اوری (چپ) [۱۲]

در الگوی میورا اوری هنگامی که دومین خط تاخوردگی زیگزاگی (و به ترتیب هر یک در میان) دامنه‌ی پایین‌تری از قبلی بیاید، شکل به صورت کروی در جهت طولی انحنای خواهد یافت و تبدیل به الگوی Sogame_ori خواهد شد. هر چه اختلاف دامنه بیشتر باشد، انحنای بزرگ‌تر است (شکل ۱۰، راست) و همین تغییر تدریجی اختلاف دامنه اگر از سمت چپ به راست نیز اتفاق بیفتد، انحنای طولی نیز تغییر پیدا خواهد کرد. در نتیجه همانند شکل ۱۰ (چپ) یک منحنی دوگانه در شکل کلی خواهیم داشت [۱۲].

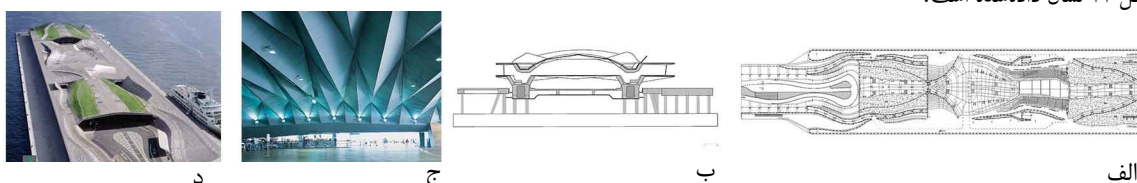


شکل ۱۰: الگوی Sogame_ori (راست) و الگوی میورا اوری با انحنای دوگانه (چپ) [۱۲]

از بین الگوهای یادشده الگوی یوشیمورا و الگوی مورب دارای توانایی در ایجاد دیواره‌های کج‌شکل و مخروطی هستند که این قابلیت باعث می‌شود انعطاف بیشتری در ایجاد فرم‌های بدیع از خود نشان‌دهند. الگوی میوراوری نیز به این علت که تنها یک درجه آزادی درونی دارد، ساختار پایدارتری دارد.

۵. بررسی مصادیق

۵-۱- پایانه سفرهای دریایی بین‌المللی یوکوهاما: این پایانه در سال ۲۰۰۲ توسط فرشید موسوی و آلفاندرو زانراپولو طراحی شد. گروه طراحی سازه‌ای این پروژه اظهار داشتند که ما در طرح مسابقه سازه ورق تاشده فولادی را پیشنهاد کردیم زیرا می‌خواستیم با ایده کلی پروژه که ساختاری چین‌خورده داشت همخوانی داشته باشد. این گزینه از نظر پایداری در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله مناسب بود و به تکنیک‌های صنعت دریانوردی نیز شباهت داشت اما پس از آزمایش متوجه شدیم که تراکم تنش‌های محوری در راستای تاشدگی عظیم طولی مستلزم این است که ساختار به سازه بتنی تغییر ماهیت دهد. همخوانی میان سیستم شیب‌راه‌ها و تیرهای طولی اصلی عامل تعیین‌کننده اساسی هندسه سازه تبدیل شد [۱۳]. الگوی اورینگامی استفاده شده در طراحی این پایانه الگوی یوشیمورا (الماسی) است. پلان، مقطع، فضای داخلی و پرسپکتیو خارجی این پایانه در شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: (الف) پلان (ب) مقطع (ج) فضای داخلی (د) نمای کلی پایانه یوکوهاما [۱۳]

۵-۲- خانه هلیوس: خانه هلیوس یک پمپ‌بنزین در شهر لس‌آنجلس است که پس از ساخت آن در سال ۲۰۰۷ تبدیل به نشان اختصاصی شهر شد. این پمپ‌بنزین توسط شرکت Office da در بوستون و شرکت معماری Johnston Marklee در لس‌آنجلس باهدف طراحی یک پمپ‌بنزین استاندارد و دوستدار محیط‌زیست ساخته شد: سقف این سازه که در برابر جریان شدید هوا مقاوم است و آب باران را جمع‌آوری می‌کند، از مثلث‌هایی که از استیل‌های نئوز بازیافتی ساخته شده‌اند شکل گرفته است و دارای ۹۰ پنل خورشیدی است که مصرف انرژی این پمپ‌بنزین را ۱۶ درصد کاهش می‌دهد. خانه هلیوس اولین پمپ‌بنزین در ایالات متحده می‌باشد که گواهی مصرف بهینه انرژی و طراحی زیست‌محیطی (LEED) را دریافت کرد. ویژگی اصلی این بنا سقف چندوجهی کانوپی می‌باشد که از پانل‌هایی از جنس فولاد ضد زنگ ساخته شده است [۱۴]. الگوی اورینگامی استفاده شده در طراحی این پمپ‌بنزین الگوی مورب (قطری) به صورت نامنتظم است. پلان بام، نمای جانبی، نمای کلی و نمای داخلی خانه هلیوس در شکل ۱۲ نشان داده شده است.



شکل ۱۲: (الف) پلان بام (ب) نمای جانبی (ج) نمای کلی (د) فضای داخلی پمپ‌بنزین خانه هلیوس [۱۴]

۵-۳- پاوین موریسون: در سال ۲۰۱۸ استدیو موریسون این غرفه‌ی چندمنظوره را در اطراف مجسمه‌ی ماکسیمیلیان اول در مرکز مونیخ با هدف حمایت از افراد بی‌خانمان و فقیر و کمک به آن‌ها در مشکلات اجتماعی‌شان برپا کرد. این پاوین توسط هنرمندان انگلیسی هیدر و ایوان موریسون در استدیو طراحی موریسون طراحی و توسط استدیو طراحی و مهندسی آرتورا مهندسی شده است. نام این اثر "من با تو خواهم بود، هرچه که شود" است و طراحان آن می‌گویند طراحی این پاوین براساس اشکال مستطیلی ساده است که فرم خاص خود را فقط از طریق فرآیند تاشدن به دست آورده‌اند. [۱۵]. الگوی اورینگامی استفاده شده در طراحی این پاوین الگوی میوراوری (استخوان‌شاه‌ماهی) است. پلان، نما و پرسپکتیوهای خارجی و داخلی این پاوین در شکل ۱۳ نشان داده شده است.



الف ب ج د
 شکل ۱۳: (الف) پلان (ب) نمای جانبی (ج) پرسپکتیو خارجی (د) پرسپکتیو داخلی پاپیون موریسون [۱۵]

۶. نتیجه گیری

در این تحقیق ضمن شناخت هنر اورینگامی مشاهده می‌شود که الگوهای اورینگامی به دلیل برخورداری از پایداری سازه ای و انعطاف پذیری در ایجاد اشکال مختلف، توانسته‌اند معماری و سازه را به هم پیوند دهند. ورق‌های تاخوردۀ الهام گرفته‌شده از اورینگامی با ضخامت بسیار کم نسبت به سطوح صاف مقاومت بیشتری دارند، چراکه به وسیله‌ی تا شدگی‌ها سطح مقطع آن‌ها افزایش می‌یابد. این عناصر می‌توانند علاوه بر پوشش فضاها، به عنوان عناصر باربر نیز ایفای نقش نمایند؛ همچنین الگوهای مختلف اورینگامی این قابلیت را دارند که اشکال زیبا و بدیعی در جهت مقاصد معماری خلق کنند و فضایی انعطاف پذیر، کاربردی و جذاب ایجاد کنند. بدین صورت الگوهای اورینگامی می‌توانند هم‌زمان هم برای مقاصد معماری و زیبایی‌شناسی و هم سازه‌ای ایده‌ی مناسبی باشند. با بررسی نمونه‌ها مشخص شد که در بین الگوهای مختلف اورینگامی که بر شمرده شد سه شیوه‌ی یوشیمورا، قطری و میوراوری رایج‌ترین الگوها در طراحی سازه و معماری هستند؛ این الگوها به دلیل توانایی شکل‌پذیری مناسب آن‌ها و تولید اشکال مختلف و تنها با تغییر اندکی در نحوه‌ی تاخوردگی آن‌ها و همچنین سختی زیاد آن‌ها در تحمل بارهای وارده انتخاب شده‌اند. از این بین الگوی یوشیمورا و الگوی مورب به دلیل توانایی ایجاد دیواره‌های S شکل و مخروطی در تولید فرم‌های بدیع، انعطاف پذیرتر بوده و الگوی میوراوری به علت داشتن تنها یک درجه آزادی درونی، پایدارتر است. به عنوان مصادیقی برای استفاده از هر کدام از این سه الگو، ترمینال یوکوهاما با استفاده از الگوی الماسی، خانه هلیوس با استفاده از الگوی قطری و پاپیون موریسون با استفاده از الگوی میوراوری طراحی و ساخته شده است. تاکنون طرح‌های متنوعی به وسیله‌ی این سه الگو یا ترکیب آن‌ها ساخته شده است و همچنان نیز دارای پتانسیل‌های زیادی در ایجاد طرح‌های بدیع و خلاقانه می‌باشند.

مراجع

- Liapi, K., (2002). "Transformable Architecture Inspired by the Origami Art: Computer Visualization as a Tool for Form Exploration", Proceedings of the 2002 Annual Conference of the Association for Computer Aided Design in Architecture, Pomona, California, pp. 381-388.
- Naglaa, A. Megahed, (2017), "Origami Folding and its Potential for Architecture Students", The Design Journal, pp. 1-19.
- محمودی، ف.، غلامی، ا.، قدس، ا.، (۱۳۹۵)، "الگوهای مناسب اورینگامی برای سقف‌ها و سازه‌های تاشو"، اولین مسابقه کنفرانس بین‌المللی جامع علوم مهندسی در ایران، بندرانزلی.
- Gilewski, W., Pełczyński, J., and Stawarz, P., (2014), "A Comparative Study of Origami Inspired Folded Plates", Procedia Engineering 91, pp. 220 – 225.
- گلابچی، م.، تقی زاده، ک.، (۱۳۹۰)، "پوسته‌ها و سازه‌های ورق تاشده برای معماران و مهندسان عمران"، انتشارات دانشگاه تهران، تهران.
- Schenk, M., (2011), "Folded Shell Structures", a thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy, Clare College, University of Cambridge.
- Schenk, M., & Guest, S.D., (2011), "Origami Folding: A Structural Engineering Approach", Origami Fifth International Meeting of Origami Science, Mathematics and Education, CRC Press, Boca Raton, pp. 291-304.
- زنده‌دلان، آ.، خسروی، ح.، صفائیان، ا.، (۱۳۹۸)، "کالبد انعطاف‌پذیر با تلفیق معماری و سازه با بهره‌گیری از اورینگامی"، مجله معماری و شهرسازی آرمان‌شهر، جلد ۱۲، شماره ۲۸، صفحه ۴۹-۵۸.
- Buri, H., and Weinand, Y., (2008), "Origami – Folded Plate Structures, Architecture", The Proceeding of 10th World Conference on Timber Engineering (WCTE), Miyazaki, Japan.
- موسوی، ف.، و داودآبادی فراهانی، ح.، (۱۳۹۸)، "ارائه طرح ترکیبی از سازه‌های اورینگامی و قیچی سان به‌عنوان سایه‌بان‌های متحرک متصل به ساختمان"، مجله‌ی نخبگان علوم و مهندسی، جلد ۴، شماره ۱، صفحه ۴۰-۵۲.
- Osório, F., Paio, A., and Oliveira S., (2014), "KOS- Kinetic Origami Surface", Rethinking Comprehensive Design: Speculative Counterculture, Proceedings of the 19th International Conference on Computer-Aided Architectural Design Research in Asia (CAADRIA 2014), Kyoto, pp. 201-210.

12. Samuelsson, C., Vestlund. B., (2015), “*Structural Folding A parametric design method for origami architecture*”, Master’s thesis in Structural Engineering and Building Technology, Department of Applied Mechanics, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.
13. <https://www.farshidmoussavi.com/node/15>, Accessed May 12’ 2021.
14. <https://www.world-architects.com/en/nadaaaa-boston/project/helios-house>, Accessed May 10’ 2021.
15. <https://www.archdaily.com/899963/i-will-be-with-you-whatever-studio-morison>, Accessed September 18’ 2021.

مطالعه رفتار فشاری و کششی و خمشی ملات پودر لاستیکی ساخته شده از سیمان پرتلند مرکب

مهران محمدی^۱، مهدی ادیبی^۲، مصطفی فرهادی قولیانلو^۳

۱- مهران محمدی، عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه بجنورد

۲- مهدی ادیبی، عضو هیئت علمی گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه بجنورد

۳- مصطفی فرهادی قولیانلو، کارشناسی مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه بجنورد

m.mohamadi@ub.ac.ir

خلاصه

در این مطالعه آزمایشگاهی با رویکرد زیست محیطی و در جهت بکارگیری زباله های تایلر فرسوده و همچنین کاهش مصرف کلینکر، تاثیر بکارگیری پودر لاستیک در ملات ساخته شده از سیمان پرتلند مرکب مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق، بیش از ۵۰۰ نمونه آزمایشگاهی در طرح اختلاط های مختلف ساخته و با تغییرات هدفمند در نسبت های طرح اختلاط، تغییرات خواص مکانیکی ملات بررسی شده است. پارامتر متغیر در طرح های اختلاط مورد بررسی، عیار سیمان و میزان آب می باشد، و در عین حال نسبت آب به سیمان در نمونه ها ثابت و برابر ۰.۶ در نظر گرفته شده است. با توجه به تاثیرات وجود لاستیک بر ساختار ملات و میزان واکنش های هیدراتاسیون سیمان، مقاومت فشاری و کششی و خمشی آن مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحقیق نشان می دهد با انتخاب طرح اختلاط مناسب می توان تاثیرات منفی استفاده از پودر لاستیک در کاهش مقاومت های فشاری، کششی و خمشی ساختار ملات را در دوران عمر آن به حداقل رسانید.

کلمات کلیدی: ملات ماسه سیمان، سیمان پرتلند مرکب PCC، رفتار کششی، پودر لاستیک

۱. مقدمه

همه ساله میلیون ها لاستیک دور انداخته می شوند و تخمین زده می شود تقریباً یک میلیارد لاستیک هر ساله به پایان عمر خود می رسد و از این میزان، بیش از ۵۰٪ بدون هیچگونه کاربردی در محل های دفع زباله رها می شوند و پیش بینی می شود تا سال ۲۰۳۰، به رقم ۵ میلیارد لاستیک در سال خواهیم رسید [۱]. سوزاندن لاستیک که ساده ترین و ارزاترین روش دفع آن می باشد، خطرات جدی در محیط زیست ایجاد می کند. یکی از راه حل ها، استفاده از پودر تایر لاستیک در بتن می باشد. امروزه محدود بودن منابع موجود و اهمیت حفظ محیط زیست، لزوم بازیافت مواد و مصالح را بیش از پیش اجتناب ناپذیر کرده است [۲]، ترک ها در بتن علاوه بر آثار نامطلوب بر ظاهر بتن سبب کاهش مقاومت و دوام آن می شوند. یکی از دغدغه های مهم در مورد بتن و به ویژه بتن های مورد استفاده در کف سازی ها و رويه های بتنی بحث ترک خوردگی ناشی از جمع شدگی بتن است. از جمله راهکارهای کاهش اثرات ترک های جمع شدگی استفاده از الیاف در بتن است [۳] در حالی که استفاده از بتن به عنوان یک محصول پر کاربرد ساختمانی نقش بسیار مهمی را ایفا می کند [۴]. مطالعات نشان می دهد که آینده ای امیدوارکننده برای استفاده از پودر لاستیک به عنوان جزئی از بتن به عنوان جایگزین سنگدانه وجود دارد. در تحقیقات مشخص شده است که بتن کارآمد را می توان با مخلوط پودر لاستیک ضایعات تهیه کرد. همچنین برای تهیه بتن برای مقاصد خاص، بتن لاستیکی ضمن سبک تر بودن، مقاومت بالایی در برابر ذوب و یخبندان، سولفات و اسید نشان می دهد و همچنین مقاومت خوبی در برابر حمله و نفوذ یون کلرید دارد [۱]. نتایج بررسی های ختیب و همکاران نشان داد که در لایه های بتنی دارای پودر لاستیک شاهد

مقاومت لغزشی بیشتر، کاهش ترک خستگی و عمر مفید طولانی تر نسبت به مخلوط بتنی معمولی می‌باشیم [۵]. بسیاری از محققان عنوان کردند که با استفاده از لاستیک، مقاومت بتن در برابر سایش بهبود می‌یابد [۱]. همچنین مطابق با تحقیقات انجام شده، بتن لاستیکی برای کاربردهای دمای بالا مناسب نیست اما مشخص شد که در جذب صدا از بتن ساده موثرتر است [۱]. دامپاتی و همکاران در سال ۲۰۱۳ در مطالعاتی اثر افزودن فیبر پلی استر به ملات ماسه سیمان را بررسی نمودند و مشخص شد مقاومت کششی ملات ماسه سیمان با افزودنی مذکور در طرح اختلاط مناسب بیش از ۳۰٪ در سن ۷ روز و بیش از ۷۰٪ در سن ۲۸ روز افزایش می‌یابد [۶]. وانگ و همکاران در مطالعات خود در سال ۲۰۱۳ دریافتند سرعت پالس اولتراسونیک با افزودن پودر لاستیک در بتن خود متراکم کاهش بیشتری یافته و مقاومت الکتریکی با افزودن پودر افزایش یافته است. علاوه بر این، رابطه خطی مطلوبی میان سرعت پالس اولتراسونیک و مقاومت الکتریکی با مقاومت فشاری وجود دارد. افزودن پودر لاستیک به مقدار ۵٪ باعث افزایش چشمگیر در مقاومت در برابر خوردگی سولفات شده است، به طوریکه استفاده از پودر لاستیک تیر ضایعات می‌تواند دوام بتن خود تراکم را افزایش دهد [۷]. در پژوهشی از دانشگاه کالیفرنیا که توسط کریستوفر و همکاران منتشر شد، نشان داده شده است با افزودن مواد لاستیکی و پلاستیکی به ملات ماسه سیمان و بکار گیری سنگدانه های کم وزن مصنوعی اگر چه مقاومت فشاری کاهش می‌یابد ولی مقاومت کششی افزایش یافته است [۸]. بررسی تجربی الریا و همکاران نشان داد که افزودن ذرات لاستیکی، همزمان باعث کاهش وزن مخصوص بتن و هدایت حرارتی می‌شود. به طور خاص، افزودن ۳۰٪ به میزان ذرات پلی اورتان (PU) در حجم بتن، وزن واحد مواد و هدایت حرارتی کامپوزیت را ۲۰٪ کاهش می‌دهد؛ در حالی که مقاومت فشاری آن هنوز بالاتر از ۱۵ مگاپاسکال (مقدار آستانه برای بتن سازه) باقی مانده است [۹]. نتایج بررسیهای اوی کونومو و ماوریدو در سال ۲۰۰۹ کاهش در خصوصیات مکانیکی بتن پلاستیک را نشان داد، در حالی که در برابر افزایش نفوذ یون کلرید مقاومت بیشتری از جانب بتن مشاهده شده است [۱۰]. این امر حاکی از آن است که ملات و محصولات بتنی اصلاح شده با استفاده از دانه های لاستیکی به عنوان جایگزینی جزئی برای ماسه، می‌تواند در برنامه هایی که در آن مقاومت بالایی در برابر نفوذ یون کلرید خواسته شده است و خواص مکانیکی از اهمیت ویژه ای برخوردار نیستند، استفاده شود. کاهش نفوذ یون کلرید در ملات های سیمانی و بتن، پتانسیل خوردگی آرماتورهای تعبیه شده را کاهش می‌دهد که از اهمیت عملی زیادی برخوردار است [۱۰]. بتن اصلاح شده با بتن لاستیکی تیر می‌تواند برای کاربردهای ویژه در جایی که درخواست اصلی برای خواص مکانیکی نیست، از جمله در تولید موانع صوتی و بلوک های سیمانی، به عنوان دیوارهای بتنی سبک، و همچنین در سازه هایی که در معرض محیط های تهاجمی قرار دارند، سودمند باشد [۱۰]. چنانچه مشاهده می‌شود تحقیقاتی در مورد استفاده از پودر لاستیک در بتن انجام شده است، لذا در تحقیق پیش رو سعی شده است با بهره گیری از یک برنامه مدون آزمایشگاهی، استفاده از پودر لاستیک در ملات های ماسه سیمان مورد ارزیابی قرار گیرد. در طرحهای اختلاط به کار رفته برای ساخت ملاتهای مورد نظر، علاوه بر حذف شن از نسبت های آب به سیمان بیشتری نسبت به نمونه های بتنی استفاده شده است. همچنین به دلایل زیست محیطی به جای استفاده از سیمان پرتلند معمولی (OPC) از سیمان پرتلند مرکب (PCC) استفاده شده است. توجه به رفتار کششی ملات ساخته شده با استفاده از پودر لاستیک و ریزساختار آن نیز از خصوصیات بارز این تحقیق می‌باشد.

۲. روش پژوهش، معرفی مصالح مورد استفاده در این تحقیق آزمایشگاهی

۱.۲. سیمان

در این تحقیق برای تهیه ملات از سیمان پرتلند مرکب^۱ (PCC) کارخانه سیمان شهر بجنورد استفاده شده است. این سیمان به لحاظ خواص فیزیکی نزدیک به سیمان پرتلند ۳۲۵ - ۱ و به لحاظ شیمیایی به سیمان پرتلند پوزولانی شبیه است. سیمان پرتلند مرکب نرمی بالایی دارد که موجب جذب آب هیدراتاسیون بیشتر و ایجاد شرایط مناسب تر جهت افزایش بیشتر مقاومت ملات سیمان می‌گردد، بطوریکه رشد مقاومت این نوع سیمان با شیب مناسبی آغاز شده و پس از ۲۸ روز نیز ادامه می‌یابد. ترکیب این سیمان شامل ۸۰٪ کلینکر و ۲۰٪ ترکیبات معدنی است، لذا از دید زیست محیطی و اقتصادی به خاطر استفاده کمتر از کلینکر امتیازاتی را دارا می‌باشد. مراقبت و آبدهی نمونه های ساخته شده با این سیمان در دوره گیرش آن نسبت به نمونه های ساخته شده با سیمان معمولی از اهمیت بالایی برخوردار است و نیاز به دوره طولانی تری برای گیرش دارد.

از امتیازات دیگر این سیمان می‌توان به پایین بودن حرارت حاصل از واکنش آب با این سیمان اشاره کرد که باعث می‌شود گرمای حاصله بتدریج و همزمان با سفت شدن ملات سیمان خارج شده و از ترک خوردن سطوح قطعه سیمانی جلوگیری می‌نماید. مطالعات نشان می‌دهد اگر چه مقاومت اولیه آن تا حدودی در مقایسه با سیمان پرتلند معمولی کمتر است ولی مقاومت نهایی ۹۰ روزه ملات سیمان مرکب PCC به سیمان پرتلند معمولی OPC نزدیک است [۱۱].

¹ Portland Composite Cement

۲.۲. پودر لاستیک

در این پژوهش، پودر لاستیک به مقدار ۵٪ وزن ماسه برای به کارگیری در طرحهای اختلاط ملات سیمانی در نظر گرفته شده است. برای انتخاب میزان پودر لاستیک مناسب از تحقیقات انجام شده در گذشته استفاده شده است. در تحقیقات فدروف و همکاران میزان ۵٪، ۷.۵٪ و ۱۰٪ وزن سنگ دانه‌های درشت با لاستیک خرد شده و پودر لاستیک جایگزین شده است. نتایج تحقیق نشان داد به طور کلی، مقاومت فشاری با افزایش درصد جایگزینی لاستیک در بتن کاهش می‌یابد، اما کمترین میزان کاهش در مقاومت فشاری بتن مربوط به جایگزینی ۵٪ سیمان توسط لاستیک می‌باشد (کم‌تر از ۵٪). همچنین استحکام کششی بتن با افزایش درصد جایگزینی لاستیک در بتن کاهش می‌یابد. مهمترین دلیل این تغییرات، عدم انطباق مناسب بین لاستیک و ماتریس خمیر سیمان است، زیرا عدم وجود پیوند مناسب نقش کلیدی در کاهش مقاومت کششی دارد. استحکام کششی بتن حاوی لاستیک خرد شده (جایگزینی برای سنگدانه‌ها) کمتر از بتن حاوی پودر لاستیک (برای جایگزینی سیمان) است [۱۲]. علاوه بر این، در پژوهش وانگ و همکاران افزودن پودر لاستیک به مقدار ۵٪ با ذرات ریزتر از ۰.۳ میلی‌متر به عنوان بهترین سطح جایگزینی با سنگدانه‌ها پیشنهاد شده است [۷]. بنابراین در این پژوهش نیز میزان جایگزینی پودر لاستیک با توجه به تحقیقات پیشین برابر با ۵٪ وزن ماسه در نظر گرفته شد. اندازه دانه‌های پودر لاستیک نیز در هماهنگی با دانه‌های ماسه مورد استفاده کوچکتر از ۰.۸ میلی‌متر می‌باشند (شکل ۱-الف).

۳.۲. ماسه

در مورد ماسه‌ها با توجه به استاندارد دانه بندی مربوط به ملات، ابتدا ماسه‌ها از الک نمره ۸ عبور داده سپس ضمن بازدید کلی آن از لحاظ تمیزی و سلامت سنگدانه‌ها برای کلیه طرح اختلاط‌ها ماسه لازم حداقل به مدت ۲۴ ساعت داخل اون (گرمخانه) قرار گرفت تا رطوبت سنگدانه‌ها گرفته شود و تاثیری در طرح اختلاط نداشته باشد. دانه بندی ماسه مورد استفاده منطبق بر محدوده منحنی استاندارد ماسه می‌باشد. نمونه مصالح به کار گرفته شده در طرح اختلاط شامل ماسه و سیمان و پودر لاستیک قبل از ترکیب با آب در شکل ۱-الف نشان داده شده است.



شکل ۱- ب: کنترل دمای آب برای عمل آوری



شکل ۱- الف: مخلوط سیمان، پودر لاستیک و ماسه قبل از اختلاط با آب

۳. برنامه آزمایشگاهی

در این مطالعه آزمایشگاهی برای آزمایشات انجام شده بر روی ملات از استانداردهای آمریکایی ASTM(C348,C190) و همچنین استاندارد های اروپایی EN197-1:2000 و CRD-C 260-01 و استاندارد ملی ایران INSO706-2 استفاده شده است. موضوع اصلی در این تحقیق بررسی تاثیر استفاده از پودر لاستیک در خواص ملاتهای ماسه سیمان پرکاربرد بوده است و از این رو طرح اختلاط های انتخاب شده، با اضافه کردن پودر لاستیک به میزان ۵ درصد وزن ماسه دوباره تکرار شدند. در این پژوهش طرح های اختلاط متفاوتی با نسبت آب به سیمان یکسان (۰.۶) و مقدار سیمان متفاوت تهیه شده است (جدول ۱). نسبت آب به سیمان به کار رفته در این تحقیق در مطالعات قبلی کمتر مورد بررسی قرار گرفته است و با هدف رسیدن به ملات های روان تر و با کارپذیری مناسب طراحی شده است. طرح اختلاط های A تا G در جدول ۱، طرح اختلاط های شاهد و طرح اختلاط های AP تا GP طرح اختلاط های هدف هستند که با پودر لاستیک تکرار شده‌اند. با دقت در طرح اختلاطهای انتخاب شده مشخص می‌شود هر چند نسبت آب به سیمان ثابت است ولی با افزایش سیمان و ثابت بودن مقدار ماسه، نسبت ماسه به سیمان و در نهایت نسبت میزان خمیر سیمان به کل ملات تغییر کرده است.

جدول ۱: جزییات طرح اختلاط های مورد استفاده در مدل آزمایشگاهی

پودر لاستیک (گرم)	ماسه (گرم)	سیمان (گرم)	آب (گرم)	نسبت ماسه به سیمان S/C	نسبت آب به سیمان W/C	طرح اختلاط
R(gr)	S(gr)	C(gr)	W(gr)			
-	9600	2800	1680	3.42	0.6	A
480	9600	2800	1680	3.42	0.6	AP
-	9600	3000	1800	3.2	0.6	B
480	9600	3000	1800	3.2	0.6	BP
-	9600	3200	1920	3.0	0.6	C
480	9600	3200	1920	3.0	0.6	CP
-	9600	3400	2040	2.82	0.6	D
480	9600	3400	2040	2.82	0.6	DP
-	9600	3600	2160	2.66	0.6	E
480	9600	3600	2160	2.66	0.6	EP
-	9600	3800	2280	2.52	0.6	F
480	9600	3800	2280	2.52	0.6	FP
-	9600	4000	2400	2.4	0.6	G
480	9600	4000	2400	2.4	0.6	GP

برای بررسی خواص مکانیکی ملات سیمانی مورد بررسی با استفاده از طرح اختلاط های جدول شماره ۱ و مطابق با استانداردهای یاد شده، نمونه های استاندارد کششی، فشاری و خمشی ساخته شدند و در عمر های مختلف مورد آزمایش قرار گرفتند تا نحوه تغییرات مقاومت آنها مشخص گردد. نمونه های فشاری و بریکت های پایونی کششی و همچنین نمونه های خمشی به صورت ۳ تایی قالب گیری شدند تا حداقل تعداد استاندارد در هر عمر بارگذاری رعایت گردد. در مجموع، از هر نمونه، چهار سری سه تایی تهیه شد.

در انجام این تحقیق مطابق با استاندارد کارهای آزمایشگاهی، اگر مقاومت نمونه ای با مقاومت متوسط باقی نمونه های مشابه که همزمان آزمایش شده اند، بیش از ۱۵٪ تفاوت داشت، حذف می گردید. همچنین نمونه هایی که دارای معایب ظاهری بودند، از برنامه آزمایش حذف شدند. ابعاد نمونه ها نیز کنترل گردید تا کمتر از ۲٪ با استاندارد فاصله داشته باشد. دمای هوا در محل انجام آزمایش و در طول انجام تستها در محدوده بین ۲۰ تا ۲۷.۵ درجه سانتیگراد تنظیم گردید. نتایج آزمایشها نشان می داد عدم توجه به تنظیم دمای محل عمل آوری نمونه های ملات و کاهش آن، باعث کاهش مشخص نتایج مقاومت نمونه های ملات می گردید. نمونه هایی که عمل آوری آن خارج از دمای مذکور بود نیز از فرآیند آزمایش حذف گردیدند (شکل ۱-ب).

۴.۴ ارزیابی نتایج آزمون

۴.۴.۱ وزن مخصوص ملات

در این پژوهش ۷ طرح اختلاط مختلف از نمونه های با پودر و بدون پودر مورد بررسی قرار گرفت و برای هر طرح اختلاط، ۱۲ نمونه ساخته شد. جرم حجمی ملات در طرح اختلاط مبنا به خاطر نداشتن شن و درشت دانه از جرم حجمی بتن کمتر بوده و به طور متوسط برابر با ۲.۳ گرم بر سانتیمتر مربع

اندازه گیری گردید. در حالی که جرم حجمی متوسط ملات حاوی ۵٪ درصد پودر لاستیک اضافه شده برابر با ۲ گرم بر سانتیمتر مربع اندازه گیری شد، که در حدود ۱۵ درصد کاهش را نشان می دهد. جرم حجمی پودر لاستیک فشرده نشده مورد استفاده در این پژوهش حدود ۰.۴ گرم در سانتی متر مکعب اندازه گیری شده است. بنابراین پودر لاستیک حدوداً ۴ برابر ماسه فضا اشغال خواهد کرد و این باعث کاهش جرم حجمی ملات خواهد شد. چنانچه مشاهده می شود علیرغم اضافه شدن میزان پودر لاستیک اندک به طرح اختلاط، این کاهش جرم حجمی تقریباً معنی دار بوده و در صورت عدم افت سایر خواص اصلی ملات، می تواند به عنوان یکی از امتیازات استفاده از پودر لاستیک در ملات تلقی شود که در سبکی دیوار و صرفه اقتصادی آن نقش موثری خواهد داشت.

۲.۴. یافته های خواص مکانیکی ملات

۱.۲.۴. مقاومت فشاری ملات



شکل ۲- پ:

نمونه های شکسته شده تحت آزمون فشاری



شکل ۲- ب:

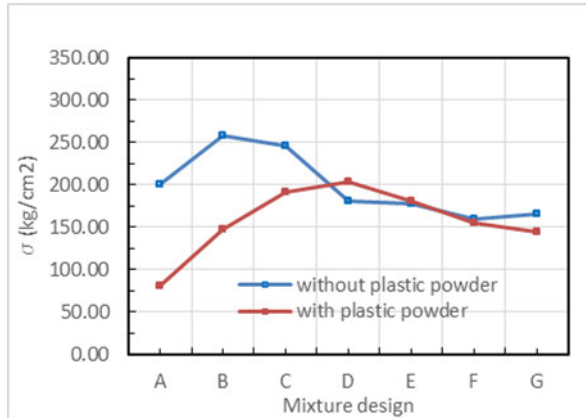
جک فشاری مورد استفاده در آزمون فشاری



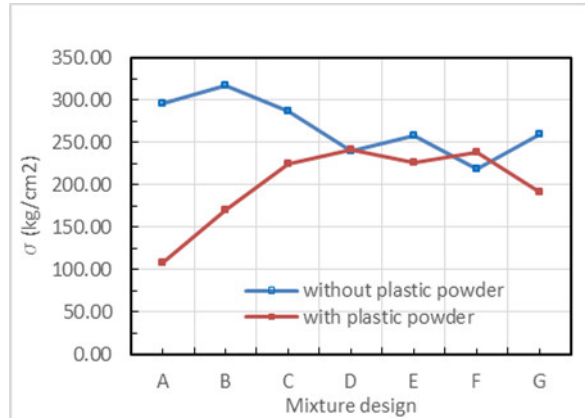
شکل ۲- الف:

قالب های برنزی به ابعاد ۵ سانتیمتر

در شکل ۲- الف و ۲- ب، قالب های برنزی ۵ در ۵ در ۵ سانتیمتر و جک فشاری مورد استفاده در این تحقیق نشان داده شده است. در شکل ۲- پ نیز نمونه های شکسته شده تحت آزمون فشاری نمایش داده شده است. در شکل ۳ نمودار های مقاومت فشاری ۷ و ۲۸ روزه برای طرح اختلاط های مختلف به صورت نمودار به نمایش گذاشته شده است. بررسی نمودار ها نشان می دهد نحوه تغییرات مقاومت فشاری ملات با ۵ درصد پودر لاستیک در طرح اختلاط های مختلف با ملات فاقد پودر لاستیک متفاوت است. روند تغییر مقاومت فشاری در ملات های بدون پودر با افزایش روانی ملات (از A تا G) کاهش اندکی داشته است، اما در طرح های دارای پودر لاستیک به نظر می رسد افزایش میزان سیمان باعث افزایش مقاومت فشاری نمونه ها شده است. همانطور که مشخص است در طرح های AP, BP, CP مقاومت فشاری نمونه ها به طور کاملاً محسوسی در مقایسه با نمونه های مینا (A, B, C) پایین تر است و عملاً افزودن پودر لاستیک به طرح مذکور باعث کاهش زیاد مقاومت فشاری ملات (بیش از ۲۰٪) شده است. اما با افزایش مقدار سیمان به طرح اختلاط های بعدی با وجود پودر لاستیک، مقاومت فشاری نمونه ها به نمونه های مینا نزدیک شده و در موارد خاصی افزایش مقاومت نیز دیده می شود. اضافه کردن پودر لاستیک در طرح اختلاط DP باعث شده است مقاومت ۲۸ روزه ملات تغییر قابل توجهی نداشته باشد. در صورتی که در طرح اختلاط FP به طور خاص شاهد افزایش ۱۰ درصدی مقاومت فشاری ملات دارای پودر لاستیک می باشیم. همچنین طرح اختلاط های EP و GP نیز به ترتیب مقدار ۱۲ و ۱۷ درصد کاهش مقاومت نسبت به E و G را نشان می دهد (جدول ۲). نکته دیگری که از مقایسه نمودار مقاومت فشاری ۷ روزه با ۲۸ روزه بدست می آید این است که نمونه های دارای پودر لاستیک در عمر ۷ روزه خود به بخش بزرگتری از مقاومت خود دست پیدا کرده اند. مقدار متوسط این افزایش برای مقاومت های فشاری، کششی و خمشی نمونه های ساخته شده به طور متوسط به ترتیب برابر با ۷، ۸ و ۱۳ درصد می باشد (جدول ۳). بنابراین می توان دریافت که نگهداری و مراقبت از ملات اجرا شده در نمونه های دارای پودر لاستیک در هفته اول از اهمیت بیشتری برخوردار می باشد.



شکل ۳-ب: میزان مقاومت فشاری ۷ روزه نمونه های آزمایشگاهی ساخته شده با پودرلاستیک و بدون آن



شکل ۳-الف: میزان مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه های آزمایشگاهی ساخته شده با پودرلاستیک و بدون آن

جدول ۲: نسبت مقاومت ۲۸ روزه نمونه های دارای پودر بر نمونه های فاقد پودر در طرح اختلاطهای مورد بررسی

طرح اختلاطهای مورد بررسی	طرح اختلاطهای مورد بررسی						
	AP/A	BP/B	CP/C	DP/D	EP/E	FP/F	GP/G
مقاومت فشاری	0.36	0.53	0.78	1.01	0.88	1.09	0.73
مقاومت کششی	0.70	0.77	0.94	1.09	0.99	1.14	0.84
مقاومت خمشی	0.63	0.71	0.80	1.06	0.92	1.19	0.93

جدول ۳: نسبت مقاومت ۷ روزه به مقاومت ۲۸ روزه نمونه های مورد بررسی در طرح اختلاطهای مختلف

نسبت مقاومت ۲۸ روزه به مقاومت ۷ روزه

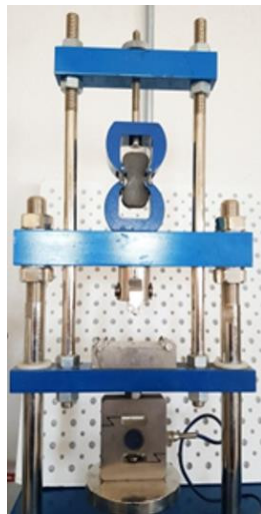
طرح اختلاط	A	AP	B	BP	C	CP	D	DP	E	EP	F	FP	G	GP
مقاومت فشاری	0.68	0.75	0.81	0.88	0.85	0.85	0.75	0.85	0.69	0.79	0.73	0.65	0.64	0.76
مقاومت کششی	0.90	0.76	0.83	0.80	0.82	0.83	0.84	0.94	0.81	0.81	0.68	0.90	0.55	0.78
مقاومت خمشی	0.78	0.70	0.72	0.84	0.79	0.84	0.69	0.79	0.75	0.81	0.61	0.88	0.66	0.84

۲.۲.۴. مقاومت کششی ملات

چنانچه در شکل ۴ مشاهده می شود، برای انجام آزمونهای کششی از نمونه های کششی بریکت (پایونی) استفاده شده است. دستگاه تست کششی نمونه های پایونی از دو گیره انبری شکل تشکیل شده است که نمونه داخل آن محکم شده و بارگذاری کششی به صورت دیجیتال تا شکست نمونه ادامه پیدا می کند (شکل ۴) برای انجام محاسبات پایه تعیین تنش کششی نیز با توجه به ابعاد نمونه بریکت پایونی و سایر مشخصات آزمایش از معادله ۱ استفاده می شود.

$$\sigma_t = \frac{F}{A} = \frac{F}{bt} = 0.16F \quad (1)$$

در این معادله، σ_t تنش کششی و F نیروی حداکثر شکست نمونه و A ، سطح مقطع نمونه و b ، عرض نمونه های بریکت پایونی در کمترین مقدار آن (کمر آن) و t ، ضخامت نمونه می باشد که هر دو برابر ۲.۵ سانتیمتر هستند نمودارهای مقاومت کششی نمونه های ۷ و ۲۸ روزه پایونی برای طرح اختلاط های مختلف در شکل ۵ به نمایش گذاشته شده است. مقایسه مقاومت کششی نمونه های ملات با پودر لاستیک و نمونه های فاقد پودر لاستیک نشانگر تفاوتی میان رفتار آنها می باشد. مشابه با آزمونهای مقاومت فشاری، روند تغییر مقاومت کششی در ملات های بدون پودر با افزایش روانی ملات (از A تا G) به صورت کاهشی بوده است، اما در طرح های دارای پودر لاستیک به نظر می رسد باز هم مشابه با آزمونهای مقاومت فشاری،

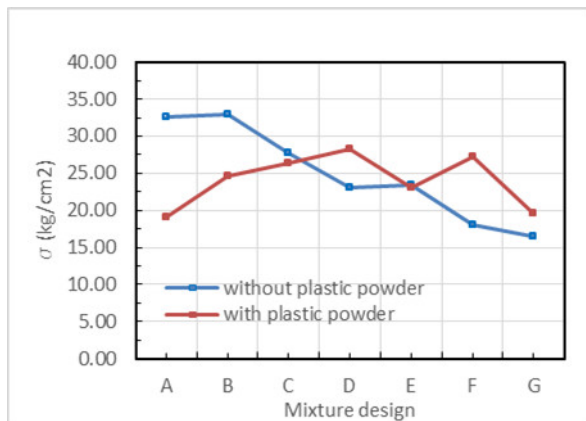


شکل ۴-ب: جک مورد استفاده در آزمون کششی

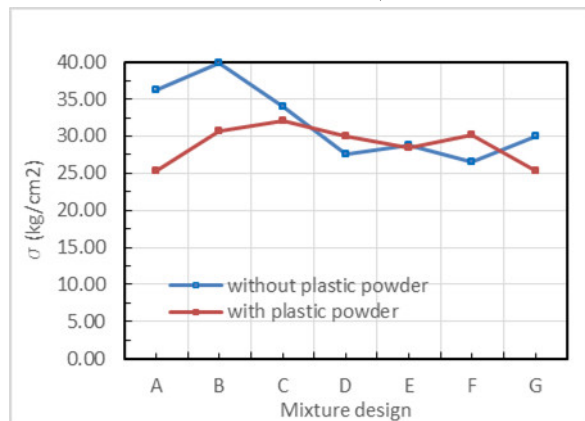


شکل ۴-الف: قالب ساخت نمونه های بریکت (پاپیونی)

افزایش میزان خمیر سیمان تعیین کننده تر بوده است و تا حد زیادی از کاهش مقاومت کششی نمونه ها جلوگیری کرده است. همانطور که مشخص است در نمونه های ساخته شده با طرح های اختلاط A و B ، افزودن پودر لاستیک باعث شده است مقاومت کششی نمونه ها به طور کاملاً محسوسی در مقایسه با نمونه های بدون پودر لاستیک کاهش یابد. اما با افزایش مقدار سیمان در طرح اختلاط های بعدی و با وجود اضافه شدن پودر لاستیک، مقاومت کششی نمونه ها به مقاومت نمونه های مینا بسیار نزدیک شده و در موارد خاصی نیز افزایش اندک مقاومت کششی نمونه ها نیز مشاهده می شود. نکته دیگر که از مقایسه نمودار مقاومت کششی ۷ روزه با ۲۸ روزه بدست می آید این است که در نمونه های دارای پودر لاستیک در عمر هفت روزه به مقاومت های کششی بیشتری نسبت به نمونه های شاهد دست یافته ایم که قابل توجه می باشد. با مقایسه همزمان تغییرات مقاومت کششی در نمونه های آزمایشگاهی با پودر لاستیک و بدون آن با تغییرات مقاومت فشاری این نمونه ها مشخص می شود که میزان کاهش مقاومت در نمونه های کششی فاقد پودر کمتر است و حتی در مواردی (FP و DP) با افزودن پودر لاستیک توانسته ایم جواب های بهتری از طرح اختلاط در مقابله با نیروهای کششی داشته باشیم (جدول ۲).



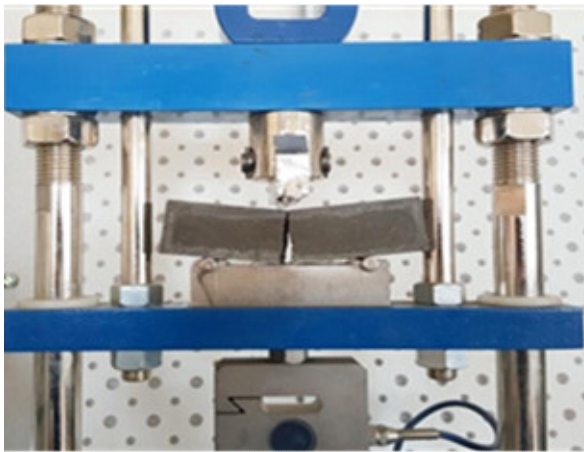
شکل ۵-ب: میزان مقاومت کششی ۷ روزه نمونه های آزمایشگاهی ساخته شده با پودر لاستیک و بدون آن



شکل ۵-الف: میزان مقاومت کششی ۲۸ روزه نمونه های آزمایشگاهی ساخته شده با پودر لاستیک و بدون آن

۳.۲.۴. مقاومت خمشی ملات

چنانچه در شکل ۶ مشاهده می شود، برای انجام آزمونهای خمشی از نمونه های ۱۶×۱۶×۱۶ سانتیمتر استفاده شده است. دستگاه تست خمشی دو تکیه گاه به فاصله ده سانتیمتر دارد و محل بارگذاری نیز دقیقاً در وسط دو تکیه گاه (فاصله ۵ سانتی متری از آنها) می باشد. بارگذاری با سرعت استاندارد شروع می شود و توسط سنسور نیرو روی مانیتر نمایش داده می شود و تا شکستن نمونه ادامه می یابد. (شکل ۶).



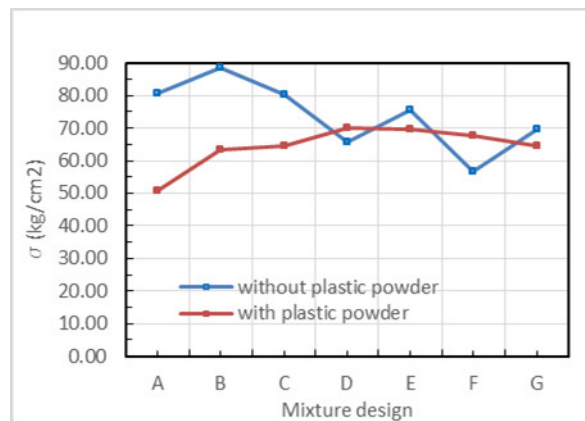
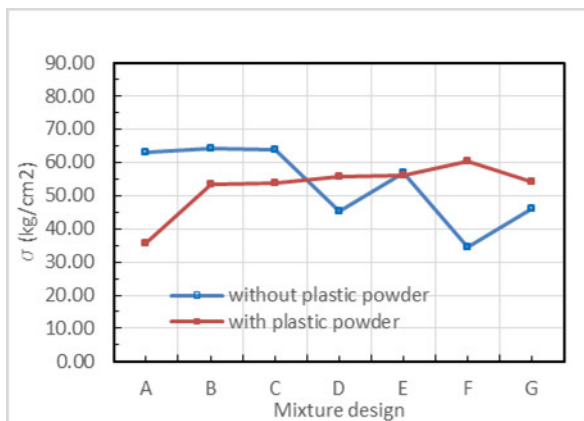
شکل ۶-ب: جک فشاری مورد استفاده در آزمون خمشی

شکل ۶-الف: قالب ساخت نمونه های خمشی

برای انجام محاسبات پایه تعیین تنش خمشی نیز با توجه به ابعاد نمونه و سایر مشخصات آزمایش از معادله ۲ استفاده می شود.

$$\sigma_{\max.b} = \frac{12PLd}{8d^2} = \frac{3PL}{2d^3} = 0.234375P \quad (2)$$

که در آن P مقدار بار وارده و L، فاصله تکیه گاه و d، فاصله دورترین تارهای کششی یا فشاری مقطع از محور خم می باشد. اولین نکته مهمی که در بررسی رفتار خمشی نمونه های دارای پودر لاستیک به چشم می خورد، تفاوت در نحوه گسیختگی نمونه بود، به نحوی که شکستگی نمونه های دارای پودر لاستیک بر خلاف دیگر نمونه ها به صورت ناگهانی رخ نمی داد و میزانی شکل پذیری از خود نشان می داد. در شکل ۷ الف و ب، نمودارهای مقاومت خمشی نمونه های ۷ و ۲۸ روزه برای طرح اختلاطهای مختلف و در ملات های با پودر و بدون پودر به نمایش گذاشته شده است.



شکل ۷-ب: میزان مقاومت خمشی ۷ روزه نمونه های آزمایشگاهی ساخته شده با پودر لاستیک و بدون آن

شکل ۷-الف: میزان مقاومت خمشی ۲۸ روزه نمونه های آزمایشگاهی ساخته شده با پودر لاستیک و بدون آن

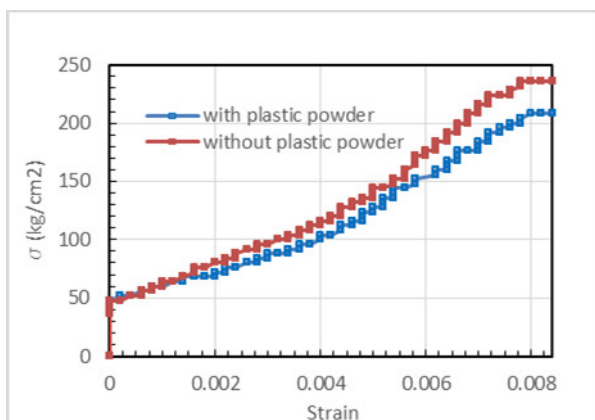
با دقت در نمودارهای تغییرات مقاومت خمشی نمونه های آزمایش شده می توان دریافت که مشابه با آزمونهای مقاومت فشاری و کششی، روند تغییر مقاومت خمشی در ملات های بدون پودر با افزایش روانی ملات (از A تا G) به صورت کاهشی بوده است، اما در طرح های دارای پودر لاستیک به نظر می رسد افزایش میزان خمیر سیمان تعیین کننده تر بوده است و تا حد زیادی از کاهش مقاومت خمشی نمونه ها جلوگیری کرده است. در طرح اختلاط های حاوی پودر لاستیک و با میزان نسبت سیمان بالاتر، مقاومت ها به نمونه های مینا بسیار نزدیک شده و در موارد خاصی شاهد افزایش مقاومت خمشی نیز هستیم. چنانچه در جدول ۲ مشاهده می شود، در نمونه های حاوی پودر لاستیک و ساخته شده با طرح اختلاط DP و FP، به ترتیب شاهد افزایش ۶ و ۱۹ درصد مقاومت خمشی نمونه های ملات می باشیم و در نمونه EP، و GP نیز حدود ۸ درصد کاهش در مقاومت خمشی نسبت به

نمونه های مبنا دیده می شود. نکته دیگری که در مقایسه نمودار های مقاومت خمشی با نمودار های نمونه های فشاری و کششی مشخص می گردد، این است که حد مقاومت خمشی ملات تنها متأثر از تنش های کششی ملات نمی باشد و رفتار پلاستیک ملات باعث می شود شاهد افزایش بیشتر مقاومت خمشی نمونه های ملات نسبت به نمونه های کششی آنها باشیم.

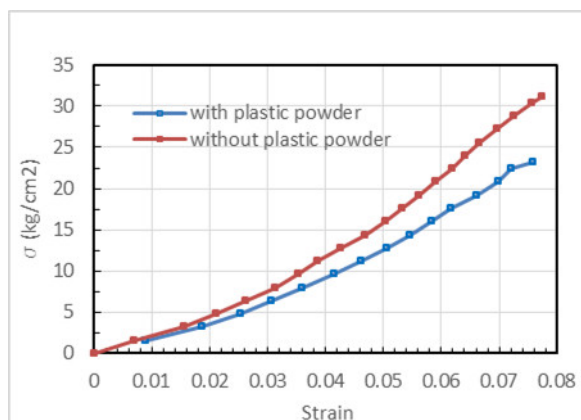
۳.۴. منحنی تنش و کرنش فشاری و کششی ملات

منحنی رفتاری تغییرات تنش-کرنش نمونه های ملات مبنا و دارای پودر لاستیک به ترتیب برای رفتار کششی و فشاری در شکل ۸-الف و ۸-ب نشان داده شده است.

همانطور که قبلاً اشاره شد و در شکل ۸-الف مشخص است میزان تنش های کششی ماکزیمم نمونه های ملات ساده و ملات ساخته شده با پودر لاستیک در نمونه های منتخب A و AP (خط چین) به ترتیب برابر با ۳۰.۵ و ۲۰.۲۷ مگاپاسکال می باشد که کاهش برابر با ۲۵ درصد را در نمونه های ساخته شده با استفاده از پودر لاستیک در گروه A را نشان می دهد. همچنین میزان تنش های فشاری ماکزیمم نمونه های ملات ساده و ملات ساخته شده با پودر لاستیک در نمونه های منتخب C و CP (خط چین) به ترتیب برابر با ۲۳.۱۴ و ۲۰.۳۹ مگاپاسکال می باشد که کاهش برابر با ۱۲ درصد را در نمونه های ساخته شده با پودر لاستیک نشان می دهد. نسبت میان حداکثر تنش فشاری به کششی در ملات ساده و دارای پودر نیز به ترتیب برابر با ۷.۵ و ۸.۹ برابر می باشد. چنانچه در شکل های ۸-الف و ۸-ب دیده می شود میزان کرنش حداکثر فشاری و کششی در ملات های پودری کاهش پیدا نکرده است که همین امر باعث کاهش مدول الاستیسیته در این ملات ها و رفتار نرم تر آنها می شود. نسبت میان حداکثر کرنش کششی به فشاری نیز در ملات های ساده و بدون پودر حدوداً برابر با ۱۰ می باشد.



شکل ۸-ب: منحنی تنش و کرنش رفتار فشاری نمونه های ملات سیمانی ساخته شده با پودر لاستیک و بدون آن



شکل ۸-الف: منحنی تنش و کرنش رفتار کششی نمونه های ملات سیمانی ساخته شده با پودر لاستیک و بدون آن

۴. نتیجه گیری

در این مطالعه آزمایشگاهی، تاثیر بکارگیری پودر لاستیک در ملات ساخته شده از سیمان پرتلند مرکب مورد بررسی قرار گرفته است. بیش از ۵۰٪ نمونه آزمایشگاهی در طرح اختلاط های مختلف ساخته و آزمایش های کششی و فشاری و خمشی بر روی آنها در عمر های مختلف انجام شده است. پارامتر متغیر در طرح های اختلاط مورد بررسی، عیار سیمان و میزان آب می باشد، در عین حال نسبت آب به سیمان در نمونه ها ثابت و برابر ۰.۶ در نظر گرفته شده است. میزان افزودنی لاستیک به نمونه های ملات نیز برابر با ۵ درصد در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر در طرح اختلاط های مورد بررسی، نسبت ماسه به سیمان و در نهایت نسبت میزان خمیر سیمان به کل ملات تغییر می کند. نتایج حاصل از این تحقیق را می توان بدین ترتیب بیان نمود.

۱. با افزایش مقدار سیمان در طرح اختلاط ها با وجود پودر لاستیک، مقاومت های فشاری، کششی و خمشی به نمونه های مبنا بسیار نزدیک شده و در موارد خاصی شاهد افزایش مقاومت کششی و خمشی از مقاومت نمونه های مبنا نیز هستیم.

۲. با افزودن ۵٪ پودر لاستیک ضمن اثرات مثبت این افزودنی در ضربه پذیری و کنترل تنش های حرارتی و همچنین کاهش جرم حجمی، در طرح اختلاط هایی با نسبت ماسه به سیمان بین ۲.۵ تا ۳ (طرح اختلاط های EP، DP و FP)، و نسبت آب به سیمان ۰.۶ در میزان مقاومت فشاری ملات نیز کاهش محسوسی دیده نشده است. در همین طرح اختلاط ها در نمونه های کششی و خمشی حتی با افزودنی پودر لاستیک جواب های بهتری نسبت به حالت بدون پودر گرفته شده است. در میان این طرح اختلاط ها با توجه به مصرف کمتر سیمان در طرح DP، این طرح اختلاط به عنوان گزینه مناسب پیشنهاد می گردد.

۳. علیرغم کاهش نسبی مقاومتها، میزان کرنش حداکثر فشاری و کششی در ملاتهای پودری کاهش پیدا نکرده است که همین امر باعث کاهش مدول الاستیسیته در این ملاتها و رفتار نرمتر آنها می شود.

۴. با در نظر گرفتن نتایج مقاومت های فشاری، کششی و خمشی نمونه های ملات، طرح اختلاط های با نسبت ماسه بیشتر و سیمان کمتر همچون طرحهای AP، BP و CP، پیشنهاد نمی گردد.

مراجع

- [1] Blessen Skariah Thomas ,Ramesh Chandra Gupta, (2016) "A comprehensive review on the applications of waste tire rubber in cement concrete" Renewable and Sustainable Energy Reviews ,54 1323–1333.
- [۲] احمدی، محسن، حسنی، ابوالفضل، سلیمانی کرمانی، محمدرضا. (۱۳۹۳). نقش الیاف فلزی بازیافتی از لاستیک خودرو بر بتن
- [۳] افضلی نینزو، اویس، دوست محمدی، علیرضا، سبحانی، جعفر. (۱۳۹۸). بررسی اثر الیاف میکرو و ماکروسنتتیک بر جمع شدگی ناشی از خشک شدن بتن مقید. مصالح و سازه های بتنی، ۴(۲)، ۱۱۴-۱۲۹.
- [۴] عقیلی لطف، میلاد، رضائیان پور، امیر محمد، حبیبی، علیرضا. (۱۳۹۷). امکان سنجی کاربرد پودر بازیافتی حاوی سنگدانه های بازیافتی ناشی از نخاله های ساختمانی. تحقیقات بتن، ۷(۲)، ۵۷-۶۸. بتنی به عنوان جایگزین سیمان و فیلر در ملات بنایی. تحقیقات بتن، ۱۱(۴)، ۱۳۳-۱۴۳.
- [5] Khatib, ZK and Bayomy, FM., (1999), "Rubberized portland cement concrete,"ASCE J Mater Civil Eng, 11(3), pp206–13.
- [6] Damyanti G Badagha, C D Modhera.(2013). STUDIES ON HARDEN PROPERTIES OF MORTAR USING POLYESTER FIBRE, IJAET. Vol. 6, Issue 3, pp. 1154-1159
- [7] Wang Her Yung , Lin Chin Yung, Lee Hsien Hua, (2013) "A study of the durability properties of waste tire rubber applied to self-compacting concrete" Construction and Building Materials 41 , 665–672
- [8] Christopher W. Swan, Alyssa M. Bonora.(2017). Compressive Flexural, and Tensile Strengths of Various Mortar Mixes Containing Syntheti Lightweight Aggregate, (WOCA) Conference in Lexington, KY
- [9] Valeria Corinaldesi, Alida Mazzoli, Giacomo Moriconi (2011) "Mechanical behaviour and thermal conductivity of mortars containing waste rubber particles" Materials and Design 32 , 1646–1650
- [10] N. Oikonomou , S. Mavridou ,(2009) "Improvement of chloride ion penetration resistance in cement mortars modified with rubber from worn automobile tires" Cement & Concrete Composites 31 , 403–407
- [11] M A Caronge, M W Tjaronge, H Hamada, R Irmawaty." Effect of water curing duration on strength behaviour of portland composite cement (PCC) mortar" .(2017). IOP Conf. Materials Science and Engineering, doi:10.1088/1757-899X/271/1/012018
- [12] Fedroff, D and Ahmad, S and Savas, BZ., (1996), "Mechanical properties of concrete with ground waste tire rubber," Transportation Research Board, pp66–72

بررسی اتصال جوشی جان وبال تقویت شده در اتصال تیر به ستون در قاب خمشی فولادی

سید مظفر داوری^۱

۱-، استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد کرمان، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمان، ایران.
(sm_davari@iauk.ac.ir)

خلاصه

باتوجه به کاربرد روز افزون ستون های کامپوزیت در ساختمان های بلند مرتبه و عملکرد مناسب آن ها در زلزله، همچنین لرزه خیز بودن اکثر مناطق کشور، سعی شده است رفتار لرزه ای و سازه ای این ستون ها در برابر زلزله، بیشتر مورد بررسی قرار گیرد. این مقاله به بررسی عوامل موثر بر طراحی یکی از انواع دیافراگم های عبوری که در محل اتصال ستون فولادی و تیر فولادی I شکل قرار دارد، می پردازد. آنالیز اجزا محدودی تحت بار لرزه ای برای بررسی رفتار و پیش بینی مدل شکست میباشد. یکی از عوامل تعیین کننده حالت فروپاشی محل تشکیل مفصل پلاستیک است. با تقویت اتصال این مفصل با فاصله از بر تکیه گاه تشکیل می شود، لذا از دیافراگم عبوری مناسب جهت تقویت اتصال، افزایش مقاومت، تغییر شکل مناسب و جذب انرژی خوب استفاده می شود. نرم افزار مورد استفاده برای مدل سازی و تحلیل، آباکوس می باشد. بررسی منحنی لنگر-چرخش حاصل از آنالیز غیر خطی نرم افزار، نشان دهنده پایداری خوب این سیستم می باشد و نشانه ای از زوال انرژی یا کاهش سختی ناگهانی در آن وجود ندارد.

کلمات کلیدی: اتصال جوش، تقویت شده، فولادی، قاب خمشی

۱. مقدمه

زلزله ۱۷ ژانویه ۱۹۹۴ نورتریج واقع در ایالات کالیفرنیا آمریکا، نقطه عطفی در تاریخ اتصالات فولادی جوش به حساب می آید. در اثر این زلزله، تعدادی از ساختمانهای فولادی جوشی با قابهای خمشی در ناحیه اتصالات تیر به ستون دچار شکست شدند. در پی آن زلزله و آسیبهای ناشی از آن، معیارهای طراحی اتصالات قاب خمشی ویژه مورد تجدید نظر و بازنگری واقع شده و به دنبال آن انواع گوناگونی از اتصالات خمشی فولادی معرفی گردید. در این حادثه اتصالات خمشی موجود در قابهای خمشی دچار آسیب دیدگی های قابل توجهی از جمله ترک در جوش شیار بانفوذ کامل شدند که منجر به تردشکن بودن این قبیل اتصالات شد. این در حالیست که از این اتصالات توقع شکل پذیری قابل توجهی در قابهای خمشی ویژه میرفت؛ بنابراین با توجه به مشاهدات به دست آمده و تحقیقات صورت گرفته، این نوع اتصالات معیوب بوده و نیاز به مقاومسازی داشتند. براساس نتایج بدست آمده از تحقیقات پژوهشگران، مبنایی برای طراحی این اتصالات و همچنین مقاومسازی آنها ارائه داده شد که شامل دو ایده بود: 1 تقویت اتصال 2 تضعیف تیر که اساس آئیننامه های امروزی از جمله AISC در بخش طراحی لرزه های میباشد در این روشها هدف این است که مفصل پلاستیک در تیر دور از وجه ستون تشکیل شده و از بروز شکست ترد جلوگیری شود و همچنین در هنگام زلزله، سازه وارد ناحیه غیرخطی شده و استهلاك انرژی رخ دهد(۱).

علاوه بر این در نتیجه تحقیقات انجام شده آشکار بود که شکل پذیری مصالح به تنهایی نمیتواند ضامن رفتار لرزه های مطلوب سازه های فولادی باشد و علاوه بر این مشخصه باید شکل پذیری مجموعه اعضا و اتصالات و سیستم سازه های نیز مورد توجه قرار گیرد. در واقع سیستم سازه های باید توانایی استهلاك قابل توجه انرژی در تغییر شکل های زیاد ناشی از زلزله را داشته باشد. با توجه به اینکه ایران کشوری لرزه خیز است و اتصالات گیردار در کشورمان به صورت گسترده به کار می روند و در قابهای خمشی فولادی، نقش اصلی باربری جانبی را دارند، تجربیات آسیبهای ایجاد شده در سازه های

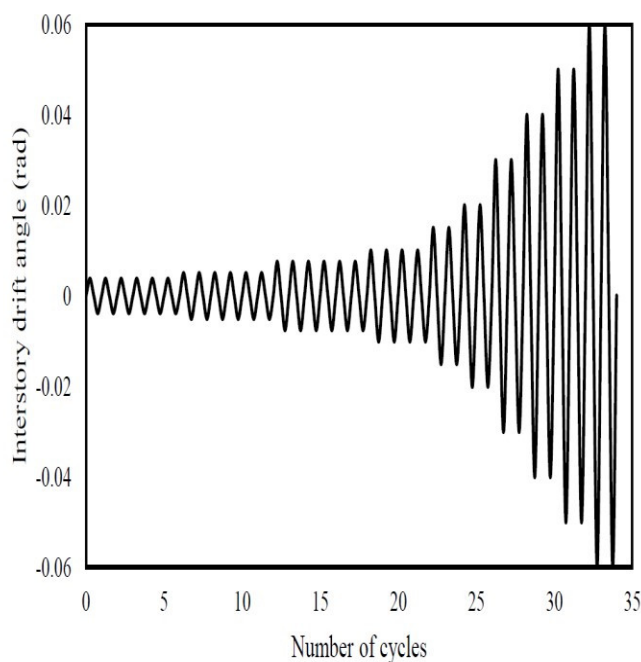
فولادی در زلزله های به وقوع پیوسته در کشورهای مختلف ایجاب می کند که به طراحی و اجرای آنها توجه ویژه ای مبذول شود و ارائه روشهای تقویت این اتصالات به گونه ای که توانایی تامین شکل پذیری لازم برای این قابها را داشته باشد، از اهمیت زیادی برخوردار است.

در این اتصالات تیر توسط ورق تقویتی بالا و پایین به ستون متصل میگردد (۲).
 در مرجع (۳-۶)، پژوهشی با ساخت نمونه های آزمایشگاهی و مطالعات عددی بر روی اتصالات خمشی پیش از زلزله نورتریج در ستونهای بالپهن و همچنین ستونهای جعبه‌ای و مقاومسازی آنها با قطعه‌ی دارای انحنا قسمت طولی و لچکی به شکل مثلثی صورت گرفت. مطالعات نشان داد که این قطعه کمک قابل توجهی به کاهش تمرکز تنش در ناحیه‌ی سوراخ دسترسی جوش میکند. همچنین، مطالعات عددی کاهش میزان کرنش پلاستیک معادل را در این طرح پیشنهادی جهت مقاومسازی نشان داده است. از طرفی، با جابه‌جایی مفصل پلاستیک از بر ستون به تیر، عملکرد لرزه‌ای این روش مقاومسازی برای این قبیل اتصالات را قابل قبول ارزیابی کرد. در مرجع (۷) با به کارگیری ستون جعبه‌ای در بررسی اتصالات پیش از زلزله‌ی نورتریج و همچنین، برای بررسی سختکننده‌های کناری صورت گرفته است. به علاوه، تحقیقاتی در زمینه‌ی اتصالات از پیش تأیید شده در ستون جعبه‌ای و همچنین اثر روش جوشکاری در توزیع تنش پسماند در ستون جعبه‌ای در مرجع (۸) بررسی شده است.

۲. شبیه سازی عددی

با استفاده از این مشخصات، مدل اصلی را در نرم افزار آباکوس ایجاد کرده و آن را تحت بارگذاری تناوبی قرار داده و تحلیل مورد نظر را انجام میدهم.

است. به گونهای که خواندن 2000SAP، ابعاد قطعات به کار رفته در مدل‌سازی و مشخصات مصالح مورد استفاده بدست می آید که به ترتیب در جدول ۱ و جدول ۲ نمایش داده شده است



شکل ۱ - الگوی بارگذاری اعمال شده بر نمونه در آباکوس

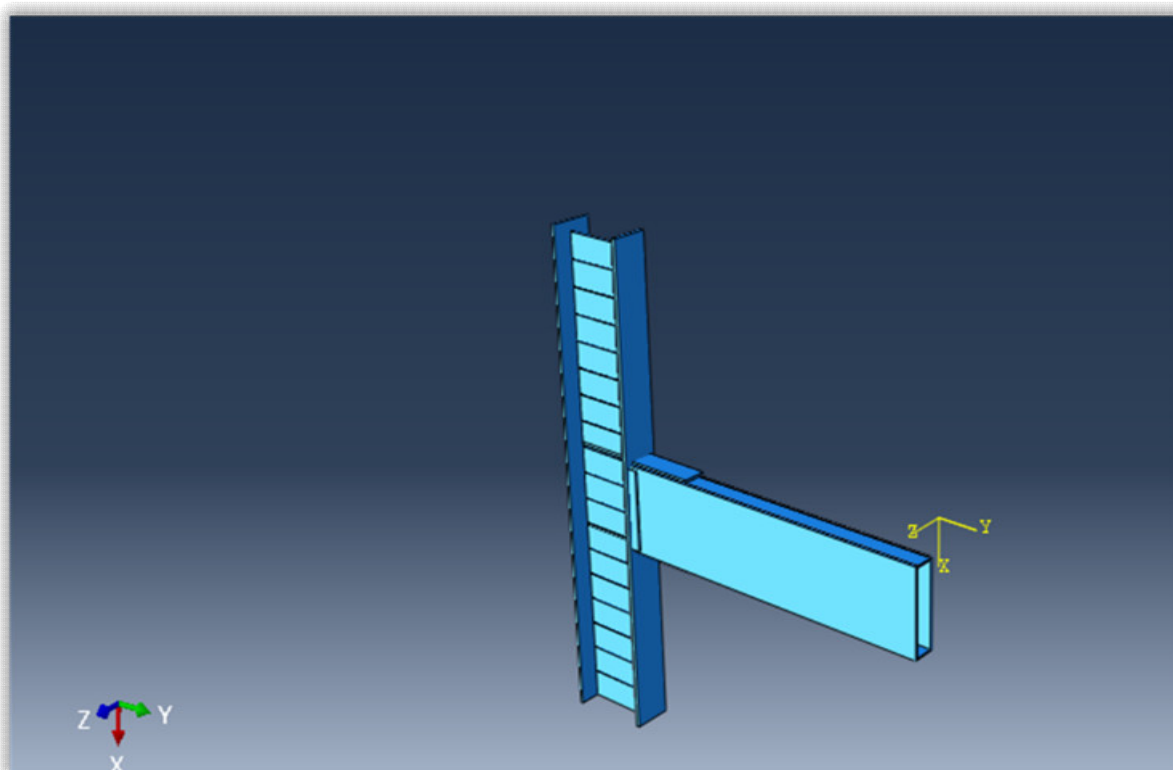
جدول ۱- ابعاد ورق به کار رفته شده در نمونه ها

Section	Width (m)	Length (m)	Thickness (mm)	Installation location
PL 350*25	0.35	3.5	25	Column Web
PL 300*25	0.3	3.5	25	Column Flange
PL 500*12	0.5	2.8	12	Beam Web
PL 150*8	0.15	2.8	8	Beam Web
PL 460*12	0.46	0.11	12	Web Plate
PL 350*25	0.35	0.1375	25	Continuity Plates

جدول ۲- خواص فولاد به کار رفته در سازه

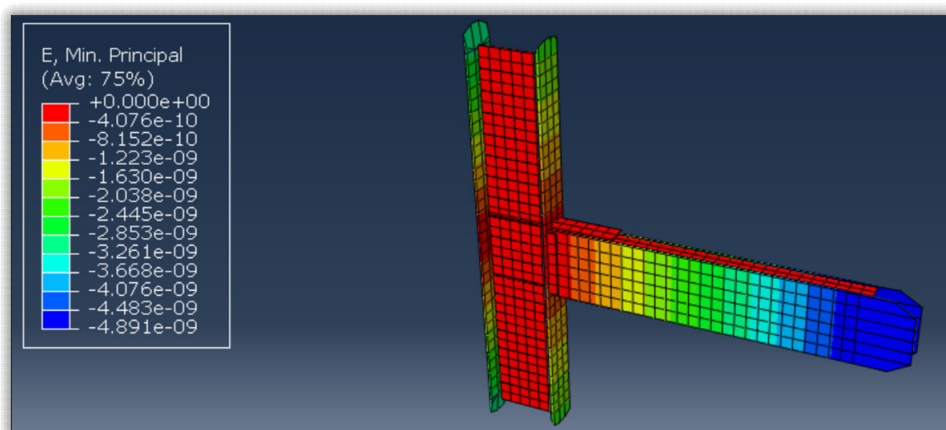
Thickness (mm)	F_y (Mpa)	F_u (Mpa)	E (Gpa)	Plastic strain
8	299	391	207.78	0.01
12	262	402	201.7	0.01
15	319	416	206.94	0.01
25	208	331	199.76	0.01

سخت کننده برای انتقال بهتر نیروها از تیر به ستون می باشد اما وجود پارامترهایی چون تمرکز تنش در این المان ممکن است مشکل ساز شود و از آنجا که چشمه اتصال در این سیستم باید تحمل برش و مقاومت بالایی داشته باشد، طراحی و انتخاب هندسه مناسب این دیافراگم ها تاثیر بسزایی دارند. در استاندارد سازه ژاپن که از سال ۱۹۷۶ هر ده سال یکبار تجدید نظر می شود؛ روش های محاسبه مقاومت چشمه اتصال این سیستم ذکر شده است. آن دسته از اتصالات که در آن شاه تیرها به ستون جوش می شوند برای اتصالات ساده مناسب هستند. اما برای اتصالات خمشی این روش اتصال می تواند موجب تغییر شکل های زیادی به بدنه فولادی ستون تحمیل کند و حتی موجب شکست آن شود.

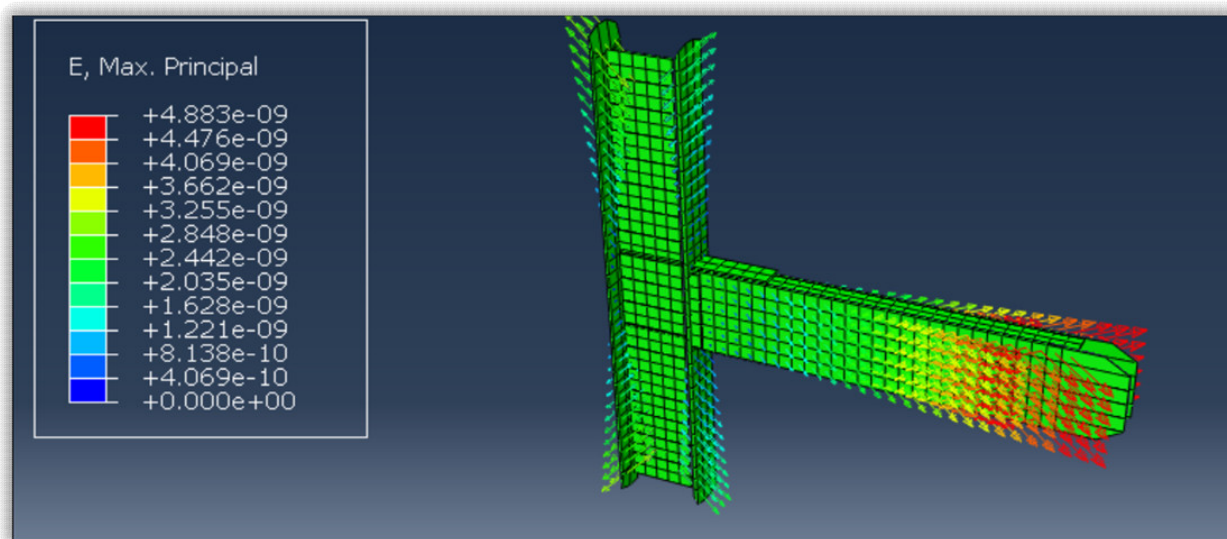


شکل ۲- مدل ایجاد شده در اباکوس

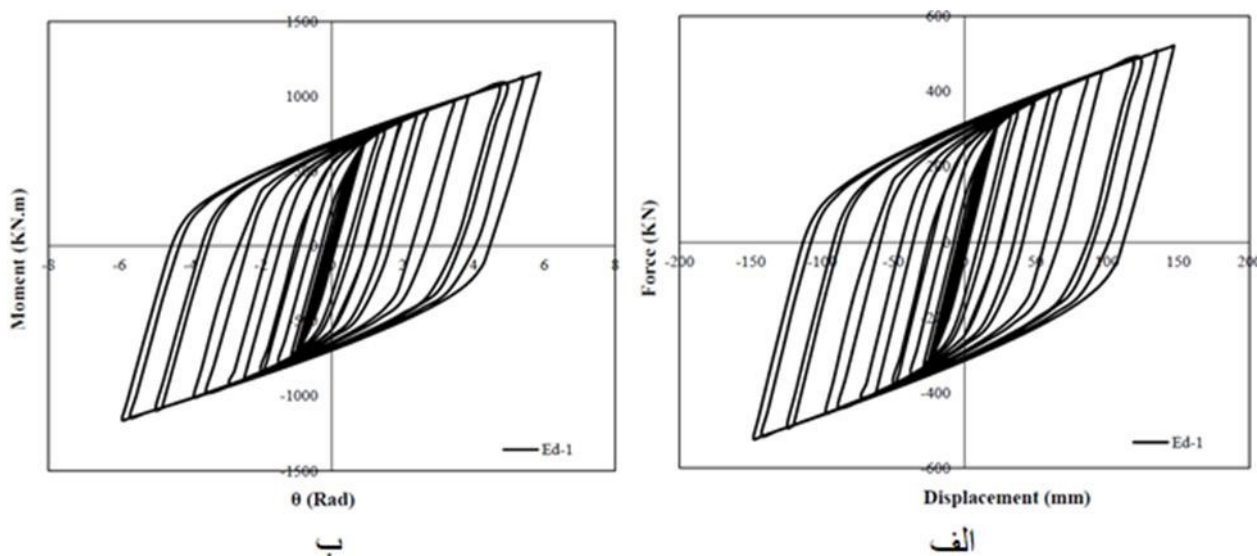
شکل ۴، کرنش پلاستیک معادل ایجاد شده در تیر را نشان می‌دهد. همچنین نمودار نمودار-تغییرشکل و ممان-دوران در شکل ۵ آورده شده است که نشان می‌دهد نمونه ضمن نمایش رفتار چرخه‌های مناسب، بدون هیچگونه افتی تا انتهای بارگذاری پاسخگوی بار وارده بوده و ۸۰٪ مقاومت پلاستیک خود را حفظ نموده، که بیانگر کفایت اتصال مطابق با ضوابط AISC۳۴۱ برای آزمایش اتصالات جدید میباشد. ضمناً مطابق آنچه در شکل ۲ ملاحظه شده است، نمونه با توجه به بهره بردن از تیر جعبه‌ای نیازی به مهار جانبی در طول خود ندارد.



شکل ۳- توزیع تنش ایجاد شده در تیر پس از بارگذاری



شکل ۴- توزیع کرنش پلاستیک در محل اتصال در سازه



ب - ممان - تغییر زاویه در سازه

شکل ۵- الف نمودار نیرو-جابجایی،

۳. نتیجه‌گیری

در این مقاله یک مدل سه‌بعدی برای بررسی اتصال تیر به ستون فولادی ارائه شد. اجرای مدل پیشنهادی توسط نرم‌افزار المان محدود آباکوس انجام شده است. رفتار تیر جوش شده تقویت شده تحت بارگذاری دینامیکی نوسانی مدلسازی شد و قابلیت تحمل سازه مورد بررسی قرار گرفت. توزیع تنش و کرنش پلاستیک در محل اتصال مورد مطالعه قرار گرفت و نشان داده شد که این سازه مطابق با استاندارد AISC341 ضمن حفظ ۸۰٪ مقاومت پلاستیک خود، قابلیت تحمل بار را دارد.

مراجع

- [1] Lee, C. H., Jung, J. H., Oh, M. H., & Koo, E. S. (2005). Experimental study of cyclic seismic behavior of steel moment connections reinforced with ribs. *Journal of Structural Engineering*, 131(1), 108–118.A. Author 1 and B. Author 2, "Title of the conference paper," Proc. Int. Conf. on Power System Reliability. Singapore, pp. 100-105, 1999
- ۲- فرزانه، مهناز؛ مهدی قاسمی و محمد رضا بهاری، ۱۳۸۹، بررسی رفتار چرخه ای اتصالات خمشی تیر به ستون جعبه ای تقویت شده با ورق پشت بنددار، اولین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران، انجمن سازه های فولادی ایران
- [3] Chen, C. C., Lee, J. M., & Lin, M. C. (2003). Behaviour of steel moment connections with a single flange rib. *Engineering Structures*, 25(11), 1419–8241
- [4] Chen, C. C., Lu, C. A., & Lin, C. C. (2005). Parametric study and design of rib-reinforced steel moment connections. *Engineering Structures*, 27(5), 699–807
- [5] Chen, C. C., Chen, S. W., Chung, M. D., & Lin, M. C. (2005). Cyclic behaviour of unreinforced and rib-reinforced moment connections. *Journal of Constructional of Steel Research*, 61(1), 1–12
- [6] Chen, C. C., Lin, C. C., & Tsai, C. L. (2004). Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns. *Engineering Structures*, 26(13), 1889–4091
- [8] Kim, T., Stojadinovi, B., & Whittaker, A. S. (2008). Seismic performance of pre-Northridge welded steel moment connections to built-up box columns. *Journal of Structural Engineering*, 134(2), 289–299.
- [9] Jiang, J., Chiew, S. P., Lee, C. K., & Tiong, P. L. Y. (2017). An experimental study on residual stresses of high strength steel box columns. *Journal of Constructional of Steel Research*, 130, 12–21

کاهش اثرات عوامل خوردنده بر روی بتن با استفاده از میلگردهای FRP

سبحان رستمی^۱، مسعود لک زاده^۲

۱- گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه ای، کرمان، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه ای، کرمان، ایران

خلاصه

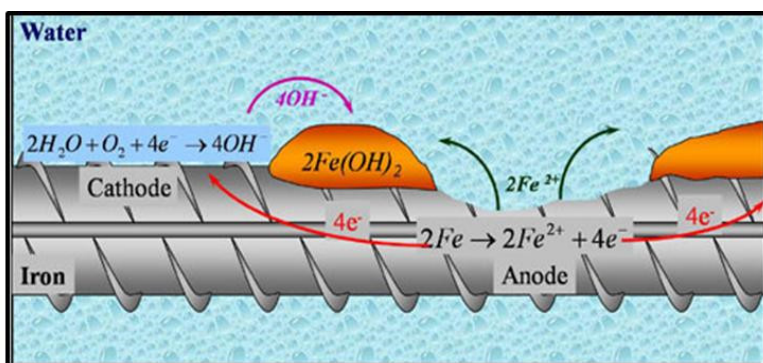
یکی از گزینه های مناسب برای کاهش اثرات عوامل خوردنده بر روی بتن، استفاده از میلگردهای FRP می باشد. این نوع آرماتورها خصوصیات مقاومتی و رفتاری بسیار مناسبی در مقاوم سازی دارند. وزن این الیاف تقریباً ۲۰ درصد وزن فولاد بوده و مقاومت کششی حدود ۱۰ برابر فولاد دارند. همچنین این آرماتورها موجب کنترل ترک، کم کردن عرض مقاطع، کاهش وزن سازه و جلوگیری از پدیده خوردگی می شوند. در این مقاله به بررسی عوامل خوردنده بتن و استفاده از میلگردهای FRP به منظور کاهش اثرات این عوامل پرداخته شده است.
کلمات کلیدی: آرماتورها FRP، عوامل خوردنده، پدیده خوردگی.

۱. مقدمه

بیش از چند دهه است که از میلگردهای فولادی برای تسلیح سازه های بتنی استفاده می شود. اگرچه این نوع میلگردها گزینه مناسبی برای این امر می باشند، اما در شرایط محیطی خشن مسئله خوردگی عاملی برای از بین رفتن سریع سازه است. از نظر اقتصادی خوردگی فولاد در سازه های بتنی، خسارت هایی را بر کشور تحمیل می کند. این معضل در مناطق ساحلی بیشتر مشاهده می شود. بسیاری از سازه های بتنی در اثر نفوذ کلریدها و سولفات های مهاجم آسیب می بینند، به این صورت که ابتدا میلگردهای فلزی داخل بتن زنگ خورده و اکسید می شوند و کم کم به سطح بیرونی سازه سرایت می کنند و به این طریق باعث از بین رفتن آن می شوند. در سال های اخیر تلاش های زیادی از جمله استفاده از میلگردهای پلیمری FRP جهت مقابله با پدیده خوردگی صورت گرفته است. این نوع میلگردها به سبب دوام قابل قبول و رفتار سازه ای مطلوب جایگزینی مناسب در پروژه های مختلف می باشند که حتی در محیط های کلرووری خورده نمی شوند و از نظر اقتصادی نیز مقرون به صرفه به نظر می رسند. به دلیل تفاوت رفتار مکانیکی میلگردهای FRP با میلگردهای فولادی، طراحی ساختمان های بتنی با میلگردهای FRP نسبت به میلگردهای فولادی فرق دارد. رفتار میلگردهای کامپوزیتی FRP، کاملاً الاستیک می باشد. این رفتار الاستیک تا لحظه گسیخته شدن ادامه می یابد. با توجه به این، کرنش الاستیک آن ها هم از فولاد بسیار بیشتر است. این امر سبب می گردد که تمام تغییر شکل رخ داده در میلگردهای کامپوزیتی FRP، برگشت پذیر باشد. مدول الاستیسیته یا مدول کشسانی میلگردهای FRP بسته به نوع پلیمر و رزین آن متفاوت می باشد. در این مقاله به بررسی به کارگیری میلگردهای FRP در کاهش تأثیر عوامل خوردنده بتن پرداخته می شود. پلیمرهای الیافی تقویت کننده در دهه ۱۹۷۰ برای نخستین بار مورد استفاده قرار گرفتند. زلزله های سال ۱۹۹۰ کالیفرنیا و ۱۹۹۵ کوبه ژاپن عامل مهم و مؤثری جهت بررسی همه جانبه کاربرد کامپوزیت های پلیمری ساخته شده از الیاف FRP به منظور تقویت و مقاوم سازی بتنی و بنایی در مناطق زلزله خیز گردید. اخیراً تعداد پروژه هایی که با سیستم های FRP ارتباط داشته به طور چشمگیری افزایش یافته است [1]. اعضای سازه های تقویت شده با پلیمرهای FRP عبارت اند از: تیر، ستون، دال، دیوار و غیره. این الیاف همچنین برای مقاوم سازی سازه های بنایی، چوبی، فولادی و چدنی به کار می روند. در سال ۱۹۵۰ برای اولین بار میلگردهای FRP مورد بررسی قرار گرفتند و سرانجام در سال ۱۹۷۰ در مهندسی سازه به کار گرفته شدند و عملکرد فوق العاده خود را نسبت به فولاد با پوشش اپوکسی نشان دادند.

۲. پدیده خوردگی (corrosion)

خوردگی یک واکنش شیمیایی و یا الکتروشیمیایی مخرب بین سطح فلز و محیط اطراف آن می‌باشد. با توجه به اینکه از لحاظ ترمودینامیکی مواد اکسیدشده نسبت به مواد در حالت معمولی در سطح پایین‌تری از انرژی قرار دارند، بنابراین تمایل رسیدن به سطح انرژی پایین‌تر سبب اکسید (خورده) شدن فلز می‌گردد. با این توضیح می‌توان گفت که هیچ‌گاه نمی‌توان به‌طور کامل از خوردگی جلوگیری نمود، بلکه باید به نحوی میزان خوردگی را به حد قابل قبول رسانید [2]. غالباً واکنش‌های کاتدی و آندی خوردگی می‌توانند توأماً روی یک سطح فلزی به وقوع بپیوندند. مناطقی که این واکنش‌ها صورت می‌گیرند، به ترتیب مناطق کاتدی و آندی خوانده می‌شوند. برای ایجاد خوردگی، چهار جزء اصلی یعنی آند، کاتد، الکترولیت و اتصال الکتریکی مورد نیاز است. آند، فلز یا محلی است که در آن محل خوردگی صورت می‌گیرد. کاتد، معمولاً خورده نمی‌شود اگرچه ممکن است تحت شرایط ویژه‌ای خورده شود. دو واکنش مهم در کاتد، احیا هیدروژن در محیط‌های اسیدی و احیا اکسیژن در محیط‌های خنثی و بازی می‌باشد. الکترولیت، محلولی است که قادر است جریان الکتریکی بین آند و کاتد را برقرار نماید. با توجه به این چهار عامل واضح است که برای جلوگیری از خوردگی باید یکی از این چهار عامل حذف گردد.



شکل ۱- خوردگی میلگردهای فولادی در مجاورت با آب

در واقع کلیه محیط‌ها خورنده‌اند، لکن قدرت خوردگی آن‌ها متفاوت است؛ مثلاً هوا، رطوبت، بخار و گازهای دیگر مثل کلر، آمونیاک، سولفید هیدروژن، دی‌اکسید گوگرد و اسیدهای معدنی مثل هیدروکلریک، سولفوریک و نیتریک اسید و اسیدهای آلی مثل استیک و فرمیک اسید میزان خوردگی متفاوتی دارند. به‌طور کلی مواد معدنی خورنده‌تر از مواد آلی می‌باشند؛ مثلاً خوردگی در صنایع نفت بیشتر در اثر کلرید سدیم، گوگرد، سولفوریک، کلریدریک، اسید و آب است تا به خاطر روغن، نفت و بنزین.

۳. انواع محیط‌های خورنده

۳-۱- محیط‌های صنعتی با خوردگی بالا

محیط‌هایی که حاوی گازها و بخارات گوگردی و سایر ذرات هستند، در رده محیط‌های صنعتی قرار می‌گیرند. چنانچه در این محیط‌ها رطوبت (معمولاً به شکل آب باران) نیز وجود داشته باشد، خوردگی تشدید می‌شود؛ زیرا با مرطوب شدن سطح قطعات گالوانیزه با آب باران، رطوبت با ترکیبات گوگردی محیط واکنش داده و سبب تشکیل سولفات و سولفید روی می‌شود. محصول چنین واکنشی در آب انباشته شده روی سطح قطعه حل شده و پوشش گالوانیزه را تخریب می‌کند و سطح بدون پوشش را در معرض خوردگی شدید قرار می‌دهد.

۳-۲- محیط‌های صنعتی با خوردگی متوسط

قدرت خوردگی این محیط‌ها نسبت به محیط‌های با خوردگی بالا کمتر است که دلیل آن حضور درصد کمتری از ذرات خورنده در هوا است. اتمسفر شهرهای صنعتی در این دسته قرار می‌گیرد.

۳-۳- محیط‌های حومه شهری

شدت خوردگی در این محیط‌ها که اغلب مناطق مسکونی و حومه شهرها را شامل می‌شوند، از محیط‌های صنعتی کمتر است.

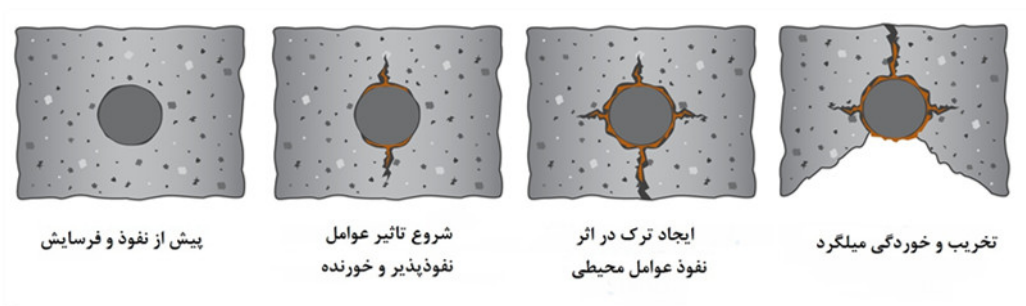
۴-۳- محیط‌های دریایی

میزان خوردگی این محیط‌ها کمتر از محیط‌های حومه شهری است. بادهای ساحلی این محیط‌ها، حاوی یون‌های کلریدی است که با پوشش روی واکنش داده و کلرید روی تشکیل می‌دهد. کلرید روی به راحتی در آب حل شده و با تخریب پوشش گالوانیزه، خوردگی فلز پایه را تشدید می‌کند. محیط‌های دریایی استوایی از دمای هوای معتدلی برخوردار بوده و به همین علت نیز شدت خوردگی این محیط‌ها عموماً از محیط‌های دریایی معتدل کمتر است [3].

۴-۲ پدیده خوردگی در بتن

همان‌طور که اشاره شد بتن در محیط‌های حاوی یون کلر و سولفات به‌مرور زمان خورده شده و خلل و فرج در آن زیاد می‌گردد. بتن با خواص قلیایی ذاتی در محیط اسیدی به‌شدت آسیب‌پذیر است و عوامل مؤثر در آسیب آن از قرار زیر است:

- استفاده نادرست از سازه (بارگذاری بیش از حد، ضربه، خستگی)
- سایش و فرسایش (کف‌ها، زیرسازی‌ها)
- اثرات محیطی (حرارت، رطوبت، کربناسیون)
- مواد اولیه ناسازگار (مصالح سنگی قابل انقباض، ساختار مرکب)
- شسته شدن (حل شدن با محلول‌های خنثی یا قلیایی)
- حمله مواد شیمیایی (سولفات‌ها، اسیدها، اسیدهای آلی)
- واکنش قلیایی سنگدانه
- خوردگی فولاد



شکل ۲- پدیده خوردگی در بتن

۴-۱- خرابی سولفاتی

سولفات‌های محلول مانند پتاسیم، کلسیم، سدیم و منیزیم در بیشتر نقاط دنیا به‌طور طبیعی در آب و خاک وجود دارند. معمولاً خاک‌ها یا آب‌هایی که چنین سولفات‌هایی دارند قلیایی نامیده می‌شوند. همه‌ی این سولفات‌ها برای بتن مضرند. حمله‌ی سولفات‌ها به بتن عبارت است از حرکت یون‌های سولفات SO_3^{+} به بتن و ترکیب آن‌ها با آلومینات‌ها که باعث تورم و ترکیدگی می‌شود. نشانه‌ی حمله‌ی سولفات‌ها ظاهر سفیدرنگ بتن می‌باشد و از لبه‌ها و گوشه‌های بتن شروع می‌شود و با ترک خوردن و تجزیه بتن ادامه پیدا می‌کند. علت بروز این نشانه‌ها آن است که حمله سولفات‌ها باعث تشکیل سولفات کلسیم می‌شود.

۴-۲- خرابی کلروری

مهم‌ترین عامل زنگ‌زدگی و خوردگی آرماتور در بتن، یون کلرید موجود در آن است که از راه‌های مختلفی از جمله نفوذ منابع خارجی مثل محیط دریا، مصالح آلوده یا مواد افزودنی آغشته به کلر می‌تواند وارد بتن شود. از آنجایی که یون‌های کلرید فقط در آب می‌باشند، نفوذ کلرید مشروط به حضور آب در سیستم منفذی بتن است. مکانیسم ورود یون کلرید به داخل بتن یا از طریق سیستم مکنده موینگی است که آب آلوده به کلر وارد بتن می‌شود، یا از طریق نفوذ ساده یون‌ها (انتشار) در آب راکد است که وارد منافذ بتن می‌گردد. حالت اول مختص بتن‌های خشک می‌باشد و آب

وسيله‌ای است که یون‌ها را در داخل بتن حمل می‌کند. حالت دوم (انتشار) مختص بتن اشباع‌شده یا نزدیک به اشباع است. در بتنی که در چرخه متناوب تر و خشک قرار می‌گیرد، هر دو مکانیسم اجرا می‌شود؛ بنابراین تحت چنین شرایطی سرعت خوردگی افزایش یافته و نفوذ بیشتر یون کلرید وجود دارد.

۳-۴- تأثیر نمک‌ها

این پدیده در اثر نفوذ و ته‌نشین شدن نمک‌ها در خلل و فرج و ترک‌های سطح بتن توسط رطوبت، آب‌های زیرزمینی یا باد ایجاد می‌شود. نمک‌ها در داخل بتن به علت تشکیل بلور و افزایش حجم، فشار زیادی را ایجاد نموده و موجب خرابی سطح بتن می‌شوند. در اثر این پدیده غیر از خرابی سطح بتن، خوردگی میلگرد و زنگ‌زدگی داخل بتن نیز ایجاد می‌شود.

۴-۴- تأثیر کربنات‌ها

بر اثر نفوذ گاز دی‌اکسید کربن به جسم بتن و ترکیب آن با هیدروکسید کلسیم، فعل‌وانفعال شیمیایی زیر صورت می‌گیرد که حاصل آن کربنات کلسیم است. در اثر این فعل‌وانفعال بتن کربناتی شده و PH آن کمتر از ۹ می‌شود.



در صورتی که بتن روی آرماتورها تماماً کربناتی شده و کربنات به سطح میلگردها برسد، لایه محافظ روی میلگرد از بین رفته و زنگ‌زدگی میلگرد در مجاورت رطوبت و اکسیژن آغاز خواهد شد.

۵. انواع میلگردهای FRP

۱-۵- آرماتور CFRP با الیاف کربن

الیاف کربن به دودسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

- الیاف از نوع pan کربنی که در سه نوع مختلف هستند. تیپ ۱ تردترین آن‌ها با بالاترین مدول الاستیسیته، تیپ ۲ که مقاوم‌ترین الیاف کربن است و تیپ ۳ که نرم‌ترین نوع الیاف کربنی با مقاومتی بین تیپ ۱ و ۲ می‌باشد.
- الیاف با اساس فیری که از تقطیر زغال‌سنگ به دست می‌آیند. این الیاف از الیاف pan ارزان‌تر بوده و مقاومت و مدول الاستیسیته کمتری نسبت به آن‌ها دارند.

از این نوع آرماتورها در ساخت وسایل نقلیه، راه‌آهن، هوافضا، کشتی‌سازی و صنعت ساخت‌وساز استفاده می‌شود؛ زیرا این الیاف دارای مقاومت و مدول الاستیسیته بالا هستند. از مزایای اصلی آن استحکام بالا در برابر خستگی، مقاومت در برابر خوردگی، ضریب انبساط حرارتی پایین و از معایب آن قیمت بالا و رسانایی الکتریکی است. همچنین می‌توان در محل‌هایی که هدف از مقاوم‌سازی تحمل بارهای زنده متغیر باشد، از این الیاف استفاده کرد [5].

۲-۵- آرماتور AFRP با الیاف آرامید

آرامید ساخته دست بشر است که برای اولین بار توسط شرکت Dupont آلمان تحت نام کولار تولید شد. از ویژگی‌های این نوع آرماتور، چگالی پایین، مقاومت در برابر خوردگی، سبک و عایق بودن، عدم نیاز به تعمیر و نگهداری، حمل‌ونقل آسان، هزینه پایین و مقاومت مکانیکی بالاتر و دوام بهتر نسبت به بقیه می‌باشد.

۳-۵- آرماتور GFRP با الیاف شیشه

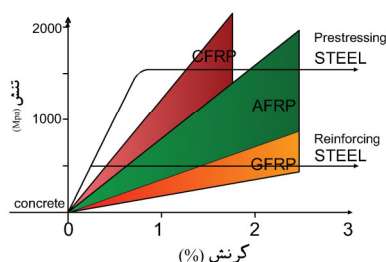
امروزه الیاف شیشه (یکی از رایج‌ترین مواد مرکب می‌باشد که برحسب نوع ترکیب در ۴ دسته طبقه‌بندی می‌شود.

- Z-GLASS با مقاومت بالا در مقابل حمله قلیایی‌ها که در تولید بتن الیافی به کار می‌روند.
- A-GLASS با مقادیر زیاد قلیایی که امروزه تقریباً از رده خارج شده است.
- S-GLASS که در تکنولوژی هوافضا و تحقیقات فضایی به کار گرفته می‌شود و مقاومت و مدول الاستیسیته بسیار بالایی دارد.
- E-GLASS متداول‌ترین الیاف شیشه در بازار با محتوای قلیایی کم که در صنعت ساختمان به کار می‌رود.

۴-۵- آرماتور BFRP با الیاف بازالت

فرآیند تولید الیاف بازالت مشابه الیاف شیشه است، اما ویژگی‌های بهتری نسبت به آن دارند. الیاف بازالت برخلاف الیاف شیشه در مقابل مواد اسیدی، قلیایی و نمکی مقاوم بوده و به همین دلیل از آن در پل‌ها و سازه‌های دریایی استفاده می‌کنند. همچنین این الیاف در بازه دمایی (۶۵۰+ و ۲۶۹- درجه سانتی‌گراد) کاربرد دارند و در برابر اکسیداسیون و تشعشع، تراکم و نیروهای برشی بسیار مقاوم هستند. ضخامت این الیاف بین ۹ تا ۱۳ میکرون است.

این نوع میلگرد به دلیل وجود مواد اولیه ارزان‌تر با قیمت پایین‌تری عرضه می‌شوند. از معایب این الیاف ضعف در مقابل محیط‌های قلیایی و گیرایی ضعیف‌تر با بتن نسبت به سایر گونه‌هاست.



شکل ۳- نمودار تنش- کرنش بتن، فولاد و مواد مرکب الیافی CFRP, GFRP, AFRP

جدول ۱- مشخصات انواع الیاف FRP

انواع الیاف	چگالی (Kg/cm ³)	مقاومت کششی (MPa)	ضریب ارتجاعی (GPa)	مقاومت در برابر خوردگی	قیمت
شیشه	۱۶۰۰-۲۰۰۰	۲۰-۵۵	۴۰۰-۱۸۰۰	ناکافی	خیلی خوب
کربن	۱۶۰۰-۱۹۰۰	۱۲۰-۲۵۰	۱۲۰۰-۲۲۵۰	خوب	مناسب
آرامید	۱۰۵۰-۱۲۵۰	۴۰-۱۲۵	۱۰۰۰-۱۸۰۰	خیلی خوب	مناسب

۶. خصوصیات میلگردهای FRP

برخلاف میلگردهای فولادی معمول که یک تاریخچه طولانی استفاده در انواع سازه‌ها دارند، میلگردهای FRP برای تقویت بتن هنوز هم یک تکنولوژی نوین به حساب می‌آیند. از آنجا که میلگردهای FRP یک فناوری نوین هستند، تغییرات جزئی در ترکیب و مراحل تولید این میلگردها می‌تواند تفاوت‌های قابل توجهی را در خواص فیزیکی و مکانیکی آن‌ها منجر شود. این نوع میلگردها از الیاف با مقاومت بالا و جاگذاری شده در یک ماتریس زمینه پلیمری تشکیل شده‌اند و تکسویه هستند. به همین علت مقاومت و سختی آن‌ها در جهت الیاف بیشتر از جهت عرضی (خارج از محور) آن‌هاست. میلگردهای FRP را به راحتی می‌توان با دستگاه‌های مختلف برش داد. بریدن میلگردهای FRP هرگز نباید باعث آسیب به ماتریس زمینه و آسیب به الیاف شود. هنگام برش میلگردهای FRP به علت وجود ذرات الیاف موجود در هوا باید اقدامات ایمنی لازم در نظر گرفته شود. این اقدامات شامل استفاده از ماسک و عینک می‌باشد. مراقبت در طول فرآیند بتن‌ریزی و ویریه، تماس نداشتن بین CFRP و فولاد و راه نرفتن بر روی آرماتور باید رعایت شود. وجود روغن یا گریس روی میلگردها باعث ایجاد اثرات منفی بر روی چسبندگی آن‌ها با بتن می‌شود و این مواد باید قبل از جاگذاری میلگرد با استفاده از حلال مناسب یا اسپری از سطح آن پاک شوند. عمل خم کردن میلگردهای FRP بسیار دشوارتر از خم کردن میلگردهای فولادی بوده و در حال حاضر برای مصالح موجود FRP نمی‌توان خم کردن را در کارگاه انجام داد، اگرچه در صورت لزوم می‌توان خم میلگردها را با سفارش آن به تولیدکننده در کارگاه انجام داد [6]. به دنبال فرسوده شدن سازه‌های زیربنایی و نیاز به تقویت برای برآورده کردن شرایط سخت گیرانه طراحی، طی دو دهه اخیر تأکید فراوانی بر روی تعمیر و مقاوم‌سازی سازه‌ها در سراسر جهان، صورت گرفته است. از طرفی، بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها به خصوص در مناطق زلزله‌خیز، به عنوان مسلح کننده خارجی به دلیل خصوصیات منحصربه‌فرد FRP اهمیت فراوانی یافته است. در این میان تکنیک‌های استفاده از مواد مرکب به دلایل بی‌شماری از جمله مقاومت بالا، سبکی، مقاومت شیمیایی و سهولت اجرا در مقاوم‌سازی و احیا سازه‌ها اهمیت ویژه‌ای پیدا کرده‌اند. از طرف دیگر، این تکنیک‌ها به دلیل اجرای سریع و هزینه‌های کم جذابیت بیشتری یافته‌اند. مواد مرکب FRP در ابتدا به عنوان مواد مقاوم کننده خمشی برای پل‌های بتن آرمه و همچنین به عنوان محصورکننده در ستون‌های بتن آرمه مورد استفاده قرار می‌گرفتند؛ اما به دنبال تلاش‌های تحقیقاتی اولیه، از اواسط دهه ۱۸۹۴ توسعه بسیار زیادی در زمینه استفاده از مواد FRP در مقاوم‌سازی سازه‌های مختلف مشاهده می‌شود؛ به طوری که دامنه کاربردهای آن به سازه‌هایی با مصالح بنایی، چوبی و حتی فلزی نیز گسترش یافته است. تعداد موارد کاربرد مواد FRP در مقاوم‌سازی، تعمیر و یا بهسازی سازه‌ها از چند مورد در ۱۴ سال پیش، به هزاران مورد در حال حاضر رسیده است. اجزاء سازه‌ای مختلفی شامل تیرها، دال‌ها، ستون‌ها، دیوارهای

برشی، اتصالات، دودکش‌ها، طاق‌ها، گنبد‌ها و خرپاها تاکنون توسط مواد FRP مقاوم شده‌اند. همچنین به علت مقاوم بودن الیاف کامپوزیتی FRP در برابر عوامل خوردنده محیطی، می‌توان از این الیاف به صورت ورق‌ها و یا میلگردهای مرکب جهت مقاوم‌سازی مقاطع بتنی استفاده نمود. ورق‌ها و میلگردهای ساخته شده توسط این الیاف در برابر حملات شیمیایی، سولفاتی، یون‌های کلرید و نمک‌ها مقاوم بوده و همین امر سبب استفاده روزافزون از این الیاف در صنعت نوین ساختمان شده است. میلگردهای FRP متشکل از دو بخش فیبرها (الیاف) و رزین (ماده چسباننده) هستند. فیبرها که جز اصلی باربر در ماده FRP به حساب می‌آیند الاستیک، ترد و بسیار مقاوم می‌باشند. بر اساس نتایج آزمایش‌های استاندارد بر مبنای ASTM، مشخصات مکانیکی FRP در مرحله تولید را از جدول زیر می‌توان استخراج کرد.

جدول ۲- مشخصات مکانیکی FRP در مرحله تولید

خصوصیات رده‌بندی مصالح	GE1/GV1	GE1/GV1	GE2/GV2	GE2/GV2
خصوصیات مقاومت				
مقاومت کششی طولی	$\geq 650 \text{ Mpa}$	$\geq 650 \text{ Mpa}$	$\geq 350 \text{ Mpa}$	$\geq 200 \text{ Mpa}$
مقاومت کششی عرضی	NA	NA	$\geq 6 \text{ Mpa}$	$\geq 8 \text{ Mpa}$
مقاومت فشاری طولی	$\geq 450 \text{ Mpa}$	$\geq 450 \text{ Mpa}$	$\geq 50 \text{ Mpa}$	$\geq 200 \text{ Mpa}$
مقاومت برشی طولی تیرهای کوتاه	$\geq 40 \text{ Mpa}$	$\geq 40 \text{ Mpa}$	$\geq 30 \text{ Mpa}$	$\geq 30 \text{ Mpa}$
سختی				
مدول کششی طولی	$\geq 35 \text{ Gpa}$	$\geq 8 \text{ Gpa}$	$\geq 20 \text{ Gpa}$	$\geq 10 \text{ Gpa}$
خصوصیات فیزیکی				
درصد حجمی فیبر	$\geq 55\%$	$\geq 55\%$	$\geq 45\%$	$\geq 45\%$
دمای انتقال شیشه	$\geq 95^\circ$	$\geq 95^\circ$	$\geq 95^\circ$	$\geq 95^\circ$
سختی ریزدانه	≥ 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50
ماکزیمم درصد جذب آب در 50°	$\leq 1\%$	$\leq 1\%$	$\leq 1\%$	$\leq 1\%$

جدول ۳- تغییرات حاصله در خواص FRP در شرایط محیطی کوتاه‌مدت

خصوصیات رده‌بندی مصالح	GE1/GV1	GE1/GV1	GE2/GV2	GE2/GV2
خصوصیات مقاومت				
مقاومت کششی طولی باقیمانده	$\geq 90\%$	$\geq 95\%$	$\geq 85\%$	$\geq 85\%$
مقاومت کششی عرضی باقیمانده	NA	NA	$85\% \geq$	$85\% \geq$
مقاومت فشاری طولی باقیمانده	$\geq 90\%$	$\geq 95\%$	$85\% \geq$	$85\% \geq$
مقاومت برشی طولی باقیمانده تیرهای کوتاه	$90\% \geq$	$\geq 95\%$	$\geq 85\%$	$\geq 85\%$
سختی				
مدول کششی طولی باقیمانده	$95\% \geq$	$95\% \geq$	$95\% \geq$	$95\% \geq$
خصوصیات فیزیکی				
دمای انتقال شیشه	$\geq 70\%$	$\geq 70\%$	$\geq 70\%$	$\geq 70\%$

۱-۶- مقاومت در برابر خوردگی

خوردگی اعضا سازه‌های بتنی که با میلگردهای فولادی مسلح شده باشند، در محیط‌های خشن و خوردنده به خصوص محیط‌های دریایی و ساحلی که در معرض عوامل نمکی و قلیایی قرار دارند، بسیار جدی خواهد بود. اگرچه تاکنون روش‌های مختلفی نظیر حفاظت کاتدی و یا پوشش قطعات فولادی و میلگردها با اپوکسی جهت مقابله با این پدیده به کاررفته شده است، اما به نظر می‌رسد که جایگزینی میلگردهای فولادی با یک ماده مقاوم در برابر

خوردگی یک‌راه حل بسیار اساسی به شمار می‌آید. محصولات کامپوزیتی FRP با مقاومت بسیار بالا در برابر خوردگی در محیط‌های خشن و خوردنده، به‌عنوان یک‌جانشین برای میلگردهای فولادی، نظر محققین و مهندسين در سراسر دنیا را به خود جلب کرده است. میلگردهای FRP از نظر شکل ظاهری، مشابه میلگردهای فولادی بوده ولی به‌جای فولاد از الیاف مخصوص با مقاومت بالا به همراه یک نوع رزین پلیمری ساخته شده‌اند. رزین اپوکسی استفاده شده در ساخت میلگردهای FRP در مقابل اکسیژن، رطوبت، کلر، سولفات‌ها و سایر عوامل خوردنده از مقاومت بالایی برخوردار است.

۲-۶- مقاومت در برابر نیروهای مغناطیسی

مواد کامپوزیت FRP دارای خصوصیات منحصربه‌فردی هستند. از آنجایی که این مواد از ترکیب الیاف شیشه، آرامید و کربن ساخته می‌شوند، هیچ‌گونه تنش ناشی از میدان مغناطیسی در آن وارد نمی‌شود. به همین جهت استفاده از این میلگردها در سازه‌های تحت تأثیر میدان‌های الکترومغناطیسی نظیر راکتورها، فرودگاه‌ها، بخش‌های MRI، بیمارستان‌ها و لابراتوارها توصیه می‌شود [8].

۳-۶- مقاومت در برابر جریان الکتریکی

هدایت الکتریکی در سازه می‌تواند یک خطر به حساب آید. قابلیت رسانایی الکتریکی در مصالح فلزی مسئله‌ی خطرناکی بوده و می‌تواند باعث آسیب شود. در مقابل مصالح فلزی مواد کامپوزیت FRP از لحاظ الکتریکی غیر هادی هستند که این امر آن‌ها را به گزینه مناسبی برای سازه‌هایی که در آن‌ها خطر برق‌گرفتگی وجود دارد، تبدیل می‌کند؛ مانند تیرهای انتقال برق، دکل‌های بتنی انتقال نیرو، احداث پست‌های پیش‌ساخته و...

۴-۶- وزن سبک

میلگردهای FRP، ۷۶٪ سبک‌تر از میلگردهای فولادی رایج هستند و دارای انعطاف‌پذیری بیشتری می‌باشند، بنابراین این میلگردها می‌توانند با تلاش بسیار کمتری برداشته و در محل جاگذاری شوند. در بعضی موارد به دلیل سختی کم، نیاز به میلگردهای پخش‌کننده برای جلوگیری از خم شدن بیش‌ازحد است. کامپوزیت‌های FRP چگالی در حدود ۱/۲ تا ۲/۶ گرم بر سانتیمتر مکعب دارند، درحالی‌که میلگردهای فلزی چگالی در حدود ۷/۵۸ گرم بر سانتیمتر مکعب دارند. این ویژگی میلگردهای FRP سبب کاهش هزینه‌های حمل‌ونقل و آسانی در جابه‌جایی و کاهش بار مرده سازه می‌گردد. همچنین زمان جاگذاری آرماتور را در قالب کاهش می‌دهد.

۵-۶- چسبندگی با بتن

برای هر ماده‌ای که به‌عنوان مسلح‌کننده بتن باشد، ویژگی چسبندگی بسیار مهم است. در مورد میلگردهای FRP اگرچه ابتدا مقاومت چسبندگی ضعیفی در مورد الیاف شیشه گزارش شده بود، اما بر اساس تحقیقاتی که اخیراً صورت گرفته مقاومت چسبندگی خوب و قابل‌قبولی برای میلگردهای FRP اعلام شد که این ویژگی موجب کاهش عوامل خوردنده بر روی مقاطع بتنی می‌گردد.

۷. مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه با مواد FRP

مواد مرکب FRP دامنه وسیعی از کاربردها را برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه در مواردی که تکنیک‌های مرسوم مقاوم‌سازی ممکن است مسئله‌ساز باشد، به خود اختصاص داده‌اند. برای نمونه، یکی از معمول‌ترین تکنیک‌ها برای بهسازی اجزای بتن آرمه، استفاده از ورق‌های فولادی است که از بیرون به این اجزاء چسبانده می‌شود. این روش، روشی ساده، مقرون‌به‌صرفه و کارا است؛ اما از جهات زیر مسئله‌ساز است:

- روال چسبندگی بین فولاد و بتن که از خوردگی فولاد ناشی می‌شود.
 - مشکلات ساخت صفحات فولادی سنگین در کارگاه ساختمان.
 - نیاز به نصب داربست
 - محدودیت طول در انتقال صفحات فولادی به کارگاه ساخت (در مورد مقاوم‌سازی خمشی اجزاء بلند).
- نوارها یا صفحات FRP می‌توانند جایگزینی برای صفحات فولادی باشند. FRP ها برخلاف فولاد، تحت تأثیر زوال الکتروشیمیایی قرار نمی‌گیرند و می‌توانند در مقابل خوردگی اسیدها، بازها و نمک‌ها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند. در نتیجه نیاز به سیستم‌های حفاظت از خوردگی نمی‌باشد و آماده کردن سطوح اعضاء قبل از چسباندن صفحات FRP و نگهداری از آن‌ها بعد از نصب، از صفحات فولادی آسان‌تر است. علاوه بر این، الیاف مسلح‌کننده FRP می‌توانند در موضع معین و در حجم و جهت خاصی درون ماتریس قرار گیرند تا بیشترین کارایی به دست آید. مواد حاصله تنها با درصدی از وزن فولاد، مقاومت و سختی بالایی در جهت الیاف دارند. آن‌ها همچنین حمل‌ونقل آسان‌تری داشته، دارای نیاز به داربست کمتری برای نصب می‌باشند و می‌توانند برای مکان‌هایی که دارای دسترسی محدود هستند، مورد استفاده قرار گیرند و پس از نصب بار اضافی قابل توجهی را به سازه تحمیل نمی‌کنند. روش مرسوم دیگر در مقاوم‌سازی اعضاء بتن آرمه، استفاده از پوشش‌هایی از نوع بتن پاشیدنی و یا فولاد می-

باشد. این روش تا جایی که مربوط به مقاومت، سختی و شکل‌پذیری می‌شود، کاملاً مؤثر است؛ اما باعث افزایش ابعاد مقاطع و بار مرده سازه می‌شود. همچنین این شیوه نیازمند عملیات پردردسر و تخلیه ساکنین است و به‌صورت بالقوه باعث افزایش نامطلوب سختی اعضا بتن آرمه می‌شود. به‌عنوان یک جایگزین، صفحات FRP می‌توانند به دور اجزاء بتن آرمه پیچیده شوند و افزایش قابل توجه مقاومت و شکل‌پذیری را به دنبال داشته باشند، بدون آنکه تغییر زیادی در سختی ایجاد نمایند. یک نکته مهم در ارتباط با مقاوم‌سازی اعضاء با استفاده خارجی از FRP آن است که باید درجه مقاوم‌سازی (نسبت ظرفیت نهایی عضو مقاوم شده به ظرفیت نهایی عضو مقاوم نشده) را محدود کنیم تا حداقل سطح ایمنی در حوادثی مانند آتش‌سوزی که منجر به از دست رفتن کار آبی FRP می‌شوند، حفظ گردد. از طرفی مواد کامپوزیتی FRP به‌وفور جهت تقویت خمشی و فشاری و نیز افزایش شکل‌پذیری ستون‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. در همین ارتباط محصورشدگی بتن، مهم‌ترین خصوصیتی است که می‌توان آن را با جساباندن این مواد در اطراف ستون‌ها فراهم نمود. از طرفی استفاده از مواد کامپوزیتی FRP برای افزایش شکل‌پذیری اتصالات و رفتار مناسب‌تر آن در زلزله نیز بسیار مطلوب خواهد بود.

۸. نتیجه‌گیری

استفاده از میلگردهای FRP به علت مقاومت طبیعی در برابر خوردگی، مدول الاستیسیته قابل قبول، مقاومت کششی بالا، وزن سبک و مقاومت در برابر نیروهای مغناطیسی گزینه مناسبی برای جایگزین ساختن میلگردهای فولادی است. به همین علت استفاده از این میلگردها در محیط‌های دریایی، میدان‌های الکترومغناطیسی، تیرهای برق و غیره توصیه می‌شود. بهره‌گیری از این تکنولوژی جدید موجب دستیابی به سازه‌های با عمر بیشتر، سبک‌تر و مقاوم‌تر در برابر خوردگی می‌گردد.

مراجع

1. Arcangeli, E. & Ciabbarri, P. (1994). Menjil dam rehabilitation by resin grouting and high capacity anchors, Water Power & Dam Construction, February, pp. 19-25.
2. Bank, T.R. Gentry, B.P. Thomason and J.S. Russel. (2001). FRP Composites in Civil engineering, Vol.1. ELSEVIER 2001.
3. Beaumont, TX, M.S. Thesis, Lamar University, (2006). Reinforcing concrete structures with fibre-reinforced polymers. Intelligent sensing for innovative structures (ISIS Canada), Design manual No. 3, Version 2, ISBN 0-9689006-6-6, December (2006).
4. Canadian Standard Association, Canadian Highway Bridgr Dedign Code Section 16: Fibre Reinforced Structures, 1996, Final Draft, CHBDC.
5. Carrin L Roberts-wollmann. (2006). Frp bars in internal reinforcement for concrete overview.
6. Craddock, C. D. (1973). Upstream Drainage Increases Spillway Stability, ASCE Natioal Water Resources Enginrrring Meeting, Jan.29-Feb.2
7. Erki, M. A., and Rizkalla, S. H. (1993). Anchorages for FRP Reinforcement, Concrete International, 1993, pp. 54-59.
8. F. S. Rostasy. (1993). FRP Tensile Elements for Prestressed Concrete – State of the Art, Potentials and Limits, Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, International Symposium, ACI-SP-138, pp347-366. FRP showcase.
9. Gupta, H.K. & Rastogi, B.K. (1976). Dams and Earthquakes, Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 11, Elsevier, Amsterdam, p 229.
10. Laura De Lorenzi and Antonio Nanni. Shear Strengthening of Reinforced Concrete. (2001) Beams with Near-Surface Mounted Fiber – Reinforced Polymer Rods. ACI Structural Journal/January-February.

بررسی رفتار اتصال بتن آرمه کناری تقویت شده با الیاف FRP با وجود ماهیچه و کتیبه

فرشاد قنبرپور^۱، محمدعلی لطف‌اللهی یقین^۲

۱- کارشناس ارشد عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران،

۲- استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.

lotfollahi@tabrizu.ac.ir

خلاصه

نصب ورق‌های FRP بر روی ماهیچه و کتیبه‌ی اتصالات روش جدیدی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه موجود است و این ورق‌ها ضعف‌های عمده‌ای که اغلب در سازه‌های بتن آرمه مشاهده می‌شوند را کاهش می‌دهند. هدف اصلی این تحقیق، بررسی رفتار اتصالات تیر-ستون تقویت شده‌ی قاب‌های بتنی می‌باشد بطوریکه مقاوم سازی با استفاده ورق‌های FRP در محل کتیبه و ماهیچه اتصال انجام شده است. در اتصال بتنی میانی استفاده از الیاف FRP، در مدل‌های M-R1، M-R2 و M-R3 مقدار بار نهایی را نسبت به مدل M به ترتیب ۷/۷، ۷/۸ و ۴/۵ درصد افزایش داده در حالیکه در مدل M-R3 به مقدار خیلی کمی کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: اتصال بتنی، تحلیل اجزای محدود، الیاف FRP، کتیبه، ماهیچه.

۱. مقدمه

این اتصال تیر - ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قاب‌های بتن مسلح حائز اهمیت خاصی است. به دلیل آنکه ابعاد اتصال بسیار کوچک است، در حالی که لنگرهای منفی ماکزیمم و نیروهای برشی ماکزیمم در همین محل اتفاق می‌افتند. لذا تراکم میلگرد گذاری در این ناحیه فوق العاده زیاد می‌شود. بطور خلاصه مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون، دال و غیره) متمایز می‌کند، این است که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد میلگرد در این ناحیه مشکل می‌باشد. استفاده از ماهیچه بتنی مثلثی شکل در محل اتصالات می‌تواند مشکل فوق را بهبود بخشد و همچنین به دلیل افزایش صلیب اتصالات امکان تشکیل مفصل پلاستیک را از ناحیه اتصال دور می‌سازد. همچنین، در سازه‌هایی مانند ساختمان‌های صنعتی، انبارها و پارکینگ‌های طبقاتی بخصوص اگر دهانه بزرگ باشد؛ معمولاً در انتقال بار از دال تخت به ستون مشکلاتی همانند برش ایجاد می‌شود. برای تقویت ظرفیت برشی در اطراف ستون، می‌توان از پهنه یا کتیبه استفاده کرد که در اینحالت ضخامت دال در ناحیه ی محدود، افزایش داده می‌شود [۱].

با توجه به اینکه یکی از مناطق حساس و بحرانی در قاب‌های بتن آرمه تحت اثر زلزله، اتصالات تیر به ستون می‌باشد، طراحی نامناسب به خصوص در مورد اتصالات خارجی، عناصر بحرانی سازه‌ای را تشکیل می‌دهند که منجر به شکست زودرس در اثر تنش‌های برشی زیاد می‌گردند. اتصالات تیر به ستون ضعیف اجرا شده‌ی قدیمی، به عنوان یکی از بحرانی‌ترین نقاط ضعف سازه‌های بتنی قلمداد می‌شوند. نتایج آزمایشگاهی اتصالات شکل پذیر [۲] همانند مشاهدات عینی در طی زلزله‌های اخیر چین و نورتریج آسیب‌پذیری لرزه‌ای اتصالات را بیش از پیش نشان می‌دهد. زلزله‌های اخیر که در مناطق شهری اتفاق افتاده است، به کرات آسیب‌پذیری اتصالات تیر به ستون بتن آرمه را به اثبات رسانده‌اند. اکنون به خوبی ثابت شده است که اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی بتنی که برای پاسخ غیر الاستیک در بارگذاری‌های شدید لرزه‌ای طراحی شده‌اند، نواحی بحرانی در قاب‌ها می‌باشند. روش‌های موثر برای بازسازی نواقص موجود در اتصالات تیر - ستون توسعه پیدا کرده‌اند. تکنیک‌های پیشنهادی مقاوم سازی برای اتصالات تیر - ستون (با بالا بردن ظرفیت برشی اتصالات) در حذف یا به تاخیر انداختن برش موفق می‌باشند و حالت گسیختگی را به یک مفصل خمشی در تیر تبدیل می‌کنند که یک حالت شکست شکل پذیر می‌باشد.

روش‌های متعددی به منظور مقاوم کردن ساختمان‌های موجود و همچنین ساختمان‌های در حال ساخت در برابر نیروی جانبی ناشی از زلزله وجود دارد که مکانیزم‌های متفاوتی جهت کاهش خطر زلزله در سازه‌ها را دارند و هریک در شرایطی مخصوص به خود اثر مفیدتری دارند. روش‌های مختلف مقاوم‌سازی ساختمان در برابر نیروی زلزله احتیاج به درک و شناخت کافی دارند و بایستی در هر سازه از روشی مناسب برای آن استفاده کرد تا عملیات مقاوم‌سازی با موفقیت انجام شده و سازه مورد نظر اطمینان کافی در برابر نیروی زلزله را کسب نماید. استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر، میراگرهای جرمی، میراگرهای ویسکوز و استفاده از پلیمرهای مسلح به الیاف FRP به عنوان نسل نوین مصالح و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای در سال‌های اخیر بسیار مورد توجه بوده است [۳]. مطالعه روش‌های متداول و مقایسه بین آن‌ها به منظور بررسی استفاده از هر کدام به طور قطع بر موثر بودن پروژه‌های مقاوم‌سازی تأثیری عمیق و گسترده خواهد داشت. اگرچه مقاوم‌سازی اتصال بتن آرمه با استفاده از نوارهای FRP یک روش قابل اجرا و عملی است، اما در پژوهش‌های گذشته در مورد طرح چیدمان نوارها که تأثیر زیادی بر رفتار آنها دارد، اطلاعات کمی در دست است. وظیفه اصلی طراح در این زمینه، شناخت بهترین روش چیدمانی الیاف FRP از نظر عملکردی و اقتصادی، طراحی نوع و میزان مقاوم‌سازی و نظارت بر اجرای دقیق آن می‌باشد. بی‌شک با انجام چنین کارهایی رسیدن به سطح عملکرد مطلوب و خسارت‌های جانی و مالی کم به آسانی قابل دستیابی خواهد بود. از طرف دیگر، در حال حاضر آیین‌نامه‌های ساختمانی و طراحان سازه عمدتاً در استفاده از کتیبه و ماهیچه در اتصال بتنی به صورت محافظه کارانه عمل می‌کنند.

عوامل مختلفی منجر به افزایش تقاضا برای تقویت سازه‌ها شده است که از این میان می‌توان به زوال و بالا رفتن سن سازه‌های بتنی، ضعف سازه‌ها در برابر ارتعاشات و نیروهای وارده از طرف زلزله، تغییر کاربری سازه، عدم رعایت ضوابط اجرایی، تغییرات ضوابط آیین‌نامه‌ها، خوردگی فولاد و بتن و ... اشاره نمود. امروزه از روش‌های متفاوتی برای تعمیر و تقویت سازه‌های بتن آرمه استفاده می‌شود، از آن جمله می‌توان به استفاده از مواد مرکب پلیمری اشاره کرد. استفاده از کامپوزیت‌ها به دلیل خواص فوق‌العاده آن از قبیل مقاومت و سختی بالا، وزن اندک، مقاومت در برابر خوردگی، ناهمسانگرد بودن این مواد و طراحی بهینه، نصب آسان و سریع، کارایی اجرایی خوب، انعطاف‌پذیری بیشتر در طراحی، هزینه کل کمتر (شامل زمان، مصالح و اجرا) نسبت به ورق‌های فولادی، انجام تقویت در زمان استفاده از سازه، مورد توجه قرار گرفت. با توجه به اینکه نصب ورق‌های FRP بر روی ماهیچه و کتیبه‌ی اتصالات روش جدیدی در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه موجود است و این ورق‌ها ضعف‌های عمده‌ای که اغلب در سازه‌های بتن آرمه مشاهده می‌شوند، یعنی فقدان آرمانور برشی کافی و نیاز به آرمانورهای محصور کننده هسته‌ی بتنی را کاهش می‌دهند. هدف اصلی این تحقیق، بررسی رفتار اتصالات تیر-ستون تقویت شده‌ی قاب‌های بتنی می‌باشد بطوریکه مقاوم‌سازی با استفاده از ورق‌های FRP در محل کتیبه و ماهیچه اتصال انجام شده است.

۲. ادبیات پیشین

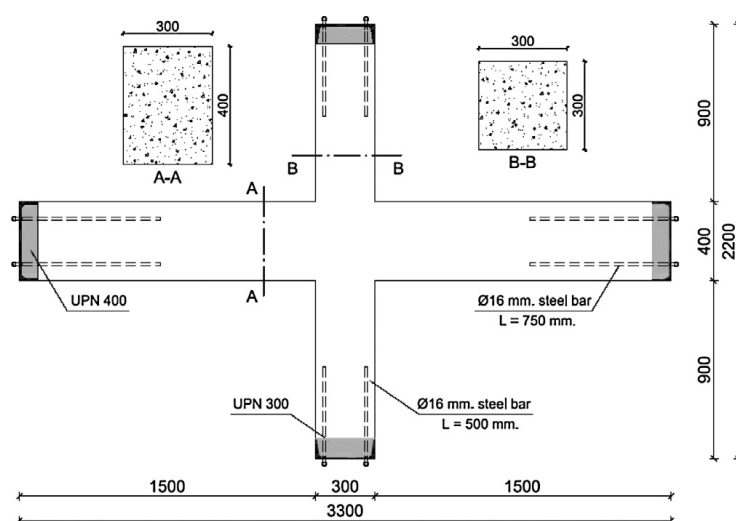
در بسیاری از مناطق کشور ایران با توجه به لرزه خیز بودن آن، سالیانه چند صد سازه بتنی با روش‌های معمول طراحی و ساخته می‌شوند و در زلزله‌های مختلف با توجه به بررسی‌های انجام شده بیشترین آسیب‌ها وارد و انهدام سازه از قسمت اتصال تیر-ستون به وقوع می‌پیوندد و این اتصالات یکی از مهم‌ترین نقاط ضعف این نوع از سازه‌ها به شمار می‌آید لذا محققین زیادی بر روی اتصالات بتنی و مقاوم کردن آن‌ها پرداخته‌اند که از جمله آن‌ها می‌توان به ژاکت‌های فولادی برای تقویت اتصالات یا از دور پیچ کردن کامل اتصالات با الیاف کامپوزیتی برای بهسازی لرزه‌ای اتصالات بتنی اشاره نمود که این امر به صورت چشم‌گیری بر روی شکل‌پذیری اتصال و افزایش مقاومت خمشی اتصال اثر گذاشته و موجب افزایش آن شده است. همچنین محققین در چندین تحقیق آزمایشگاهی و ساخت مدل‌های رایانه‌ای به بررسی رفتار اتصالات بتن آرمه پرداخته‌اند. بسیاری از اتصالات موجود که بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی و اجرا شده‌اند، نمی‌توانند جوابگوی نیازهای امروزی باشند به همین خاطر در هنگام وقوع زلزله بسیار ضعیف عمل کرده و رفتار مناسبی را از خود نشان نمی‌دهند [۴].

به طور عمومی کاستی‌ها و نقایصی در روش‌های ذکر شده در بالا در مقابل نیروی ثقلی و جانبی زلزله وجود دارد که از آن‌ها می‌توان اشاره کرد به بی‌کیفیت بودن مصالح مورد استفاده که باعث کاهش مقاومت فشاری بتن و یا کم بودن مقاومت کششی میلگردها و استفاده کردن از دتایل‌های ضعیف در اتصالات بتنی که قادر به تحمل نیروهای جانبی وارده نیستند و در هنگام وقوع زلزله و یا اعمال بار جانبی پس از مدت خیلی کم بر اثر کم بودن ظرفیت شکل‌پذیری در ناحیه اتصال از هم گسیخته می‌شوند [۵]

وطنی و عباسی (۱۳۹۴) [۶]، در تحقیقی مقاوم‌سازی لرزه‌ای اتصال تیر به ستون بتنی را با استفاده از تقویت برشی در محل اتصال مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق از روش اجزای محدود برای بررسی تأثیر تقویت برشی اتصال بر عملکرد نیرو-تغییر مکان آن استفاده شده است. برای انجام شبیه‌سازی از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شده است. در ابتدا برای اطمینان از صحت عملکرد مدل‌ها و دقت جواب‌های پیش‌بینی شده،

صحت سنجی با استفاده از نتایج یک تحقیق آزمایشگاهی و عددی انجام شده است. پس از اطمینان از دقت پیش‌بینی مدل‌های اجزای محدود با استفاده از چیدمان پیشنهادی آرماتورها در نزدیکی و داخل هسته بتنی اتصال و نیز استفاده از الیاف پلیمری رفتار اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. رفتار اتصال تقویت شده و تقویت نشده با هم مقایسه شده و نتیجه‌گیری انجام شده است.

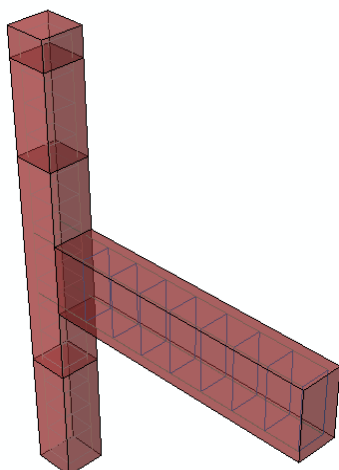
رویز پینلا و همکاران (۲۰۱۴)، به منظور شناخت رفتار روپوش یا ژاکت فولادی استفاده شده به‌عنوان یک سیستم مقاوم‌ساز لرزه‌ای برای سازه‌های قابی بتن آرمه، یک برنامه‌ی آزمایشگاهی برنامه‌ریزی کردند. آزمایش‌ها بر روی ۲۰ نمونه اتصال داخلی تیر-ستون مقیاس کامل انجام شد که در شکل (۱) هندسه نهایی آن‌ها نشان داده شده است. هندسه و مشخصات آرماتورها منطبق با ساختمان‌های موجود بود که آن‌ها فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده بودند و از ایده‌ی تیر قوی-ستون ضعیف برای آن‌ها استفاده شده بود و دو نوع آرماتورگذاری تیر در برنامه‌ی آزمایش وجود داشت. مقاوم سازی ستون در همه‌ی نمونه‌ها انجام شده بود و چهار نوع مختلف مقاوم‌سازی اتصال در اتصال ستون آزمایش شده است. در آزمایش‌ها، نمونه‌ها تحت اثر بارهای ثقلی و چرخه‌ای بودند. هدف اصلی در این تحقیق آزمایشگاهی، تنظیم یک آزمایش چرخه‌ای برای نمونه‌های واقعی در ساختمان‌های موجود در شرایط هر چه نزدیک‌تر به واقعیت بود. نتایج بطور کلی نشان دادند که روش‌های مقاوم‌سازی و بارهای محوری وارده بر ستون‌ها می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر روی رفتار لرزه‌ای اتصالات داشته باشد [۷].



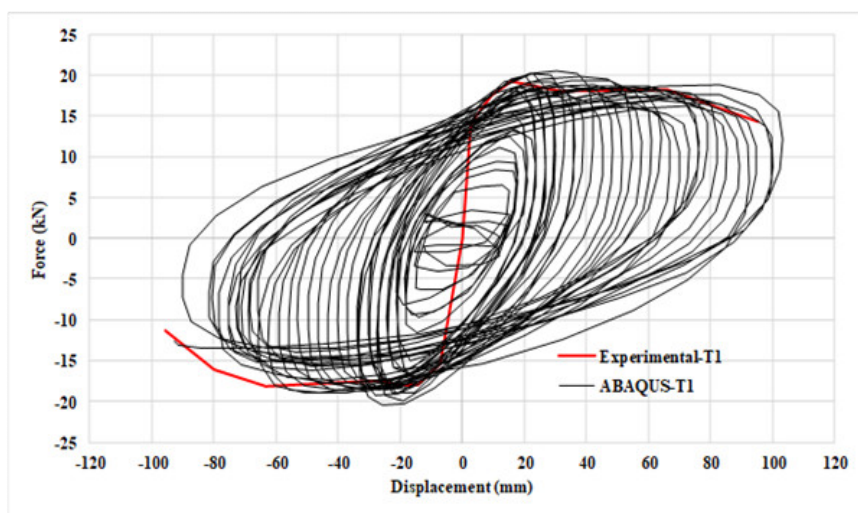
شکل ۱- نمونه‌های استفاده شده برای آزمایش، [۷]

۳. صحت سنجی مدل عددی

حداکثر در این تحقیق به منظور تایید مدل اجزای محدود اتصال تیر-ستون بتن آرمه‌ی TI که تحت بارگذاری چرخه‌ای توسط ماسی و همکاران (۲۰۱۳) [۸] مورد آزمایش قرار گرفته در نرم‌افزار مدل‌سازی شده است (شکل ۲). در نهایت با مقایسه‌ی نتایج تحلیل مدل عددی و آزمایش تجربی، مدل‌سازی تایید شده است. برای اینکه صحت منطق نرم افزار اجزای محدود در شبیه‌سازی این اتصال بتنی تیر-ستون سنجیده شود، اعداد منحنی این اتصال به صورت جداگانه در برنامه Excel رسم شده است. سپس نتایج حاصل از شبیه‌سازی نمونه‌ی یاد شده توسط نرم افزار برای مشخصه‌های بار-جابجایی مذکور استخراج شده و در نمودار یاد شده رسم گردید. حاصل رسم هر دو نمودار در برنامه اکسل بصورت زیر می‌باشد (شکل ۳). همانطور که از شکل ۳ مشخص است، منحنی هیستریزس حاصل از آزمایش تجربی و تحلیل عددی ABAQUS هم پوشانی قابل قبولی دارند، در کل مشخص است که منحنی مدل عددی تطابق خوبی با نمودار مدل آزمایشگاهی دارد، در مدل‌های عددی با بارگذاری چرخه‌ای، هم پوشانی منحنی‌ها تا این حد قابل قبول بوده و صحت مدل‌سازی عددی را تأمین می‌کند.



شکل ۲- چیدمان اتصال بتنی تیر- ستون بعد از مونتاژ



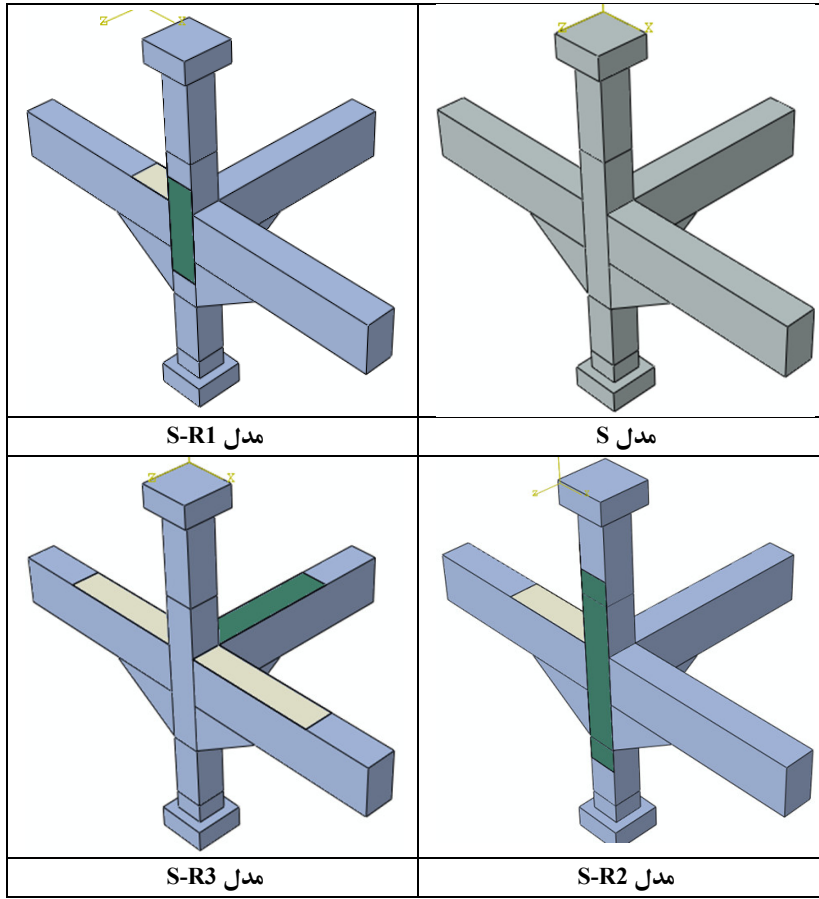
شکل ۳- مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس مدل عددی اتصال T1 با منحنی هیستریزیس حاصل از آزمایش تجربی

۴. بررسی اتصال کناری تقویت شده با الیاف FRP با وجود ماهیچه و کتیبه

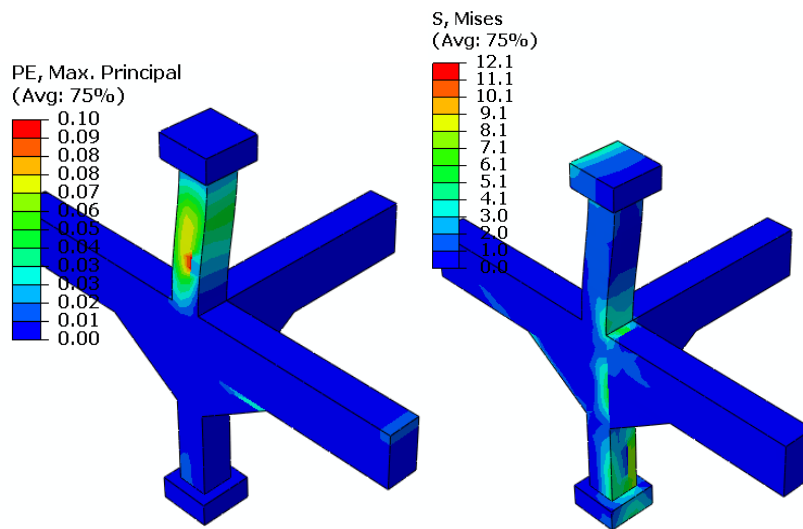
در در این بخش، اتصال کناری بتنی دارای ماهیچه و کتیبه با سه روش مختلف با الیاف FRP تقویت شده و رفتار تحت اثر بارگذاری پوش جانبی مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. برای این منظور مدل‌های جدول ۱ همانند شکل ۴ مدلسازی و سپس تحلیل شده است. نتایج مدل‌ها پس از تحلیل در نرم‌افزار به صورت کانتورهای رنگی و منحنی بار-جابجایی در شکل‌های ۵ تا ۹ نشان داده شده است.

جدول ۱: مدل‌های تحلیلی برای مطالعه پارامتری

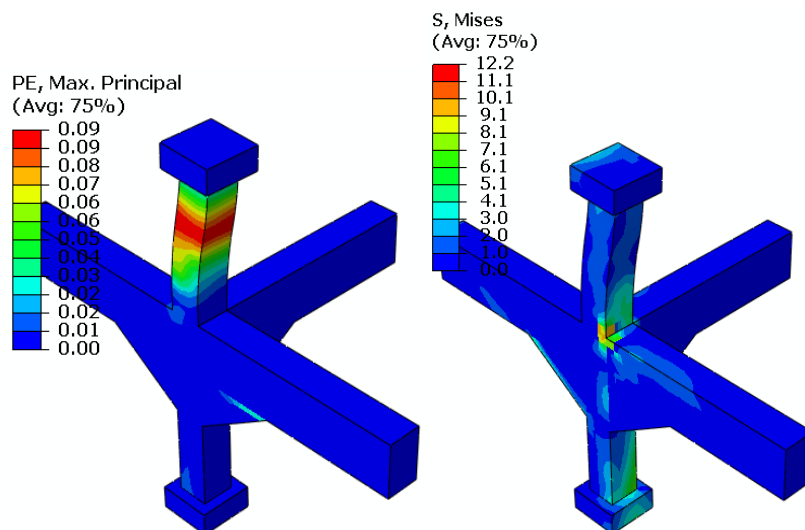
شماره	نام مدل	نوع اتصال	وجود تقویت	روش قرارگیری الیاف
۱	S	کناری	ندارد	-
۲	S-R1	کناری	دارد	بر روی وجه آزاد ستون
۳	S-R2	کناری	دارد	بر روی وجه آزاد ستون با افزایش دوبرابری طول
۴	S-R3	کناری	دارد	بر روی وجه‌های افقی تیر



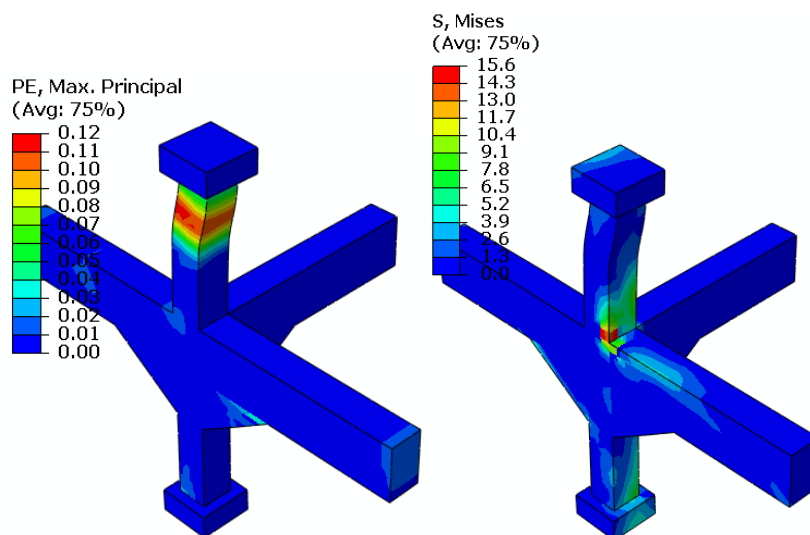
شکل ۴- مدل‌های عددی مورد بررسی



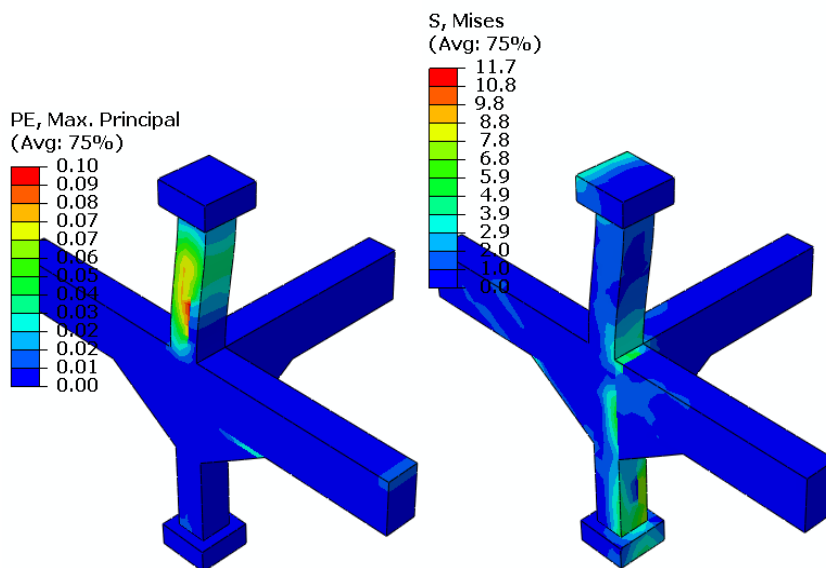
شکل ۵- کانتور کرنش و تنش مدل S



شکل ۶:- کانتور کرنش و تنش مدل S-R1

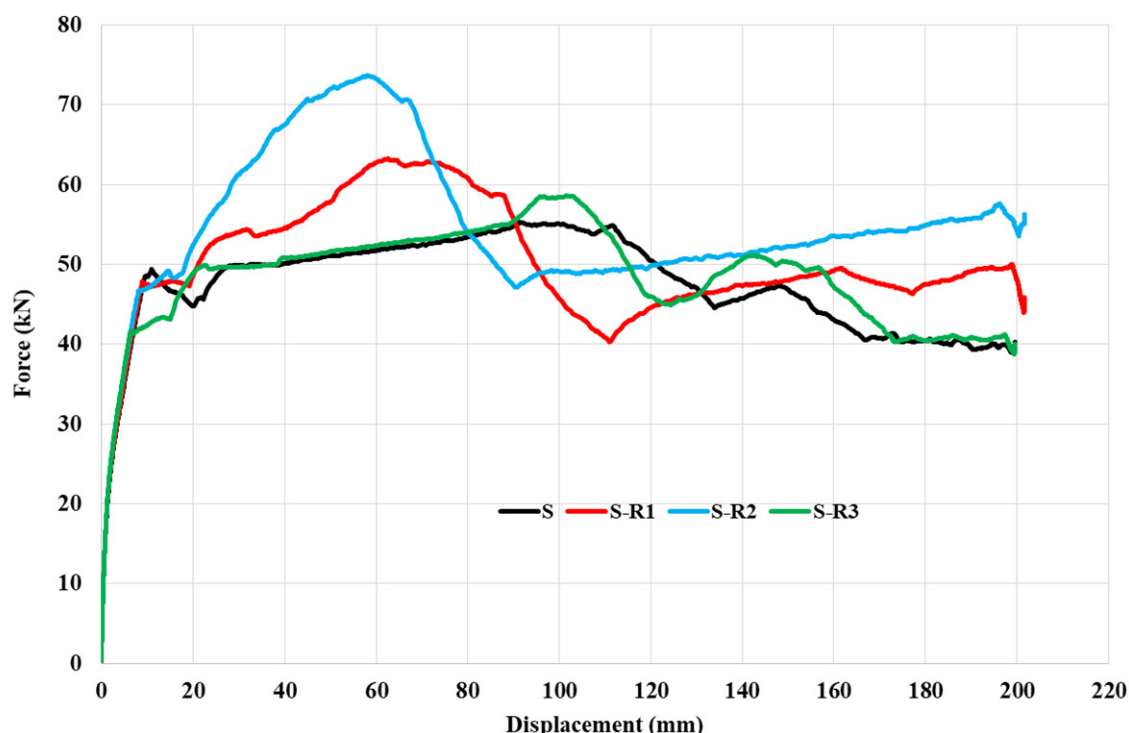


شکل ۷:- کانتور کرنش و تنش مدل S-R2



شکل ۸:- کانتور کرنش و تنش مدل S-R3

با توجه به شکل‌های ۵ تا ۸ می‌توان بیان کرد، وقتی از الیاف تقویتی FRP برای بهبود رفتار اتصال کناری استفاده می‌شود مقدار تنش ماکزیمم بتن افزایش می‌یابد و بر مقدار کرنش پلاستیک ماکزیمم تاثیر محسوسی ندارد.



شکل ۹- منحنی بار - جابجایی مدل‌های S، S-R1، S-R2 و S-R3

با توجه به منحنی‌های شکل ۹، استفاده از الیاف تقویتی FRP در محل اتصال بتنی کناری تاثیری بر سختی اولیه منحنی بار-جابجایی ندارد ولی بار نهایی اتصال بتنی در مدل S-R2 به مقدار قابل توجهی افزایش می‌دهد.

۵. نتیجه‌گیری

در این تحقیق، رفتار اتصال بتن آرمه دارای ماهیچه و کتیبه که توسط نوارهای FRP تقویت شده‌اند تحت بارگذاری جانبی به صورت عددی توسط نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS بررسی شدند. بررسی مقایسه‌ای نتایج آزمایشگاهی با نتایج مدلسازی‌ها نشان می‌دهد که نرم افزار اجزای محدود ABAQUS توانایی مدلسازی مناسب این گونه از سیستم‌های باربر را داشته و می‌تواند به عنوان ابزاری مناسب در ارائه‌ی راهکاری مناسب در تقویت اتصال‌های بتن آرمه با وجود ماهیچه و کتیبه مورد استفاده قرار گیرد.

در بررسی اتصالات بتنی کناری با وجود کتیبه و ماهیچه که توسط الیاف FRP تقویت شده‌اند نتایج آنالیز و مقایسه‌ی نتایج آن‌ها نشان داد. استفاده از الیاف FRP مقدار تنش ماکزیمم بتن را افزایش داده ولی بر مقدار کرنش پلاستیک ماکزیمم تاثیر محسوسی نداشته است. در هر سه روش چیدمان الیاف، مقدار بار نهایی افزایش یافته به طوری که در مدل‌های S-R1، S-R2 و S-R3 مقدار بار نهایی نسبت به مدل S به ترتیب ۱۴/۳، ۳۳/۲ و ۵/۹ درصد افزایش یافته است.

مراجع

1. Dhar, V.N. and Singh, P.K., (2004). Chamfering and reinforcement detailing in reinforced concrete corner subjected to opening moment. Journal of the Institution of Engineers(India), Part CV, Civil Engineering Division, 84, pp.244-251.

2. Park, A., (2002), A summary of result of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details. 2, Journal of Earthquake Eng, Vol. 6, pp. 147-174.

3. FEMA, F. (2006). 547 Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings. Washington: Federal Emergency Management Agency.

۴. خانزادی، مصطفی، (۱۳۸۷)، بررسی رفتار اتصالات بتنی تقویت شده با کمک الیاف FRP، مجله تحقیقات بتن، شماره ۲.

۵. صبریپور، امین، (۱۳۹۳)، بررسی عددی شکل‌پذیری در اتصالات بتنی تقویت شده با الیاف FRP، پایان‌نامه، کارشناس ارشد عمران – سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه.

۶. وطنی اسکویی، اصغر و مهران عباسی وحید، (۱۳۹۴)، مقاوم‌سازی لرزه‌ای اتصال تیر به ستون بتنی با استفاده از تقویت برشی در محل اتصال، کنفرانس ملی مهندسی عمران و محیط زیست، قزوین، معاونت پژوهشی دانشکده مهندسی عمران و نقشه‌برداری دانشگاه آزاد اسلامی قزوین.

7. Ruiz-Pinilla, J.G., Pallarés, F.J., Gimenez, E. and Calderón, P.A. (2014), Experimental tests on retrofitted RC beam-column joints under designed to seismic loads. General approach, Journal of Engineering Structures 59, pp.702–714.

8. Masi, A., Santarsiero, G., Lignola, G.P. and Verderame, G.M., (2013). Study of the seismic behavior of external RC beam-column joints through experimental tests and numerical simulations. Engineering Structures, 52, pp.207-219.

بررسی تاثیر موقعیت گره میانی در راستای عمودی در بادبندهای دروازه‌ای

محمد رضا نادری^۱، احمد ملکی^۲

۱- کارشناس ارشد عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران.

۲- استادیار دانشکده فنی دانشگاه آزاد اسلامی واحد مراغه، مراغه، ایران.

Maleki_civil@yahoo.com

خلاصه

عدم وجود ضوابط مدون در آئین‌نامه‌های موجود برای طراحی لرزه‌ای سیستم مهاربندی دروازه‌ای و با توجه به این مساله که بادبند دروازه‌ای فضای بازشوی مناسبی در مقایسه با دیگر بادبندها در ساختمان فراهم می‌کند، ضرورت بررسی عملکرد قاب‌های دارای بادبند دروازه‌ای را مشخص می‌کند. بنابراین در این تحقیق با استفاده از نرم‌افزار آباکوس، مدل عددی صحت‌سنجی شد. مدل قاب دارای بادبند دروازه‌ای برای سازه‌های فولادی با تغییر موقعیت گره میانی مقایسه و مورد تفسیر قرار گرفت. نتایج نشان دادند با افزایش فاصله‌ی گره‌ها از تیر به مقدار ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متر مقدار بار نهایی به ترتیب ۱۹، ۱۶/۸ و ۱۸/۴ درصد و مقدار انرژی مصرفی به ترتیب ۱۱/۲، ۱۰/۴ و ۱۶/۸ درصد افزایش می‌یابد. از طرفی با نزدیک شدن ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متری گره‌ها به تیر، مقدار بار نهایی به ترتیب ۲/۸ و ۱/۵ درصد افزایش و ۲/۱ درصد کاهش می‌یابد و از طرفی مقدار انرژی مصرفی به ترتیب ۴/۳ و ۳/۱ درصد افزایش و ۶ درصد کاهش می‌یابد. در کل می‌توان نتیجه گرفت که هرچه گره‌ها از تیر تا یک حد مشخصی فاصله می‌گیرند مهاربند عملکرد بهتری در قاب فولادی دارد ولی محل قرار گیری آن‌ها باید طوری باشد که بتوان بعنوان مهاربند دروازه‌ای در نظر گرفت.

کلمات کلیدی: بادبند دروازه‌ای، شکل‌پذیری، بار جانبی، روش المان محدود.

۱. مقدمه

یکی از سیستم‌های باربر جانبی متداول در سازه‌های فولادی، سیستم قاب‌های مهاربندی شده است که در کشور ما نیز به طور گسترده‌ای از آن استفاده می‌شود، در سازه‌های مهاربندی شده هم‌محور از نوع ویژه عضو لرزه‌بر (عضو شکل‌پذیر یا کنترل‌شونده توسط تغییر مکان) مهاربند است و سایر اعضا سازه کنترل‌شونده توسط نیرو بوده و انتظار رفتار غیرارتجاعی در آنها نمی‌رود. اولین پدیده‌ی غیرالاستیک که برای قاب مهاربندی در هنگام زلزله رخ می‌دهد، کماتش عضو مهاربند و با فاصله‌ی بسیار کمی از آن جاری شده عضو کششی مقابل آن است و این دو پدیده بر رفتار یک قاب مهاربندی شده حاکم است. بنابراین مهاربندها باید در همه‌ی مدهای رفتاری به طور کامل شناخته شده باشند و سازه براساس این مدهای رفتاری مهیا شود، باید توجه کرد که این عوامل حساسیت طرح را بالا برده و داشتن رفتار لرزه‌ای مناسب را منوط به کنترل‌های بسیار دقیق می‌کند، و چه بسا رعایت‌نکردن کوچکترین نکات اجرایی باعث عمل کردن رفتار نامناسب لرزه‌ای شود [۱].

عدم وجود ضوابط مدون در آئین‌نامه‌های موجود برای طراحی لرزه‌ای سیستم مهاربندی متقارن دروازه‌ای یا دروازه‌ای، ضرورت بررسی عملکرد قاب‌های مهاربندی شده با بادبند دروازه‌ای را مشخص می‌کند، و با توجه به این که تاکنون شمار تحقیقات انجام‌شده روی این بادبند معدود بوده است، دلیلی بر این است که سعی گردیده گامی در این راه برداشته شود، و نیز ضریب رفتار پایین اتصالات معمول باعث شده مهندسين به فکر یک نوع از قاب‌هایی افتادند که پیچیده نباشد و مانند سیستم معمولی، اجرای آسانی داشته باشد و نیز بسیاری از جنبه‌های رفتاری و سازه‌ای این سیستم در مواقعی که زلزله اتفاق می‌افتد نامعلوم است، لذا با آزمایش‌های عملی و صرفاً در این پایان‌نامه مدلی از سازه‌ی با سیستم سازه‌ای مهاربند متقارن دروازه‌ای، رفتار سازه شفاف‌سازی می‌شود. با رواج بیشتر بادبندهای برون‌محور در چند سال اخیر، که اغلب آن هم بدون رعایت ضوابط صورت می‌گیرد، استفاده از بادبندهای متقارن لا شکل یا دروازه‌ای کمتر شده است. در هر حال جهت برآورد آسیب‌پذیری قاب‌های بادبندی شده با اینگونه بادبندها، مطالعات

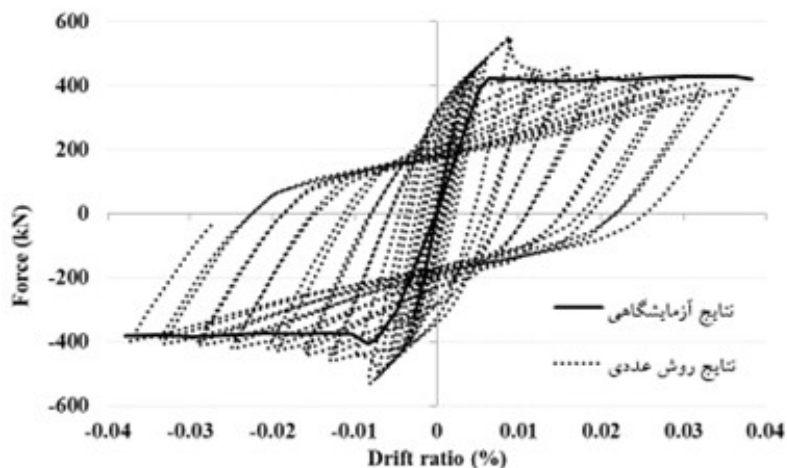
تحلیل و آزمایشگاهی ویژه لازم می‌باشد. بدین ترتیب، در این تحقیق، مدل قاب مهاربندی شده با بادبند متقارن دروازه‌ای برای سازه‌های فولادی با تغییر موقعیت گره میانی مقایسه شده و متغیرهای مساله به صورت مقایسه‌ای مورد تفسیر قرار خواهد گرفت. بنابراین، هدف کلی تحقیق حاضر، بررسی عددی رفتار قاب‌های فولادی با بادبندهای متقارن دروازه‌ای برای بهبود رفتار لرزه‌ای آنها تحت بارگذاری جانبی است تا به این شکل مناسب‌ترین جانمایی مهاربند همراه با بهبود رفتار چرخه‌ای آنها انتخاب شود. به طوری که مقاومت، شکل پذیری و اتلاف انرژی آنها را بهبود بخشد. علاوه بر این، اهداف زیر به عنوان اهداف فرعی تحقیق در نظر گرفته شد: ایجاد سختی و مقاومت کافی در سازه جهت کنترل تغییر مکان جانبی به منظور جلوگیری از تخریب اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای تحت زلزله‌های متوسط یا ضعیف؛ افزایش میزان استهلاک انرژی در سیستم جانبی به منظور ایجاد شکل‌پذیری و قدرت جذب انرژی کافی در سازه برای ممانعت از فروریختن سازه در زلزله‌های شدید.

۲. ادبیات پیشین

کلیه مقالات کلیه نزدیک به چهار دهه است که در مناطق در معرض زمین لرزه‌های قوی، قاب‌های خمشی فولادی بعنوان یکی از بهترین سیستم‌های سازه‌ای برای ساختمان‌ها در نظر گرفته می‌شوند. این نوع سیستم‌ها سازگاری مناسبی مابین اجزای سازه‌ای و معماری اغلب ساختمان‌های مسکونی و اداری فراهم می‌کنند. با این حال، تجربه و تحقیقات نشان داده است که زمین لرزه‌های شدید می‌توانند دررفت‌های درونی خیلی بزرگ را در قاب‌های خمشی ایجاد کنند. این دررفت‌های بزرگ می‌توانند خسارت‌های قابل توجهی را به اجزای سازه‌ای و معماری وارد کنند. بنابراین بررسی‌های تکنیکی و اقتصادی مهندسان زیادی منجر به سیستم‌های ساده و مقرون به صرفه‌ای در جهت عملکرد لرزه‌ای خوب با کاهش جابجایی‌های درون طبقه‌ای شده است. به نظر می‌رسد تغییر چشمگیری در استفاده از قاب‌های فولادی مهاربندی شده به صورت همگرا (CBF) بوجود آمده است [۲]. اگرچه استفاده از بادبندهای همگرا به عنوان یک سیستم جانبی مقاوم در برابر زلزله رو به افزایش است ولی یک نگرانی رو به رشدی با توجه به آسیب‌های زلزله‌های گذشته در مورد تغییر شکل نهایی آنها وجود دارد [۳]. اشکال عمده‌ی سیستم‌های CBF در بار چرخه‌ای غیرالاستیک است که اتلاف انرژی لرزه‌ای آنها به شدت کاهش می‌یابد که این مساله در بادبندهای شورون برجسته تر است [۴]. در سال ۱۹۸۵، سانتاق و همکارانش [۵] بادبند دروازه‌ای با Y شکل را معرفی کردند و مزایای آن را در فراهم کردن فضای مناسب برای بازشوهای در و پنجره در مقایسه با دیگر بادبندها نشان دادند. همچنین در تحقیقی توسط شاسب و یاسری [۶] مهاربند دروازه‌ای بعنوان گزینه‌ای مناسب برای ساختمان‌های فولادی صنعتی معرفی شد. آنها به این نتیجه رسیدند که این نوع از بادبند در صورت وجود فشار در اعضایش موثر نیست. بنابراین توصیه کردند که بصورت جفت متقارن در قاب‌های مهاربندی شده استفاده شود. این ایده در آیین نامه‌ی Eurocode 8 [۷] نیز برای طراحی ساختمان‌ها در مقابل زلزله‌ها آمده است. در کل با توجه به ادبیات گذشته می‌توان استنباط کرد زمانی که اعضای مهاربند دروازه‌ای تحت فشار است عملکرد آن مناسب نیست. در این خصوص، داوران و هویدایی [۸] بر اثر جزئیات اتصال میانی در رفتار سیستم‌های مهاربندی X شکل اشاره کردند و در نهایت یک جزئیات اتصالی برای بهبود پیوستگی مهاربندها پیشنهاد کردند. همچنین، یو و همکارانش [۹] به محدودیت‌های ایجاد شده توسط اتصالات تیر و ستون در وصله‌های لچکی اشاره کردند و اثرات آنها را در رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی X شکل چند طبقه با استفاده از نرم افزار انسیس بررسی کردند.

۳. اعتبارسنجی مدل عددی

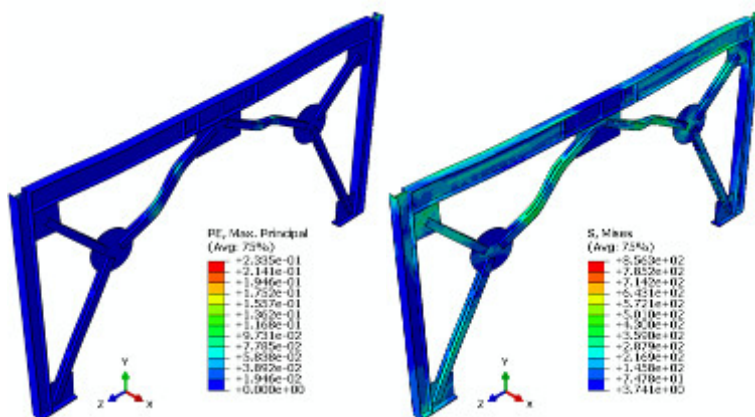
در این تحقیق به منظور تایید مدل اجزای محدود مهاربند دروازه‌ای، نمونه‌ی Y-7 آزمایش شده توسط زمانی و همکاران [۱۰] مدل‌سازی شده است. با مقایسه‌ی نتایج تحلیل مدل عددی و آزمایش تجربی، مدل‌سازی تایید شده است. توجه شود که نمونه به صورت مقیاس کامل، یک طبقه و یک دهانه ساخته شده است و از پروفیل‌های IPB و IPE در تیرها و ستون‌ها استفاده شده است. داده‌های منحنی برش- تغییر شکل مربوط به تحلیل عددی به برنامه‌ی Excel انتقال داده شده است و با پوش منحنی برش- تغییر شکل نمونه‌ی آزمایشگاهی به صورت شکل ۱ مقایسه شده است. همانطور که از شکل ۱ واضح است، منحنی برش پایه- تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی، نیروی برشی و جابجایی بیشتری نسبت به مدل آزمایشگاهی دارد که این به علت ایده‌آل گرفتن مصالح و اندرکنش بین اعضای متصل به هم و همچنین شرایط بارگذاری می‌باشد. در مدل‌های عددی با بارگذاری چرخه‌ای، هم پوشانی منحنی‌ها تا این حد قابل قبول بوده و صحت مدل‌سازی عددی را تأمین می‌کند.



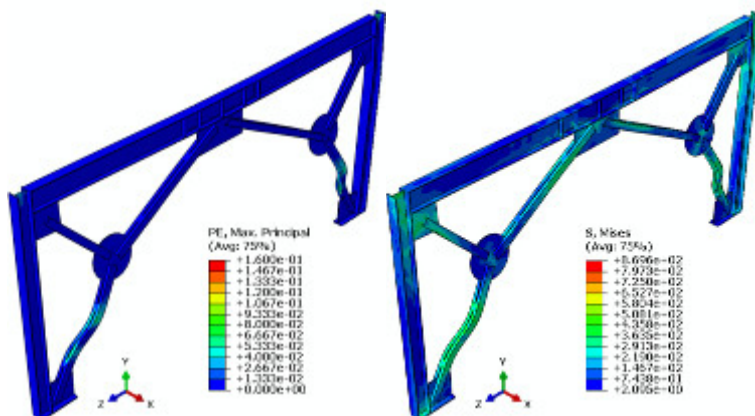
شکل ۱: مقایسه‌ی منحنی برش پایه- تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و عددی

۴. تاثیر حرکت گره میانی در راستای عمودی دور

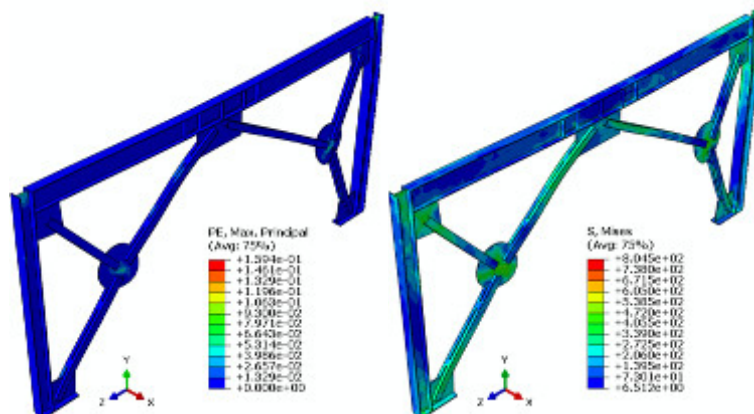
در این بخش برای یافتن محل مناسب گره میانی بادیند دروازه‌ای شکل، گره‌های میانی در راستای عمودی در سه مدل S1، S2 و S3 به ترتیب ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متر جابجا شده و از تیر دور شده‌اند. سپس نتایج آن‌ها به صورت کانتورهای رنگی کرنش و تنش و منحنی پوش هیستریز در شکل‌های (۴-۲۱) تا (۴-۳۰) و جدول (۴-۴) در مقایسه با مدل REF نشان داده شده است.



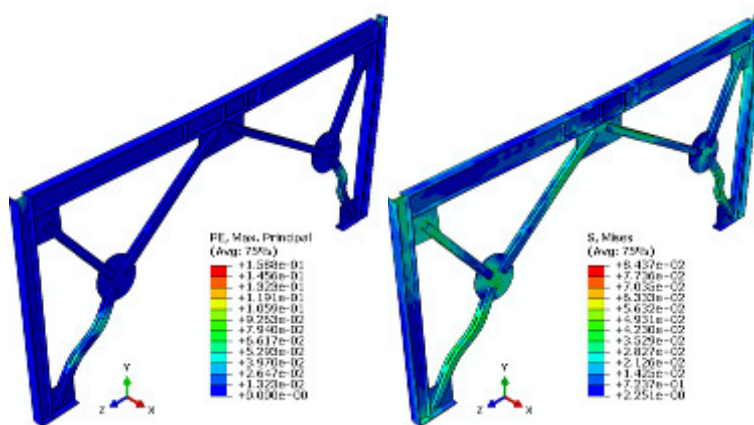
شکل ۲: کانتور تنش و کرنش مدل REF



شکل ۳: کانتور تنش و کرنش مدل S1

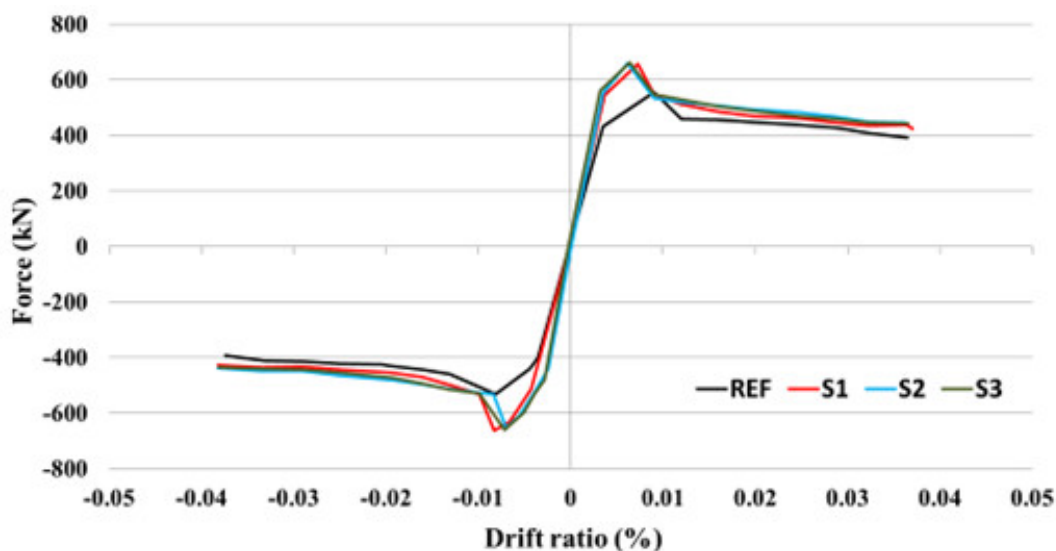


شکل ۴: کانتور تنش و کرنش مدل S2



شکل ۵: کانتور تنش و کرنش مدل S3

با توجه به شکل‌های ۲ تا ۵، با افزایش فاصله‌ی گره‌های میانی باندند از تیر، تنش‌ها و کرنش‌های ماکزیمم اعضای اصلی قاب نسبت به مدل REF کاهش می‌یابد.



شکل ۶: پوش منحنی هیستریزس مدل‌های REF، S1، S2 و S3

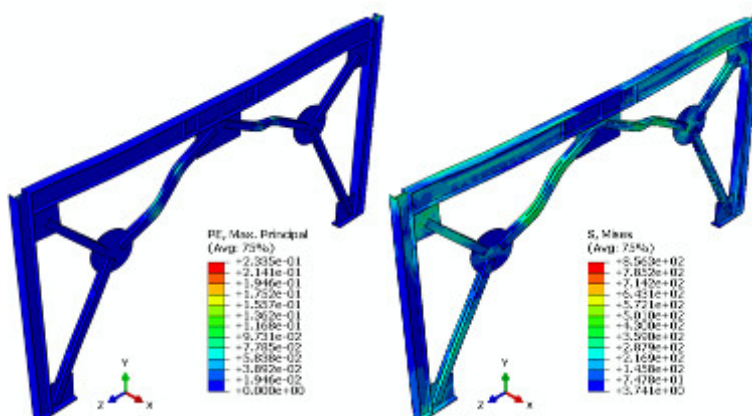
جدول ۱: مقایسه‌ی نتایج مدل‌های REF، S1، S2 و S3

ردیف	نام مدل	بار نهایی ماکزیمم (کیلو نیوتن)	درصد تغییر نسبت به مدل REF	انرژی مصرفی (کیلو نیوتن متر)	درصد تغییر نسبت به مدل REF
۱	REF	555.534	-	1218.12	-
۲	S1	661.157	19.0	1354.43	11.2
۳	S2	649.096	16.8	1345.21	10.4
۴	S3	657.934	18.4	1423.03	16.8

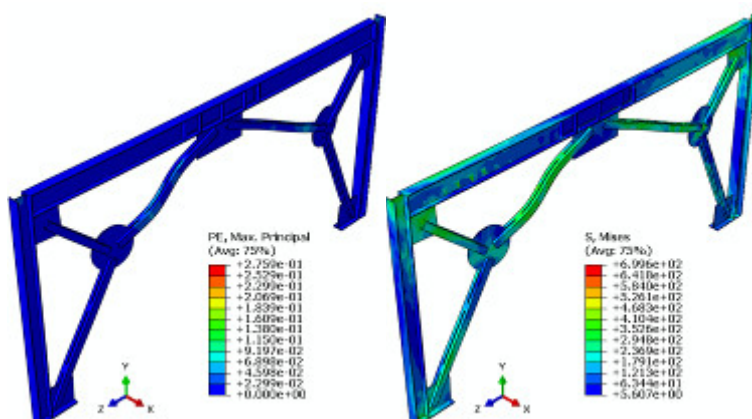
از شکل ۶ و جدول ۱ می‌توان گفت، با دور شدن گره‌های میانی از تیر بالایی، مقدار سختی اولیه، بار نهایی و انرژی مصرفی افزایش می‌یابد. بطوریکه مقدار بار نهایی در مدل‌های REF، S1، S2 و S3 به ترتیب برابر با ۵۵۶، ۶۶۱، ۶۴۹ و ۶۵۸ کیلو نیوتن و مقدار انرژی مصرفی به ترتیب برابر با ۱۲۱۸، ۱۳۵۴، ۱۳۴۵ و ۱۴۲۳ کیلو نیوتن متر می‌باشد. البته باید مورد توجه باشد که هرچه گره میانی از تیر بالایی دور می‌شود، بادبند شکل دروازه‌ای خود را از دست می‌دهد.

۵. تاثیر حرکت گره میانی در راستای عمودی نزدیک

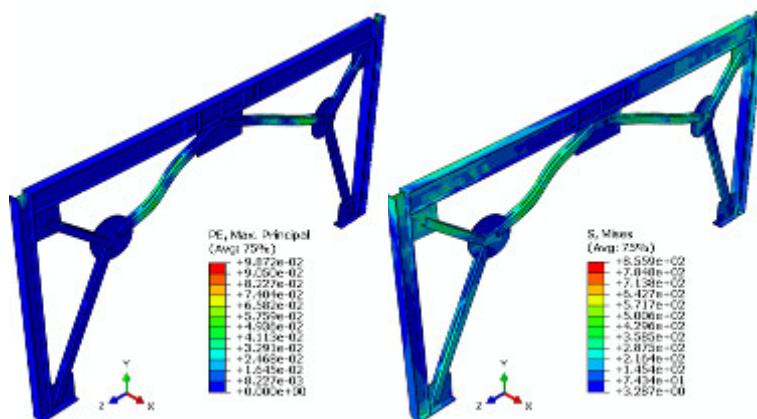
در این بخش برای یافتن محل مناسب گره میانی بادبند دروازه‌ای شکل، گره‌های میانی در راستای عمودی در سه مدل N1، N2 و N3 به ترتیب ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متر جابجا شده و به تیر نزدیک شده‌اند. سپس نتایج آن‌ها به صورت کانتورهای رنگی کرنش و تنش و پوش منحنی هیستریزس در شکل‌های ۷ تا ۱۰ و جدول ۲ در مقایسه با مدل REF نشان داده شده است.



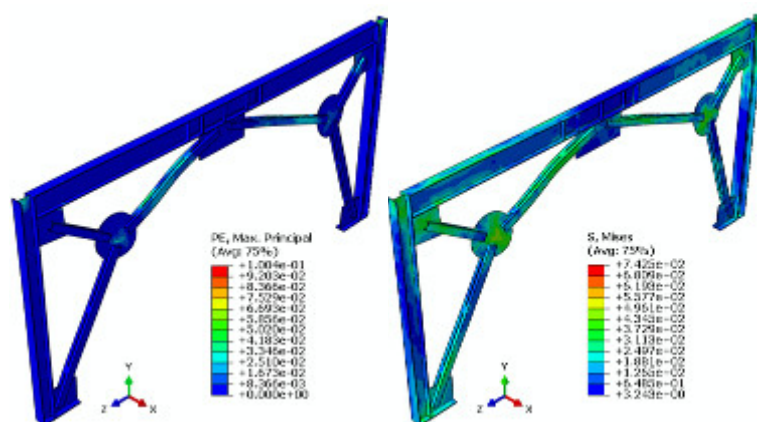
شکل ۷: کانتور تنش و کرنش مدل REF



شکل ۸: کانتور تنش و کرنش مدل N1

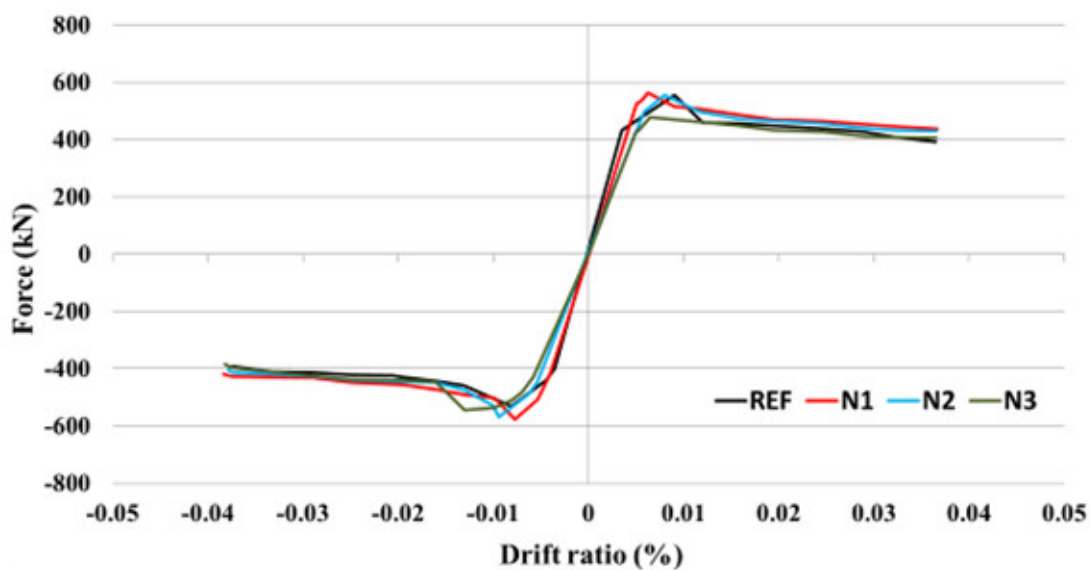


شکل ۹: کانتور تنش و کرنش مدل N2



شکل ۱۰: کانتور تنش و کرنش مدل N3

با توجه به شکل‌های ۷ تا ۱۰، با کاهش فاصله‌ی گره‌های میانی بادنند از تیر، تنش‌ها و کرنش‌های ماکزیمم اعضای اصلی قاب و محل اتصالات نسبت به مدل REF افزایش می‌یابد.



شکل ۱۱: پوش منحنی هیستریزس مدل‌های REF، N1، N2 و N3

جدول ۲: مقایسه‌ی نتایج مدل‌های REF، N1، N2 و N3

ردیف	نام مدل	بار نهایی ماکزیمم (کیلو نیوتن)	درصد تغییر نسبت به مدل REF	انرژی مصرفی (کیلو نیوتن متر)	درصد تغییر نسبت به مدل REF
۱	REF	555.534	-	1218.12	-
۲	N1	570.862	2.8	1271.01	4.3
۳	N2	563.812	1.5	1256.44	3.1
۴	N3	543.762	-2.1	1145.39	-6.0

از شکل ۱۱ و جدول ۲ می‌توان گفت، با نزدیک شدن گره‌های میانی به تیر بالایی، مقدار بار نهایی و انرژی مصرفی مدل‌های N1 و N2 افزایش خیلی کمی دارند ولی سختی اولیه، بار نهایی و انرژی مصرفی مدل N3 کاهش می‌یابد. بطوریکه مقدار بار نهایی در مدل‌های REF، N1، N2 و N3 به ترتیب برابر با ۵۵۶، ۵۷۱، ۵۶۴ و ۵۴۴ کیلو نیوتن و مقدار انرژی مصرفی به ترتیب برابر با ۱۲۱۸، ۱۲۷۱، ۱۲۵۶ و ۱۱۴۵ کیلو نیوتن متر می‌باشد.

۶. نتیجه‌گیری

در مدل‌هایی که مکان گره‌های میانی بادبند دروازه‌ای قاب فولادی در راستای عمودی از تیر دور شد نتایج تحلیل‌ها نشان دادند، مقدار تنش و کرنش‌های ماکزیمم از اعضای اصلی قاب به سمت بادبند میل پیدا می‌کنند. بنابراین رفتار سازه بهبود می‌یابد. همچنین با افزایش فاصله‌ی گره‌ها از تیر به مقدار ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متر مقدار بار نهایی به ترتیب ۱۹، ۱۶/۸ و ۱۸/۴ درصد و مقدار انرژی مصرفی به ترتیب ۱۱/۲، ۱۰/۴ و ۱۶/۸ درصد افزایش می‌یابد. البته باید مورد توجه باشد که هرچه فاصله‌ی گره از تیر بیشتر می‌شود بادبند دروازه‌ای به بادبند V معکوس تبدیل می‌شود. بنابراین نمی‌توان آن را بعنوان بادبند دروازه‌ای مورد بررسی قرار داد.

در مدل‌هایی که مکان گره‌های میانی بادبند دروازه‌ای قاب فولادی در راستای عمودی به تیر نزدیک می‌شوند نتایج تحلیل‌ها نشان دادند، هرچه گره‌ها به سمت تیر نزدیک می‌شوند، مهاربند کارایی خود را از دست داده و تنش‌های ایجاد شده در اعضای اصلی قاب افزایش یافته و نواحی تسلیم شده‌ی آن‌ها افزایش می‌یابد. همچنین مقایسه‌ی منحنی هیستریزس آن‌ها نشان داد ابتدا با نزدیک شدن گره‌ها به تیر مقدار بار نهایی و انرژی مصرفی به مقدار خیلی کمی افزایش می‌یابد ولی به هر حال مقدار سختی اولیه کاهش می‌یابد. با نزدیک شدن ۱۰۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متری گره‌ها به تیر، مقدار بار نهایی به ترتیب ۲/۸ و ۱/۵ درصد افزایش و ۲/۱ درصد کاهش می‌یابد و از طرفی مقدار انرژی مصرفی به ترتیب ۴/۳ و ۳/۱ درصد افزایش و ۶ درصد کاهش می‌یابد.

مراجع

1. Moghadam, H. A., Estekanchi, H. E., 1995. "On the characteristics of an off center Bracing System," J.Construction Steel Research, Vol. 35, pp. 361-76.
2. Patxi, U. and Mahin, S.A. "Physical modeling and seismic vulnerability assessment of concentrically braced steel frames", Proceedings SEAOC 2004 Annual Convention, Monterrey, California.
3. Annan, C.D., Youssef, M.A. and El Naggar, M.H. "Experimental evaluation of the seismic performance of modular steel-braced frames", Eng. Struct., 31(7), pp. 1435-1446 (2009).
4. Tremblay, R. and Robert, N. "Seismic design of low and mid-rise Chevron braced steel frames", Can. J. Civil Eng., 27(6), pp. 1192-1206 (2000).
5. Sontag, S., Henn, W. and Hart, F., Multi Storey Buildings in Steel, 2nd Edn, Collins, London, pp. 252-257 (1985).
6. Yaseri, S. and Shasb, F.R., Design and Calculation of Heavy and Light Industrial Steel Buildings, Dekhoda Press, Tehran (in Persian) (2001).
7. Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3, London, BSI (December 2001).

8. Davaran, A. and Hoveidae, N. “Effect of mid-connection detail on the behavior of X-bracing systems”, *J. Construct. Steel Res.*, 65(4), pp. 985–990 (2009).
9. Yoo, J.-H., Roeder, C.W. and Lehman, D.E. “Simulated behavior of multistory X-braced frames”, *Eng. Struct.*, 31(1), pp. 182–197 (2009).
10. Majid Zamani, S. and Rasouli, M. “Experimental investigation of behavior of y-shaped concentric steel bracings”, *Asian J. Civil Eng.*, 7(1), pp. 81–94 (2006).



هشتمین کنفرانس ملی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان
آبان ۱۴۰۰



مروری بر انواع مصالح تشکیل دهنده بتن در سازه های هیدرولیکی و بررسی آزمایشگاهی آن

حامد رضا حاج قاسم^{۱*}، محمد مهدی باطنی^۲، مهرشاد صمدی^۳، محمد نجمائی^۴، وحید داشقاله^۵، ندا فردپور^۶

- ۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران (آب و سازه های هیدرولیکی)، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه خوارزمی، تهران
- ۲- دکتری تخصصی مهندسی منابع آب، انستیتوی مطالعات عالی دانشگاهی، پابوا، ایتالیا
- ۳- دکتری تخصص عمران (آب و سازه های هیدرولیکی)، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت، تهران
- ۴- دانشیار بازنشسته گروه هیئت علمی عمران، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت، تهران
- ۵- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران (آب و سازه های هیدرولیکی)، دانشکده عمران دانشگاه تهران، تهران
- ۶- کارشناس ارشد معماری دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه آزاد پردیس، تهران

[*hamedghasemi833@gmail.com](mailto:hamedghasemi833@gmail.com)

چکیده

خرابی های زودرس سازه به علت شرایط محیطی مخرب گویای اهمیت مصالح بتن بوده است. سازه هایی که در تماس با سیالی قرار دارند از اهمیت ویژه ای برخوردار است، این نوع از سازه ها اغلب تحت تاثیر سایش قرار می گیرند. در این مقاله مروری بر تحقیقات انجام شده، صورت گرفت و با در نظر گرفتن آن ها بتن هایی با طرح اختلاط مخصوص با استفاده از میکروسیلیس و الیاف در آزمایشگاه جهت مقابله با نفوذ و سایش ناشی از آب ساخته شد و در عمل نیز مورد آزمایش قرار گرفت که مقاومت و دوام خوبی را تا به امروز از خود نشان داده است.

کلمات کلیدی: مقاومت سایشی، تقویت بتن، سازه های هیدرولیکی، انواع مصالح

مقدمه

چندین دهه است اهمیت و نوع استفاده مصالح به طور دقیق در سازه‌ها ذهن محققان بسیاری را به خود مشغول کرده است سازه‌های هیدرولیکی در مهندسی عمران مانند سدها، کالورت‌ها، پایه پل‌ها و برخی تونل‌ها از اهمیت بالایی برخوردارند. یک سازه برای دستیابی به هدف خود، باید در برابر فروپاشی و استفاده از آن ایمن باشد. قابلیت سرویس دهی مستلزم آن است که نقص‌ها به اندازه کافی کوچک باشد بعنوان مثال اگر ترک وجود داشته باشد، تا حد قابل تحمل نگه داشته شود تا ارتعاشات به حداقل برسد. ایمنی مستلزم آن است که استحکام سازه برای کلیه بارهایی که پیش بینی می‌شود روی آن عمل کنند کافی باشد [۳]. بتن تحت شرایط محیطی مخرب می‌تواند به سرعت و در مدتی کمتر از زمانی که به عنوان عمر مفید برای آن در نظر گرفته شده است آسیب دیده و مقاومت خود را از دست بدهد. اکثر بتن‌های مورد استفاده در سازه‌های هیدرولیکی دچار آسیب‌هایی نظیر: فرسایش، ترک خوردگی، ذوب و انجماد، خستگی حرارتی و حتی افت کرناسیون می‌شوند [۷]. این آسیب‌ها باعث کاهش جدی مقاومت، دوام و پایداری بتن می‌گردد. وجود ترک‌ها به طور جدی بر مقاومت، دوام و پایداری سازه‌های هیدرولیکی اثر می‌گذارد. نشست آب به بتن و گروت سیمانی در سازه‌های هیدرولیکی و عمل شیمیایی آن باعث ضعیف شدن مقاومت و پایداری بتن می‌گردد. اختلاف حرارتی در بتن و پدیده‌ی کرناسیون موجب فرسوده شدن و آسیب رسیدن به آرماتورها می‌شود. تراوش و فرسایش دو آسیب جدی برای سدهای بتنی به شمار می‌آیند. بر طبق آمار، نزدیک به یک سوم سدها دچار تراوش و یا فرسایش می‌شوند. این دو آسیب به صورت افزایش احتمال تراوش و فشار بالابرنده، همچنین افزایش تعداد ترک‌ها روی سطح و حفره‌های انقباضی بروز پیدا می‌کنند [۷]. فرسایش سطح بتن در سازه‌های هیدرولیکی به دلیل اثر سایش و برخورد مواد شناور و یا جاری در آب نظیر ماسه، شن، سیلت، یخ و با سرعت زیاد رخ می‌دهد. خسارت ناشی از سایش در حد چند سانتیمتر است ولی بعد از گذشت زمان، طی عمل سایش، میزان تخریب به طور مشخصی بیشتر از این مقدار خواهد بود [۴]. در سازه‌های هیدرولیکی مانند سدهای بتنی، جریان‌های آشفته آب با ذرات معلق در آن به سطوح بتنی برخورد می‌کنند و باعث سایش با عمق‌های متفاوت می‌شوند. بین مقاومت سایشی بتن و مقاومت فشاری بتن رابطه تنگاتنگی برقرار است به نحوی که با افزایش مقاومت فشاری، مقاومت سایشی نیز افزایش می‌یابد. ذرات معلق موجود در آب تهدید جدی برای سایش سازه‌های بتنی محسوب می‌گردد که می‌توان آن را از طریق حذف شرایط نامطلوب همچون حداقل کردن چرخش ذرات معلق و عدم بکارگیری موج گیر و یا تقویت بتن مورد استفاده از طرق مختلف همچون بهره‌گیری از الیاف، مواد مضاف و پوزولان‌ها کنترل نمود.

۱- تأثیر چرخه‌های ذوب و یخ و فشار هیدرولیکی بر رفتار بتن

هنگامی که بتن آب جذب می‌کند و اشباع می‌شود، حفرات موئینه و حفره‌های ژلی، کاملاً یا تقریباً پر از آب می‌شوند. زمانی که درجه‌ی حرارت به نقطه‌ی شروع انجماد می‌رسد، بلورهای یخ در بزرگترین حفرات موئینه تشکیل می‌شوند. با شروع یخ زدن آب در حفرات موئینه بزرگتر، حجم آب یخ زده به همراه حجم یخ به ظرفیت اصلی حفره می‌رسد. بنابراین زمانی که آب در حفره‌ها به یخ تبدیل می‌شود، می‌بایست یا حفره منبسط شود و یا آب اضافی از آن خارج شود (علت اصلی عمل آوری^۱). با توجه به نفوذپذیری خمیر سیمان، امکان خروج آب اضافی از حفره‌ی موئینه وجود دارد. آب اضافی در حفره‌های موئینه به نزدیکترین حباب هوا می‌گریزد. بنابراین می‌توان تصور کرد که رشد یخ در حفره، بر آب اضافی فشار وارد می‌کند و آن را از داخل خمیر به سمت حباب هوا می‌راند. به این فشار، فشار هیدرولیکی می‌گویند. عوامل مختلفی بر میزان این فشار موثرند از جمله ضریب نفوذپذیری موادی که آب از طریق آنها منتقل می‌شود، فاصله‌ی بین حفره تا مرز حباب هوا و سرعت یخ زدن آب [۱]. در رابطه با تأثیر موارد ذکر شده بر میزان فشار هیدرولیکی می‌توان گفت که هر چه ضریب نفوذپذیری خمیر سیمان کمتر باشد، حرکت آب از درون حفره به سمت حباب هوا مشکل‌تر است. بنابراین در این صورت فشار هیدرولیکی افزایش می‌یابد. افزایش سرعت انجماد آب، نیز اثری مشابه بر فشار هیدرولیکی دارد. می‌توان گفت در مجموع، در حین عمل یخ زدن، فشار هیدرولیکی در خمیر سیمان به وجود می‌آید. این فشار برای نقاطی که نسبت به حباب‌های هوا فاصله‌ی بیشتری داشته باشند، بیشتر است. به گونه‌ای که بر طبق مطالعات آزمایشگاهی پاورز و هلمود، اگر فاصله‌ی یک حفره در خمیر سیمان از حباب هوا از مقدار معینی تجاوز کند، فشار هیدرولیکی به اندازه‌ی زیاد خواهد بود که می‌تواند به خمیر سیمان آسیب وارد کند [۱۸].

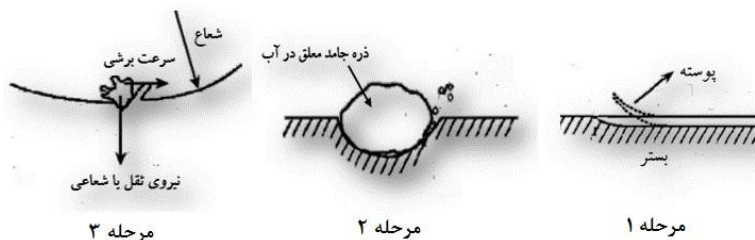
¹ -Curing

۲- نقش میکروسیلیس در بتن

از پر کاربردترین نانو ذرات در بتن نانو سیلیس‌ها هستند. تحقیقاتی که بر روی دوام بتن‌های حاوی میکروسیلیس در برابر حمله ی سولفات سدیم انجام شده است، بیان کننده دوام بهتر بتن‌ها نسبت به بتن‌های بدون میکروسیلیس می باشد. سانانام و همکاران نشان دادند که نمونه‌های بتنی حاوی میکروسیلیس در برابر سولفات سدیم انبساط بسیار کمتری نسبت به نمونه‌های معمولی دارند [۲۱]. همچنین سانانام نشان داد استفاده از میکروسیلیس، درصد کاهش مقاومت فشاری و درصد کاهش مقاومت خمشی بتن در برابر سولفات سدیم را بهبود می‌بخشد. [۲۲]. اما این تحقیقات انجام شده در برابر حمله سولفات منیزیم توسط محققین، نتایج متفاوتی نشان می‌دهد. سانانام تاثیر میکرو سیلیس در برابر سولفات منیزیم مشابه سولفات سدیم است [۲۱].

۳- خرابی بر اثر سایش

مراحل خرابی بر اثر سایش طی سه مرحله انجام می‌گیرد. در مرحله اول بر اثر جریان آب و نفوذ مولکول‌های آب سطح بتن پوسته‌ای می‌شود و در مرحله بعدی بر اثر ضربه ذرات جامد معلق در آب ریزترک‌هایی در سطح بتن به وجود می‌آید و در مرحله آخر سایش رخ می‌دهد. میزان سایش بسته به سه عامل سختی ذرات معلق در آب، سرعت آب و مقاومت بتن متغیر است [۱۹].



شکل ۱- مراحل خرابی بتن بر اثر سایش

۳-۱- مقاومت سایشی بتن

پارامترهای اصلی تاثیر گذار بر مقاومت سایشی بتن شامل مشخصات سنگدانه‌ها، مقاومت بتن، نسبت‌های اختلاط، استفاده از سیمان‌های خاص و استفاده از مواد اضافی مانند مواد معدنی، الیاف و خاکستر بادی^۱ هستند [۲۰]. مقاومت فشاری بتن و بزرگترین اندازه‌ی سنگدانه‌ی مصرفی در طرح اختلاط بتن، دو مشخصه‌ی مهم و تأثیر گذار در فرسایش سایشی بتن است. تحقیقات انجام شده بیانگر آن است که با افزایش مقاومت فشاری بتن، مقاومت در برابر سایش نیز بیشتر می‌شود.

۳-۲- پارامترهای طرح اختلاط بتن

سنگدانه‌ها با تشکیل ۷۵ درصد از حجم بتن یکی از مهمترین اجزای بتن محسوب می‌گردند، در حالیکه نسبت آب به سیمان نیز یکی از اثرگذارترین پارامترها بر مقاومت بتن محسوب می‌گردد زیرا که بتن با میزان آب به سیمان پایین، تخلخل کمی دارد که منجر به افزایش مقاومت آن می‌شود و بتن با نسبت آب به سیمان زیاد، کارایی بالا ولی تخلخل زیادی دارد و در نتیجه مقاومت کمتری خواهد داشت. کومار و شرما^۲ با بررسی بتن با خاکستر بادی و سه درصد متفاوت از سنگدانه‌ها دریافتند که استفاده از مواد پوزولانی در طرح اختلاط سبب افزایش مقاومت سایشی بتن می‌گردد و مقاومت سایشی بتن با افزایش سن آن افزایش می‌یابد [۹].

کیلیک^۳ و همکاران با بررسی پنج نوع سنگدانه‌ی متفاوت از جمله کوارتزی، بازالتی، آهکی، گابرو و ماسه‌ای در بتن، به این نتیجه رسیدند که مقاومت سنگدانه‌ها بر روی مقاومت فشاری، مقاومت کششی و مقاومت سایشی بتن تأثیر دارد. استفاده از سنگدانه‌های سخت‌تر ممکن است بر بهبود

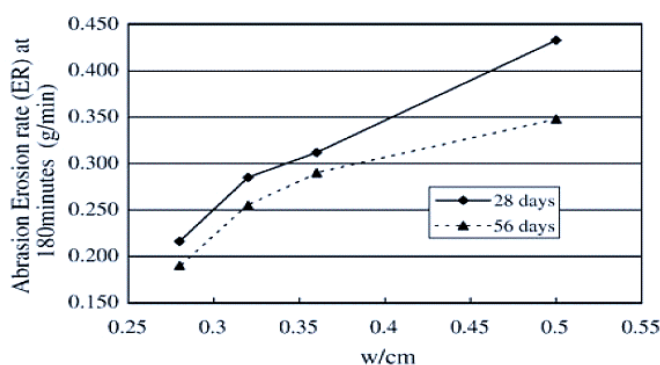
¹ Fly Ash

² Ramesh Kumar and Sharma

³ Kilic

مقاومت در برابر سایش سودمند باشد [۲۳]. لاپلانت^۱ تأثیر سه نوع سنگدانه‌ی متفاوت را بر مقاومت بتن در برابر سایش با نسبت آب به سیمان یکسان مورد ارزیابی قرار داد. سنگدانه‌های آهکی، دولومیتی آهکی و گرانیتی از جمله سنگدانه‌های مورد مطالعه‌ی این تحقیق بودند. کمترین میزان فرسایش سایشی بین نمونه‌های بتنی تحقیق، مربوط به سنگدانه‌های گرانیتی و بیشترین میزان فرسایش سایشی در سنگدانه‌های آهکی گزارش شد [۸].

لیو^۲ و همکاران به مطالعه‌ی مقاومت سایشی بتن مورد استفاده در سازه‌های هیدرولیکی با مقایسه‌ی سه اندازه‌ی ۵، ۱۳ و ۲۵ میلی‌متر در ساختار ماتریس پرداختند. آنها به این نتیجه رسیدند که استفاده از، درشت دانه با حداکثر اندازه‌ی ۱۳ میلی‌متر در بتن کم مقاومت، در افزایش مقاومت بتن در برابر سایش مؤثرتر است، حال آنکه در بتن پر مقاومت استفاده از این ویژگی، تأثیری بر افزایش مقاومت در برابر سایش بتن ندارد. آنها همچنین به مطالعه‌ی مقاومت سایشی بتن سازه‌های هیدرولیکی با نسبت‌های مختلف آب به سیمان پرداختند و با بهره‌گیری از چهار نسبت آب به سیمان مختلف و استفاده از روش جت آب مسلح به مواد ماسه‌ای به این نتیجه رسیدند که با افزایش مقدار آب به سیمان، نرخ فرسایش یافته (ER) نیز افزایش خواهد داشت [۶].



شکل ۲- رابطه‌ی بین نرخ سایشی و نسبت آب به سیمان [۶]

۳-۳ تأثیر الیاف بر مقاومت سایشی بتن

استفاده از بتن مسلح به الیاف (FRC) در سازه‌های مختلف اعم از بتن کف، دالها، روسازی راه رواج پیدا کرده است. بسته به نحوه و جهت توزیع الیاف در مخلوط سیمانی، بتن به ماده ای ایزوتروپیکتر و با شکل‌پذیری بیشتری تبدیل می‌شود. حضور الیاف در جهات مختلف سبب کنترل بازشدگی ترک‌های درشت و مانع گسترش ترک‌ها می‌گردد [۲۴]. کریزانوسکی^۳ و همکاران در تحقیق خود با استفاده از مواد مختلف افزودنی نظیر الیاف پلی‌پروپیلن، پلیمر و مواد روان کننده به مقایسه‌ی نتایج مقاومت بتن در برابر فرسایش سایشی پرداختند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که دو عامل تأثیرگذار در مقاومت در برابر سایش بتن، مدت زمان انجام آزمایش فرسایش و سن بتن است. کمترین مقدار سایش برای بتن با ۰/۱ درصد الیاف پلی‌پروپیلن و بیشترین مقدار سایش برای بتن با ۰/۰۵ مشاهده گردید [۱۴].

کابای^۴ به بررسی خواص مکانیکی بتن با دو نسبت آب به سیمان ۰/۱۶ و ۰/۴۵ با اضافه کردن الیاف بازالتی به بتن پرداخت. او با آزمایش‌های خود به این نتیجه رسید که افزودن الیاف بازالتی به بتن ضمن کاهش مقاومت فشاری، باعث افزایش مقاومت خمشی نسبت به حالت معمول می‌شود. او نتیجه گرفت که بتن مسلح به الیاف بازالتی، انرژی گسیختگی بالاتری را نسبت به بتن معمولی دارد. هرچه میزان الیاف بیشتر باشد، بتن بار نهایی بیشتر و انرژی گسیختگی به مراتب بزرگتری را با تغییر شکل‌های بیشتر می‌تواند تحمل نماید. بتن با الیاف بازالتی مقاومت بهتری در برابر سایش نیز از خود نشان داد. در این گزارش با افزودن الیاف بازالتی، کاهشی بین ۲ تا ۱۸ درصد در مقدار سایش مشاهده شده است. با افزایش در مقدار و طول الیاف بازالتی، سهم بیشتری در مقاومت در برابر سایش اعلام شده است [۱۲].

وو^۵ و همکاران به بررسی اثرگذاری الیاف فولادی، الیاف کربن و الیاف شیشه بر مقاومت بتن در برابر فرسایش ناشی از سایش با استفاده از روش آزمایشگاهی بر طبق استاندارد ASTM C1138 و همچنین دستگاه جت جریان مخلوط آب و مواد ماسه‌ای پرداختند. آنها از افزودنی‌هایی نظیر

¹ Laplante

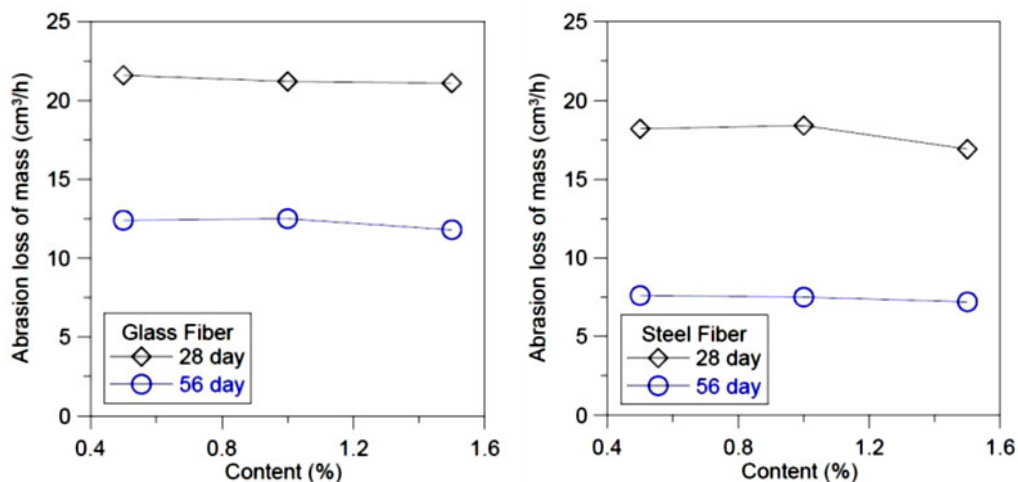
² Liu

³ Kryzanowski

⁴ Kabay

⁵ Wu

سیلیکا فوم، سرباره و فوق روان کننده در مخلوط بتن الیافی استفاده کردند. نتایج آزمایش‌های انجام شده نشان داد که بتن مسلح به الیاف فولادی مقاومت در برابر سایش بهتری نسبت به الیاف کربن و شیشه دارد. آنها با انجام آزمایش جت جریان مخلوط، مشاهده کردند که بتن مسلح به الیاف شیشه و بتن مسلح به الیاف کربن مقاومت سایشی تقریباً یکسانی دارند، در حالی که بتن مسلح به الیاف فولادی مقاومت در برابر سایش بهتری دارد؛ آنها مشاهده کردند که میزان استفاده از الیاف فولادی و شیشه در سن ۵۶ روزه تأثیری بر حجم از دست رفته بتن ندارد و کاهش حجم از دست رفته به میزان ثابتی خواهد رسید. این محققین برای بررسی اثرگذاری الیاف مختلف بر مقاومت ضربه‌ای بتن، با انجام آزمایش مربوطه پی بردند که الیاف شیشه با مقدار ۱ درصد حجمی بهترین و الیاف فولادی بدترین عملکرد را در میان الیاف ذکر شده در تحقیق بر مقاومت ضربه‌ای بتن دارند [۱۳].



شکل ۳- تأثیر استفاده از الیاف فولادی (شکل راست) و الیاف شیشه (شکل چپ) بر حجم از دست رفته در مقابل فرسایش سایشی [۱۳]

۳-۴- تأثیر پوزولان‌ها بر مقاومت سایشی بتن

در اغلب ترکیبات بتن برای کاهش حرارت هیدراتاسیون و احتمال ترک خوردگی و افزایش عمر و دوام بتن از مواد مضافی مانند خاکستر بادی، فوم سیلیکا و یا سرباره به جای مقداری از سیمان استفاده می‌شود. ین^۱ و همکاران با استفاده از خاکستر بادی در بتن به جای مقداری از سیمان مصرفی مشاهده کردند که بتن با خاکستر بادی ضمن کاهش حرارت هیدراتاسیون و افزایش مقاومت بتن در برابر حمله‌ی سولفات‌ها می‌تواند باعث کاهش مقاومت در برابر فرسایش سایشی بتن در صورت جایگزینی بیش از ۲۰ درصد شود [۱۰].

هی^۲ و همکاران برای ارزیابی مقاومت سایشی بتن از دستگاه سند بلاست استفاده کردند. آنها از ترکیب نانو سیلیس، سرباره ای خیلی ریز و پودر لاستیک در ماتریس بتن استفاده کردند. آنها به این نتیجه دست یافتند که هر کدام از افزودنی‌های فوق، مقاومت سایشی بتن را افزایش می‌دهد، ولی هر کدام تأثیر متفاوتی بر مقاومت فشاری آن می‌گذارد. اضافه کردن نانو سیلیس و سرباره‌ی بسیار ریز باعث افزایش مقاومت فشاری بتن و اضافه کردن پودر لاستیک موجب کاهش مقاومت فشاری می‌شود. آنها اعلام کردند که مقاومت سایشی بتن به مقاومت فشاری آن وابسته نیست اما می‌تواند با طاقبت بتن مرتبط باشد. بتن با سرباره بسیار ریز و همینطور بتن با نانو سیلیس چسبندگی و مقاومت خمیر سیمان را بهبود داده و موجب پیوستگی بیشتر بین خمیر سیمان و سنگدانه‌ها در بتن میگردد [۱۱].

کومار و شرما با بررسی بتن با افزودن مصالح پوزولانی به این نتیجه رسیدند که اضافه کردن این مصالح به جای سیمان در بهبود مقاومت سایشی مؤثر است. اگرچه با اضافه کردن خاکستر بادی این تأثیر چشمگیر نیست اما با افزودن فوم سیلیکا به بتن، افزایش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت بتن در برابر فرسایش سایشی مشاهده شده است. به علاوه مقاومت سایشی بتن با افزایش سن بتن بهبود پیدا می‌کند، لذا برای حصول مقاومت سایشی مناسب‌تر، توصیه شده است که از بتن ۹۰ روزه عمل‌آوری شده استفاده شود [۹].

¹ Yen

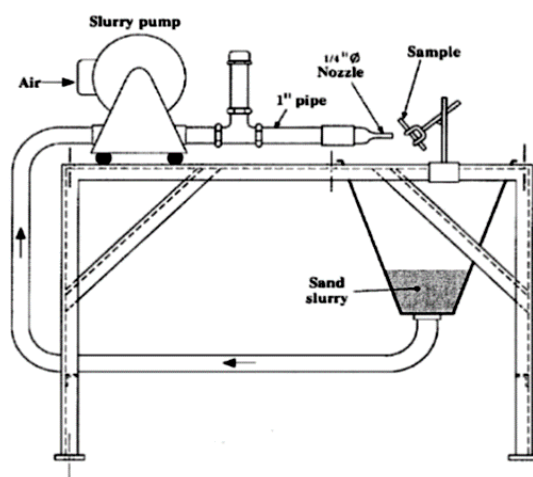
² Zhen He

جوی و بولندر^۱ با اضافه کردن خاکستر بادی و سرباره به طرح اختلاط بتن معمولی و با استفاده از آزمایش استاندارد ASTM C1138، مقاومت در برابر سایش را اندازه‌گیری کردند. آنها برای کاهش زمان آزمایش، به جای استفاده از یک نمونه‌ی دوار بتنی و یک طرح اختلاط خاص، از شش نمونه با ابعاد کوچکتر و با طرح اختلاط متفاوت در قطعی استفاده کردند و به این نتیجه رسیدند که بتن با بیش از ۲۰ درصد سرباره به جای سیمان، تمایل به کاهش مقاومت در برابر فرسایش سایشی دارد؛ در حالی که بتن دارای کمتر از ۲۰ درصد سرباره مقاومت سایشی بهتری نسبت به بتن معمولی دارد. بتن با خاکستر بادی با نسبت سنگدانه‌ی بیشتر، مقاومت بیشتری در برابر سایش از خود نشان می‌دهد؛ در حالی که برای بتن با سرباره چنین رابطه‌ای مشاهده نشده است. با توجه به سخنی بیشتر سنگدانه‌ها نسبت به خمیر سیمانی، مقدار سایش کمتری در سنگدانه‌ها صورت می‌گیرد و لذا سنگدانه‌ها تأثیر بیشتری در مقاومت بتن در برابر سایش دارند. در نتیجه تعداد و نحوه توزیع سنگدانه‌ها می‌تواند تأثیر بیشتری بر روی مقاومت بتن در برابر سایش داشته باشد. وجود هرگونه نامنظمی در سطح بتن روی فرایند سایش تأثیرگذار بوده و باعث افزایش فرسایش سایشی می‌گردد. در واقع هرچه بتن سطحی صافتر و تمیزتر داشته باشد، مقاومت در برابر فرسایش سایشی بیشتری در سنین مختلف خواهد داشت [۵].

۳-۵- تأثیر مواد افزودنی بر مقاومت سایشی بتن

بیلیر^۲ و همکاران با ذکر این مطلب که در صنعت ساختمان و به‌طور ویژه صنعت بتن، میتوان با استفاده از پسماندهای سایر صنایع به عنوان مواد اولیه‌ی خام، برخی از خواص مکانیکی بتن را بهبود بخشید؛ از خاکستر بادی و سرباره در بتن معمولی به جای ریزدانه استفاده کردند. آنها ۲۱ درصد از سیمان را با خاکستر بادی جایگزین و به جای ریزدانه از مخلوط خاکستر و سرباره‌ی کوره‌ای با درصدهای ۱۰ تا ۵۰ و نسبت آب به مواد سیمانی ۰/۸ استفاده کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که مقاومت فشاری طرح اختلاط آنها نسبت به بتن معمولی حداکثر ۱۵ درصد کاهش یافته است، اما مقاومت سایشی می‌تواند نسبت به بتن معمولی بهبود می‌یابد [۱۶]. یکی دیگر از این موارد استفاده از پوسته برنج در بتن است. سبوس برنج دارای حجم خشک بالایی است که علت این مسئله، دانسته‌ی بالک پایین این ماده می‌باشد. این دانسته در حدود ۹۰ تا ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب است. این ماده سطح مدور و زبری دارد که مقاومت بالایی در برابر تخریب طبیعی دارد

میرزا^۳ و همکاران با انجام آزمایش جریان جت مخلوط آب و مواد ماسه‌ای در حالت میز افقی مطابق شکل و با سرعت جریان ۱۸/۵ متر بر ثانیه و زاویه برخورد ۴۵ درجه به مدت ۱ ساعت روی ملات اپوکسی، گروت سیمانی و ملات پلیمری اصلاح شده بر پایه‌ی سیمان به این نتیجه رسیدند که ملات اپوکسی مقاومت فرسایشی بیشتری نسبت به گروت سیمانی و ملات پلیمری دارد. با مطالعات میکروسکوپی صورت گرفته مشاهده گردید که طی فرایند سایش دو نوع حفره، ماکرو و میکرو در ملات ایجاد می‌شود. تفاوت این دو نوع حفره در سائز متفاوت آنهاست که بستگی به مصالح مورد مصرف در ملات و فرایند فرسایش ایجاد می‌دارد. اندازه‌ی ذرات تشکیل دهنده‌ی ملات هم پارامتری مهم در مقاومت فرسایشی است. ملات شامل محدوده‌ی وسیعی از اندازه‌های درشت‌دانه و ریزدانه، مقاومت فرسایشی بهتری در مقابل تخریب سطحی ذرات و چسب ملات خواهد داشت [۱۵].



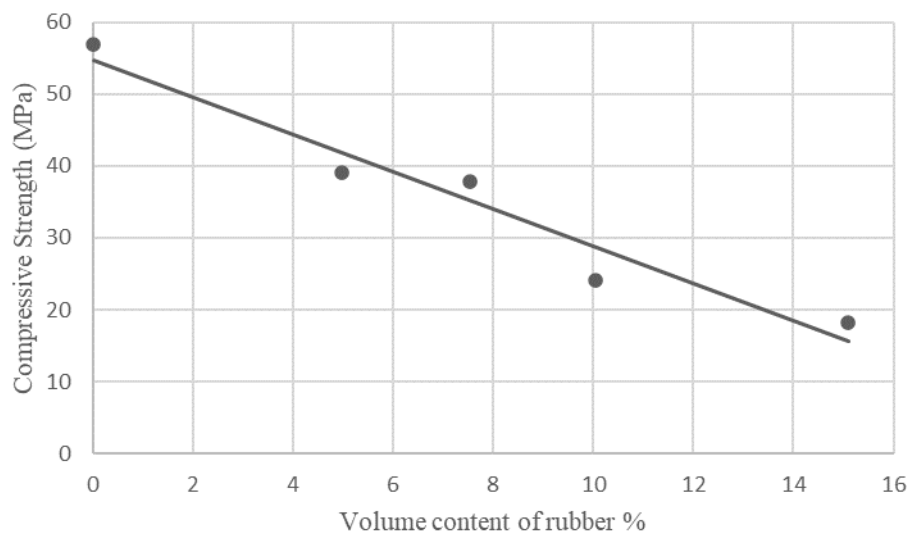
شکل ۴- دستگاه آزمایش مقاومت بتن در برابر فرسایش سایشی [۱۵]

¹ Choi and Bolander

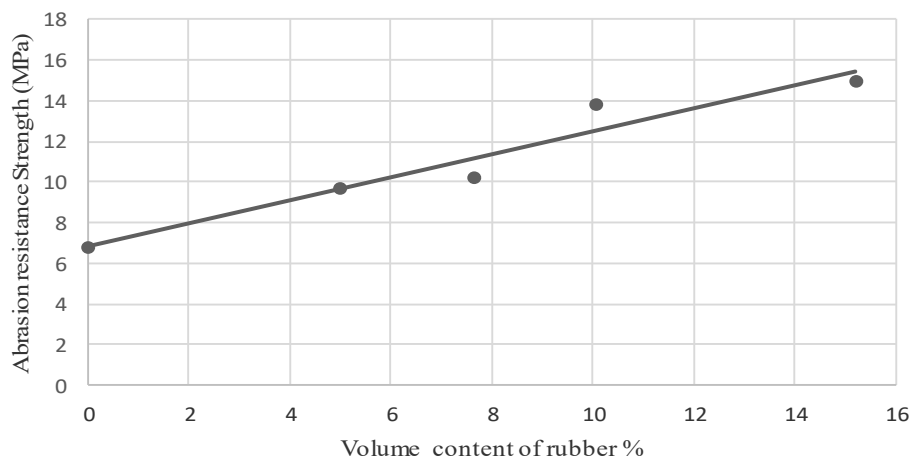
² Bilir

³ Mirza

لی و ژانگ^۱ با انجام آزمایش بر روی بتن غلتکی و اضافه کردن فوم سیلیکا و تکه‌های لاستیک به بررسی مقاومت بتن در برابر سایش پرداختند. این تحقیق با استفاده از روش آزمایش سایش بر طبق استاندارد ASTM C1138 انجام و به این نتیجه منجر شد که با اضافه کردن فوم سیلیکا به بتن، افزایش در مقاومت سایشی و فشاری را به‌طور همزمان می‌توان انتظار داشت. با اضافه کردن تکه‌های لاستیک کهنه به بتن اگرچه با برهم زدن فرایند هیدراسیون، مقدار مقاومت فشاری مطابق شکل به‌طور محسوسی کاهش پیدا می‌کند، اما بر طبق مشاهدات صورت گرفته، مقاومت بتن در برابر سایش افزایش می‌یابد [۱۷].^۲



شکل ۵- تأثیر افزودن تکه‌های کهنه لاستیک بر کاهش مقاومت فشاری بتن [۱۷]



کل ۶- تأثیر افزودن تکه‌های کهنه لاستیکی بر مقاومت سایشی بتن [۱۷]

^۱ Li and Zhang

3-6- استفاده از خاکستر پوسته برنج در بتن

ترکیب شیمیایی مربوط به سیوس برنج، مشابه چیزی است که در بسیاری از الیاف آلی متداول وجود دارد. این ترکیبات عبارتند از: سلولز، لیگنین، همی سلولز و اجزای خاکستری می باشد. میزان همی سلولز در سیوس برنج، در حدود ۵۴٪ است، تولید سیوس برنج در کل جهان در حدود ۱۰۰ میلیون تن می باشد که اکثر این سیوس در کشورهای جنوب شرق آسیا تولید می شود. بسته به شرایط رشد و بسته به نوع برنج، کیفیت ساقه ها نیز تغییر می کند ، ترکیب شیمیایی منابع مختلف کاملاً مشابه است

بعد از سوزاندن در دما و زمان مناسب (دمای ۷۰۰ درجه ی سانتیگراد و زمان ۲ ساعت) در یک کوره ی صنعتی، سیوس برنج حاوی ۹۰ تا ۹۵٪ سیلیس، ۱ تا ۳٪ اکسید پتاسیم و کمتر از ۵٪ کربن باقیمانده خواهد بود.

کوره های بستر سیالی که در سال ۱۹۷۴ توسعه یافته است، موجب تولید خاکسترهای با فعالیت پزولانی بالا می شود. کوره های برقی مدرن به منظور کنترل مناسب فرایند سوختن و تولید خاکسترهای با کیفیت بالاتر نیز توسعه یافته اند. شکل ۷ تصویر نمونه ای از خاکستر سوزانده شده پوسته برنج جهت استفاده در بتن را نشان میدهد.



شکل ۷-خاکستر پوسته برنج آماده شده جهت استفاده در بتن

۴- مراحل انجام آزمایش

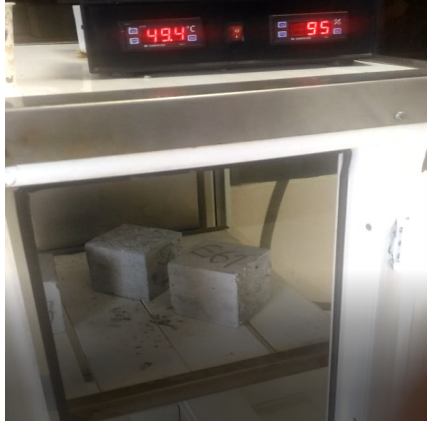
در آزمایشگاه نمونه های بتنی مکعبی ۱۵*۱۵ با استفاده از سنگدانه هایی با حجم زیاد و جرم زیاد(پرمیت) و میکروسیلیس ساخته شد، نانو ذرات سیلیس می توانند میزان تراکم ذرات در بتن را افزایش دهند که به افزایش چگالی میکرو و نانو ساختارهای تشکیل دهنده بتن و در نتیجه باعث بهبود ویژگی های مکانیکی آن شود. این نوع بتن ساخته شده تا به امروز دوام قابل قبولی در برابر آب های زیر زمینی نشان داده است.

همچنین نمونه هایی که متشکل از الیاف فلزی بودند ساخته و مورد بررسی قرار گرفت. در شکل ۸ نمونه های ساخته شده نشان داده شده است. این نمونه ها جهت بررسی بتنی با نفوذ کمتر و جلوگیری از پدیده فرسایش در برابر بالا آمدگی پدیده آب بالا زدگی آب های زیر زمینی طراحی شدند و در نهایت مورد آزمایش قرار گرفتند.



شکل ۸- نمونه های ساخته شده در آزمایشگاه [۲]

با توجه به محدودیت زمانی پروژه عملیات عمل آوری به دو صورت انجام شد. ۱- با استفاده از محفظه بخار که جهت تسریع عمل آوری طی ۸ روز انجام پذیرفت ۲- با استفاده از استخر آب ۲۸ روزه که بعد از مقایسه دو نمونه مقاومت فشاری ها بسیار نزدیک به هم حاصل شدند.



شکل ۱۰- عمل آوری در محفظه بخار [۲]



شکل ۹- عمل آوری ۲۸ روزه در استخر آب [۲]

در آزمایشگاه بتن با دانه بندی درشت و باسیمان هیدرولیکی جهت آزمایش آبستگی ساخته و سپس نمونه با بخار عمل آوری شد. [1]



شکل ۱۱- دانه بندی و الک کردن مصالح ساخت نمونه بتن در آزمایشگاه شکل ۱۲- ساخت نمونه بتنی درشت دانه در آزمایشگاه



شکل ۱۳- روان کننده ساخت بتن نمونه

۵- نتیجه گیری

با توجه به اهمیت بسیار بالای بتن که اخیراً مورد توجه بیشتری قرار گرفته است تحقیقات بسیاری در این زمینه صورت گرفته است که منجر به بهبود عملکرد بتن در برابر سایش شده‌اند و این مقاله مورد بررسی قرار گرفتند همچنین این موضوع مهم در سازه‌های هیدرولیکی و سازه‌هایی که در معرض آب قرار می‌گیرند مورد بررسی قرار گرفت و در آزمایشگاه با توجه به تحقیقات گذشته که بهره‌گیری از الیاف و میکروسیلیس‌ها را پیشنهاد کرده بودند بتن‌هایی در انواع مختلف و مقاوم در برابر نفوذ آب و سایش ساخته شد، بتن ساخته شده در آزمایشگاه به دو شکل عمل آوری شد که دوروش توافق خوبی را از نظر مقاومتی دوام نشان دادند. پیشنهاد می‌شود تحقیقات بیشتری برای ساخت بتن‌هایی با نفوذپذیری کم و مقاوم در برابر نفوذ آب انجام گیرد.

تقدیر و تشکر

در آخر کمال تشکر را از خانم مهندس امین‌علیپور داریم که در این مقاله از دانش و تخصص ایشان بهره مند شدیم.

منابع

- [۱] رمضانیانپور، ع.ا.، شاهنظری، م.، تکنولوژی بتن، انتشارات علم و صنعت ۱۱۰، تهران، ۱۳۸۸
- [۲] آزمایشگاه پیشتاز بتن
- [3] Design of concrete structures, David Darwin, Deane E. Ackers Distinguished Professor and chair of Civil, Environmental & Architectural Engineering (2016), University of Kansas, Charles W. Dolan, H.T. Person Professor of Engineering, emeritus, University of Wyoming, Arthur H. Nilson, late professor of structural engineering, Cornell University.—Fifteenth edition, pp 12.
- [4] ACI, "Erosion of concrete in hydraulic structures", ACI Manual of Concrete Practice, Part I, ACI Committee 210, Detroit, MI, 1987.
- [5] Choi, S., and Bolander, J.E., "A topology measurement method examining hydraulic abrasion of high workability concrete", *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, No. 5, pp. 771-778, 2012.
- [6] Liu, Y.W., Yen, T., and Hsu, T.H., "Abrasion erosion of concrete by water-borne sand", *Cement and Concrete Research*, Vol. 36, No. 10, pp.1814-1820, 2006.
- [7] Dias D.P., and Thaumaturgo C., "Fracture toughness of geopolymetric concretes reinforced with basalt fibers", *Cement Concrete Composition*, Vol. 27, pp. 49-54, 2005.
- [8] Laplante, P., Aitcin, P., and Vézina D, "Abrasion Resistance of Concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 3, No. 1, pp.19-28, 1991.
- [9] Kumar, G.R., and Sharma, U.K., "Abrasion resistance of concrete containing marginal aggregates", *Construction and Building Materials*, Vol. 66, pp. 712-722, 2014.
- [10] Yen, T., Hsu, T., Liu, Y., and Chen, S., "Influence of class F fly ash on the abrasion-erosion resistance of high-strength concrete", *Construction and Building Materials*, Vol. 21, No. 2, pp. 458-463, 2007.

- [11] He, Z., Chen, X., Yang, H., and Cai, X., "Hydro-abrasive erosion of concrete incorporated with nano-SiO₂, super-fine slag or rubber powder", *Wuhan University Journal of Natural Sciences*, Vol. 18, No. 6, pp. 535-540, 2013.
- [12] Kabay, N., "Abrasion resistance and fracture energy of concretes with basalt fiber", *Construction and Building Materials*, Vol. 50, pp. 95-101, 2014.
- [13] Wu, C.H., Liu, Y.W., Huang, C.H., Yen, T., and Hsu, T.H., "Research on the abrasion erosion and impact resistance of fiber concrete", *Collected Papers on Building Technology*, 2010.
- [14] Kryžanowski, A., Mikoš, M., Šušteršič, J., Ukrainczyk, V., and Planinc, I., "Testing of concrete abrasion resistance in hydraulic structures on the lower Sava river", *Strojniški vestnik-Journal of Mechanical Engineering*, Vol. 58, No. 4, pp. 245-254, 2012.
- [15] Mirza, J., Turenne, S., and Masounave, J., "Influence of structural parameters on abrasion-erosion resistance of various repairing mortars", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, No. 1, pp. 12-18, 1990.
- [16] Bilir, T., Yüksel, I., Topcu, I.B., and Gencil, O., "Effects of bottom ash and granulated blast furnace slag as fine aggregate on abrasion resistance of concrete", *Science and Engineering of Composite Materials*, Advance online publication, doi: 10.1515/secm-2015-0101, 2015.
- [17] Zhang, B., and Li, G., "The abrasion-resistance investigation of rubberized concrete", *Journal of Wuhan University of Technology-Materer Science Education*, Vol. 27, No. 6, pp. 1144-1148, 2012.
- [18] Aavik, J., S. Candra, "Influence of Organic Amixtures and Testing Method on Freeze-Thaw Resistance of Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol. 92, No. 1, PP. 1014-1995
- [19] Plum, D. and Xufei, F., "A rock and a hard place", *Water Power and Construction*, pp. 30-33, 1996.
- [20] Naik, T.R., Singh S.S. and Hossain M.M. "Abrasion resistance of high strength concrete made with class C fly ash" *ACI Mater. J.*, Vol. 92, No. 6, pp. 649-659, 1995.
- [21] Sanathnam, M., Cohen, M. D. and Olek, J. "Mechanism of Sulfate Attack: A Fresh Look, Part 1: Summary of Experimental Resultes" *Cement and Concrete Research*, Vol. 32, PP. 915-921, 2002.
- [22] Wee, T. H., Survayanshi, A. K., Wong, S. F., and Anisur Rahman, A. K. M., "Sulfate Resistance of Concrete Containing Mineral Admixture," *ACI Materials Journal*, Vol. 97, No. 5, PP. 536-549, 2000.
- [23] Kiliç, A., Atis C. D., Teymen, A., Karahan, O., Özcan, F., Bilim, C., and Özdemir, M., "The influence of aggregate type on the strength and abrasion resistance of high strength concrete", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, No. 4, pp. 290-296, 2008.
- [24] Meddah M.S., and Bencheikh M. "Properties of concrete reinforced with different kinds of industrial waste fibre materials" *Construction Building Material*, Vol. 23, No. 3, pp. 196-205, 2009.

بررسی دوام مصالح پایه های پل گرگانرود در برابر آبستگي سیلاب رودخانه

حامد رضا حاج قاسم^{۱*}، محمد مهدی باطنی^۲، مهرشاد صمدی^۳، مجید تدین^۴، محمد
نجمایی^۵، سعید بای^۶

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران (آب و سازه های هیدرولیکی)، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- دکتری تخصصی، دانشگاه پاویا ایتالیا

۳- دکترای مهندسی عمران (آب و سازه های هیدرولیکی) دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران

۴- کارشناس ارشد مهندسی عمران (ژئوتکنیک)، دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۵- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی علم و صنعت، تهران

۶- دانشجوی کارشناسی عمران، دانشگاه گنبد کاووس

Hamedghasemi833@gmail.com

خلاصه

خرابی های زودرس سازه به علت شرایط محیطی مخرب گویای اهمیت دوام بتن بوده و چندین دهه است که ذهن بسیاری از محققان را به خود مشغول کرده است. این مسئله در سازه هایی که در تماس با سیالی همچون آب قرار دارند مانند پایه پل ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است، این نوع از سازه ها اغلب تحت تاثیر سایش قرار می گیرند. نادیده گرفتن این موضوع در طراحی و ساخت سازه می تواند متحمل خسارات مالی و از آن مهم تر جانی شود. در مطالعه موردی بررسی دوام بتن پایه پل در برابر آبستگي سیل گرگانرود که سیلابی ترین رود در حوضه دریای خزر می باشد، آبستگي آن با نرم افزار 'فلوئنت مدل سازی شد. یک سیلاب آزمون برای آزمایش دوام مصالح در برابر آبستگي تعیین شد و عبور آب از روی عرشه مورد بررسی قرار گرفت. لزوم مدل سازی نرم افزاری دو حالت دهانه باز و بسته در هنگام وقوع سیلاب شهری و به تبع آن وقوع آبستگي هدف اصلی دنبال شده در این مقاله بوده است. در این تحقیق تغییر مسیر رودخانه، مورفولوژی، آبستگي در اطراف پایه ها و کوله ها، آبستگي موضعی، محافظت در مقابل آبستگي، بالازدگی آب در بالا دست پل و عبور مواد شناور در آب نیز مورد مطالعه قرار گرفت و سپس مرور کلی بر پدیده آبستگي در پایه پل ها و دوام بتن ساخته شده در آزمایشگاه صورت گرفت. نتایج نشان می دهد و بیشترین ناحیه مستعد این پدیده دقیقاً سطح تماس آب با پایه های پل بوده و بهره گیری از الیاف و میکروسیلیس در بتن ساخته شده در آزمایشگاه توافقی خوبی را از نظر مقاومتی دوام نشان دادند.

کلمات کلیدی: آبستگي پایه پل، دوام مصالح، مدل سازی عددی فلوئنت، تخریب دهانه های پل، سیلاب، سازه های هیدرولیکی

یک سازه برای دستیابی به هدف خود، باید در برابر فروپاشی و استفاده از آن ایمن باشد. قابلیت سرویس دهی مستلزم آن است که نقص‌ها به اندازه کافی کوچک باشد دوام به معنی عمر سرویس دهی سازه است. براساس مطالعات موجود، دوره بازگشت سیلاب اخیر در مقطع گرگانود هر ۵۰۰ سال و بیشتر تخمین زده شده است. مطالعه رفتار رودخانه برای انتخاب محل پل و همچنین بهره‌گیری از بتن مناسب، از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشند محل پل می‌بایست در مسیر حداقل با تعادل هیدرودینامیکی باشد.

در طراحی پل‌ها در سیل فروردین ۱۳۹۸ به حدود ۵۸۰ پل در سراسر کشور آسیب وارد شد که خسارت آن در حدود ۲۷۰ میلیارد تومان تخمین زده می‌شود. [۴]

آبشستگی موضعی، بستگی به ایجاد موانع در مقابل جریان آب، مقاطع غیر هیدرولیکی، پایه‌ها و پی، دست خوردگی مصالح بستر، نوع فعالیت رودخانه اعم از استاتیکی و یا دینامیکی، وجود جریان آب و یا مانع ای که باعث عبور جریان در مصالح بستر طبیعی، که باعث شسته شدن مصالح زیرین بستر می‌شود بستگی دارد.

بتن تحت شرایط محیطی مخرب می‌تواند به سرعت و در مدتی کمتر از زمانی که به عنوان عمر مفید برای آن در نظر گرفته شده است آسیب دیده و مقاومت خود را از دست بدهد. اکثر بتن‌های مورد استفاده در سازه‌های هیدرولیکی دچار آسیب‌هایی نظیر: فرسایش، ترک خوردگی، ذوب و انجماد، خستگی حرارتی و حتی افت کرناسیون می‌شوند [۷]. این آسیب‌ها باعث کاهش جدی مقاومت، دوام و پایداری بتن می‌گردد. وجود ترک‌ها به‌طور جدی بر مقاومت، دوام و پایداری سازه‌های هیدرولیکی اثر می‌گذارد. نشست آب به بتن و گروت سیمانی در سازه‌های هیدرولیکی و عمل شیمیایی آن باعث ضعیف شدن مقاومت و پایداری بتن می‌گردد.

تخریب عمده پل‌ها هم بدلیل سازه‌ای یعنی دوام بتن مورد استفاده در پل‌های بتنی و هم بدلیل در نظر نگرفتن عوامل هیدرولیکی در طراحی پل‌ها می‌باشد و طبق تحقیقات ۷۲ درصد از تخریب پل‌ها به دلیل آبشستگی پایه‌های پل بوده است [۳-۲].

اهداف مقاله

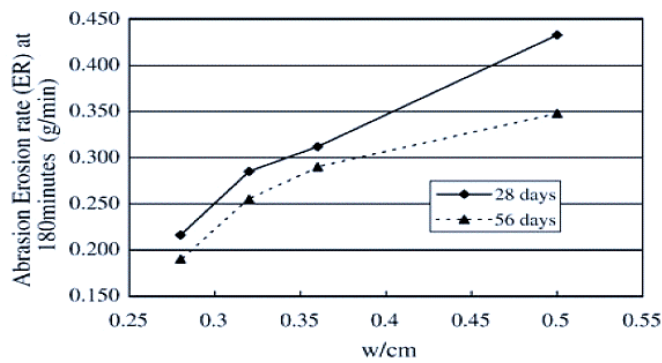
- ۱- بررسی دوام بتن پایه پل در برابر آبشستگی در بررسی موردی پل گرگانود در سیلاب گرگان در سال ۱۳۹۸
- ۲- میزان پایداری پایه پل هنگام قرار گرفتن در بستر رودخانه
- ۳- راه حل کاهش پدیده آبشستگی برای رودخانه گرگانود

پیشینه تحقیق

موارد زیادی از آبشستگی پایه‌های پل رخ داده که اهمیت و پیچیدگی این مورد را نشان می‌دهد در زیر به چند نمونه اشاره شده است. یک مورد مطالعه شده جالب از حمله سولفاتی به بتن، تهاجم آب چشمه به پایه‌های پل‌های رودخانه Elbe در Magdeburg آلمان شرقی است، که توسط بیچوک گزارش شده است. [۱۱] عملیات زیرآب کردن پایه‌ها در یک محفظه بسته شناور باعث باز شدن یک چشمه گردید. آب چشمه ۲۰۴۰ میلیگرم SO_4^{2-} در هر لیتر داشت. انبساط بتن موجب افزایش طول پایه‌ها به میزان حدود ۸ سانتیمتر شد و باعث ترک خوردگی وسیعی گردید که تخریب و احداث مجدد پایه‌ها را الزامی ساخت. [۱۴]

بلیرت تجاری در مورد حمله سولفاتی به سازه‌های هیدرولیکی در Wyoming, Montana, South Dakota و کالیفرنیا را گزارش کرده است. [۹]

لیو و همکاران به مطالعه‌ی مقاومت سایشی بتن مورد استفاده در سازه‌های هیدرولیکی با مقایسه‌ی سه اندازه‌ی ۵، ۱۳ و ۲۵ میلیمتر در ساختار ماتریس پرداختند. آنها به این نتیجه رسیدند که استفاده از، درشت دانه با حداکثر اندازه‌ی ۱۳ میلیمتر در بتن کم مقاومت، در افزایش مقاومت بتن در برابر سایش مؤثرتر است، حال آنکه در بتن پر مقاومت استفاده از این ویژگی، تأثیری بر افزایش مقاومت در برابر سایش بتن ندارد. آنها همچنین به مطالعه‌ی مقاومت سایشی بتن سازه‌های هیدرولیکی با نسبت‌های مختلف آب به سیمان پرداختند و با بهره‌گیری از چهار نسبت آب به سیمان مختلف و استفاده از روش جت آب مسلح به مواد ماسه‌ای به این نتیجه رسیدند که با افزایش مقدار آب به سیمان، نرخ فرسایش یافته (ER) نیز افزایش خواهد داشت [۶].



شکل ۱- رابطه‌ی بین نرخ سایشی و نسبت آب به سیمان [۶]

بحث و بررسی

پدیده آبستگي

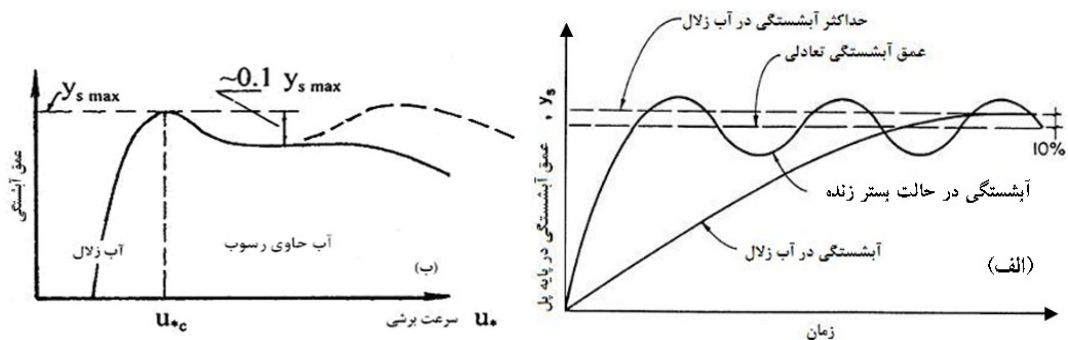
در طراحی هیدرولیکی پل باید به عواملی نظیر مناسب بودن طول کلی پل و دهانه‌ها برای عبور سیلاب طرح، ارتفاع عرشه، بالازدگی آب در بالا دست پل، عبور مواد شناور در آب توجه کرد. زیرا ناپایده گرفتن این مورد میتواند باعث تشدید پدیده آبستگي شود.

دستورالعمل مطالعات هیدرولیکی و آبستگي پل، نشریه شماره ۳۰۲ (نوع ۳)، که در مورخ ۱۳۸۴ ابلاغ شده است. [۵]

جدول ۱- دوره بازگشت سیلاب طرح (انگلستان)

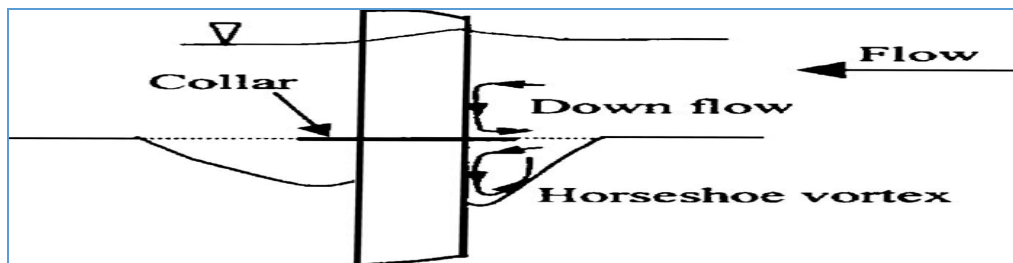
وضعیت پل	دوره بازگشت پیشنهادی (سال)
پل محل اتصال دو خیابان در مجموعه شهری با جمعیت زیاد	۱۰۰۰
پل اتصال راه و بزرگراه بین شهری	۱۵۰
پل راه های روستایی و محلی	۳۰
پل قابل استغراق	۵

آبستگي موضعی با دهانه مشخص شده: باید تراز آب در بالادست (با احتساب بالازدگی) و عمق آبستگي در محل پل را حساب و هزینه مهار آن را بدست آورد [۱۲]. شکل زیر عمق آبستگي نسبت به زمان و نسبت به سرعت برشی نشان میدهد



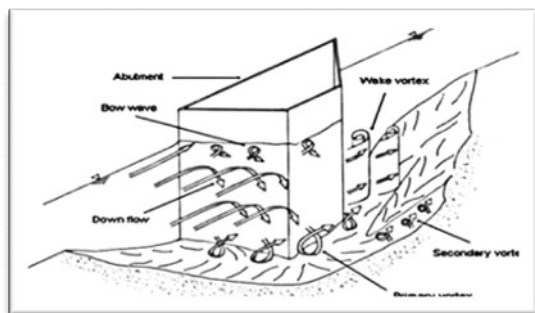
شکل ۲- آبستگي از نظر وضعیت حمل رسوب

برخورد جریان به پایه گرداب نعل اسبی را شکل داده و جدایی جریان از پایه باعث بوجود آمدن گرداب‌های برخاستگی می‌شود. گرداب نعل اسبی عامل اصلی فرسایش بستر رودخانه در اطراف پایه به ویژه در جلوی آن است. به کاربردن طوق در اطراف پایه پل می‌تواند با تضعیف جریان رو به پایین و گرداب نعل اسبی، باعث کاهش عمق آبشستگی موضعی شود.

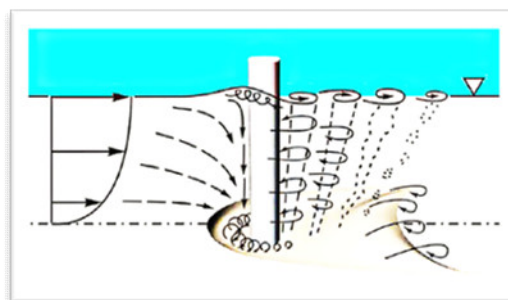


شکل ۳- شکل جریان آب و برخورد به طوقه و تشکیل گردابه نعل اسبی

توسعه آبشستگی بنیاد پل را به خطر می‌اندازد رودخانه‌ها را تضعیف کرده و ثبات ساختارهای هیدرولیک را تضعیف می‌کند [۱۰].



شکل ۵- پایه پل

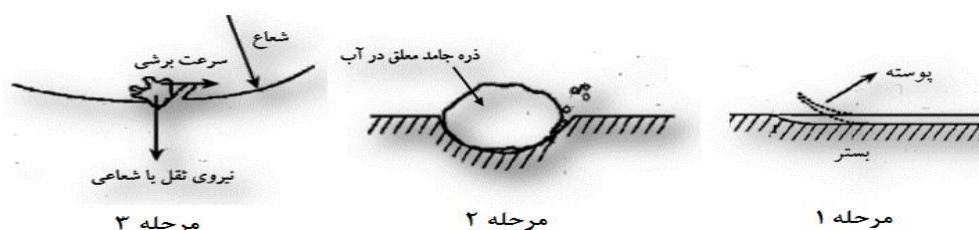


شکل ۴- کوله پل

اختلاف حرارتی در بتن و پدیده‌ی کرناسیون موجب فرسوده شدن و آسیب رسیدن به آرماتورها می‌شود. فرسایش سطح بتن در سازه‌های هیدرولیکی به دلیل اثر سایش و برخورد مواد شناور و یا جاری در آب نظیر ماسه، شن، سیلت، یخ و با سرعت زیاد رخ می‌دهد. خسارت ناشی از سایش در حد چند سانتیمتر است ولی بعد از گذشت زمان، طی عمل سایش، میزان تخریب به‌طور مشخصی بیشتر از این مقدار خواهد بود [۴].

خرابی بر اثر سایش

مراحل خرابی بر اثر سایش طی سه مرحله انجام می‌گیرد. در مرحله اول بر اثر جریان آب و نفوذ مولکول‌های آب سطح بتن پوسته‌ای می‌شود و در مرحله بعدی بر اثر ضربه ذرات جامد معلق در آب ریزترکه‌هایی در سطح بتن به وجود می‌آید و در مرحله آخر سایش رخ می‌دهد. میزان سایش بسته به سه عامل سختی ذرات معلق در آب، سرعت آب و مقاومت بتن متغیر است [۱۹].

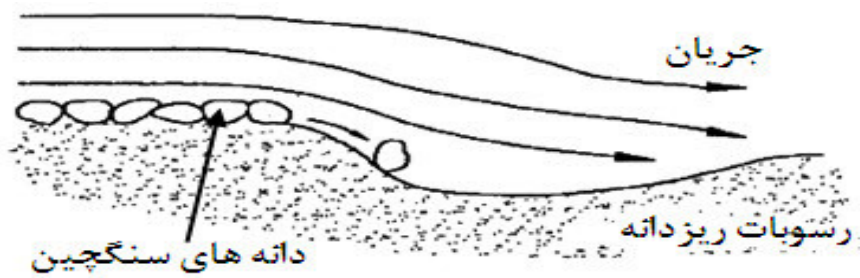


شکل ۶- مراحل خرابی بتن بر اثر سایش

نحوه خرابی نیز به صورت زیر می‌باشد:

- الف - شکست برشی سنگ‌چین: ارائه روابط طراحی
- ب - شکست غریبالی: ضخامت مناسب
- ج - شکست لبه‌ایی: گستردگی مناسب

د- شکست ناشی از حرکت شکل های بستر: مطالعه اشکال بستر



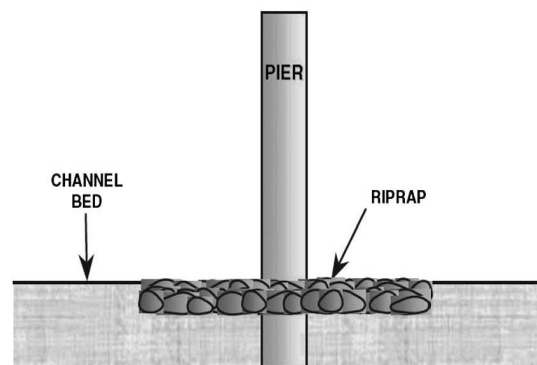
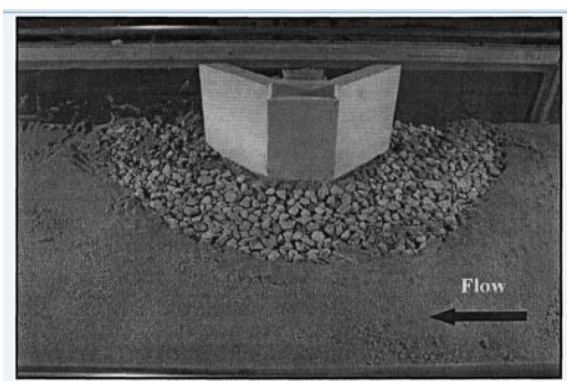
شکل ۷- انتقال بستر رسوب و جابه جایی دانه های سنگچین

برای کاهش میزان آبستگی مواری زیر را باید در نظر گرفت:

- ۱- جنس بستر و رخنمون سنگ
- ۲- اجتناب از قرار دادن پایه در نواحی عمیق
- ۳- مسائل اقتصادی (دهانه بزرگ پایه های کمتر و یا بالعکس - جنس زمین)
- ۴- تاثیر پل بر بالادگی آب و آبستگی
- ۵- عبور مواد شناور

روش های جلوگیری از آبستگی پایه های پل ها:

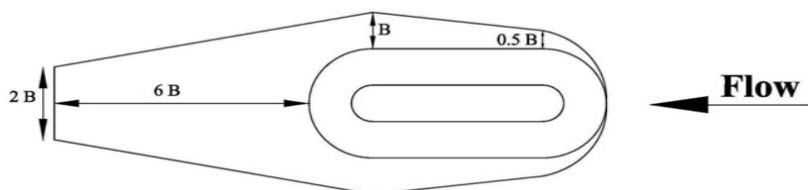
الف - بالا بردن مقاومت مصالح بستر



شکل ۸- استفاده از سنگچین

- مصالحی درشت تر از مصالح بستر در اطراف پایه ها
- سنگ های شکسته شده در معادن سنگ یا سنگ های رودخانه ای
- روشی بسیار اقتصادی
- شکل پذیر بودن و تعمیر آسان خرابی های موضعی
- اجرای آسان
- تورهای گابیون فلزی

ب- کاهش قدرت عوامل فرسایش موضعی
ج- روش های ترکیبی استفاده از طوق و سنگچین



شکل ۹- روش های ترکیبی استفاده از طوق و سنگچین

استفاده از طوق:

طوق یک صفحه تخت با ضخامت کم است که در تراز بستر یا نزدیک آن روی پایه به صورت عمود بر آن نصب می‌شود.

بیان و طرح مسئله

مطالعه مورفولوژی با بررسی عکس‌های قدیمی و ماهواره‌ای سازه‌های رودخانه‌ای پردازش و پایش میشوند. احداث پل در رودخانه های ناپایدار نیاز به تمهیدات ساماندهی رودخانه زیاد دارد. همچنین تاثیر احداث پل بر تغییرات مورفولوژی رودخانه باید بررسی شود.

مورفولوژی رودخانه گرگانرود به صورت زیر می باشد:

۱- مطالعات ریخت شناسی برای شناخت رفتار رودخانه

۲- تغییر مسیر

۳- عرض دشت سیلابی

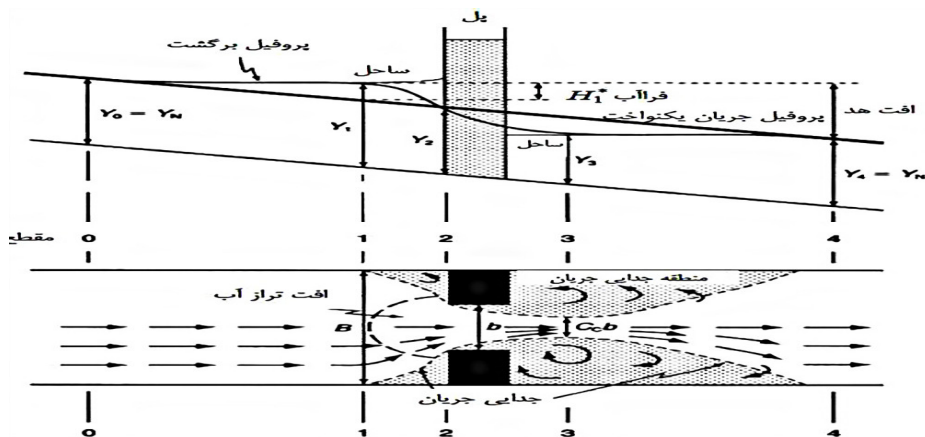


شکل ۱۰- مورفولوژی رودخانه گرگانرود

شکل زیر تشکیل گردابه ها اطراف پایه های پل آبستگی واقع در رودخانه گرگانرود را نشان می دهد:



شکل ۱۱- آبستگی موضعی در اطراف کوله ها و پایه ها پل گرگانرود



شکل ۱۲- گردابه تشکیل شده پایه پل

در مطالعه موردی گرگانرود به دلیل بالازدگی آب در بالا دست پل احتمال به زیر رفتن اراضی اطراف پل و همچنین دور زدن مقطع پل وجود خواهد داشت.

مطالعه جریان‌های چرخان و سطح آزاد و تقریب جابه جایی افقی همانطور که توسط Fluent توصیه شده است نرخ رشد لبه و آبستگي حفره در همان زمان کاهش می یابد. کاهش در نرخ رشد لبه به این دلیل است که میانگین با گذشت زمان سرعت جریان در حفره آبستگي کاهش می یابد [۱۳]. این امر به این دلیل است که رشد اندازه آبستگي افزایش سطح مقطع، در نهایت منجر به کاهش ظرفیت انتقال رسوب میشود و مدل عددی به اندازه کافی روند کلی پروفایل ها سرعت عمودی اندازه گیری شده پیروی می کند [۱۵].

در این مقاله به بررسی آبستگي پایه پل گرگانرود و بتن آن میپردازیم و سپس راه حل پیشنهادی جهت کاهش این پدیده ارائه میدهم

مدلسازی:

مراحل انجام آزمایش

در آزمایشگاه نمونه های بتنی مکعبی ۱۵*۱۵ با استفاده از سنگدانه هایی با حجم زیاد و جرم زیاد(پریمیت) و میکروسیلیس ساخته شد، نانو ذرات سیلیس می توانند میزان تراکم ذرات در بتن را افزایش دهند که به افزایش چگالی میکرو و نانو ساختارهای تشکیل دهنده بتن و در نتیجه باعث بهبود ویژگی های مکانیکی آن شود. این نوع بتن ساخته شده تا به امروز دوام قابل قبولی در برابر آبستگي نشان داده است که جهت استفاده از این بتن در پایه های پل گرگانرود ساخته و آزمایش شد.

همچنین نمونه هایی که متشکل از الیاف فلزی بودند ساخته و مورد بررسی قرار گرفت. در شکل ۱۳ نمونه های ساخته شده نشان داده شده است. این نمونه ها جهت بررسی بتنی با نفوذ کمتر و جلوگیری از پدیده فرسایش در برابر پدیده آبستگي طراحی شدند و در نهایت مورد آزمایش قرار گرفتند.



شکل ۱۳- نمونه های ساخته شده در آزمایشگاه [۲]

با توجه به محدودیت زمانی پروژه عملیات عمل آوری به دو صورت انجام شد. ۱- با استفاده از محفظه بخار که جهت تسریع عمل آوری طی ۸ روز انجام پذیرفت ۲- با استفاده از استخر آب ۲۸ روزه که بعد از مقایسه دو نمونه مقاومت فشاری ها بسیار نزدیک به هم حاصل شدند. در آزمایشگاه بتن با دانه بندی درشت و باسیمان هیدرولیکی جهت آزمایش آبهستگی ساخته و سپس نمونه با بخار عمل آوری شد.



شکل ۱۵- عمل آوری در محفظه بخار [۲]



شکل ۱۴- عمل آوری ۲۸ روزه در استخر آب [۲]

برای شبیه سازی عددی آبهستگی پایه ها از فرمول های زیر استفاده شد: [۱۶]
Melville and Sutherland (1988)- Bridge pier scour

$$\frac{d_s}{D} = k_i \cdot k_y \cdot k_b \cdot k_\sigma \cdot k_s \cdot k_\alpha$$

$$K_i = 2.4$$

$$Y_s = K_{yL} K_l K_d K_s K_\theta K_G$$

$$K_{yL} = 2L \quad \frac{L}{y} < 1$$

$$K_{yL} = 2\sqrt{Ly} \quad 1 \leq \frac{L}{y} \leq 25$$

$$K_{yL} = 10y \quad \frac{L}{y} > 25$$

معادله بستر-بار و ون ریجن، برای محاسبه نرخ جابه جایی بار-بستر استفاده شد. از معادله نویر استوکس برای شبیه سازی آشفتهگی جریان استفاده شد.

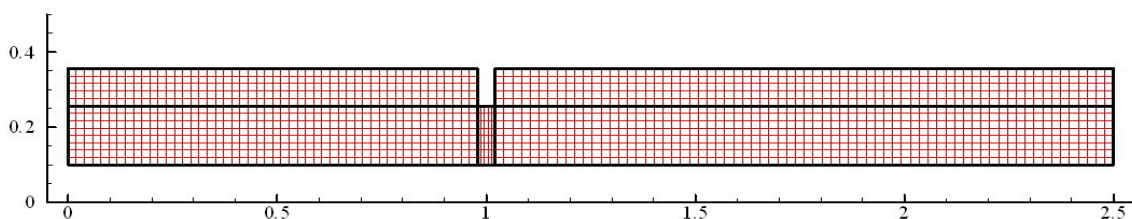
$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} + \rho u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j}$$

معرفی پارامترهای روابط استفاده شده:

K_i	پارامتر شدت جریان
K_d	پارامتر اندازه ذرات
K_θ	پارامتر شکل کوله
K_G	پارامتر هندسه آبراهه
K_{yl}	پارامتر بی بعد عمق جریان بر حسب طول
K_y	پارامتر بی بعد عمق جریان
K_b	پارامتر بی بعد اندازه نسبی ذره
K_σ	پارامتر دانه بندی ذرات
K_α	پارامتر زاویه برخورد
K_s	پارامتر شکل پایه

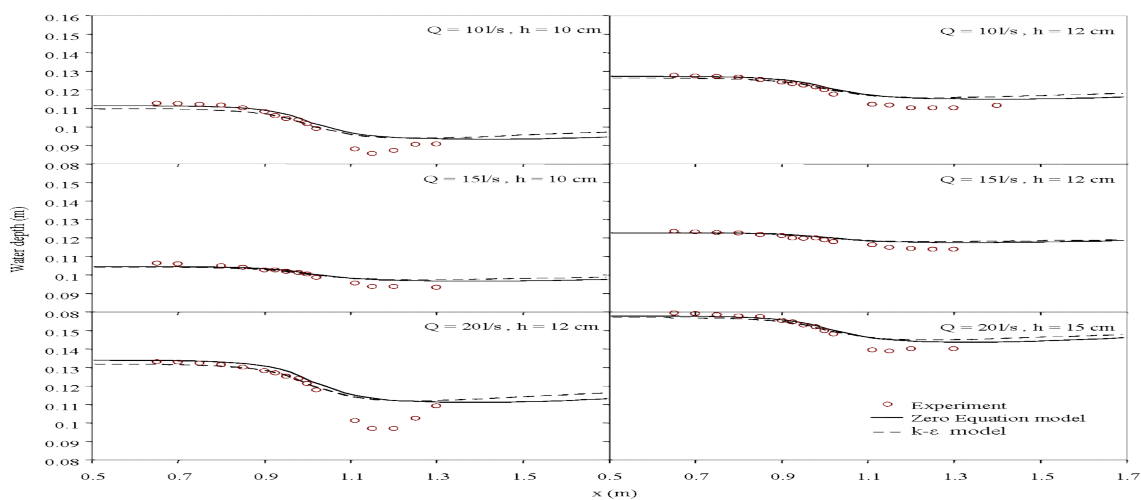
مش بندی:

در Fluent برای تفسیر دامنه محاسباتی از یک شبکه ساده از المان مستطیل با اندازه ۴ سانتیمتر استفاده شده است.



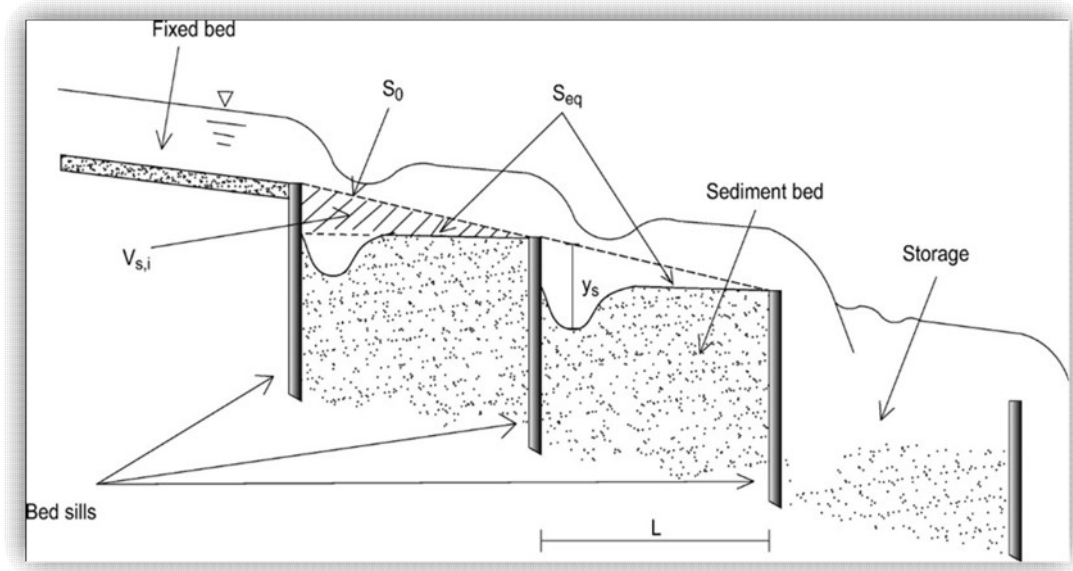
شکل ۱۶- مش بندی مدل سازی

برای بالا زدگی آب در بالا دست پل نتایج زیر به دست آمد:

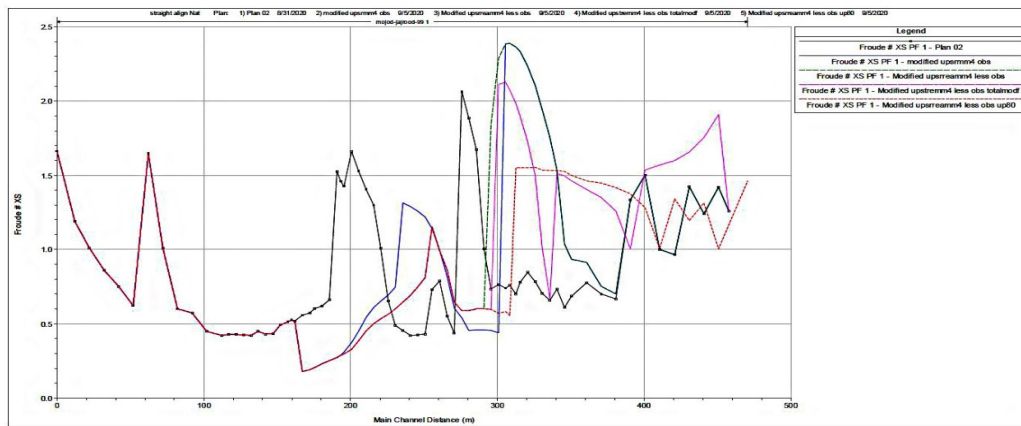


شکل ۱۷- مدل سازی آشفتگی و آبشستگی

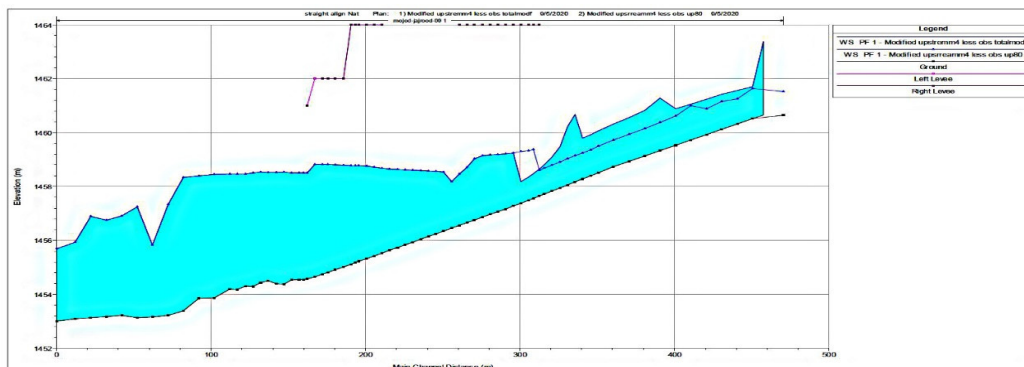
مدلسازی سیلاب مدل و آبشستگی پایه های پل در نرم افزار فلوئنت انجام شد. در مورد آبشستگی پایین دست از یک کف صلب ناشی از یک جت افقی غوطه وری ۲ بعدی خارج شده از پایین دروازه آبگیر پل مدلسازی شد. براساس نتایج برای استفاده از Fluent، بعد از $t=5$ دقیقه توافق عادلانه شبیه سازی بین $t=9$ دقیقه شبیه سازی پارامترهای ذکر شده از اندازه گیری شبیه سازی شده حداکثر عمق آبشستگی و ارتفاع لبه با اندازه گیری به دست آمد.



شکل ۱۸- بستر شنی رودخانه گرگانرود مدل شده در نرم افزار فلوئنت

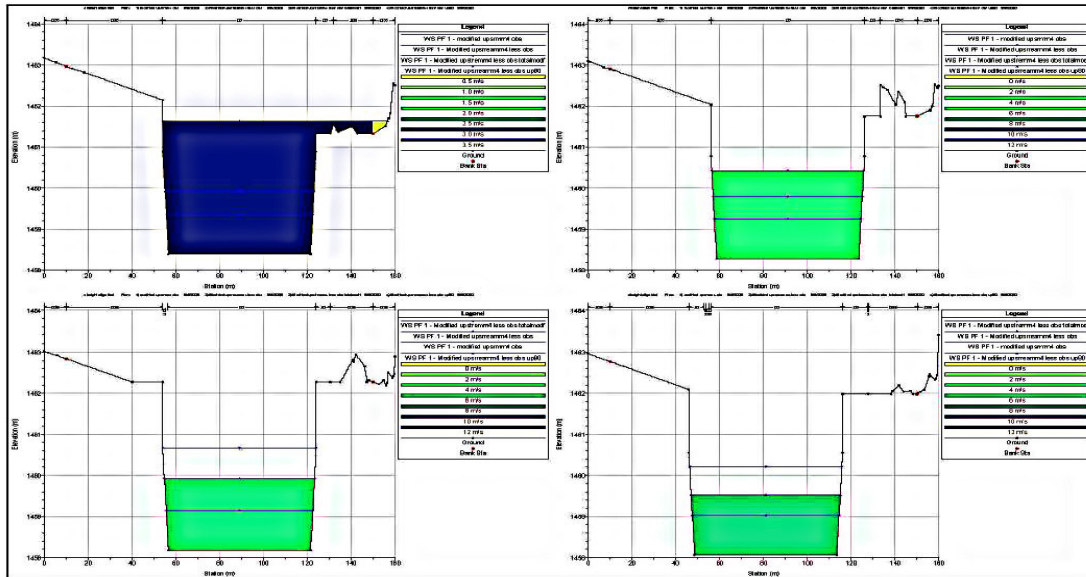


شکل ۱۹- تغییرات عدد فرود در چهار حالت به همراه حالت طبیعی اولیه رودخانه گرگانرود



شکل ۲۰- دیاگرام سرعت در دو حالت آخر

شکل مقاطع عرضی به همراه رقوم سطح آب در حالت های بررسی شده آورده شده است:



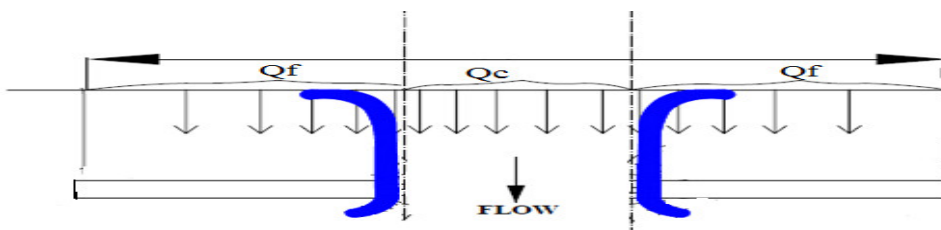
شکل ۲۱- مقاطع به ترتیب از بالادست به پایین دست رودخانه گرگانرود آورده شده اند

مشخص شد که دقت کافی در برآورد طول سوراخ آبخستگی Fluent به نمایش گذاشته است. از روش FAVOR در فلونت برای تعیین محل سطح آزاد و موانع به ترتیب مرزهای اصلی مانند پل، دروازه استفاده شد. معیار همگرایی به طور خودکار توسط Fluent به عنوان عملکرد مرحله زمان در هر چرخه زمانی ارزیابی می شود.

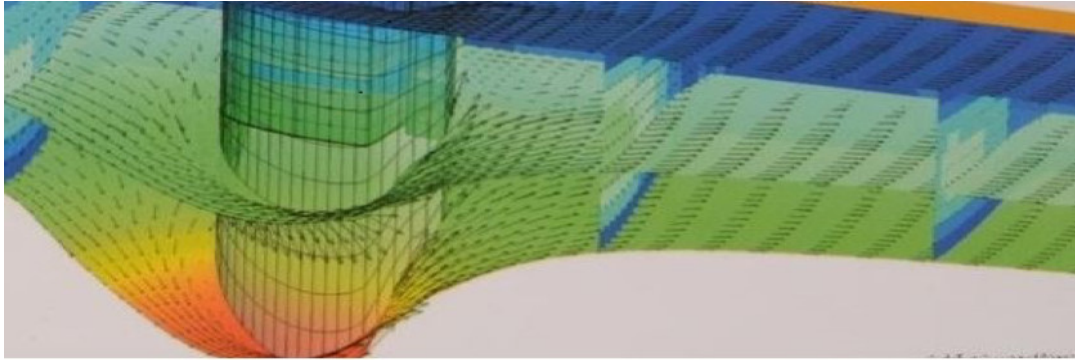
علاوه بر این، اثر مدل های آشفتنگی موجود در FLUENT و همچنین اندازه های مختلف شبکه روی تنش برشی بستر مورد بررسی قرار گرفت. از مدل k-ε برای مدلسازی آشفتنگی استفاده شد و خطای این روش ۱۹ درصد بود.

مدل محافظتی از آبخستگی پایه‌های پل در برابر پدیده آبخستگی گرگانرود

دیوارهای هدایت نقش عمده ای در اصلاح الگوی جریان در مقطع تنگ شده مخصوصا در حالتی که جریان به صورت نامتقارن به پل نزدیک می شود، دارند. [۱۷-۱۸]

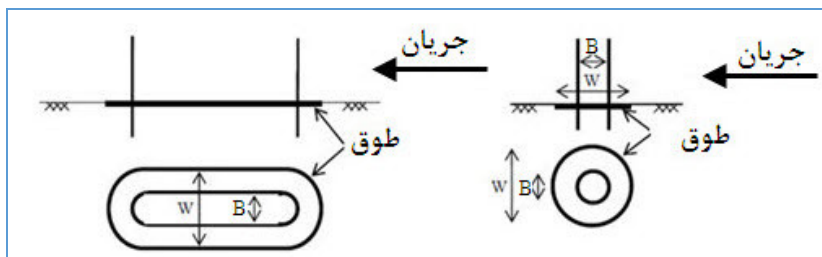


شکل ۲۲- دیوار هدایت جریان



شکل ۲۳- تخمین تنش برای طرحهای حفاظت بستر در مقابل آبشستگی پایه پل با دیوار هدایت

از مطالعات گذشته بهترین حالت نصب: عرض طوق سه برابر عرض پایه و تراز قرارگیری آن بر روی بستر میباشد. [۱۹]



شکل ۲۴- استفاده از طوق در پایه پل گرگانرود

نتیجه گیری:

بیشترین مقدار آبشستگی در ابتدای فرآیند آبشستگی رخ داد و بیشترین ناحیه مستعد این پدیده دقیقاً سطح تماس آب با پایه های پل بود به طوری که شبیه سازی ها نشان می دهند قسمت هایی از پایه پل که به طور کامل در داخل آب قرار گرفته دوام بیشتری نسبت به قسمت سطح تماس مشترک آب و هوا دارند. نتایج نشان میدهند که سرعت جریان منفی به سطح آب نزدیک می شود.

با توجه به نتایج به دست آمده علاوه بر تمرکز ساخت بتن با دوام بیشتر و دقیق تر در این ناحیه برای جلوگیری از آبشستگی و به تعویق انداختن عمر بتن باید عوامل هیدرولیکی را نیز کنترل نمود.

با توجه به اهمیت بسیار بالای بتن که اخیراً مورد توجه بیشتری قرار گرفته تحقیقات بسیاری در این زمینه صورت گرفته است که منجر به بهبود عملکرد بتن در برابر سایش شده اند و در این مقاله مورد بررسی قرار گرفتند. همچنین این موضوع مهم در سازه های هیدرولیکی و سازه هایی که در معرض آب قرار می گیرند مورد بررسی قرار گرفت و در آزمایشگاه با توجه به تحقیقات گذشته که بهره گیری از الیاف و میکروسیلیس ها را پیشنهاد کرده بودند بتن هایی در انواع مختلف و مقاوم در برابر نفوذ آب و سایش ساخته شد، بتن ساخته شده در آزمایشگاه به دو شکل عمل آوری شد که دوروش توافق خوبی را از نظر مقاومتی دوام نشان دادند. پیشنهاد می شود تحقیقات بیشتری برای ساخت بتن هایی با نفوذپذیری کم و مقاوم در برابر نفوذ آب انجام گیرد.

همچنین علاوه بر صفحه محافظتی بررسی شده جهت محافظت از پایه ها، ایجاد شکاف می تواند یک راه حل مناسب برای جدا شدن گردابه ها در جلوی پایه برای پل نیز باشد.

منابع فارسی

- ۱- آزمایشگاه پیشنهاد بتن
- ۲- آیین نامه بتن آبا
- ۳- تألیف پروفسور مهتا، پروفسور مونته نیرو ترجمه دکتر علی اکبر رضانیانپور، دکتر پرویز قدوسی، دکتر اسماعیل گنجیان، ریز ساختار، خواص و اجزای بتن (تکنولوژی بتن پیشرفته)، انتشارات دانشگاه پلی تکنیک تهران (۱۳۸۸).
- ۴- گزارش دکتر امیررضا زراتی (۱۳۹۹)
- ۵- نشریه ۳۰۲ شماره ۳ (۱۳۸۴)

Reference

- [6]-Abraham C.Lynn.MEERRI.Jack P.Moehle.stephen A.Mahin.M EERI.and Willim T.M EERRI (2012).
- [7]- American Concrete Institute (ACI), (2000), "Service Life Prediction-State-of-the-Art Report", Reported by ACI Committee 365(ACI 365).
- [8]-B. C Gerwick. Jr. Int. Vol.6. No. 2. Pp.36-40. 1984.
- [9]-Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) & Commentary on Building Code equirements for Structural Concrete (ACI 318R-14). (2014).
- [10]- Biczok, Concrete Corrosion and Concrete Protection.
- [11]- Caio Gorla Nogueira, Edson Denner Leonel (2013), "Probabilistic models applied to safety assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress", Engineering Failure Analysis, Vol. 31, pp 76-89.
- [12] G. J. Verbeck and R. Landgren. Proc. ASTM, No. 60, pp. 1063-79,1960.
- [13] Gang Lin, Yinghua Liu, Zhihai Xiang (2010), "Numerical modeling for predicting service life of reinforced concrete structures exposed to chloride environments", Cement and Concrete Composites, Volume 32, Issue 8, pp 571-579.
- [14] Jieying Zhang, Zoubir Lounis. (2009), "Nonlinear relationships between parameters of simplified diffusion-based model for service life design of concrete structures exposed to chlorides", Cement and Concrete Composites, Vol. 31, Issue 8, pp 591-600.
- [15]-M.F. Hassanein , O.F. Kharoob.(2015).Behaviour and design of square concrete-filled double skin tubular columns with inner circular tubes, Journal of Engineering Structures 100 (2015) 410-424.
- [16]-M. S. Abrams, Temperature and Concret, ACI SP-25, 1973,pp. 33-50.
- [17]- R. E. Carrier and P. D. Cady, ACI Sp-47, 1975, pp, 121-68.
- [18]-T. C. Liu. J. ACI. Proc. Vol 78.No. 5. P. 346. 1981.
- [19]-T. E.Stanton, Proc. ASCE, Vol. 66, p. 1781-812, 1940.
- [20]- Lee, C. H., Xu, C. & Huang, Z A three-phase flow simulation of local scour caused by a submerged wall jet with a water-air interface. Advances inWater Resources 129, 373–384.
- [21]-javad hasanpour, adel asna ashari, 2021.

طراحی نوین سازه و معماری خانه سالمندان روزانه

ندا فردپور^۱، حامد رضا حاج قاسم^{۲*}

۱- کارشناس ارشد معماری دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه آزاد پردیس، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران (آب و سازه های هیدرولیکی) دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه خوارزمی تهران

*Hamedghasemi833@gmail.com

چکیده

پدیده سالمندی سیری طبیعی است. با توجه به شرایط روحی و روانی سالمندان فضایی باید طراحی گردد که بتواند تمامی نیازهای سالمندان را بر طرف نماید. فضایی با انواع فعالیت ها برای این افراد که در بر گیرنده مجموعه ای که هم امکان کار کردن در حد توانایی شان را بدهد و هم امکان استراحت در طول روز را به آن ها بدهند درست همان طور که در خانه خود می توانند براحتمی آزادی عمل داشته باشند. در این مقاله مروری بر طراحی معماری خانه سالمندان روزانه شده است که چگونه می تواند در بهبود آسیب های محیطی- رفتاری سالمندان مفید واقع گردد. همچنین طراحی نوین خانه سالمندان روزانه با توجه به روانشناسی محیطی- رفتاری باید دارای چه ویژگی هایی باشد. در طراحی سازه و معماری نوین باید مجموعه ای همسو و هم راستا با نیازهای محیطی سالمندان باشد و همچنین مکانی باشد برای ایجاد امید و افزایش سلامت جسمی و روحی در افراد سالمند با استفاده از طراحی معماری، در نهایت تاثیر مثبتی بر سطح کیفیت زندگی آن ها بگذارد. در این مقاله طراحی نوین معماری با توجه به ویژگی تو در تو بودن ماتر و شکاها و تشبیه آن به سال های متعدد زندگی و تجربه زیاد سالمندان از طراحی لایه ای و تو در تو استفاده شده است. نتایج حاصل از این پژوهش طراحی چنین فضایی باعث شد که نیاز دوطرف (هم قشر سالمند و هم خانواده وی) برطرف شود و همچنین مانع از سرخوردگی سالمند گردد.

کلمات کلیدی: معماری خانه سالمندان روزانه، روانشناسی محیطی- رفتاری

1. مقدمه

استفاده از مشخصات محیطی مناسب در طراحی خانه سالمندان با رویکرد روانشناسی- محیطی دغدغه بسیاری از طراحان است که مهندسان قادر خواهند بود بناهایی طراحی کنند که کالبد آن به آسایش، امنیت و اجتماعی شدن سالمندان کمک کند. ارائه خدمات و به کارگیری استانداردهای لازم در جهت بهبود و حفظ آسایش سالمندان با استفاده از طراحی نوین معماری از اهمیت بسیاری برخوردار است. اگر چه اکثر افراد سالمند در خانه های خودشان زندگی می کنند اما امروزه انواع جدید از سراها و سکونتگاه های مخصوص سالمندان موجود می باشد [۱]

با بررسی ویژگی‌های روانی و در نظر گرفتن محدودیت‌های فیزیکی و جسمانی آن‌ها، توصیه‌هایی برای مناسب سازی محیط زندگی آن‌ها مطرح کرده‌اند و تاثیراتی که فضا و معماری مناسب بر این قشر می‌گذارد را بسیار مفید دانسته‌اند. [2]

هیچ دورانی مانند سالخوردگی پرمساله و نگران کننده نیست و به همین علت سالخوردگان برای سالم زیستن به سازگاری فراوانی نیاز دارند. [۳]

با توجه به رویکرد روانشناسی و تأثیر آن بر طراحی نوین سازه و معماری محیطی و کاربردی موضوع تقریباً جدیدی به نظر می‌رسد.

هدف از این پروژه طراحی سازه و معماری نوین مجموعه‌ای همسو و هم راستا با نیازهای محیطی سالمندان می‌باشد.

ایجاد امید و افزایش سلامت جسمی و روحی در افراد سالمند با استفاده از طراحی نوین معماری، که در نهایت تاثیر مثبتی بر سطح کیفیت زندگی آن‌ها می‌گذارد.

توجه به کنش و واکنش‌های رفتاری، معنا شناسی، رنگ شناسی، ترکیب بندی و سایر عناصر معماری و تأثیر آن‌ها بر نیازهای رفتاری سالمندان می‌باشد. با توجه به رویکرد روانشناسی و تأثیر آن بر طراحی محیطی و کاربردی موضوع طراحی و همچنین طراحی مرکز روزانه موضوع تقریباً جدیدی به نظر می‌رسد.

2. پیشینه تحقیق

2-1. خانه سالمندان سان سیتی (ژاپن):

خانه سالمندان سان سیتی در شهرک Takatsuki در حومه شهر "اوساکا"، کشور ژاپن واقع شده و در سال ۲۰۰۱ ساخت آن به اتمام رسید. این مجموعه با قرار دادن حیاط مرکزی‌های متعدد فضای سبز مورد استفاده سالمندان را به خوبی تامین کرده است. همچنین دید مناسب را برای افراد سالمند با شیشه‌های بزرگ و سرتاسری تامین کرده است.



شکل 2. حیاط مرکزی سالمندان سان سیتی



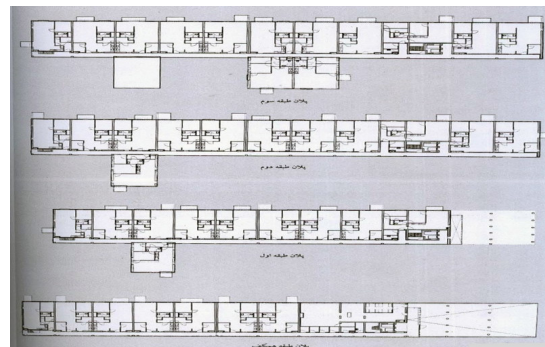
شکل 1. ورودی سالمندان سان سیتی

2-2. آپارتمان مسکونی سالمندان وزوکو (آمستردام)

آپارتمان مسکونی سالمندان وزوکو (آمستردام) توسط شرکت MVRDV طراحی و ساخته شد و از مهمترین خصوصیات آن استفاده مفید از حداقل فضاها به دلیل تراکم شهری و استفاده از شیشه‌های رنگی (ایجاد نمای پویا و متنوع) می‌باشد. در شکل‌های زیر نمای کلی و پلان مجموعه نشان داده شده است.



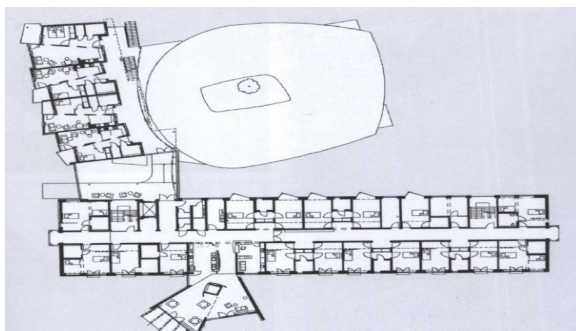
شکل 4. نمای مجموعه وزوکو



شکل 3. پلان طبقات

2-3. خانه سالمندان برگ بویت (آلمان)

توجه به فضای سبز و سازگاری بنا با طبیعت در طراحی مجتمع‌های مسکونی اقامتی نکته‌ای حائز اهمیت می‌باشد اما هنگامی که ساکنین مجتمع را سالمندان و بیماران تحت مراقبت تشکیل می‌دهند این اهمیت نیز دو چندان می‌گردد. در طراحی این مجموعه پیوندی مناسب میان بنا و پارکی که مجتمع در آن ساخته شده است دیده می‌شود. بنای اصلی این مجتمع ساختمانی در سال ۱۹۷۰ ساخته شد و در سال ۲۰۰۰ مورد باززنده سازی قرار گرفت.



شکل 6. پلان همکف مجموعه برگ بریت



شکل 5. نمای مجموعه برگ بریت

2-4. خانه سالمندان امرالد (هلند)

فضاهای ارتباطی در این مجموعه از اهمیت بسیاری برخوردارند، استفاده از حیاط مرکزی به عنوان فضای میانی با سقف شیشه‌ای از خاصیت‌های این نمونه موردی می‌باشد. مجتمع اقامتی سالمندان امرالد (Emerald Housing) بخشی از طرح توسعه شهر می‌باشد که در آن کاربری‌های دیگری نظیر تجاری، فرهنگی، خانه‌های ویلایی و مجتمع‌های مسکونی نیز طراحی شده است. این مجموعه که در سال ۲۰۰۰ طراحی شد، پیوندی میان فضاهای شهری با دریاچه و رودخانه‌های هلند داشت، چیزی که در بیش تر شهرهای هلند دیده می‌شود.



شکل 8. خانه سالمندان امرالد



شکل 7. دید پرنده مجموعه امرالد

خلاصه ای از پیشینه تحقیق در جدول ۱ زیر نشان داده شده است:

جدول ۱- پیشینه تحقیق

مزایا	نمونه موردی
فضای سبز (برای ایجاد حس آرامش)	خانه سالمندان فرزانه‌گان

	استقرار شبانه روزی مسئول و پزشک و فیزیوتراپ
خانه سالمندان بقیه الله	هندسه ساده
	نمای آجری
خانه سالمندان وزو کو	استفاده مفید از حداقل فضاها به دلیل تراکم شهری
	استفاده از شیشه‌های رنگی (ایجاد نمای پویا و متنوع)
خانه سالمندان دایمن	ایجاد فضای مابین دو حجم به فضای شفاف
	تفکیک بصری با ایجاد اختلاف ارتفاع بین دو حجم
خانه سالمندان برگ بریت	سازگاری با طبیعت
خانه سالمندان سان سیتی	هندسه انتخابی برای حیاط نباید پیچ کننده باشد
	حیاط مرکزی
	پنجره‌های عریض و کشیده برای تامین دید بصری
خانه سالمندان امرالد	استفاده از سقف شیشه‌ای برای فضای ارتباطی
	سهولت دسترسی و خوانایی و سادگی ارتباطات
	استفاده از آجر (استفاده از رنگ گرم)
خانه سالمندان دو اوورلوپ	ایجاد آتریوم مرکزی

3. مدل سازی

یک سالمند سال‌های مختلف زندگی را در درون خود جای داده است، از جمله: کودکی، نوجوانی، جوانی، میان‌سالی، کهن‌سالی است. در این مقاله طراحی نوین معماری با توجه به ویژگی تو در تو بودن ماتروشکاها و تشبیه آن به سال‌های متعدد زندگی و تجربه زیاد سالمندان از طراحی لایه ای و تو در تو استفاده شده است.

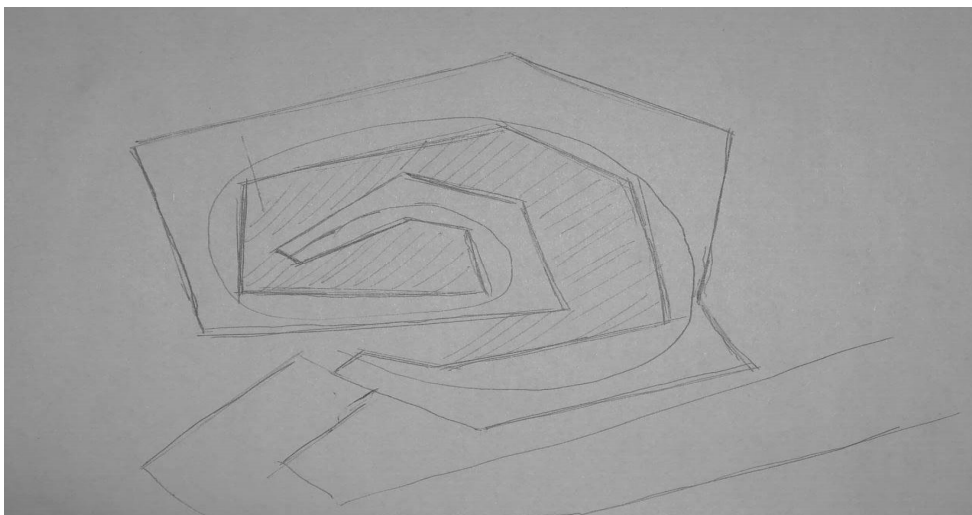


شکل 9. نمای مجموعه وزو کو

4. بحث و بررسی

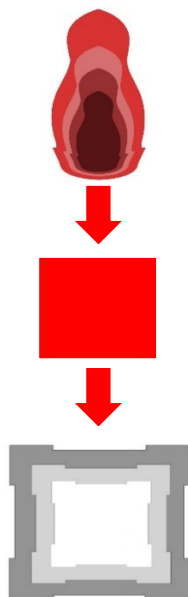
4-1. فرآیند رسیدن به طرح

بنا در میانه سایت با دو ورودی سواره و پیاده طراحی شده است. همچنین ارتباط بصری فضای داخل و خارج در تمام زوایا حفظ شده است. طرح ابتدایی رسیدن به طرح از ایده ماتروشکا، طرحی پیچ در پیچ و تو در تو بود که به دلیل گم شدن یا سر در گمی احتمالی سالمندان به طرحی ساده‌تر تقلیل یافت.



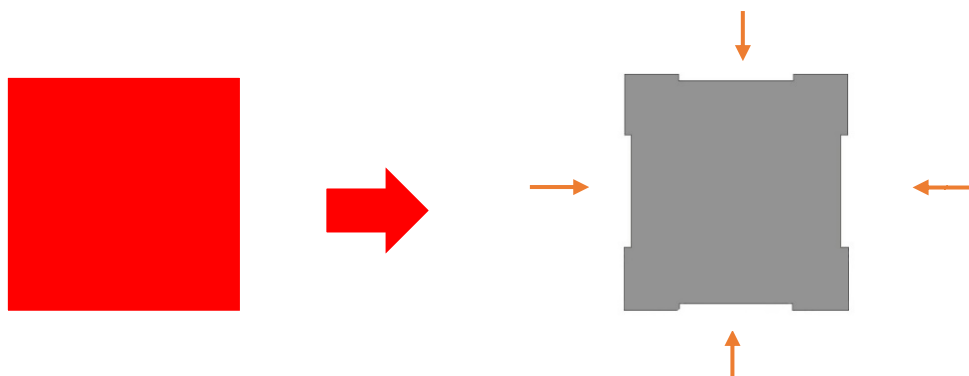
شکل 10. طرح اولیه طراحی نوین خانه سالمندان روزانه

برای بهبود ارتباط و رفت و آمد سالمندان و جلوگیری از سر در گمی از طراحی خطی و حجم‌های مربع گونه برای ساختمان استفاده شده است. بر طبق فیثاغورث مربع نماینده وحدت گونه‌ها و نشان دهنده برابری یک چیز با خودش به نحوی نامتناهی است و در نتیجه می‌تواند نمادی از عدالت، قانون و منطق تلقی شود که همه را به یک چشم می‌نگرد. از نظر قانون افلاطون مربع نماینده هماهنگی است که عالی‌ترین فضیلت به شمار می‌آید، شناختی کامل که شخص می‌تواند از طریق آن به حقیقت مطلق دست یابد. مربع شکلی است ایستا و ثبات‌گرا که اضلاع و زوایای برابرش احساسی از سکون، استحکام، حصار، منزل، کمال و استقرار می‌باشد. ماتروشکاها هم از لحاظ حجمی و هم ارتفاعی با هم تفاوت دارند. در طراحی نوین نیز از بناهای تو در تو با حجم و ارتفاع‌های متفاوت استفاده شده است. بزرگترین عروسک به عنوان سالمند در نظر گرفته شده و حجم‌های کوچک‌تر در دل حجم بزرگ‌تر قرار دارد. برای ارتفاع ساختمان‌ها از مدول مشخص زیر استفاده شده است.



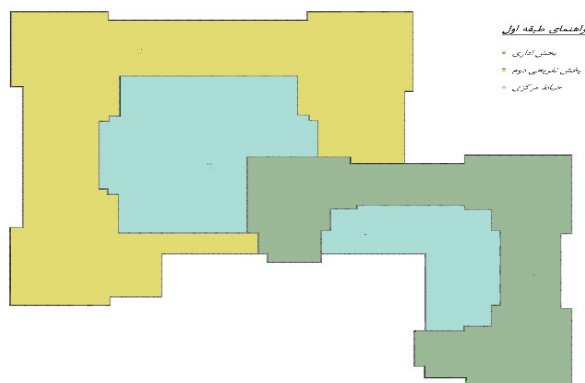
شکل 11. روند تکمیل طرح

استفاده از شکست‌های بیش‌تر در طراحی در مربع کوچک‌تر که نماد جوانی است بیان‌گر این موضوع هستند که انسان‌ها در جوانی خام و بی‌تجربه هستند و نواقص و شکست‌ها می‌تواند تاثیر زیادی روی وی بگذارد و او را از حالت طبیعی خارج کند، اما آدمی هرچه به کهن‌سالی نزدیک‌تر می‌شود می‌تواند شکست‌ها و نواقص را در خود حل می‌کند و کم‌تر آسیب ببیند. نزدیک‌تر می‌شود می‌تواند شکست‌ها و نواقص را در خود حل می‌کند و کم‌تر آسیب ببیند.

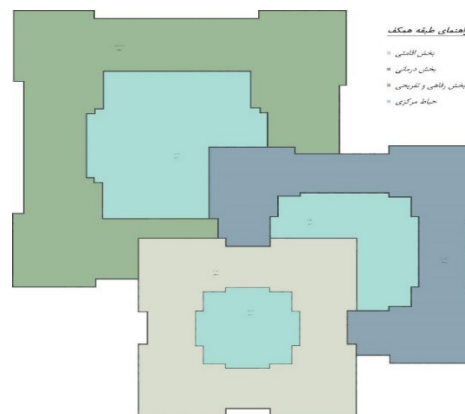


شکل ۱۲. ایجاد شکستگی در مربع

فضای سبز و نور سقفی برگرفته از نمونه‌های موردی برای آرامش و آسایش سالمندان و ایجاد محیطی گرم و صمیمی در طراحی استفاده شده است فضای باز شامل پهنه ای است که سعی بر ایجاد احساس امنیت و آرامش در سالمندان را دارد. این فضا شامل وسایل ورزشی مناسب، فضایی برای بازی‌های سرگرمی مناسب، فضای مکث و استراحت، فضای سبز و مسیر پیاده روی می‌باشد. و در این طراحی سعی بر این بوده تا پیوند مناسبی بین فضای سبز و ساختمان اصلی ایجاد شود. در این طراحی برای ایجاد حس دل‌گرمی، تعلق و آرامش سعی بر این بوده تا از معماری سنتی (۵ اصل پیرنیا) استفاده شود. از جمله: نشیمن سنتی ایرانی در محوطه، حیاط مرکزی، درونگرایی، مصالح ایرانی (شیشه و آجر) استفاده شده است. لابی و راهروهای بزرگ که از نورگیر و دلباز می‌باشد. همچنین محلی برای گذر و تعاملات اجتماعی سالمندان می‌باشد. فضای باز شامل پهنه ایست که سالمندان را با محیط کلی بنا آشنا می‌سازد و سعی بر ایجاد احساس امنیت در این محیط را دارد.



شکل ۱۴. تفکیک فضایی طبقه اول



شکل ۱۳. تفکیک فضایی طبقه همکف



شکل 16. تفکیک فضایی طبقه سوم



شکل 15. تفکیک فضایی طبقه دوم

5- نتیجه گیری

در این پروژه سعی شد تا با استفاده از طراحی ساده¹ و اهمیت استفاده از مصالح نوین و نور سقفی طبیعی و حیاط‌های مرکزی روحیه سالمند را احیا نمود و آن را رو به بهبود برد. ارتباط سالمندان با یکدیگر در مکانی موقت می‌توان نقش بسزایی در شاداب بودن آن‌ها ایفا کند. با بازدید میدانی و نتایج حاصل از این پژوهش طراحی چنین فضایی باعث شد که نیاز دوطرف (هم قشر سالمند و هم خانواده وی) برطرف شود و همچنین مانع از سرخوردگی سالمند گردد. همچنین با مطالعات مقالات معتبر با توجه به روانشناسی محیطی میتوان نتیجه گرفت شیشه های رنگی نمای بناها یکی از عوامل بسیار مهم در طراحی معماری نوین خانه سالمندان بود.

¹ Minimal

منابع

- ۱- طراحی معماری خانه های سالمندان. نشر بهام
- ۲- رفیع زاده، ندا. نودری، شعله. رهنمودهای طراحی معماری خانه های سالمندان. نشریه ۳۳۸، مرکز تحقیقات- ساختمان و مسکن. چاپ دوم، ۱۳۸۲.
- ۳- نودری، شعله. رفیع زاده، ندا. مبانی طراحی فضاهای باز محله های مسکونی متناسب با شرایط سالمندان نشریه ۳۸۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. ۱۳۸۳.
- ۴- رفیع زاده، ندا، ضوابط طراحی معماری ساختمانهای مناسب سالمندان، مصوب شورای عالی شهرسازی و معماری مورخ ۸۷/۱/۱۹ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. ۱۳۸۷.
- ۵- دستورالعمل تاسیس، اداره و نظارت مراکز توانبخشی و نگهداری شبانه روزی سالمندان معاونت امور توانبخشی سازمان بهزیستی کشور. ۱۳۸۵.
- ۶- طبقه بندی بین المللی عملکرد ناتوانی و س لامت ICF مرکز آمار ایران، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور. ۱۳۸۴.
- ۷- بهروز فر، فریبرز، ۱۳۷۷، (لزوم پژوهش در مورد مناسب سازی محیط برای سالمندان)، مرکز تحقیقات ساختمانی و مرکز تهران
- ۸- رفیع زاده ندا، نودری شعله، روشن بخش حسین، ۱۳۸۳، (رهنمودهای طراحی معماری خانه سالمندان)، تهران مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
- ۹- رفیع زاده نا، نوکری شعله، روشن بخش حسین، ۱۳۸۳، (مبانی طراحی فضای باز مطه مسکونی متناسب با شرایط جسمی و روانی سالمندان
- ۱۰- رفیعیان مو علی عسکری، ۱۳۷۸، (سالمندان و ضرورت آسایش مجدد فضاهای شهری در ایران)، تهران
- ۱۱- سیام، شهره، ۱۳۸۱، (بررسی مسایل سالمندی در ایران و جهان). انتشارات کتاب آشنا چاپ اول، مقاله آسایشگاه سالمندان
- ۱۲- مرتضوی، شهناز، "روانشناسی محیط"، انتشارات دانشگاه شهید بهشتی، ۱۳۷۰
- ۱۳- گیل گارت، ۱۳۸۲، (روانشناسی سالمندی)، انتشارات خورشید آفرین
- ۱۴- میر لاشاری، ژیلا، ۱۳۸۱، (بررسی مسایل سالمندی در ایران و جهان، انتشارات کتاب آشنا چاپ اول، مقاله سازگاری با سالمندی
- ۱۵- یزدانفر، فیضی، فهیمیان پگاه، (نگرشی نو په معماری سبز)، مجله ی ساختمان و کامپیوتر، شماره ی ۲۳ سازمان تحقیقات مسکن و شهرسازی

Reference

- 16 -North Carolina Adult Daycare and Day Health Services Standards for Certification.2007.
- 17- Mahran.Maher.Rapporteru of the National Council of Population. State Basic Services Rendered to the Aged in Egypt.2002.
- 18-Marcus, Clare Cooper;Francis,Carolyn.People Places,Design Guidelines for urban open Space, Departments of Architecture and Landscape Architecture, University of California,Berkeley,1997.
- 19 -Robson, David: Nicholson. Anne-Marie: Barker, Neil. Homes for the Third Age, A Design Guide for Extra Care Sheltered Housing, E&FN SPON.1997.
- 20-Design for Aging. The American Institue of Architects Press, USA.1997.

بررسی خواص مکانیکی و دوام بتن توانمند حاوی افزودنی ژل میکروسیلیس

حسن جواهرشناس^۱، کمیل کریمی مریدانی^{۲*}، محمد حج فروش^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران - سازه، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی رشت

۲- استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد لاهیجان

۳- دکترای سازه، مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد رشت

karimi.k@srbiau.ac.ir

خلاصه

امروزه با توجه به افزایش ارتفاع و حجم سازه ها، لازمه رقابت بتن با مصالح پر مقاومتی چون فولاد افزایش کارایی، مقاومت و دوام آن است. بتن توانمند پیشنهادی است که میتوان با بکارگیری مصالح متعارف در ساخت بتن معمولی با نسبتهای مشخص و کاهش دادن نسبت آب به سیمان به آن دست یافت. همچنین مصرف افزودنی های مختلف مانند میکروسیلیس در بتن توانمند موجب بهبود خصوصیات مکانیکی آن می گردد. هدف اصلی این پژوهش بررسی تاثیر درصدهای مختلف ژل میکروسیلیس بر خصوصیات مکانیکی و دوام بتن توانمند می باشد. برای نیل به این هدف آزمایش مقاومت فشاری در سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز و همچنین آزمایش های مقاومت کششی شکافت و جذب آب در سن ۲۸ روز بر نمونه های بتن انجام شد. نتایج آزمایش ها نشان داد که افزودن ۴، ۶، ۸ و ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس به بتن توانمند مقاومت فشاری آن را به ترتیب تا ۸، ۱۳، ۲۰ و ۱۷ درصد و مقاومت کششی آن را نیز به ترتیب تا ۱۱، ۲۷، ۴۴ و ۴۳ درصد در سن ۲۸ روز افزایش می دهد. همچنین مصرف مقادیر فوق الذکر ژل میکروسیلیس سبب کاهش جذب آب بتن به ترتیب تا ۴، ۳، ۲۲ و ۲۳ درصد در سن ۲۸ روز می گردد.

کلمات کلیدی: بتن توانمند، ژل میکروسیلیس، مقاومت فشاری، مقاومت کششی، جذب آب

۱. مقدمه

بتن یکی از مهم ترین مصالح ساختمانی در سراسر دنیا شناخته می شود. همین موضوع باعث شده که پژوهش های زیادی در خصوص بهبود خصوصیات مکانیکی آن به وسیله انواع افزودنی ها صورت گیرد. یکی از افزودنی های موثر در بهبود خصوصیات مکانیکی بتن، افزودن میکروسیلیس به آن می باشد. همانطور که هنگ یوان و همکاران [۱] در پژوهش خود نشان دادند که افزودن میکروسیلیس به بتن مقاومت فشاری و خمشی آن را بهبود می بخشد. مطالعات مختلف مبنی بر اثر درصد های مختلف میکروسیلیس بر خصوصیات مکانیکی بتن توانمند نشان داد که بهینه ترین درصد افزودن میکروسیلیس به بتن ۱۰ درصد می باشد که بیشترین اثر را در بهبود خصوصیات مکانیکی بتن دارد [۲ - ۳]. فالاماتا و همکاران [۴] نیز خصوصیات مکانیکی بتن خودتراکم حاوی خاکستربادی و میکروسیلیس را در بتن خودتراکم بررسی کردند. نتایج آزمایشات آنها نشان داد که افزودن ۱۰ درصد میکروسیلیس به همراه ۶۵ درصد خاکستر بادی سبب افزایش ۳۶ درصدی مقاومت فشاری بتن خودتراکم می گردد. لازم به ذکر است که افزودن برخی افزودنی ها همانند نانو سیلیس سبب بهبود خصوصیات مکانیکی بتن می گردد اما نیاز به فوق روان کننده را بطور چشمگیری افزایش می دهد. پژوهش هایی که در این زمینه انجام شد نشان داد که افزودن میکروسیلیس به بتن در کنار این افزودنی ها، نه تنها نیاز به فوق روان کننده را کاهش می دهد بلکه سبب بهبود بیشتر خصوصیات مکانیکی آن می گردد [۵]. افزودن ۵ درصد میکروسیلیس به بتن حاوی الیاف نیز سبب افزایش ۱۰/۵ درصدی در مقاومت فشاری آن می گردد. براتی [۶] نیز اثر افزودن ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ درصد ژل میکروسیلیس را بر خصوصیات بتن غلتکی مورد ارزیابی قرار داد. نتایج آزمایشات نشان داد که بهینه ترین درصد افزودن ژل میکروسیلیس به بتن غلتکی ۷ درصد می باشد که موجب افزایش مقاومت فشاری تا ۲۵ درصد می گردد.

در این پژوهش اثر افزودن ۴، ۶، ۸ و ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس بر خصوصیات مکانیکی بتن توانمند مورد ارزیابی قرار گرفته است که برای نیل به هدف از آزمایشات مقاومت فشاری، کششی و جذب آب استفاده شده است.

۲. برنامه آزمایشگاهی

۱.۲. مصالح مصرفی

مصالح مورد استفاده در این پژوهش عبارتند از: شن شکسته با قطر حداکثر ۱۹ میلی‌متر و وزن مخصوص آن ۲۶۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ماسه رودخانه‌ای با مدول نرمی ۲/۸۴ و وزن مخصوص ۲۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، سیمان پرتلند تیپ ۲ با وزن مخصوص ۳۱۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ژل میکروسیلیس با وزن مخصوص ۱/۴۵ گرم بر سانتی متر مکعب. مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی در جدول (۱) و همچنین تصویر ژل میکروسیلیس استفاده شده در شکل (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان [7]

خواص شیمیایی								خواص فیزیکی		مصالح
K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	MgO	CaO	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	SiO ₂	وزن مخصوص	نرمی	
%	%	%	%	%	%	%	%	$\frac{kg}{m^3}$	$\left(\frac{cm^2}{gf}\right)$	
۰/۵۱	۰/۲۵	۰/۸۵	۰/۸	۶۴/۸۶	۳/۹۵	۴/۸۵	۲۲/۴۵	۳۱۵۰	۳۰۵۵	سیمان



شکل ۱- ژل میکروسیلیس

۲.۲. طرح اختلاط و آماده سازی نمونه‌ها

طرح اختلاط بکار رفته در این پژوهش در جدول ۲ نشان داده شده است. برای ارزیابی اثر درصدهای مختلف ژل میکروسیلیس بر خصوصیات مکانیکی و دوام بتن توانمند، آزمایشات مقاومت فشاری، کششی و جذب آب انجام شده است. در گام اول درشت‌دانه و ریزدانه درون مخلوط کن به مدت ۲ دقیقه مخلوط شدند. سپس سیمان اضافه گردید. در مرحله بعد ژل میکروسیلیس کم کم به مخلوط بتن اضافه شد و عملیات مخلوط کردن اجزا تا هنگامی که به بتنی همگن دست یابیم، ادامه یافت. سپس بتن آماده شده در قالب‌های مورد نظر (قالب مکعبی ۱۵ برای آزمایشات مقاومت فشاری و جذب آب و قالب استوانه ای ۱۰×۲۰ برای آزمایش مقاومت کششی) ریخته شد. بعد از ۲۴ ساعت قالب‌ها را باز کرده و تا سن مورد نظر در حوضچه آب با دمای معمولی نگه داشته شدند.

جدول ۲- طرح اختلاط به کاررفته در پژوهش

مواد مصرفی	آب (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	شن (kg/m ³)	سیمان (kg/m ³)	نسبت آب به سیمان	ژل میکروسیلیس	
						(%)	(kg/m ³)
مقدار	۱۳۵	۶۹۰	۱۱۴۰	۴۵۰	۰/۳	۴	۱۸
						۶	۲۷
						۸	۳۶
						۱۰	۴۵

۳.۲. آزمایشات انجام شده

۱۰.۳۰۲. آزمایش مقاومت فشاری

آزمایش مقاومت فشاری مطابق با استاندارد ASTM C39 [8] بر روی نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۵ سانتی متری در سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز انجام شد. فک دستگاه مقاومت فشاری نیز می‌بایست از ابعاد نمونه‌ها بزرگتر باشد و همچنین بارگذاری به صورت پیوسته (در دستگاه‌های مکانیکی با سرعت ۱/۲۵ میلی‌متر بر دقیقه و در دستگاه‌های هیدرولیکی ۳۸۳-۱۵۳ کیلو نیوتن بر دقیقه) انجام گیرد.

۲.۳.۲. آزمایش مقاومت کششی

مطابق با استاندارد ASTM C496 [9] روش برزلی یا دونیم شدن یکی از معمول‌ترین روش‌ها جهت اندازه‌گیری مقاومت کششی می‌باشد. مطابق با این استاندارد نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد بصورت افقی درون دستگاه آزمایش مقاومت فشاری قرار داده میشود و در امتداد قطر نمونه تحت فشار گذاشته می‌شود. تنش فشاری اعمالی بر نمونه موجب بوجود آمدن کشش یکنواختی در جهت عمود بر امتداد قطر قائم نمونه می‌گردد. مقدار تنش کششی که سبب دونیم شدن نمونه‌های استوانه‌ای می‌گردد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$F_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad \text{رابطه (۱)}$$

F_t = تنش کششی بر حسب مگاپاسکال

P = بار شکست بر حسب نیوتن

D = قطر استوانه بر حسب میلیمتر

L = طول استوانه بر حسب میلیمتر

۳.۳.۲. آزمایش جذب آب

مطابق با استاندارد ASTM C642 [10] نمونه‌های مکعبی استاندارد ۲۴ ساعت بعد از ساخت و قالب‌گیری بتن درون حوضچه آب با دمای معمولی تا سن مشخص نگهداری می‌شوند. سپس در سن مشخص نمونه‌ها از حوضچه بیرون آورده شده، سطح بیرونی آن را خشک کرده، وزن می‌کنیم (W1). سپس به مدت ۲۴ ساعت درون گرمخانه نگهداری شده و پس از این مدت دوباره نمونه‌ها وزن می‌گردند (W2). سپس درصد جذب آب نمونه‌ها از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\text{درصد جذب آب} = \frac{W_1 - W_2}{W_2} \times 100$$

رابطه (۲)

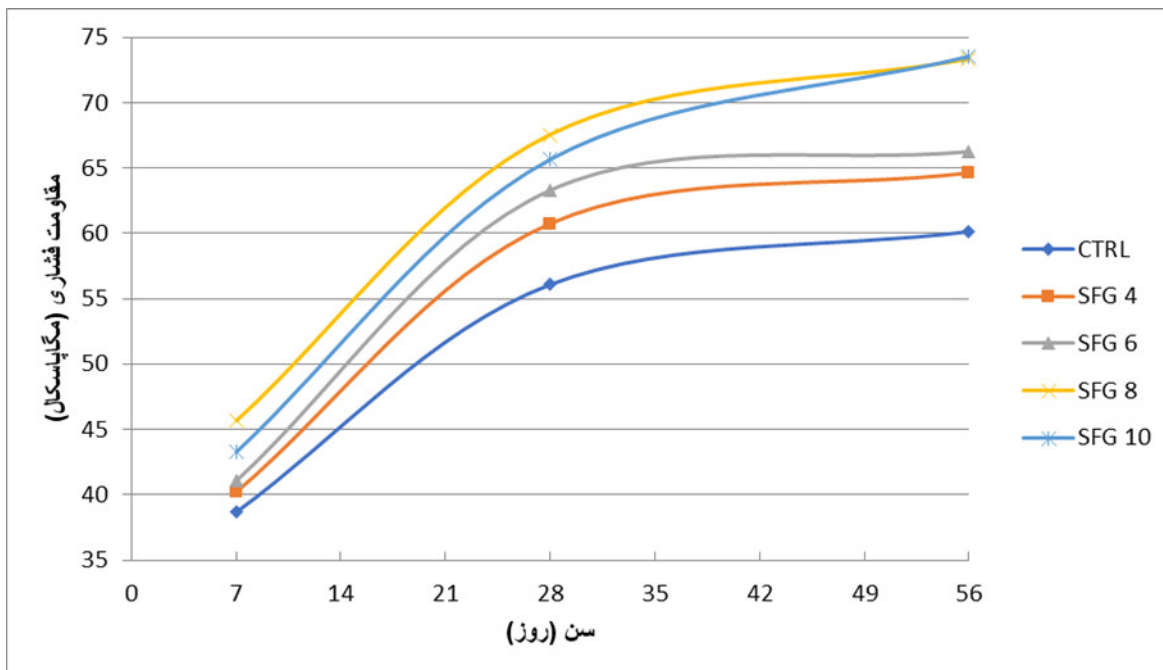
W_1 = وزن نمونه مرطوب

W_2 = وزن نمونه خشک

۳. نتایج آزمایشات

۱.۳. آزمایش مقاومت فشاری

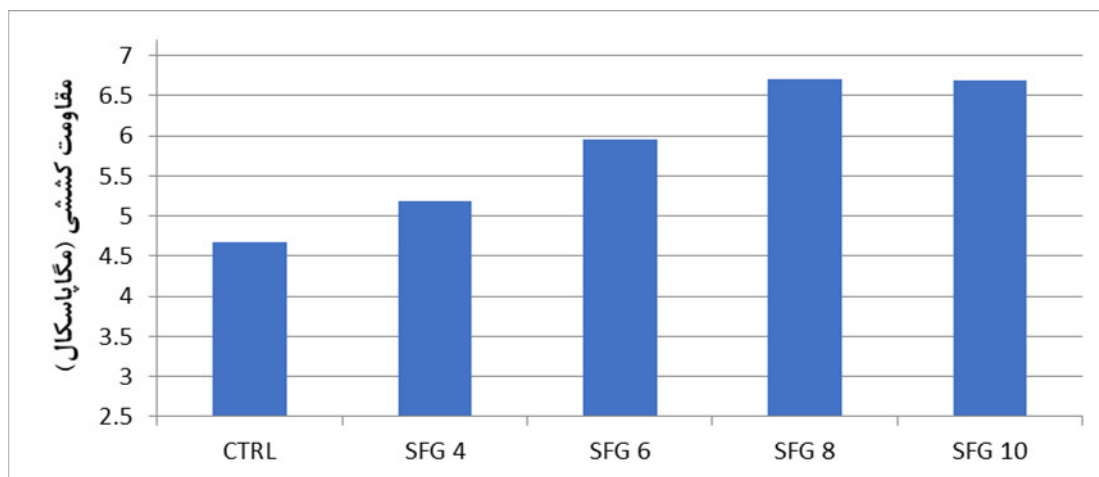
شکل (۲) نمودار مقاومت فشاری بر حسب مگاپاسکال را برای نمونه‌های بتن توانمند حاوی درصد‌های مختلف ژل میکروسیلیس برای سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز نشان می‌دهد. نتایج مقاومت فشاری نشان می‌دهد که افزودن ژل میکروسیلیس به بتن توانمند سبب افزایش مقاومت فشاری آن می‌گردد. بر اساس این نتایج بهینه‌ترین درصد افزودن ژل میکروسیلیس به بتن توانمند ۸ درصد می‌باشد که سبب بیشترین افزایش در مقاومت فشاری در سنین ۷ و ۲۸ روز می‌گردد؛ به نحوی که افزودن ۸ درصد ژل میکروسیلیس به بتن توانمند مقاومت فشاری آن را تا ۱۸ و ۲۰ درصد به ترتیب در سنین ۷ و ۲۸ روز افزایش می‌دهد. در سن ۵۶ روز نیز استفاده از ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس مقاومت فشاری آن را تا ۲۲ درصد بهبود می‌بخشد. میکروسیلیس به دلیل ریزدانه تر بودن نسبت به سیمان موجب افزایش تراکم بتن و در نتیجه کاهش حفرات داخلی می‌شود. از طرف دیگر مصرف ۸ درصد ژل میکروسیلیس در بتن می‌تواند نشان دهنده میزان مناسب افزودنی فوق روان کننده در بتن باشد.



شکل ۲- مقاومت فشاری نمونه‌های بتن توانمند حاوی درصد‌های مختلف ژل میکروسیلیس برای سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز

۲.۳. آزمایش مقاومت کششی

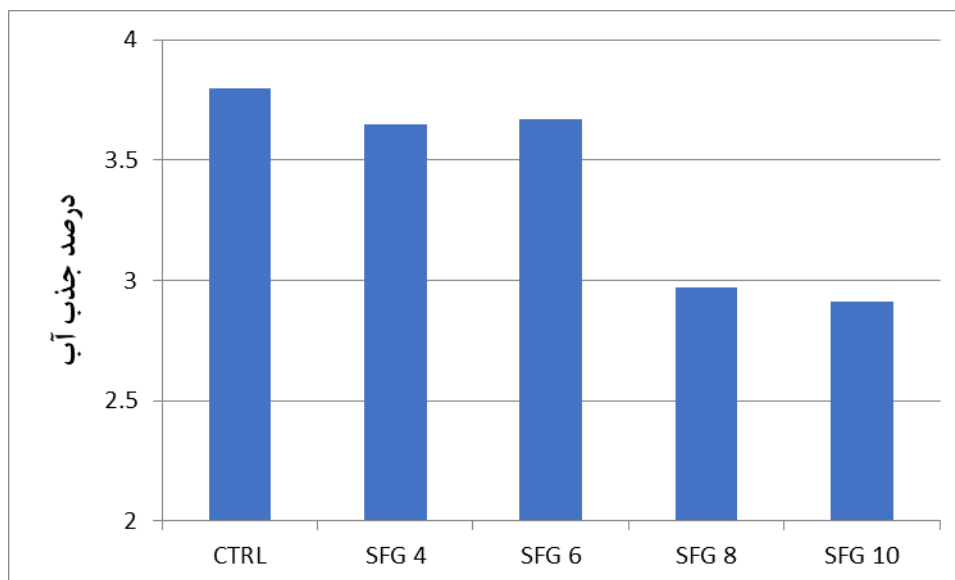
در شکل (۳) نیز نمودار مقایسه استفاده از درصد‌های مختلف ژل میکروسیلیس بر مقاومت کششی بتن توانمند ارائه شده است. نتایج آزمایش مقاومت کششی نشان داد که استفاده از ۸ درصد ژل میکروسیلیس بیشتر از سایر طرح‌ها بر مقاومت کششی بتن توانمند موثر بوده و سبب افزایش آن تا ۴۴ درصد می‌گردد. نتایج مقاومت کششی بتن توانمند مشابه نتایج به دست آمده از آزمایش مقاومت فشاری است.



شکل ۳- اثر استفاده از درصد‌های مختلف ژل میکروسیلیس بر مقاومت کششی ۲۸ روزه بتن توانمند

۳.۳. آزمایش جذب آب

شکل (۴) نیز نمودار درصد جذب آب برای طرح‌های مختلف بتن توانمند حاوی ژل میکروسیلیس را در سن ۲۸ روز نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد که کمترین درصد جذب آب مربوط به استفاده از ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس است که مقدار آن ۲/۹۱ می‌باشد. خاصیت پرکنندگی میکروسیلیس در کنار استفاده از افزودنی بیشتر موجب کاهش میزان آب جذب شده توسط بتن گردید.



شکل ۴- اثر درصد‌های مختلف ژل میکروسیلیس بر جذب آب بتن

۴. نتایج

در این پژوهش اثر استفاده از درصد‌های مختلف ژل میکروسیلیس بر خصوصیات مکانیکی بتن توانمند توسط آزمایشات مقاومت فشاری، مقاومت کششی و جذب آب مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج زیر حاصل گردید:

۱- افزودن ۴ درصد ژل میکروسیلیس به بتن توانمند سبب افزایش مقاومت فشاری تا ۴، ۸ و ۷ درصد به ترتیب در سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز می‌گردد.

۲- استفاده از ۶ درصد ژل میکروسیلیس در بتن توانمند موجب افزایش مقاومت فشاری تا ۶، ۱۳ و ۱۰ درصد به ترتیب در سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز می‌شود.

۳- افزودن ۸ درصد ژل میکروسیلیس به بتن توانمند سبب افزایش مقاومت فشاری تا ۱۸، ۲۰ و ۲۲ درصد به ترتیب در سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز می‌گردد.

۴- استفاده از ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس در بتن توانمند موجب افزایش مقاومت فشاری تا ۱۲، ۱۷ و ۲۲ درصد به ترتیب در سنین ۷، ۲۸ و ۵۶ روز می‌شود.

۵- مصرف ۴، ۶، ۸ و ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس در بتن توانمند موجب افزایش مقاومت کششی آن به ترتیب تا ۱۱، ۲۷، ۴۴ و ۴۳ درصد در سن ۲۸ روز می‌گردد.

۶- مقدار جذب آب بتن توانمند حاوی ۴، ۶، ۸ و ۱۰ درصد ژل میکروسیلیس به ترتیب ۳/۶۵، ۳/۶۷، ۲/۹۷ و ۲/۹۱ درصد در سن ۲۸ روز می‌باشد. مقدار جذب آب بتن توانمند شاهد نیز ۳/۸ درصد است.

۷- بهینه ترین مقدار استفاده از ژل میکروسیلیس در بتن توانمند ۸ درصد می‌باشد.

مراجع

- [1] Heng-Yuan, Z., Xue-Ying, L., & Dan-Feng, W. . (2021). Influence of Silica Fume Content on Performance of High-Performance Concrete. In E3S Web of Conferences. EDP Sciences. Vol. 237.
- [2] Khajuria, A., Bhardwaj, S., & Lalotra, S. .(2020).Study on Mechanical Properties of Silica Fume and Alccofine based High Performance Concrete
- [3] Smarzewski, P. (2019) Influence of silica fume on mechanical and fracture properties of high performance concrete. *Procedia Structural Integrity*, . 17, 5-12.
- [4] Falmata, A. M., Sulaiman, A., Mohamed, R. N., & Shettima, A. U , (2020) Mechanical properties of self-compacting high-performance concrete with fly ash and silica fume. *SN Applied Sciences*.2(1), 1-11.
- [5] Li, L. G., Huang, Z. H., Zhu, J., Kwan, A. K. H., & Chen, H. Y. Synergistic effects of micro-silica and nano-silica on strength and microstructure of mortar. *Construction and Building Materials*, (2017).140, 229-238.
- [6] براتی، روح‌الله. (۱۳۹۳)، بررسی اثر افزودنی ژل میکروسیلیس بر مقاومت فشاری و جذب آب روسازی بتن غلتکی، پایان نامه کارشناسی ارشد، عمران، دانشگاه فردوسی مشهد.
- [7] آنالیز محصولات سیمان گیلان سبز، (بی تا)، باز یابی شده از www.gilancement.com
- [8] ASTM C39 / C39M-18., (2018) Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken.
- [9] ASTM C496 / C496M-17, (2017). Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [10] ASTM C 642, (2002).Standard test method for density, absorption, and voids in hardened concrete, in: Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, Philadelphia. 4(2).

معرفی و بررسی یک روش مستقیم برای تحلیل لرزه ای سیستم اندرکنش خاک-سازه با در نظر گرفتن انتشار موج در خاک

حسینی کیان فر^۱، حمید محمدنژاد^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی

h_mohammadnezhad@sbu.ac.ir

خلاصه

در این مقاله روش کاهش دامنه به عنوان روشی کارا با قابلیت مدل سازی محیط نیم بینهایت خاک، میرایی تشعشعی، در نظر گرفتن اثرات اینرسی و انتشار امواج زلزله در مسائل اندرکنش خاک-سازه معرفی می گردد. انتشار موج در محیط نیم بینهایت خاک با اضافه کردن این روش به نرم افزار آباکوس بوسیله برنامه نویسی مدل سازی و نتایج حاصل با نتایج تحلیلی مقایسه گردید. در انتها یک قاب بتنی ۸ طبقه با استفاده از این روش تحت زلزله واقعی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه و انتشار موج در محیط خاک تحلیل و نتایج ارائه گردید. نتایج نشان داد که این روش توانایی مدل سازی صحیح انتشار موج در محیط خاک را داشته و می توان از آن به عنوان یک روش اندرکنش خاک-سازه مستقیم در فضای زمانی برای تحلیل های غیر خطی با در نظر گرفتن شرایط پیچیده توپوگرافی و ژئوتکنیکی استفاده کرد.

کلمات کلیدی: اندرکنش خاک-سازه، روش کاهش دامنه، قاب خمشی بتن مسلح، تحلیل دینامیکی، روش اجزا محدود.

۱. مقدمه

زلزله، به معنی لغزش سریع و ناگهانی نقاط بر روی گسل یا چشمه لرزه زا (آزاد شدن ناگهانی انرژی در مدت کوتاه در حد چند ثانیه) و جنبش زمین ناشی از آن، از مشکل سازترین بلایای طبیعی محسوب می شود که علاوه بر تلفات انسانی، خسارات قابل توجهی (مالی-اقتصادی و...) را بر بشر وارد آورده است. با رشد روز افزون مناطق شهری و حرکت آنها به سمت چشمه های لرزه زا، آسیب پذیری و صدمات احتمالی ناشی از زلزله به خصوص در مناطق لرزه خیز و نزدیک به گسل ها رو به افزایش است. کشور ایران با قرار داشتن بر روی کمربند زلزله آلپ-همیالیا از دیرباز در معرض زلزله های مخرب قرار داشته است. زلزله های ویرانگر سال های اخیر مانند طبرس (سال ۱۳۵۷)، منجیل (سال ۱۳۶۹)، بم (سال ۱۳۸۲) که در پژوهش های اخیر به عنوان الگو برای تحلیل خطر و ایمن سازی ابنیه عمرانی از آنها استفاده می شود، گواه محکمی بر این موضوع هستند. [۱]

اهمیت در نظر گرفتن اثرات لرزه ای حاصل از زلزله در مناطق با لرزه خیزی بالا با گذر زمان رو به افزایش است و جامعه مهندسی را بر آن می دارد تا با لحاظ کردن خصوصیات و رفتار دینامیکی سازه، به تحلیل و طراحی دینامیکی آن بپردازند. در تحلیل دینامیکی سازه ها غالباً سازه یا فونداسیون به صورت صلب به خاک بستری که بر آن واقع شده است متصل می گردد و از در نظر گرفتن اثرات رفتار تنش-تغییر شکل لایه های خاک تحتانی و جنبش آن اجتناب می گردد. استفاده از فرضیات ساده سازی از این قبیل، منجر به کاهش حجم عملیات محاسباتی و متعاقباً کاهش زمان تحلیل و هزینه های اقتصادی اولیه خواهد شد و به کارگیری آن در مواقعی که لایه خاک زیرین سازه از نقطه شروع انتشار زلزله تا سطح زیر سازه به صورت یکنواخت بوده و از مقاومت مناسب برخوردار است و یا در تحلیل سازه های متداول امری مرسوم و مورد پذیرش می باشد. [۲]

از آنجا که خاک زیر سازه در واقعیت از چندین لایه با جنس و مشخصات متفاوت تشکیل شده و غالباً با نزدیک شدن به سطح زمین از سختی خاک به شکل چشم گیری کاسته می شود، پاسخ آن در برابر انتشار موج زلزله از بستر تا سطح خاک تغییر کرده و احتساب لایه یکنواخت خاک از

جنس سنگ بستر نتایج تحلیل را به سمت عدم قطعیت سوق می‌دهد. در بحث انتشار موج در محیط خاک، موج آزاد شده در مسیر گسل تا سطح زیر سازه نیز دچار تغییراتی مانند اتلاف و یا بزرگنمایی می‌شود که در روند ساده سازی از آن چشم‌پوشی می‌گردد. استفاده از فرضیات ساده سازی با وجود تمامی موارد یاد شده تا جایی که خاک زیر سازه نرم نبوده یا سازه از نوع ویژه یا خاص از قبیل ساختمان‌های بلند، سدها، تونل‌ها، پل‌ها، نیروگاه‌های هسته‌ای، سازه‌های مدفون و... نباشد بلامانع است در غیر اینصورت چشم‌پوشی از اثرات انتشار موج و اندرکنش خاک و سازه، با توجه به تغییرات اساسی مانند حرکات زمین آزاد و تغییر سیستم دینامیکی سازه نسبت به حالت اتصال صلب سازه به خاک، که در تحریک لرزه‌ای وارده بر سازه ایجاد خواهد شد، افزایش هزینه‌های اجرایی را به دنبال خواهد داشت و در برخی موارد منجر به فجایع انسانی و اقتصادی جبران‌ناپذیر خواهد شد. باید این نکته را در نظر گرفت که نرم بودن خاک زیر سازه منجر به افزایش اثر میرایی تشعشعی و وقوع حرکت دورانی ناشی از انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه بر حرکت افقی پی شده و امکان دارد با رفتاری کاملاً متفاوت از خاک زیر سازه مواجه شویم. همچنین درست است که این پدیده اغلب اوقات منجر به افزایش دوره‌ی تناوب سازه خواهد شد اما این بدان معنی نیست که این افزایش همواره در جهت اطمینان خواهد بود. بنابراین ارزیابی ایمنی سازه‌های موجود همچنین تحلیل و طراحی سازه‌های جدید نیازمند مدلسازی صحیح و دقیق سیستم اندرکنش خاک-سازه تحت تحریک لرزه‌ای مناسب می‌باشد. [۲]

اندرکنش خاک و سازه از دو نوع جنبشی (به علت تفاوت حرکت خاک با حرکت میدان آزاد در مجاورت سازه بر اثر وجود سختی سازه و پی)، و اینرسی (حاصل از تغییر شکل خاک به علت پاسخ دینامیکی سازه در برابر شتاب پایه) می‌باشد که نتیجه‌ی تأثیر حرکت خاک بر سازه و تأثیرپذیری خاک از حرکت سازه است. روش‌های زیرسازه و مستقیم دو شیوه متداول برای در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه، می‌باشند. [۳]

روش زیرسازه برای تحلیل سیستم خاک-سازه در فضای فرکانسی به کار می‌رود و قابلیت مدلسازی محیط نیم‌بینهایت خاک را داراست ولی علاوه بر محدودیت استفاده در محیط‌های با هندسه ساده و رفتار مصالح همگن، به دلیل استفاده از اصل جمع آثار، صرفاً در مسائل خطی قابل استفاده می‌باشد و بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها همانند ترک‌خوردگی بتن امکان‌پذیر نمی‌باشد. این در حالیست که در روش تحلیل مستقیم، کل سیستم خاک-سازه در فضای زمانی به روش اجزا محدود مدلسازی می‌شود و امکان بررسی رفتار غیرخطی و هندسه‌های نامنظم و محیط با مشخصات رفتاری غیرهمگن وجود دارد. مهم‌ترین چالش روش مستقیم، مدلسازی محیط نیم‌بینهایت خاک و میرایی تشعشعی به روش اجزا محدود می‌باشد. [۴]

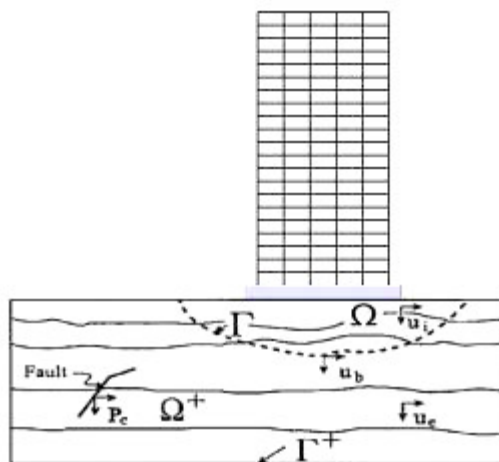
در تحلیل عددی سیستم خاک-سازه معمولاً از دو روش اجزای محدود و اجزای برای مدلسازی محیط نیم‌بینهایت خاک استفاده می‌شود که هرکدام دارای مزایا و معایب خاص خود هستند. در روش اجزای مرزی به علت نوع فرمولاسیون، شرط مرزی تشعشع کاملاً ارضا می‌شود و در به کارگیری آن با چالش شرط مرزی ناحیه دور، که در روش اجزای محدود وجود دارد، مواجه نخواهیم شد. می‌توان از این شیوه برای مدلسازی محیط نیم‌بینهایت خاک با هندسه‌های مختلف بهره‌جست. در بیان چالش‌های پیش‌رو برای استفاده از این شیوه می‌توان به پیچیدگی‌های ریاضی که اغلب در مدلسازی محیط‌هایی با رفتار غیرایزوتروپ و غیرخطی با آن مواجه می‌شویم و عدم فراگیر بودن نرم افزارهای آکادمیک و تجاری در به کارگیری آن اشاره کرد. اما در استفاده از روش اجزای محدود برای حل معادلات تعادل دینامیکی، امکان مدلسازی مناسب دامنه‌های متنوع هندسی با رفتار مصالح خطی و غیرخطی، ایزوتروپ و غیرایزوتروپ، و وجود نرم افزارهای آکادمیک و تجاری متداول و مرسوم را می‌توان به عنوان مزیت‌های مهم این روش اظهار داشت. با این وجود، برای مدلسازی انتشار موج و لحاظ کردن اثرات میرایی تشعشعی با چالش‌هایی مواجه خواهیم شد. [۱] در اتخاذ روش اجزای محدود می‌توان مشخصات مربوط به فونداسیون را به صورت بدون جرم در نظر گرفت. با توجه به این که نرم افزارهای تحلیلی سازه نیروی زلزله را به تمامی درجات آزادی دارای جرم اعمال می‌کنند، این روش کمک می‌کند تا شتاب زلزله به فونداسیون اعمال نگردد. [۵] لذا با توجه به توضیحات ارائه شده، برای بررسی رفتار دینامیکی و غیرخطی سیستم خاک-سازه به دلیل ابعاد نامحدود محیط خاک به روش‌ها یا فرمول‌بندی خاص نیاز است که قادر باشند به درستی این محیط نامحدود، میرایی تشعشعی و انتشار امواج زلزله را در نظر بگیرند و نمی‌توان از روش‌های متداول تحلیل المان محدود به سهولت بهره‌جست.

در مقاله‌ی پیش‌رو روش کاهش دامنه [۶] به عنوان روشی مناسب و کارا برای استفاده در مسائل اندرکنش خاک-سازه و حل چالش‌های ذکر شده معرفی می‌گردد. این روش قابلیت مدلسازی محیط نیم‌بینهایت خاک، میرایی تشعشعی، در نظر گرفتن اثرات اینرسی و انتشار امواج زلزله را دارا می‌باشد. به خاطر محدودیت نرم افزارهای تجاری اجزای محدود در مدلسازی فاکتورهای ذکر شده، این روش با استفاده از برنامه‌های توسعه داده شده به نرم افزار آباکوس اضافه گردید. در ادامه انتشار یک بعدی موج در محیط نیم‌بینهایت خاک با روش توسعه داده شده در نرم افزار آباکوس مدلسازی گردید و نتایج با نتایج تحلیلی انتشار موج بر اساس تئوری انتشار امواج مقایسه و تطابق قابل قبولی بدست آمد. در انتها یک قاب بتنی ۸ طبقه با استفاده از این روش تحت زلزله واقعی با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک-سازه و انتشار موج در محیط خاک تحلیل و نتایج ارائه گردید.

۲. روش کاهش دامنه

یکی از چالش‌های اساسی در مدلسازی محیط‌های نامحدود به روش اجزا محدود این است که امکان اعمال همزمان تحریک لرزه ای با شرایط مرزی در مرزهای مجازی میسر نمی‌باشد و باید تحریک زلزله را به صورت نیرویی یا تنش با تغییراتی اعمال نمود. بنابراین ضروریست تا با به کارگیری روشی مناسب و کارآمد بر چالش ذکر شده فائق آمد. روش کاهش دامنه که در سال ۲۰۰۳ توسط بیلک و همکاران [۷] ارائه شد، به عنوان یک راهکار مناسب برای حل چالش‌های پیش رو در اعمال اندرکنش خاک و سازه به روش مستقیم مورد استفاده قرار می‌گیرد.

این روش، یک روند دو مرحله‌ای می‌باشد که با اعمال آن و کاهش دامنه‌ی محاسباتی به وسیله‌ی تغییر متغیرهای حاکم بر معادلات، می‌توان تحریک لرزه‌ای زلزله را به صورت مستقیم بر دامنه محاسباتی اعمال نمود. در اشاره مختصر به شیوه عملکرد این روش باید اظهار داشت که در مرحله اول، با حذف سازه، مساله در حالت سطح آزاد تحلیل می‌گردد. به عبارتی در این مرحله یک محیط نیم‌بینهایت بدون حضور سازه بررسی می‌شود. در مرحله دوم، پاسخ‌های سطح آزاد بدست آمده در یک نوار یک بعدی از المان‌ها در نزدیکی سازه از مرحله قبل، براساس تئوری روش، به نیروهای معادل تبدیل شده و مدل اجزای محدود سازه-خاک (ناحیه نزدیک) با در نظر گرفتن شرایط ساختگاهی به روش خطی یا غیرخطی تحلیل می‌گردد. با توجه به هیبرید بودن این روش، در مرحله اول می‌توان از هر روش تحلیلی یا عددی برای حل استفاده نمود و اثرات گسل، مسیر انتشار موج لرزه‌ای و میرایی تشعشی را نیز مورد توجه قرار داد. در مرحله دوم چون تحریک لرزه‌ای به صورت نیروی معادل در داخل محیط محاسباتی اعمال می‌گردد، چالش شرایط مرزی و اعمال همزمان تحریک خود به خود حل خواهد شد و به دلیل تفکیک پاسخ سطح آزاد براساس فرمول‌بندی روش، امواج برگشتی در مرحله دوم مقادیر کوچکتری داشته و با شرایط مرزی مرسوم همانند شرط مرزی لایزمر، چالش جذب امواج برگشتی نیز حل خواهد شد. [۸]

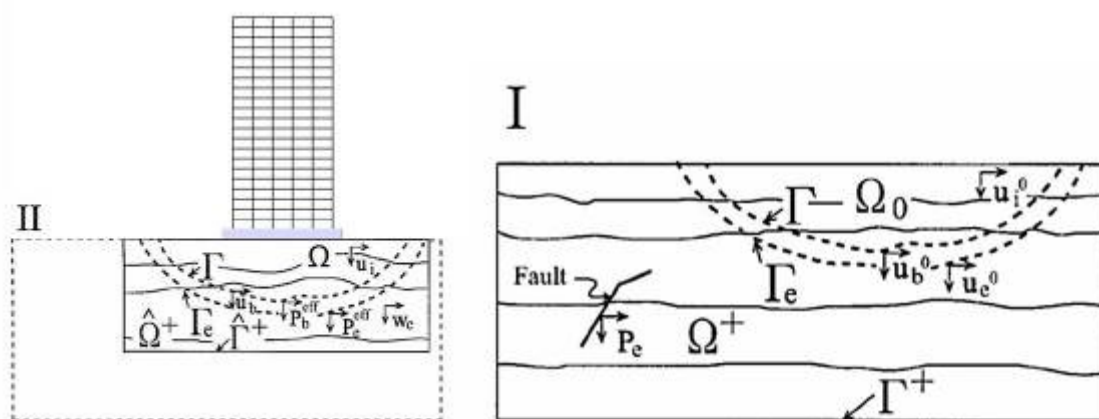


شکل ۱- شکل شماتیک مسئله مورد بررسی [۷- با تغییر]

الگوریتم روش کاهش دامنه برای حل سیستم شکل (۱) به عنوان یک روش دو مرحله‌ای، به صورت زیر می‌باشد. در گام اول (شکل (۲)) با حذف سازه و شرایط ساختگاهی، مساله در محیط نیم‌بینهایت شامل دامنه‌های Ω^+ و Ω^- حل شده و مقادیر \mathbf{u}_b^0 و \mathbf{u}_e^0 در تمام گره‌های لایه محدود به مرزهای Γ و Γ_e محاسبه شده و برای محاسبه نیروی موثر ذخیره می‌گردد. نیروی موثر در این مرحله از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد:

$$\mathbf{p}^{eff} = \begin{Bmatrix} \mathbf{p}_t^{eff} \\ \mathbf{p}_b^{eff} \\ \mathbf{p}_e^{eff} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{M}_{be}^{\Omega^+} \ddot{\mathbf{u}}_e^0 - \mathbf{C}_{be}^{\Omega^+} \dot{\mathbf{u}}_e^0 - \mathbf{K}_{be}^{\Omega^+} \mathbf{u}_e^0 \\ \mathbf{M}_{eb}^{\Omega^+} \ddot{\mathbf{u}}_b^0 + \mathbf{C}_{eb}^{\Omega^+} \dot{\mathbf{u}}_b^0 + \mathbf{K}_{eb}^{\Omega^+} \mathbf{u}_b^0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، \mathbf{u}^0 ، $\dot{\mathbf{u}}^0$ و $\ddot{\mathbf{u}}^0$ به ترتیب ماتریس جرم، سختی، میرایی، جابه‌جایی شرایط سطح آزاد، سرعت در شرایط سطح آزاد و شتاب در شرایط سطح آزاد می‌باشند. در گام دوم مساله در ناحیه کاهش داده شده $\Omega^+ \cup \Omega^-$ که شامل سازه و ساختگاه می‌باشد با اعمال نیروی موثر محاسبه شده در گام اول تحلیل می‌گردد و مجهولات مساله بدست می‌آید (شکل (۲)).



شکل ۲- مراحل روش کاهش دامنه [۷-باتغییر]

۳. صحت سنجی اعمال روش کاهش دامنه در آباکوس برای شبیه سازی انتشار موج

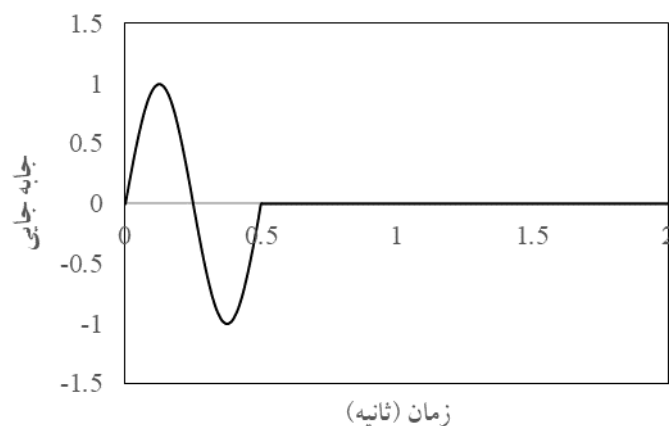
به منظور استفاده از قابلیت روش کاهش دامنه در مسائل اندرکنش خاک-سازه این روش در نرم افزار اجزای محدود آباکوس اضافه گردید. به منظور اطمینان از صحت اعمال این روش در نرم افزار، انتشار یک بعدی موج در نیم فضای الاستیک مورد بررسی قرار گرفت. در این راستا نتایج عددی روش کاهش دامنه در نرم افزار آباکوس با نتایج تحلیلی مربوط به انتشار یک بعدی موج در نیم فضای الاستیک مقایسه و صحت سنجی گردید. برنامه ای با استفاده از نرم افزار متلب براساس تئوری انتشار یک بعدی موج در نیم فضای الاستیک برای موجک با تاریخچه‌های زمانی مختلف و رکوردهای واقعی زلزله توسعه داده شد که با استفاده از آن پاسخ محیط در نقاط مختلف تحت انتشار موج محاسبه می گردد.

برای مدلسازی انتشار موج به روش عددی اجزای محدود در نرم افزار آباکوس، در گام اول با استفاده از برنامه متلب توسعه داده شده، مقادیر پاسخ در محل گره های اعمال نیروهای موثر (لایه‌ی کاهش دامنه) محاسبه می گردد. در گام دوم با استفاده از برنامه‌های دیگر توسعه داده شده، ماتریس سختی و جرم مدل اجزای محدود محیط خاک از نرم افزار آباکوس استخراج و با استفاده از رابطه شماره (۱) مقادیر نیروهای موثر محاسبه می گردد. در نهایت، این نیروهای موثر د مدل در گره های مناسب اعمال شده و با اعمال شرایط مرزی مناسب در مرزهای بریده شده، تحلیل دینامیکی انجام می گیرد.

برای مدلسازی دوبعدی اجزای محدود محیط نیم فضای خاک، دامنه ای به ابعاد ۱۳۸ متر در ۴۵ متر با رفتار خطی و الاستیک در نظر گرفته شده است. در مقاله حاضر از خاک تیپ IV آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۹] استفاده شده است که مشخصات آن در جدول (۱) آمده است. برای شبیه سازی انتشار موج برشی در محیط، از موجکی با تاریخچه زمانی مطابق شکل (۳) استفاده شده است.

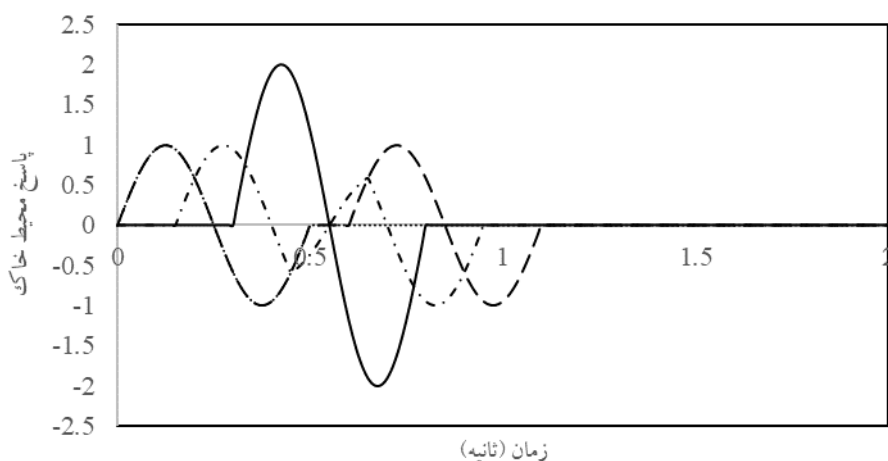
جدول ۱- مشخصات خاک مورد استفاده در تحقیق

نوع خاک	مدول الاستیسیته E(kg/cm ²)	ضریب پواسون ν	سرعت موج برشی V _s (m/s)
IV	۹۳۵	0.40	۱۵۰



شکل ۳- موجک ورودی برای شبیه‌سازی انتشار موج برشی

نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی محیط نیم فضای خاک تحت موجک اعمالی، به صورت پاسخ محیط در نقطه پایین، وسط و روی سطح خاک در راستای افقی در شکل (۴) نشان داده شده است.



سطح آزاد مدل — ارتفاع وسط مدل - - - - کف مدل — موجک ورودی

شکل ۴- پاسخ محیط نیم فضای خاک در نقاط مختلف تحت انتشار موج برشی در مدل عددی

با توجه به شکل (۴) مشخص می‌گردد که نتایج عددی حاصل با استفاده از روش کاهش دامنه تطابق خیلی خوبی با نتایج تحلیلی بر مبنای تئوری انتشار امواج دارند و مدل عددی به خوبی انتشار موج در طول مسیر انتشار را مدلسازی نموده است.

۴. تحلیل دینامیکی سیستم قاب بتنی-خاک

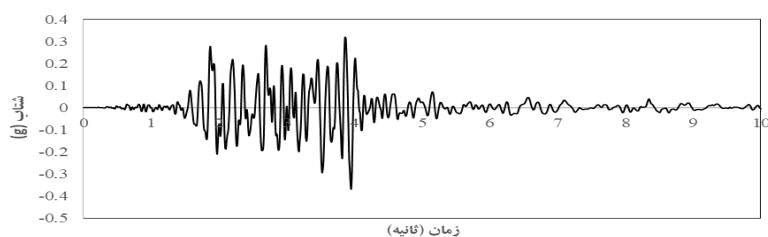
۱.۴. مدلسازی عددی

جهت ارزیابی میزان کارایی روش کاهش دامنه و بررسی این که تا چه میزان می‌توان از این روش در ملحوظ داشتن اثرات اندرکنش خاک-سازه در تحلیل های متداول مهندسی بهره جست، مدلسازی قاب بتن آرمه ۸ طبقه مشابه با مشخصات قاب‌های میانی به کار گرفته شده در [۱۰] که در طراحی قاب ها از ضوابط ACI318 [۱۱] و ASCE7-16 [۱۲] بهره برده اند، در نرم افزار آباکوس صورت گرفت. این قاب در دو حالت اتصال صلب سازه به شالوده و در نظر گرفتن اندرکنش خاک -سازه با استفاده از روش کاهش دامنه، به صورت دوبعدی مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت.

قاب‌ها به ارتفاع طبقات ۳.۵ متر و طول دهانه ۶ متر بر خاک فونداسیون به عرض ۱۳۸ متر و عمق ۴۵ متر واقع شده‌اند. ابعاد شالوده براساس [۱۳] انتخاب گردید که پیشنهاد شده بود بعد عمق فونداسیون از دو برابر عرض کلی قاب بیشتر بوده و هر یک از وجوه خارجی قاب از طرفین فونداسیون بیش از سه برابر عرض کلی قاب فاصله داشته باشند.

با توجه به این که در روش کاهش دامنه شالوده دارای جرم می باشد، در بحث بررسی اثرات انتشار امواج، بخشی از امواج لرزه ای پس از برخورد با سطح آزاد و سازه به شکل موج بازگشتی دچار پدیده‌ی بازتاب شده و باز می گردند؛ لذا به علت سادگی و امکان اعمال راحت شرایط مرزی لایزمر، از آن برای شبیه سازی میرایی تشعشعی و جذب این امواج بازگشتی با توجه به تئوری روش کاهش دامنه که باعث کاهش دامنه امواج برگشتی می شود، استفاده گردید. [۴]

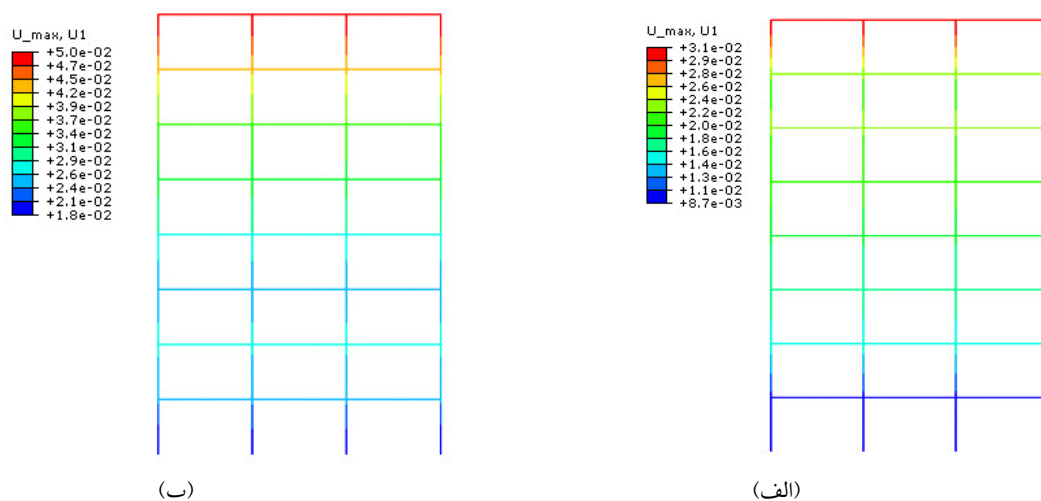
همانگونه که در مقدمه به اهمیت بررسی اثرات اندرکنش خاک-سازه در مواردی که ساختمان بر خاک نرم بنا شده است اشاره گردید، در پروژه حاضر از خاک تیپ IV آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۹] استفاده شده است و با توجه به اینکه سرعت برشی در این نوع خاک کمتر از ۱۷۵ متر بر ثانیه می باشد، می توان به خوبی اثرات اندرکنشی خاک و سازه را در روند تحلیل، بررسی نمود. خاک از نوع خطی الاستیک و ایزوتروپ و دارای مشخصات ذکر شده در جدول (۱) می باشد. با توجه به قابلیت روش پیشنهادی به عنوان یک روش مستقیم اندرکنش خاک-سازه، مدل عددی قاب بتنی-خاک تحت تاثیر شتابنگاشت زلزله کولینگا (۱۹۸۳) [۱۴] به روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، مورد تحلیل قرار گرفت. تاریخچه زمانی شتابنگاشت زلزله در شکل (۵) نشان داده شده است.



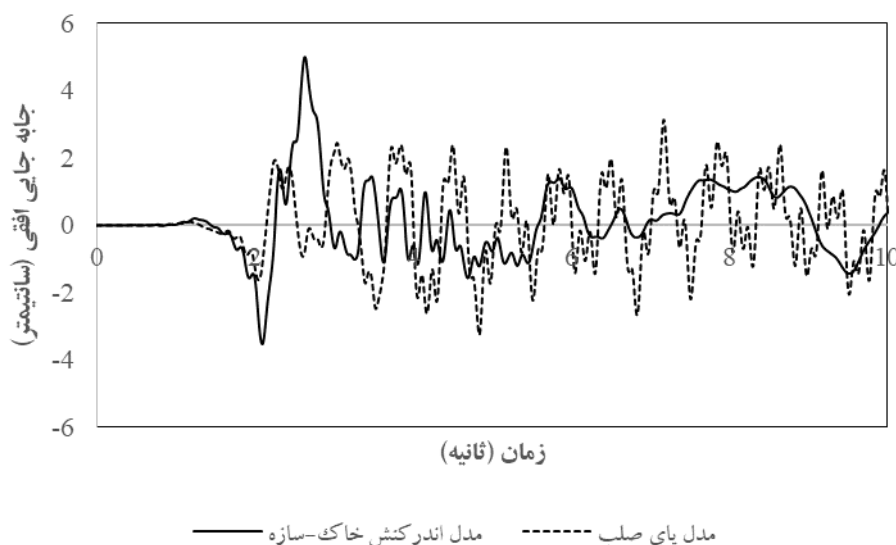
شکل ۵- تاریخچه زمانی شتابنگاشت زلزله کولینگا

۲.۴. نتایج تحلیل

قاب بتنی ۸ طبقه با مشخصات ذکر شده در بخش های قبلی در دو حالت با پای صلب و در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه به روش پیشنهادی در این مقاله تحلیل گردید. پوش کانتور جابه جایی حداکثر افقی برای دو حالت در شکل (۶) نشان داده شده است. شکل (۷) تاریخچه زمانی جابه جایی افقی بام در دو مدل پای صلب و مدل اندرکنش خاک-سازه را نشان می دهد.



شکل ۶- پوش کانتور جابه جایی حداکثر افقی، (الف) مدل پای صلب، (ب) مدل اندرکنش خاک-سازه



شکل ۷- تاریخچه زمانی جابه جایی افقی بام در دو مدل پای صلب و مدل اندرکنش خاک-سازه

براساس نتایج بدست آمده، حداکثر جابه جایی نسبی بام نسبت به پای سازه در حالت پای صلب برابر ۳ سانتیمتر و برای حالت در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه برابر ۴ سانتیمتر می‌باشد.

۸. نتیجه گیری

در این مقاله روشی مناسب و کارا برای مدلسازی مستقیم در فضای زمانی اندرکنش خاک-سازه به روش اجزای محدود معرفی شد. این روش توانایی مدلسازی محیط نیم بینهایت خاک، میرایی تشعشعی، در نظر گرفتن اثرات اینرسی و انتشار امواج زلزله را دارا می‌باشد. روش مذکور که مبتنی بر قابلیت روش کاهش دامنه در کنار سادگی شرط مرزی ویسکوز می‌باشد، در نرم افزار اجزای محدود آباکوس اعمال گردید. مقایسه نتایج بدست آمده از مدل اجزای محدود با روابط تحلیلی انتشار موج، نشان داد که از این روش می‌توان برای مدلسازی انتشار موج به روش اجزای محدود در محیط های نامحدود خاک در مساله های اندرکنش خاک-سازه استفاده کرد و با مدلسازی شرایط واقعی و پیچیده هندسی و ژئوتکنیکی در تحلیل های غیر خطی به نتایج نزدیک به واقعیت رسید.

مراجع

۱. محمدنژاد، ح.، (۱۳۹۶)، "تحلیل لرزه‌ای سد بتنی بر مبنای مدلسازی عددی انتشار موج از منبع لرزه‌ای تا ساختگاه"، رساله دکتری، دانشگاه صنعتی شریف، تهران.
۲. قنبری، ع.، و حسینی، ش.، (۱۳۹۵)، "مبانی اندرکنش خاک و سازه"، انتشارات دانشگاه خوارزمی، تهران.
۳. محمودی، م.، شفیع، ه.، و مظاهری، ح.، (۱۳۹۶)، "بررسی روش های لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل و طراحی سازه ها"، سومین کنفرانس سالانه پژوهش های معماری، شهرسازی و مدیریت شهری، شیراز.
4. Sotoudeh, P., Ghaemian, M., & Mohammadnezhad, H. (2019). Seismic analysis of reservoir-gravity dam-masssed layered foundation system due to vertically propagating earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116, 174-184.

۵. معصومی، ع. و طباطبائی فر، ح.، (۱۳۸۷)، "مطالعه اثر اندرکنش خاک - سازه به روش شالوده بدون جرم و مقایسه آن با روش معمول در ساختمان های بتنی واقع بر خاک های نرم با استفاده از تحلیل های دینامیکی"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران.
6. Yoshimura, C., Bielak, J., Hisada, Y., & Fernández, A. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, part II: Verification and applications. *Bulletin of the seismological Society of America*, 93(2), 825-841.
7. Bielak, Jacobo, et al. "Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions, Part I: Theory." *Bulletin of the seismological Society of America* 93.2 (2003): 817-824.
8. Ghaemian, M., Noorzad, A., & Mohammadnezhad, H. (2019). Assessment of foundation mass and earthquake input mechanism effect on dam-reservoir-foundation system response. *International Journal of Civil Engineering*, 17(4), 473-480.
۹. کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
10. Tahghighi, H., & Mohammadi, A. (2020). Numerical evaluation of soil-structure interaction effects on the seismic performance and vulnerability of reinforced concrete buildings. *International Journal of Geomechanics*, 20(6), 04020072.
11. ACI (American Concrete Institute). 2014. Building code requirements for reinforced concrete. ACI 318. Detroit, MI: ACI.
12. ASCE. 2016. Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE 7-16. Reston, VA: ASCE.
13. Kabtamu, H. G., Peng, G., & Chen, D. (2018). Dynamic analysis of soil structure interaction effect on multi story RC frame. *Open Journal of Civil Engineering*, 8(04), 426.
14. <https://ngawest2.berkeley.edu/>

ارزیابی عوامل مؤثر در اجرای نماهای ساختمانی با در نظر گرفتن کاهش زمان و هزینه و افزایش کیفیت اجرا

خاقان منصوری^۱، علیرضا منصوری^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش مهندسی و مدیریت ساخت، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه علامه محدث نوری، نور، مازندران

۲- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه علامه محدث نوری، نور، مازندران

khaghan.1356@yahoo.com

خلاصه

همواره نمای ساختمان عضو مؤثر بنای کامل شده بوده و به نوعی شناسنامه بنا محسوب می شود؛ چراکه این بخش از ساختمان همواره جلوی چشم شهروندان و عابران بوده و به نوعی نشان دهنده هویت و سبک معماری است. آثار به جامانده از گذشته نشان می دهد که یکی از نماهای پر کاربرد در ایران، انواع آجر، کاشی و سنگ بوده است؛ اما بعد از توسعه صنایع پیشرفته به کشور، مصالح دیگری مانند سیمنت برد، استرچ متال، نمای سنگ، انواع سرامیک و همچنین انواع کامپوزیت و آلومینیوم وارد فن آوری های ساخت نما شده است و در حال حاضر این تنوع مصالح را می توان در تمام شهرها به وضوح مشاهده کرد. در این پژوهش گزینه مناسب در روش اجرای نمای بیرونی ساختمان حاصل می شود به طوریکه انتخاب گزینه مناسب را برای مدیران پروژه تسهیل می نماید که گزینه نامبرده فاکتورهای با اهمیت در استفاده از نما را در نظر گرفته است و در موفقیت پروژه های ساخت گام مثبتی بردارد. بدین منظور عوامل مؤثر در انتخاب گزینه مناسب در اجرای نمای ساختمانی در نظر گرفتن کاهش هزینه، زمان و افزایش کیفیت اجرای نمای ساختمانی شناسایی شده و عوامل شناسایی شده که به روش های میدانی و مصاحبه و پرسش نامه گردآوری شده اند به کمک روش تصمیم گیری چند معیاره و منطق فازی اولویت بندی گردید. ابزار گردآوری منابع معتبر در زمینه اجرای نمای ساختمانی و پرسشنامه مقایسه زوجی می باشد که پرسشنامه تنظیم شده به پاسخ دهندگان توزیع گردیده است. نمونه گیری از حجم جامعه به روش تمام شماری کل اعضای جامعه که ۴۰ نفر از کارشناسان خبره را در بر می گیرد زیرا حجم جامعه محدود می باشد. بر اساس نتایج حاصله در اولویت بندی معیارهای اصلی بر اساس هدف مصرف انرژی و محیط زیست در معیارهای اصلی اجرای نمای بیرونی در جایگاه نخست قرار دارد و بر اساس اولویت بندی نهایی زیرمعیارهای شناسایی شده زیرمعیار وابستگی به وجود نیروی متخصص و با تجربه در جایگاه اول قرار گرفته است و بر اساس رتبه بندی صورت گرفته نمای سنگی گزینه مناسب در استفاده در اجرای نمای بیرونی ساختمان قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: اجرا، نما، ساختمانی، زمان، هزینه، کیفیت

۱. مقدمه

نمای ساختمان یکی از اجزای بسیار مهم ساختمان است. ابتدایی ترین و حتی از لحاظ قدمت اولین وظیفه ای که نما عهده دار گردید، وظیفه حفاظت بود. انسان ها برای حفاظت از عوامل جوی و اقلیمی، برای خود فضایی را به نام خانه ایجاد کردند. عدم وجود منفذ در ساختمان گرچه جلوی باد، باران، گرما و سرما را می گرفت، ولی ساختمان را از نور و تهویه ی لازم محروم می نمود. هرچه نیاز به این مواهب زیادتیر شد نیاز به ایجاد روزنه در دیواره ی ساختمان افزایش یافت و در نتیجه نیاز به پوسته دیگری به نام نما جهت حفاظت بیشتر، به وجود آمد. ساختمان ها در نگاه اولیه، آنچه را که مورد توجه قرار می گیرد، نمای آن است. نما، پوسته هر ساختمان است و نقش بسیار مهمی در زیبایی و جذابیت آن ایفا می کند [۱]. در طراحی نما، معماران و سازندگان با توجه به شرایط آب و هوایی، موقعیت جغرافیایی، تعداد طبقات ساختمان، سلیقه افراد و بودجه آن ها اقدام به انتخاب نوع مصالح می نمایند.

نمای بیرونی به منزله‌ی یک لایه‌ی محافظ برای ساختمان است که نه تنها آن را در برابر عوامل مختلف محافظت می‌نماید، بلکه نقش بسیار مهمی در زیبایی آن دارد. نمای ساختمانی و طراحی نمای ساختمان مسکونی به منظر شهری شکل می‌بخشد، از این رو طراحی نماهای مختلف باید با یکدیگر هماهنگی داشته باشد [۲]. در این پژوهش عوامل مؤثر در اجرای نماهای ساختمانی با در نظر گرفتن کاهش زمان و هزینه و افزایش کیفیت اجرا مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. رجیبی نژاد در سال ۱۳۹۵ به تحلیل و بررسی نماهای مناسب ساختمانی پرداخت و در آن چند نوع نمای مناسب شامل پنلفوتولتایک، ورق های سنگ قابل انعطاف، نمای سرامیکی تهویه شده، نمای سرامیکی خشک و پتل کامپوزیتی مورد بحث و بررسی قرار گرفته و مزایا و معایب آن‌ها و تاثیر بر محیط زیست نیز بررسی می‌شود [۳]. توکلی در سال ۱۳۹۷ به بررسی انواع مصالح کاربردی نما در معماری پرداخته و در آن طراحی نما را به عنوان مهمترین بخش در طراحی ساختمان معرفی نموده و در بررسی انجام شده از اهمیت نمای ساختمان در زیباسازی شهری بیان نموده است. عوامل مؤثر در طراحی نما را شامل موارد پنجره‌ها، بازشوی‌ها، مصالح، رنگ، سازه‌های عمودی و افقی، عناصر تزئینی و غیره نام برده و که لازم است هماهنگی لازم را داشته باشد. مصالح بکار رفته در نمای ساختمان شامل آجر، سنگ، سنگ‌های تزئینی، سیمانی و گچی بررسی نموده است [۴]. جم و همکاران در سال ۱۳۹۸ به شناسایی و دسته‌بندی الگوهای ذهنی معماران در قضاوت زیبایی شناسانه نمای ساختمان های مسکونی آپارتمانی با کاربست تحلیل عامل Q پرداخته و در آن با هدف شناسایی و دسته‌بندی ویژگی های فرمی (کالبدی) موثر بر ادراک زیبایی شناسانه نمای ساختمان های مسکونی-آپارتمانی و تعیین الگوهای ذهنی غالب در میان متخصصین حوزه معماری در خصوص ارزیابی زیبایی شناسانه نما انجام گرفته است. در پیمایش دلفی، از میان متخصصین فعال در حوزه آموزش و طراحی معماری، تعداد ۱۲ نفر به شیوه نمونه‌گیری گلوله برفی انتخاب گردید که این حجم نمونه از طریق اشباع نظری در دستیابی به عوامل به دست آمده است. در گام پیمایش، جهت دست‌یابی به الگوهای ذهنی افراد متخصص، در نهایت پرسشنامه حاصل از ۳ بخش طرح شده در میان ۲۰ نفر از آنان توزیع گردید. با انجام تحلیل عامل کیو به عنوان روشی برای تشخیص و گزارش الگوهای ذهنی افراد که با استفاده از نرم افزار SPSS-22 انجام یافت، مشخص گردید که در میان متخصصین چهار الگوی ذهنی غالب شامل دیدگاه جزنگر (جزئیات کاربردی)، جزنگر (جزئیات تزئینی)، کل‌گرا (ساختارمحور) و کل‌گرا (قاعده‌محور) در هنگام قضاوت زیبایی شناسانه نما وجود دارد. کاربست این الگوها که می‌توان آنها را مولدهای ثانویه حاصل از آموزش (اعم از دانشگاهی و محیطی) و شخصیت افراد دانست، می‌تواند عوامل پردازشگر نهایی در فرایند طراحی و دستیابی به محصول معماری و ارزیابی زیبایی شناسانه آن باشد [۵]. راتیج در سال ۲۰۱۹ به ارزیابی تغییرات دما و رطوبت نسبی در نمای سبز ساختمان پرداخت و نتایج حاصل از پژوهش وی برای استفاده از نمای سبز مستلزم سیستم خنک‌کننده می‌باشد که سبب افزایش مصرف انرژی و در نتیجه افزایش هزینه را به همراه دارد. اطلاعات بدست آمده از طریق اندازه‌گیری میدانی بدست آورد. همچنین استفاده از سیستم‌های حرارتی با توجه به شرایط اقلیمی استفاده از نماهای سبز را از دایره انتخاب خارج می‌نماید [۶]. الرشیدی و همکاران در سال ۲۰۱۹ به ارزیابی عملکرد شیشه نیمه شفاف کادمیوم تلورید بر پایه صرفه جویی در مصرف برق در نمای ساختمان‌ها پرداختند و استفاده از مواد نیمه شفاف فتولتایک (STPV) از خواص نوری و الکتریکی با تولید برق از نور خورشید برای استفاده در محیط داخلی استفاده می‌کند و در مصرف برق حدود ۲۰ درصد صرفه جویی را به همراه دارد [۷]. احمد سید در سال ۲۰۱۹ به تأثیر نمای شیشه‌ای بر محیط داخلی ساختمان‌ها در مناطق گرم پرداخت و در آن اشاره نمود طراحی نمای شیشه بدون توجه به شرایط آب و هوایی سبب هدر رفت انرژی خواهد شد [۸].

۲. روش تحقیق

در این تحقیق عوامل مؤثر در افزایش و یا کاهش هزینه، زمان و کیفیت اجرای نمای ساختمانی شناسایی شده و عوامل شناسایی شده که به روش های میدانی و مصاحبه و پرسش‌نامه گردآوری شده اند به کمک روش تصمیم‌گیری چند معیاره و منطق فازی بررسی خواهد شد تا با ارائه راهکارهای مناسب و مدل بدست آمده در جهت اولویت بندی عوامل مؤثر در اجرای نماهای ساختمانی با در نظر گرفتن کاهش زمان و هزینه و افزایش کیفیت اجرا مورد نظر و به صورت تعمیم یافته و الگوی بدست آمده برای اجرای نماهای ساختمانی گامی مؤثر برداشته شود. جامعه آماری پژوهش حاضر شامل مدیران و کارشناسان خبره می‌باشد. نمونه‌گیری از حجم جامعه به روش تمام شماری کل اعضای جامعه که ۴۰ نفر از کارشناسان خبره را در بر می‌گیرد زیرا حجم جامعه محدود می‌باشد. در این پژوهش از تحلیل آماری فقط برای توصیف مشخصات پاسخ دهندگان پرسشنامه استفاده می‌شود و بخش دیگر مربوط به تحلیل های کمی و روش تحلیل سلسله مراتبی فازی با استفاده از روابط ریاضی می‌باشد. در نوع کتابخانه‌ای در روش گردآوری از منابع معتبر داخلی و لاتین استفاده شده است و در نوع گردآوری به روش میدانی از پرسشنامه مقایسه زوجی معیارها و زیرمعیارها و گزینه‌های شناسایی شده بهره گیری شده است. برای محاسبه نرخ ناسازگاری، هر شاخص بر مقدار شاخص تصادفی زیر تقسیم شود. در صورتی که هر دوی این شاخص‌های محاسبه شده کمتر از ۰.۱ بودند، ماتریس فازی سازگار است. در صورتی که هر دو بیشتر از ۰.۱ بودند، از تصمیم‌گیرنده تقاضا می‌شود تا در اولویت‌های ارائه شده تجدیدنظر نماید [۹]. شاخص تصادفی (RI) از جدول (۱) استخراج می‌شود.

جدول ۱: شاخص‌های تصادفی [۱۰]

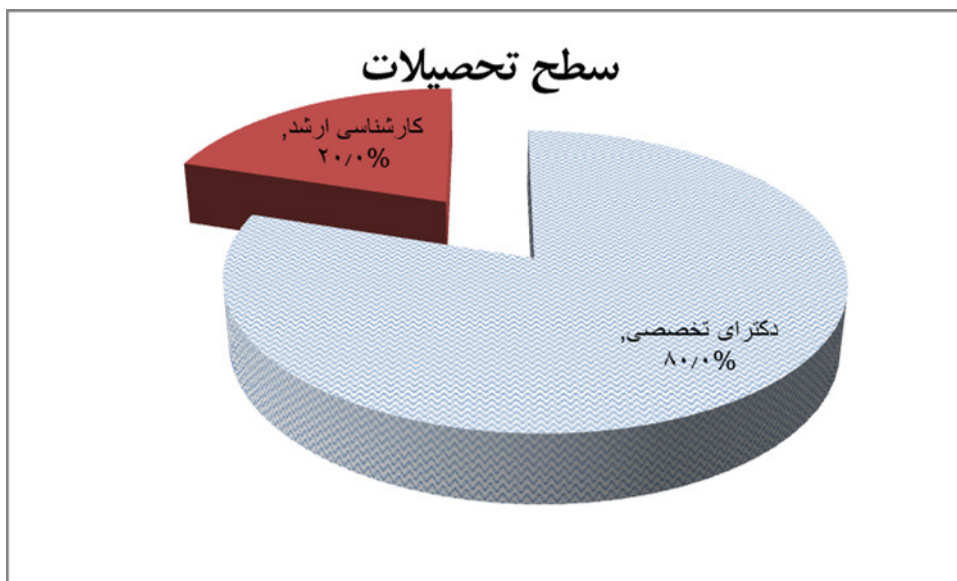
اندازه ماتریس	RIm	RIZ
۱	۰	۰
۲	۰	۰
۳	۰/۴۸۹۰	۰/۱۷۹۶
۴	۰/۷۹۳۷	۰/۲۶۲۷
۵	۱/۰۷۲۰	۰/۳۵۹۷
۶	۱/۱۹۹۶	۰/۳۸۱۸
۷	۱/۲۸۷۴	۰/۴۰۹۰
۸	۱/۳۴۱۰	۰/۴۱۶۴
۹	۱/۳۷۹۳	۰/۴۳۴۸
۱۰	۱/۴۰۹۵	۰/۴۴۵۵
۱۱	۱/۴۱۸۱	۰/۴۵۳۶
۱۲	۱/۴۴۶۲	۰/۴۷۷۶
۱۳	۱/۴۵۵۵	۰/۴۶۹۱
۱۴	۱/۴۹۱۳	۰/۴۸۰۴
۱۵	۱/۴۹۸۶	۰/۴۸۸۰

جدول ۲: نامگذاری معیارهای اصلی

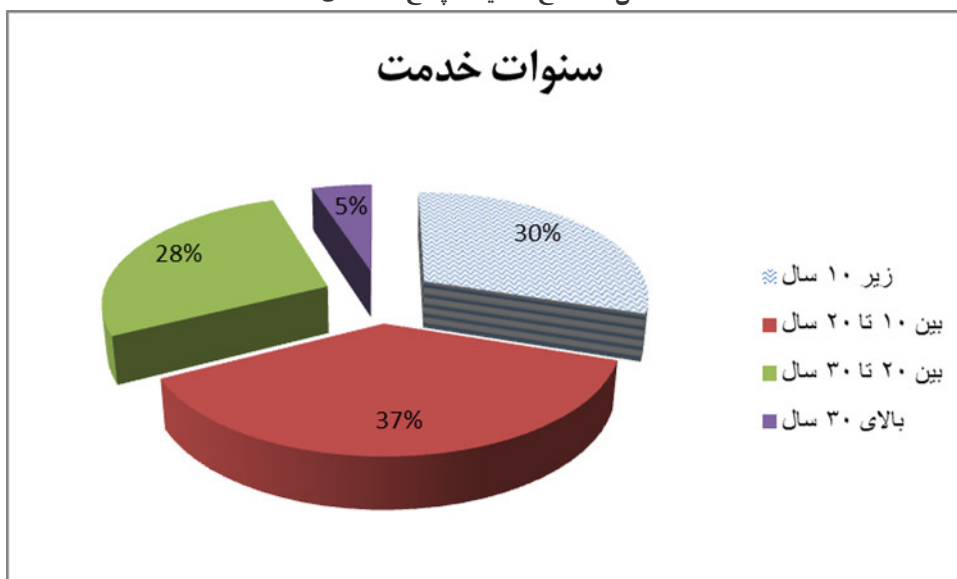
C1:	مصرف انرژی و محیط زیست
C2:	اقتصادی
C3:	دوام و عمر مفید
C4:	زمان
C5:	نیروی انسانی
C6:	تأمین مصالح
C7:	زیبایی نما

۳- نتایج

این مطالعه براساس دیدگاه ۴۰ نفر از کارشناسان عالی رتبه صورت گرفته است. از نظر سطح علمی ۳۲ نفر با مدرک تحصیلی دکترای تخصصی و ۸ نفر با مدرک تحصیلی کارشناسی ارشد پاس‌دهی نمودند. از نظر سنوات خدمتی ۳۰ درصد زیر ۱۰ سال سابقه خدمت دارند و ۳۷/۵٪ بین ۱۰ تا ۲۰ سال، ۲۷/۵٪ بین ۲۰ تا ۳۰ سال و ۵ درصد بالای ۳۰ سال سابقه خدمتی داشته‌اند.



شکل ۱: سطح تحصیلات پاسخ دهندگان



شکل ۲: سنوات خدمتی

جدول ۳: محاسبه نرخ سازگاری پژوهش

عوامل	CR
S11	0.012
S12	0.009
S13	0.008
S14	0.008
S15	0.013
S16	0.013
S21	0.021
S22	0.021
S23	0.026
S24	0.014

عوامل	CR
S25	0.016
S31	0.021
S32	0.024
S41	0.089
S42	0.014
S43	0.015
S44	0.013
S51	0.013
S52	0.021
S61	0.021
S62	0.026
S63	0.014
S64	0.016
S71	0.026
S72	0.014

مقادیر نرخ ناسازگاری کوچکتر از ۰/۱ بدست آمده که نشان از سازگاری [۱۱] زیرمعیارهای در نظر گرفته شده دارد.

جدول ۴: محاسبه نرخ سازگاری پژوهش

عوامل	CR
S11	0.012
S12	0.009
S13	0.008
S14	0.008
S15	0.013
S16	0.013
S21	0.021
S22	0.021
S23	0.026
S24	0.014
S25	0.016
S31	0.021
S32	0.024
S41	0.089
S42	0.014
S43	0.015
S44	0.013
S51	0.013
S52	0.021
S61	0.021
S62	0.026
S63	0.014
S64	0.016
S71	0.026
S72	0.014

مقادیر نرخ ناسازگاری کوچکتر از ۰/۱ بدست آمده که نشان از سازگاری زیرمعیارهای در نظر گرفته شده دارد.

ماتریس مقایسه زوجی براساس میانگین هندسی فازی دیدگاه خبرگان تنظیم شده است. این ماتریس که با نماد \tilde{X} نمایش داده می‌شود در جدول (۵) ارائه شده است.

جدول ۵: ماتریس مقایسه زوجی معیارهای اصلی پژوهش

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
C1	(1, 1, 1)	(0.61, 0.76, 1)	(3.66, 4.56, 5.42)	(1.77, 2.15, 2.53)	(1.28, 1.46, 1.66)	(1.57, 2.05, 2.55)	(1.5, 1.86, 2.22)
C2	(1, 1.31, 1.63)	(1, 1, 1)	(3.5, 3.92, 4.4)	(1.79, 2.1, 2.55)	(1.51, 1.72, 1.95)	(1.58, 1.94, 2.33)	(0.83, 1.09, 1.42)
C3	(0.18, 0.22, 0.27)	(0.23, 0.26, 0.29)	(1, 1, 1)	(0.56, 0.68, 0.87)	(0.57, 0.78, 1.09)	(0.96, 1.13, 1.37)	(0.95, 1.15, 1.43)
C4	(0.39, 0.47, 0.56)	(0.39, 0.48, 0.56)	(1.16, 1.47, 1.79)	(1, 1, 1)	(1.18, 1.57, 2.11)	(1.77, 2.09, 2.38)	(1.22, 1.57, 1.94)
C5	(0.6, 0.69, 0.78)	(0.51, 0.58, 0.66)	(0.92, 1.28, 1.75)	(0.47, 0.64, 0.85)	(1, 1, 1)	(0.99, 1.19, 1.44)	(1.94, 2.41, 2.81)
C6	(0.39, 0.49, 0.64)	(0.43, 0.52, 0.63)	(0.73, 0.88, 1.04)	(0.42, 0.48, 0.56)	(0.7, 0.84, 1.01)	(1, 1, 1)	(1.03, 1.24, 1.5)
C7	(0.45, 0.54, 0.67)	(0.71, 0.92, 1.21)	(0.7, 0.87, 1.05)	(0.52, 0.64, 0.82)	(0.36, 0.42, 0.51)	(0.67, 0.81, 0.97)	(1, 1, 1)

پس از تشکیل ماتریس مقایسه‌های زوجی بدست آمده، بردار ویژه محاسبه گردیده است. ابتدا بسط فازی هر سطر محاسبه می‌شود. هر درایه ماتریس مقایسه زوجی \tilde{X} به صورت \tilde{x}_{ij} نمایش داده می‌شود. بسط فازی هر سطر نیز با نماد \tilde{S}_i نمایش داده شده است. بنابراین بسط فازی هر سطر به صورت زیر محاسبه خواهد شد: (رابطه ۱) [۱۱].

$$\tilde{S}_i = \sum_{j=1}^n \tilde{x}_{ij} \quad (1)$$

بنابراین بسط فازی عناصر هر سطر به صورت زیر خواهد بود:

بسط فازی سطر ۱ $(1, 1, 1) \oplus (0.61, 0.76, 1) \oplus (3.66, 4.56, 5.42) \oplus (1.77, 2.15, 2.53) \oplus (1.28, 1.46, 1.66) \oplus (1.57, 2.05, 2.55) \oplus (1.5, 1.86, 2.22) = (11.39, 13.84, 16.38)$

بسط فازی سطر ۲ $(1, 1.31, 1.63) \oplus (1, 1, 1) \oplus (3.5, 3.92, 4.4) \oplus (1.79, 2.1, 2.55) \oplus (1.51, 1.72, 1.95) \oplus (1.58, 1.94, 2.33) \oplus (0.83, 1.09, 1.42) = (11.2, 13.08, 15.27)$

بسط فازی سطر ۳ $(0.18, 0.22, 0.27) \oplus (0.23, 0.26, 0.29) \oplus (1, 1, 1) \oplus (0.56, 0.68, 0.87) \oplus (0.57, 0.78, 1.09) \oplus (0.96, 1.13, 1.37) \oplus (0.95, 1.15, 1.43) = (4.45, 5.21, 6.31)$

بسط فازی سطر ۴ $(0.39, 0.47, 0.56) \oplus (0.39, 0.48, 0.56) \oplus (1.16, 1.47, 1.79) \oplus (1, 1, 1) \oplus (1.18, 1.57, 2.11) \oplus (1.77, 2.09, 2.38) \oplus (1.22, 1.57, 1.94) = (7.11, 8.64, 10.34)$

بسط فازی سطر ۵ $(0.6, 0.69, 0.78) \oplus (0.51, 0.58, 0.66) \oplus (0.92, 1.28, 1.75) \oplus (0.47, 0.64, 0.85) \oplus (1, 1, 1) \oplus (0.99, 1.19, 1.44) \oplus (1.94, 2.41, 2.81) = (6.44, 7.78, 9.29)$

بسط فازی سطر ۶ $(0.39, 0.49, 0.64) \oplus (0.43, 0.52, 0.63) \oplus (0.73, 0.88, 1.04) \oplus (0.42, 0.48, 0.56) \oplus (0.7, 0.84, 1.01) \oplus (1, 1, 1) \oplus (1.03, 1.24, 1.5) = (4.7, 5.45, 6.4)$

$$(0.45, 0.54, 0.67) \oplus (0.71, 0.92, 1.21) \oplus (0.7, 0.87, 1.05) \oplus (0.52, 0.64, 0.82) \oplus (0.36, 0.42, 0.51) \oplus (0.67, 0.81, 0.97) \oplus (1, 1, 1) = (4.39, 5.19, 6.24)$$

بنابراین بسط فازی ترجیحات هر یک از معیارهای اصلی به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^7 x_{1j} &= (11.39, 13.84, 16.38) \\ \sum_{j=1}^7 x_{2j} &= (11.2, 13.08, 15.27) \\ \sum_{j=1}^7 x_{3j} &= (4.45, 5.21, 6.31) \\ \sum_{j=1}^7 x_{4j} &= (7.11, 8.64, 10.34) \\ \sum_{j=5}^7 x_{5j} &= (6.44, 7.78, 9.29) \\ \sum_{j=6}^7 x_{6j} &= (4.7, 5.45, 6.4) \\ \sum_{j=7}^7 x_{7j} &= (4.39, 5.19, 6.24) \end{aligned}$$

سپس جمع فازی مجموع عناصر ستون ترجیحات محاسبه می‌شود (رابطه ۲) [۱۰].

$$\sum \delta_i = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n x_{ij} \quad (2)$$

مجموع عناصر ستون ترجیحات معیارهای اصلی به صورت زیر خواهد بود:

$$\sum_{i=1}^7 \sum_{j=1}^7 x_{ij} = (49.68, 59.2, 70.22) \quad (3)$$

برای نرمال سازی ترجیحات هر معیار، باید مجموع مقادیر آن معیار بر مجموع تمامی ترجیحات (عناصر ستون) تقسیم شود. چون مقادیر فازی هستند بنابراین جمع فازی هر سطر در معکوس مجموع ضرب می‌شود. بنابراین معکوس مجموع باید محاسبه شود. (رابطه ۴)

$$\text{if } \tilde{F} = (l, m, u) \quad \text{then} \quad \tilde{F}^{-1} = \left(\frac{1}{u}, \frac{1}{m}, \frac{1}{l} \right) \quad (4)$$

بنابراین براساس رابطه (۵) خواهیم داشت [۱۰]:

$$\left(\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n x_{ij} \right)^{-1} = (0.02, 0.017, 0.014) \quad (5)$$

بنابراین نتایج حاصل از نرمال سازی مقادیر بدست آمده به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{aligned} \tilde{W}_{C1} &= (0.162, 0.234, 0.33) \\ \tilde{W}_{C2} &= (0.159, 0.221, 0.307) \\ \tilde{W}_{C3} &= (0.063, 0.088, 0.127) \\ \tilde{W}_{C4} &= (0.101, 0.146, 0.208) \\ \tilde{W}_{C5} &= (0.092, 0.131, 0.187) \\ \tilde{W}_{C6} &= (0.067, 0.092, 0.129) \\ \tilde{W}_{C7} &= (0.063, 0.088, 0.126) \end{aligned}$$

هریک از مقادیر بدست آمده وزن فازی و نرمال شده مربوط به معیارهای اصلی هستند.

روش‌های متعددی مانند روش درجه امکان‌پذیری چانگ، روش مرکز سطح و روش مینکوفسکی برای فازی زدائی وجود دارد. در این مطالعه برای فازی زدائی از روش مرکز ثقل که توسط مری و جرج بوجادزیف پیشنهاد شده، استفاده شده است. (رابطه ۶)

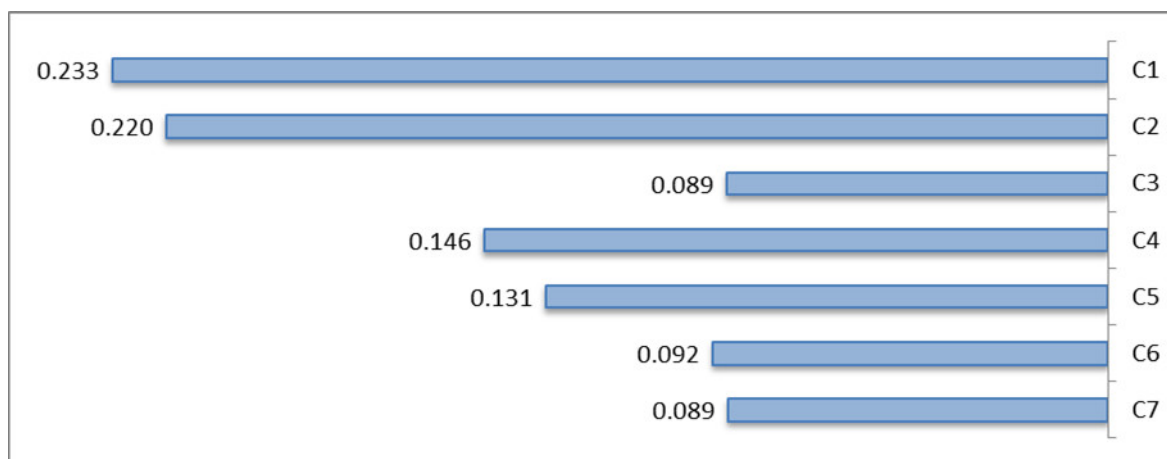
$$x_{\max}^1 = \frac{l+m+u}{3}; \quad x_{\max}^2 = \frac{l+2m+u}{4}; \quad x_{\max}^3 = \frac{l+4m+u}{6} \quad (6)$$

$$\text{Crisp number} = Z^* = \max \{ x_{\max}^1, x_{\max}^2, x_{\max}^3 \}$$

برای نرمال نمودن مقادیر فازی بدست آمده جدول (۶) تنظیم می‌شود.

جدول ۶: فازی زدائی اوزان نرمال محاسبه شده متغیرهای اصلی مطالعه

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
C1	0.242	0.240	0.238	0.242	0.233
C2	0.229	0.227	0.225	0.229	0.220
C3	0.093	0.092	0.090	0.093	0.089
C4	0.152	0.150	0.149	0.152	0.146
C5	0.137	0.135	0.134	0.137	0.131
C6	0.096	0.095	0.094	0.096	0.092
C7	0.092	0.091	0.090	0.092	0.088



شکل ۳: نمایش گرافیکی اولویت معیارهای اصلی پژوهش

در اولویت بندی معیارهای اصلی پژوهش رتبه اول مصرف انرژی و محیط زیست می‌باشد. در جایگاه دوم و سوم به ترتیب اقتصادی و زمان می‌باشد. تعیین اولویت زیرمعیارها:

زیرمعیارهای معیارهای اصلی در ادامه اولویت بندی می‌گردند.

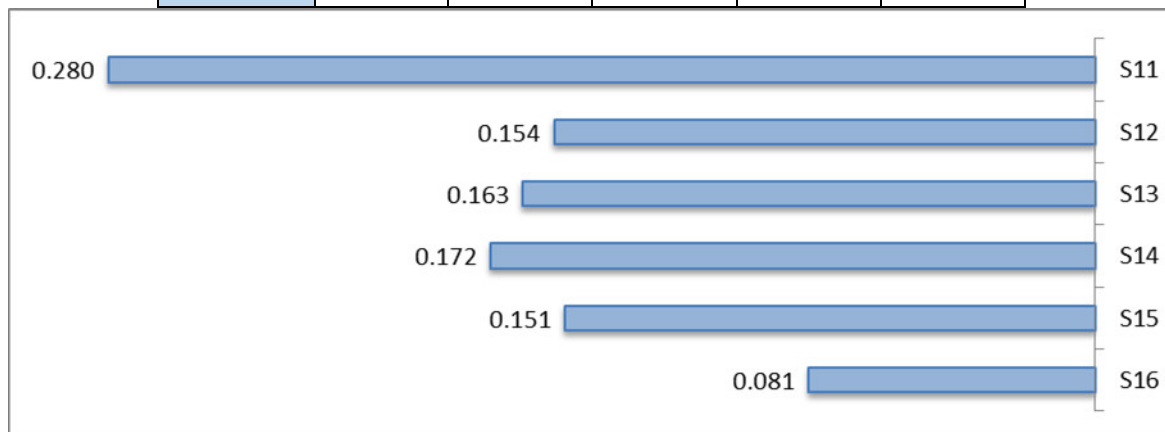
تعیین اولویت زیرمعیارهای معیار مصرف انرژی و محیط زیست:

نتایج فازی زدائی اوزان محاسبه شده به صورت جدول (۷) است:

جدول ۷: فازی زدایی اوزان زیرمعیارها براساس معیار مصرف انرژی و محیط زیست

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
S11	0.310	0.305	0.300	0.310	0.280
S12	0.170	0.168	0.165	0.170	0.154
S13	0.180	0.178	0.175	0.180	0.163
S14	0.190	0.185	0.180	0.190	0.172
S15	0.167	0.160	0.153	0.167	0.151

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
S16	0.090	0.088	0.085	0.090	0.081



شکل ۴: نمایش گرافیکی اولویت زیرمعیارهای معیار اصلی مصرف انرژی و محیط زیست

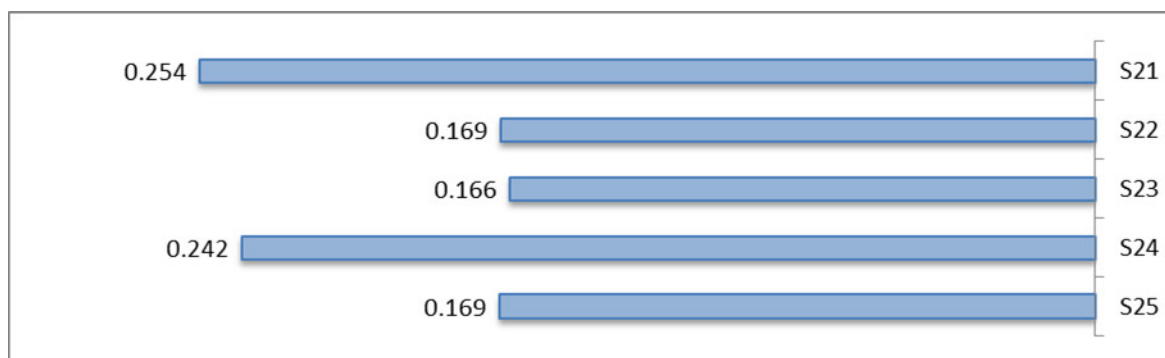
در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی زیست محیطی زیرمعیار حفظ انرژی داخلی ساختمان در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای عایق حرارتی و تأثیرپذیری از شرایط اقلیمی به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد.

تعیین اولویت زیرمعیارهای معیار اقتصادی:

نتایج فازی زدایی اوزان محاسبه شده به صورت جدول (۸) است:

جدول ۸: فازی زدایی اوزان زیرمعیارها براساس معیار اقتصادی

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
S21	0.267	0.264	0.261	0.267	0.254
S22	0.177	0.174	0.172	0.177	0.169
S23	0.175	0.172	0.169	0.175	0.166
S24	0.255	0.251	0.248	0.255	0.242
S25	0.178	0.174	0.170	0.178	0.169



شکل ۵: نمایش گرافیکی اولویت زیرمعیارهای معیار اصلی اقتصادی

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی اقتصادی زیرمعیار هزینه های تأمین مصالح در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای هزینه نصب و نیروی انسانی در جایگاه دوم و هزینه های تعمیرات و نگهداری در آخرین جایگاه از لحاظ اهمیت قرار دارد.

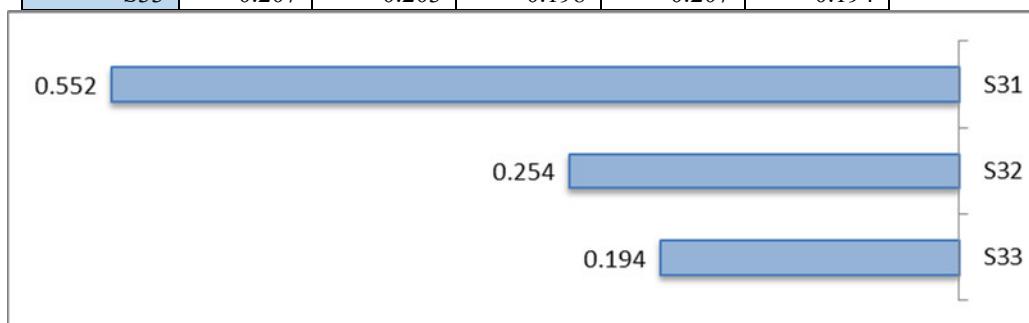
تعیین اولویت زیرمعیارهای معیار دوام و عمر مفید:

نتایج فازی زدایی اوزان محاسبه شده به صورت جدول (۹) است:

جدول ۹: فازی زدایی اوزان زیرمعیارها براساس معیار دوام و عمر مفید

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
S31	0.587	0.583	0.578	0.587	0.552

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
S32	0.270	0.265	0.260	0.270	0.254
S33	0.207	0.203	0.198	0.207	0.194

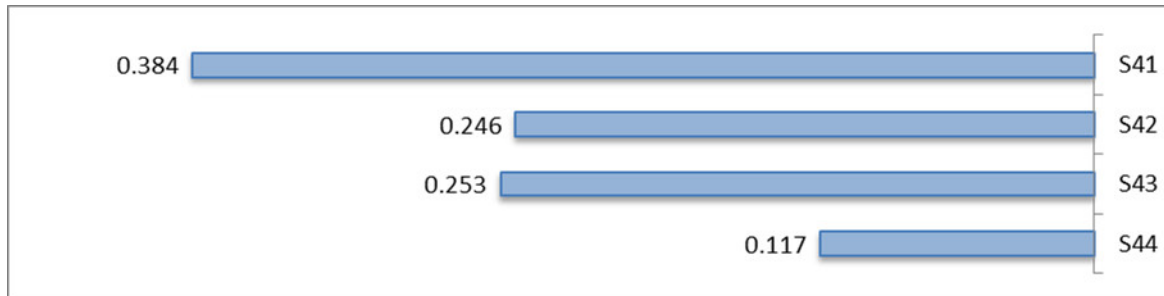


شکل ۶: نمایش گرافیکی اولویت زیرمعیارهای معیار اصلی دوام و عمر مفید

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی دوام و عمر مفید زیرمعیار کیفیت مصالح در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای روش اجرا و مقاومت مصالح در برابر عوامل محیطی به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد تعیین اولویت زیرمعیارهای معیار زمان: نتایج فازی زدائی اوزان محاسبه شده به صورت جدول (۱۰) است:

جدول ۱۰: فازی زدایی اوزان زیرمعیارها براساس معیار زمان

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
S41	0.405	0.400	0.395	0.405	0.384
S42	0.259	0.256	0.253	0.259	0.246
S43	0.266	0.262	0.259	0.266	0.253
S44	0.123	0.122	0.120	0.123	0.117

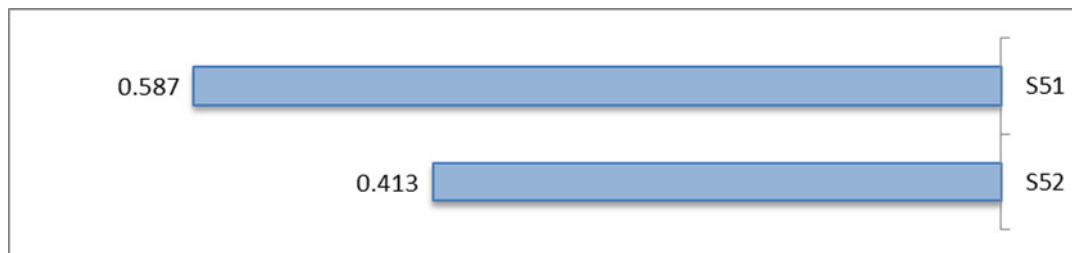


شکل ۷: نمایش گرافیکی اولویت زیرمعیارهای معیار اصلی زمان

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی زمان زیرمعیار مدت زمان تأمین مصالح در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای مدت زمان تعویض و تعمیر و مدت زمان اجرا به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد تعیین اولویت زیرمعیارهای معیار نیروی انسانی نتایج فازی زدائی اوزان محاسبه شده به صورت جدول (۱۱) است:

جدول ۱۱: فازی زدایی اوزان زیرمعیارها براساس معیار نیروی انسانی

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzy	Normal
S51	0.597	0.595	0.593	0.597	0.587
S52	0.420	0.418	0.415	0.420	0.413



شکل ۸: نمایش گرافیکی اولویت زیرمعیارهای معیار اصلی نیروی انسانی

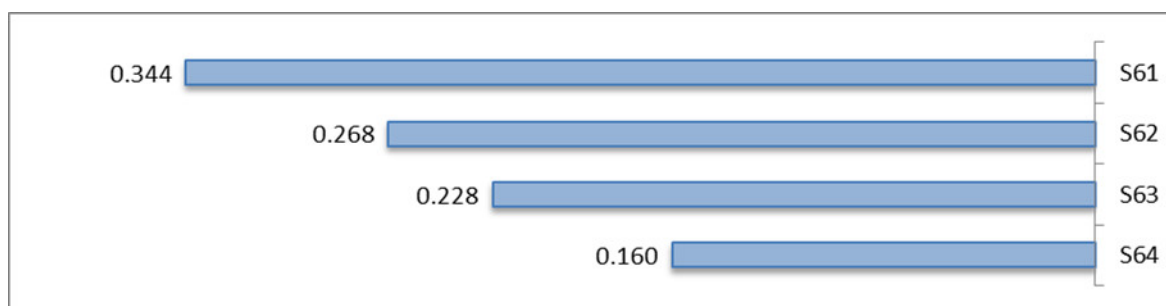
در اولویت بندی معیار اصلی نیروی انسانی زیرمعیار وابستگی به وجود نیروی متخصص و با تجربه در جایگاه اول قرار دارد.

تعیین اولویت زیرمعیارهای معیار تأمین مصالح

نتایج فازی زدائی اوزان محاسبه شده به صورت جدول (۱۲) است:

جدول ۱۲: فازی زدایی اوزان زیرمعیارها براساس معیار تأمین مصالح

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzzy	Normal
S61	0.360	0.357	0.353	0.360	0.344
S62	0.280	0.278	0.275	0.280	0.268
S63	0.239	0.235	0.231	0.239	0.228
S64	0.168	0.166	0.164	0.168	0.160



شکل ۹: نمایش گرافیکی اولویت زیرمعیارهای معیار اصلی تأمین مصالح

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی تأمین مصالح زیرمعیار وجود مواد اولیه در داخل کشور در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای فقدان

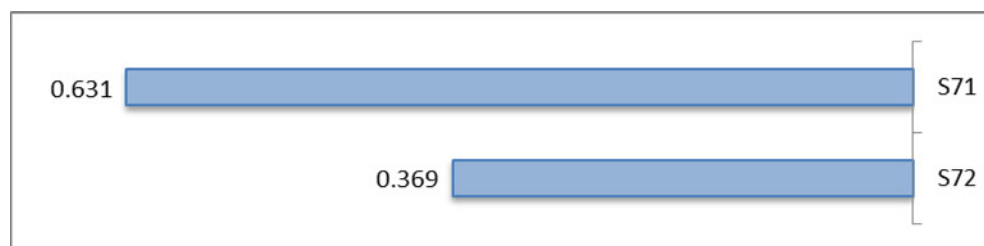
منابع تأمین خارجی و دسترسی به ابزارهای اجرا به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد.

تعیین اولویت زیرمعیارهای معیار زیبایی نما

نتایج فازی زدائی اوزان محاسبه شده به صورت جدول (۱۳) است:

جدول ۱۳: فازی زدایی اوزان زیرمعیارها براساس معیار زیبایی نما

Crisp	X1max	X2max	X3max	Deffuzzy	Normal
S71	0.643	0.640	0.637	0.643	0.631
S72	0.377	0.375	0.373	0.377	0.369



شکل ۱۰: نمایش گرافیکی اولویت زیرمعیارهای معیار اصلی زیبایی نما

در اولویت بندی معیار اصلی زیبایی نما زیرمعیار تنوع رنگ و ظاهر نما در جایگاه اول قرار دارد.

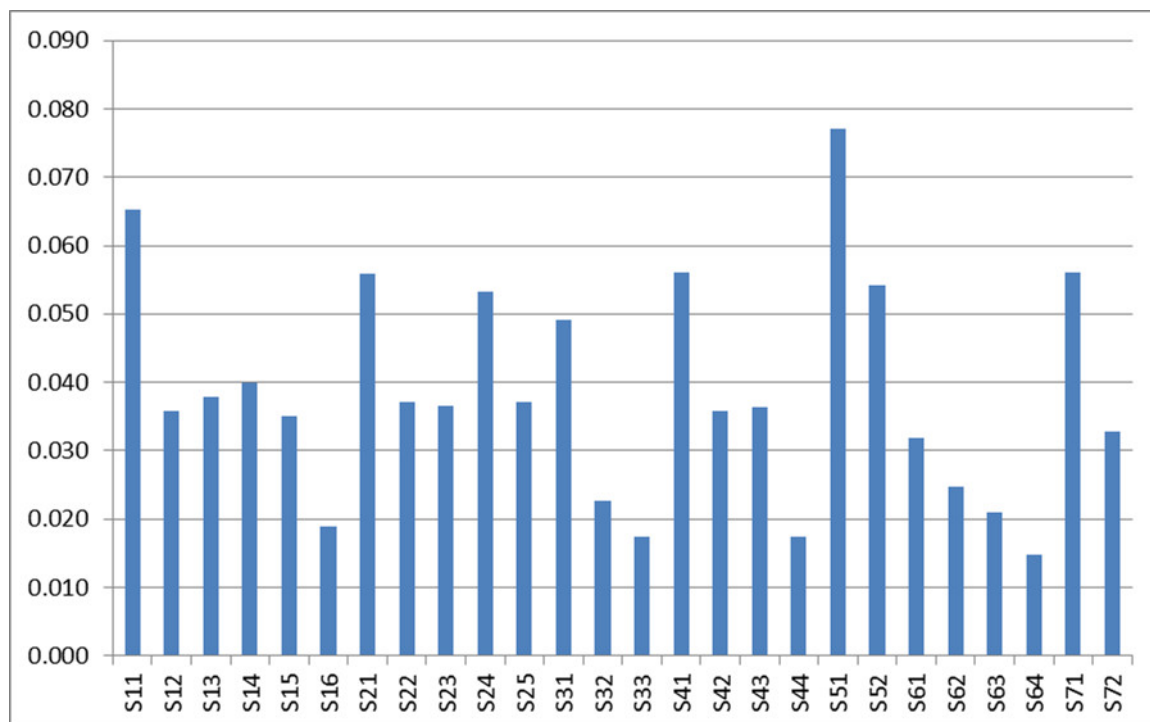
اولویت نهائی شاخص‌ها با تکنیک FAHP

برای تعیین اولویت نهائی معیارهای اصلی با استفاده از تکنیک FAHP باید اوزان مربوط به معیارهای اصلی و وزن زیرمعیارها براساس هر معیار در دست باشد. نتایج مقایسه زیرمعیارهای تحقیق و اوزان مربوط به آنها جدول زیر را تشکیل می‌دهد. برای تعیین اولویت نهائی شاخص‌های با تکنیک FAHP کفایت وزن زیرمعیارها براساس هر معیار در وزن معیارهای اصلی ضرب شود. نتایج محاسبه انجام شده و اوزان مربوط به شاخص‌های در جدول (۱۴) آمده است:

جدول ۱۴: تعیین اولویت نهائی شاخص‌ها با تکنیک FAHP

معیارها	وزن معیارها	SubCriteria	W	Total W	Rank
مصرف انرژی و محیط زیست	0.233	S11	0.280	0.065	2
		S12	0.154	0.036	16
		S13	0.163	0.038	10
		S14	0.172	0.040	9
		S15	0.151	0.035	17
		S16	0.081	0.019	23
اقتصادی	0.220	S21	0.254	0.056	5
		S22	0.169	0.037	12
		S23	0.166	0.037	13
		S24	0.242	0.053	7
		S25	0.169	0.037	11
دوام و عمر مفید	0.089	S31	0.552	0.049	8
		S32	0.254	0.023	21
		S33	0.194	0.017	25
زمان	0.146	S41	0.385	0.056	3
		S42	0.246	0.036	15
		S43	0.249	0.036	14
		S44	0.120	0.017	24
نیروی انسانی	0.131	S51	0.587	0.077	1
		S52	0.413	0.054	6
تأمین مصالح	0.092	S61	0.345	0.032	19
		S62	0.268	0.025	20
		S63	0.227	0.021	22
		S64	0.160	0.015	26
زیبایی نما	0.089	S71	0.631	0.056	4

معیارها	وزن معیارها	SubCriteria	W	Total W	Rank
		S72	0.369	0.033	18



شکل ۱۱: اولویت نهائی شاخص‌های مدل با تکنیک FAHP

در اولویت بندی نهایی زیرمعیارهای پژوهش با استفاده از روش تحلیل سلسل مراتبی فازی زیرمعیار وابستگی به وجود نیروی متخصص و با تجربه در جایگاه اول قرار دارد سپس می توان به زیرمعیار حفظ انرژی داخلی ساختمان در جایگاه دوم سپس زیرمعیار مدت زمان تأمین مصالح در جایگاه سوم اشاره نمود. زیرمعیار دسترسی به دانش فنی از کمترین اهمیت برخوردار است.

تعیین اولویت گزینه‌ها با تکنیک تاپسیس

وزن دهی و رتبه بندی به روش تاپسیس بر اساس بیشترین فاصله تا هدف غایی منفی و کمترین فاصله با هدف غایی مثبت انجام می‌شود [۱۱]:

نمای مونولیت (A1)

نمای آجری (A2)

نمای بایرامیکس (A3)

استرچ متال (A4)

نمای سنگی (A5)

نمای شیشه ای (A6)

نمای کامپوزیت (A7)

نمای چوب یا ترموود (A8)

نمای سبز (A9)

جدول ۱۵: ایده آل مثبت

*A	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S21	S22	S23	S24	S25
*A1	0.012	0.014	0.001	0.000	0.013	0.004	0.000	0.001	0.000	0.000	0.034
*A2	0.013	0.006	0.009	0.008	0.007	0.001	0.012	0.014	0.008	0.014	0.002
*A3	0.026	0.013	0.013	0.014	0.012	0.003	0.009	0.014	0.006	0.017	0.003
*A4	0.006	0.012	0.007	0.017	0.009	0.008	0.001	0.016	0.002	0.012	0.017

*A	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S21	S22	S23	S24	S25
*A5	0.002	0.001	0.002	0.021	0.014	0.000	0.010	0.007	0.006	0.004	0.008
*A6	0.010	0.007	0.007	0.001	0.011	0.000	0.005	0.016	0.005	0.010	0.011
*A7	0.007	0.011	0.011	0.008	0.000	0.003	0.005	0.015	0.003	0.016	0.017
*A8	0.003	0.005	0.008	0.010	0.010	0.004	0.023	0.008	0.004	0.003	0.018
*A9	0.001	0.000	0.001	0.009	0.008	0.003	0.010	0.021	0.007	0.016	0.007

*A	S31	S32	S33	S41	S42	S43	S44	S51	S52	S61	S62
*A1	0.000	0.000	0.001	0.000	0.010	0.006	0.000	0.016	0.006	0.000	0.002
*A2	0.002	0.002	0.001	0.015	0.012	0.013	0.009	0.018	0.001	0.011	0.004
*A3	0.007	0.002	0.005	0.010	0.015	0.005	0.001	0.015	0.027	0.004	0.006
*A4	0.007	0.004	0.000	0.011	0.000	0.007	0.004	0.017	0.019	0.007	0.010
*A5	0.004	0.000	0.006	0.007	0.004	0.001	0.002	0.011	0.002	0.000	0.003
*A6	0.009	0.007	0.002	0.010	0.015	0.000	0.001	0.019	0.019	0.006	0.000
*A7	0.003	0.004	0.001	0.012	0.002	0.004	0.002	0.027	0.018	0.006	0.001
*A8	0.005	0.005	0.005	0.006	0.010	0.003	0.004	0.027	0.000	0.005	0.007
*A9	0.007	0.001	0.002	0.016	0.011	0.004	0.006	0.000	0.007	0.007	0.005

*A	S63	S64	S71	S72
*A1	0.005	0.004	0.005	0.000
*A2	0.002	0.005	0.013	0.010
*A3	0.004	0.000	0.000	0.004
*A4	0.005	0.006	0.022	0.002
*A5	0.002	0.003	0.005	0.005
*A6	0.005	0.001	0.014	0.008
*A7	0.003	0.004	0.019	0.009
*A8	0.003	0.000	0.002	0.003
*A9	0.000	0.004	0.016	0.013

جدول ۱۶: ایده آل منفی

A-	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S21	S22	S23	S24	S25
-A1	۰.۱۴۰	0.001	0.012	0.021	0.001	0.004	0.023	0.020	0.008	0.017	0.000
-A2	0.013	0.009	0.004	0.013	0.007	0.007	0.011	0.006	0.000	0.003	0.033
-A3	0.000	0.003	0.000	0.007	0.002	0.006	0.014	0.007	0.001	0.000	0.032
-A4	0.021	0.003	0.006	0.004	0.005	0.000	0.022	0.005	0.006	0.004	0.017
-A5	0.024	0.014	0.011	0.000	0.001	0.008	0.014	0.015	0.002	0.013	0.026
-A6	0.015	0.008	0.005	0.020	0.003	0.008	0.018	0.004	0.003	0.007	0.024
-A7	0.019	0.004	0.002	0.013	0.014	0.005	0.018	0.006	0.005	0.001	0.017
-A8	0.023	0.010	0.005	0.011	0.004	0.004	0.000	0.012	0.004	0.013	0.017
-A9	0.025	0.015	0.012	0.012	0.006	0.005	0.013	0.000	0.001	0.001	0.027

*A	S31	S32	S33	S41	S42	S43	S44	S51	S52	S61	S62
-A1	0.009	0.007	0.005	0.016	0.006	0.007	0.009	0.012	0.021	0.011	0.008
-A2	0.007	0.005	0.005	0.002	0.004	0.000	0.000	0.010	0.026	0.000	0.006
-A3	0.002	0.004	0.002	0.006	0.000	0.008	0.008	0.013	0.000	0.007	0.003
-A4	0.001	0.003	0.006	0.006	0.016	0.006	0.005	0.011	0.008	0.004	0.000
-A5	0.005	0.007	0.000	0.009	0.012	0.012	0.008	0.017	0.025	0.011	0.006
-A6	0.000	0.000	0.004	0.006	0.001	0.013	0.008	0.008	0.008	0.005	0.010
-A7	0.006	0.003	0.005	0.005	0.014	0.009	0.008	0.001	0.009	0.006	0.008
-A8	0.003	0.002	0.001	0.010	0.005	0.010	0.005	0.001	0.027	0.006	0.004
-A9	0.002	0.006	0.005	0.001	0.004	0.009	0.003	0.027	0.020	0.004	0.004

*A	S63	S64	S71	S72
-A1	۰۰۰.۰	۰۰۲.۰	۰۱۸.۰	۰۱۳.۰
-A2	۰۰۴.۰	۰۰۱.۰	۰۰۹.۰	۰۰۴.۰
-A3	۰۰۲.۰	۰۰۶.۰	۰۲۲.۰	۰۰۹.۰
-A4	۰۰۱.۰	۰۰۰.۰	۰۰۰.۰	۰۱۱.۰
-A5	۰۰۴.۰	۰۰۲.۰	۰۱۷.۰	۰۰۸.۰
-A6	۰۰۱.۰	۰۰۵.۰	۰۰۸.۰	۰۰۶.۰
-A7	۰۰۲.۰	۰۰۲.۰	۰۰۴.۰	۰۰۵.۰
-A8	۰۰۳.۰	۰۰۶.۰	۰۲۱.۰	۰۱۱.۰
-A9	۰۰۵.۰	۰۰۱.۰	۰۰۶.۰	۰۰۰.۰

$$\vec{V}_j^- = (0, 0, 0)$$

در این مطالعه از رویکرد اول استفاده شده است. بنابراین مقادیر \vec{V}_j^* و \vec{V}_j^- به صورت زیر است:

۰.۰۳۵	۰.۰۲۸	۰.۰۳۸	۰.۰۳۲	۰.۰۲۶	۰.۰۳۶	۰.۰۳۲	۰.۰۲۶	۰.۰۶۵	۰.۰۵۷	۰.۰۴۷	V+
۰.۰۴۰	۰.۰۵۶	۰.۰۴۲	۰.۰۲۹	۰.۰۱۹	۰.۰۱۵	۰.۰۱۱	۰.۰۳۵	۰.۰۳۱	۰.۰۲۵	۰.۰۴۰	
۰.۰۷۷	۰.۰۵۸	۰.۰۴۲	۰.۰۳۶	۰.۰۳۳	۰.۰۲۸	۰.۰۲۳	۰.۰۲۰	۰.۰۱۶	۰.۰۵۳	۰.۰۴۷	
۰.۰۵۰	۰.۰۴۰	۰.۰۱۷	۰.۰۱۵	۰.۰۱۲	۰.۰۲۳	۰.۰۱۸	۰.۰۱۴	۰.۰۲۵	۰.۰۲۲	۰.۰۱۷	
۰.۰۴۷	۰.۰۱۷	۰.۰۱۴	۰.۰۱۱	۰.۰۳۶	۰.۰۳۰	۰.۰۲۳	۰.۰۳۶	۰.۰۳۱	۰.۰۲۵	۰.۰۵۶	
۰.۰۲۵	۰.۰۲۱	۰.۰۱۶	۰.۰۳۲	۰.۰۲۸	۰.۰۲۲	۰.۰۵۴	۰.۰۴۶	۰.۰۳۶	۰.۰۷۷	۰.۰۶۳	
۰.۰۲۸	۰.۰۲۲	۰.۰۵۶	۰.۰۴۶	۰.۰۳۴	۰.۰۱۵	۰.۰۱۳	۰.۰۱۰	۰.۰۲۱	۰.۰۱۹	۰.۰۱۵	
										۰.۰۳۳	
۰.۰۱۳	۰.۰۰۸	۰.۰۲۶	۰.۰۱۹	۰.۰۱۳	۰.۰۲۱	۰.۰۱۷	۰.۰۱۲	۰.۰۴۳	۰.۰۳۰	۰.۰۱۹	V-
۰.۰۱۴	۰.۰۳۲	۰.۰۱۸	۰.۰۰۹	۰.۰۱۱	۰.۰۰۶	۰.۰۰۳	۰.۰۲۲	۰.۰۱۷	۰.۰۱۱	۰.۰۱۹	
۰.۰۴۴	۰.۰۲۳	۰.۰۰۹	۰.۰۲۳	۰.۰۱۵	۰.۰۱۰	۰.۰۱۶	۰.۰۱۲	۰.۰۰۷	۰.۰۴۱	۰.۰۲۶	
۰.۰۳۳	۰.۰۲۳	۰.۰۱۲	۰.۰۰۸	۰.۰۰۵	۰.۰۱۵	۰.۰۱۱	۰.۰۰۸	۰.۰۱۷	۰.۰۱۲	۰.۰۰۸	
۰.۰۲۰	۰.۰۰۸	۰.۰۰۵	۰.۰۰۳	۰.۰۲۳	۰.۰۱۷	۰.۰۱۱	۰.۰۲۲	۰.۰۱۵	۰.۰۰۹	۰.۰۴۱	
۰.۰۱۶	۰.۰۱۱	۰.۰۰۷	۰.۰۲۲	۰.۰۱۶	۰.۰۱۰	۰.۰۲۹	۰.۰۱۷	۰.۰۱۰	۰.۰۵۰	۰.۰۳۴	
۰.۰۱۴	۰.۰۰۸	۰.۰۳۴	۰.۰۲۲	۰.۰۱۳	۰.۰۱۰	۰.۰۰۷	۰.۰۰۴	۰.۰۱۶	۰.۰۱۳	۰.۰۰۹	

۰.۰۲۲ با در دست داشتن مقادیر \vec{V}_j^* و \vec{V}_j^- ایده‌آل‌های مثبت و منفی به دست خواهد آمد. سپس باید مجموع فواصل گزینه‌ها از ایده‌آل مثبت و منفی محاسبه شود. فاصله هر گزینه از ایده‌آل مثبت با d^+ و فاصله با ایده‌آل منفی با d^- نمایش داده می‌شود. بر این اساس فاصله هر گزینه از ایده‌آل منفی و مثبت به صورت زیر محاسبه خواهد شد [۱۰]:

$$d_i^* = \sum_{j=1}^n d(\tilde{v}_{ij} - \tilde{v}_j^*) \quad i = 1, 2, \dots, m$$

$$d_i^- = \sum_{j=1}^n d(\tilde{v}_{ij} - \tilde{v}_j^-) \quad i = 1, 2, \dots, m$$

اگر F1 و F2 دو عدد فازی مثلثی باشند آنگاه فاصله این دو عدد با رابطه (۱۲) محاسبه خواهد شد [۱۱]:

$$F1 = (l1, m1, u1)$$

$$(10)$$

$$F2 = (l2, m2, u2)$$

$$D(F_1, F_2) = \sqrt{\frac{1}{3} [(l_1 - l_2)^2 + (m_1 - m_2)^2 + (u_1 - u_2)^2]}$$

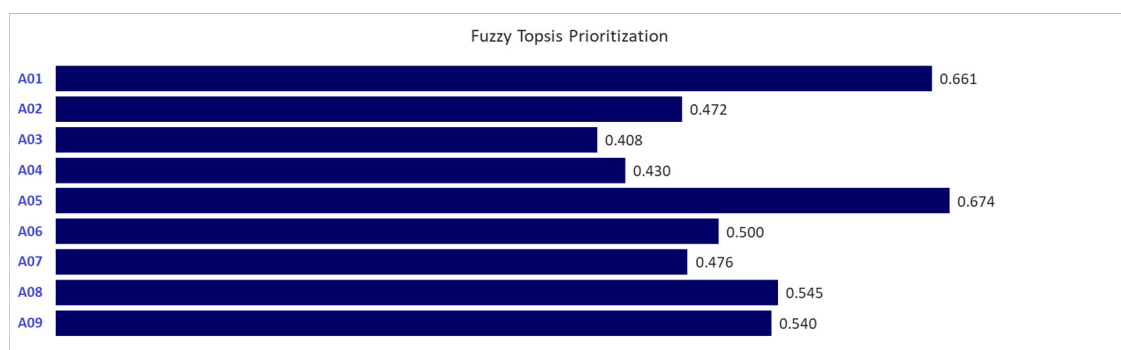
گام نهائی محاسبه راه‌حل ایده‌آل است. در این گام میزان نزدیکی نسبی هر گزینه به راه‌حل ایده‌آل حساب می‌شود. برای اینکار از رابطه (۱۱) سود می‌بریم:

$$CL_j^* = \frac{d_j^-}{d_j^- + d_j^+} \quad (11)$$

مقدار CL بین صفر و یک است. هرچه این مقدار به یک نزدیکتر باشد راه‌کار به جواب ایده‌آل نزدیکتر است و راه‌کار بهتری می‌باشد. پس از محاسبه ماتریس بی‌مقیاس موزون، فاصله هر گزینه از ایده‌آل مثبت و فاصله با ایده‌آل منفی محاسبه شده است. فاصله هر گزینه از ایده‌آل مثبت با d^+ و فاصله با ایده‌آل منفی با d^- نمایش داده می‌شود. برای محاسبه راه‌حل ایده‌آل، میزان نزدیکی نسبی هر گزینه به راه‌حل ایده‌آل حساب می‌شود. هرچه مقدار CL به یک نزدیکتر باشد راه‌کار به جواب ایده‌آل نزدیکتر است و راه‌کار بهتری می‌باشد. خروجی محاسبات TOPSIS برای این معادلات به صورت جدول (۱۷) است:

جدول ۱۷: فاصله هر گزینه از ایده‌آل مثبت و ایده‌آل منفی

رتبه	CI	D-	D+	
۲	۶۶۱.۰	۲۶۳.۰	۱۳۵.۰	A01
۷	۴۷۲.۰	۱۸۸.۰	۲۱۰.۰	A02
۹	۴۰۸.۰	۱۶۳.۰	۲۳۶.۰	A03
۸	۴۳۰.۰	۱۷۲.۰	۲۲۸.۰	A04
۱	۶۷۴.۰	۲۶۹.۰	۱۳۰.۰	A05
۵	۵۰۰.۰	۱۹۹.۰	۱۹۹.۰	A06
۶	۴۷۶.۰	۱۹۰.۰	۲۰۹.۰	A07
۳	۵۴۵.۰	۲۱۸.۰	۱۸۲.۰	A08
۴	۵۴۰.۰	۲۱۵.۰	۱۸۳.۰	A09



شکل ۱۲: اولویت نهائی گزینه‌ها

بنابراین با توجه به مقادیر محاسبه شده مندرج در جی.ا. (۱۷) می‌توان نتیجه گرفت گزینه A5 با CL بیشتر ۰/۶۷۴ در اولویت اول قرار دارد و گزینه A1 با CL ۰/۶۶۱ در جایگاه دوم قرار دارد و گزینه A8 با CL ۰/۵۴۵ در اولویت سوم قرار دارد. و کمترین CL مربوط به گزینه A3 می‌باشد.

۴- نتیجه‌گیری

در اولویت بندی معیارهای اصلی پژوهش رتبه اول مصرف انرژی و محیط زیست می‌باشد. در جایگاه دوم و سوم به ترتیب اقتصادی و زمان می‌باشد. لازم به ذکر است شرایط اقلیمی در عوامل مؤثر قرار نگرفته زیرا از موارد آشکار مهندسی می‌باشد مثلاً استفاده از سنگ‌ها با تخلخل زیاد در مناطق سرد

و مرطوب، به ذهن هر فردی می‌رسد که استفاده از آن خالی از اشکال نیست. بنابراین از عوامل مؤثر حذف گردید و عوامل در نظر گرفته شده بعد از در نظر گرفتن شرایط اقلیمی مورد ارزیابی قرار گرفته اند.

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی زیست محیطی زیرمعیار حفظ انرژی داخلی ساختمان در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای عایق حرارتی و تأثیرپذیری از شرایط اقلیمی به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد.

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی اقتصادی زیرمعیار هزینه های تأمین مصالح در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای هزینه نصب و نیروی انسانی در جایگاه دوم و هزینه های تعمیرات و نگهداری در آخرین جایگاه از لحاظ اهمیت قرار دارد

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی دوام و عمر مفید زیرمعیار کیفیت مصالح در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای روش اجرا و مقاومت مصالح در برابر عوامل محیطی به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی زمان زیرمعیار مدت زمان تأمین مصالح در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای مدت زمان تعویض و تعمیر و مدت زمان اجرا به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد

در اولویت بندی معیار اصلی نیروی انسانی زیرمعیار وابستگی به وجود نیروی متخصص و با تجربه در جایگاه اول قرار دارد.

در اولویت بندی زیرمعیارهای معیار اصلی تأمین مصالح زیرمعیار وجود مواد اولیه در داخل کشور در جایگاه اول قرار دارد سپس زیرمعیارهای فقدان منابع تأمین خارجی و دسترسی به ابزارهای اجرا به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار دارد.

در اولویت بندی معیار اصلی زیبایی نما زیرمعیار تنوع رنگ و ظاهر نما در جایگاه اول قرار دارد.

در اولویت بندی نهایی زیرمعیارهای پژوهش با استفاده از روش تحلیل سلسل مراتبی فازی زیرمعیار وابستگی به وجود نیروی متخصص و با تجربه در جایگاه اول قرار دارد سپس می توان به زیرمعیار حفظ انرژی داخلی ساختمان در جایگاه دوم سپس زیرمعیار مدت زمان تأمین مصالح در جایگاه سوم اشاره نمود. زیرمعیار دسترسی به دانش فنی از کمترین اهمیت برخوردار است

نتایج تحلیل با استفاده از شیوه تاپسیس فازی نشان داد گزینه نمای سنگی با CL بیشتر ۰/۶۷۴ در اولویت اول قرار دارد و گزینه مونولیت با CL ۰/۶۶۱ در جایگاه دوم قرار دارد و گزینه نمای چوب با CL ۰/۵۴۵ در اولویت سوم قرار دارد. و کمترین CL مربوط به گزینه بایرامیکس می باشد.

بنابراین زیرمعیار وابستگی به وجود نیروی متخصص و با تجربه در جایگاه اول قرار دارد سپس می توان به زیرمعیار حفظ انرژی داخلی ساختمان در جایگاه دوم سپس زیرمعیار مدت زمان تأمین مصالح در جایگاه سوم اشاره نمود. زیرمعیار دسترسی به دانش فنی از کمترین اهمیت برخوردار است و در روش تاپسیس و در نمای سنگی نسبت به سایر اجزای نماها اولویت دارد.

با توجه به مشکلات و ایراداتی که استفاده از سنگ در نماهای ساختمان‌های بلند مرتبه دارد خصوصاً ساختمان‌هایی که از تراز معابر بالای ۲۵ متر است استفاده از نماهای سنگی با مشکلات تأمین مصالح یکپارچه و با ظاهری یک دست مواجه می‌شود. دلیل این امر نیز عدم تأمین مصالح سنگ یکدست و یکنواخت از یک معدن در مترها بالا می‌باشد که برای تأمین می‌بایست از معادن مختلف استفاده کرد که این امر سبب دورنگی یا عدم یکپارچگی در ظاهر نما و دورگه یا چندرنگه بودن سنگ نما موجب می‌شود. علاوه بر آن در ساختمان‌های بلند مرتبه به دلیل ارتفاع زیاد ساختمان و شرایط سخت اجرا، امکان نظارت و کنترل دقیق اجرایی وجود ندارد که این امر از لحاظ ایمنی مورد می‌تواند عامل ایجاد مخاطرات باشد. لذا در این پژوهش نتایج حاصل شده در ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه را دربرمی‌گیرد که با چالش‌های ساختمان‌های بلند مرتبه مواجه نشود

۵- قدردانی

از زحمات استاد گرانقدرم که با تمام تلاش خود در جهت راهنمایی حقیر در جمع آوری مقاله حاضر، جناب آقای دکتر علیرضا منصوری کمال تشکر را دارم.

۶- مراجع

- [۱] عباسی، محمد، ۱۳۹۳، ارزیابی تأثیر آلاینده های محیط شهری تهران بر ویژگی‌های زمین شناسی مهندسی سنگ های ساختمانی نما، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده علوم پایه، پایان نامه کارشناسی ارشد.
- [۲] جعفری پور، فرشته، ۱۳۹۴، ارزیابی دوام و مقاومت سنگ‌نمای کربناته مورد استفاده در شهر مشهد، دانشگاه فردوسی مشهد، دانشکده علوم، پایان نامه کارشناسی ارشد.
- [۳] رجبی نژاد، مهدی، ۱۳۹۵، تحلیل و بررسی نماهای مناسب ساختمانی، چهارمین کنگره بین المللی عمران، معماری و توسعه شهری، تهران، دبیرخانه دائمی کنفرانس، دانشگاه شهید بهشتی.
- [۴] توکلی، حمید، ۱۳۹۷، بررسی انواع مصالح کاربردی نما در معماری، دومین همایش بین المللی ایده های راهبردی در معماری، شهرسازی، جغرافیا و محیط زیست پایدار، مشهد.

[۵] جم.ف، عظمتی.ح.ر، قنبران.ع، صالح صدف پور.ب، ۱۳۹۸، شناسایی و دسته بندی الگوهای ذهنی معماران در قضاوت زیبایی شناسانه نمای ساختمان های مسکونی آپارتمانی با کاربست تحلیل عامل Q، نشریه اندیشه معماری، بهار و تابستان ۱۳۹۸، دوره ۳، شماره ۵؛ از صفحه ۱۴۱ تا صفحه ۱۵۴.

- [6]. RatihW., Juliana. Z, Wahyu. C, 2019, Data on records of temperature and relative humidity in a building model with green facade systems, *journal of Data in Brief*, Available online 27 November 2019, 104896.
- [7]. Alrashidi. H, Issa.W, Sellami. N, Ghosh. A, Mallic. T, Sundaram. S, 2019, Performance Assessment of Cadmium Telluride-based Semi-Transparent Glazing for Power Saving in Façade Buildings, *journal of Energy and Buildings*, Available online 5 November 2019 109585.
- [8]. Mohamed Ahmed Alaa El Din AhmedSayed, Mohamed AnwarFikry, 2019, Impact of glass facades on internal environment of buildings in hot arid zone, *Alexandria Engineering Journal*, Volume 58, Issue 3, September 2019, Pages.

[۹]. رجب زاده.ع، عادل.آ، ۱۳۸۹، تصمیم گیری کاربردی رویکرد MADM، نگاه دانش، ۱۳۸۹.

- [10]. Bojadziev, George; Bojadziev, Maria. (2007), *Fuzzy Logic for Business, Finance, and Management*, Advances in British Columbia Institute of Technology, Canada, 2nd Edition
- [11]. Gogus, O., Boucher, T., (1998). Strong transitivity, rationality and weak monotonicity in fuzzy pair wise comparisons, 94, 133-144.

تأثیر طول ژئوتکستایل بر رفتار دیوار قائم مسلح شده در خاک های

سست و متراکم

بابک سهرابیان^۱، سیما فرجی مرجانلو^۲

۱. استادیار گروه مهندسی معدن، دانشگاه صنعتی ارومیه

۲. کارشناس ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه غیر انتفاعی سراج*

*Sfm1393@gmail.com

چکیده

ژئوتکستایل یکی از المان های مسلح کننده مورد استفاده در مهندسی عمران جهت غلبه بر ضعف کششی خاک است. طراحی سیستم خاک مسلح با توجه به پارامترهایی نظیر طول، سختی، فاصله و آرایش مسلح کننده ها، مشخصات خاک و بستر و همچنین نوع نما انجام می شود. در این بین، طول مسلح کننده نقش تعیین کننده ای در هزینه اجرای طرح دارد. لذا، هدف از انجام این مطالعه بررسی طول مسلح کننده و تعیین مقدار بهینه برای این پارامتر با توجه به آیین نامه FHWA است. این مهم به دلیل هزینه کمتر و سرعت بیشتر، توسط روشهای عددی با استفاده از نرم افزار FLAC2D، انجام شده است. رفتار سیستم خاک مسلح با در نظر گرفتن دیوار قائم به ارتفاع ۸ متر در خاک دانه ای سست و متراکم مطالعه شده است. مدلسازی رفتار خاک، ژئوتکستایل و دیواره به ترتیب با استفاده از معیار موهر-کولمب، المان کابل و بلوک های بتنی صورت گرفته است. نتایج این تحقیق نشان دهنده تأثیر معکوس طول مسلح کننده با میزان جابجایی دیوار و ماکزیمم نیروی کششی در المان تسلیح می باشد.

کلید واژه: خاک مسلح - ژئوتکستایل - نرم افزار Flac 2D

مقدمه:

برای تسلیح خاک و غلبه بر ضعف کششی آن از مسلح کننده های متفاوتی استفاده می شود امروزه استفاده از ژئوتکستایل به عنوان المان مسلح کننده به جهت دسترسی سریع و اجرای آسان، صرفه جویی در زمان اجرای سیستم خاک مسلح و مقرون به صرفه بودن به لحاظ اقتصادی بسیار مورد توجه قرار گرفته است. ژئوتکستایل مواد پلیمری انعطاف پذیر و نسبتاً نازک می باشد که در داخل توده خاک و یا در ارتباط با مصالح خاکی با اهداف مختلفی همچون مسلح سازی، جداسازی، مهار فرسایش، فیلتر، زهکشی مورد استفاده قرار می گیرد. جهت بررسی عملکرد سیستم خاک مسلح با ژئوسینتتیک ها مطالعات و کارهای تحقیقاتی فراوانی هم به صورت آزمایشگاهی و هم به صورت عددی انجام گرفته است.

به منظور ارزیابی میزان دقت روش های عددی، آزمایشگاه راه و ترابری مرکز آزمایش های مهندسی ارتش ایالات متحده اقدام به ساخت،

ابزار بندی و بارگذاری تا مرحله شکست دو برابر دیوار حائل خاک مسلح نمود. برای هر یک از دیوارها به طور جداگانه یک آنالیز اجزای مرزی

مرکب انجام و نتایج با اندازه گیری های صورت گرفته مقایسه گردید که حاصل آن بیانگر همخوانی خوب بین نتایج اجزای محدود و آزمایش های صورت گرفته بود [۱].

طبق نتایج حاصل از مطالعات پارامتری Bathurst & Hatami عرض شبکه عددی به میزان زیادی در جابجایی دیوار موثر است و هر چه حجم خاکریز و عرض مرز محرک بزرگتر باشد جابجایی سازه و میزان نیروهای مسلح کننده در پایان لرزش بیشتر است. میزان اهمیت اندازه خاکریز بر پاسخ دیوار از شرایط مرزهای انتهایی بیشتر است [۳ و ۲].

طبق مطالعاتی در سال ۲۰۱۴ Bilgin و همکاران اثر پارامترهای مختلف از جمله ارتفاع دیوار، افزودن بار، فاصله مسلح کننده ها از هم، خواص خاک مسلح، خواص خاک خاکریز ها و خاک فونداسیون و حداقل طول مسلح کننده مورد نیاز را مورد بررسی قرار داده و نشان دادند که در بعضی از مواقع کاهش طول مسلح کننده ها از ۷۰ درصد ارتفاع کل دیوار به ۵۰ درصد ارتفاع دیوار امکان پذیر است [۴].

در تحقیقاتی Zheng و همکاران در سال ۲۰۱۶ یک دیوار خاک مسلح با ژئوسینتتیک ها توسط برنامه تفاضل محدود شبیه سازی کردند و طی بررسی عددی آن نشان دادند که تراکم نسبی خاک و فاصله مسلح کننده ها از هم بیشترین تأثیر را بر جابجایی جانبی رویه دارد [۵]. به منظور بررسی پاسخ استاتیکی و دینامیکی دیوار خاک مسلح، مدلی با مقیاس کامل (دیوار U.C.L.A) در دانشگاه کالیفرنیا ساخته شد. طراحی دیوار با توجه به استانداردهای موجود و تنها برای بار استاتیکی صورت گرفت و هیچ بارگذاری دیگری در نظر گرفته نشد. این آزمایش عملکرد مناسب طراحی استاتیکی دیوار برای بارگذاری دینامیکی را نشان داد. نیروی ماکزیمم اندازه گیری شده به طور قابل ملاحظه ای از نیروهای محاسباتی با روش طراحی زمین لرزه ای Richardson و Lee کمتر می باشد که ظاهراً به علت تأثیر طول، آرایش و تراکم مسلح کننده ها در خاکریز بوده است و لازم است تحقیقات بیشتری در این زمینه انجام و احتمالاً در روش طراحی فوق الذکر اصلاحاتی انجام شود [۶].

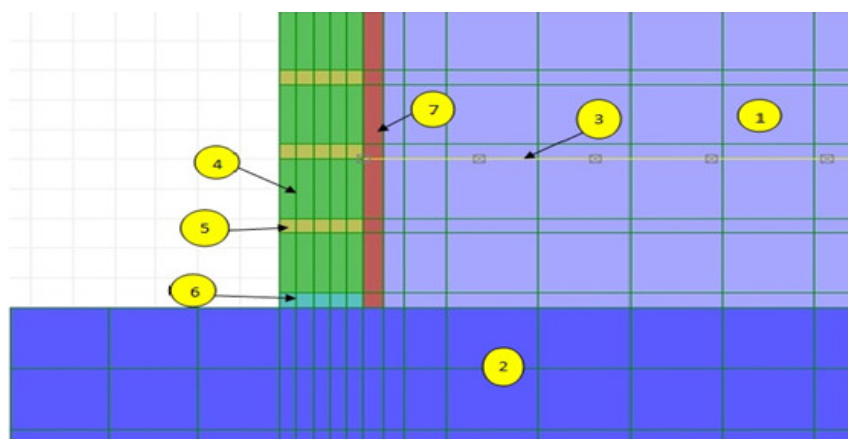
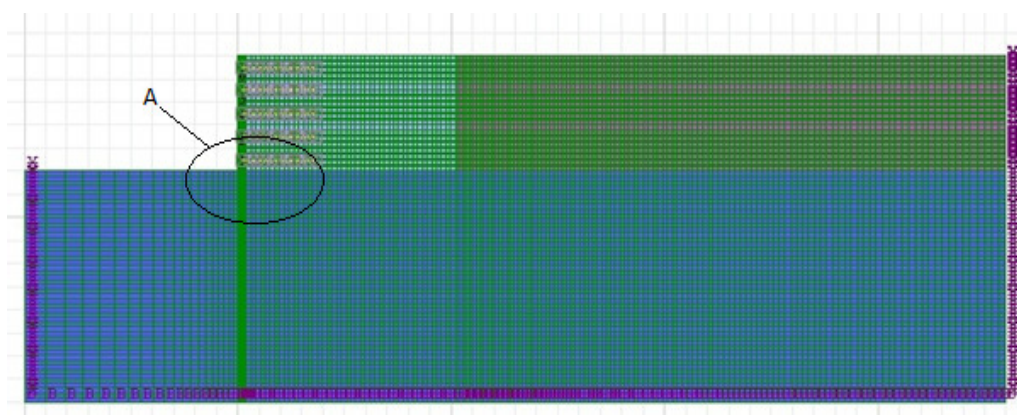
طی مطالعاتی Yogendrakumar et al دو نوع متفاوت از حل دینامیکی معادلات رفتاری با آنالیز اجزای محدود را برای آنالیز دیوارهای مسلح خاک با هم مقایسه نمودند. روش آنالیز الاستیک معادل خطی و روش آنالیز استاتیک نموی دو روشی بودند که براساس روش اجزای محدود در این تحقیق با یکدیگر مقایسه شدند. آنها دریافتند که روش دوم نتایج نزدیک تری با اطلاعات موجود دارد و به همین علت روش آنالیز الاستیک نموی را که بر مبنای آنالیز غیر خطی عمل می کند توصیه نمودند [۷].

طبق تحقیقات Cai & Bathurst که با استفاده از نرم افزار TARA-3 یک نوع دیوار مسلح شده ژئوسینتتیک با پوشش بلوک بتنی را مدل سازی کردند. آنها بررسی کاملی بر روی پاسخ دینامیکی سازه مورد نظر انجام دادند. نتایج تحقیق آنها تأثیر بارگذاری دینامیکی بر روی تغییر مکان دینامیکی، نیروی برشی و جابجایی بین بلوک های بتنی در پوشش، نیروی کششی بسیج شده در مسلح کننده ها و پاسخ شتاب در بالای دیوار را نشان می داد. بر مبنای این نتایج آنها پیشنهادهایی را برای طراحی دینامیکی دیوارهای خاک مسلح ارائه کردند [۸].

این مقاله به صورت زیر سازماندهی شده است: در بخش دوم مشخصات مدلسازی عددی شامل ابعاد مدل، نحوه مدلسازی، مدل رفتاری، مورد آنالیز قرار گرفته و مشخصات مصالح آورده شده است. بخش سوم دربرگیرنده بحث و نتایج بوده و در آخر جمع بندی ارایه می گردد

طرح مساله و مشخصات مدل

طبق آیین نامه FHWA معمولاً برای ساخت دیوارهای حائل خاک مسلح از خاکهای دانه ای استفاده می شود. بنابراین در این مطالعه، ارتفاع دیوار ۸ متر در نظر گرفته شده و از یک نمونه خاک دانه ای برای مدلسازی خاک مسلح و خاکریز پشت آن استفاده شده برای مدلسازی المانهای خاک در پشت دیوار از مدل موهر-کولمب استفاده شده است. و المانهای اندرکنش (Interface) خاک و دیوار حائل با المانهای پیوسته مدلسازی، ولی با مشخصات معادل جایگزین گردیده است. این مصالح که با ضخامت ۵ سانتی متر در پشت دیوار قرار دارد دارای مشخصاتی شبیه به خاک ولی با پارامترهای پلاستیک کمتر می باشند. در جداول (۱) تا (۴) مشخصات مصالح به کار برده شده در مدل ملاحظه می شوند. شکل اصلی مدل، جزئیات بیشتر از قسمت دیوار و المانهای اندرکنش نیز به ترتیب در شکل (۱) نشان داده شده است.



- 1-Reinforced Soil
- 2-Foundation Soil
- 3-Reinforcement
- 4-Block (20cm×20cm)
- 5-Block-Block Interface (5cm thick)
- 6-Block-Foundation Interface (5cm thick)
- 7-Block-soil Interface (5cm thick)

شکل ۱: شکل اصلی مدل و جزئیات A

جدول (۱): مشخصات مصالح خاکریز و خاک مسلح [۹]

Model	Mohr-Coulomb	
	Backfill soil	Reinforced Soil
(Unit Weight) γ	22(KN/M ³)	22,18 (KN / m ³)

(Soil Friction Angle) ϕ	40°	30°, 35°
(Dilation Angle) ψ	0	0°, 20°
(Elastic Modulus) E	35 (Mpa)	35 (Mpa)
(Poisson's Ratio) ν	0.3	0.3

جدول (۳): مشخصات بلوکهای بتنی [۹]

Blocks	
Model	Linear Elastic
(Unit Weight) γ	22 (KN / m ³)
(Elastic Modulus) E	25 (Gpa)
(Poisson's Ratio) ν	0.2
Block Size	20 cm × 20 cm

جدول (۴): مشخصات المانهای اندرکنشی [۹]

Interface		
type	Block-Soil & Soil-Foundation	Block-Block
Model	Elastic Perfectly Plastic Mohr-Coulomb	Elastic
(Unit Weight) γ	20 (KN / m ³)	22 (KN / m ³)
(Elastic Modulus) E	35 (Mpa)	25 (Mpa)
(Poisson's Ratio) ν	0.3	0.2
C (cohesion)	0 (Kpa)	-
(Soil Friction Angle) ϕ	20°	-
(Dilation Angle) ψ	0°	-

برای مدل‌سازی المان‌های تسلیح در FLAC از المان‌های کابلی با مدل الاستیک - پلاستیک کامل استفاده گردید. لایه‌های مسلح کننده با فواصل ثابت ۱ متر در خاک قرار داده شدند. این نوع چینش، متداولترین نوع چینش است. به علاوه طول مسلح کننده‌ها در مدل اصلی برابر با ۰.۷ ارتفاع دیوار در نظر گرفته شد. این طول، براساس آییننامه FHWA حدود معادل طولی است که در تحقیقات به عنوان مرز کارآیی مؤثر مسلح کننده معرفی شده است و باعث جلوگیری از افزایش زیاد نیرو در مسلح کننده می شود. همچنین برای مقایسه تأثیر طول مسلح کننده‌ها در پاسخ دیوار، مدلی با طول مسلح کننده‌هایی برابر با ۰.۵ ارتفاع دیوار مورد بررسی قرار گرفت.

مصالح تزریق اطراف المان کابل نیز به گونه ای انتخاب می شود که بتواند درگیری کامل خاک و مسلح کننده‌ها را مدل نماید و باعث جلوگیری از هرگونه بیرون کشیدگی، پارگی و گسیختگی شود. در این تحقیق از سختی ۱۰۰۰ KN/m که برای ژئوتکستایل‌های ارتجاعی اعداد رایجی هستند استفاده شده است. در جدول (۵) مشخصات مسلح کننده‌ها ملاحظه می شود.

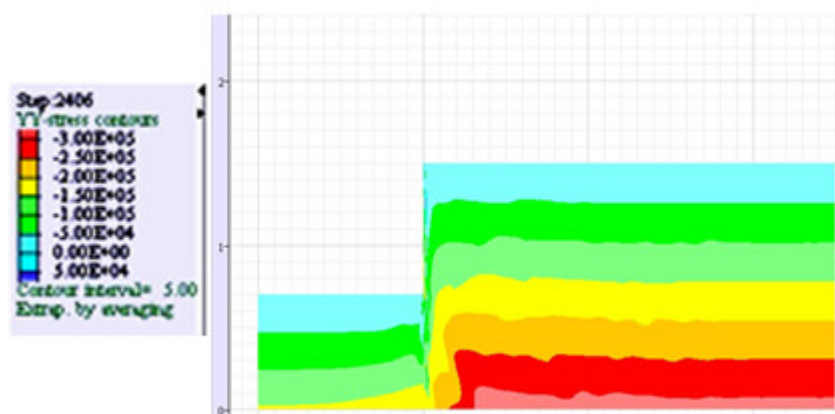
جدول (۵): مشخصات مسلح کننده‌ها [۹]

Reinforcement	
Model	Elastic Perfectly Plastic (1D)
(Unit Weight) γ	$18 (KN / m^3)$
K (Stiffness=EA)	1000 (KN/m): Extensible Polymeric Geotextile
Ty (Yield Stress)	200 (KN/m)
Sectional Area	$0.002 m^2$
Interface	Grout Interface Angle = 35° $=2 \times 10^3 (MN/m/m) K_b$ $=1 \times 10^3 (KN/m) S_b$
Compressive Strength	Negligible
Length	$0.7H, 0.5H$

بحث و نتایج

برای بررسی تاثیر طول مسلح کننده تغییر مکان دیوار یکبار خاک متراکم با $\phi=35^\circ$ و $\gamma=22KN/m^3$ استفاده شده و یکبار هم خاک سست با

$\phi=30^\circ$ و $\gamma=18KN/m^3$ در نظر گرفته شده است.



شکل (۲): شکل مربوط به تنش قائم s_{yy}

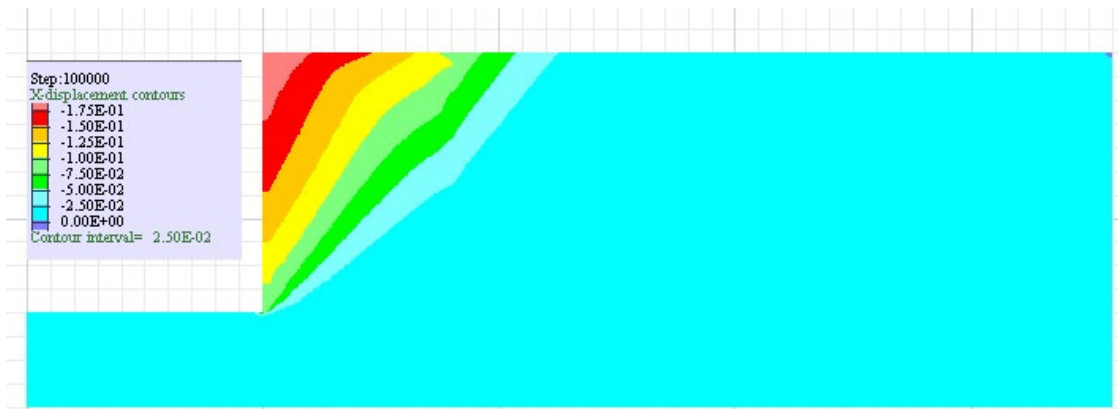
شکل (۲) نشان می دهد که میزان تنش قائم از بالا به پایین افزایش می یابد با نزدیک شدن به مرز المان هایی با خواص متفاوت به دلیل وزن مخصوص

متفاوت در کنتور تنش اغتشاش مشاهده می شود.



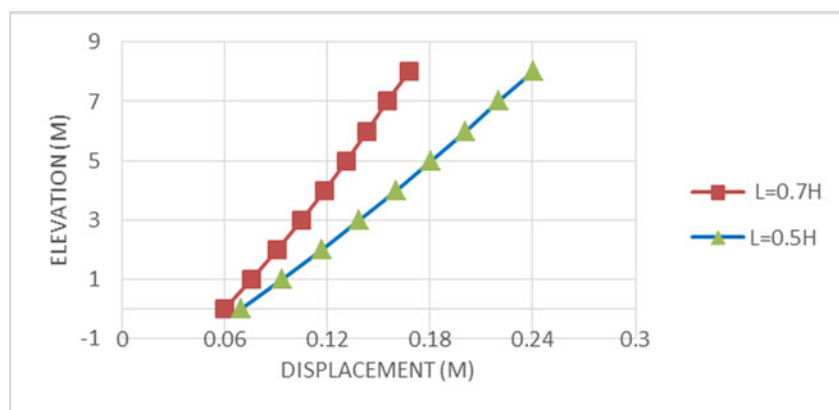
شکل (۳): شکل مربوط به نمودار پلاستیسیته خاک

در شکل (۳) نشانگر نمودار پلاستیسیته خاک می باشد نقاط پلاستیک کاملاً واضح بوده و کرنش ها در این ناحیه وارد فاز پلاستیک می شود. و به عبارتی دیگر در شکل نحوه ی تشکیل گوه گسیختگی نشان داده شده است.

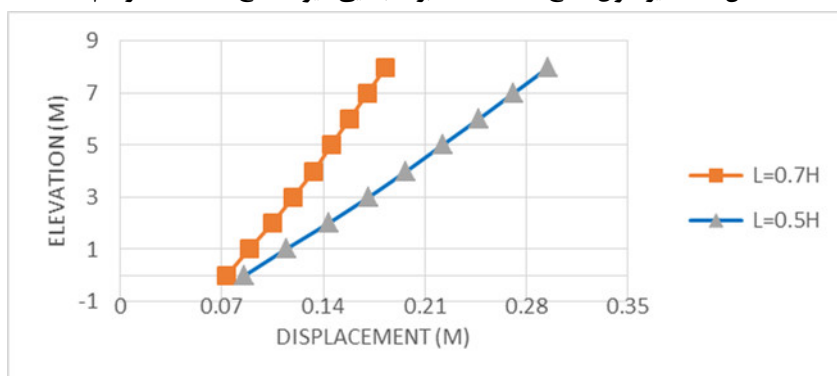


شکل (۴): شکل مربوط به جابجایی خاک مسلح

شکل (۴) نشان میدهد که ماکزیمم جابجایی مربوط به قسمت تاج دیوار بوده و رفته رفته این میزان جابجایی کاهش می یابد. با دور شدن از ناحیه active خاک این میزان به صفر رسیده است.

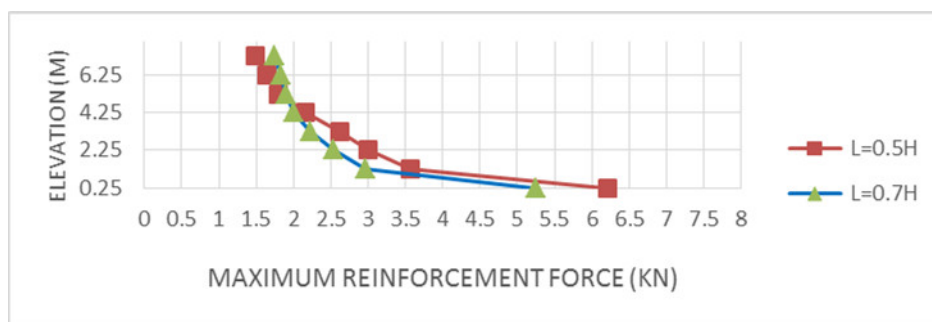


شکل (۵): تأثیر طول مسلح کننده خاک بر جابجایی دیوار مسلح در خاک متراکم

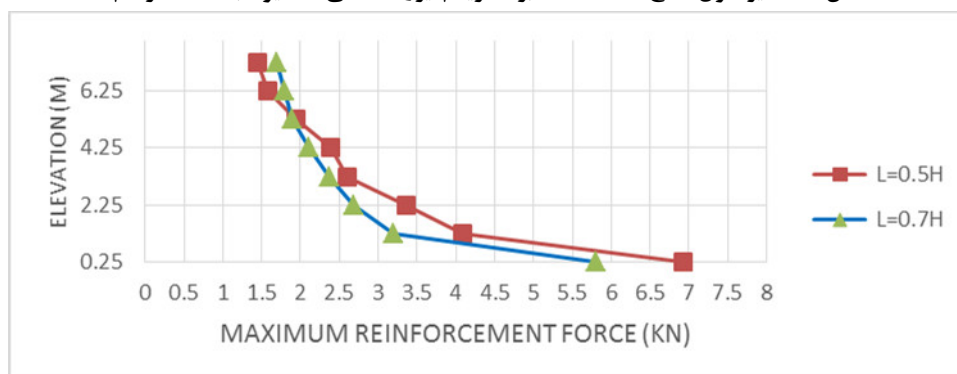


شکل (۶): تأثیر طول مسلح کننده خاک بر جابجایی دیوار مسلح در خاک سست

نتایج این آنالیز ها نشان می دهد که با کاهش طول مسلح کننده ها میزان جابجایی دیوار افزایش می یابد که این افزایش جابجایی در خاک سست محسوس تر می باشد.



شکل (۷): تأثیر طول مسلح کننده خاک بر ماکزیمم نیروی کششی در دیوار با خاک متراکم



شکل (۸): تأثیر طول مسلح کننده خاک بر ماکزیمم نیروی کششی در دیوار با خاک سست

نتایج حاصل از آنالیز تأثیر طول مسلح کننده بر ماکزیمم نیروی کششی در شکل های (۷) و (۸) نشان می دهد که کاهش طول مسلح کننده ها سبب افزایش ماکزیمم نیروی مسلح کننده ها به ویژه در تراز های پایینی می گردد.

جمع بندی

در این تحقیق رفتار سیستم خاک مسلح با مسلح کننده های ژئوسینتتیکی در خاک ها دانه ای با پارامتر های متداول مورد مطالعه قرار گرفت و بدین منظور مدلی با ارتفاع دیوارها ۸ متری به صورت قائم در نظر گرفته شد برای مطالعه تأثیر متقابل خاک با مسلح کننده، رفتار سیستم یکبار با مشخصات خاک دانه ای سست و یکبار هم با مشخصات خاک دانه ای متراکم مورد بررسی قرار گرفت و برای هر مدل یکبار طول ژئوسینتتیک ها را ۰.۷ برابر ارتفاع و بار دیگر ۰.۵ برابر ارتفاع در نظر گرفته شد و نتایج حاصل از این تحلیل ها نشان می دهد که هر چه خاک متراکم تر و طول مسلح کننده ها بیشتر باشد میزان جابجایی دیوار و ماکزیمم نیروی کششی در مسلح کننده ها به ویژه در ترازهای پایینی کاهش می یابد. با بررسی مجزای طول مسلح کننده برای هر دو نوع خاک نتایج کلی زیر حاصل میشود.

- ۱- جابجایی دیوار در قسمت تاج بیشتر از قسمت پاشنه دیوار بوده اما ماکزیمم نیروی کششی در مسلح کننده های پایینی بیشتر است که علت این امر افزایش فشار محرک در قسمت پایین نسبت به قسمت های بالا می باشد.
- ۲- طول مسلح کننده ها نیز بر جابجایی دیوار موثر است. کاهش طول مسلح کننده های خاک مسلح سبب افزایش جابجایی دیوار می شود که این افزایش جابجایی در خاک های سست بیشتر ملاحظه می شود.
- ۳- ماکزیمم نیروی کششی در مسلح کننده های خاک مسلح در خاک های متراکم نسبت به خاک سست کمتر می باشد.
- ۴- افزایش طول مسلح کننده ها منجر به کاهش نیرو در ترازهای پایین مسلح کننده ها می شود.

منابع:

- 1-Al-Yassin, Z., and L. R. Herrmann. "Finite element analysis of reinforced earth walls." Proc. of the International Symposium on Soil Reinforcement. 1979.
- 2- Bathurst, R. J., and K. Hatami. "Earthquake response analysis of reinforced soil walls using FLAC." *Flac and Numerical Modeling in Geomechanics* (1999): 273-297.
- 3- Hatami, Kianoosh, and Richard J. Bathurst. "Investigation of seismic response of reinforced soil retaining walls." (2001).
- 4-Bilgin, Ö., & Mansour, E. "Effect of reinforcement type on the design reinforcement length of mechanically stabilized earth walls". *Engineering Structures* (2014): 59, 663-673
- 5-Zheng, Y., & Fox, P. J. "Numerical Investigation of Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments under Static Loading". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (2016): 04016004.
- 6-Richardson, Gregory N., et al. "Seismic testing of reinforced earth walls." *Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103.1 (1977): 1-17.
- 7- Yogendrakumar, Muthucumarasamy, Richard J. Bathurst, and WD Liam Finn. "Dynamic response analysis of reinforced-soil retaining wall." *Journal of geotechnical engineering* 118.8 (1992): 1158-1167.
- 8-Cai, Zhenqi, and Richard J. Bathurst. "Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method." *Computers and Geotechnics* 17.4 (1995): 523-546.

۹-سیما فرجی مرجانلو، بررسی تأثیر مشخصات خاک بر طراحی دیوار قائم مسلح با ژئوسینتتیک ها، پایان نامه ارشد ۱۳۹۵.

بررسی تاثیر گسل امتداد لغز بر تونل های کم عمق

بابک سهرابیان^۱، سیما فرجی مرجانلو^۲

۱. استادیار گروه مهندسی معدن، دانشگاه صنعتی ارومیه

۲. کارشناس ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه غیر انتفاعی سراج*

*sfm1393@gmail.com

چکیده

یکی از اصلی ترین مشکلاتی که در ساخت فضاهای زیرزمینی از جمله تونل با آن مواجه هستیم برخورد به محیطی سست و ضعیف از جمله محیط های گسل خورده می باشد. در این تحقیق به مطالعه عددی بر خورد تونل با گسل های امتداد لغز که جابجایی کلی (لغزش کلی) آن به موازات امتداد گسل می باشد پرداخته شده است. از جمله پارامتر های تاثیر گذار بر نیروی وارده بر جداره تونل لغزش تونل، جنس خاک و زوایای برخورد گسلش با تونل می باشد. جنس خاک مورد بررسی ماسه متراکم و ماسه سست میباشد و زوایای برخورد گسلش ۴۵ و ۹۰ درجه در نظر گرفته شده است. در این پژوهش با استفاده از نرم افزار FLAC3D مکانیزم گسلش امتداد لغزشیه سازی شده و آثار آن بر روی تونل مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان میدهد که در زوایای کمتر بین تونل و گسل تنش محوری پارامتر تاثیر گذار بوده و در زاویه بیشتر (۹۰ درجه) تنش برشی اهمیت پیدا میکند و از نظر جنس مصالح نیز میزان جابجایی قائم مقطع تونل در خاک متراکم به مراتب بیشتر از خاک سست می باشد.

کلید واژه : تونل، گسلش امتداد لغز، Flac3D

مقدمه:

تونل ها به دلیل طول بالای آنها در برابر گسلش بسیار آسیب پذیر تر از سایر سازه ها هستند با توجه به اینکه خلل عملکرد تونل ها می تواند خسارت جبران ناپذیری ایجاد کند لازم است تا در فاز طراحی دید مناسبی نسبت به میزان خرابی ناشی از گسلش داشت در سازه های طویل احتمال عبور از نزدیکی گسل های فعال اجتناب ناپذیر است لذا بررسی آثار گسل ها روی این سازه ها بسیار پر اهمیت می باشد. تحقیقات بسیاری در زمینه مدلسازی تونل در مناطق گسل خورده انجام شده است

گانگ و همکاران (۲۰۰۶) با استفاده از مدلسازی عددی به روش تفاضل محدود، تاثیر درزه داری بر خورد شدن سنگ در سینه کار پیشروی دستگاه TBM را بررسی کرده و تاثیر خورد شدن سنگ را بر پایداری سینه کار مشاهده کردند [1].

اساکورا و همکاران در سال ۲۰۰۷ با ساخت مدل فیزیکی محل تقاطع تونل و گسل فعال به بررسی نحوه تخریب لاینینگ بعد از حرکت گسل پرداختند [2].

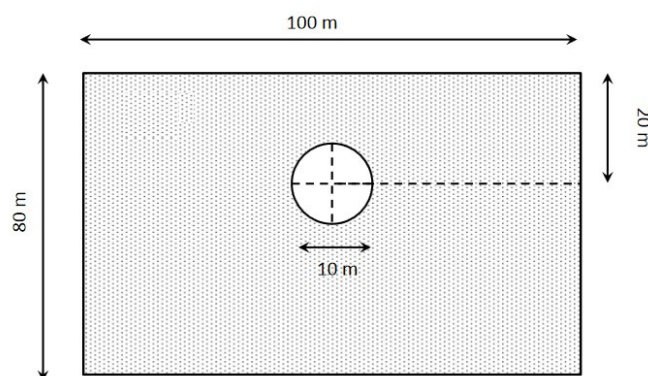
کالفیلد و همکاران در سال ۲۰۰۵ و رومرو و همکاران در سال ۲۰۱۲ از روش اضافه حفاری پشت لاینینگ به عنوان راهکار حفاظت لاینینگ تونل در برابر لغزش گسل یاد می کنند. [3,4]

کیانی و همکاران در سال ۲۰۱۶ به مدلسازی فیزیکی تقاطع تونل و گسل نرمال پرداختند و نحوه خرابی تونلهای کم عمق شهری مترو با مقطع دایروی با سیستم نگهداری سگمندی را مورد مطالعه قرار دادند و نتایج نشان داد که تونل پس از حرکت گسل عمدتاً از محل اتصالات سگمندی ها دچار آسیب خواهد شد و به علت ریزش مواد رویاره به داخل تونل امکان نشست گسترده در سطح طمین و تهدید سازه های سطحی وجود دارد [5].

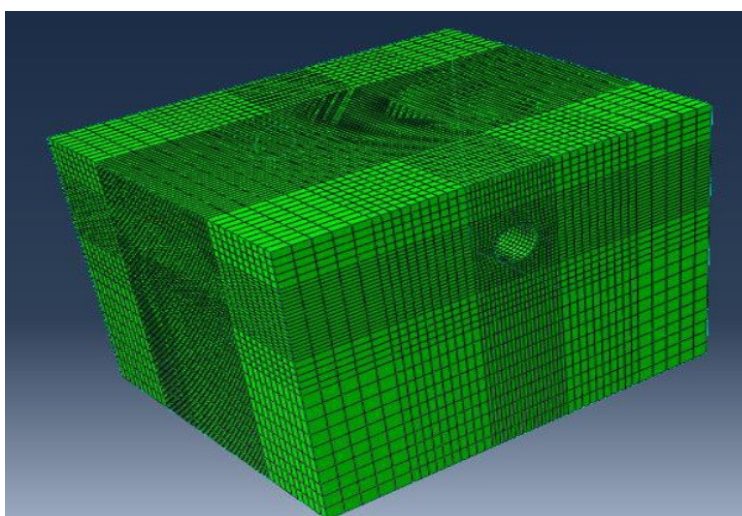
وانگ و همکاران در سال ۲۰۱۲ استفاده از اتصالات انعطاف پذیر در منطقه گسل را مورد مطالعه قرارداد و درزهای انعطاف پذیر در لاینینگ بتنی تونل مدلسازی شده است و در نهایت کارایی استفاده از این نوع اتصالات را مبنی بر کاهش آسیب وارد بر تونل ، در اثر لغزش گسل نشان می دهد. نتیجه دیگر این بود که با وجود یک جابجایی ثابت ، حرکت گسل در حالت امتداد لغز نسبت به گسل نرمال و معکوس خرابی بیشتری در تونل ایجاد خواهد کرد [6].

مشخصات مدلسازی عددی:

در این مطالعه مدلسازی با استفاده از نرم افزار FLAC3D انجام گرفته است که در آن قطر تونل ۱۰ متر و ارتفاع مدل هم ۸ برابر قطر تونل در نظر گرفته شده است بنابراین ابعاد خاک مدلسازی شده ۸۰*۸۰*۱۰۰ متر می باشد و فاصله مرکز تونل تا سطح زمین نیز برابر با ۲۰ متر فرض شده است که به صورت شماتیک در شکل ۱ نشان داده شده است.

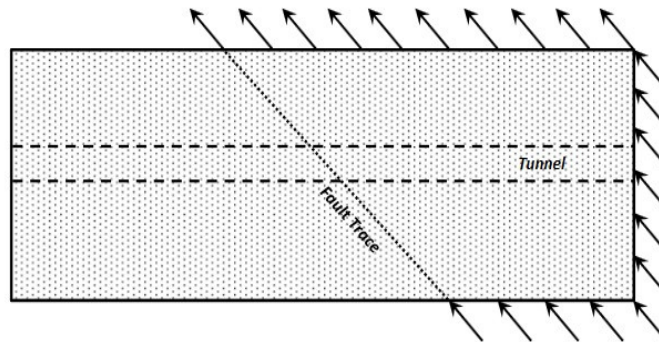


شکل ۱: تصویر قطع عرضی مدل به صورت شماتیک

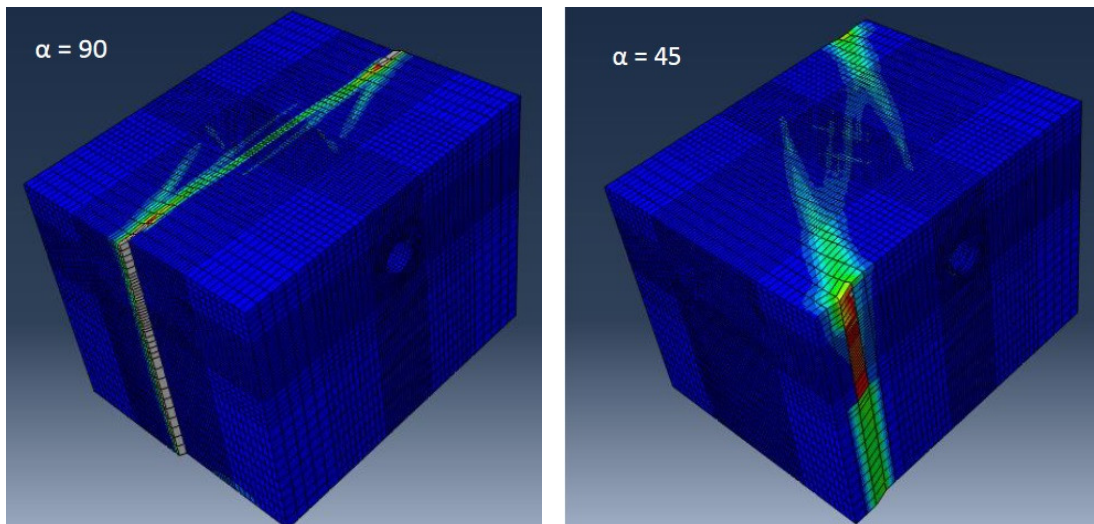


شکل ۲: تصویر مدل عددی ساخته شده در نرم افزار

انتشار گسلش در داخل مدل از طریق شرایط مرزی خاص صورت می پذیرد بدین منظور براساس زاویه گسلش مد نظر، مرزهای ثابت و متحرک در طرفین و کف مدل تعریف شده و اجازه لغزش تحت زاویه مد نظر به مرزهای محک داده شده است شکل (۳) به صورت شماتیک مرزهای معرفی شده برای انتشار گسلش راستالغز را نشان می دهد. در این مطالعه محل برخورد گسلش و تونل در گسلش با زوایای ۴۵ و ۹۰ درجه در مختصات ۴۰ متری (وسط تونل) رخ داده است. در شکل (۴) تصویر مدل تحت گسلش با زوایای ۴۵ و ۹۰ درجه نشان داده شده است. برای مدلسازی مصالح خاکی اطراف تونل از خاک ماسه ای استفاده شده است و پوشش بتن آرمه براساس بارهای تقلی وارد شده طراحی شده است که مشخصات مصالح در جداول (۱ و ۲) آورده شده است.



شکل ۳: تصویر شماتیک حرکت مرزها (تصویر از نمای بالای مدل)



شکل (۴): تصویر مدل تحت گسلش با زوایای ۹۰ و ۴۵ درجه

جدول (۱): مشخصات مکانیکی مصالح خاکی

زاویه اتساع ψ	چسبندگی c (kpa)	زاویه اصطکاک داخلی ϕ	مدول الاستیسیته E(MPa)	وزن مخصوص خاک $\gamma \left(\frac{kg}{m^3} \right)$	نوع خاک
--------------------	--------------------	------------------------------	---------------------------	---	---------

۱۰۰	۱	۳۹۰	۳۴	۱۸۰۰	ماسه
-----	---	-----	----	------	------

جدول (۲): مشخصات هندسی و مصالح مقطع بتن آرمه

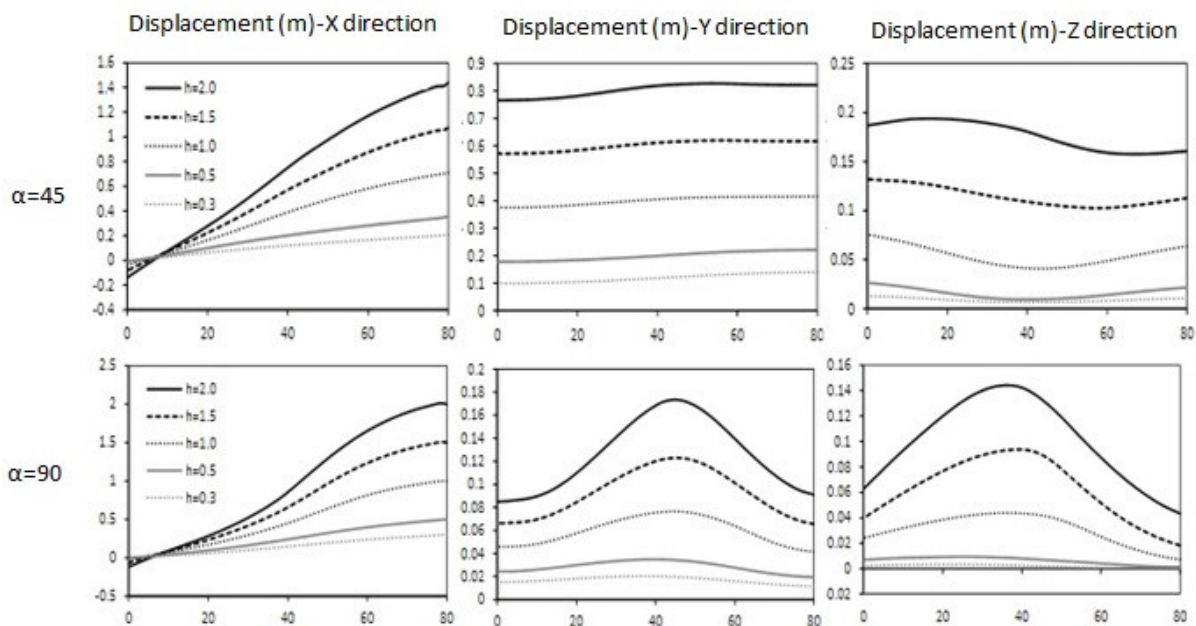
وزن مخصوص γ ($\frac{kg}{m^3}$)	مدول الاستیسیته بتن E(GPa)	مدول الاستیسیته فولاد E(GPa)	تنش تسلیم فولاد F_y (Mpa)	مقاومت فشاری بتن f'_c (MPa)	ضخامت h(cm)	آرماتور گذاری
۲۵۰۰	۲۰	۲۰۰	۲۰۰	۴۰۰	۳۰	۱۶φ@۱۵cm

بحث و نتایج

با دادن اجازه لغزش کلی به تونل در این حالت تونل توانایی حرکت آزادانه در راستای X و Y را پیدا نموده است که این موضوع از طریق اجرای درزهای مناسب در فواصل مختلف میسر می شود. در این بخش ابتدا جابجایی طولی تونل و سپس و کرنش در راستای طولی و مقطعی و تغییر شکل مقطعی تونل مورد بررسی قرار گرفته است. مقادیر جابجایی در راستای طولی تونل (طول ۸۰ متر) در جابجایی های مختلف گسل ۰.۳، ۰.۵، ۱، ۱.۵ و ۲ متر ارائه شده است. حد بیشینه ۲ متر براساس مطالعات ولز و کاپراسمیت منطبق بر زلزله های ۶.۵ ریشتری است. جدول ۳ نشان می دهد که هر قدر زاویه بین تونل و گسل کمتر باشد ابعاد درزهای مورد نیاز اهمیت بیشتری پیدا میکند به نحوی که در زاویه ۹۰ درجه عملاً ابعاد درزها بسیار پایین بوده و صرفاً درزهای لازم برای انبساط و انقباض کفایت می کند. علت این امر وجود مولفه جابجایی در راستای طولی تونل در زوایای گسلش پایین می باشد این درزها عملاً اجازه افزایش تنش محوری داخل مقطع را نمی دهد. این نکته حائز اهمیت است که ابعاد فوق برای تونل در ماسه متراکم حاصل شده است. جدول ۴ نشان می دهد که صرفاً در زاویه ۹۰ درجه مقادیر کرنش برشی به حد بالاتری از کرنش پلاستیک (۰.۰۰۳) رسیده است.

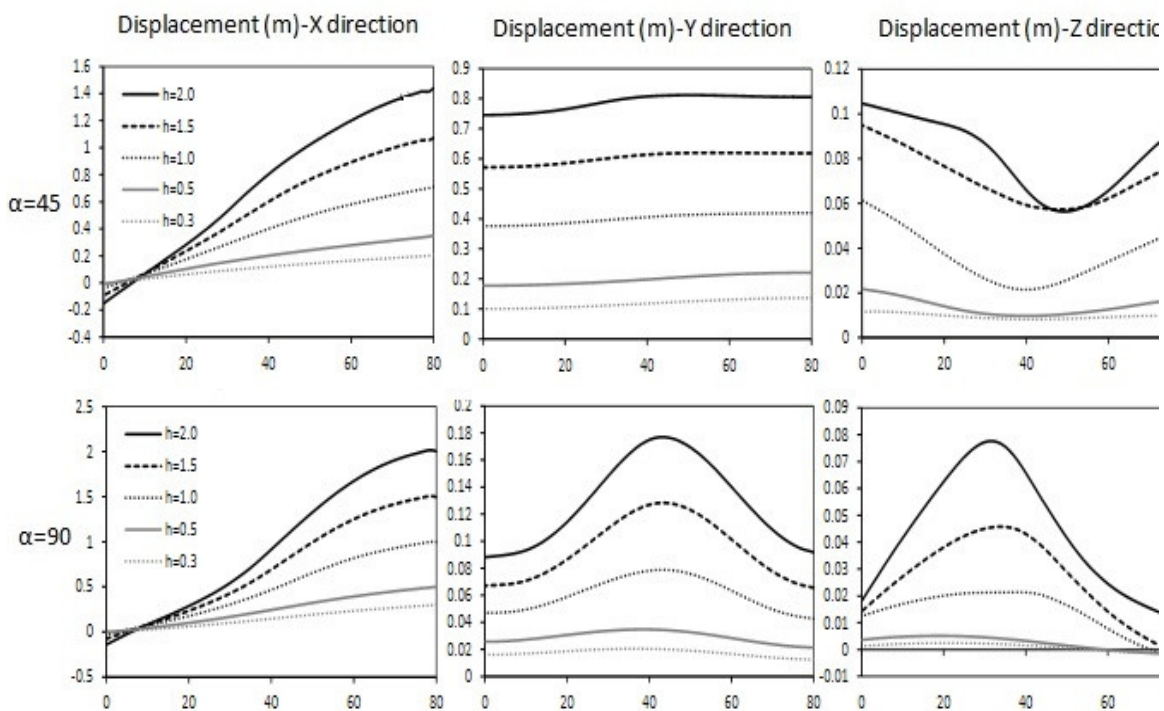
جدول ۳: مقادیر حداقل درزهای بین قطعات تونل

		جابجایی گسل				
		۰.۳	۰.۵	۱	۱.۵	۲
زاویه	۴۵	۰.۱	۰.۱۹	۰.۳۹	۰.۵۸	۰.۷۷
	۹۰	۰.۰۱	۰.۰۲	۰.۰۴۱	۰.۰۶	۰.۱



شکل ۵: جابجایی تونل تحت گسلش با زوایای ۴۵،۹۰ در ماسه متراکم
جدول ۴: کرنش پیشنهادی برای تونل در ماسه متراکم

نوع کرنش زاویه	کرنش محوری درون مقطع	کرنش محوری طولی	کرنش برشی
۴۵	۰.۰۰۰۴	۰.۰۰۱۴	۰.۰۰۱۷
۹۰	۰.۰۰۰۶	۰.۰۰۲۵	۰.۰۰۰۶



شکل ۶: جابجایی تونل تحت گسلش با زوایای ۴۵،۹۰ در ماسه سست

در حالت مصالح متراکم، ناحیه shear band دارای گستردگی به مراتب کمتری نسبت به حالت مصالح سست می باشد. در این حالت انتظار می رود که جابجایی های قائم که مستقیماً ناشی از نیروهای وارده است در حالت متراکم بیشتر از سست باشد. به عبارت دیگر در حالت مصالح سست ، ناحیه shear band در نواحی گسترده تری به تونل برخورد می کند که این گستردگی باعث می شود جابجایی در جهت Z نسبت به حالت متراکم کمتر باشد. مقادیر کرنش ماکزیمم برای تونل قرار گرفته در ماسه سست در جدول ۶ نشان دهنده این است که همانند ماسه متراکم تنها در زاویه ۹۰ درجه کرنش برشی از حد خطی بیشتر است.

جدول ۵: مقایسه مقادیر ماکزیمم جابجایی در راستای قائم Z بین مصالح متراکم و سست

مصالح بستر	زاویه	
	۴۵	۹۰
ماسه سست	۰.۱۱	۰.۰۸
ماسه متراکم	۰.۱۹	۰.۱۶

جدول ۶: کرنش بیشینه برای تونل در ماسه سست

نوع کرنش زاویه	کرنش محوری درون مقطع	کرنش محوری طولی	کرنش برشی
۴۵	۰.۰۰۱	۰.۰۰۲	۰.۰۰۱۷
۹۰	۰.۰۰۰۵	۰.۰۰۱۲	۰.۰۰۰۵

جدول ۷: مقایسه مقادیر ماکزیمم تنش در زوایای مختلف گسلش بین ماسه سست و متراکم

تنش	جنس بستر	زاویه	
		۴۵	۹۰
محوری در مقطع	ماسه سست	۳۵	۲۰
	ماسه متراکم	۱۸	۳۰
محوری در راستای طولی	ماسه سست	۶۰	۳۵
	ماسه متراکم	۴۰	۷۰
برشی	ماسه سست	۲۰	۶۰
	ماسه متراکم	۲۰	۷۰

نتایج و جمع بندی:

در این تحقیق به بررسی پارامترهای تاثیرگذاری نظیر زاویه بین تونل و گسل و جنس خاک بر گسلش سطحی امتداد لغز در تونل های مدفون پرداخته شد. به همین منظور تونل در نرم افزار شبیه سازی گردید و با دادن امکان لغزش کلی به تونل به وسیله پیش بینی و اجرای درزهای مناسب کلیه بررسی ها صورت گرفت و نتایج کلی زیر حاصل گردید:

۱. با بررسی زاویه گسل نسبت به تونل مشاهده گردید که در زاویه پایین تر تنش محوری غالب بوده ولی در زاویه بالاتر (۹۰ درجه) تنش برشی تاثیر گذار می باشد.
۲. با بررسی جنس مصالح بستر مشاهده گردید که میزان جابجایی در راستای Z در مدل‌های دارای مصالح سست به مراتب کمتر از ماسه متراکم است. همچنین تنشهای برشی داخل تونل در مدل‌های دارای ماسه سست مقادیر کمتری را نسبت به ماسه متراکم دارامیباشد. تفاوت قابل ملاحظه در این بخش معطوف به افزایش تنشهای محوری در هر دو جهت طول و مقطعی در حالت ماسه سست نسبت به ماسه متراکم است. این افزایش ناشی از درگیر بودن بیشتر ناحیه shear band در مدل‌های سست بوده که باعث درگیر شدن نواحی بیشتری از تونل میشود.

منابع:

- [1]. Gong, Q. M., Jiao, Y. Y., & Zhao, J. (2006). Numerical modelling of the effects of joint spacing on rock fragmentation by TBM cutters. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(1), 46–55.
- [2] Asakura, T., Shiba, Y., Matsuoka, S., Oya, T., & Yashiro, K. (2000). Damage to mountain tunnels by earthquake and its mechanism. In *Proceedings-Japan Society of Civil Engineers* (pp. 27 -38). DOTOKU GAKK.
- [3] Caulfield, R., Kieffer, D. S., Tsztoo, D. F., & Cain, B. (2005). Seismic Design Measures for the Retrofit of the Claremont Tunnel. In *Jacobs Associates. Rapid Excavation and Tunneling Conference (RETC) Proceedings*. San Francisco: Jacobs Associates (pp. 1 -1
- [4] Romero, V. S., & Caufield, R. J. (2012). Improving the seismic resilience of lifeline tunnels. In *Conference NZSEE 2012*
- [5] Kiani, M., Akhlaghi, T., & Ghalandarzadeh, A. (2016). Experimental modeling of segmental shallow tunnels in alluvial affected by normal faults. *Tunnelling and Underground Space Technology* , 51, 108 -119
- [6] Wang, Z. Z., Zhang, Z., & Gao, B. (2012, January). The seismic behavior of the tunnel across active fault. In *Proc 15th World Conf Earthq Eng, Lisbon, Portugal*.

تمایزها و ویژگی های آجرهای محیط زیستی در ساختمان سازی

حنان قدیری^۱، رسول معمارزاده^۲، مجید دهقانی^۲، سید مصطفی مرتضوی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ولی عصر (عج) رفسنجان

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ولی عصر (عج) رفسنجان

r.memarzadeh@vru.ac.ir

خلاصه

آجر از جمله مصالح ساختمانی پرکاربرد در صنعت ساختمان است که قدمت آن به چندین هزار سال قبل می رسد. این مصالح ارزشمند به دلیل ویژگی های خاصی همچون، مقاوم بودن در عین ارزان بودن کاربرد فراوانی در بحث ساختمان سازی دارد. در عین حال فرآیند تولید آجر صدمات محیط زیستی فراوانی را نیز بر پیکره طبیعت وارد می کند که با توجه به حساسیت ها و بحران های امروز محیط زیست، بایستی مورد توجه جدی قرار گیرند. از طرفی باید در نظر داشت که با ادامه روند حاضر، منابع تولید مصالح ساختمانی از جمله آجر روزی به اتمام خواهند رسید و جایگزین شدن آن ها سال های طولانی طول خواهد کشید. در مقابل ما با مشکلی به عنوان زباله و پسماند روبرو هستیم، که بر خلاف منابع روز به روز در حال افزایش هستند و مسئله کنترل و مدیریت آن ها نیز برای جوامع حائز اهمیت است. نقطه امیدبخش آن است که جهان امروزی به مدد دستیابی به تکنولوژی های پیشرفته، امکان مواجهه با بسیاری از مسائل پیچیده را دارا است. هدف اصلی مقاله حاضر، بررسی راهکارهایی برای مدیریت اثرات محیط زیستی آجر و زباله ها است که هدف نهایی آن بررسی امکان به کارگیری آجر تولیدی بر پایه زباله های بازیافتی در صنعت ساختمان سازی خواهد بود.

کلمات کلیدی: آجر، محیط زیست، مدیریت پسماند، بازیافت، توسعه پایدار

۱. مقدمه

آجر از قدیمی ترین مصالح ساختمانی است، که قدمت آن بنا به عقیده برخی از باستان شناسان به ده هزار سال پیش می رسد. در ایران بقایای کوره های سفال پزی و آجر پزی در شوش و سیلک کاشان که تاریخ آن ها به هزاره چهارم پیش از میلاد می رسد، پیدا شده است. همچنین نشانه هایی از تولید و مصرف آجر در هندوستان به دست آمده که حاکی از سابقه شش هزار ساله آجر در آن کشور است. نام آجر بابلی و خشت هایی که بر روی آن ها منشورها، قوانین و نظایر آن ها را می نوشتند، "وازه" نام داشت [۱].

صنعت آجر یکی از صنایع با قدمت نسبتاً طولانی در کشور است که با توجه به تغییرات روز افزون ساختار تکنولوژی، از روش های سنتی تا تکنولوژی های مدرن را در طیف وسیعی دربر می گیرد. تولید آجر به زبان ساده، با فرآیند اختلاط خاک های معدنی (از جمله خاک رس، سنگ آهن، آهک، شن و ماسه) به همراه آب (تولید گل) و بعد فرم دادن آن به شکل خشت و در نهایت پخت مواد که نتیجه آن تولید آجر خواهد بود، توصیف می شود. رس ها ماده اولیه اصلی بسیاری از مصالح ساختمانی بوده و کیفیت محصول ارتباط مستقیم با کیفیت و خواص آن ها دارد. چسبندگی، جذب آب، انقباض و انبساط بر اثر جذب آب یا خروج آب و تغییر فاز شیمیایی در حین پخت ناشی از ساختمان پیچیده رس ها است [۱].

بخش صنعت با مصرف سوخت های فسیلی در فرایندهای تولیدی، سهم قابل توجهی در آلودگی هوا داشته که در این بین، صنعت آجر با وجود ۷۰۰۰ کارخانه فعال در ایران که عموماً با تکنولوژی های ناکارآمد و با راندمان پایین فرآیند تولید آجر را انجام می دهند، سهم قابل ملاحظه ای را دارا است [۲]. از مهم ترین آثار محیط زیستی کارخانه های آجر پزی، ذرات معلق است. همچنین برداشت منابع برای کوره های آجر پزی باعث فرسایش

خاک منطقه می‌شود. بیشترین اثرات منفی محیط زیستی کارخانه‌های کوره‌های آجرپزی مربوط به ذرات معلق، تخریب خاک، رانش خاک و بهداشت است [۳].

به دلیل خصوصیات ویژه و منحصربه‌فرد از جمله عایق حرارتی و صوتی بودن، داشتن رنگ طبیعی و غیر قابل تغییر در برابر اشعه خورشید، امکان تولید سازه‌های دلخواه با قیمت مناسب، داشتن تنوع در رنگ، استحکام بالا و مقاومت در برابر سایش، جذب آب مناسب جهت چسبندگی با ملات، نصب و اجرای آسان و قابلیت استفاده در نماهای خارجی و دکوراسیون داخلی، آجر را تبدیل به مصالحی ارزشمند کرده که حتی با توجه به میزان بالای اثرات منفی که بر محیط زیست می‌گذارد به هیچ عنوان قابلیت حذف آن وجود ندارد.

با رشد بالای جمعیت جهان در طی سال‌های اخیر، حجم زباله‌های حاصل از فعالیت‌های روزمره، تولید و صنعت، به سرعت در حال افزایش است. بنابراین پیدا کردن روش‌های مؤثر برای مدیریت و استفاده از پسماندها بسیار ضروری است که در این میان بازیافت زباله یکی از روش‌های بسیار مهم و سازگار با محیط زیست است. امکان به کارگیری پسماندها برای تولید آجرهای ساختمانی یکی از روش‌های مفید برای مدیریت پسماندها و تولید مصالح ساختمانی با کارایی مؤثر است. از جمله موارد بازیافتی که می‌توان در تولید آجر بکار برد می‌توان به لاستیک، گرد و غبار، سنگ آهک، چوب، خاک اره، ضایعات فرآوری چای، خاکستر بادی، پلی استایرن، شیشه جلو اتومبیل شیشه‌ای، ورق‌های PVB، برچسب‌های کاغذی، ته سیگار و لجن اشاره کرد [۴]. در ادامه این مقاله به ارائه پارامترهای مهم آجر بازیافتی تولید شده با پسماندهای حاصل از تصفیه فاضلاب، خاکستر بادی و سایر پسماندها همانند شیشه پرداخته شده است.

۲. مقایسه عملکرد آجرهای سنتی و بازیافتی

در حال حاضر در سطح جهان از سه دسته پسماندها برای تولید مصالح آجری استفاده می‌شود. این سه دسته عبارت‌اند از پسماندهای حاصل از تصفیه فاضلاب، خاکستر بادی و پسماندهای شیشه‌ای [۴]. در این بخش از مقاله عملکرد این سه دسته آجر بازیافتی را با آجرهای سنتی مورد مقایسه قرار گرفته است.

۱.۲. مقاومت فشاری و جذب آب

یکی از فاکتورهای مهم در استفاده از آجر، مقاومت فشاری آن در برابر نیروهای اعمال شده به آن است. مطابق دستورالعمل‌های اجرایی تعریف شده در ایران برای آجر، مقاومت فشاری آجر حداقل باید ۸۰ درصد مقادیر مندرج در استاندارد شماره ۷ باشد. در این استاندارد حداقل مقاومت فشاری آجرهای ماسه آهکی کم مقاومت ۷/۵، آجرهای با مقاومت متوسط ۱۰، آجرهای پر مقاومت ۱۵ و آجرهای ممتاز ۲۰ مگا پاسکال ارائه شده است. تحقیقات در استفاده از پسماندهای فاضلاب در تولید آجر نشان می‌دهد مقاومت فشاری برای این دسته آجرها به ۲ مگا پاسکال کاهش یافته است. آزمون مقاومت فشاری نشان داده است، درصد قابل توجهی از مقاومت آجر به میزان پسماند به کار رفته در آن بستگی دارد. میزان پسماند مناسب برای تولید آجر با مقاومت مناسب در دمای پخت ۱۰۰۰ درجه سانتی‌گراد، ۱۵ درصد است. با این حال، مقاومت آجر با ۲۵ درصد پسماند فاضلاب در دمای پخت ۱۰۵۰ درجه سانتی‌گراد، می‌تواند به اندازه آجرهای سفالی معمولی به بالا باشد [۴]. مطالعات در استفاده از خاکستر بادی نیز نشان می‌دهند، افزودن خاکستر بادی باعث تولید آجر با کیفیت و با مقاومت بالا در برابر آجر گل آذین، ذوب و سرما می‌شود [۴]. تحقیقات در استفاده از پسماندهای شیشه‌ای نشان می‌دهد؛ اگر چه افزایش مقدار پلی‌استایرن در آجر رسی باعث افزایش مقدار جذب آب می‌شود، اما هم‌زمان، مقاومت و چگالی خشک آن را کاهش می‌دهد؛ در نتیجه آجر تولید شده برای تحمل بار ناکافی است. مطابق با استاندارد ایران می‌توان مصالح تولید آجر را با ۲ درصد پلی استایرن که مقاومت فشاری و جذب آن پایین‌تر است، ترکیب کرد. در استفاده از پسماندهای تولید کاغذ برای تولید آجر، درصدهای متفاوتی از هرکدام از زباله‌ها آزمایش شده است و تأثیرات آن‌ها در خصوصیات فیزیکی و مکانیکی نیز تعیین گردیده است. نتایج نشان داده است که افزودن خاک اره و این پسماندهای کاغذی سبب افزایش مقاومت آجر محیط زیستی شده است [۴].

۲.۲. وزن

از جمله روش‌ها برای تولید آجر بازیافتی استفاده از زباله‌های کاغذی است. بررسی‌ها نشان داده است استفاده از ۲۰ درصد کاغذ به عنوان جزئی از مواد خشک، وزن نهایی مصالح آجری را تا ۵۰ درصد کاهش داده است. استفاده از زباله کارخانه‌های تولید نوشیدنی سبب تولید آجرهای سبک وزنی می‌شود که می‌تواند رسانایی گرمایی را بدون تأثیر بر مقاومت مکانیکی بهبود دهند [۴].

۲.۲. مقاومت در برابر حریق

PVB، پلیمری که از بازیافت شیشه‌های اتومبیل‌ها به دست می‌آید، از موادی است که می‌توان آن را در تولید آجر به کار برد. استفاده از این ماده نیز نتایج مثبتی را به همراه داشته است. آجر تولیدی با بازیافت این مواد میزان مصرف انرژی را تا حدی کاهش داده است، این مواد به دلیل بالا بردن گرما تا ۲۸۲۶۰ کیلوژول بر کیلوگرم دمای آتش سوزی آجر را بلا برده و می‌تواند به عنوان یک افزودنی ضد حریق بکار گرفته شود. نکته مهم در تولید آجرهای زیست محیطی تولیدی با این مواد، میزان انتشار گازهای گلخانه‌ای است. در حالت عام، احتراق پلیمر PVB انتشار CO₂ و H₂O همچنین پلیمرهای خرد شده PVB را به همراه دارد. با توجه به این نکات، در مجموع استفاده از این مواد افزودنی نیز نتایج مثبت تری به آجر تولیدی می‌دهند [۴].

۳.۲. مقاومت در برابر اتلاف انرژی

نتایج مطالعات در زمینه آجرهای تولید شده از مصالح بازیافتی نشان داده است که عملکرد آن‌ها در زمینه مقاومت در برابر اتلاف انرژی نیز قابل توجه است. به عنوان مثال آجرهای تولید شده از خاکسترهای بادی نشان از راندمان مناسب آن‌ها در برابر اتلاف انرژی است [۴]. نتایج نشان داده است که استفاده از ۱۰٪ خاکستر بادی از نظر صرفه جویی در مصرف انرژی مطلوب است. در عین حال استفاده از ۴۰٪ خاکستر بادی را نیز به دلیل تولید آجر با کیفیت خوب همراه با صرفه جویی در مصرف انرژی حین ساخت، نیز توصیه کرده‌اند [۴]. آجرهای تولید شده از مصالح بازیافتی شیشه‌ای نیز نتایج مثبتی در بحث صرفه جویی در مصرف انرژی را نشان داده است [۴].

۳. نتیجه‌گیری

بر اساس بررسی‌های انجام شده در این مطالعه، می‌توان به این نتیجه رسید که آجرهای محیط زیستی که بر پایه زباله‌های بازیافتی تهیه و تولید می‌شوند تا حد زیادی خصوصیات آجرهای سنتی را دارند. در برخی موارد همچون هزینه تولید و وزن کم در مقایسه با آجرهای معمولی عملکرد بهتری نیز ارائه می‌دهند. امید است که با انجام تحقیقات بیشتر به تولید آجری رسید که هم درصد زیادی از مواد تشکیل دهنده آن از زباله‌های بازیافتی باشد و هم جایگزین مناسبی برای آجر معمولی باشد. با توجه به مطالب ارائه شده یکی از نکات مهم که در تحقیقات آتی می‌توان به کار بست، تولید آجر بر پایه ترکیبات مختلف از مواد بازیافتی است که انتظارات مختلف از این مصالح ساختمانی پر کاربرد از جمله، مقاومت سازه‌ای، پایداری، مقاومت در برابر فرسایش و مقاومت حرارتی را برآورده نماید. در مجموع می‌توان اظهار داشت که مسئله ساختمان‌سازی علاوه بر اینکه لازمه زندگی بشریت است، مشکلات و خطرات فوق العاده زیادی را نیز به طبیعت و محیط زیست تحمیل می‌کند. با تکیه بر تکنولوژی‌های روز می‌توان علاوه بر کاهش اثرات مخرب محیط زیستی فرآیندهای تولید اجرای کالاهای سنتی از جمله آجر را نیز بهبود بخشید.

مراجع

۱. ایتوجی، ۱۴۰۰، <https://etojihi.com/production-of-building-bricks-plan/>
۲. حیدری، امیررضا و آفچه لو، محمد و عوامی، اکرم، ۱۳۹۵، ارزیابی زیست محیطی صنایع تولید آجر در ایران و بررسی عملکرد تکنولوژی های کنترل آلاینده‌گی جهت تصفیه ی گازهای حاصل از احتراق کوره‌های آجرپزی، دومین کنفرانس بین المللی ایده های نوین در کشاورزی، محیط زیست و گردشگری، اردبیل.

۳. مظفری، فایزه، ۱۳۹۶، تاثیر صنایع آلاینده بر محیط زیست شهری مورد مطالعه کوره‌های آجرپزی شهرملایر، پنجمین کنگره بین المللی عمران، معماری و توسعه شهری، تهران.

4. Kadir, A. A., & Mohajerani, A. (2011, July). Bricks: an excellent building material for recycling wastes-a review.”. In Proceedings of the IASTED International Conference Environmental Management and Engineering (EME 2011), Calgary, AB, Canada (pp. 4-6).

بررسی رفتار دیوار برشی فولادی در قاب چند دهانه با اتصالات متفاوت ورق میانی به ستون

امیر حسین رئیس زاده^۱

۱- استادیار، دانشگاه ولیعصر (عج) رفسنجان

a.raisszadeh@vru.ac.ir

خلاصه

دیوار برشی فولادی متشکل از یک ورق فولادی می باشد که به تیر و ستون مجاور خود متصل گردیده است. این ورق بدون سخت کننده تحت برش بسیار کم کمانش کرده و مکانیزم اصلی در تحمل بار تشکیل میدان کشش در ورق می باشد. در آیین نامه های طراحی تیرها و ستون ها وظیفه ایجاد مهار برای تشکیل میدان کشش را دارند. علاوه بر این ستون ها باید تا تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها الاستیک باقی بمانند. این روش طراحی منجر به ستون هایی بسیار بزرگ می گردد. از روش های متعددی از جمله استفاده از ورق با فولاد با مقاومت کم، سراخ کردن ورق و حذف اتصال ورق میانی به ستون جهت کاهش نیروهای وارده به ستون استفاده شده است. در این مقاله به بررسی رفتار دیوار برشی فولادی با مقدار متفاوت اتصال ورق میانی به ستون در قاب خمشی سه دهانه پرداخته شده است.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، قاب چند دهانه، نیروی محوری ستون

۱. مقدمه

دیوار های برشی فولادی در زمره سیستم های باربر جانبی کارآمد می باشند که می توانند جایگزین سیستم های باربر جانبی مرسوم گردند. بسته میزان لاغری ورق میانی در این سیستم، خرابی آنها می تواند در اثر تسلیم ورق میانی یا کمانش آن انجام گیرد. بسته به روش طراحی و اجرا ورق میانی می تواند دارای سخت کننده یا فاقد آن باشد. تا قبل از سال ۱۹۸۰ طراحی دیوار برشی بر اساس جلوگیری از کمانش ورق میانی بود و در نتیجه از سخت کننده های متعدد در طراحی و اجرا استفاده می گردید [۱]. این دیوار های برشی فولادی به لحاظ استهلاک انرژی در اثر تسلیم برشی رفتار بسیار خوبی از خود نشان دادند و لی به دلیل هزینه زیاد ساخت قابل رقابت با دیوار های برشی بتنی نبودند. به جهت اقتصادی کردن این سیستم مطالعات بیشتر بر روی دیوار های برشی لاغر متمرکز گردید. در این دیوارها نیروهای جانبی عمدتاً در اثر تشکیل میدان کشش پس از کمانش ورق تحمل می گردند [۲-۶].

مزیت اصلی این دیوار های برشی لاغر شامل اقتصادی بودن به علت وزن کمتر، سرعت ساخت بالاتر و قابلیت مقاوم سازی می باشد [۷]. همچنین با طراحی و اجرای جزئیات مناسب در زمره سیستم های شکل پذیر قرار می گیرد [۸]. با توجه به کمانش زودهنگام ورق میانی در دیوار های برشی فولادی لاغر یکی از دغدغه های محققان کوچک شدن مساحت زیر نمودار هیستریزس می باشد که منجر به کاهش جذب انرژی در چرخه های بارگذاری می گردد. به منظور رفع این نقص، دیوار های برشی فولادی به همراه قاب های صلب خمشی استفاده می گردند [۶].

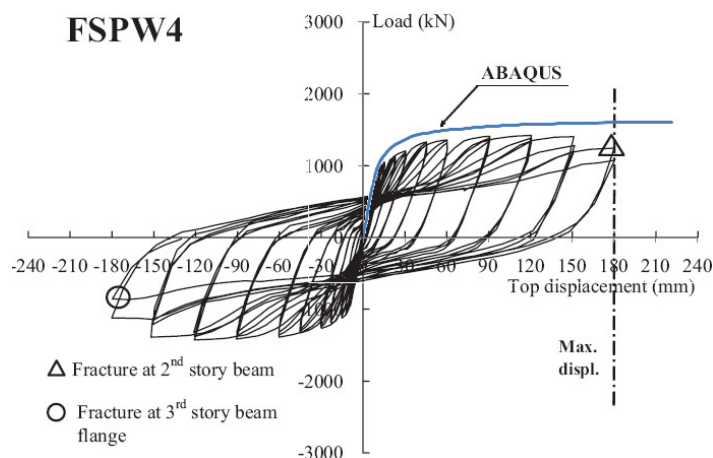
بسیاری از تحقیقات آزمایشگاهی مطالعات عددی نشان داده اند که نیروهای داخل ستون برای ساختمان های متداول زیاد می باشند. لنگر خمشی ستون در اثر نیروهای کشش داخل صفحه ورق و همچنین عملکرد خمشی المان های مرزی شکل می گیرد. نیروی محوری ستون در اثر لنگر واژگونی و مولفه قائم نیروهای کششی صفحه ایجاد می گردد. این نیرو های بزرگ منجر به طراحی ستون های بزرگ می گردند. به جهت کاهش نیروهای موجود در ستون محققان روش های متفاوتی را پیشنهاد و بررسی نموده اند. از آن جمله می توان به استفاده از ورق با تنش تسلیم پایین به عنوان ورق میانی، استفاده از اتصالات تیر به ستون با مقطع کاهش یافته و قراردادن سوراخ های هدفمند داخل ورق میانی استفاده نموده اند [۹-۱۰]. تعدادی از محققین از دیوارها برشی نیمه مقید استفاده نمودند، به اینصورت که ورق میانی به ستون های ثانویه که جهت تامین مهار داخل صفحه این ورق تعبیه شده اند متصل گردید [۱۱-۱۲]. محققین دیگر اتصال ورق میانی با ستون را جهت حذف نیروهای داخل صفحه قطع نمودند [۱۳-۱۴]. علاوه بر موارد فوق

تعدادی از محققین رفتار دیوارهای برشی در قاب‌های چند دهانه را مورد بررسی قرار دادند [۱۵]. نتیجه تحقیق این محققین نشانگر افزایش قابل توجه ظرفیت باربری و جذب انرژی این سیستم بوده است. در این مقاله رفتار دیوار برشی در قاب خمشی چند دهانه با میزان متفاوت اتصال ورق میانی به ستون مورد بررسی قرار گرفته است.

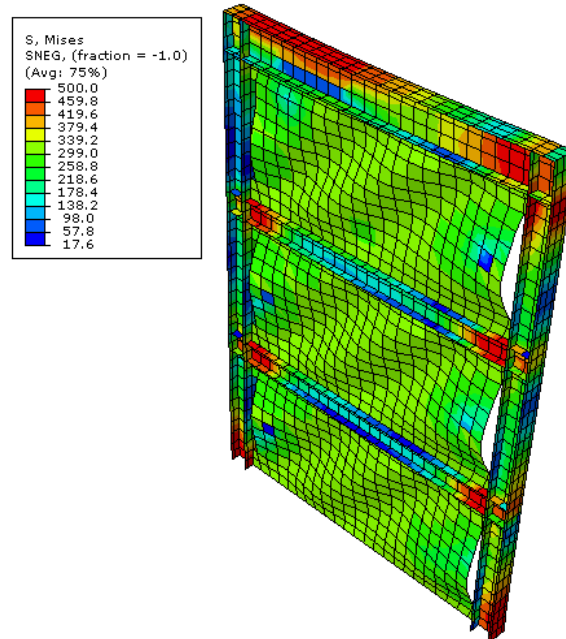
۲. مدل سازی اجزا محدود

به منظور مدلسازی دیوارهای برشی فولادی از نرم افزار آباکوس استفاده گردیده است. به جهت صحت سنجی نتایج تحلیل عددی، مدل عددی کار آزمایشگاهی چوبی و پارک [۱۳] مدل گردیده و نتایج مقایسه شده است.

همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است تطبیق مناسبی بین نتایج مدل آزمایشگاهی و مدل عددی مشاهده می شود. در شکل ۲ کانتور تنش مدل مربوطه در بار نهایی نشان داده شده است. همانطور که مشخص است خرابی به علت تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر ایجاد شده است، که با نتایج آزمایشگاهی منطبق است.



شکل ۱-مقایسه نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی.



شکل ۲-کانتور تنش مدل عددی.

۳. مطالعات پارامتری

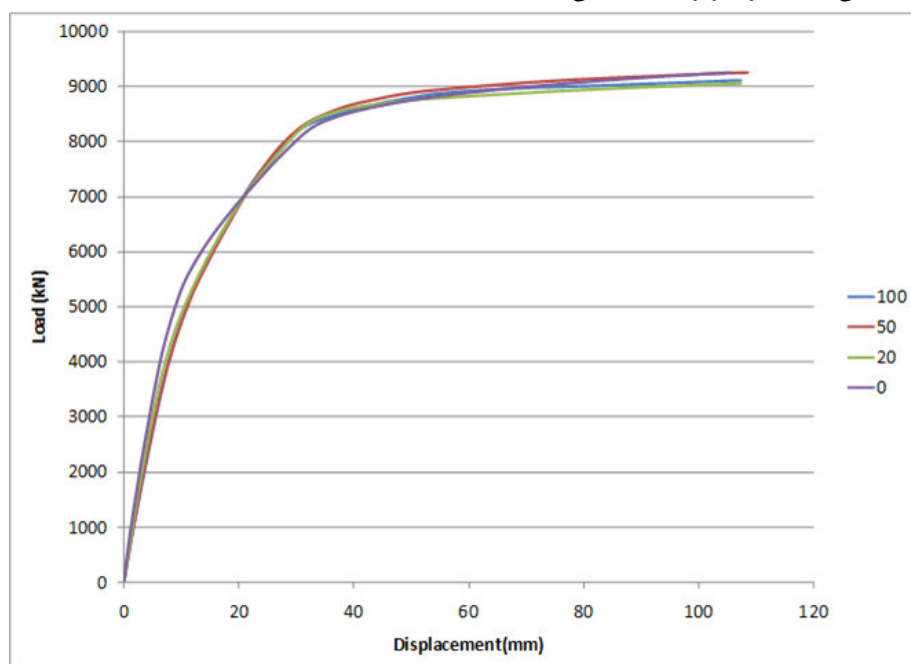
بعد از صحت سنجی مدل‌سازی عددی، ۴ مدل عددی یک طبقه با مقیاس واقعی مطابق آیین نامه AISC-341 [۱۶] طراحی گردید. به منظور بررسی اثر میزان اتصال ورق میانی به ستون مدل‌ها به گونه ای طراحی شدند که ظرفیت نهایی یکسانی داشته باشند. بنابراین ضخامت ورق میانی برای مدلی که اتصال آن به ستون‌ها کامل است 5mm در نظر گرفته شد و ضخامت ورق میانی برای سایر مدل‌ها تعیین گردید. مشخصات قاب پیرامونی برای همه مدل‌ها یکسان در نظر گرفته شده است. مدل‌ها بر اساس طراحی ظرفیتی به گونه ای طراحی شده اند که ورق میانی به صورت کامل تسلیم گردد. همچنین تیر و ستون به گونه ای طراحی شده اند که امکان تسلیم کامل را به ورق میانی بدهند و الاستیک باقی بمانند. اتصال تیرها به ستون‌ها به منظور اطمینان از تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای تیرها به صورت مقطع کاهش یافته در نظر گرفته شده است. از فولاد های ASTM-A36 و ASTM-A572 به ترتیب برای ورق میانی و المان های کناری استفاده گردیده است. مدول الاستیسیته برای مصالح مورد اشاره 200GPa و مقدار ضریب پواسون 0.3 منظور شده است. مشخصات مدل‌ها در جدول ۱ به صورت خلاصه آورده شده است.

جدول ۱: مشخصات مدل‌های عددی

نام مدل	میزان اتصال ورق میانی به ستون	مقطع ستون	مقطع تیر	ضخامت ورق میانی
7-100	100%	W18x175	W18x175	5
7-50	50%	W18x175	W18x175	6.5
7-20	20%	W18x175	W18x175	8
7-0	0%	W18x175	W18x175	10

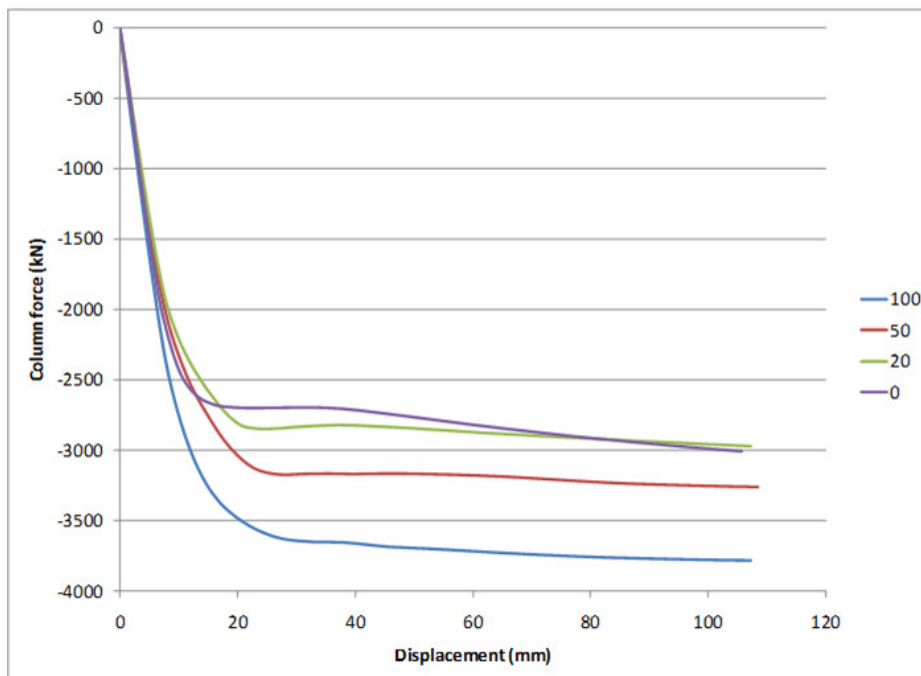
۴. تحلیل نتایج

در این قسمت به بررسی خصوصیات سازه ای مدل‌ها پرداخته می‌شود. نمودارهای پوش اور قاب‌ها در شکل ۳ نمایش داده شده است. همانطور که مشخص است ظرفیت نهایی مدل‌ها تقریباً برابر 9000kN می‌باشد.



شکل ۳- نمودار پوش اور مدل‌ها.

علت اصلی استفاده از دیوار برشی در قاب چند دهانه و کاهش میزان اتصال ورق میانی به ستون‌ها کاهش نیروی محوری در ستون‌ها می‌باشد. در این قسمت میزان نیروی محوری در ستون‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. شکل ۴ تغییرات نیروی محوری در مقابل جابجایی مدل‌ها را به تصویر کشیده است. همانطور که مشاهده می‌شود با کاهش اتصال ورق میانی به ستون میزان نیروی محوری ستون‌ها کاهش می‌یابد. مقدار نیروی محوری ستون‌های کنار دیوار در جدول ۲ ارائه شده است.



شکل ۴- نمودار نیروی محوری ستون‌ها.

جدول ۲: نیروی محوری ستون‌های کنار دیوار

نام	نیروی محوری (kN)	کاهش نسبت به مدل با اتصال کامل (%)
7-100	3784	-
7-50	3262	13.8
7-20	2970	21.5
7-0	3007	20.5

همانطور که نتایج جدول ۲ نشان می‌دهند، مدل‌های با ۲۰ درصد اتصال ورق میانی به ستون و بدون اتصال ورق میانی به ستون بیشترین کاهش را در بار محوری ستون دارند. با توجه به نزدیکی مقدار در ۲ مدل فوق‌الرجحیت با مدل دارای ۲۰ درصد اتصال می‌باشد، زیرا ضخامت ورق میانی در این مدل کوچکتر است.

۵. نتیجه گیری

در این مقاله مقایسه‌ای بین دیوارهای برشی در قاب‌های ۳ دهانه با میزان اتصال متفاوت ورق میانی به ستون انجام گرفته است. نتایج مبین آن است که کاهش اتصال ورق میانی به ستون منجر به کاهش ظرفیت سیستم می‌گردد، با اینحال با افزایش ضخامت ورق میانی می‌توان این کاهش را جبران نمود. همچنین نتایج نشان داد که کاهش اتصال ورق میانی به ستون منجر به کاهش نیروی محوری ستون می‌گردد، که می‌تواند برای طراحان مطلوب باشد. اتصال ۲۰ درصدی ورق میانی به ستون و همچنین عدم اتصال ورق میانی به ستون بهترین نتایج را در کاهش نیروی محوری ستون ارائه داده‌اند.

مراجع

1. Bruneau, M., Berman, J., Lopez Garcia, D., Vian, D., (2005), "Steel plate shear wall buildings: design requirements and research", North American steel construction conference, Montreal, Canada, April
2. Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L, (1998) "Cyclic test of a four storey steel plate shear wall. " ASCE Journal Structural Engineering, 124(2), pp.112–120.
3. Berman, J.W. and Bruneau, M., (2003) "Plastic analysis and design of steel plate shear walls." ASCE Journal Structural Engineering, 129(11), pp.1448–1456.
4. Zhao, Q. and Astanteh-Asl, A., (2004) "Cyclic Behavior of Traditional and Innovative Composite Shear Walls.", ASCE Journal Structural Engineering, 130(2), pp.271–284.
5. Qu, B., Bruneau, M., Lin, C.H., Tsai, K.C. and Lin, Y.C., (2007) "Full scale steel plate shear wall: MCEER/NCREE phase II tests", Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, pp.134-141.
6. Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R., (1993), "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. ", ASCE Journal Structural Engineering, 119(2), pp.573–587.
7. Seilie, I. and Hooper, J., (2005) "Steel plate shear walls: practical design and construction", Modern Steel Construction, pp.86–99.
8. Berman, J.W., (2011) "Seismic behavior of code designed steel plate shear walls." Engineering Structure Journal, 33(1), pp.230–244.
9. Berman, J.W., Lowes, N.L., Okazaki, T., Bruneau, M., Tsai, K.C., Driver, R.G., Sabelli, R. and Moore, W.P., (2008) "Research Needs and Future Directions for Steel Plate Shear Walls", ASCE Structures Congress, Vancouver, B.C.
10. Vian, D. and Bruneau, M., (2005) "Steel Plate Shear Walls for Seismic Design and Retrofit of Building Structures", Technical Report MCEER-05-0010, MCEER, Buffalo, NY.
11. Jahanpour, A., Jonsson, J. and Moharrami, H., (2012) "Seismic behavior of semi-supported steel shear walls", Journal of constructional steel research, 74(6), pp.118-123.
12. Jahanpour, A., Moharrami, H. and Aghakoochak, A., (2011) "Evaluation of ultimate capacity of semi-supported steel shear walls", Journal of constructional steel research, 67(5), pp.1022-1030.
13. Choi, I.R., and Park, G.H., (2009) "Steel Plate Shear Walls with Various Infill Plate Designs", Journal of Structural Engineering, 135(6), pp.159-174.
14. Vatansever, C. and Yardimci, N., (2011), "Experimental investigation of thin steel plate shear walls with different infill-to-boundary frame connections", Steel and Composite Structures, 11(3), pp.251-271.
15. Gholipour, M., Asadi, E. and Alinia, M.M., (2015) "The use of outrigger system in steel plate shear wall structures", Journal of Advances in Structural Engineering, 18 (6), pp.853-872.
16. AISC, (2010), "Seismic provisions for structural steel buildings". ANSI/AISC 341-10. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.

ارزیابی اثر سخت کننده‌ی پیرامون بازشو، شکل و ابعاد بازشو در عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی فولادی

مجید یعقوبی^۱، سامان رشیدی گیفان^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران و معماری، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه تربت حیدریه، تربت

حیدریه، ایران

۲- کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تربت حیدریه، تربت حیدریه، ایران

majidyaghoobi@torbath.ac.ir

خلاصه

پژوهش‌های زیاد پیرامون دیوارهای برشی با بازشو، اهمیت این موضوع را نشان می‌دهد. شکل و سطح بازشو و نوع سخت کننده در عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی تأثیر زیادی دارند. در این مقاله ۱۲ نمونه دیوار برشی با شکل‌های مختلف بازشو در سطح‌های کوچک و بزرگ برای حالت‌های با و بدون سخت کننده زیر اثر تحلیل پوش آور در محیط نرم‌افزار آباکوس مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این میان بازشوی دایروی بهترین نتایج را به خود اختصاص می‌دهد. همچنین، وجود سخت کننده لبه‌ای در کلیه حالات، بهبود پارامترهای لرزه‌ای را به همراه دارد. این بهبود در بازشوی دایروی بارزتر می‌باشد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی با بازشو، سخت کننده، سختی، مقاومت نهایی، شکل پذیری

۱. مقدمه

دیوار برشی فولادی، به دلیل انعطاف پذیری زیاد، مستهلک کننده خوبی برای انرژی محسوب می‌شود. رفتار هیستریزس پایدار در بارگذاری رفت و برگشتی از ویژگی‌های این سیستم می‌باشد. در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی، این سیستم بسیار سبکتر است. در نتیجه، بار کمتری به ستون‌ها و پی وارد می‌آید. از سوی دیگر، وزن کمتر، نیروهای جانبی لرزه‌ای را نیز کاهش می‌دهد. با به کارگیری این سیستم سرعت اجرا بالا رفته و هزینه‌های ساخت کاهش می‌یابد. همچنین، بازرسی‌های میدانی و کنترل کیفیت ساخت در این سیستم راحت تر صورت می‌گیرد.

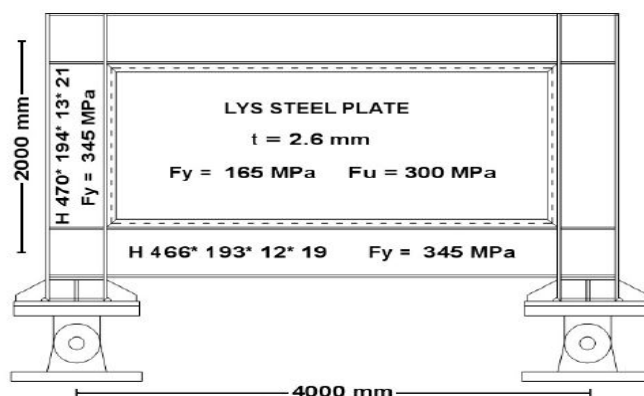
بر روی رفتار دیوار برشی فولادی پژوهش‌های زیادی انجام گرفته است. آستانه‌ی اصل در پژوهش خود در سال ۲۰۰۱ انواع رایج دیوار برشی فولادی و سازه‌های شناخته شده دارای این دیوارها را معرفی نمود. سپس، مزایای این نوع از دیوارها را برشمرد. در پایان نیز به بررسی رفتار لرزه‌ای و چرخه‌ای آن‌ها پرداخت [۱]. علی‌نیا و شیرازی در سال ۲۰۰۹ به بهینه‌سازی ابعاد سخت کننده‌ها پرداختند تا آن‌ها بتوانند به بیشترین مقدار مقاومت کماتشی و پس کماتشی دست یابند [۲ و ۳]. تمرکز اصلی پژوهش، بر روی صفحه‌ها با سخت کننده‌هایی در یک طرف دیوار برشی بود. با هدف بررسی اثر تعداد سخت کننده‌ها، مدل‌سازی آرایش‌های مختلف سخت کننده در آباکوس انجام گرفت. پس از انتخاب بهینه‌ترین چیدمان سخت کننده، رفتار پس کماتشی غیرخطی الاستیک و پلاستیک دیوار برشی با آن سخت کننده بررسی گردید. نتایج رابطه‌ی معنادار میان ضخامت بهینه، ارتفاع سخت کننده‌ها و ابعاد صفحه‌ی فولادی را نشان داد. تحلیل‌های خطی اثبات نمودند که آثار پس کماتشی باقی مانده در صفحه‌هایی با تعداد مختلف سخت کننده‌های بهینه بسیار اندک است. همچنین، سختی اولیه‌ی صفحه‌ها با شمار متفاوت سخت کننده‌های بهینه یکسان بود. با این حال، زمانی که این صفحه‌ها دچار کماتش می‌شدند سختی آن‌ها رفته‌رفته با بارگذاری کاهش می‌یافت. افزایش تعداد سخت کننده‌ها سبب سخت تر شدن دیوارها شد. این کار همچنین مقاومت کماتشی آن‌ها را افزایش داد [۴].

در سال ۲۰۰۹، سجادی به بررسی جذب انرژی و ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده به همراه بازشو و بدون بازشو پرداخت [۵]. حسین‌زاده و تهرانی‌زاده رفتار غیرخطی دیوار برشی فولادی با بازشو مستطیلی همراه با سخت‌کننده را در سال ۲۰۱۲ ارزیابی کردند. آنها به این نتیجه رسیدند که اندازه‌ی مختلف سخت‌کننده‌ها می‌تواند مقاومت و سختی سیستم را افزایش دهد در حالی که نرخ شکل‌پذیری را تا حدی کاهش دهد [۶]. علوی و ناطقی رفتار لرزه‌ای بازشوه‌های دایره‌ای با سخت‌کننده‌های قطری را در سال ۲۰۱۳ ارزیابی کردند. تحلیل‌های عددی اجزای محدود کارآمدی رفتار این بازشوها با سخت‌کننده در مقایسه با نمونه‌ی بدون بازشو و بدون سخت‌کننده را به اثبات رساند [۷]. قلهکی و قدکساز در سال ۲۰۱۵ به بررسی پارامترهای رفتاری دیوارهای برشی فولادی تقویت شده بدون بازشو و با بازشوه‌های متمرکز و گسترده پرداختند. بر پایه‌ی این نتایج، افزایش میزان بازشوها سبب کاهش سختی، مقاومت، شکل‌پذیری، جذب انرژی و مقدار ضریب رفتار می‌شود [۸].

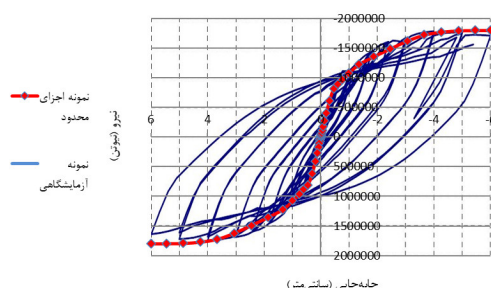
در این مقاله ۱۲ نمونه دیوار برشی با سه شکل دایره، مستطیل و مربع با دو مساحت مختلف ارزیابی می‌گردد. همچنین، تاثیر وجود سخت‌کننده لبه‌ای در هر یک از این مدل‌ها ارزیابی می‌گردد.

۲. صحت‌سنجی مدل‌سازی

در این مقاله با بهره‌جویی از تحلیل غیرخطی در نرم‌افزار آباکوس، اثر مشخصه‌های مختلف بازشو و سخت‌کننده در عملکرد دیوار برشی فولادی بررسی می‌گردد. نوع آنالیز می‌تواند تأثیر زیادی بر پاسخ بگذارد. از این‌رو، تئوری تغییرشکل‌های بزرگ به کار گرفته شده است. در این پژوهش قاب فولادی زیر بار چرخه‌ای انجام گرفته توسط ویان و برونو در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی می‌گردد. هندسه‌ی مدل آزمایشگاهی در شکل (۱) می‌آید. نتایج مدل اجزای محدود با پاسخ این نمونه‌ی آزمایشگاهی مقایسه می‌شود [۹]. در شکل (۲) مطابقت خوب نمودار پوش مدل عددی با نمودار هیستریزس نمونه‌ی آزمایشگاهی، بیانگر درستی مدل‌سازی می‌باشد. حال می‌توان ادعا کرد که پاسخ مدل عددی قابل استناد است. مشخصات مصالح دیوار برشی و سخت‌کننده در جدول (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- هندسه و مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی



شکل ۲- منحنی هیستریزس ویان و برونو و دیاگرام پوش آور اجزای محدود

جدول ۱- مشخصات مصالح دیوار برشی فولادی نمونه‌ی آزمایشگاهی

مقاطع	فولاد مصرفی	E (GPa)	F _y (MPa)	F _u (MPa)	u
تیر، ستون و سخت کننده	ASTM-A 572	210	345	500	0.3
صفحه فولادی	LYS-165	210	165	300	0.3

۳. مدل سازی جزء محدود

در این پژوهش برای مدل سازی دیوار برشی فولادی از المان پوسته S4R بهره جویی می گردد. مصالح همگن و همسانگرد می باشند. برای تحلیل از راهکار استاتیکی غیرخطی استفاده می شود. در این روش نیروها یا جابه جایی های جانبی وارد بر مدل سازه به طور تدریجی افزایش می گردد. در هر گام کاهش سختی ناشی از المان ها یا افت مقاومت در مفصل های پلاستیک مشاهده می شود. افزایش بار تا حدی ادامه می یابد که المان های دیگر نیز جاری شوند. در تحلیل استاتیکی غیرخطی به روش ساده شده، مدل رفتار اعضا بصورت دو خطی در نظر گرفته می شود. نقص اولیه ی مدل آزمایشگاهی، تسریع کمانش کلی ورق در مراحل اولیه ی بارگذاری را به دنبال دارد. به جهت مدل سازی نقص اولیه، یک تغییر مکان برابر با ۰/۱ سانتی متر در تغییر مکان گرهی مود اول کمانش ضرب شده و به عنوان شرایط اولیه با استفاده از دستور Imperfection به مدل اعمال می گردد. به همین دلیل در مراحل اولیه ی بارگذاری در ورق مطابق با مود اول تغییر شکل رخ می دهد. برپایه ی مشاهدات آزمایشگاهی، در همان مراحل اولیه ی بارگذاری و تحت نیروهای جانبی بسیار کم، کمانش برشی در ورق رخ داد. بنابراین، برای رسیدن به رفتار نمونه ی آزمایشگاهی، تعریف ناکاملی اولیه برای ورق ضروری به نظر می رسد. در تحلیل پش آور از مود اول کمانش ورق جان استفاده می شود. ابتدا یک تحلیل کمانشی برای تعیین مود اول کمانش ورق جان، پیش از آنالیز پش آور نمونه، صورت می گیرد.

۴. هندسه ی بازشوها

در این پژوهش دوازده نمونه دیوار برشی فولادی دارای بازشو مورد بررسی قرار می گیرد. جهت درک بهتر و ارجاع دهی سریع تر این مدل ها، از نمادهای آمده در جدول های (۲) و (۳) استفاده شده است. در ابتدای نمادهای به کار رفته برای شش مدل بدون تقویت حرف U می آید. شش نمونه ی دیگر، دارای سخت کننده ای به ضخامت ۰/۵ سانتی متر و عرض ۴ سانتی متر، با حرف S در ابتدا معرفی می گردند. هندسه ی بازشوها در سه شکل دایره، مربع و مستطیل طبقه بندی شده، که به ترتیب، با حروف C، S و R در حرف دوم مشخص شده اند. بازشوها دارای دو مساحت ۳۲۰۰ و ۱۲۸۰۰ سانتی متر مربع می باشند. در انتهای نام گذاری نمونه ها برای مساحت کوچکتر عدد ۱ و برای مساحت بزرگتر عدد ۲ در نظر گرفته شده است. همچنین نماد WO در ابتدای جدول، مدل بدون بازشو را نشان می دهد.

جدول ۲- مشخصات بازشوها در دیوار برشی فولادی با سخت کننده

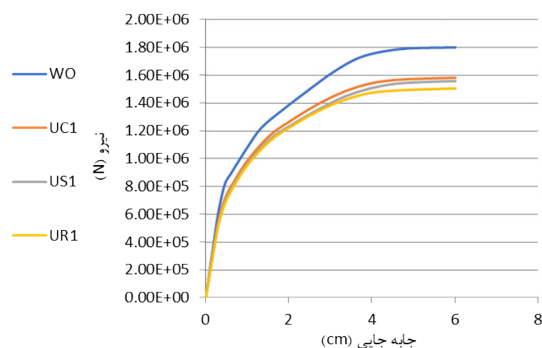
نوع مدل	معرفی	مساحت بازشو
WO	مدل بدون بازشو	۰
SC1	بازشو دایروی با شعاع ۳۱/۹۱ سانتی متر	۳۲۰۰ cm ²
SC2	بازشو دایروی با شعاع ۶۳/۸۳۱ سانتی متر	۱۲۸۰۰ cm ²
SS1	بازشو مربع با ابعاد ۵۶/۵۷ سانتی متر	۳۲۰۰ cm ²
SS2	بازشو مربع با ابعاد ۱۱۳/۱۳۷ سانتی متر	۱۲۸۰۰ cm ²
SR1	بازشو مستطیل با ابعاد ۸۰×۴۰ سانتی متر	۳۲۰۰ cm ²
SR2	بازشو مستطیل با ابعاد ۱۶۰×۸۰ سانتی متر	۱۲۸۰۰ cm ²

جدول ۳- مشخصات بازشوها در دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده

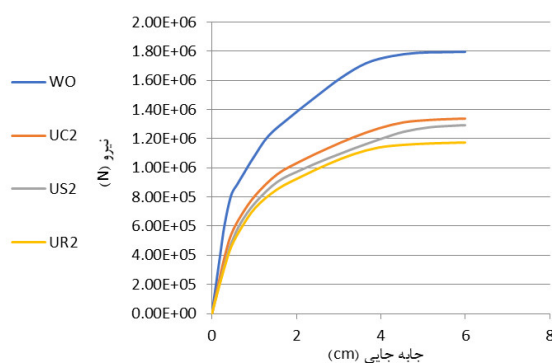
نوع مدل	معرفی	مساحت بازشو
WO	مدل بدون بازشو	۰
UC1	بازشو دایروی با شعاع ۳۱/۹۱ سانتی‌متر	۳۲۰۰ cm ²
UC2	بازشو دایروی با شعاع ۶۳/۸۳۱ سانتی‌متر	۱۲۸۰۰ cm ²
US1	بازشو مربع با ابعاد ۵۶/۵۷ سانتی‌متر	۳۲۰۰ cm ²
US2	بازشو مربع با ابعاد ۱۱۳/۱۳۷ سانتی‌متر	۱۲۸۰۰ cm ²
UR1	بازشو مستطیل با ابعاد ۸۰×۴۰ سانتی‌متر	۳۲۰۰ cm ²
UR2	بازشو مستطیل با ابعاد ۱۶۰×۸۰ سانتی‌متر	۱۲۸۰۰ cm ²

۵. بررسی عددی اثر شکل بازشو

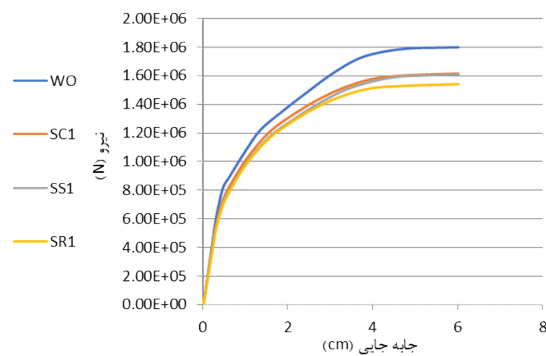
پیش از این توانایی مدل تحلیلی در تخمین نتایج آزمایشگاهی موجود راستی آزمایی شد. اکنون در این بخش به بررسی اثر شکل و سطح بازشو روی رفتار دیوار برشی فولادی پرداخته می‌شود. شکل‌های دایره، مربع و مستطیل برای بازشو به کار می‌رود. با هدف بررسی شکل در مساحت‌های کوچک و بزرگ بازشو، از دو سطح ۳۲۰۰ و ۱۲۸۰۰ سانتی‌متر بهره‌جویی می‌گردد. به منظور بررسی اثر سخت‌کننده، عملکرد هر یک از این شش مدل با سخت‌کننده نیز ارزیابی می‌گردد. برای این کار، سخت‌کننده‌ای در لبه‌ی بازشو به ضخامت ۰/۵ سانتی‌متر و عرض ۴ سانتی‌متر در هر دو سوی ورق در نظر گرفته می‌شود. پس از مدل‌سازی و انجام تحلیل پوش‌آور توسط نرم افزار Abaqus، نمودار بار-تغییر مکان هر یک از مدل‌ها در دسترس قرار می‌گیرد. شکل‌های (۳) و (۴)، به ترتیب، پاسخ نمونه‌های بدون سخت‌کننده را در حالت‌های با سطح کوچک و بزرگ بازشو نشان می‌دهند. همچنین، منحنی‌های بار-جاب‌جایی در حالت وجود تقویت در شکل‌های (۵) و (۶) می‌آیند. برتری عملکرد بازشوی دایروی به ویژه در مساحت‌های بزرگ بازشو در کلیه‌ی منحنی‌ها انکار ناپذیرست.



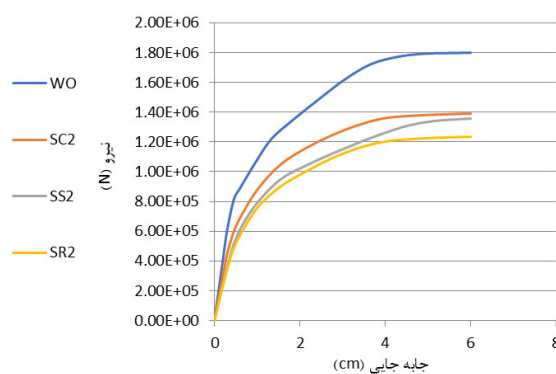
شکل ۳- منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های دارای بازشو با مساحت ۳۲۰۰ سانتی‌متر مربع بدون سخت‌کننده



شکل ۴- منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های دارای بازشو با مساحت ۱۲۸۰۰ سانتی‌متر مربع بدون سخت‌کننده



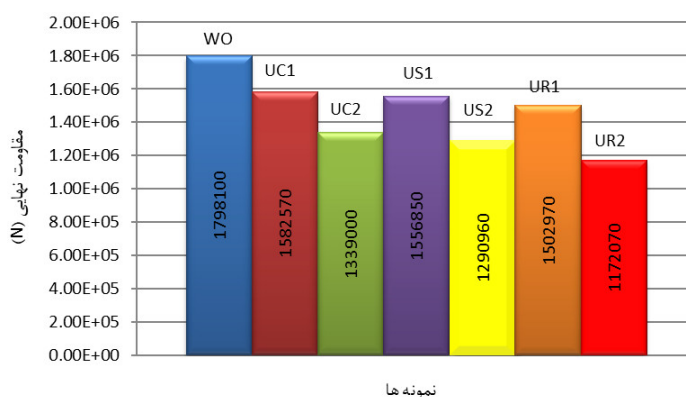
شکل ۵- منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های دارای بازشو با مساحت ۳۲۰۰ سانتی‌متر مربع با سخت کننده



شکل ۶- منحنی بار- تغییر مکان نمونه‌های دارای بازشو با مساحت ۱۲۸۰۰ سانتی‌متر مربع با سخت کننده

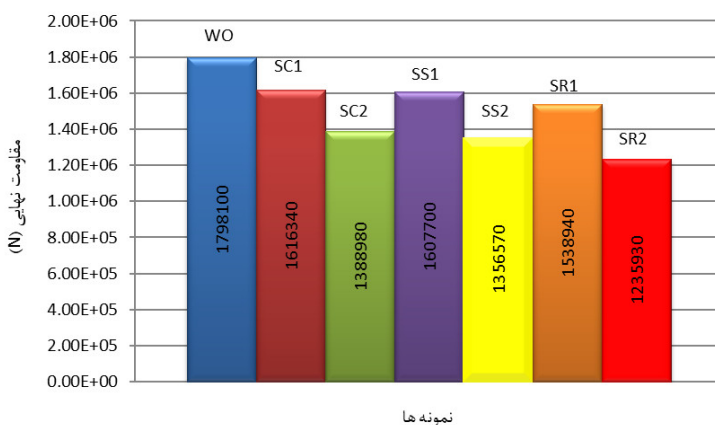
۶. مقاومت نهایی

بیشترین نیروی تحمل شده در منحنی بار- جابه‌جایی تا لحظه خرابی برای نمونه‌های بدون سخت کننده در شکل (۷) می‌آید. در این شکل می‌توان مقاومت نهایی نمونه‌های دارای بازشو و بدون تقویت را در کنار مقاومت نمونه‌ی بدون بازشو مشاهده نمود. در حالت‌های با سطح بازشوی ۳۲۰۰ سانتی- مترمربع، بازشوهای دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۱۱/۹۸، ۱۳/۴۱ و ۱۶/۴۱ درصد کاهش مقاومت را نسبت به نمونه‌ی بدون بازشو نشان می‌دهند. همچنین با افزایش سطح بازشو به مساحت ۱۲۸۰۰ سانتی‌مترمربع، در نمونه‌های با بازشوهای دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۲۵/۵۳، ۲۸/۲۰ و ۳۴/۸۱ درصد کاهش مقاومت ملاحظه می‌گردد. مقاومت نهایی در بازشوی دایروی با مساحت بزرگتر نسبت به بازشوی دایروی با سطح کوچکتر به میزان ۱۳/۵۵ درصد کاهش و برای بازشوهای مربع و مستطیل، به ترتیب، ۱۴/۷۹ و ۱۸/۲ درصد کاهش رخ می‌دهد. از نقطه نظر مقاومت، بازشوی دایروی برای مساحت‌های بزرگ و کوچک بازشو از شکل‌های دیگر مناسب‌تر می‌باشد. افزون با افزایش سطح بازشو نرخ کاهش مقاومت نهایی در شکل دایروی کمینه است.



شکل ۷- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌های بدون سخت کننده

شکل (۸) مقایسه‌ی مقاومت نهایی نمونه‌های با سخت کننده را نشان می‌دهد. در این نمودار برای سطح بازشوی ۳۲۰۰ سانتی‌متر مربع، بازشوهای دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۱۰/۱۰۸، ۱۰/۵۸ و ۱۴/۴۱۲ درصد کاهش مقاومت را پدید می‌آورند. همچنین با افزایش سطح بازشو به مساحت ۱۲۸۰۰ سانتی‌متر مربع، بازشوهای دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۲۲/۷۵، ۲۴/۵۵ و ۳۱/۲۶ درصد کاهش مقاومت نهایی را دارند. کاهش مقاومت نمونه با بازشوی بزرگتر نسبت به حالت با سطح کوچکتر در شکل‌های دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۱۲/۶۴، ۱۳/۹۷ و ۱۶/۸۴ می‌باشد. در این جا نیز شکل دایروی بهترین مقاومت نهایی را در سطح‌های کوچک و بزرگ داراست. همچنین، کمترین نرخ کاهش مقاومت نهایی در شکل دایروی به دست می‌آید.

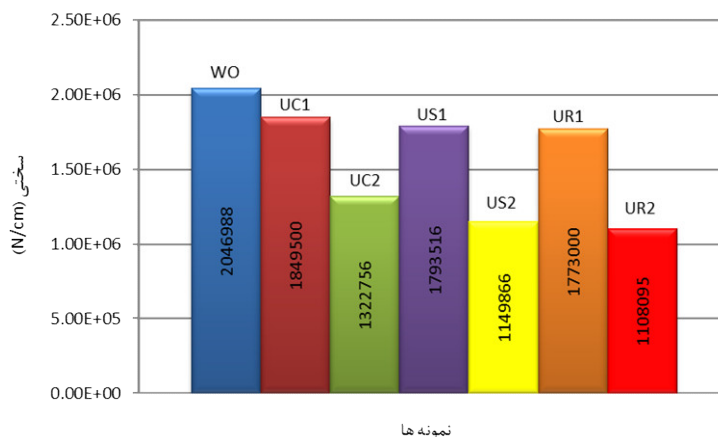


شکل ۸- نمودار مقاومت نهایی نمونه‌های با سخت کننده

۷. سختی

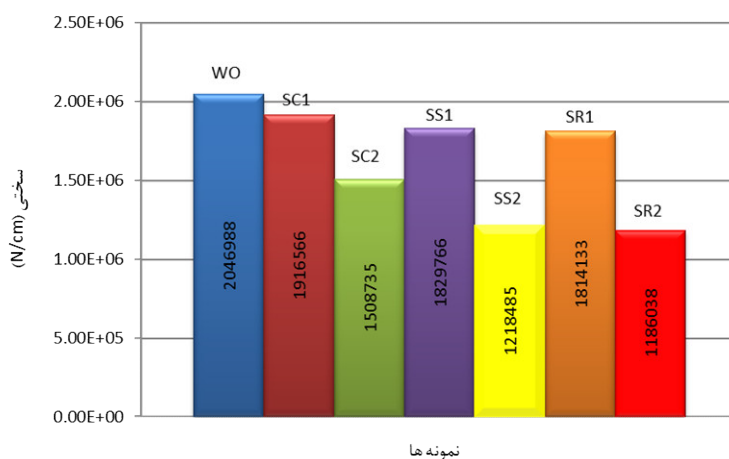
شکل (۹) شیب اولیه‌ی منحنی بار-تغییر مکان برای نمونه‌های بدون سخت کننده را نشان می‌دهد. برای بازشو با مساحت ۳۲۰۰ سانتی‌متر مربع، بازشوهای دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۹/۶۴، ۱۲/۳۸ و ۱۳/۳۸۴ درصد کاهش سختی را نسبت به حالت بدون بازشو به همراه دارند. این کاهش در حالت با سطح بازشوی ۱۲۸۰۰ سانتی‌متر مربع برای شکل‌های دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۳۵/۳۸، ۴۳/۸۲۶ و ۴۵/۸۶۷ درصد می‌باشد. کاهش سختی در بازشوی دایروی با مساحت بزرگ نسبت به سطح کوچک، به میزان ۲۵/۷۴ درصد و برای بازشوهای مربع و مستطیل، به ترتیب، ۳۱/۴۴ و ۳۲/۴۸ درصد

به دست آمده‌اند. نمونه با بازشوی دایروی نسبت به سایر بازشوها، در هر دو حالت سطح کوچک و بزرگ بازشو، سختی بیشتری را دارد. افزون بر این، نرخ کاهش سختی با افزایش سطح بازشو در شکل دایره کمترین مقدار را نشان می‌دهد.



شکل ۹- نمودار سختی نمونه‌های بدون سخت کننده

سختی نمونه‌های دارای سخت کننده در شکل (۱۰) می‌آیند. در این حالت برای بازشو با مساحت ۳۲۰۰ سانتی متر مربع، بازشوی دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۶/۳۷، ۱۰/۶۱ و ۱۱/۳۷ درصد کاهش سختی دارند. همچنین با افزایش بازشو به مساحت ۱۲۸۰۰ سانتی متر مربع، در نمونه‌های دارای بازشوی دایروی، مربع و مستطیل، به ترتیب، ۲۶/۲۹، ۴۰/۴۷ و ۴۲/۰۵۹ درصد کاهش سختی ملاحظه می‌گردد. از طرفی میزان سختی دیوار دارای بازشوی دایروی تقویت شده با مساحت بزرگتر نسبت به مساحت کوچکتر به میزان ۱۹/۹۲ درصد، و برای بازشوی مربع و مستطیل، به ترتیب، ۲۹/۸۶ و ۳۰/۶۸ درصد کاهش می‌یابد. نتایج برتری شکل بازشوی دایروی را در سطوح کوچک و بزرگ به لحاظ سختی بیان می‌دارند. همچنین نرخ کاهش سختی با افزایش سطح در بازشوی دایروی کمینه است.



شکل ۱۰- نمودار سختی نمونه‌های با سخت کننده

۸. نتیجه گیری

در این مقاله بازشوها در سه شکل مختلف دایروی، مربع و مستطیل با سطح‌های ۳۲۰۰ و ۱۲۸۰۰ سانتی متر مربع مدل سازی شد. وجود بازشو در دیوار برشی فولادی کاهش سختی و مقاومت را به همراه دارد. میزان این کاهش در شکل‌های دایره، مربع و مستطیل متفاوت است. بر پایه یافته‌های این پژوهش کمترین نرخ کاهش در شکل دایروی پدیدار گردید. از سوی دیگر بازشوی دایروی بهترین عملکرد را دارا می‌باشد.

به منظور بررسی اثر سخت‌کننده، عملکرد شش مدل بازشو با سخت‌کننده نیز ارزیابی گردید. برای این کار، سخت‌کننده‌ای در لبه‌ی بازشو به ضخامت ۰/۵ سانتی‌متر و عرض ۴ سانتی‌متر در هر دو سوی ورق در نظر گرفته شد. از این رو ایجاد سخت‌کننده افزایش سختی و مقاومت را پدیدار ساخت. بیشترین تأثیر سخت‌کننده از نقطه نظر مقاومت‌نهایی و سختی برای بازشوی دایروی ایجاد گردید. وجود بازشوی دایروی جهت عبور لوله‌های تأسیسات و به لحاظ معماری مفید می‌باشد. افزون بر آن باعث سبک‌تر شدن سازه و پیرو آن اعمال نیروی کمتر به تیر و ستون و در نهایت به پی وارد می‌کند. برتری عملکرد بازشوی دایروی با سخت‌کننده و بدون تقویت از تمامی حالت‌های بازشو انکارنا-پذیرست.

مراجع

1. Astaneh-Asl., (2001), "Seismic behavior and design of steel shear walls", Structural Steel Education Council. Univ. of California, Berkley, CA.
2. Hughes, O., Ghosh, B. and Chen, Y., (2004), "Improved prediction of simultaneous local and overall buckling of stiffened panels", Thin-Walled Structures, **42**(6), pp. 827-856
3. Byklum, E., Steen, E. and Amdahl, J., (2004), "A semi-analytical model for global buckling and postbuckling analysis of stiffened panels", Thin-Walled Structures, **42**(5), pp. 701-717
4. Sarraf-shirazi, R., Alina, M., (2009), "On the design of stiffeners in steel plate shear walls", Journal of Constructional Steel Research, **65**(10), pp. 2069-2077
5. Sajjadi, A., (2009), "Investigating the Behavior of Ductile SPSW with Opening", PhD Dissertation, Civil Engineering Department, Khajeh Nasir Toosi University of Technology
6. Hosseinzadeh, S., Tehranizadeh, M., (2012), "Introduction of stiffened larg rectangular opening in steel plate shear walls", Journal of Constructional Steel Research, **77**, pp. 180-192
7. Alavi, E., Nateghi, F., (2013), "Experimental study on diagonally stiffened steel plate shear walls with central perforation", Journal of Constructional Steel Research, **89**, pp. 9-20
۸. قلهکی و قدکساز، ۲۰۱۵، " اثر بازشوی متمرکز و گسترده بر پارامترهای رفتاری پانل‌های برشی فولادی تقویت شده"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز. (۴۵)، صص ۹۷-۱۰۵
9. Vian, D., Bruneau, M., (2004), Testing of special LYS steel plate shear walls," in Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 1-6

اثر طول دهانه‌ی بازشوی میانی در مشخصه‌های لرزه‌ای سیستم خرابی متناوب

مجید یعقوبی^۱، جلال ذوالفقاری^۲

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران و معماری، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه تربت حیدریه، تربت

حیدریه، ایران

۲- کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تربت حیدریه، تربت حیدریه، ایران

majidyaghoobi@torbath.ac.ir

خلاصه

سیستم خرابی متناوب، یکی از انواع سیستم‌های مهاربند جانبی در سازه‌های فولادی به حساب می‌آید. این سیستم مجموعه‌ای از خرپا به ارتفاع طبقات سازه را شامل می‌شود. در بخش میانی خرپا، بازشویی به ارتفاع طبقه قرار می‌گیرد. نسبت طول دهانه‌ی این بازشو به طول دهانه‌های کناری در عملکرد لرزه‌ای اهمیت زیادی دارد. این نسبت می‌تواند تاثیر مستقیم روی شکل‌پذیری و سختی سازه داشته باشد. در این مقاله با کمک گرفتن از نرم‌افزار ETABS، اثر طول دهانه‌ی بازشوی میانی خرپا روی پارامترهای لرزه‌ای سیستم خرابی متناوب بررسی می‌گردد. در این مقاله، کلیه تحلیل‌ها بر روی سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند انجام می‌گیرد.

کلمات کلیدی: خرابی متناوب، دهانه‌ی میانی، شکل‌پذیری، سختی، ضریب رفتار.

۱. مقدمه

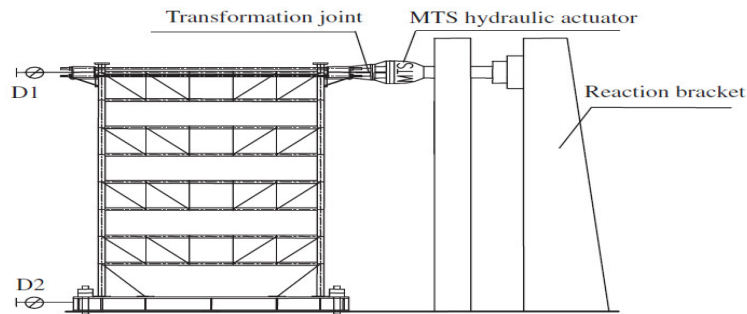
در سال‌های اخیر قاب‌های خرابایی با چیدمان متناوب نسلی جدید از سیستم‌های سازه‌ای را در بیشتر کشورهای دنیا ایجاد کرده‌اند. در این سیستم، نیروهای جانبی از طریق دیافراگم صلب کف، بین خرپاهای دو طبقه‌ی مجاور انتقال می‌یابد. ستون‌های سیستم خرابی متناوب تنها در دیواره‌های بیرونی جای گرفته‌اند و ستون‌های میانی معمول حذف می‌گردند. از این رو، فضای باز بزرگ بدون ستون خواهیم داشت که از نظر معماری مناسب است. در بخش میانی خرپا، بازشویی به ارتفاع طبقه قرار می‌گیرد. سیستم خرابی متناوب برای سازه‌های با ارتفاع متوسط و بلند مانند هتل‌ها، بیمارستان‌ها و آپارتمان‌ها مناسب می‌باشد. قرارگیری خرپاهای این سیستم در راستای عرضی بدین شکل است که در یک قاب، خرابایی به ارتفاع طبقه در طبقات زوج قرار می‌گیرد. در قاب مجاور، این خرپا در طبقات فرد مستقر می‌شود. این روند به صورت یکی در میان تکرار می‌گردد. در راستای طولی سازه نیز می‌توان از دیگر سیستم‌های سازه‌ای نظیر قاب‌های خمشی، قابهای مهاربندی شده‌ی همگرا یا واگرا جهت مقاومت در برابر بارهای جانبی بهره جست. پژوهش‌ها کارایی این سیستم در برابر بارهای جانبی را به خوبی اثبات می‌کنند. سیستم خرابی متناوب مزایایی همچون؛ کم بودن ستون‌ها و فاصله زیاد بین آن‌ها، افزایش انعطاف‌پذیری طراحی در اثر کمتر بودن ستون‌ها، سرعت زیاد اجرا بدون توجه به شرایط آب و هوایی، استفاده از سیستم کف پیش-ساخته، و اقتصادی بودن این سیستم نسبت به سایر سیستم‌ها، دارد. هم چنین طراحی این سیستم نسبت به سایر سازه‌های فلزی ساده‌تر می‌باشد. این برتری-ها باعث استفاده روزافزون از این سیستم شده است.

سیستم سازه‌ای خرابی متناوب اولین بار در سال ۱۹۶۰ میلادی توسط محققین دانشگاه MIT و تحت حمایت شرکت U. S. STEEL ابداع شد. این سیستم، از سختی و مقاومت مناسبی در برابر بارهای جانبی برخوردار است [۱]. پاسخ لرزه‌ای الاستیک و پلاستیک سیستم خرابی متناوب اولین بار به وسیله گوپتا و با کمک مدل دو بعدی انجام گرفت [۲]. اسکالزی [۳] و یانگ جیان [۴] بر روی نقش خرپا، چیدمان خرپا و نکات اجرایی وابسته پژوهش‌هایی انجام داده‌اند. اصول پایه برای تحلیل الاستوپلاستیک، به منظور ارزیابی و تخمین ظرفیت لرزه‌ای سازه با سیستم خرابی متناوب در مراجع

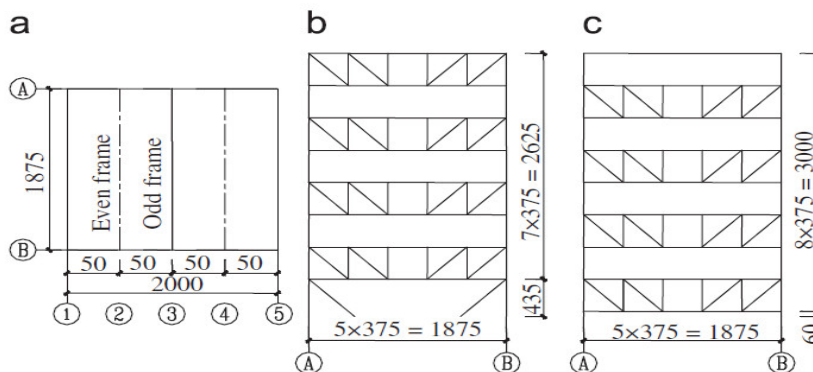
[۵] و [۶] انجام شده است. همچنین در مرجع [۷] به تحلیل ویژگی‌های معماری سیستم خرابی متناوب، بحث مفصلی پیرامون سختی برشی جانبی و طرح نکاتی از طراحی ستون‌ها، کف ستون‌ها و خرابی‌ها پرداخته شده است. استفاده از این سیستم برای سازه‌های بلند در بسیاری از موارد به لحاظ اقتصادی گزینه‌ی مناسبی خواهد بود. گردون با استفاده از آنالیز غیرخطی تحقیق‌های مفصلی بر روی بازشوی میانی انجام داده است [۸]. در این مقاله برای بازشوی میانی، سه دهانه‌ی ۲ و ۳ و ۴ متری در نظر گرفته شده است. این ارزیابی بر روی سازه‌هایی با تعداد طبقات ۴، ۱۰، ۲۰ انجام می‌گردد. در پایان مشخصه‌های لرزه‌ای و همچنین سطوح عملکرد آنها با هم مقایسه شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی هر یک از مدل‌ها با استفاده از نرم افزار ایتبس انجام خواهد گرفت. یافته‌ها حاکی از این است که با افزایش دهانه‌ی میانی شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه افزایش می‌یابد ولی اضافه مقاومت سازه به طور چشمگیری کاهش پیدا می‌کند.

۲. صحت سنجی مدل سازی

در این مقاله با بهره‌جویی از تحلیل غیرخطی در نرم افزار ETABS، اثر پهنای دهانه میانی خرابی در سیستم خرابی متناوب و همچنین اثر نوع خرابی در دهانه‌های کناری بر مشخصه‌های لرزه‌ای مانند شکل‌پذیری، ضریب رفتار و سختی بررسی خواهد شد. با هدف صحت سنجی مدل‌سازی، از نمونه‌ی آزمایشگاهی Zhou و همکارانش بهره‌جویی می‌گردد. نمونه‌ی آزمایشگاهی این پژوهش گران، سازه هشت طبقه‌ی فولادی دارای سیستم خرابی متناوب با مقیاس ۱/۸ دارد [۹]. هندسه‌ی نمونه‌ی آزمایشگاهی در شکل ۱ می‌آید. همچنین، شکل ۲، پلان و نماهای سازه‌ی مدل آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. در این شکل ابعاد بر حسب میلی‌متر آمده‌اند.



شکل ۱- هندسه‌ی نمونه‌ی آزمایشگاهی



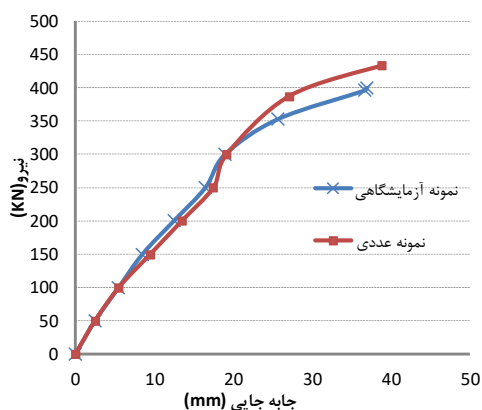
شکل ۲- پلان و نماهای مدل آزمایشگاهی

مدول الاستیسیته و ضریب پوآسون فولاد، به ترتیب، ۲۰۰۰۰۰ مگا پاسکال و ۰/۳ می‌باشند. همچنین تنش جاری شدن فولاد ۲۳۵ مگاپاسکال و تنش نهایی ۳۷۵ مگاپاسکال می‌باشد. برای دال این نمونه‌ی آزمایشگاهی از صفحه فلزی به ضخامت ۳ میلی‌متر همراه با نبشی ۲۵ میلی‌متر برای صلب نمودن سقف در فواصل ۳۷۵ میلی‌متری استفاده می‌گردد. جهت مدل‌سازی در نرم‌افزار، سقف به صورت unfilled در نظر گرفته شده است. اتصالات عضوهای خرابایی به صورت مفصل در نظر گرفته می‌شود. جوش کامل اتصالات پای ستون به یک سکوی فلزی، تکیه‌گاه گیردار را می‌سازد. جدول ۱ مشخصات مقاطع به کار رفته در نمونه‌ی آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. نتایج تحلیل پوش‌آور در شکل ۳ نمایش داده شده است. مطابقت خوب نمودار

ظرفیت نمونه‌ی آزمایشگاهی با پاسخ تحلیل عددی بیانگر درستی مدل‌سازی می‌باشد. اختلاف موجود بین نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل عددی، ناشی از متفاوت بودن شرایط تکیه‌گاهی، اتصالات و مدل‌سازی مصالح است.

جدول ۱- مشخصات اعضای فولادی نمونه‌ی آزمایشگاهی

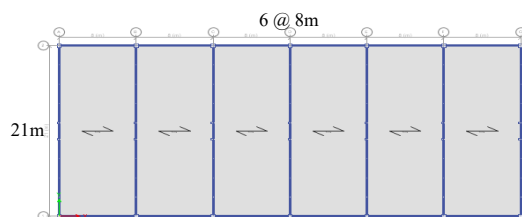
اعضا خرپا	مقطع (میلیمتر)
ستونها	قوطی ۶۰×۶۰×۳×۳
افقی	قوطی ۴۰×۴۰×۳×۳
قطری	قوطی ۳۰×۳۰×۳×۳
تیرهای محیطی	قوطی ۴۰×۴۰×۳×۳



شکل ۳- نمودار ظرفیت نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل عددی

۳. اثر طول دهانه‌ی میانی خرپا

نخست با هدف ارزیابی اثر طول دهانه‌ی بازشوی میانی خرپا در سازه‌های دارای سیستم خرپای متناوب با ارتفاع کم، متوسط و بلند، تعداد نه نمونه با کمک نرم‌افزار مدل‌سازی می‌گردند. این نمونه‌ها برای سازه‌های ۴، ۱۰ و ۲۰ طبقه با بازشوی میانی به طول‌های ۲، ۳ و ۴ متر ساخته می‌شوند. شکل (۴) پلان استفاده شده در کلیه‌ی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. در تمامی مدل‌ها، ارتفاع طبقه اول ۴/۲۵ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳/۲۰ متر در نظر گرفته شده است. ابعاد پلان ۲۱×۴۸ متر در نظر گرفته می‌شود. هندسه‌ی مدل از ترکیب ۷ قاب موازی با فاصله‌های ۸ متر از هم تشکیل شده است. سیستم سازه‌ای در جهت Y خرپای متناوب و در جهت X قاب خمشی فولادی ویژه می‌باشد. در جدول‌های ۲، ۳ و ۴، به ترتیب، مقاطع به کار رفته در سازه‌های ۴، ۱۰ و ۲۰ طبقه نشان داده شده‌اند.



شکل ۴- پلان نمونه‌ها

جدول ۲- مقاطع تیر، ستون و خرپای سازه‌ی ۴ طبقه

اعضای قائم سیستم خرپایی	اعضای افقی و مورب سیستم خرپایی	تیرهای جهت سیستم خمشی	ستون‌ها
HSS 200x200x12	WF 300x200x8x12	WF 600x200x11x17	H 400x400x30x50

جدول ۳- مقاطع تیر، ستون و خرپای سازه‌ی ۱۰ طبقه

اعضای قائم سیستم خرابایی	اعضای افقی و مورب سیستم خرابایی	تیرهای جهت سیستم خمشی	ستون ها
HSS 200x200x12	WF 300x200x8x12	WF 600x200x11x17	H 600x600x30x50

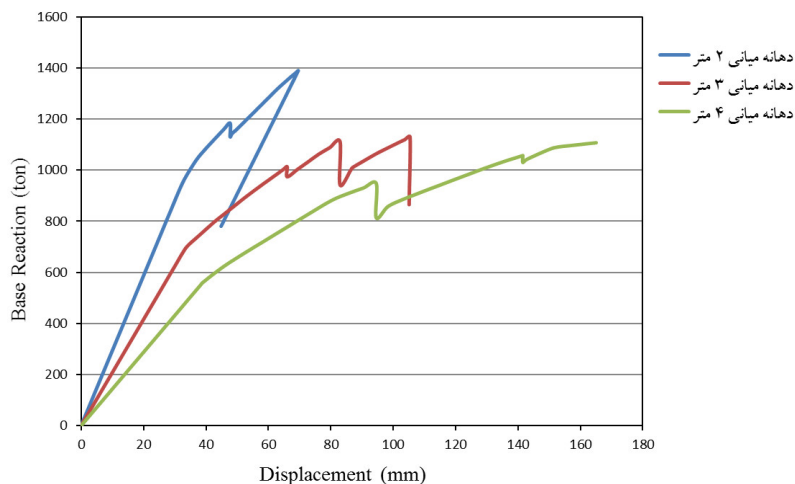
جدول ۴- مقاطع تیر، ستون و خرپای سازه‌ی ۲۰ طبقه

اعضای قائم سیستم خرابایی	اعضای افقی و مورب سیستم خرابایی	تیرهای جهت سیستم خمشی	ستون ها
HSS 200x200x12	WF 300x200x8x12	WF 600x200x11x17	H 800x800x30x50

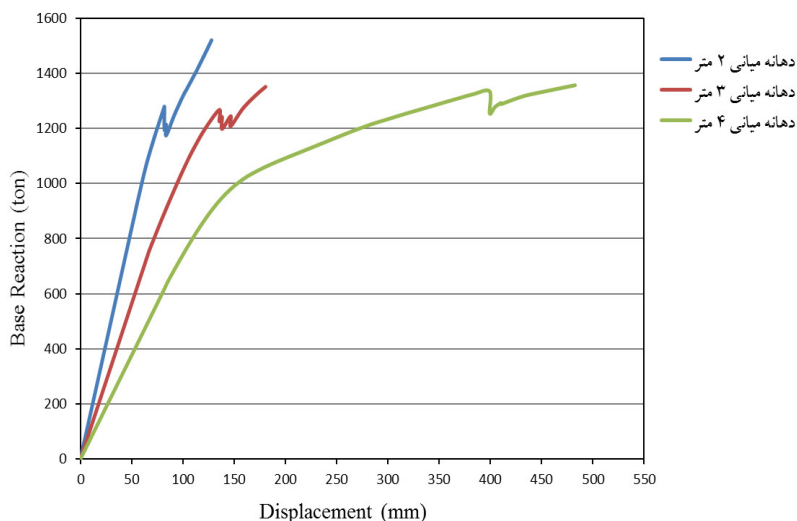
در این بررسی، سازه با کاربری مسکونی در منطقه با خطر نسبی زیاد و نوع خاک تیپ سه در نظر گرفته می‌شود. بار مرده‌ی طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده‌ی طبقات با فرض کاربری مسکونی ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. سقف به صورت صلب مدل می‌گردد. برپایه‌ی مقررات ملی ساختمان و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای، آنالیز استاتیکی غیرخطی نمونه‌ها در نرم‌افزار ETABS 2015 انجام می‌گیرد. اختصاص مفصل پلاستیک بر اساس مدارک موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها، نشریه ۳۶۰ ویرایش ۹۲، در نظر گرفته شده است [۱۰]. برای بررسی ضریب رفتار و شکل‌پذیری مدل‌های مورد بررسی، ابتدا تغییر مکان هدف طبق رابطه‌ی ارائه شده در پیوست (۲) استاندارد ۲۸۰۰ برای هر یک از نمونه‌ها به صورت رابطه‌ی (۱) محاسبه می‌گردد.

$$\delta_i = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

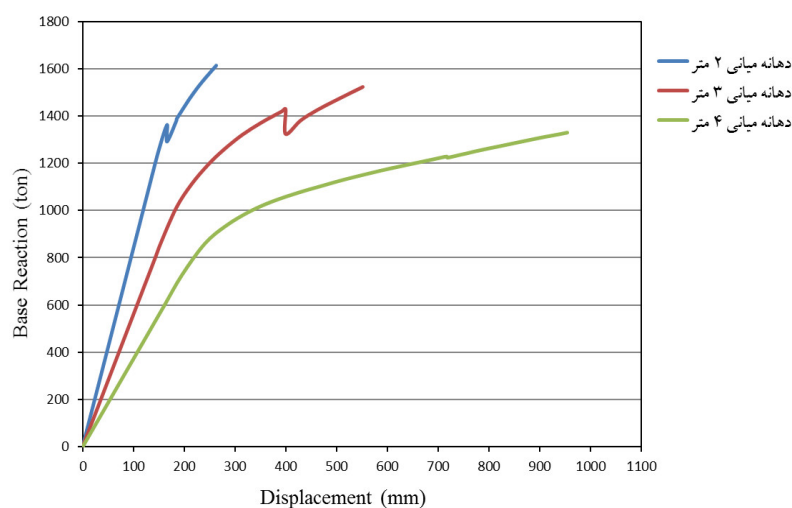
مطابق بند (۱-۳-۷) از پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان بدست آمده از رابطه ۱ می‌بایستی در ضریب ۱/۵ ضرب شود. در قسمت Monitored Displacement نقطه کنترل تغییر مکان هدف تعیین می‌گردد. این نقطه بر روی تراز بام و نزدیک به مرکز جرم انتخاب می‌شود. مفصل پلاستیک برای ستون‌ها در ۵٪ و ۹۵٪ طول ستون بصورت تلاش P-M2-M3، برای تیرها در ۵٪ و ۹۵٪ طول تیر بصورت تلاش M3 و برای اعضای مورب و قائم خرپا در ۵۰٪ طول عضو بصورت تلاش P تعریف می‌شود. در شکل ۵، ۶ و ۷، نمودار ظرفیت سه سازه‌ی ۴، ۱۰ و ۲۰ طبقه برای هر یک از طول‌های دهانه‌ی میانی ۲، ۳ و ۴ متر می‌آیند.



شکل ۵- نمودار ظرفیت سازه ۴ طبقه سیستم خرابایی متناوب



شکل ۶- نمودار ظرفیت سازه ۱۰ طبقه سیستم خرابی متناوب



شکل ۷- نمودار ظرفیت سازه ۲۰ طبقه سیستم خرابی متناوب

همانطور که از نمودارها مشخص است، با افزایش دهانه‌ی میانی خرابی، سازه شکل‌پذیرتر شده و تغییرشکل‌های بیشتری را تجربه می‌کند. در جدول ۵ تغییر مکان هدف مدل‌های مختلف با طول بازشوی میانی ۲، ۳ و ۴ متر نشان داده شده است.

جدول ۵- تغییر مکان هدف هر یک از نمونه‌ها

تغییر مکان هدف (میلیمتر)	دهانه میانی	سازه
۷۶/۳۵۸	۲ متر	۴ طبقه
۱۱۳/۰۶۰	۳ متر	
۱۵۹/۴۰۶	۴ متر	
۲۵۵/۲۳۸	۲ متر	۱۰ طبقه
۳۶۹/۰۳۵	۳ متر	
۵۳۵/۸۳۸	۴ متر	
۶۳۷/۳۶۵	۲ متر	۲۰ طبقه
۹۴۱/۶۴۲	۳ متر	
۱۳۴۰/۴۲۳	۴ متر	

۳-۱. بررسی مشخصه‌های لرزه‌ای

در جدول ۶ پارامترهای ضریب رفتار (R)، اضافه مقاومت (Ω_0) و شکل پذیری (μ) برای هر یک از نمونه‌ها آمده است. همچنین، سختی اولیه و مقاومت نهایی هر یک از نمونه‌ها در جدول ۷ می‌آیند.

جدول ۶- پارامترهای لرزه‌ای نمونه‌ها

سازه	دهانه میانی	Δ_s	Δ_y	Δ_{max}	V_S	V_Y	V_E	T	μ	Ω_0	R
۴ طبقه	۲ متر	۳۳	۴۷	۶۹	۶۲۵	۱۳۸۸	۱۳۰۷	۰/۵۳۵	۱/۴۷	۲/۲۲	۲/۰۹
	۳ متر	۳۴	۶۶	۱۰۵	۵۹۲	۱۱۳۰	۱۸۲۸	۰/۶۵۱	۱/۵۹	۱/۹۱	۳/۰۹
	۴ متر	۳۸	۹۴	۱۶۵	۵۸۸	۱۱۰۷	۲۵۵۳	۰/۷۷۱	۱/۷۶	۱/۸۸	۵/۷۰
۱۰ طبقه	۲ متر	۶۴	۹۱	۱۲۸	۶۰۵	۱۵۲۰	۱۲۱۰	۱/۰۶۷	۱/۴۱	۲/۵۱	۲
	۳ متر	۶۶	۱۲۰	۱۸۰	۵۸۴	۱۳۵۲	۱۵۹۳	۱/۲۸۳	۱/۵۰	۲/۳۲	۲/۷۳
	۴ متر	۸۸	۳۰۰	۴۸۲	۶۵۴	۱۳۵۶	۳۵۸۲	۱/۵۴۶	۱/۶۱	۲/۰۷	۵/۴۸
۲۰ طبقه	۲ متر	۱۴۹	۱۸۹	۲۶۳	۵۶۲	۱۶۱۴	۹۹۲	۲/۰۲۸	۱/۳۹	۲/۸۷	۱/۷۷
	۳ متر	۱۸۴	۳۷۸	۵۵۱	۵۷۰	۱۵۲۴	۱۷۰۷	۲/۴۶۵	۱/۴۶	۲/۶۷	۲/۶۳
	۴ متر	۱۹۵	۶۰۲	۹۵۳	۵۹۱	۱۳۳۰	۲۸۸۸	۲/۹۹۲	۱/۵۸	۲/۲۵	۴/۸۹

جدول ۷- مقاومت نهایی و سختی اولیه نمونه‌ها

سازه	دهانه میانی	مقاومت نهایی	سختی اولیه
۴ طبقه	۲ متر	۱۳۳۸	۱۸/۹۳۹
	۳ متر	۱۱۳۰	۱۷/۴۱۲
	۴ متر	۱۱۰۷	۱۵/۴۷۴
۱۰ طبقه	۲ متر	۱۵۲۱	۹/۴۵۳
	۳ متر	۱۳۷۱	۸/۸۴۸
	۴ متر	۱۳۵۷	۷/۴۳۲
۲۰ طبقه	۲ متر	۱۶۱۴	۳/۷۷۲
	۳ متر	۱۵۲۴	۳/۰۹۸
	۴ متر	۱۳۳۱	۳/۰۳۱

جدول ۶ نشان می‌دهد در سازه با ارتفاع کم، متوسط و بلند با افزایش طول دهانه میانی، شکل پذیری و ضریب رفتار افزایش می‌یابند. همچنین، افزایش طول دهانه میانی کاهش اضافه مقاومت را در کلیه سازه‌ها به همراه دارد. پاسخ‌ها در جدول ۷، کاهش سختی اولیه و مقاومت نهایی را با افزایش طول باز شو میانی آشکار می‌سازند.

۳-۲. سطوح عملکرد

بر اساس آیین‌نامه‌های ارزیابی آسیب پذیری، لازم است ساختمان بتواند تغییر شکل‌هایی به اندازه‌ی جابه‌جایی هدف را بدون هیچ مشکلی تحمل نماید. در غیر این صورت ساختمان آسیب پذیر تلقی می‌شود. در جدول های (۸) الی (۱۰) سطوح عملکرد برای سازه‌های ۴ و ۱۰ و ۲۰ طبقه برای دهانه‌های مختلف می‌آیند.

جدول ۸- سطوح عملکرد سازه‌ی ۴ طبقه برای دهانه‌های مختلف

نتیجه	سطح عملکرد			دهانه میانی
	CP	LS	IO	
واژگونی	✓	✓	✓	۲ متر
واژگونی	✓	✓	✓	۳ متر
ایمنی جانی	✗	✓	✓	۴ متر

جدول ۹- سطوح عملکرد سازه‌ی ۱۰ طبقه برای دهانه‌های مختلف

نتیجه	سطح عملکرد			دهانه میانی
	CP	LS	IO	
واژگونی	✓	✓	✓	۲ متر
ایمنی جانی	✗	✓	✓	۳ متر
واژگونی	✓	✓	✓	۴ متر

جدول ۱۰- سطوح عملکرد سازه‌ی ۲۰ طبقه برای دهانه‌های مختلف

نتیجه	سطح عملکرد			دهانه میانی
	CP	LS	IO	
واژگونی	✓	✓	✓	۲ متر
ایمنی جانی	✗	✓	✓	۳ متر
واژگونی	✓	✓	✓	۴ متر

آیین‌نامه ۲۸۰۰ بهترین سطح عملکرد مربوط به ساختمان‌های مسکونی را ایمنی جانی توصیه می‌کند. از این‌رو، در سازه‌ی ۴ طبقه بهترین سطح عملکرد مربوط به دهانه‌ی ۴ متر می‌باشد. همچنین، در حالت بازشوی میانی خرپا با دهانه به طول ۳ متر بهترین سطح عملکرد برای سازه‌های ۱۰ و ۲۰ طبقه در دسترس قرار می‌گیرد.

۳-۲. تشکیل مفاصل پلاستیک

از بررسی نمونه‌های ۴، ۱۰ و ۲۰ طبقه با دهانه میانی ۲، ۳ و ۴ متری نشان می‌دهد، مفاصل پلاستیک ابتدا در تیرهای دهانه‌ی میانی تشکیل می‌شود. همچنین با افزایش ابعاد میانی خرپا، به سرعت در اعضای قائم و قطری خرپای متناوب گسترش می‌یابد. در سیستم خرپای متناوب، بازشوی میانی می‌تواند روی مشخصه‌های لرزه‌ای از جمله ضریب رفتار، شکل‌پذیری، مقاومت، تغییر شکل‌های جانبی و غیره نقش مهمی را داشته باشد.

۱۰. نتیجه‌گیری

در این پژوهش بررسی بر روی سه سازه با ارتفاع ۲۰ و ۱۰ و ۴ طبقه انجام گرفت. در انتخاب این مدل‌ها، مدل ۴ طبقه نماینده‌ی سازه‌ی کوتاه، مدل ۱۰ طبقه نماینده‌ی سازه متوسط و مدل ۲۰ طبقه نماینده‌ی سازه بلند می‌باشند. برای ارزیابی نسبت پهنای دهانه‌ی میانی خرپا به دهانه‌های کناری، با ثابت بودن عرض ساختمان، دهانه‌ی میانی خرپا به طول‌های دو، سه و چهار متر در نظر گرفته شد و مشخصات لرزه‌ای نظیر شکل‌پذیری، اضافه‌مقاومت، ضریب رفتار، مقاومت نهائی و سختی اولیه ارزیابی گردید. همچنین، سطوح عملکرد هر سازه تعیین شد. با توجه به خروجی‌های بدست آمده، با افزایش پهنای دهانه‌ی میانی خرپا از ۲ به ۳ و ۴ متر شکل‌پذیری سازه‌ها افزایش پیدا کرد. همچنین با افزایش ارتفاع طبقات از ۴ به ۱۰ و سپس ۲۰ طبقه از شکل‌پذیری کاسته شد. از طرفی با افزایش پهنای دهانه‌ی میانی از ۲ به ۳ و ۴ متر اضافه‌مقاومت کاهش یافت و با افزایش طبقات از ۴ به ۱۰ و سپس ۲۰ طبقه اضافه‌مقاومت افزایش پیدا کرد. در مورد ضریب رفتار می‌توان گفت با افزایش پهنای دهانه‌ی میانی از ۲ به ۳ و ۴ متر ضریب رفتار افزایش می‌یابد. افزون بر این با افزایش تعداد طبقات از ۴ به ۱۰ و سپس ۲۰ طبقه، ضریب رفتار سازه کاهش پیدا کرد. هر چه پهنای دهانه‌ی میانی افزایش یابد، سختی اولیه‌ی سازه‌ها کمتر می‌گردد. همچنین از بررسی مقاومت نهایی مدل‌ها می‌توان دریافت که افزایش پهنای دهانه میانی خرپا، کاهش مقاومت نهایی سازه را در پی

خواهد داشت. برپایه‌ی یافته‌های این پژوهش می‌توان گفت برای سازه‌های کوتاه در سیستم خرابای متناوب، جهت دستیابی به سطح عملکرد ایمنی جانی که توصیه آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد، باید نسبت طول دهانه‌ی میانی به دهانه کناری برابر $1/8$ در نظر گرفته شود. در مورد سازه‌های متوسط و بلند، این نسبت برابر $1/33$ در نظر گرفته می‌شود.

مراجع

1. Ain, B., (2000), "Staggered truss system proves economical for hotels", Modern steel construction, **40**, 32, September.
2. Gupta, R. P., Goel, S.C., (1972), "Dynamic analysis of the staggered truss framing system", journal of structure Division, ASCE, **7**, 1475-1492.
3. Scalzi, J.B., (1971), "The Staggered Truss System- Structural Considerations", Engineering journal AISC, **8**, 25-30.
4. Zhang, Y., zhang, C., and Liu, Y., (2007), "j T singhua Univ (Sci&Tech)", **47**, 2100 (in Chinese).
5. Pollak, B.S., Gustafson, M., (2004), "Complex apartments. Modern steel Construction", American Institute of Steel Construction: Chicago, **10**, 1-4.
6. Brazil, A., (2000), "Staggered Truss System Proves Economical For Hotels", Modern Steel Construction, American Institute of Steel construction, **9**, 1-5.
7. Ponto, M., (2008), "Residential construction part two-the stsggered truss system", **32**, 11-12.
8. Wright, G., (2001), "Staggered solution", Building Desigen & Construction, **42**, 34-36.
9. Zhou, XH., Mo, T., Liu, YJ., Lu LF., and Zhou, QS., (2006), "Experimental study on high-rise staggered truss steel structure", journal of building Structures, **27**, 86-92.

۱۰. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود " دفتر امور فنی و تدوین معیارهای - سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور " ، ۱۳۹۲.

تحلیل دینامیکی تغییرات تراز آب زیرزمینی بر عملکرد گودبرداری های مهار شده با گروه شمع

رامین ولی^۱، سیدامیر بهروز حامی^۱

۱- هیأت علمی فنی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فنی و حرفه ای، تهران، ایران.

rvali@tvu.ac.ir

خلاصه

با توجه به توسعه ی شهرنشینی و افزایش تراکم زیرساخت های عمرانی در مناطق شهری، برخورد با گودبرداری های عمیق و چگونگی حائل گذاری این گودبرداری ها، غیرقابل چشم پوشی می باشد. یکی از مرسوم ترین روش های پایدارسازی گود، استفاده از ردیف شمع می باشد. رفتار این قبیل سازه ها در شرایط لرزه ای و همچنین تغییرات تراز آب زیرزمینی و مواجه با نشست غیرقابل چشم پوشی زمین، به اهمیت موضوع افزوده و دلیل چنین مطالعاتی را دوچندان می کند. در این مطالعه حالت لرزه ای و غیرلرزه ای تحت تأثیر تغییرات تراز آب زیرزمینی، مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاکی از تأثیر چشمگیر کاهش تراز آب بر رفتار مدل می باشد.

کلمات کلیدی: تراز آب زیرزمینی، شمع حائل، گودبرداری مهار شده، مدلسازی عددی

۱. مقدمه

گودبرداری در مناطق شهری همواره مسائل و مشکلات خاصی را با خود به همراه داشته است. از جمله مهمترین مشکلات گودبرداری های شهری می توان به روش های مهار گود و پایدارسازی گودبرداری اشاره کرد. این معضلات در مناطق شهری و پرتراکم به علت کمبود فضا و نزدیکی محل عملیات ساختمانی به یکدیگر، بیشتر مورد توجه می باشد. از جمله اساسی ترین موضوعات در مورد گودبرداری های شهری می توان به تأثیر روش های متفاوت حائل گذاری و تمرکز بر طراحی بهینه ی المان های حائل اشاره کرد. سالانه تعداد زیادی از افراد بر اثر گودبرداری های غیر اصولی جان خود را از دست می دهند و خسارات زیادی به سازه های مجاور وارد می شود. به همین دلیل نیاز به تحقیقات بیشتری در این مورد، بیش از پیش احساس می شود. از اهداف اصلی ایمن سازی جداره های گود می توان به حفظ جان انسان های خارج و داخل گود، حفظ اموال خارج و داخل گود و همچنین فراهم آوردن شرایط امن و مطمئن برای اجرای کار، اشاره کرد. انتخاب نوع مناسب سازه ی نگهدارنده بستگی به جمع شرایط داشته و می تواند به صورت های گوناگونی اجرا شود. پایدارسازی جداره های گود به روش های مختلفی مانند مهارسازی^۱، دوخت به پشت^۲، دیواره ی دیافراگمی^۳، مهار متقابل^۴، اجرای شمع^۵، سپر کوبی^۶ و اجرای خرپا^۷، انجام می شود [۱].

¹ Anchoring

² Tie Back

³ Diaphragm Wall

⁴ Reciprocal Support

⁵ Piling

⁶ Sheet Piling

⁷ Truss Construction

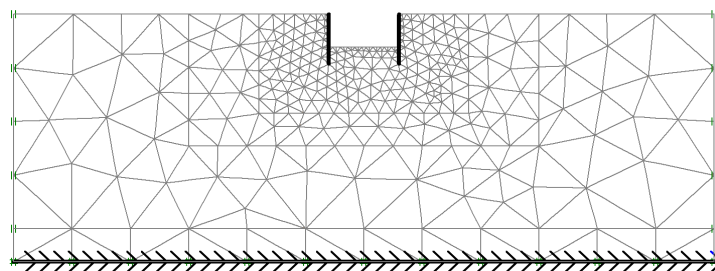
از جمله پژوهش‌های انجام شده در این زمینه می‌توان به مطالعات سائز و همکاران (۲۰۱۴) اشاره کرد. ایشان در مطالعات خود بر مدل رفتاری مناسب به منظور مدل سازی گودبرداری مهار شده با گروه شمع در شرایط استاتیکی و دینامیکی پرداخته‌اند. به علاوه ایشان در مطالعات خود بر مراحل گودبرداری و اعماق انتخابی در هر مرحله نیز تمرکز کرده‌اند [۲]. موراگ و ادوارد (۲۰۰۵) در مطالعات خود به بررسی آسیب‌های وارده بر ساختمان تحت تاثیر نشست ایجاد شده ناشی از گودبرداری‌های مجاور، پرداخته‌اند. در مطالعات ایشان آزمایش‌های فیزیکی مدل و شبیه سازی عددی خسارت‌ها و اعوجاج سازه‌های مورد بررسی برای تخمین روابط مربوط به تحمل دیوارهای سازه استفاده شده است. بنابر تحقیقات ایشان، گودبرداری و حرکت زمین باعث ایجاد خسارت‌هایی در سازه‌های مجاور می‌شود. برای به حداقل رساندن این خسارت‌ها و مشکلات باید تخمین قابل قبولی از میزان آسیب‌های وارده و راه‌های تقویت سازه ارائه شود [۳]. فینو و همکاران (۲۰۰۵) در تحقیقات خود به ارزیابی پتانسیل خرابی ساختمان‌ها تحت تاثیر گودبرداری پرداختند. مدل ارائه شده نشان دهنده سازگاری مستدل بین روش‌های تجربی ساده و روش‌های تحلیلی پیچیده و سنگین می‌باشد [۴]. سئوک و همکاران (۲۰۰۱) در مطالعات خود با ایجاد یک مدل آزمایشی، نشست ساختمان مجاور ناشی از گودبرداری مهاربندی شده را مطالعه کرده‌اند. در تحقیقات ایشان به وسیله ابزار استفاده شده، نشست زمین در نقاط مختلف اندازه گیری شده است. با توجه به نتایج مشخص است که اگر ساختمان مجاور گود در عمقی از سطح زمین باشد، میزان حرکت زمین بستگی به مقدار این عمق خواهد داشت. در واقع، وقتی عمق مدفون شدگی ساختمان زیاد باشد، نشست زمین زیر ساختمان کاهش خواهد یافت؛ به طوری که اگر این عمق در حدود بیش از نصف ارتفاع گودبرداری باشد، این میزان نشست، ناچیز خواهد شد [۵].

با توجه به بیان تاریخچه‌ای از موضوع مورد بررسی، هدف از این پژوهش، بررسی تاثیر تغییرات تراز آب زیرزمینی بر عملکرد حائل‌های شمعی به عنوان یکی از زیرساخت‌های عمرانی می‌باشد. در این راستا برای انجام مدل سازی عددی از نرم افزار اجزای محدود پلکسیس دوبعدی^۱ استفاده شده است.

۲. روش تحلیل عددی

نرم افزار پلکسیس یک برنامه‌ی کامپیوتری المان محدود با هدف انجام آنالیز پایداری و تغییر شکل در کاربردهای مختلف ژئوتکنیکی می‌باشد. علاوه بر این، نظر به اینکه خاک یک مصالح چند فازی است، پروسه‌های ویژه‌ای جهت بررسی فشار آب منفذی ایستابی و غیر ایستابی در خاک لازم است [۶]. برای این مهم، تئوری کرنش صفحه‌ای و مدل رفتاری موهر-کلمب برای محیط خاکی در نظر گرفته شد و برای حصول دقت کافی در مدل سازی المان‌های مثلثی ۱۵ گره‌ای و ابعاد و شبکه بندی مناسب برای تحلیل صحیح مدنظر قرار گرفت. برای مدل سازی از یک الگوی ثابت با مشخصات ذکر شده در جدول (۱) برای پارامترهای ژئوتکنیکی لایه‌های مختلف خاک استفاده شد [۷]. همچنین به منظور خصوصیت‌های سازه‌ای برای مدل سازی گروه شمع حائل از خصوصیت‌های ذکر شده در جدول (۲) استفاده شد. به منظور مدل سازی دقیق متناسب با فضای طبیعی تحت اثر انتشار امواج زلزله، مرزهای جانبی مدل به صورت جاذب انرژی زلزله در نظر گرفته شد که از انعکاس مجدد امواج پس از برخورد با مرزهای مدل، جلوگیری شود و به مرز پایینی مدل برای مدل سازی فضای لرزه‌ای در راستای افق به میزان ۱۰ سانتی متر جابجایی افقی اعمال شد. به منظور نزدیکی هرچه تمام تر مدل سازی عددی با محیط طبیعی، هندسه ای به ابعاد ۲۰۰×۷۵ متر برای مدل سازی در نظر گرفته شده است. برای مرزهای جانبی مدل از تکیه گاه غلطکی و برای مرز پایینی مدل از تکیه گاه گیردار بهره گرفته شده است. در مطالعه‌ی حاضر گودی با ابعاد ثابت، به عمق ۱۰ متر و عرض ۲۰ متر در نظر گرفته شد و تغییرات تراز آب زیرزمینی مورد بررسی قرار گرفت. از آن جا که یکی از مهمترین عوامل در مسائل اجزای محدود نحوه‌ی شبکه بندی محیط مورد بررسی می‌باشد، ایجاد یک شبکه بندی مناسب نقش موثری در حل مسأله دارد. در این مطالعه برای افزایش دقت مدل سازی، محیط اطراف گود در دو مرحله دارای شبکه بندی ریزتری نسبت به نواحی دورتر می‌باشد. دلیل این نوع شبکه بندی، دقت تحلیل نرم افزار پلکسیس در نواحی نزدیک به المان‌های شمع‌های حائل می‌باشد.

¹ Plaxis 2D

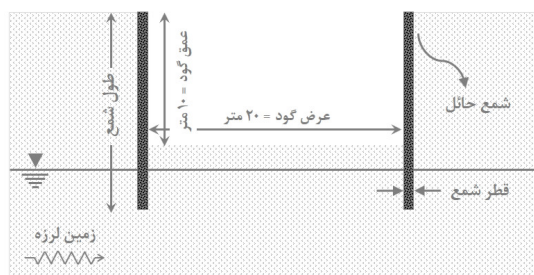


شکل ۱-نمایی از شبکه بندی گودبرداری و محیط اطراف

جدول ۱- مشخصات ژئوتکنیکی لایه‌های مختلف خاک [۷]

R_{inter}	ν	γ (kN/m ³)	E_m (kN/m ²)	φ (درجه)	C (kN/m ²)	لایه بندی خاک
۰/۳	۰/۳	۲۱	$۶/۵ \times 10^4$	۳۵	۵۰	بخش آبرفتی (لایه اول)
-	۰/۳	۲۶	۱۲۵×10^4	۴۰	۱۱۰	بخش سنگی (لایه دوم)

در جدول (۱)، پارامترهای C ، φ ، E_m ، ν و R_{inter} به ترتیب بیان کننده‌ی چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، مدول الاستیسیته، وزن مخصوص و نسبت پواسون خاک و ضریب اندرکنش توده خاک و المان سازه‌ای می‌باشند.



شکل ۲- شمایی از محیط مورد مطالعه

جدول ۲- مشخصات سازه‌ای شمع

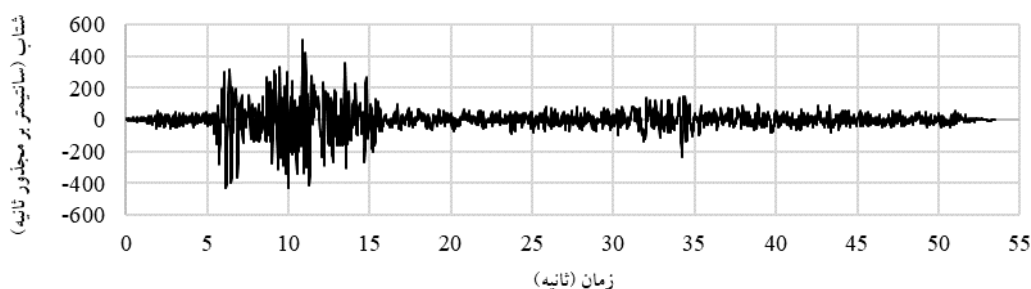
ν	D (m)	L (m)	w (kN/m/m)	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	E (MPa)	عضو سازه‌ای
۰/۲	۱/۰	۱۵	۱۸/۸۴	$۶/۶۷۹ \times 10^6$	$۵/۸۱۰ \times 10^۵$	۳۲۵۰۰	شمع

در جدول (۲)، پارامترهای E ، EA ، EI ، w ، L ، D و ν به ترتیب بیان کننده‌ی مدول الاستیسیته، سختی فشاری-کششی، سختی خمشی، وزن در واحد طول، طول المان و نسبت پواسون بتن مسلح می‌باشند.

با توجه به اینکه مدل سازی انجام شده در محیط نرم افزاری المان محدود پلکسیس صورت گرفته است و در این نرم افزار المان شمع برای مدل سازی وجود ندارد، لذا با استفاده از رابطه‌ی ارائه شده توسط یان و همکاران (۲۰۰۶)، برای تبدیل مدول یانگ شمع به مدول یانگ تیر (دیوار معادل)، با اعمال فاصله‌ی مرکز تا مرکز شمع در راستای عمود بر صفحه (S_I)، ردیف‌های شمع با یک تیر معادل و با ضخامتی برابر با قطر شمع، مطابق رابطه‌ی (۱) مدل‌سازی می‌شود [۸].

$$E_{pile} \left(\frac{\pi D_{pile}^2}{4S_1} \right) = E_{wall} t_{wall} \quad (1)$$

در رابطه‌ی (۱) E_{pile} مدول الاستیسیته ی شمع، D_{pile} قطر شمع و S_1 فاصله‌ی مرکز تا مرکز شمع‌ها در امتداد عمود بر صفحه می‌باشد، در این مطالعه S_1 برابر با ۳ متر در نظر گرفته شد. در محاسبات انجام شده، فولاد موجود در شمع، به میزان ۲٪ سطح مقطع و نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن برابر با ۹ در نظر گرفته شده است [۹].



شکل ۳- شتاب نکاشت زمین لرزه‌ی منجیل [۱۰]

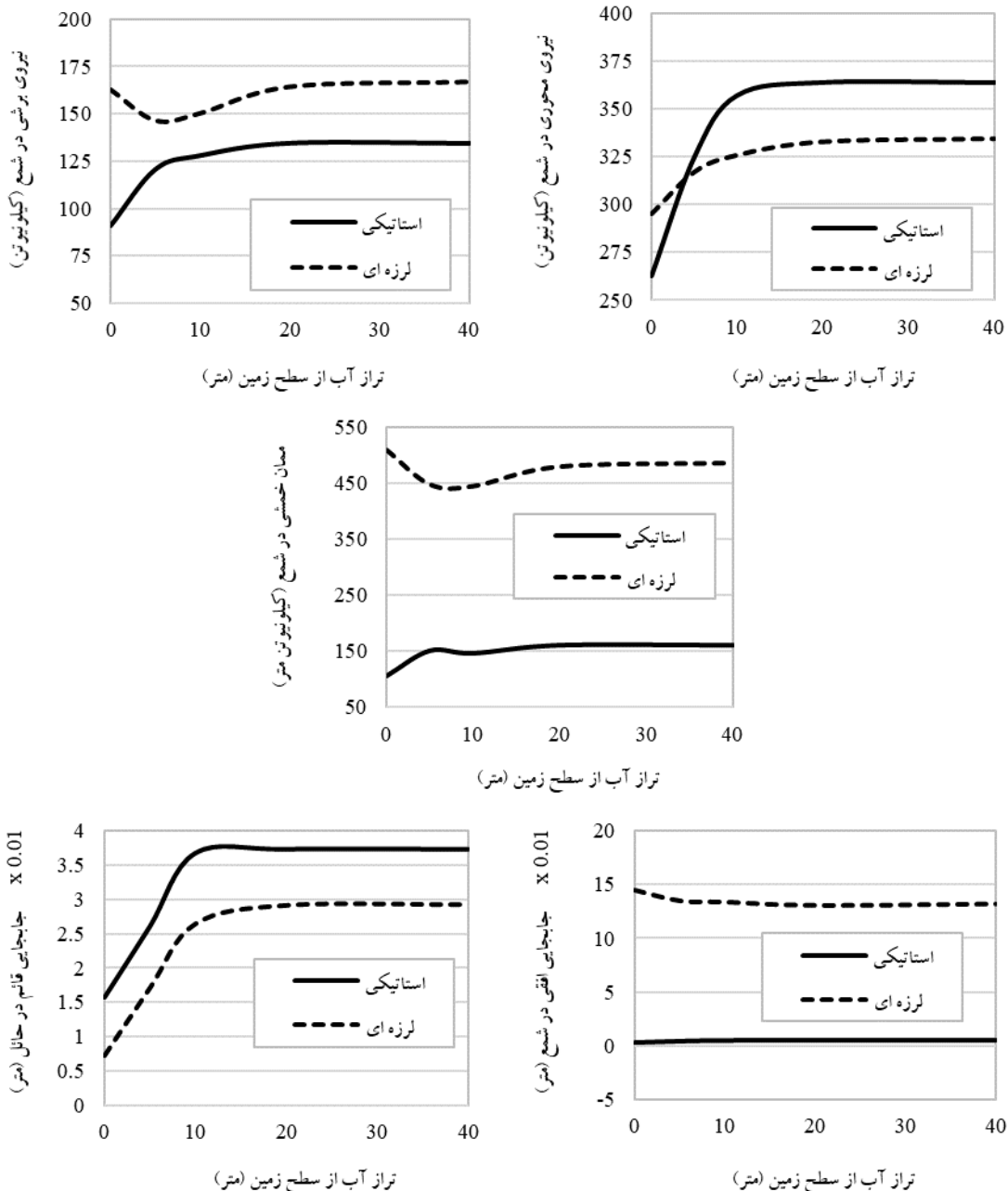
همانطور که پیش تر اشاره شد، برای مدل سازی فضای لرزه‌ای در پژوهش حاضر، از زمین لرزه‌ی رودبار-منجیل بهره گرفته شده است. زلزله‌ی منجیل یکی از مهمترین، کشنده ترین و ویرانگرترین زمین لرزه‌های تاریخ اخیر کشور می‌باشد. لذا انجام مطالعات عددی، با استفاده از مشخصات لرزه‌ای زمین لرزه‌ی رودبار-منجیل، کمک شایانی به تحقیقات دانشگاهی خواهد کرد.

۳. آنالیز و تحلیل نتایج

در بخش گذشته به مدل سازی فضای مورد بررسی اشاره شد. در این قسمت به بحث در مورد نتایج حاصل از مدل سازی اشاره می‌شود. در این راستا با ایجاد تغییرات بعمل آمده در تراز آب زیرزمینی، به بررسی تأثیر این پارامتر پرداخته شده است. برای بررسی تأثیر آب زیرزمینی، ترازهای همسطح زمین، ۵، ۱۰، ۲۰ و ۴۰ متری سطح زمین و در نهایت حالت بدون اعمال آب زیرزمینی، مورد تمرکز قرار گرفت. در شکل های پیشرو با تغییرات انجام شده در تراز آب زیرزمینی، نیروهای داخلی و جابجایی های اعمال شده در گروه شمع آورده شده است.

همانطور که در شکل (۴) آمده است، با کاهش تراز آب زیرزمینی، می توان به موارد زیر در ارتباط با نیروها و جابجایی های اعمالی در گروه شمع اشاره کرد. نیروی محوری ایجاد شده در گروه شمع در شرایط استاتیکی با کاهش تراز آب زیرزمینی تا عمقی برابر با عمق گودبرداری، افزایش و پس از آن ثابت شده است. همچنین نیروی محوری ایجاد شده در گروه شمع در شرایط لرزه‌ای نیز رفتاری مشابه با شرایط استاتیکی را از خود نشان می‌دهد. لازم به ذکر می‌باشد که با کاهش تراز آب زیرزمینی از سطح زمین تا عمق ۴۰ متری سطح زمین، نیروی محوری در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به ترتیب ۳۹٪ و ۱۹٪ افزایش یافته است (جدول ۳)؛ این مطلب نشان از حساسیت بیشتر محیط مورد بررسی در شرایط استاتیکی می‌باشد. علاوه بر نرخ افزایش بیان شده در ارتباط با حساسیت هر کدام از محیط‌های استاتیکی و لرزه‌ای مورد بحث، بایستی اشاره شود که بررسی نیروی محوری گروه شمع، حاکی از رقوم بیشتر نیروی محوری در شرایط استاتیکی نسبت به شرایط لرزه‌ای می‌باشد. با کاهش تراز آب زیرزمینی، نیروی برشی ایجاد شده در گروه شمع در شرایط استاتیکی تا کاهش آب تا عمقی برابر با عمق گودبرداری، افزایش و پس از آن ثابت شده است. همچنین نیروی برشی ایجاد شده در گروه شمع در شرایط لرزه‌ای نیز تقریباً رفتاری مشابه با شرایط استاتیکی را از خود نشان می‌دهد. لازم به ذکر می‌باشد که با کاهش تراز آب زیرزمینی از سطح زمین تا عمق ۴۰ متری سطح زمین، نیروی برشی در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به ترتیب ۴۸٪ و ۱۴٪ افزایش یافته است (جدول ۳)؛ این مطلب نشان از حساسیت بیشتر محیط مورد بررسی در شرایط استاتیکی می‌باشد. علاوه بر نرخ افزایش بیان شده در ارتباط با حساسیت هر کدام از محیط‌های استاتیکی و لرزه‌ای مورد بحث، بایستی اشاره شود که بررسی نیروی برشی گروه شمع، حاکی از رقوم بیشتر ممان خمشی ایجاد شده در گروه شمع در شرایط لرزه‌ای نسبت به شرایط استاتیکی می‌باشد. با کاهش تراز آب زیرزمینی، ممان خمشی ایجاد شده در گروه شمع در شرایط استاتیکی تا عمقی برابر با عمق گودبرداری، تا حدودی افزایش و پس از آن ثابت شده است. همچنین ممان خمشی ایجاد شده در گروه شمع در شرایط لرزه‌ای نیز تقریباً رفتاری ثابت پس از یک افت نسبی را از خود نشان می‌دهد. لازم به ذکر می‌باشد که با کاهش تراز آب زیرزمینی از سطح زمین تا عمق ۴۰ متری سطح زمین، ممان خمشی در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به ترتیب ۵۰٪ و ۱۵٪ افزایش یافته است (جدول ۳)؛ این مطلب نشان از حساسیت بیشتر محیط مورد بررسی در شرایط استاتیکی می‌باشد. علاوه بر نرخ افزایش بیان شده در ارتباط با حساسیت هر کدام از محیط‌های استاتیکی و لرزه‌ای مورد بحث، بایستی اشاره شود که بررسی ممان خمشی گروه شمع، حاکی از رقوم بیشتر ممان خمشی در شرایط لرزه‌ای نسبت به شرایط استاتیکی می‌باشد. با کاهش تراز آب زیرزمینی، جابجایی افقی ایجاد شده در گروه شمع در شرایط استاتیکی رفتار ثابت و بدون تغییری را از خود نشان داده است. همچنین جابجایی افقی ایجاد شده در گروه شمع در شرایط لرزه‌ای نیز تقریباً رفتاری ثابت پس از یک افت ناچیز را از خود نشان می‌دهد. لازم به ذکر می‌باشد که با کاهش تراز آب زیرزمینی از سطح زمین تا عمق ۴۰ متری سطح زمین، جابجایی افقی در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به ترتیب ۹۰٪ و ۱۱٪ افزایش یافته است؛ این مطلب نشان از حساسیت بیشتر محیط مورد بررسی در شرایط استاتیکی می‌باشد. علاوه بر نرخ افزایش بیان شده در ارتباط با حساسیت هر کدام از

محیط‌های استاتیکی و لرزه‌ای مورد بحث، بایستی اشاره شود که بررسی جابجایی افقی گروه شمع، حاکی از رقوم بیشتر جابجایی افقی در شرایط لرزه‌ای نسبت به شرایط استاتیکی می‌باشد. با کاهش تراز آب زیرزمینی، جابجایی قائم ایجاد شده در گروه شمع در شرایط استاتیکی رفتار ثابت و بدون تغییری را از خود نشان داده است. همچنین جابجایی قائم ایجاد شده در گروه شمع در شرایط لرزه‌ای نیز تقریباً رفتاری ثابت پس از یک کاهش نسبی را از خود نشان می‌دهد. لازم به ذکر می‌باشد که با کاهش تراز آب زیرزمینی از سطح زمین تا عمق ۴۰ متری سطح زمین، جابجایی قائم در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای به ترتیب ۱۳۸٪ و ۳۰۲٪ افزایش یافته است؛ این مطلب نشان از حساسیت بیشتر محیط مورد بررسی در شرایط لرزه‌ای می‌باشد. علاوه بر نرخ افزایش بیان شده در ارتباط با حساسیت هر کدام از محیط‌های استاتیکی و لرزه‌ای مورد بحث، بایستی اشاره شود که بررسی جابجایی قائم گروه شمع، حاکی از رقوم بیشتر جابجایی قائم در شرایط استاتیکی نسبت به شرایط لرزه‌ای می‌باشد.



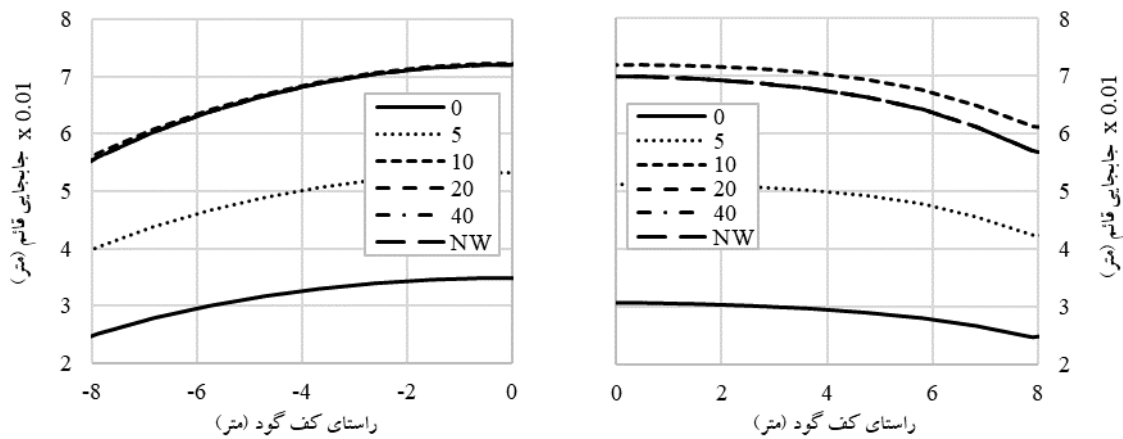
شکل ۴- نیروهای داخلی و جابجایی‌های اعمال شده در گروه شمع تحت تأثیر تغییرات تراز آب زیرزمینی

جدول ۳- درصد تغییرات پارامترهای مورد بررسی تحت تأثیر تغییرات تراز آب زیرزمینی

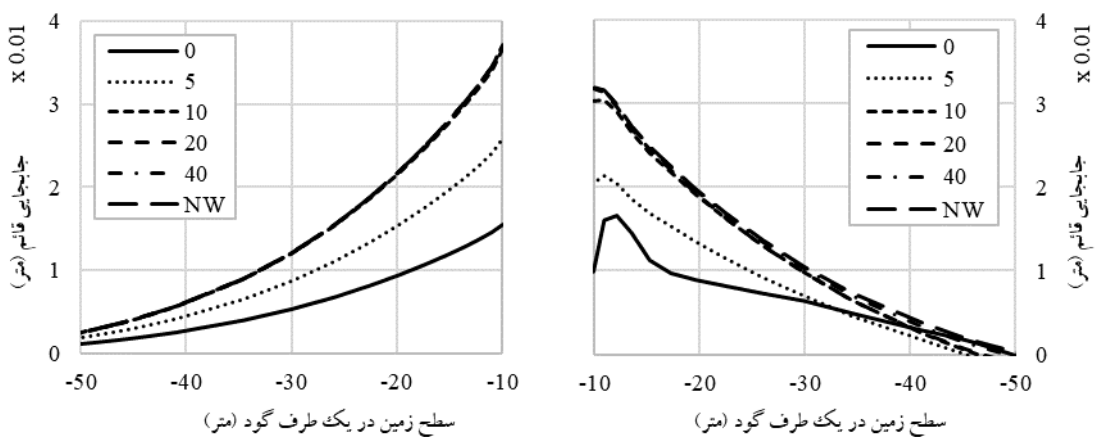
پارامتر مورد بررسی درصد تغییرات در پارامترهای مورد بررسی

دینامیکی	استاتیکی	
٪۱۳	٪۳۹	نیروی محوری
٪۱۴	٪۴۸	نیروی برشی
٪۱۵	٪۵۰	ممان خمشی
٪۱۱	٪۹۰	جابجایی افقی
٪۳۰۲	٪۱۳۸	جابجایی قائم

در شکل (۵) بالازدگی کف گود در شرایط لرزه‌ای و استاتیکی نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که با کاهش تراز آب زیرزمینی از سطح زمین تا عمقی برابر با عمق گود، بالازدگی کف گود به شدت افزایش یافته است و با کاهش تراز آب از تراز آب با ارتفاع کف گود، تغییری در میزان بالازدگی گود مشاهده نمی‌شود. همانطور که در شکل (۵) آمده است، بالازدگی ایجاد شده در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای تفاوت چشم‌گیری را از خود نشان نمی‌دهد و در هر دو حالت رفتاری مشابه یکدیگر دارند. به‌علاوه در شکل (۶) نشست سطحی اطراف گود در شرایط لرزه‌ای و استاتیکی نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که با کاهش تراز آب زیرزمینی از سطح زمین تا عمقی برابر با عمق گود، نشست سطحی اطراف گود به شدت افزایش یافته است و با کاهش تراز آب از تراز آب با ارتفاع کف گود، تغییری در میزان نشست طرفین گود مشاهده نمی‌شود. همانطور که در شکل (۶) آمده است، نشست ایجاد شده در شرایط استاتیکی و لرزه‌ای تفاوت چشم‌گیری را از خود نشان نمی‌دهد و در هر دو حالت رفتاری مشابه یکدیگر دارند.



شکل ۵ - بالازدگی کف گود، (سمت چپ) در حالت استاتیکی، (سمت راست) و در حالت دینامیکی



شکل ۶ - نشست سطحی اطراف گود، (سمت چپ) در حالت استاتیکی، (سمت راست) و در حالت دینامیکی

۴. نتیجه‌گیری

- در این مقاله تأثیر تغییر ایجاد شده در تراز آب زیرزمینی بررسی و نیروهای داخلی و جابجایی های ایجاد شده در شمع حائل مورد تمرکز قرار گرفت. از تمام بررسی ها می توان به جمع بندی های زیر دست پیدا کرد:
- با کاهش تراز آب زیرزمینی تا ارتفاعی به میزان عمق گود، نیروها و جابجایی های اعمالی در گروه شمع حائل به صورت چشم گیری افزایش می یابد.
 - از بین پارامترهای نیروی محوری، نیروی برشی، ممان خمشی، جابجایی افقی و جابجایی قائم ایجاد شده در ردیف شمع حائل، تنها در نیروی محوری و جابجایی قائم، مقادیر حالت لرزه ای کمتر از مقادیر استاتیکی می باشد.
 - نرخ تغییرات ایجاد شده در پارامترهای مورد بررسی در اثر تغییر تراز آب زیرزمینی به جز بررسی جابجایی قائم، در شرایط استاتیکی بیشتر از شرایط لرزه ای می باشد.
 - با کاهش تراز آب تا ارتفاعی به میزان عمق گود، بالازدگی کف گود به صورت چشم گیری افزایش می یابد.
 - با کاهش تراز آب تا ارتفاعی به میزان عمق گود، نشست سطحی اطراف گود به صورت چشم گیری افزایش می یابد.
 - در بررسی های به عمل آمده در مورد بالازدگی کف گود و نشست سطحی اطراف گود، تفاوتی بین شرایط لرزه ای و شرایط استاتیکی مشاهده نمی شود.

مراجع

- [۱] اشرفی، ح.، اصول و مبانی گودبرداری و سازه های نگهبان. نشر بهینه، چاپ اول، ۱۳۸۸.
- [2] Saez, n., Pardo, G.S. and Ledezma, C., Seismic response of a pile-supported excavation on Santiago gravel, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014.
- [3] Morak, S., Edward, J., Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements, journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 131, No. 2, 2005.
- [4] Finno, R, J., Voss, F, T., Rossow, E., Blackburn, J, T., Evaluating Damage Potential in Buildings Affected by Excavations, journal of geotechnical and geoenvironmental engineerin, Vol. 131, pp.1199-1210, 2005.
- [5] Seok, J.W., Kim, O.Y., Chung, C.K., and Kim, M.M., Evaluation of ground and building settlement near braced excavation sites model testing, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, No. 11, pp. 1127-1133, 2001.
- [6] Plaxis Version 8 Reference Manual, 1997-2007.
- [7] پروژه ی طرح خط یک قطار شهری اصفهان، سازمان قطار شهری اصفهان و حومه، ۱۳۸۶.
- [8] Yan, J. Y., Zhang, Z. X., Huang, H. W., and Wang, R. L., "Numerical Simulation of Interaction between Pile Foundation and Adjacent Tunnel", Underground Construction and Ground Movement, American Society of Civil Engineers, PP. 240-247, 2006.
- [۹] کی نیا، ا. م.، آنالیز و طراحی سازه های بتن آرمه، جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان، چاپ نوزدهم، ۱۳۸۷.

- [10] Peer Strong Motion Database Record, Processing By Pacific Engineering, Imperial Valley 5/19/1940, El-Centro.

تحلیل رفتار مکانیکی ژئوبگ های تکی و توده ای

علیرضا برزگری خانقاه^۱، مجتبی جهان اندیش^۲

۱- دانشجوی دکتری ژئوتکنیک دانشگاه شهید باهنر کرمان

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه شیراز

Alirezabarzegari1990@gmail.com

خلاصه

در این مقاله با بررسی نمودارهای رفتار مکانیکی ژئوبگ های تکی و توده ای (نمودار بار-تغییر مکان و بار-تغییر فرم) ، سعی شده تا رفتار مکانیکی ژئوبگ ها مورد تحلیل دقیق قرار گیرد. نمودار رفتار مکانیکی ژئوبگ ها عمدتاً شامل دو قسمت شکم دادگی و افت است. با بررسی نمودارهای مربوطه علت شکم دادگی نمودارها، گسیختگی درزها و علت افت نمودار، گسیختگی تارها در محل تماس دو به دوی ژئوبگ ها می باشد.

کلمات کلیدی: نمودار رفتار مکانیکی، ژئوبگ تکی و توده ای، گسیختگی درز، گسیختگی تار

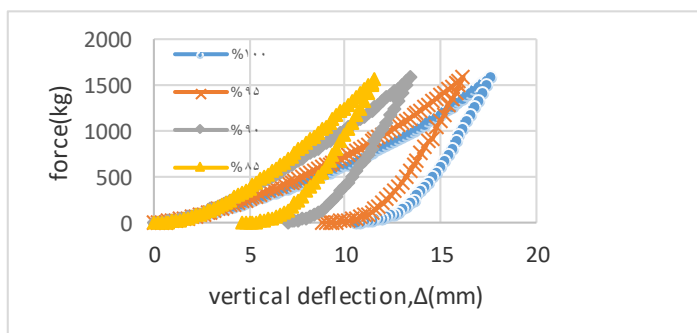
۱. مقدمه

استفاده از سنگ ریزه و مصالح درشت دانه در بهسازی خاک از دیرباز معمول بوده است. ولی امروزه انواع مختلف ژئوسیستم ها در بسیاری از گرایش های مهندسی عمران کاربرد پیدا کرده اند. مزیت ژئوسیستم ها در مقاومت و دوام بالا در محیط نامساعد خاکی و آبی و دوام بالاتر نسبت به ا- لمان های مسلح کننده نظیر فولاد می باشد [۱]. ژئوتکستایل ها از جمله ژئوسیستم ها می باشد، که شامل ژئوتیوب، ژئوکانتینر، تشک بتنی و ژئوبگ می باشد. ژئوبگ ها (سیستم کیسه- خاک) از ژئوتکستایل های بافته شده و از مصنوعات پلیمری نوین که محتوی خاک هستند درست شده اند که می توانند به عنوان عنصری تقویت کننده در پروژه های مختلف عمرانی استفاده شوند. مقاومت کششی بالا، افزایش ظرفیت باربری خاک و کاهش نشست و وزن سبک از مشخصه های آن ها می باشد. درون آن ها را میتوان با ماسه یا حتی مواد بلااستفاده از جمله ضایعات ساختمانی پر کرد. ژئوبگ ها در هنگام ساخت سر و صدای زیاد ایجاد نمی کنند و چون از هیچ عامل شیمیایی در ساخت آنها استفاده نمی شود با محیط زیست سازگارند. ژئوبگ ها می توانند به عنوان مصالح نیمه ماندگار (با عمر بیش از ۵۰ سال) در کاربردهای مهندسی استفاده شوند. برای اولین بار ماتسوکا و لیو در کتاب خود از ژئوبگ به عنوان مصالح مسلح کننده نام بردند. یاماموتو در دانشگاه هیروشیما، ویژگی میرایی بالای ژئوبگ ها و ساخت شمع ژئوبگی را برای اولین بار ارائه داد. ژئوبگ ها قادرند تا نیروی خارجی را با استفاده از اعمال نیروی کششی در امتداد کیسه ها، به نیروی بالقوه برای پی مبدل سازند [۲]. از جمله مهمترین کاربردهای ژئوبگ میتوان به مواردی از قبیل محافظت در برابر سیلاب، کاهش ارتعاش مکانیکی [۳]، کاهش فشار تورمی جانبی روی دیوارهای حائل [۴]، استفاده جهت مقابله با خاک ربنده موجود در شیب، کاهش اثر یخبندان و نشست ناشی از آن [۵] و استفاده به عنوان سازه محافظ سواحل اشاره نمود [۶]. در سال ۱۹۹۹، Chen, Y در حالت دوبعدی و در نظر گرفتن شرایط کرنش صفحه ای، چسبندگی ظاهری ایجاد شده در ژئوبگ در اثر کشش یکنواخت را بدست آورد [۷]. در سال ۲۰۱۵، فرجام به صورت آزمایشگاهی رفتار بار-تغییر فرمی ژئوتیوب ها در حالت کرنش صفحه ای تحت بار قائم به روش سرعت سنجی ذرات (Particle Image Velocimetry (PIV)) را بررسی کرد [۸ و ۹]. در سال ۲۰۱۵، صیادی و

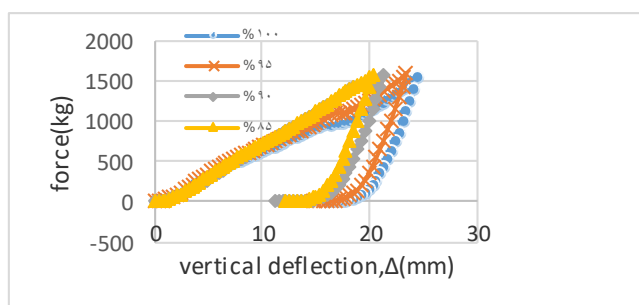
هاتف به صورت آزمایشگاهی ظرفیت باربری ژئوبگ تحت بارگذاری قائم را بررسی کردند. آن‌ها ژئوبگ پر شده از ماسه را درون بستر خاکی جاسازی و سپس بارگذاری نمودند و با رسم نمودارهای نیرو-نشست تاثیر تقویت پی با استفاده از ژئوبگ با ابعاد مختلف را بررسی کردند [۱۰].

۲. رفتار مکانیکی ژئوبگ های تکی و توده ای

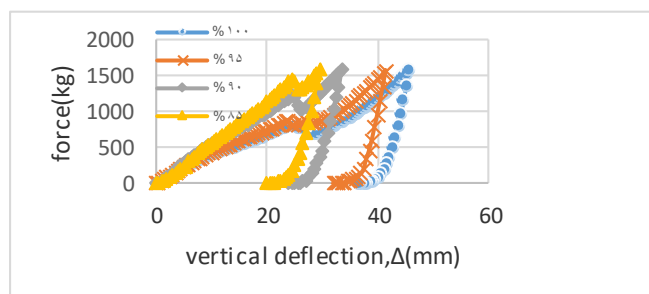
نمودارهای بار-تغییر فرمی ژئوبگ های تکی و توده ای مربوط به درصدهای پرشدگی ۱۰۰، ۹۵، ۹۰ و ۸۵ درصد در زیر آمده است.



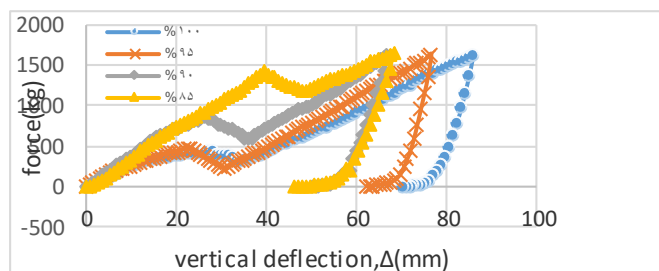
شکل ۱- نمودار بار-تغییر فرمی مربوط به ژئوبگ‌های تکی با درصدهای پرشدگی مختلف



شکل ۲- نمودار بار-تغییر فرمی مربوط به توده‌ای دوتایی از ژئوبگ‌ها با درصدهای پرشدگی مختلف



شکل ۳- نمودار بار-تغییر فرمی مربوط به توده‌ای سه‌تایی از ژئوبگ‌ها با درصدهای پرشدگی مختلف



شکل ۴- نمودار بار-تغییر فرمی مربوط به توده‌ای چهارتایی از ژئوبگ‌ها با درصد‌های پرشدگی مختلف

۳. تحلیل نمودارها

در جدول (1) مشخصات مربوط به نقاط شروع شکم‌دادگی و افت در نمودار بار-تغییر فرمی و بار-کرنش آمده است. ضخامت‌های ذکر شده در جدول زیر مربوط به ژئوبگ تکی می‌باشد. طبق این جدول ناحیه افت مربوط به توده سه‌تایی در قیاس با توده دو تایی در درصد‌های کرنش کمتری رخ می‌دهد. محل افت نمودار مربوط به توده دو تایی بالاتر از توده سه‌تایی و چهارتایی، قرار دارد. به عبارتی دیگر، توده دو تایی تا رسیدن به محل افت، نسبت به توده سه‌تایی میزان نیروی بیشتری را دریافت می‌کند. شروع محل افت برای توده سه‌تایی نسبت به توده دو تایی در اختلاف ارتفاع (Δ) بزرگتری می‌باشد. در بین درصد‌های مختلف پر شدگی مربوط به توده دو تایی، نمودار بار-کرنش حالت ۹۵ درصد پر شدگی نسبت به سایر درصد‌های پر شدگی، در درصد کرنش کمتر (۳/۸۷ درصد)، دچار شکم‌دادگی می‌شود. به عبارت دیگر درزهای توده دو تایی در حالت ۹۵ درصد پر شدگی نسبت به سایر درصد‌های پر شدگی، سریع‌تر دچار گسیختگی شده است. در حالت مربوط به توده سه‌تایی و چهارتایی، این حالت به ترتیب در ۹۰ و ۹۵ درصد پر شدگی رخ می‌دهد و درزهای توده سه‌تایی و چهارتایی مربوط به درصد‌های پر شدگی ذکر شده، نسبت به سایر درصد‌های پر شدگی، سریع‌تر گسیخته می‌شوند. در حالت توده دو تایی، تارها در محل تماس دو ژئوبگ، در درصد پر شدگی ۱۰۰ درصد سریع‌تر گسیخته خواهند شد. این موضوع به دلیل آن است که افت در نمودار بار-کرنش قائم، زودتر (در درصد کرنش قائم برابر با ۲۴/۵۸ درصد) رخ داده است. به طور مشابه و در حالت توده سه‌تایی و چهارتایی، تارها در محل تماس دو ژئوبگ، به ترتیب در درصد‌های برابر با ۱۰۰ و ۹۵ درصد، نسبت به سایر درصد‌های پر شدگی، سریع‌تر گسیخته خواهند شد.

جدول ۱- مشخصات نقاط شروع شکم‌دادگی و افت در نمودارهای بار-تغییر مکان

درصد پر شدگی	نوع چیدمان ژئوبگ‌ها			مشاهده گسیختگی در محل تماس ژئوبگ‌ها و به صورت دو به دو		مشخصات محل افت در نمودار بار-کرنش قائم			مشخصات محل شکم دادن نمودار بار-کرنش قائم		
	توده دو تایی	توده سه تایی	توده چهارتایی	خیر	بله	ضخامت (cm)	نیرو (kg)	کرنش قائم (%)	ضخامت (cm)	نیرو (kg)	کرنش قائم (%)
	۱۰۰	✓			✓		۲/۴۷	۹۷۳/۳۵	۲۴/۵۸	۳/۱	۲۰۰/۳۷
۹۵	✓			✓		۲/۳۰۵	۱۱۱۴/۵۹	۲۷/۱۱	۳/۰۴	۱۲۳/۴۲	۳/۸۷

۹۰	✓		✓	۱۴۴۳/۸۲	۱/۹۱۷	۳۳/۰۱۳	۱۳۲/۳۳	۲/۷۰۵	۵/۵
۸۵	✓		✓	۱۳۹۰/۸	۲/۰۱۷۵	۳۰/۶۷	۱۲۵/۲۳	۲/۷۷	۴/۸۱
۱۰۰		✓	✓	۸۱۹/۵۹	۲/۶۰۸	۲۳/۴۷	۱۰۴/۳۶	۳/۳۱	۲/۹۳
۹۵		✓	✓	۸۵۸/۱۴	۲/۴۲	۲۴/۴۷۹	۹۶/۲۹	۳/۱۲	۲/۶
۹۰		✓	✓	۱۲۱۴/۷۸	۲/۱۲۵	۲۷/۷۶	۸۰/۷۱	۲/۸۷۵	۲/۲۷
۸۵		✓	✓	۱۴۳۶/۵۸	۱/۹۵	۲۹/۵۲	۷۹/۸۷	۲/۶۸	۳/۰۱
۱۰۰			✓	۴۲۹/۹۷	۲/۷۷۵	۲۰/۱۴	۱۱۹/۶۷	۳/۳۴۴	۳/۷۸
۹۵			✓	۴۶۶/۴۳	۲/۶۶۲	۱۷/۴۴	۹۸/۳۸	۳/۱۵	۲/۳۲
۹۰			✓	۸۵۵/۷۷	۲/۲۹۳	۲۲/۲۴	۱۷۰/۸۷	۲/۸۳۷	۳/۸۱
۸۵			✓	۱۴۱۸/۰۷۵	۱/۸۴	۳۴/۸۴	۱۳۹/۹۸	۲/۶۹۳	۴/۶۴

۴. نتیجه گیری

در این تحقیق هدف رفتار مکانیکی ژئوبگ تحت بارگذاری فشاری بوده و از این جهت استفاده از ماسه ریزدانه ساحلی به عنوان filling material و گونی پلاستیکی پلی پروپیلنی به عنوان Wrapping material کافی بوده تا رفتار مکانیکی را نشان دهد.

ژئوبگ با درصد پرشدگی کمتر، میزان نیروی بیشتری را تحمل می‌کند. این نتیجه برای ژئوبگ‌های تکی، توده دوتایی، سه تایی و چهارتایی مورد تایید قرار گرفت. دلیل این مشاهده می‌تواند به تاثیر درزها بازگردد.

در مقایسه بین توده دوتایی و سه تایی و چهارتایی، این نتیجه حاصل شد که با افزایش ارتفاع توده، میزان نیروی دریافتی ژئوبگ‌ها کاهش می‌یابد. این نتیجه در درصد‌های مختلف پرشدگی تکرار شد.

در نمودارهای بار-تغییر فرم و به طور کلی نمودارهای بیان کننده رفتار مکانیکی ژئوبگ‌ها دو مورد حائز اهمیت می‌باشد. یکی قسمت شکم دادگی و دیگری قسمت افت نمودار می‌باشد.

علت شکم دادگی نمودارها، گسیختگی درزها و علت افت نمودار، گسیختگی تارها در محل تماس دو به دوی ژئوبگ‌ها می‌باشد.

ناحیه افت مربوط به توده سه تایی در قیاس با توده دوتایی در درصد‌های کرنش کمتری رخ می‌دهد. محل افت نمودار مربوط به توده دوتایی بالاتر از توده سه تایی و چهارتایی، قرار دارد. به عبارتی دیگر، توده دوتایی تا رسیدن به محل افت، نسبت به توده سه تایی میزان نیروی بیشتری را دریافت می‌کند. شروع محل افت برای توده سه تایی نسبت به توده دوتایی در اختلاف ارتفاع (Δ) بزرگتری می‌باشد. در بین درصد‌های مختلف پرشدگی مربوط به توده دوتایی، نمودار بار-کرنش حالت ۹۵ درصد پرشدگی نسبت به سایر درصد‌های پرشدگی، در درصد کرنش کمتر (۳/۸۷ درصد)، دچار شکم دادگی می‌شود. به عبارت دیگر درزهای توده دوتایی در حالت ۹۵ درصد پرشدگی نسبت به سایر درصد‌های پرشدگی، سریع‌تر دچار گسیختگی شده است. در حالت توده سه تایی و چهارتایی، این حالت به ترتیب در ۹۰ و ۹۵ درصد پرشدگی رخ می‌دهد و درزهای توده سه تایی و چهارتایی مربوط به درصد‌های پرشدگی ذکر شده، نسبت به سایر درصد‌های پرشدگی، سریع‌تر گسیخته می‌شوند. در حالت توده دوتایی، تارها در محل تماس دو ژئوبگ، در درصد پرشدگی ۱۰۰ درصد سریع‌تر گسیخته خواهند شد. این موضوع به دلیل آن است که افت در نمودار بار-کرنش قائم، زودتر (در درصد کرنش قائم برابر با ۲۴/۵۸ درصد) رخ داده است. به طور مشابه و در حالت توده سه تایی و چهارتایی، تارها در محل تماس دو ژئوبگ، به ترتیب در درصد‌های برابر با ۱۰۰

و ۹۵ درصد، نسبت به سایر درصدهای پرشدگی، سریع‌تر گسیخته خواهند شد.

مراجع

1. Pilarczyk, K. (2000). Geosynthetics and geosystems in hydraulic and coastal engineering. CRC Press.
 2. Matsuoka, H. & Liu, S. (2006). A New Earth Reinforcement Method Using Soilbags. Taylor & Francis Group, London, III PP., ISBN 10:0-415-38354-5-
 3. Liu, S. H., Gao, J. J., Wang, Y. Q., & Weng, L. P. (2014). Experimental study on vibration reduction by using soilbags. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(1), 52-62.
 4. Wang, L. J., Liu, S. H., & Zhou, B. (2015). Experimental study on the inclusion of soilbags in retaining walls constructed in expansive soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(1), 89-96.
 5. Li, Z., Liu, S., Wang, L., & Zhang, C. (2013). Experimental study on the effect of frost heave prevention using soilbags. *Cold Regions Science and Technology*, 85, 109-116.
 6. Matsuoka, H., & Liu, S. (2003). New earth reinforcement method by soilbags ("Donow"). *Soils and Foundations*, 43(6), 173-188.
 7. Chen, Y. (1999). Deformation and strength properties of a 2D model soilbag and design method of earth reinforcement by soilbags. Report to Venture Business Laboratory, Nagoya institute of Technology (in Japanese).
- ۸- جهان‌اندیش، مجتبی و فرجام، مریم (۱۳۹۴)، "بررسی آزمایشگاهی رفتار مکانیکی یک مدل ژئوتیوب محصور نشده تحت بار عمودی"، کنفرانس ملی مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، اردیبهشت ۱۳۹۴.
- ۹- فرجام، مریم (۱۳۹۴)، "بررسی آزمایشگاهی و تئوری رفتار مکانیکی یک مدل ژئوتیوب به روش سرعت سنجی ذرات"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، بخش مهندسی راه ساختمان و محیط زیست، دانشگاه شیراز.
- ۱۰- صیادی، مهدی و هاتف، نادر (۱۳۹۴)، "بررسی آزمایشگاهی رفتار سه بعدی ژئوبگ تحت بارگذاری قائم"، دهمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، تبریز، ۱۳۹۴.

طراحی و اجرای پرده ی آب بند با نگرشی ویژه به سد عباس آباد (کیله بانه)

کامران رحیمی^۱، سید آریا فخری^{۲*}، سید حسین مجدی^۳

^۱ کارشناسی ارشد در رشته عمران گرایش مدیریت منابع آب، مهندس ناظر شرکت مهندسی مشاور تماوان

^۲ دانشجوی دکتری فتوگرامتری، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

^۳ کارشناسی ارشد در رشته عمران گرایش مدیریت منابع آب، مهندس ناظر شرکت مهندسی مشاور تماوان

آدرس پست الکترونیکی مولف رابط: aryafakhri@trn.ui.ac.ir

خلاصه

سدها به منظور ذخیره و مدیریت آب در مناطق مختلف ساخته می شوند. یکی از مسائل مهم در طراحی و مدیریت سدها، به کارگیری رویکردهای راهبردی جهت کاهش فرار آب در محدوده بستر و نفوذپذیری پی سد می باشد. هرگونه فرار آب ذخیره شده در پشت سد، سبب مشکلات جبران ناپذیر می گردد. از جمله رویکردهای مؤثر در کنترل فرار آب استفاده از پرده آب بند بوده که جهت دستیابی به چنین رویکردی با در نظر گرفتن پارامترهای مختلفی از جمله زمین شناسی منطقه و ساختگاه سد، شرایط فشار آب منفذی و جریان آب به پایین دست سد می توان از آب بندهای مناسب استفاده نمود. در این پژوهش، طراحی و اجرای پرده آب بند با نگرشی ویژه به سد عباس آباد بانه مورد توجه قرار گرفته است که با شبیه سازی عددی المان محدود و روش FEM توسط نرم افزار PLAXIS جهت تحلیل تراوش از بدنه و پی سد و طراحی پرده آب بند صورت پذیرفته است. بر اساس نتایج حاصل از ارزیابی اجرای پرده آب بند میزان کاهش تراوش در محدوده به مقدار قابل توجهی کاهش پیدا کرده است. همچنین میزان تغییرات کرنش افقی، بعد از اجرای پرده آب بند و زون پلاستیک هم زمان با اجرای پرده آب بند نیز کاهش قابل توجهی را نشان داده بطوریکه مشخص گردید در شرایط مختلف، بارگذاری رفتار سازه سد مناسب بوده، تغییر مکان ها، تنش ها و فشار آب های منفذی در حد قابل قبول بر آورد و پایداری سد تأمین شده است.

کلمات کلیدی: مهندسی ژئوتکنیک، نفوذپذیری، پرده آب بند، سد عباس آباد، PLAXIS.

۱. مقدمه

سدها، سازه های پراهمیتی هستند که جهت محصور کردن و به تله انداختن آب های سطحی به منظور ذخیره و مدیریت آب در مناطق مختلف احداث شده اند و برای مقاصد مختلفی از قبیل مصارف شهری، کشاورزی، تولید الکتریسیته و همچنین برای مقابله با سیل و غیره مورد استفاده قرار می گیرند. جهت ساخت این سازه ها، بسیاری از دانش ها و تخصص ها به کار گرفته شده و گروه های بسیاری در طراحی و ساخت آن مشارکت دارند. آگاهی از رفتار لایه های مختلف زمین در محل سد، پس از آنگیزی و با توجه به تنوع شرایط و تعدد پارامترهای مؤثر، بیش از گذشته بر اهمیت و لزوم مطالعات زمین شناختی و ژئوتکنیکی افزوده است. همچنین از جمله کارهای مهم ژئوتکنیکی، کنترل تراوش پی سدها جهت آماده سازی پی در اکثر سدها می باشد. تاکنون روش ها و راه کارهای زیادی جهت تزریق انواع پرده های آب بند پیشنهاد و انجام شده است که در این خصوص تعدادی از کشورهای صاحب نام مطالعات و تحقیقات زیادی در رابطه با این تکنیک، انجام داده اند همچنین ایجاد پرده های آب بند نقش مهمی را در بهسازی پی سدها به خود اختصاص می دهند و مهم ترین هدف آن ها، ایجاد محدوده ای با نفوذپذیری بسیار پایین در زیر محور سد می باشد. این پرده ی تزریق، به صورت حائل در برابر جریان آب در زیر بدنه سد عمل نموده و با افزایش مسیر جریان آب، موجب میرایی انرژی آب و کاهش نفوذ از زیر بدنه سد گردیده و سرانجام موجب ایمنی سازه و جلوگیری از فرسایش داخلی مصالح پی سد خواهد شد

روش متداول برای ایجاد پرده آب‌بند، حفر یک یا چندین ردیف گمانه‌های قائم یا مایل و انجام تزریق دوغاب سیمان در این گمانه‌هاست ولی این نحوه طراحی و احداث پرده به هیچ‌وجه عملکرد بهینه آن را تضمین نمی‌کند؛ بنابراین عملیات تزریق در صورتی موفقیت‌آمیز و بهترین عملکرد را دارا خواهد شد که شناخت کاملی از وضعیت و مشخصات منطقه بر اساس مشخصات ژئوتکنیکی به‌دست‌آمده از اکتشافات محلی در اختیار بوده و هم‌چنین شناخت خصوصیت‌های انواع دوغاب‌ها و چگونگی استفاده از آن‌ها نیز در این رهگذر بسیار تأثیرگذار خواهد بود. هدف از ارائه این پژوهش صرفه‌جویی در وقت، هزینه و افزایش کیفیت تزریق و پرده آب‌بند می‌باشد؛ بنابراین روشی جهت طراحی و اجرای پرده تزریق کارآمد جهت کنترل فرار آب از پی سد بر اساس نتایج مطالعات زمین‌شناسی، درزه نگاری و داده‌های آزمایش‌های فشار آب و عملیات تزریق، ارائه خواهد شد. لذا بدین منظور با بررسی جامع زمین‌شناسی و ارزیابی ژئوتکنیکی توسط رویکردهای عددی بر پایه‌ی انجام عملیات صحرایی ژئوتکنیکی و تکمیلی با شبیه‌سازی بر پایه‌ی نرم‌افزار PLAXIS صورت می‌گیرد. پارامترهایی لازم برای اجرای نرم‌افزار PLAXIS شامل اطلاعات زمین‌شناسی ساختگاه، ضریب نفوذپذیری (k) ضریب گاما یا همان دانسیته سنگ‌ها و خاک ساختگاه، چسبندگی خاک، ضریب برش خاک، لایه‌بندی و ضخامت لایه‌ها و غیره است.

در این پژوهش سعی گردیده که با استفاده از داده‌های واقعی زمین‌شناسی، مکانیک خاک و مکانیک سنگ در سد عباس‌آباد بانه که جزو سدهای خاکی با هسته رسی است، موضوع آب‌بندی پی و جناحین با نگرشی ویژه به ساختگاه سد عباس‌آباد بانه تعیین شود. در گردآوری داده‌های مربوط به این تحقیق از هر دو روش میدانی و کتابخانه‌ای استفاده گردید. مراحل کلی انجام این پژوهش عبارت‌اند از: جمع‌آوری مجموع مدارک علمی مرتبط با پژوهش‌های قبلی و استفاده از پایگاه داده‌ها، بازدید از ساختگاه سد، مشاهده و جمع‌آوری اطلاعات زمین‌شناسی، جمع‌آوری مجموعه اطلاعات لازم از قبیل پلان، پروفیل کلیه مقاطع سد و دست‌یابی به نقشه‌های زمین‌شناسی و هیدروژئولوژی ساختگاه، دست‌یابی به کلیه نتایج مطالعات ژئوتکنیک و گمانه‌های اکتشافی انجام پذیرفته در فازهای مختلف مطالعاتی سد به‌خصوص لاگ و جوینت گمانه‌ها و نتایج آزمایش‌های لوزان و لوفران و نهایتاً جمع‌آوری نتایج تزریقات آزمایشی انجام‌شده در ساختگاه سد، تهیه مقاطع زمین‌شناسی و هیدروژئولوژیکی برای سد و تحلیل آن‌ها و درنهایت انجام تحلیل‌های عددی نشت و تعیین هندسه پرده آب‌بند حتی‌الامکان با استفاده از نرم‌افزار PLAXIS.

۲. پیشینه تحقیق

آب مهم‌ترین منبع طبیعی در روی زمین است که روزبه‌روز با افزایش سریع جمعیت نیاز به آن بیشتر می‌شود. امروزه تأمین آب در بسیاری از نقاط جهان جزو مسائل حیاتی است و به همین دلیل جهت ساخت سدهای ایمن و اقتصادی که بتوانند آب‌های سطحی و اضافی را مهار کنند از اهمیت خاصی برخوردار است. از این‌رو مطالعات زیادی در خصوص مسائل مختلف از قبیل تراوش و کنترل آن در پی سدها، تعیین نفوذپذیری پی‌های سنگی و خاک‌های دانه‌ای و روش‌های متنوع تزریق پرده‌های آب‌بند در این سازه‌های مهم توسط پژوهشگران صورت گرفته است که در ذیل به برخی از آن‌ها اشاره می‌گردد.

تراوش در پی سدها جزو مواردی است که اگر از حد مجاز عبور نکند، از نقطه‌نظر مهندسی مسئله‌ای نیست ولی در صورتی که مقدار تلفات آب به نحوی باشد که از نقطه‌نظر اقتصادی توجیه‌پذیر نبوده کنترل آن لازم می‌گردد. آب خارج‌شده از سدها به‌عنوان آب تلف‌شده محسوب می‌گردد، اما این امکان وجود دارد که با مجاز دانستن عبور مقداری قابل‌قبول از جریان از طریق پی و یا با به‌کارگیری مهندسی ارزش هزینه‌های عملیات ساخت را کاهش داد. [2] در خصوص کنترل تراوش در پی سدها به دو روش می‌توان آب‌بندها و تکنیک‌های هدایت و کنترل تراوش (زهکش‌ها) را مورد استفاده قرار داد. نقش آب‌بندها در جلوگیری از حرکت کامل آب و یا طولانی کردن مسیر آب است که در حالت دوم از فشار تخریبی تراوش کاسته و موجب کاهش دبی می‌گردد. [3]

[5]

جهت تعیین نفوذپذیری پی‌های سنگی مطالعات مختلفی صورت گرفته است که از جمله آن‌ها می‌توان به آزمایش فشار آب توسط لوزان اشاره نمود که تاکنون به‌عنوان بهترین ارزیاب هیدرولیکی مقطع از دیدگاه تزریق شناخته‌شده است و در اندازه‌گیری نفوذپذیری پی‌های سنگی در اروپا نیز به کار گرفته می‌شود که به‌عنوان یک واحد کلیدی در تزریق بیان می‌گردد. این واحد در ایران نیز به‌کاربرده می‌شود و با استفاده از این آزمایش میزان نفوذپذیری افقی سنگ‌ها تعیین می‌گردد. [6,7] همچنین جهت تعیین نفوذپذیری پی‌های متشکل از خاک‌های دانه‌ای آزمایش‌های مختلفی صورت می‌گیرد که از جمله آن‌ها می‌توان به آزمایش لفران اشاره کرد که به‌عنوان آزمایش برجا (صحرایی) جهت اندازه‌گیری نفوذپذیری در رسوبات دانه‌ای و در مقطع‌هایی از گمانه‌های اکتشافی بکار می‌رود. [8-10]

جهت تزریق پرده‌های آب‌بند (پرده‌های تزریق) روش‌های متنوعی وجود دارد که می‌توان برای رسیدن به بهترین نتایج اقتصادی از آن‌ها بهره گرفت. انتخاب مناسب‌ترین روش به شرایط محلی پی بستگی دارد و از آنجایی که جهت تزریق پی‌های سنگی و خاک‌های دانه‌ای (آبرفت‌ها) روش‌های مختلفی به کار گرفته می‌شوند. لذا این روش‌ها در پی‌های سنگی درزه‌دار و خاک‌های دانه‌ای، به‌صورت مستقل بررسی می‌گردند؛ بر این اساس جهت احداث پرده‌های تزریق در پی‌های سنگی روش‌هایی از قبیل تزریق مرحله‌ای از بالا به پائین یا پکر، تزریق مرحله‌ای از پائین به بالا یا پکر، تزریق به روش پایین‌رونده بدون پکر (منطقه‌ای)، تزریق آزمایشی، الگوی گمانه‌های پرده تزریق، ارزیابی تزریق پذیری توده سنگی و برآورد حجم عملیات، انتخاب نوع دوغاب جهت تزریق در پی‌های سنگی درزه‌دار و خاک‌های دانه‌ای (آبرفت‌ها) به کار گرفته می‌شوند. [11]

۳. مواد و روش

هدف از انجام مطالعات فوق در سد مخزنی عباس‌آباد، بررسی امکان احداث سد مخزنی بر روی رودخانه نور به منظور جمع‌آوری و ذخیره‌سازی آب‌های سطحی و سیلاب‌های سرشاخه‌های رودخانه نور جهت آبیاری اراضی کشاورزی پایین بستر می‌باشد. ساختگاه سد مخزنی عباس‌آباد در حدود ۱۱۰ کیلومتری شمال باختری سنندج و حدود ۲۰ کیلومتری جنوب خاوری بانه بر روی رودخانه نور و به مختصات ۵۸۹۴۰۰ تا ۵۸۸۸۰۰ خاوری و ۳۹۶۹۰۰ تا ۳۹۶۹۶۰۰ شمالی در سیستم مختصات UTM انتخاب و پیشنهاد گردیده است. دستیابی به ساختگاه از طریق جاده آسفالتی سنندج - بانه به طول حدود ۲۴۳ کیلومتر و جاده آسفالتی بانه - نور به طول حدود ۲۰ کیلومتر امکان‌پذیر است.

۲-۳ زمین‌شناسی منطقه مورد بررسی

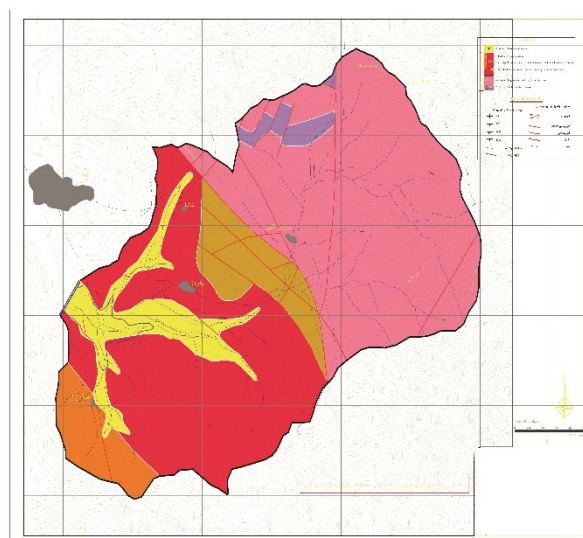
۱-۲-۳ زمین‌شناسی عمومی منطقه

عده‌ای از نگارندگان، رشته کوه‌هایی که در شمال خاوری راندگی اصلی زاگرس وجود دارند را جزء سیستم زاگرس به حساب آورده‌اند. شاید از دیدگاه جغرافیای این موضوع صحیح باشد ولی از دیدگاه ساختار زمین به‌طور کلی متعلق به مناطق تکتونیکی عظیم‌تر مرکز و شمال ایران است. ترتیب نهشته‌ها و چارچوب ساختار منطقه از نوع مرکزی است. در این منطقه تمام دگر شیبی‌های مهم و ویژه مرکز و شمال ایران در دوران مزوزوئیک و ترشیر دیده می‌شود، در حالی که اثری از دگر شیبی‌ها در زاگرس دیده نشده است. مواردی از قبیل پیروی روند ثابت و کلی زون از روند زاگرس، نبود آتش‌فشان در دوره ترشیری و گسترش کم سازندهای دوره ترشیری که این محدوده را از منطقه مرکزی ایران مشخص و متمایز می‌سازد. [12]

۲-۲-۳ زمین‌شناسی محدوده سد

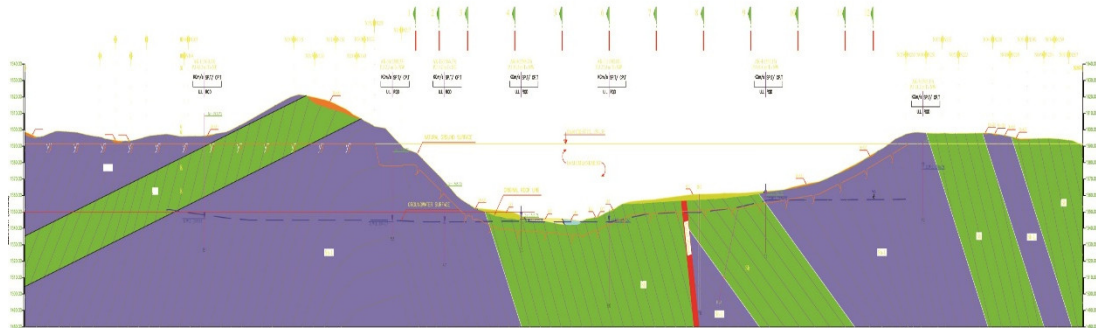
ساختگاه سد مخزنی عباس‌آباد بر روی یکی از سرشاخه‌های رودخانه نور و مابین روستاهای پهلوی دژ، هنگه ژال و کیله قرار گرفته است. رودخانه نور یکی از سرشاخه‌های رودخانه چومان می‌باشد. بلندترین نقطه حوزه در قله کوه دیزه برد به بلندی ۲۷۶۵ متر و پست‌ترین نقطه حوزه در بستر رودخانه از ارتفاع ۱۵۶۰ متری سطح دریا واقع است. کهن‌ترین سنگ‌های حوزه آبریز را سنگ‌های دگرگونی درجه پایین با سن احتمالاً اردوئین تا کربونیفر، سنگ‌های آتش‌فشانی، آندزیتی کمی دگرگون‌شده همراه با سنگ‌های متاپیروکلاستیک اسیدی، آهک بلورین کربونیفر دار زیرین تشکیل می‌دهد که در شروع حوزه آبریز رخنمون دارد و تا نیمه حوزه را در برمی‌گیرند.

همان‌طور که در شکل ۱ نقشه زمین‌شناسی نشان داده شده است منطقه مورد بررسی از دیدگاه تقسیم‌بندی ساختاری در زون سنندج - سیرجان و به لحاظ تقسیم‌بندی‌های تکتونوسوبی در زون اسفندقه - مریوان، وابسته به زون سنندج - سیرجان قرار دارد. [13]



شکل ۱. نقشه زمین‌شناسی تهیه‌شده برای محدوده سد

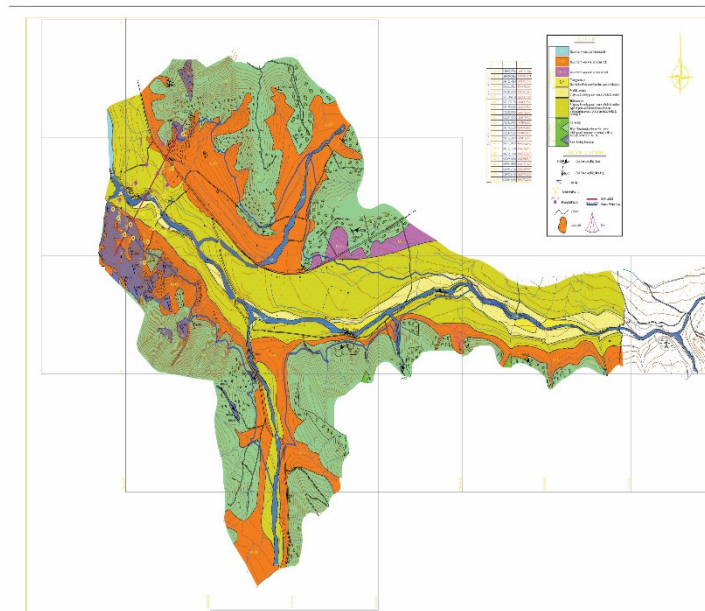
همچنین مقطع زمین‌شناسی محدوده سد با در نظر گرفتن تغییرات تکتونیکی منطقه در شکل ۲ ارائه گردیده است. همان‌طور که در این نقشه‌ها مشاهده می‌گردد، گذر گسل‌های منطقه از سازندهای تمامورفیکی منطقه نشان‌دهنده فعالیت بالای این گسل‌ها می‌باشد؛ بنابراین توجه به ویژگی‌های لرزه‌ای و تحلیل خطرپذیری لرزه‌ای برای محدوده سد بسیار امری حیاتی است.



شکل ۲. مقطع زمین‌شناسی تهیه‌شده برای محدوده سد

۳-۳ خصوصیات زمین‌شناسی مهندسی منطقه مورد بررسی

شکل ۳ وضعیت زمین‌شناسی مهندسی محدوده مسیر منتهی به سد را نشان می‌دهد. مشخصات سد و سازه‌های هیدرولیکی عبارت‌اند از: سد از نوع سنگریزه‌ای با هسته ناتراوا، تاج سد به طول ۵۳۵ متر، عرض تاج سد به مقدار ۱۰ متر، ارتفاع سد از بستر رودخانه حدود ۵۱/۵ متر، سرریز دریچه دار با سه دریچه به عرض ۲/۵ و ارتفاع ۶ متر، سیستم انحراف شامل یک کالورت دو دهنه به عرض ۱/۲ و ارتفاع ۱/۹ متر و به طول ۲۰۰ متر و همچنین گالری تزریق با زرسی به طول ۵۷۰ متر و ابعاد ۲/۷*۲/۳ متر.



شکل ۳. نقشه زمین‌شناسی مهندسی تهیه‌شده برای محدوده سد عباس آباد

۳-۴ عملیات تزریق در محور و جناحین سد

به‌طور معمول تزریق در سدسازی شامل سه مرحله می‌باشد که عبارت‌اند از:

- فاز اول مطالعه که همراه با حفاری گمانه‌های اکتشافی و مغزه‌گیری به‌منظور تعیین میزان نفوذپذیری و تراوایی زمین پی و جناحین محل پیشنهادی سد در زمین‌های آبرفتی و همچنین در زمین‌های سنگی انجام می‌پذیرد.
- دومین مرحله تزریق به‌منظور ایجاد پرده آب‌بند در زیر جناحین سد است. هدف از انجام این کار ناتراوا کردن زمین است.
- سومین مرحله تزریق در پروژه‌های سدسازی پر کردن فواصل بلوک‌های بتن‌ریزی شده است. [14]

۳-۴-۱- سنگ آهک‌های شیستی جناح چپ

به‌منظور دستیابی بر وضعیت تزریق‌پذیری توده سنگ‌بستر و تعیین مشخصات فنی تزریق پرده آب‌بندی (به‌مانند فاصله گمانه‌های تزریق، شعاع نفوذ مؤثر، ترکیب بهینه دوغاب، فشار بیشینه آزمایش تراوایی لوژن و تزریق سیمان، میزان جذب سیمان در متر طول و ...)، در هنگام اجرا تزریق آزمایشی در سنگ‌های آهکی شیستی، جناح چپ دره ساختگاه عباس‌آباد انجام شده است. آزمایش تزریق سیمان در جناح چپ، به‌صورت مثالی انجام شده است. روش حفاری و تزریق، روش پایین به بالا بوده است، یعنی گمانه حفاری و آزمایش فشار آب در قطعه‌های ۳ تا ۵ متری و در هنگام حفاری انجام شده است. بعد از رسیدن به

انتهای گمانه در قطعه انتهایی، آزمایش فشار آب انجام و تزریق می‌شود. بعد از تزریق شدن و رعایت فاصله زمانی جهت گیرش دوغاب، مسدودکننده به بالای قطعه بعدی جابجا شده که در ابتدا آزمایش فشار آب انجام و سپس قطعه مورد تزریق قرار گرفته است.

۲-۴-۳- شیبته‌ها (اسلیت) و آهک‌های دگرگونی جناح راست

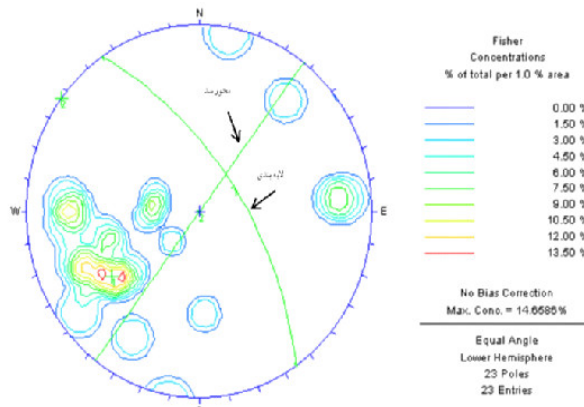
جهت شناسایی وضعیت تزریق پذیری اسلیت‌های بخش میانی و تعیین مشخصات فنی تزریق پرده آب‌بند کلیه مشخصات از قبیل فاصله نهایی گمانه‌های تزریق، میزان جذب سیمان در متر طول، شعاع نفوذ مؤثر، ترکیب بهینه دوغاب، نوع سیمان (از دیدگاه اندازه دانه‌ها)، آزمایش بیشینه فشار آب و تزریق و غیره به هنگام اجرای تزریق آزمایشی در اسلیت‌های جناح راست بخش میانی دره ساختگاه انجام شده است. الگوی تزریق آزمایشی در جناح راست نیز مثلثی است و فاصله گمانه‌های آن ۲ متر می‌باشد.

۳-۵ رویکرد عددی مورد استفاده در تحلیل

روش‌های عددی مشتمل بر متدهای مختلفی از جمله روش المان محدود^۱ (FEM)، روش المان مجزا^۲ (DEM)، روش المان مرزی^۳ (BEM) و غیره است. از این میان روش المان محدود (FEM) به دلیل مفروضات الگوریتمی خود که برای تحلیل در محیط‌های پیوسته بکار گرفته می‌شود، میزان بازده خوبی در مطالعات محیط خاک و آبرفت دارد. بنا به تعریف خاک، یک محیط پیوسته و همگن است. با در نظر گرفتن رفتار خاک‌ها به صورت الاستیک - پلاستیک خطی و معتبر بودن معیار گسیختگی موهر - کولمب می‌توان رفتار مکانیکی خاک‌ها را در برابر نیروهای وارده و تنش‌های برجای حاکم بر ساختگاه‌های مختلف توسط متدهای عددی مانند روش المان محدود تحلیل نمود. نرم‌افزار Plaxis یک برنامه کامپیوتری تحلیل دوبعدی به منظور تحلیل پایداری، تغییر شکل، نشست، تراکم، تحکیم و نشست تحت شرایط استاتیکی و دینامیکی در زمینه‌ی ژئوتکنیک معرفی و توسعه داده شده است. این توانمندی سبب می‌گردد تا این نرم‌افزار المان محدود (FEM)، به راحتی در تحلیل محیط‌های مختلف که تأثیرات تغییرشکل کلی آن محیط مدنظر است، بکار گرفته شود. در تحلیل‌های عددی المان محدود، تحلیل به صورت اجرای شبکه‌بندی بنام نودها استوار می‌باشد که تغییرات مکانی (جابجایی)، تمرکز تنش بر روی این گره‌ها و شبکه‌ها به صورت پیوسته مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. انجام تحلیل پیوسته، کاربری راحت، امکان تعریف شرایط به صورت گرافیکی، ارائه نتایج به صورت گرافیکی از جمله مهم‌ترین ویژگی‌های استفاده از نرم‌افزار Plaxis است که از جمله مزایای اصلی این نرم‌افزار می‌توان به توانمندی بالای آن در تحلیل‌های عددی و ارائه جواب‌های گرافیکی و دقیق یکی از مهم‌ترین رویکردهای مدنظر در استفاده آن بشمار می‌آید. در این مطالعه از نرم‌افزار Plaxis به منظور ارزیابی خصوصیات طراحی آب‌بند و انجام آنالیز برگشتی برای بررسی میزان آبگذری و تغییر شکل‌های ناشی از وضعیت توزیع میدان تنش - کرنش در محدوده بستر سد در مقطع بحرانی آن بهره گرفته شده است. بدین منظور از دو گروه شبیه‌سازی برای شناخت شرایط ژئوتکنیکی ایجاد شده در محدوده سد ناشی از اجرای پرده آب‌بند و میزان موفقیت عملکردی پرده آب‌بند اجرا شده در سد، استفاده گردیده است.

۴. نتایج

نتایج حاصل از ارزیابی درزه نگاری مربوط به محدوده و محور سد در شکل ۴ آورده شده است.



شکل ۴. کنتور دیاگرام داده‌های درزه‌داری محدوده و محور سد

به منظور شناخت وضعیت زیرسطحی و تلفیق داده‌های زمین‌شناسی سطحی با زیرسطحی، در ساختگاه سد و سازه‌های وابسته آن، تعداد ۲۱ گمانه به متر ۷۸۵/۵ متر که از این مقدار ۴۷/۵ متر آن در روباره و ۷۳۸ متر آن در سنگ حفر شده است. همچنین، تعداد ۹۶ آزمایش لفران، ۱۱۳ آزمایش فشار آب و ۳۲ آزمایش ضربه و نفوذ استاندارد نیز انجام شده است. بر اساس نتایج به دست آمده از این کاوش‌های زیرسطحی، روباره عمدتاً از ماسه رس و لای دار به ضخامت تا ۵ متر تشکیل شده و بر پایه رده‌بندی یونیفاید در رده SC، SC-SM، SW، ML، CL قرار دارد که بیانگر وجود عدسی‌هایی از ماسه و لای و رس لاغر نیز می‌باشد. این مصالح دارای نفوذپذیری کم و تراکم زیاد می‌باشند، ولی به دلیل ضخامت کم توصیه می‌شود از زیر هسته و بدنه سد برداشته شوند.

با انجام عملیات صحرائی و طی پیمایش محدوده سد، نمونه‌هایی به منظور ارزیابی خصوصیات ژئوتکنیکی و زمین‌شناسی مهندسی محدوده، اخذ گردیده است. نمونه‌های اخذ شده بعد از انتقال به آزمایشگاه و آماده‌سازی، تحت آزمایش‌های فیزیکی و مکانیک خاک و مکانیک سنگ قرار گرفته است. آزمایش‌های مربوطه، به عنوان آزمایش‌های متداول ژئوتکنیکی مانند آزمون تکه محوری، برش مستقیم، دانسیته، وزن مخصوص، تخلخل و... می‌باشد که توسط دستورالعمل‌های ارائه شده توسط ASTM اجرا گردیده است. جدول ۱ نتایج حاصل از آزمایش‌های ژئوتکنیکی صورت گرفته بر روی نمونه‌های مورد بررسی را ارائه داده است. نتایج حاصل از این آزمایش‌های در تحلیل‌های عددی این تحقیق مورد استفاده می‌باشد.

جدول ۱. نتایج حاصل از آزمایش‌های ژئوتکنیکی بر روی نمونه‌های محدوده سد

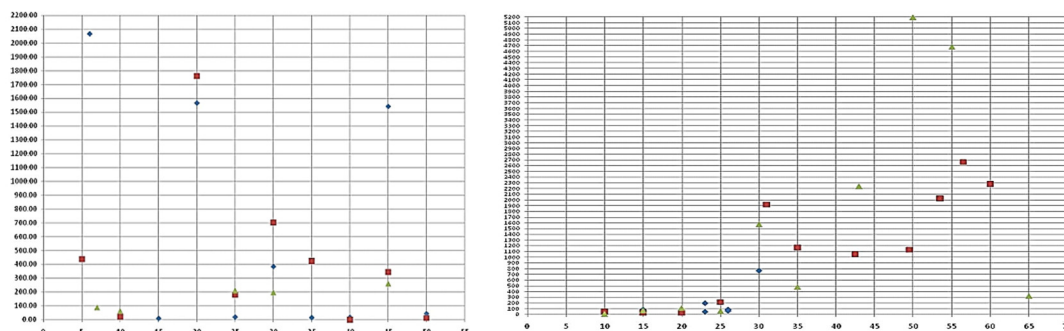
¹ Finite Element Method

² Distinct Element Method

³ Boundary Element Method

پارامترها	شیست	آهک شیستی	زون گسلی
دانسیته اشباع (t/m^3)	۲/۷۵	۲/۷۱	۲/۵
دانسیته خشک (t/m^3)	۲/۷۳	۲/۶۸	۲/۴
چسبندگی (Mpa)	۰/۲	۰/۴	۰/۲۶۹
زاویه اصطکاک (درجه)	۳۶	۳۷	۲۵
مقاومت فشاری توده سنگ (Mpa)	۳	۳/۲	۰/۹۷
مدول تغییر شکل (Mpa)	۱۴۰۹	۲۷۹۳	۳۰۰

نتایج حاصل آزمون لوژان صورت گرفته برای جناحین سد در شکل ۵ آورده شده است.

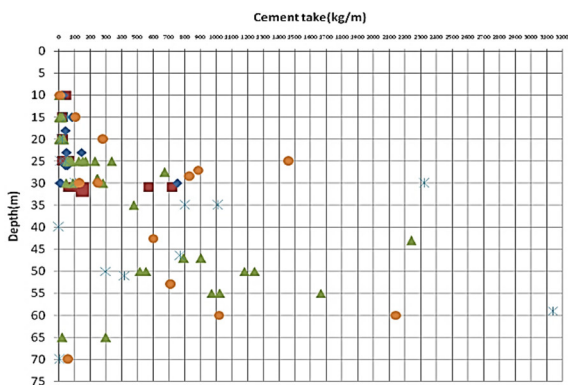


ب. جناح چپ سد

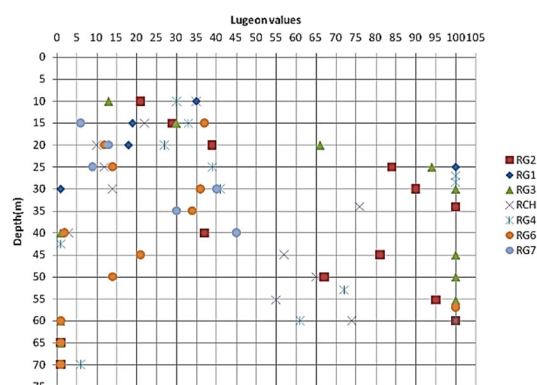
الف. جناح راست

شکل ۵. نتایج حاصل از تزریق پذیری در جناحین سد بر روی شیست‌ها

یکی از مسائل مطرح در عملیات لوژان یا تزریق در بستر و ساختگاه سد، توانمندی آبخوری یا ارزیابی فشار تزریق است. این مسئله نشان‌دهنده توانایی بستر سد برای نگهداری آب یا گذردگی آن است. شکل ۶ وضعیت آبخوری ساختگاه را که بر پایه‌ی ارزش لوژان برآورد شده است را ارائه می‌دهد. همان‌طور که در این اشکال مشخص می‌گردد، بیشترین آبخوری مربوط به بستر سد در محدوده‌های ۱۰ تا ۳۰ متری می‌باشد که با اجرای پرده آب‌بند مناسب باید مهار گردد.



ب. نتایج حاصل از میزان خوردن سیمان در ساختگاه سد

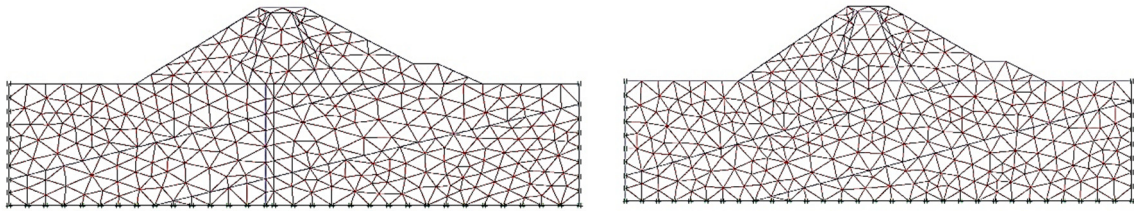


الف. نتایج آزمون لوژان برای ساختگاه سد

شکل ۶. وضعیت آبخوری ساختگاه را که بر پایه‌ی ارزش لوژان

۱-۴ ارزیابی خصوصیات طراحی آب‌بند و انجام آنالیز برگشتی با نرم‌افزار Plaxis

در مرحله مدل‌سازی هندسی، بعد از پیاده‌سازی هندسه سد و بستر اصلی که پرده آب‌بند در آن اجرا می‌گردد، شرایط مرزی به صورت بستن مرزهای بین‌هایت به منظور عدم جلوگیری از انعکاس و یا انکسار تغییر شکل و میدان تنش در محیط صورت می‌پذیرد. شکل ۷ نمونه‌ای از مدل‌های هندسی تهیه شده برای هر دو گروه شبیه‌سازی به همراه شرایط مرزی تعریف شده را برای این گروه‌ها نشان داده است. همان‌طور که مشاهده می‌گردد، مرزهای مدل بسته به موقعیت قرارگیری در یک یا هر دو جهت بسته شده‌اند.

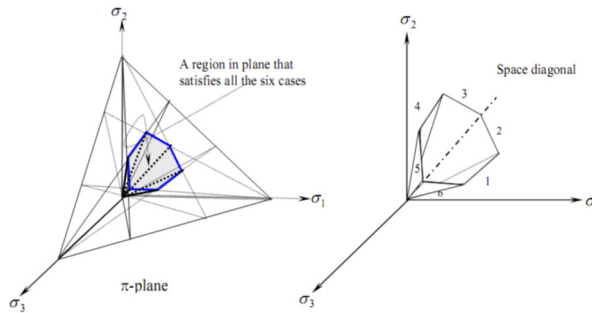


ب. بعد از اجرای پرده آب‌بند

الف. قبل از اجرای پرده آب‌بند

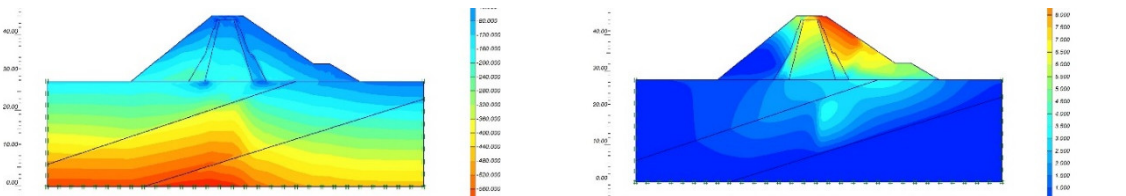
شکل ۷. مدل هندسی تهیه شده سد

مدل رفتاری بکار گرفته شده در این مطالعه مدل الاستوپلاستیک موهر - کولمب می‌باشد. این مدل رفتاری بر پایه‌ی پوش گسیختگی تحت تنش‌های نرمال و برشی به صورت صفحه‌ای و فضایی، امکان تحلیل گسیختگی به هر دو صورت کششی و فشاری (برش) را ممکن می‌سازد. [15] تحلیل تنش به صورت یک تانسور ۹ معیاری که ۶ معیار مستقل دارد مدنظر در تحلیل‌های فضایی می‌باشد. وضعیت گسیختگی ۶ تانسور تنش مستقل در شکل ۸ نشان داده شده است.



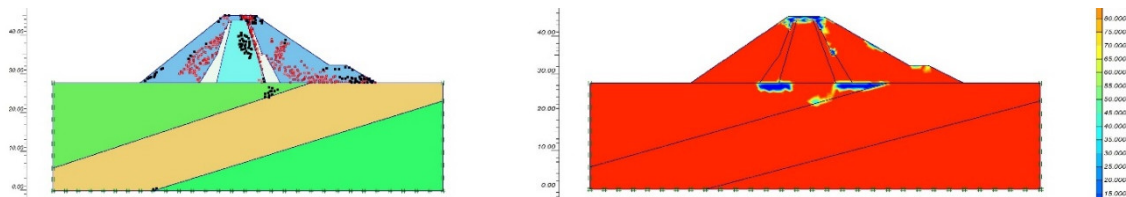
شکل ۸. وضعیت تانسورهای تنش در فضای سه‌بعدی موهر - کولمب

در مرحله مدل‌سازی مکانیکی مدل نهایی شده و آماده‌ی تحلیل است. بدین منظور مدل طی سیکل‌های مشخص تحت رفتار پلاستیک مورد حل قرار گرفته و خروجی تحلیل مورد بررسی و تفسیر قرار می‌گیرد. در مدل‌سازی مکانیکی، تغییر شکل‌های ایجاد شده در سد و محیط از شرایط اولیه به شرایطی که بعد از آبیگری سد و ساخت پرده آب‌بند محاسبه گردیده‌اند و میزان تغییرات و جابجایی‌ها در گره‌های تحلیل برآورد گردد، لحاظ شده است. این اطلاعات در ارزیابی تراوش از بدنه و بستر سد در طی مراحل قبل و بعد از ساخت پرده آب‌بند و طی آبیگری سد (تحلیل بلندمدت) مورد استفاده می‌باشد. شکل ۹ نمونه‌ای از نتایج حاصل از حل مدل مکانیکی برای شبیه‌سازی قبل از اجرای پرده آب‌بند را نشان می‌دهد.



ب. وضعیت تنش برجا بعد از آبیگری

الف. وضعیت تغییر شکل و جابجایی کل

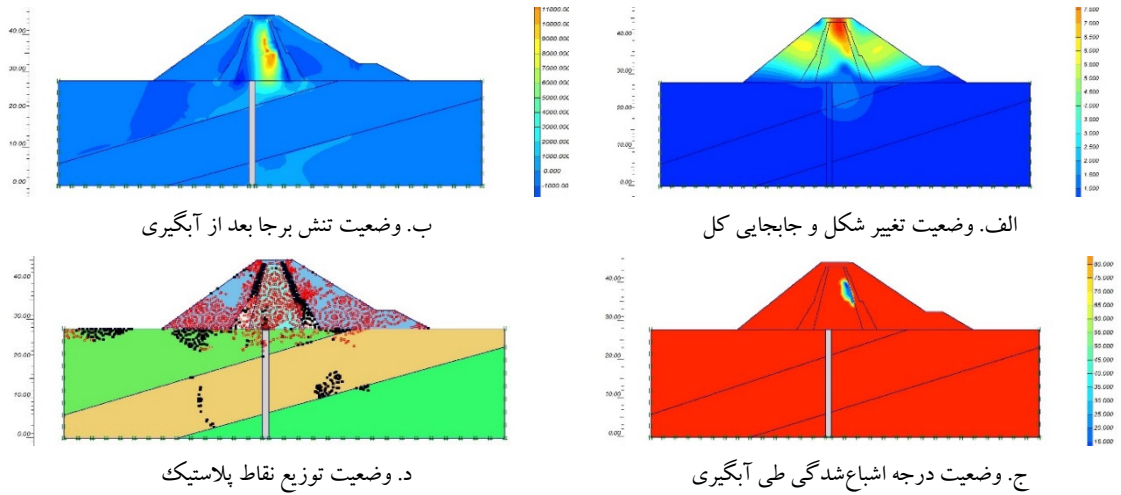


د. وضعیت توزیع نقاط پلاستیک

ج. وضعیت درجه اشباع‌شدگی طی آبیگری

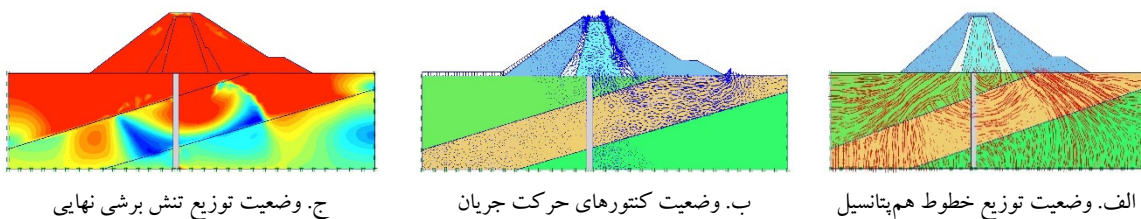
شکل ۹. نمونه‌ای از نتایج حاصل از حل مدل مکانیکی برای شبیه‌سازی قبل از اجرای پرده آب‌بند

همچنین مدل مکانیکی برای بعد از اجرای پرده آب‌بند تهیه گردید که این مرحله نیز همانند مرحله مربوط به قبل از اجرای پرده آب‌بند می‌باشد؛ اما تفاوت اصلی این بخش، نحوه اجرا شدن پرده آب‌بند است. وجود پرده آب‌بند، باعث افت فشار آب منفذی و جریان در رسوبات و انتقال آن به نواحی سد بخصوص هسته سد می‌گردد که در نتایج ارائه شده در طی عملیات صحرائی و ابزار دقیق نیز قابل پی‌جویی بوده و توسط مهندسین ژئوتکنیک در طراحی‌های هسته سد، مدنظر می‌باشد. در چنین شرایطی ارزیابی تراوش در بدنه و بستر سد و به‌خصوص هسته آن، بسیار مهم بشمار می‌آید. تغییر شکل‌های ناشی از عملیات آبیگری سد (تحلیل بلندمدت) سبب گسترش بیشتر نواحی پلاستیک و تمرکز تنش در بدنه سد خواهد شد. شکل ۱۰ نمونه‌ای از نتایج حاصل از حل مدل مکانیکی برای شبیه‌سازی بعد از اجرای پرده آب‌بند ارائه داده است.



شکل ۱۰. نمونه‌ای از نتایج حاصل از حل مدل مکانیکی برای شبیه‌سازی بعد از اجرای پرده آب‌بند

تحلیل تراوش در محدوده سد، نیازمند ارائه وضعیت جریان در محدوده سد و توزیع خطوط هم‌پتانسیل و جریان می‌باشد. همان‌طور که می‌دانیم، خطوط جریان و هم‌پتانسیل به‌صورت عمود بر هم می‌باشند. تخمین وضعیت خطوط هم‌پتانسیل در بدنه سد زمانی که پرده آب‌بند اجرا گردیده است، می‌تواند در برآورد موقعیت مکانی خطوط جریان بسیار مؤثر باشد. این مسئله نیز بر روی برآورد وضعیت جریان در بدنه و بستر سد تأثیر داشته باشد. شکل ۱۱ الف وضعیت خطوط هم‌پتانسیل برآورد شده برای محدوده نهایی سد بعد از اجرای پرده آب‌بند و شکل ۱۱ ب وضعیت توزیع و حرکت (جریان) در محدوده سد را نشان داده است. همان‌طور که در این اشکال مشاهده می‌گردد، وجود پرده آب‌بند سبب گردیده تا خطوط هم‌پتانسیل عمود بر پرده آب‌بند عمل کرده و جریان را به سمت هسته سد هدایت کنند. این مسئله در شرایط میدانی نیز قابل مشاهده بوده و در طراحی‌های پایداری سد لحاظ می‌گردد. همچنین با توجه به تمرکز وضعیت جریان، انتقال در هسته سد و پایین دست بدنه تمرکز دارد. این مسئله نیز وضعیت قرارگیری خطوط هم‌پتانسیل را در مدل‌سازی توجیه کرده و کارآمدی تحلیل را نشان می‌دهد. اگر نتایج حاصل از این وضعیت توزیع جریان در بدنه سد را با وضعیت تنش برشی (که به‌صورت مستقیم با هم در ارتباط هستند) مجدداً بازبینی نماییم، وضعیت توزیع تنش برجا نهایی بعد از تغییر در وضعیت جریان در محدوده سد به‌صورت شکل ۱۱ ج خواهد بود. همان‌طور که در این شکل نشان داده شده است، روند اجرای پرده آب‌بند سبب گردیده تا میزان تنش برشی در محدوده بستر کاهش پیدا کرده و تمرکز اصلی آن به سمت بالادست و هسته سد باشد. همچنین تأثیر جریان خروجی از پایین دست سبب ایجاد اضافه فشار آب منفذی در بخش پایین دست سد گردیده و این نیز به‌نوبه خود بر روی افزایش تنش برشی در این محدوده تأثیر گذاشته است. تغییر جریان در محدوده پرده آب‌بند سبب گردیده که در بخش بالادست سد و بخش مخزنی پرده آب‌بند، افت تنش برشی مشاهده و برآورد گردد. این مسئله نیز بر عملکرد صحیح پرده آب‌بند تأکید دارد. به‌طوری‌که وضعیت جریان در محور پرده آب‌بند به‌صورت دور شونده است. از سوی دیگر جریان رو به بالا در محدوده سد عامل ایجاد اتساع در خاک بوده و نیازمند انجام عملیات صحیح تحکیمی در بستر سد و یا بهسازی در محدوده گالری‌ها است که بتواند به‌صورت قابل توجهی این فشار آب را در محدوده کناری و زیرین سد مهار نماید.



شکل ۱۱. تحلیل تراوش در بدنه و بستر سد

۵. نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج آزمون‌های ژئوتکنیکی (صحرائی و آزمایشگاهی) و همچنین با توجه به بررسی‌های میدانی ساختگاه سد و انجام آنالیزهای عددی المان محدود و نرم‌افزاری توسط Plaxis می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. آنالیزها نشان داده است که تنش‌های قائم و تنش‌های اصلی حداکثر در محدوده اتصال هسته و پوسته افت نموده و دارای تغییرات ناگهانی است. این موضوع به علت اختلاف سختی در پوسته و هسته سد بوده که با توجه به اینکه نسبت تنش موجود به تنش در حالت سد همگن در حد متعارف و قابل‌انتظار است؛ بنابراین پدیده قوس زدگی در هسته سد وجود نخواهد داشت؛ اما در مورد اجرای پرده آب‌بند تغییرات کرنشی در پی باید لحاظ گردد.

۲. توجه به گستردگی پی و تعداد محدود حفاری‌های انجام‌شده و اینکه بافت تراکمی و نفوذپذیری به‌صورت قطعی مشخص نبوده و احتمال وجود لایه‌های با نفوذپذیری بالا وجود دارد، در حین آنالیز، بدترین حالات نیز در نظر گرفته شده است؛ زیرا که وجود یک‌لایه بنام زون برشی که می‌تواند در تحلیل

سبب فرار آب گردد وجود دارد. از سوی دیگر به لحاظ زمین‌شناسی مهندسی وضعیت لایه‌بندی به طرف بالادست سد بوده که نشان‌دهنده حالت خوب/مناسب است.

۳. به‌طور کلی نتایج آنالیزها رفتار مناسب سازه سد را در برابر شرایط مختلف بارگذاری، تأیید می‌نماید. تغییر مکان‌ها، تنش‌ها و فشار آب‌های منفذی در حد قابل قبول بوده و تحلیل تراوش انجام گرفته توسط نرم‌افزار Plaxis، نشان‌دهنده پیوستگی در جریان پایدار و توزیع خطوط جریان و هم‌پتانسیل به‌صورت منطقی است؛ اما به لحاظ پایداری سد نیازمند تحلیل کوتاه‌مدت و بلندمدت می‌باشد. به‌طوری‌که تغییرات میدان تنش- کرنش و جابجایی‌ها، نشان‌دهنده احتمال بسیار ضعیف امکان رخداد گسیختگی در پایین‌دست پوسته سد وجود دارد که نیازمند بررسی است.

۴. آنالیز تنش مؤثر نشان داده است که روند اجرای پرده آب‌بند به‌صورت پایین به بالا در طراحی سد با موفقیت اجرا گردیده و عملکرد آن نیز با کاهش تنش عمقی و هدایت جریان به محدوده سد تأیید گردیده است. این مسئله نشان‌دهنده کاهش نفوذپذیری رسوبات توسط پرده آب‌بند است.

۵. با توجه نتایج تحلیل تراوش، مشخص گردیده زمانی که پرده آب‌بند اجرا نگردیده، تغییرهای حاصل از تنش، کرنش و فشار آب منفذی، عامل رخداد تغییرات محدودی در محدوده هسته سد شده‌اند؛ که با اجرای پرده آب‌بند، این تغییرات گسترده‌تر شده است. این مسئله بیانگر حرکت و تأثیر جریان حاصل از اجرای پرده آب‌بند در محدوده هسته سد می‌باشد؛ اما افت تنش در محدوده هسته سد نشان‌دهنده فعالیت زهکش‌ها در راستای رفع فشار آب منفذی است. از سوی دیگر، گسترش کرنش در محدوده هسته نشان‌دهنده پدیده رفتار پلاستیک هسته ریزدانه است که حاصل از تنش برجا و فشار آب منفذی در آن است.

۶. وجود پرده آب‌بند سبب گردیده تا خطوط هم‌پتانسیل عمود بر پرده آب‌بند عمل کرده و جریان را به سمت هسته سد هدایت کنند. این مسئله در شرایط میدانی نیز قابل مشاهده بوده و در طراحی‌های پایداری سد لحاظ می‌گردد. همچنین با توجه به وضعیت جریان انتقال در هسته سد و پایین دست بدنه تمرکز دارد. این مسئله نیز وضعیت قرارگیری خطوط هم‌پتانسیل را در مدل‌سازی توجیه کرده و کارآمدی تحلیل را نشان می‌دهد.

۷. با توجه نتایج تحلیل تراوش مشخص گردیده که روند اجرای پرده آب‌بند سبب گردیده تا میزان تنش برشی برجا در محدوده بستر کاهش پیدا کرده و تمرکز اصلی آن به سمت بالادست و هسته سد باشد. همچنین تأثیر جریان خروجی از پایین‌دست سبب ایجاد اضافه فشار آب منفذی در بخش پایین‌دست سد گردیده و این نیز به‌نوبه خود بر روی افزایش تنش برشی در این محدوده تأثیر گذاشته است. تغییر جریان در محدوده پرده آب‌بند سبب گردیده که در بخش بالادست سد و بخش مخزنی پرده آب‌بند، افت تنش برشی مشاهده و برآورد گردد. این مسئله نیز بر عملکرد صحیح پرده آب‌بند، تأکید دارد. به‌طوری‌که وضعیت جریان در محور پرده آب‌بند به‌صورت دور شونده است. از سوی دیگر جریان رو به بالا در محدوده سد عامل ایجاد اتساع در خاک بوده و نیازمند انجام عملیات صحیح تحکیمی در بستر سد و یا بهسازی در محدوده گالری تزریق، می‌باشد که بتواند به‌صورت قابل توجهی این فشار آب را در محدوده کناری و زیرین سد در حدفاصل زون برشی مهار نماید.

منابع

- [1] Shroff A.V., Shah D.L. (1999). Grouting Technology in Tunneling and Dam Construction. CRC press, 534 p.
- [2] Sadeghpour A.H., Ghanbari A., Fadaee M. (2008). Ground Water Lowering in Deep Excavation. 6th Inter National Conference of Case Histories in Geotechnical Engineering.
- [3] Candogan A. (2009). Foundation Engineering Manual (2nd Edition). Digital Dreams, 728 p.
- [4] Das BM. (2008). Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning, 688 p.
- [5] Ewert F.K., Hungsberg U. (2018). Rock Grouting at Dam Sites. Springer, 234 p.
- [6] Guyer J.P. (2017). An Introduction to Grouting Dams and Water Retention Structures (2nd Edition). CreateSpace Independent Publishing Platform, 228 p.
- [7] Guyer J.P. (2014). An Introduction to Deep Soil Mixing and Jet Grouting Cutoff Walls for Embankment Dams. Independently published, 301 p.
- [8] آذر افرا، م. اصغری کلجاهی، ا. (۱۳۹۴). مهندسی ژئوتکنیک کاربردی. انتشارات نگارخانه اصفهان، ۲۴۶ ص.
- [9] Ewert F.K., Phillips R. (2012). Rock Grouting: with Emphasis on Dam Sites. Springer, 248 p.
- [10] Weaver K. (1991). Dam Foundation Grouting. Amer Society of Civil Engineers, 178 p.
- [11] Fransson A., Stille H., El-Tani M. (2018). An Integrated Approach to Rock Grouting. Processing in the ISRM International Symposium - 10th Asian Rock Mechanics Symposium, 29 October - 3 November, Singapore.
- [12] آقائاتی، ع. (۱۳۸۵). زمین‌شناسی ایران. انتشارات سازمان زمین‌شناسی و اکتشافات معدنی کشور، ۷۰۸ ص.
- [13] درویش زاده، ع. (۱۳۹۴). زمین‌شناسی ایران: چینه‌شناسی، تکتونیک، دگرگونی و ماگماتیسیم. انتشارات شرکت چاپ و نشر بین‌الملل (وابسته به سازمان تبلیغات اسلامی)، ۴۳۶ ص.
- [14] Golze A.R. (1997). Handbook of dam engineering. Van Nostrand Reinhold Co, 793 p.

- [15] Brinkgreve R.B.J., Swolfs W.M., Engin E. (2011). Plaxis Introductory: Student Pack and Tutorial Manual. CRC Press, 116 p.



طراحی و آنالیز ریسک جهت انتخاب سرریز مناسب در سد عباس آباد (کیله) بانه

سید حسین مجدی^۱، سید آریا فخری^{۲*}، کامران رحیمی^۳

^۱ کارشناسی ارشد در رشته عمران گرایش مدیریت منابع آب، مهندس ناظر شرکت مهندسی مشاور تماوان

^۲ دانشجوی دکتری فتوگرامتری، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

^۳ کارشناسی ارشد در رشته عمران گرایش مدیریت منابع آب، مهندس ناظر شرکت مهندسی مشاور تماوان

آدرس پست الکترونیکی مولف رابط: aryafakhri@trn.ui.ac.ir

خلاصه

سرریزها انواعی از سازه های آبی هستند که برای انتقال یا عبور سیلاب و آب های اضافی از سراب به پایاب سدها کاربرد دارند. طراحی سرریزها به عوامل مختلفی از قبیل سیل طرح، محل سد، اندازه و نحوه بهره برداری از مخزن بستگی دارد. غیر از مسائل اقتصادی عواملی از قبیل دقت و اعتماد در پیش بینی سیل، دوره و مقدار سرریزی و نوع سد نیز در طراحی سرریزها مؤثرند. برآورد سیل طرح در طراحی سرریزها از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد. یکی از شیوه های مؤثر در برآورد سیلاب طراحی استفاده از روش تحلیل ریسک می باشد. در این پژوهش با انتخاب دو نوع سرریز اوجی دریاچه دار (روگذر) و سرریز نیلوفری نسبت به هیدرولیک جریان در هر یک از سرریزهای مذکور در محل سد مخزنی عباس آباد مورد مطالعه قرار گرفته است. همچنین از روش جامعه مهندسی عمران آمریکا به منظور مطالعه تحلیل ریسک در هر یک از سرریزهای اوجی دریاچه دار و نیلوفری استفاده شده است. به منظور تحلیل ریسک، سه تابع چگالی احتمال نرمال، لوگ نرمال و گامبل مورد استفاده قرار گرفت. نتایج نشان می دهند به ازای یک تراز آب مشخص در مخزن، سرریز اوجی دریاچه دار نسبت به سرریز نیلوفری میزان جریان بیشتری را می تواند از خود عبور دهد، چراکه ضریب آبگذری سرریز اوجی دریاچه دار برخلاف سرریز نیلوفری با افزایش تراز آب مخزن تغییر محسوسی نخواهد کرد؛ بنابراین سرریز اوجی دریاچه دار در مواقع سیلابی دارای قابلیت اعتماد بالاتری می باشد. همچنین با استفاده از روش تحلیل ریسک مشخص می گردد، دبی طراحی مناسب برای سرریز اوجی دریاچه دار و نیلوفری به ترتیب برابر با ۱۸۲ و ۲۶۱/۳ مترمکعب بر ثانیه خواهد بود.

کلمات کلیدی: سرریز اوجی دریاچه دار، سرریز نیلوفری، سیلاب طراحی، آنالیز ریسک، سد مخزنی عباس آباد.

۱. مقدمه

هرساله جان و مال بسیاری از مردم توسط سیل به مخاطره کشیده می شود. با پیش بینی وقوع سیل می توان خسارات ناشی از آن را کاهش داد. بطوریکه اولاً با پیش بینی وقوع سیل مردم می توانند از محل خطر فرار کنند و ثانیاً فایده دیگر آن، تحلیل فراوانی وقوع سیلابها به منظور طراحی سازه هایی است که در مناطق سیل خیز قرار گرفته اند. به عنوان مثال در طراحی سدها، پل های بزرگ، راه آهن و راه ها، آبگذرها، سیستم های تأمین آب و ساختمان های کنترل سیل از روابط احتمال و مقدار سیل استفاده می شود. جامعه متخصصان آبی در آمریکا گزارش کرده اند که از ۲۹۳ مورد خرابی سدها که از سال ۱۷۹۹ در آمریکا و سایر کشورهای جهان روی داده است، حدود ۲۰ درصد آن ها به دلیل طراحی نامناسب سرریزها بوده است [1]. روش هایی که در حال حاضر برای به دست

آوردن سیل طرح^۱ در ساختمان‌های هیدرولیکی بکار می‌رود مشتمل بر کاربرد داده‌های هواشناسی است که در آن از تکنیک‌هایی مانند معادلات دینامیکی جریان، حداکثر سیل محتمل^۲ (PMF) و روش‌های تحلیل فراوانی احتمالات استفاده می‌شود. عیب روش PMF یا روش‌های مشابه در این است که کاملاً عینی بوده و فاقد هرگونه درجه احتمالات می‌باشند. موضوع از این نظر حائز اهمیت است که در ذهن افراد عادی این امر را تداعی می‌کند که اگر از روش PMF استفاده شود نباید هیچ‌گونه خطری وجود داشته باشد و سیلی بزرگ‌تر از آن اتفاق افتد. حال آنکه این‌طور نبوده و ممکن است گاهی سیل‌های بزرگی وجود داشته باشد. یوجویچ اختلاف بین روش PMF و روش تحلیل فراوانی را مشابه تفاوت بین مصلحت و حقیقت تعریف کرده است [2].

لذا، تعیین سیلاب طراحی فاقد یک روش یکسان و استاندارد در دنیا می‌باشد. در انتخاب دوره بازگشت یا بزرگی سیلاب طراحی نیز مانند روش محاسبه آن، اتفاق نظر وجود ندارد و کشورهای مختلف بر اساس نوع و ابعاد سد و یا خطرات بالقوه ناشی از شکست سد مقدار سیلاب طراحی را انتخاب می‌کنند [3]. همچنین کمیته بین‌المللی سدهای بزرگ^۳ (۱۹۹۲) توصیه می‌نماید در محاسبه سیلاب طراحی سدها، پدیده‌های بسیار زیاد و متغیری وجود دارند که یک روش قادر به تفسیر تمامی این پدیده‌ها نیست. در صورت امکان استفاده از چند روش مختلف مطلوب‌تر است. مقایسه مستدل نتایج حاصل از کاربرد روش‌های مختلف می‌تواند توجیه بهتری برای مقداری که در نهایت برای سیلاب طراحی انتخاب می‌شود به دست دهد.

از سازه‌های هیدرولیکی مهم در سدها می‌توان به سرریزها اشاره نمود که طراحی نامناسب آن می‌تواند عواقب جبران‌ناپذیری را به دنبال داشته باشد. سرریزها سازه‌هایی هستند که سیلاب‌های مازاد را که توانایی ذخیره در مخزن ندارند تخلیه می‌کنند. سدهای خاکی و سنگریزه‌ای چنانچه جریان از بدنه آن‌ها عبور کند به‌طور یقین تخریب خواهند شد، لذا ظرفیت سرریز در این سدها باید به‌گونه‌ای باشد که از ریزش جریان از بدنه سد جلوگیری نماید. برای سدها با خطرات بالا، دبی طراحی بر اساس حداکثر بارندگی محتمل (PMP) به دست می‌آید. برای سازه‌های کوچک، سیلاب طراحی ورودی با دوره بازگشت ۵۰ تا ۲۰۰ ساله ممکن است استفاده شود [4]. آنالیز ریسک اقتصادی یکی دیگر از روش‌هایی است میزان ایمنی و سیلاب طراحی را به‌طور هم‌زمان تعیین می‌نماید [5,6]. تحلیل ریسک را می‌توان استفاده از اطلاعات موجود به‌منظور تخمین ریسک از خطرات تعریف نمود. در این تعریف، ریسک معیاری از احتمال و شدت یک پدیده مخرب است که به‌صورت کمی محصول احتمال تخریب در عواقب آن است [7].

سرریزها را می‌توان به روش‌های مختلف طبقه‌بندی نمود. بر اساس عملکرد، سرریزها به سه دسته سرویس، اضطراری و کمکی تقسیم می‌شوند. چنانچه چگونگی کنترل اهمیت داشته باشد سرریزها در دو دسته سرریز بدون کنترل (بدون دریچه) و سرریز کنترل دار (با دریچه) قرار می‌گیرند؛ و در نهایت بر مبنای معیارهای هندسی سرریزها به دسته‌های زیر طبقه‌بندی می‌شوند: [8]

سرریز ریزشی آزاد (سقوط مستقیم)^۴، سرریز روگذر یا اوجی^۵، سرریز شوت^۶، سرریز جانبی^۷، سرریز نیلوفری (لاله‌ای، استوانه‌ای)^۸، سرریز سیفونی^۹، سرریز مجرای (تونلی)^{۱۰}، سرریز پلکانی^{۱۱}.

در یک محل گزینه‌های مختلفی از سرریز را می‌توان با توجه به ملاحظات اقتصادی، شرایط توپوگرافی، ارتفاع سد، زمین‌شناسی پی و هیدرولوژی انتخاب نمود. سرریز باید سازه‌ای قوی، مطمئن و با کارایی بالا انتخاب شود که هرلحظه بتواند برای بهره‌برداری آمادگی داشته باشد، لذا در انتخاب سرریز برای یک منطقه و سد باید دقت لازم صورت گیرد.

در این پژوهش، انتخاب گزینه مناسب برای سرریز سد مخزنی عباس‌آباد مورد مطالعه قرار گرفته است. با توجه به شرایط زمین‌شناسی، مهندسی طرح، توپوگرافی تکیه‌گاه‌ها و همچنین پیچ‌وخم رودخانه و موقعیت سیستم انحراف و همچنین حجم و شکل هیدروگراف و وضعیت گسل منطقه دو گزینه سرریز تونلی با ورودی لاله‌ای و سرریز اوجی دریچه‌دار در تکیه‌گاه چپ، مورد مطالعه قرار گرفت.

۲. پیشینه تحقیق

در ساخت سدها، طراحی سازه‌ای به نام سرریز ضروری می‌باشد. در حقیقت سرریز، مجرای برای تخلیه آب‌های اضافی و سیلاب‌ها از سراب به پایاب سدها می‌باشد. از آنجایی که سرریز جریان را از زیربهرانی به فوق‌بهرانی تبدیل می‌کند، امکان فرسایش شدید آبی در پایانه سرریز محتمل بوده، لذا سازه‌های مستهلک‌کننده انرژی یکی از اجزاء جدانشدنی برای پایاب سرریز به حساب می‌آید [9].

-
- 1- Design Flood
 - 2- Probable Maximum Flood
 - 1- International Committee of Large Dams (ICOLD)
 - 1- Free Overfall (or Straight Drop) Spillway
 - 2- Overflow or Ogee Spillway
 - 3- Chute Spillway
 - 4- Side-channel Spillway
 - 5- Shaft (or Morning Glory) Spillway
 - 6- Siphon Spillway
 - 7- Conduit (or Tunnel) Spillway
 - 8- Cascade Spillway

ظرفیت سرریز یا دبی عبوری جریان در سرریز سدها با کمک محاسبات هیدرولوژی حوضه آبخیز رودخانه تا محل سد تعیین می‌گردد. ظرفیت سرریز باید به اندازه‌ای باشد که بتواند بزرگ‌ترین سیل احتمالی (PMF) یک دوره زمانی ویژه را از خود عبور دهد. این حداکثر سیلاب، سیلاب طراحی سرریز نامیده می‌شود [10].

سیلاب طراحی یا از روش‌های فراوانی یا به صورت حداکثر سیلاب محتمل برآورد می‌شود [11].

انتخاب نوع سرریز، تابع شرایط محل، نوع سد و بودجه کلی طرح می‌باشد. دفتر عمران ایالات متحده آمریکا، شرح کاملی از این سرریزها ارائه کرده است [12]. در اینجا با توجه به موضوع مورد تحقیق تنها مطالعات صورت گرفته در خصوص سرریز اوجی و نیلوفری بیان می‌شود.

۱-۲- مطالعات انجام شده بر روی سرریز اوجی

با پیشرفت‌های متعددی که در مدل‌های محاسباتی به منظور حل معادلات حاکم بر جریان سیالات به وجود آمده، مهندسان با دقت بیشتری طراحی سرریزها را انجام می‌دهند.

کاسیدی در سال ۱۹۶۵ با استفاده از تئوری جریان پتانسیل حل مناسبی را برای سطح آزاد و فشار تاج به دست آورد بطوریکه نتایج به دست آمده با داده‌های آزمایشگاهی مطابقت مناسبی داشت. راه‌حل کاسیدی در سال ۱۹۷۳ توسط آپیک‌گاو و واشیزو و در سال ۱۹۷۹ توسط بتس مورد استفاده قرار گرفت و آن‌ها با به کارگیری روش عناصر محدود خطی و مفهوم واریانس به همگرایی بهتری دست یافتند. لی و همکاران در سال ۱۹۸۹ با استفاده از یک مدل دوبعدی تکراری و روش عناصر محدود از مرتبه بالاتر منحنی سطح آب و سرریز را مدل کردند. کیو و همکاران (۱۹۹۸)، تئوری جریان پتانسیل را با استفاده از نظریه تحلیلی مقدار مرزی توسعه دادند. این روش با موفقیت برای سرریز با سقوط آزاد بکار گرفته شد [13].

مطالعاتی نیز در زمینه استفاده از بسته نرم‌افزاری Flow-3D و روش حجم سیال ناپایدار به منظور شبیه‌سازی جریان آزاد بر روی سرریز اوجی استاندارد انجام شده است [14]. هو و همکاران با استفاده از روش دینامیک سیالات محاسباتی (CFD)، جریان گذرنده از روی سرریز را به صورت دوبعدی و سه‌بعدی مدل کردند. نتایج آن‌ها با مدل آزمایشگاهی تطابق مناسبی داشته است [15]. ویلی و همکاران به استفاده هم‌زمان از مدل فیزیکی و روش دینامیک محاسباتی سیالات (CFD) به منظور طراحی بهتر جریان در سرریزها اشاره دارند [16].

دانشخواه و همکاران مطالعه‌ای بر روی حساسیت مقدار عمق طراحی در محاسبه مناسب پروفیل جریان بر روی سرریز اوجی با استفاده از روش حجم محدود انجام دادند [17].

۲-۲- مطالعات انجام شده بر روی سرریز نیلوفری

اولین سرریز نیلوفری در کشور ایالات متحده آمریکا در سال ۱۹۲۶ در سد داویس بریدج ساخته شد. با ساخت این سرریز، مرحله جدیدی آغاز گردید. این اولین سرریزی بود که عملکرد هیدرولیکی آن توسط مطالعات مدل بررسی می‌گردید [18].

باقری و همکاران با استفاده از مدل فیزیکی مطالعه‌ای بر روی ضریب تخلیه سرریز نیلوفری با شکل تاج چندوجهی انجام دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که استفاده از تاج چندوجهی در افزایش ضریب تخلیه مؤثر می‌باشد بطوریکه ضریب تخلیه در تاج سه و جهی بیشتر از تاج پنج و هفت و جهی می‌باشد [19]. کمان به دست با استفاده از شبکه عصبی ضریب تخلیه سرریز نیلوفری را مورد ارزیابی قرار داد. او از ۳، ۶ و ۱۲ تیغه گرداب‌شکن استفاده نمود. مقدار خطای برآورد در مرحله آموزش ۱۳/۴٪ و در مرحله صحت سنجی ۲۹/۲٪ بود [20].

حسینی و عالمی با استفاده از نرم‌افزار Flow-3D پارامترهای هیدرولیکی جریان نظیر ضریب دبی، پروفیل سطح آب و توزیع فشار را در سرریز اوجی و نیلوفری مقایسه کردند [21]. احمدی و مهدوی سعیدآبادی بر روی پارامترهای هیدرولیکی سرریز نیلوفری مطالعه کردند. پارامترهایی نظیر ضریب دبی، پروفیل سطح آب و توزیع فشار در هدهای متفاوت محاسبه و نتایج حاصل نشان‌دهنده این است که تغییرات پارامترهای جریان با کوچک‌ترین تغییر در هد اتفاق می‌افتد [22].

۳- مواد و روش

سدهای خاکی حساسیت به مراتب بیشتری در برابر لبریز شدن دارند و احتمال شکست و فروریختن آن‌ها در چنان وضعیتی، بسیار زیاد است. اگرچه برخی گزارش‌های حاکی از آن است که درجه ایمنی یا پایداری محدودی را می‌توان انتظار داشت، با این وجود هیچ سد خاکی را نمی‌توان یافت که بیش از چند ساعت در برابر عبور تیغه آبی به ضخامت حدود یک متر از بالای تاج خود پایداری و استقامت نماید. لذا انتخاب ظرفیت مناسب برای سرریز سدها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. از این رو، در سد مخزنی عباس‌آباد دو گزینه سرریز اوجی و نیلوفری مورد توجه قرار گرفت و با استفاده از روش مهندسی عمران آمریکا آنالیز ریسک مربوط به این دو سرریز بررسی شد.

۱-۳- منطقه مورد مطالعه

هدف از مطالعات سد مخزنی عباس‌آباد، طراحی یک سد مخزنی جهت توسعه کشاورزی منطقه، تأمین آب شهر بانه و جلوگیری از هدررفت آب از طریق مرز می‌باشد. ساختگاه مورد مطالعه بر روی یکی از شاخه‌های رودخانه نور و مابین روستاهای پهلوی دژ، هنگ‌ژال و کيله به مختصات ۵۸۹۴۰۰ تا ۵۸۸۰۰ خاوری و ۳۹۶۹۰۰ تا ۳۹۶۹۶۰۰ شمالی در سیستم مختصات UTM انتخاب شده است. رودخانه نور خود یکی از سرشاخه‌های رودخانه چومان می‌باشد. رودخانه چومان یکی از شاخه‌های مهم رودخانه زاب کوچک بوده و در ناحیه شهرستان بانه کردستان جریان دارد. راه دسترسی به ساختگاه سد از طریق جاده آسفالت کيله به طول تقریبی ۱۸ کیلومتر از شهر بانه به طرف روستای عباس‌آباد می‌باشد.

۱-۳-۱- هواشناسی منطقه

متوسط ماهانه و سالانه تعداد روزهای یخبندان در محل ساختگاه سد نشان می‌دهند تقریباً ۴ ماه از سال دارای یخبندان بوده و شروع آن از نوامبر و خاتمه آن ماه فوریه می‌باشد. به‌طور متوسط ۱۲۴ روز سال یخبندان است. مقدار بارش سالانه در سطح حوضه سد عباس‌آباد برابر ۸۰۷ میلی‌متر محاسبه شده است. به این ترتیب مقدار PMP در حوضه سد عباس‌آباد معادل ۵۰۸ میلی‌متر برآورد گردید که با اعمال ضریب تعدیل در آن ۳۸۱ میلی‌متر خواهد شد. با استفاده از طبقه‌بندی دومارتن و آمبروزه اقلیم حوضه مورد مطالعه در وضعیت نیمه مرطوب قرار گرفته است.

۲-۳-۱- هیدرولوژی منطقه

حوضه آبخیز مورد مطالعه از نظر تقسیمات کشوری در استان کردستان و در جنوب شرقی شهرستان بانه و در نزدیکی مرز ایران قرار گرفته است. مساحت و محیط حوضه آبخیز ساختگاه سد مخزنی عباس‌آباد به ترتیب برابر ۳۹/۸ کیلومتر مربع و ۳۴/۹ کیلومتر اندازه‌گیری شده است. ارتفاع متوسط حوضه از سطح دریا ۱۹۳۹ متر و شیب آن ۱۹ درصد می‌باشد. طول رودخانه منطقه مورد مطالعه ۱۳/۸ کیلومتر و شیب متوسط آن ۳/۷۴ درصد می‌باشد. متوسط آبدهی سالانه در محل سد مخزنی عباس‌آباد ۷۷/۰ متر مکعب بر ثانیه برآورد شده است.

۲-۳-۲- انتخاب سرریز

با توجه به داده‌های هیدرولوژیکی و هیدرومتری و کلیماتولوژی منطقه، دبی طراحی سیلاب ورودی با توجه به بهینه اقتصادی به عرض سرریز و مجموع هزینه‌های حفاری آن با مقایسه هزینه‌های سد و همچنین با ملحوظ داشتن حداقل فشار منفی مجاز بر روی سازه ورودی سرریز در شرایط سیلاب طرح که با دوره برگشت ۱۰۰۰۰ ساله طراحی و شرایط PMF در بخش ورودی کنترل شده است، به دست آمد.

معیارهای طراحی سرریز با توجه به اطلاعات کلی از محل و نوع سد و مشخصات هیدرولوژیکی حوضه و همچنین شرایط زمین‌شناسی محور سد به شرح زیر در نظر گرفته شده است:

الف- مجموع سازه‌های تخلیه سیلاب بایستی قادر به تخلیه حداکثر سیلاب محتمل PMF بدون سرریز شدن از تاج سد باشد.

ب- در زمان وقوع سیلاب به لحاظ تضمین ایمنی بیشتر برای سد سطح آب مخزن در تراز نرمال فرض شده است که بدیهی است در صورت تکمیل سیستم‌های هشدار سیل به صورت منطقه‌ای و ماهواره‌ای تا زمان احداث سد می‌توان ظرفیت سرریز را بدون آنکه تراز تاج سد تغییر یابد کاهش داد.

با توجه به شرایط زمین‌شناسی مهندسی طرح و توپوگرافی تکیه‌گاه‌ها و همچنین پیچ‌وخم رودخانه و موقعیت سیستم انحراف و همچنین حجم و شکل هیدروگراف کلاً برای سد خاکی در ابتدا گزینه سرریز لاله‌ای مورد مطالعه در تکیه‌گاه چپ قرار گرفت که موقعیت سرریز در تکیه‌گاه راست به لحاظ ژئوتکنیکی و نهایتاً هزینه بیشتر مردود گردید. علت انتخاب این گزینه دبی کم سرریز و هزینه پایین و مشکلات اجرایی دیگر مانند طولانی شدن زمان ساخت و نهایتاً نزدیکی آن به مرز ایران مورد توجه قرار گرفت. با توجه به شرایط زمین‌شناسی مطلوب پایاب که از آهک شیبی می‌باشد ترجیح داده شده که به‌جای حوضچه آرامش به لحاظ هزینه زیاده‌تر از باکت پرتابی استفاده گردد.

نوع سرریز به شرایط اقتصادی طرح و شرایط توپوگرافی منطقه و دبی طرح بستگی دارد با توجه به شرایط زمین‌شناسی مهندسی طرح و توپوگرافی تکیه‌گاه‌ها و همچنین پیچ‌وخم رودخانه و موقعیت سیستم انحراف و همچنین حجم و شکل هیدروگراف و وضعیت گسل منطقه کلاً دو گزینه سرریز لاله‌ای و سرریز اوجی در بجه‌دار مورد مطالعه در تکیه‌گاه چپ قرار گرفت.

۳-۳- روش مهندسی عمران آمریکا (ASCE)

این روش برای برآورد سیلاب طراحی سرریز سدها ارائه شده است. در این روش یک سری از طراحی پروژه‌ها به وسیله سیلاب‌های طراحی سرریز مشخص می‌شوند، مثلاً پروژه طرح ۵۰۰ ساله، پروژه طرح ۱۰۰۰ ساله و الی آخر. خسارت مورد انتظار ناشی از سیلاب‌های مختلف برای هر یک از طرح‌های پروژه که شامل صدمات جانی، خسارات مالی از جمله تخریب سد، تأسیسات و ... می‌باشد، برآورد و با هزینه احداث سرریز برای عبور سیلاب طراحی متناظر جمع می‌گردد. کمترین مقدار حاصل جمع هزینه‌های فوق‌الذکر، اقتصادی‌ترین سیلاب طراحی سرریز را تعیین می‌کند.

۴-۳- تابع هزینه

بهرتر است که تابع هزینه^۱ به‌عنوان تابع پیوسته‌ای از گزینه‌های طراحی سرریز بیان شود. با این حال، اغلب متخصصان یک رابطه جامع ارائه نکرده‌اند؛ و مقادیر مستقلی را متناظر با تعدادی گزینه طراحی به‌صورت ناپیوسته به‌عنوان تابع هدف در حل مسائل بکار برده‌اند. تابع هزینه ساخت سرریز، به‌عنوان تابعی از ظرفیت سرریز به‌صورت زیر در نظر گرفته شده است:

جداول ۱ و ۲ به ترتیب بیانگر مقادیر تابع هزینه به ازای گزینه‌های مختلف طراحی برای سرریز اوجی و نیلوفری می‌باشند.

جدول ۱. مقادیر تابع هزینه برای طراحی‌های مختلف سرریز اوجی

$f_1(S)$ (میلیارد ریال)	$q_c (m^3 / s)$	S
۳۵	۲۶۱/۳	۱
۳۰/۹۴	۲۳۱	۲
۲۷/۸۶	۲۰۸	۳
۲۴/۳۸	۱۸۲	۴
۲۰/۷۶	۱۵۵	۵
۱۷/۲۸	۱۲۹	۶
۱۳/۹۳	۱۰۴	۷
۱۰/۸۵	۸۱	۸

جدول ۲. مقادیر تابع هزینه برای طراحی‌های مختلف سرریز نیلوفری

$f_1(s)$ (میلیارد ریال)	$q_c (m^3/s)$	S
۸/۷	۲۶۱/۳	۱
۷/۷	۲۳۱	۲
۶/۹۳	۲۰۸	۳
۶/۰۶	۱۸۲	۴
۵/۱۶	۱۵۵	۵
۴/۳	۱۲۹	۶
۳/۴۶	۱۰۴	۷
۲/۷	۸۱	۸

۵-۳- تابع خسارت سیل

ارائه یک تابع خسارت سیل^۱ که بتواند به صورت واقع‌بینانه ارتباط خسارت با طراحی سد و سیلاب تصادفی را بیان کند آسان نمی‌باشد. در این تحقیق از روش پیشنهادشده توسط استدینگر و گریگر استفاده شده است [23]. تابع خسارت آن‌ها تعمیم همان تابع ارائه شده توسط انجمن تحقیقات ملی آمریکا در خصوص ایمنی سدها می‌باشد. در جدول ۳ برآورد هزینه خسارت ناشی از شکست سد عباس آباد محاسبه شده است.

جدول ۳. برآورد هزینه خسارت ناشی از شکست سد عباس آباد

ارزش (میلیارد ریال)	نوع فعالیت
۱۵۱/۵	۱- سد (بدنه و تأسیسات)
۳۵	۲- سرریز اوجی
۸۸/۵	۳- خط لوله و انتقال
۴۹	۴- شبکه آبیاری و زهکشی
۸/۱	۵- خسارات بنایی و زیربنایی
۹۰	۶- تلفات جانی
۱۲/۷	۷- ارزش محصولات شبکه آبیاری
۱۰	۸- ارزش آب ذخیره شده در دریاچه
۴۴۴/۸	جمع خسارات ناشی از شکست سد (M)
۱۹۵	۱۰- هزینه جایگزینی، تعمیرات و نگهداری (L)

۶-۳- توزیع فراوانی سیلاب

یکی از اهداف مرتبط با این تحقیق، حداقل کردن خسارت سیل سالانه برای هر گزینه طراحی می‌باشد. این خسارت با توجه به تابع چگالی احتمال جریانات سالانه تعیین می‌گردد. مشخص کردن اینکه کدام یک از توابع توزیع آماری مناسب‌ترین توزیع برای توصیف جریان سیل تصادفی است، امکان‌پذیر نمی‌باشد. تاکنون هیچ تابع توزیع واحدی به صورت همگانی پذیرفته نشده است، هر چند تحقیقات وسیعی در این زمینه صورت گرفته است. تجزیه و تحلیل فراوانی سیل مبادرت به تعیین تابع احتمال پیک‌های سیل و حجم سیلاب می‌نماید. توزیع‌های مختلفی برای توصیف رخدادهای تصادفی پیشنهادشده است، اما بیان اینکه کدام یک از توزیع‌ها برای توصیف متغیر تصادفی بهتر است غیرممکن می‌باشد. در این تحقیق، از سه تابع توزیع نرمال، لوگ‌نرمال و گامبل کمک گرفته شده است.

۷-۳- توابع چگالی احتمال

به منظور تحلیل متغیرهای هیدرولوژی به بررسی اطلاعات قبلی پرداخته تا توزیع مشاهدات یا به عبارتی توزیع فراوانی داده‌های موجود تهیه گردد. توزیع‌های آماری معمولاً با استفاده از هزارها نمونه نمایش داده می‌شوند. تطابق توزیع فراوانی داده‌های موجود با یکی از توزیع‌های آماری، این ویژگی را داراست که آمار محدود موجود را می‌توان توسعه داد و مقدار متغیر مورد نظر را با احتمال وقوع بسیار کم به دست آورد. این توزیع‌ها قادر خواهند بود که

عملیات آینده پروژه را ارزشیابی کنند. تابع‌های چگالی احتمال می‌توانند برحسب نوع متغیر تصادفی به صورت ناپیوسته و یا پیوسته باشند. با توجه به اینکه سیلاب طراحی یک متغیر پیوسته می‌باشد در اینجا تنها از توابع توزیع پیوسته استفاده می‌گردد.

۸-۳- انتخاب توزیع مناسب و روش حل مسئله ریسک

یکی از روش‌های انتخاب بهترین توزیع، محاسبه مجموع مربعات باقیمانده^۱ (R.S.S) برای هر یک از توابع می‌باشد. مناسب‌ترین توزیع دارای کمترین مقدار R.S.S بوده و آن توزیع برای تعیین داده‌های با دوره بازگشت مورد نظر، انتخاب می‌گردد و همچنین جهت حل مسئله ریسک از تابع مقدار مورد انتظار غیرشرطی استفاده خواهد شد.

۴. نتایج

معیارهای طراحی سرریز با توجه به اطلاعات کلی از محل و نوع سد و مشخصات هیدرولوژیکی حوضه و همچنین شرایط زمین‌شناسی محور سد به شرح زیر در نظر گرفته شده است.

- مجموع سازه‌های تخلیه سیلاب قادر به تخلیه حداکثر سیلاب محتمل (PMF) بدون سرریز شدن از تاج سد می‌باشند.
- در زمان وقوع سیلاب به لحاظ تضمین ایمنی بیشتر برای سد، سطح آب مخزن در تراز نرمال فرض شده است که بدیهی است در صورت تکمیل سیستم‌های هشدار سیل به صورت منطقه‌ای و ماهواره‌ای تا زمان احداث سد می‌توان ظرفیت سرریز را بدون آنکه تراز تاج سد تغییر یابد کاهش داد.
- البته این نکته را باید در نظر داشت که در عمل سود به هزینه سرریز زمانی که برای سیلاب‌های نادر ۱۰۰۰۰ ساله و PMF طراحی شود، می‌تواند به نحو باورنکردنی پایین باشد. همچنین به منظور استفاده از سرریزهای دریاچه‌دار بایستی موارد زیر را مورد توجه قرار داد:
- در صورتی که سرریز سد دریاچه‌دار باشد باید در شرایط باز نشدن یکی از دریاچه‌ها بتوان سیلاب ۱۰۰ ساله را به ایمنی از سد عبور داد.
- سرریزهای دریاچه‌دار باید حداقل دارای دو دهانه باشند و دهانه‌ها برای عبور تنه درختان و دیگر اجسام شناور به اندازه کافی عرض انتخاب شده باشند.
- برای سرریزهای دریاچه‌دار باید احتمال باز نشدن هر کدام از دریاچه‌ها را به یک درصد در سال کاهش داد.

۱-۴- طراحی سرریز نیلوفری

ورودی سرریز از یک برج لاله‌ای به قطر ۱۱/۴۲ متر به طول ۳۴/۳۸ متر با یک پایه میانی جهت هوادهی به عرض ۱/۵ متر طراحی شده است. تراز ورودی ۲ سرریز ۱۵۸۷/۵ متر بالاتر از سطح دریا انتخاب شده است و تراز آب در شرایط حداکثر سیلاب هزارساله، ده‌هزارساله و PMF به مقادیر ۱۵۸۸/۹، ۱۵۸۹/۴ و ۱۵۹۱ متر بالاتر از سطح دریا و دبی گذر جریان نیز به مقادیر متناظر ۱۲۰، ۱۸۳ و ۲۰۲ مترمکعب بر ثانیه خواهد رسید.

تداب از دو بخش شفت عمودی با یک تبدیل تدریجی به طول ۲۳/۱۶ متر و یک شفت قائم به قطر ۳/۷ متر و طول ۳/۵ متر و تونل پایاب به قطر ۳/۷ متر و طول ۱۵۰ متر تشکیل شده است. با توجه به دبی طراحی و حداکثر سیلاب عبوری و همچنین ترازهای سطح آب در مخزن سد و پایاب رودخانه و شرایط توپوگرافی و زمین‌شناسی محور سرریز اقدام به طراحی ابعاد و مشخصات هندسی قطر تونل پایاب با شرایط جریان آزاد گردید.

طول و قطر تونل پایاب ۱۵۰ متر و قطر شفت نیز به همان قطر انتخاب گردید که با شیبی حدود ۰/۶۳ می‌تواند جریان را به صورت آزاد تأمین نماید. تراز ورودی و خروجی تونل پایاب ۱۵۵۳/۷۵ و ۱۵۴۴/۳ متر بالاتر از سطح دریا انتخاب شده است. از یک دایره به شعاع ۷/۴ متر جهت اتصال شفت قائم سازه ورودی سرریز و تونل پایاب استفاده شده است. مقادیر حداکثر سرعت و عمق آب در شرایط دبی طراحی به ترتیب ۲۱/۷ متر بر ثانیه و ۳/۱۵ متر می‌باشند.

در خروجی سرریز به لحاظ شرایط زمین‌شناسی سازند آهک شیبی پایاب و عدم نزدیکی آن به پایاب بدنه سد بجای حوضچه استهلاک انرژی از سازه باکت پرتابی با یک تبدیل مقطع دایره به مستطیل در باکت استفاده شده است شعاع باکت پرتابی ۳۰ متر و زاویه پرتاب ۲۵ درجه انتخاب شده است.

عمق جریان آب در سازه ورودی سرریز در آبراهه تقرب با توجه به اینکه کف حفاری شده ۱۵۸۵ متر بالاتر از سطح دریا می‌باشد در شرایط دبی طراحی سازه ورودی سرریز در حدود ۴/۴ متر در نظر گرفته شده است. با توجه به زمین‌شناسی ساختگاه (آهک شیبی) در آبراهه تقرب سرریز این سرعت جریان آب در محدوده حفاری شده در حد قابل قبول از لحاظ فرسایش می‌باشد و این سرعت ۱/۳ متر بر ثانیه محدود شده است. بار هیدرولیکی مناسب برای طراحی ۱/۹ متر بوده که توان عبوری سیلاب طراحی معادل ۱۸۳ مترمکعب در ثانیه را خواهد داشت. دبی طراحی ورودی سرریز با توجه به عملکرد هیدروگراف سیلاب ۱۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ ساله و همچنین PMF در مخزن سد انتخاب شده است.

۲-۴- طراحی سرریز اوجی دریاچه‌دار

ورودی سرریز از یک سازه ورودی به طول ناخالص ۱۰/۵ متر و با دو پایه میانی و سه دریچه قطاعی به ابعاد ۶×۲/۵ متر طراحی شده است. تراز ورودی سرریز ۱۵۸۳/۵ متر بالاتر از سطح دریا انتخاب شده است و تراز آب در شرایط حداکثر سیلاب هزارساله، ده‌هزارساله و PMF به مقادیر ۱۵۸۸/۱، ۱۵۸۸/۹ و ۱۵۹۰ متر بالاتر از سطح دریا و دبی گذر جریان نیز به مقادیر متناظر ۱۲۵ و ۱۵۷ و ۲۰۱ مترمکعب بر ثانیه خواهد رسید.

با توجه به دبی طراحی و حداکثر سیلاب عبوری و همچنین ترازهای سطح آب در مخزن سد و پایاب رودخانه و شرایط توپوگرافی و زمین‌شناسی محور سرریز اقدام به طراحی ابعاد و مشخصات هندسی تنداب با شرایط جریان آزاد گردید. در تنداب از دو شیب ملایم ۵/۷۱ درجه و تند ۲۱/۸ درجه استفاده شده است که با یک قوس باز ۱۵۰ متری به همدیگر متصل می‌گردند. شیب کم در ابتدای تنداب با زاویه ۱۱/۳۱ درجه نسبت به افق (۱:۵) طراحی شده است که از انتهای اوجی و در فاصله ۲/۴ متری از محور ورودی سرریز شروع شده و در فاصله ۱۱۳/۲ متری در انتهای قوس عمودی خاتمه می‌یابد. در این محدوده عرض تنداب با زاویه ۱/۹۴ درجه تدریجاً کاهش یافته و ارتفاع دیوار نیز کاهش می‌یابد. بخش تنداب که از شیب تند تبعیت می‌کند از فاصله ۱۵۳/۹۹ متری محور تا ابتدای باکت پرتابی ادامه می‌یابد. در این محدوده نیز عرض به صورت تدریجی کاهش یافته تا به ۴ متر در انتهای باکت برسد. ارتفاع دیوارها نیز به صورت تدریجی کاهش پیدا می‌کند.

در خروجی سرریز به لحاظ شرایط زمین‌شناسی آهک شیستی پایاب و عدم نزدیکی آن به پایاب بدنه سد بجای حوضچه استهلاک انرژی از سازه باکت پرتابی با یک تبدیل مقطع دایره به مستطیل در باکت استفاده شده است. شعاع باکت پرتابی ۳۰ متر و زاویه پرتاب ۲۵ درجه انتخاب شده است.

عمق جریان آب در سازه ورودی سرریز در آبراهه تقرب با توجه به اینکه کف حفاری شده ۱۵۸۰ متر بالاتر از سطح دریا می‌باشد، در شرایط دبی طراحی در حدود ۸/۹ متر در نظر گرفته شده است که با توجه به زمین‌شناسی ساختگاه (آهک شیستی) در آبراهه تقرب سرریز این سرعت جریان آب در محدوده حفاری شده در حد قابل قبول از لحاظ فرسایش می‌باشد و این سرعت ۲/۲ متر بر ثانیه محدود شده است.

بار هیدرولیکی مناسب برای طراحی ۵/۴ متر بوده که توان عبور سیلاب طراحی معادل ۱۵۷ مترمکعب بر ثانیه را خواهد داشت. دبی طراحی ورودی سرریز با توجه به عملکرد هیدروگراف سیلاب ۱۰۰۰ و ۱۰۰۰۰ ساله و همچنین PMF در مخزن سد انتخاب شده است و برای اطمینان از لبریز نشدن جریان سیلابی از تاج سد خاکی و عمق آزاد قابل قبول ورودی سرریز با سیلاب ۱۰۰۰۰ ساله و حداکثر محتمل در شرایط مخزن پر نیز دیده شده است. حداکثر سرعت در انتهای تنداب برابر ۲۸/۶ و ۲۹/۷ متر بر ثانیه و عمق جریان آب در ۱/۷۳ و ۲/۶ متر برای شرایط طراحی (۱:۱۰۰۰۰) و PMF می‌باشد.

۳-۴- انتخاب سرریز

همانطوری که قبلاً ذکر گردید، انتخاب سرریز بر اساس معیارهای مختلفی صورت می‌پذیرد. در این بخش به منظور انتخاب سرریز بهینه برای سد عباس‌آباد به برخی از این معیارها پرداخته خواهد شد و در نهایت سرریز مناسب مشخص می‌گردد.

۱-۳-۴- وضعیت هیدرولیکی

جدول ۴ تراز آب در مخزن و دبی متناظر عبوری از سرریز اوجی و نیلوفری را با توجه به دبی سیلاب ۱۰۰۰ ساله، ۱۰۰۰۰ ساله و PMF در سد مخزنی عباس‌آباد نشان می‌دهد. در جدول ذیل دبی برحسب مترمکعب بر ثانیه و تراز آب برحسب متر می‌باشد.

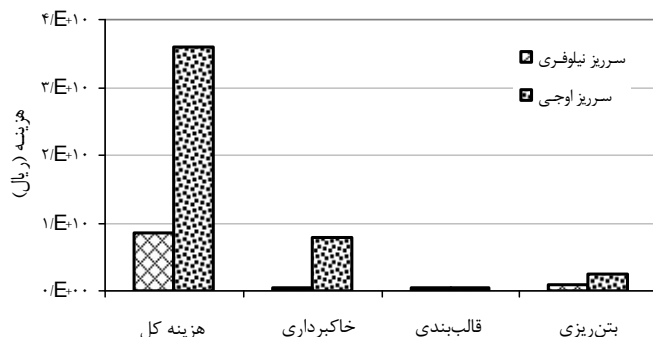
جدول ۴. بررسی تراز آب در مخزن و دبی عبوری متناظر در سرریز اوجی و نیلوفری سد عباس‌آباد

دوره	سرریز اوجی دریاچه‌دار		سرریز نیلوفری	
	تراز آب در	دبی عبوری از	تراز آب در	دبی عبوری از
سیلاب (سال)	مخزن	سرریز	مخزن	سرریز
۱۰۰۰	۱۵۸۸/۱	۱۲۵	۱۵۸۸/۹	۱۲۰
۱۰۰۰۰	۱۵۸۸/۹	۱۵۷	۱۵۸۹/۴	۱۸۳
PMF	۱۵۹۰	۲۰۱	۱۵۹۱	۲۰۲

با استفاده از سرریز اوجی دریاچه‌دار می‌توان به ازای یک تراز آب مشخص، دبی بیشتری را نسبت به سرریز نیلوفری عبور داد، بنابراین در مواقع سیلابی سرریز اوجی دریاچه‌دار از قابلیت اعتماد بالاتری برخوردار می‌باشد و کنترل بهتری بر روی پهنه سیلاب خواهد داشت. برای مثال می‌توان اشاره نمود که سرریز اوجی دریاچه‌دار در تراز آب ۱۵۹۰ متر توانایی عبور جریان ۲۰۱ مترمکعب بر ثانیه را از خود دارد، حال آنکه سرریز نیلوفری در تراز آب ۱۵۹۱ متر میزان جریانی معادل با ۲۰۲ مترمکعب بر ثانیه را تخلیه می‌نماید. بدین ترتیب مشاهده می‌گردد سرریز اوجی دریاچه‌دار در مواقع سیلابی دارای قدرت مانور و کنترل بهتری نسبت به سرریز نیلوفری می‌باشد.

۲-۳-۴- جنبه اقتصادی

اقتصاد مهندسی ابزار تصمیم‌گیری برای انتخاب اقتصادی‌ترین حالت‌هاست و برترین گزینه با توجه به محدودیت‌های منابع و مسائل فنی و اقتصادی شناسایی و انتخاب می‌گردد. در مورد سد عباس‌آباد نیز دو نوع سرریز طراحی گردید تا گزینه بهتر انتخاب شود. بر اساس تحلیل‌های انجام‌شده، حجم عملیات اجرایی هر دو سرریز بررسی شده که مطابق محاسبات مشاهده گردید هزینه اجرای سرریز نیلوفری بسیار پایین‌تر از سرریز اوجی در پیچه‌دار می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود بیشترین رقم ریالی مربوط به حجم عملیات خاک‌برداری در سرریز اوجی در پیچه‌دار با توجه به محل قرارگیری و همچنین تهیه و نصب در پیچه‌ها می‌باشد.



شکل ۱. برآورد هزینه برای سرریز اوجی در پیچه‌دار و سرریز نیلوفری در محل سد عباس‌آباد

۴-۳-۳ پوشش گیاهی منطقه

با توجه به اینکه محدوده سد را درختان جنگلی با قدمت‌های چندین ساله فراگرفته و از لحاظ زیست‌محیطی نیز حائز اهمیت می‌باشد احتمال انسداد مسیر ورودی سرریز توسط اشجار وجود دارد که در صورت انسداد، باز شدن مجرای سرریز تقریباً در مواقع آبی سال غیرممکن خواهد بود و احتمال سرریز آب از روی تاج سد وجود دارد، همچنانکه گزارش‌های چندین ساله نشان می‌دهند، ۳۵٪ خرابی‌های سد ناشی از سرریز آب از روی تاج سد می‌باشد. لذا به کارگیری سرریز نیلوفری در این شرایط قابلیت اعتماد پایین‌تری را به همراه خواهد داشت، چراکه احتمال گرفتگی این سرریز توسط اجسام شناور وجود دارد.

۴-۳-۴ شرایط جوی منطقه

ساختمان سد عباس‌آباد همچنانکه قبلاً نیز اشاره شد در مناطق کوهستانی شهرستان بانه قرار گرفته است، بطوریکه مطالعات هواشناسی نشان داده است در چهار ماه از فصول سال یخبندان‌های شدید در محل حکم فرماست و سطح دریاچه قطعاً دچار یخ‌زدگی خواهد شد. با توجه به اینکه بار هیدرولیکی طراحی برای سرریز نیلوفری ۱/۹ متر می‌باشد، استفاده از سرریز مذکور در محل ساختمان سد به دلیل وجود قطعات یخ در سطح آب و به تبع آن کاهش ضریب تخلیه سرریز و در نهایت سرریز جریان از سد، قابل توجه نمی‌باشد.

۴-۴ آنالیز ریسک سرریز اوجی در پیچه‌دار

به منظور انجام آنالیز ریسک بر روی سرریز اوجی در پیچه‌دار از سه تابع چگالی احتمال نرمال، لوگ‌نرمال و گامبل استفاده گردید. جدول ۵ نشان‌دهنده نتایج حاصل بر اساس هر یک از توزیع‌های مذکور می‌باشد. همانطوری که مشاهده می‌گردد محدوده طراحی برای هر سه توزیع یکسان بوده و دبی طراحی سرریز اوجی بین ۱۲۹ تا ۱۸۲ مترمکعب بر ثانیه به دست آمده است؛ بنابراین با توجه به اهمیت پروژه دبی طراحی سرریز اوجی در پیچه‌دار ۱۸۲ مترمکعب بر ثانیه پیشنهاد می‌گردد.

جدول ۵. محدود طراحی به دست آمده بر اساس توزیع‌های مختلف برای سرریز اوجی در پیچه‌دار

توزیع	دبی طراحی (مترمکعب بر ثانیه)	دوره بازگشت دبی طراحی (سال)	درصد کاهش هزینه ساخت سرریز
نرمال	۱۲۹-۱۸۲	۱۶۱-۹۸۳	۵۰/۶-۳۰/۳
لوگ نرمال	۱۲۹-۱۸۲	۱۶۹-۹۷۳	۵۰/۶-۳۰/۳
گامبل	۱۲۹-۱۸۲	۱۸۱-۱۰۷۶	۵۰/۶-۳۰/۳

۴-۵ آنالیز ریسک سرریز نیلوفری

به منظور انجام آنالیز ریسک بر روی سرریز نیلوفری از سه تابع چگالی احتمال نرمال، لوگ‌نرمال و گامبل استفاده گردید. همانطوری که قبلاً ذکر گردید به دلیل مشخص نبودن توزیع واقعی پیشامد با دوره بازگشت طولانی، از سه توزیع نرمال، لوگ‌نرمال و گامبل به منظور برآورد سیلاب طراحی استفاده شده است. جدول ۶ نشان‌دهنده نتایج حاصل بر اساس هر یک از توزیع‌های مذکور می‌باشد. با توجه به اینکه در نهایت می‌بایست یکی از این سه محدوده طراحی

را به‌عنوان سیلاب طراحی سرریز نیلوفری پیشنهاد نمود، همچنین با در نظر گرفتن اهمیت پروژه و لحاظ نمودن مسائل اجتماعی و اقتصادی سد عباس‌آباد، پذیرفتن ریسک بالا قابل قبول نمی‌باشد؛ لذا از میان محدوده‌های طراحی به‌دست‌آمده برای توزیع‌های مختلف، دبی‌های بین ۱۸۲ تا ۲۶۱/۳ مترمکعب بر ثانیه به‌عنوان محدوده طراحی نهایی پیشنهاد می‌گردد.

جدول ۶. محدود طراحی به‌دست‌آمده بر اساس توزیع‌های مختلف برای سرریز اوجی دریچه‌دار

توزیع	دبی طراحی (مترمکعب بر ثانیه)	دوره بازگشت دبی طراحی (سال)	درصد کاهش هزینه ساخت سرریز
نرمال	۱۵۵-۲۰۸	۵۳۴-۲۷۲۰	۴۰/۷-۲۰/۴
لوگ نرمال	۱۸۲-۲۶۱/۳	۹۷۳-۱۰۰۰۰	۳۰/۳-۰
گامبل	۱۵۵-۲۰۸	۵۸۹-۲۶۹۳	۴۰/۷-۲۰/۴

۵. نتیجه‌گیری

به‌طور کلی نتایج این پژوهش به شرح زیر می‌باشد:

- با استفاده از سرریز اوجی دریچه‌دار می‌توان به ازای یک تراز آب مشخص در مخزن، دبی بیشتری را نسبت به سرریز نیلوفری عبور داد، بنابراین در مواقع سیلابی سرریز اوجی دریچه‌دار از قابلیت اعتماد بالاتری برخوردار می‌باشد و کنترل بهتری بر روی پهنه سیلاب خواهد داشت.
- با توجه به اینکه سد عباس‌آباد در منطقه‌ای کوهستانی واقع شده است، بطوریکه چندین ماه از سال توسط یخ پوشیده می‌باشد، وجود قطعات یخ باعث کاهش ضریب آبگذری سرریز نیلوفری شده و ضریب ایمنی آن را کاهش می‌دهد. همچنین وجود جنگل‌های انبوه در این منطقه نیز باعث افزایش احتمال انسداد این سرریز توسط اشجار می‌باشد.
- استفاده از تحلیل ریسک که نسل سوم ضوابط انتخاب سیلاب طراحی محسوب می‌شود و به‌خصوص برای سدهای بزرگ و پرخطر می‌تواند راهکارهای کاهش ریسک مناسب هر سد را با توجه به شرایط خاص آن به دست دهد.
- با توجه به نتایج به‌دست‌آمده برای توزیع‌های نرمال، لوگ‌نرمال و گامبل، محدوده طراحی سرریز اوجی دریچه‌دار را می‌توان بین دبی‌های ۱۲۹ تا ۱۸۲ مترمکعب بر ثانیه در نظر گرفت.
- با توجه به اهمیت پروژه و لحاظ اقتصادی و اجتماعی، حد بالای محدوده طراحی یعنی دبی ۱۸۲ مترمکعب بر ثانیه به‌عنوان سیلاب طراحی سرریز اوجی دریچه‌دار پیشنهاد می‌گردد.
- با انتخاب سیلاب طراحی ۱۸۲ مترمکعب بر ثانیه، هزینه ساخت سرریز اوجی به میزان ۳۰/۳ درصد نسبت به طراحی اولیه کاهش خواهد یافت.
- برای سرریز نیلوفری محدوده طراحی بر اساس توزیع‌های نرمال، لوگ‌نرمال و گامبل متفاوت خواهد بود. با توجه به اهمیت پروژه محدوده طراحی بین دبی‌های ۱۸۲ تا ۲۶۱/۳ مترمکعب بر ثانیه پیشنهاد می‌گردد.
- در سرریز نیلوفری چنانچه جریان عبوری از دبی طراحی تجاوز نماید، ممکن است شرایط جریان تحت فشار در سرریز حادث گردد، لذا در انتخاب سیلاب طراحی باید دقت لازم صورت گیرد. از این رو به‌منظور جلوگیری از شرایط جریان تحت فشار، دبی طراحی سرریز نیلوفری ۲۶۱/۳ مترمکعب بر ثانیه پیشنهاد می‌گردد.
- دوره بازگشت سیلاب PMF صد هزار تا یک میلیون سال برآورد می‌شود و اگر فرضیات محافظه‌کارانه مانند پر بودن مخزن در شروع سیلاب، عدم وجود سامانه هشدار سیلاب و طرح عمل اضطراری، عدم امکان استفاده از برخی خروجی‌های سد و غیره محسوب شوند، احتمال تخریب فاجعه‌بار سد که منجر به تلفات انسانی زیاد شود می‌تواند یک در چندین میلیون سال یا حتی کمتر باشد که این نتیجه از نظر ریسک قابل قبول اجتماعی به معنای هزینه‌های هنگفت و عدم افزایش ایمنی جامعه خواهد بود.

منابع

- [1] AWWA, 1966, Spillway Design Practice, American Water Works Association, Manual M13, New York.
- [2] Yevjevich, V., 1972, New Vistas for Flood Investigation, Academia Nazionale Dei Lincei, Roma, Quaderno N. 169, pp. 515-546.
- [3] استاندارد صنعت آب کشور، ۱۳۷۰، مروری بر ضوابط و استانداردهای انتخاب سیلاب‌های طراحی سدها، نشریه ۹۴-الف، ص ۹۱.
- [4] Hawk, J. K., 1992, Evaluating Spillway Adequacy, Civil Eng., (ASCE) vol. 62, No.5, 74-76.
- [5] Afshar, A. and Mariño, M. A., 1990, Optimizing Spillway Capacity with Uncertainty in Flood Estimator, Jour. Water Resources Planning and Management, ASCE, 116, 1, 71-84.
- [6] Akintuğ, B., 2007, Hydraulics of Spillways, Water Resources Engineering, Middle East Technical University, Northern Cyprus Campus.

- [7] Gustafson, B. M., 2000, A Risk Analysis of the Seitevare Rockfill Dam, Proc. Of 20th ICOLD Congress Vol.1, Q76, R.40.
- [8] USACE, 1995, Hydraulic Design of Spillways, U.S. Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1603.
- [9] Chow, V. T., 1959, Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York.
- [10] بیرامی، م. ک.، ۱۳۸۵، سازه‌های انتقال آب، مرکز نشر دانشگاه اصفهان، چاپ ششم، ص ۴۶۲.
- [11] Yevjevich, V., 1968, Misconceptions in Hydrology and their Consequences, Water Resources Research, Vol. 4, No. 2, pp. 225-232.
- [12] USBR, 1987, Design of Small Dams, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, U.S. Government Printing Office, Denver, CO.
- [13] Thandaveswara, B. S., 2003, Hydraulic of Spillways, Indian Institute of Technology Madras.
- [14] Johnson, M. C. and Savage, B. M., 2006, Physical and Numerical Comparison of Flow over Ogee Spillway in the Presence of Tailwater, Journal of Hydraulic Engineering, 1353-1357, December.
- [15] Ho, D. K. H., Boyes, K. M. and Donohoo, S. M., 2001, Investigation of Spillway Behavior under Increased Maximum Flood by Computational Fluid Dynamics Technique, 14th Australasian Fluid Mechanics Conference, Adelaide University, Adelaide, Australia, December.
- [16] Willey, J., Ewing, T., Wark, B. and Lesleighter, E., 2012, Complementary Use of Physical and Numerical Modeling Techniques in Spillway Design Refinement, Commission International Des Grands Barrages, Vingt-Quatrieme Congres, Kyoto, June.
- [17] دانشخواه، ع.، وثوقی فر، ح. ر.، صباغ یزدی، س. ر.، ۱۳۹۰، بررسی حساسیت مقدار عمق طراحی در محاسبه مناسب پروفیل جریان بر روی سرریز اوجی در روش حجم محدود، دهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه گیلان، گیلان.
- [18] Thandaveswara, B. S., 2003, Hydraulic of Spillways, Indian Institute of Technology Madras.
- [19] Bagheri, A., Shafai Bajestan, M., Moosavi Jahromi, H., Kashkooli, H. and Sedghee, H., 2010, Hydraulic Evaluation of the Flow over Polyhedral Morning Glory Spillways, World Applied Sciences Journal 9 (7): 712-717.
- [20] Kamanbedast, A. A., 2012, The Investigation of Discharge Coefficient for the Morning Glory Spillway Using Artificial Neural Network, World Applied Sciences Journal 17 (7): 913-918.
- [21] حسینی، ع.، عالمی، م.، ۱۳۸۹، مدل‌سازی عددی جریان عبوری از سرریزهای اوجی و نیلوفری، نهمین کنفرانس هیدرولیک ایران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.
- [22] احمدی، ا.، مهدوی سعیدآبادی، ف.، ۱۳۹۰، محاسبه پارامترهای هیدرولیکی جریان در سرریزهای نیلوفری، همایش ملی سازه-راه-معماری، دانشگاه آزاد اسلامی واحد چالوس، چالوس.
- [23] Stedinger, N. J. and Grygier, J., 1985, Risk-Cost Analysis and Spillway Design Criteria, Proc. Comput. Applic. In Water Resource, ASCE, 1208-1217.

ارزیابی راندمان ترمیم ترک های سطحی بتن با استفاده از باکتری و لاکتات کلسیم

سید رضا میربزرگی^۱، مهدی دهستانی^۲، حسن امینی راد^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

Rezamirbozorgi@gmail.com

خلاصه

از موافق استفاده از بتن در صنعت ساختمان می توان به ارزانی مصالح، روش ساخت آسان و دوام و پایداری بلند مدت آن اشاره نمود. علی رغم این ویژگی های منحصر بفرد، یکی از معایب اساسی بتن، ضعف در مقابل تنش کششی و در نتیجه ایجاد ترک در سطوح مختلف آن می باشد. در این پژوهش به ارزیابی راندمان ترمیم ترک در سطح بتن حاوی باطله زغال سنگ، بدون استفاده از روش های شیمیایی و با استفاده از روش دوست دار محیط زیست باکتریایی پرداخته شده که نتایج حاصله، ترمیم کامل ترک های با عرض تا ۵۰۰ میکرون را نشان می دهد.

کلمات کلیدی: ترمیم ترک، باکتری، کلسیت، باطله زغال سنگ

۱. مقدمه

ضرورت استفاده از سازه های بتنی امروزه به علت ارزانی مصالح و دسترسی و ساخت آسان بتن امری اجتناب ناپذیر می باشد. ضعف بتن در مقابل تنش کششی موجب می شود با کوچک ترین فعل و انفعالات کششی در بتن به ایجاد ترک های غیر قابل مشاهده در بتن منجر می شود. همین امر نه تنها باعث کاهش مقاومت بتن گردیده بلکه سبب ورود مواد مخرب از قبیل مواد سولفاتی و کلریدی در بتن و در نتیجه سبب آسیب به ساختار بتن می گردد. جهت رفع آن تا کنون روش های مختلفی از قبیل تزریق رزین اپوکسی و تزریق گروت به داخل ترک استفاده شده است. ولی این مواد ترمیمی شیمیایی مشکلاتی از قبیل دارا بودن جنبه های مضر برای بتن، محیط زیست و سلامتی، صرف وقت و هزینه بسیار در مقیاس بزرگ برای ایجاد پوشش یا پر کردن ترک ها و نیز عدم امکان دست یابی به تمامی ترک ها را به همراه خواهند داشت [۱]. استفاده از باکتری روشی جدید بوده که پژوهشگران در سال های اخیر آن را مطرح نمودند. در این روش، باکتری و بنیاد کلسیم به همراه مواد مغذی در مجاورت ترک قرار داده شده تا منجر به رسوب کربنات کلسیم یا همان کانی کلسیت گردیده که سبب پر شدن ترک و ترمیم بتن می گردد. باکتری جهت ترسیب کربنات کلسیم نیازمند وجود بنیاد کلسیم می باشد. در پژوهش های گذشته از کلرید کلسیم جهت تامین بنیاد کلسیم لازم استفاده گردیده که کلرید کلسیم به علت وجود مواد کلریدی خود به صورت بالقوه سبب تخریب بتن می گردد [۲]. هدف از این تحقیق، ترمیم ترک توسط باکتری با استفاده از مقدار بهینه ای از لاکتات کلسیم به عنوان بنیاد کلسیم می باشد. در این تحقیق ابتدا نمونه های مکعبی بتنی ساخته شده و پس از ۲۸ روز عمل آوری به صورت کنترل شده در آن ترک ایجاد گردیده و پس از تهیه باکتری و ساخت محلول مناسب نمونه ها جهت ارزیابی راندمان ترمیمی در محلول قرار داده می شود.

۲. روش انجام آزمایش

به منظور دستیابی به هدف اصلی این تحقیق، ابتدا لازم است سه نمونه مکعبی با ابعاد ۱۰۰ میلی‌متر ساخته شود و سپس به روش کنترل شده در آن ترک ایجاد کرده و پس از تهیه و کشت باکتری و آماده سازی محلول ترمیمی حاوی باکتری درون آن قرار داده شده است. کلیه مراحل ایجاد ترک، کشت باکتری و تهیه محلول ترمیمی در ادامه توضیح داده می‌شود.

۲-۱ تهیه نمونه‌های بتنی

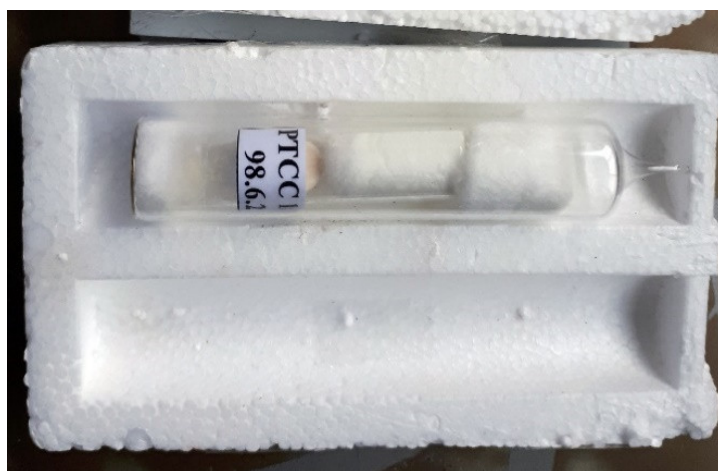
برای انجام این آزمایش، سه نمونه مکعبی با ابعاد ۱۰۰ میلی‌متر جهت پایش راندمان ترمیم ترک سطحی ساخته شده است. طرح اختلاطی که برای ساخت بتن استفاده شده مطابق جدول ۱ است. طرح اختلاط مورد استفاده بر اساس روش پیشنهادی ACI211/1-91 محاسبه شده است [۳]. در این روش، محاسبات انجام شده توأم با آزمایش بوده و مقادیر آب، سیمان، شن و ماسه جهت ساخت یک مترمکعب بتن تخمین زده می‌شود و پس از سعی و خطا و تغییر در اوزان مصالح، نمونه ساخته شده تا به مقاومت فشاری هدف که ۳۰ مگاپاسکال تعیین گردیده را کسب نماید.

جدول ۱- طرح اختلاط بتن

طرح اختلاط	ریزدانه باطله	درشت‌دانه باطله	ریزدانه طبیعی	درشت‌دانه طبیعی	سیمان (C)	W/C	آب (w)	غلظت باکتری
	زغال سنگ	زغال سنگ	طبیعی	طبیعی	kg	-	kg	c/ml
C	۰	۰	۸۰۶/۱	۸۵۷/۴	۳۸۰	۰/۵۴	۲۰۵	۰

۲-۲ تهیه و آماده سازی باکتری

باکتری مورد نظر از مرکز میکروارگانیسم صنعتی ایران با کد شناسایی PTCC1645 به صورت آمپول لیوفیلیزه تهیه شده است. بر اساس دستور العملی که همراه با آمپول ارسال شده، محیط کشت اختصاصی باکتری جهت کشت آن تهیه شده است. برای کشت باکتری از محیط کشت nutrient agar همراه با ۲٪ اوره استریل شده استفاده می‌شود. لازم بذکر است جهت رشد و فعال سازی باکتری و ترسیب کرنات کلسیم در بتن از محلول فعال کننده متشکل از محلول nutrient broth به‌مراه ۲ درصد اوره و ۸ درصد لاکتات کلسیم بعنوان بنیان کلسیم استفاده می‌شود. این محلول با درصد وزنی ۵ درصد در آب اختلاط بتن بکار برده می‌شود [۵،۴].



شکل ۱- آمپول لیوفیلیزه تهیه شده از مرکز میکروارگانیسم صنعتی ایران

۲-۳ ایجاد ترک در نمونه

به منظور بررسی راندمان ترسیب کربنات کلسیم (کلسیت) توسط باکتری، با ایجاد ترک مصنوعی در نمونه‌های مختلف میزان ترمیم ترک‌ها مشاهده و ارزیابی شد. برای ایجاد ترک با عرض دلخواه، نمونه‌ها در زیر دستگاه جک بتن شکن با نرخ بسیار آهسته تحت بارگذاری قرار گرفت تا زمانی که ترک‌های مورد نظر مشاهده شود.

۲-۴ ترمیم ترک

نمونه‌های ترک خورده مانند شکل (۲) در محلول حاوی ۹۵٪ آب و ۵٪ محلول کشت حاوی محیط کشت مایع nutrient broth به همراه اوره با غلظت ۲۰ گرم بر لیتر و لاکتات کلسیم با غلظت ۸۰ گرم بر لیتر و باکتری با غلظت $10^5 \text{ cell.ml}^{-1}$ به مدت ۴ هفته قرار گرفت.



شکل ۲- قراردهی نمونه ترک خورده در محلول حاوی باکتری

۳. یافته‌ها

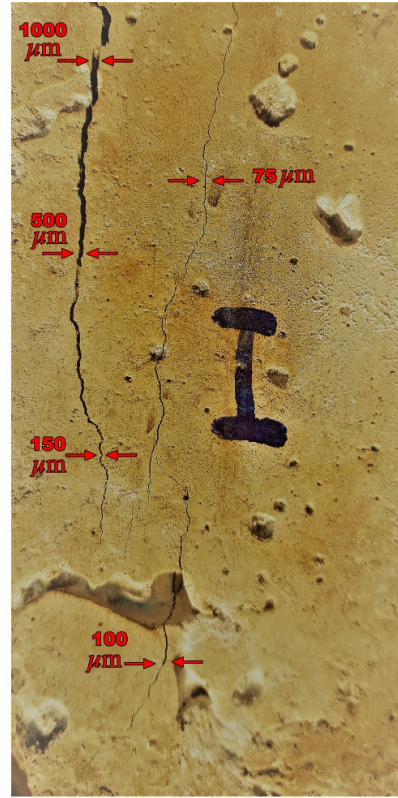
به منظور بررسی راندمان ترمیم ترک سطح بتن، ابتدا از سطح نمونه‌ها عکس برداری و سپس درون محلول باکتریایی قرار داده شد. پس از ۴ هفته نمونه‌ها از محلول خارج شده و پس از خشک شدن سطح آنها مجدداً عکس برداری شد. نتایج حاصل در شکل (۳) تا (۴) نشان داده شده است. مشاهده گردید که ترمیم ترک در همه نمونه‌ها تا عرض ۵۰۰ میکرومتر به خوبی صورت گرفته است. همچنین وجود میکروترک‌های غیرقابل مشاهده در سطح بتن، علاوه بر ترک‌های قابل مشاهده، پس از فرآیند ترمیم توسط آثار ترمیمی آنها اثبات گردید. مطابق شکل (۴-د)، مقداری از مواد پرکننده ترک جهت اطمینان از وجود کریستال کربنات کلسیم (کلسیت) زیر میکروسکوپ نوری مورد مشاهده قرار گرفت. کریستال کربنات کلسیم در این شکل به خوبی مشاهده می‌شود.

۴. نتیجه‌گیری

در این تحقیق راندمان ترمیم ترک سطحی بتن با استفاده از باکتری تولید کننده کلسیم کربنات در حضور بنیاد کلسیم از نوع لاکتات کلسیم مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج به دست آمده نشان داد که ترک‌های با عرض ۵۰۰ میکرومتر به نحو احسن ترمیم و کاملاً پر گردیده است. هرچند در ترک‌های عریض‌تر نیز به صورت جزئی تأثیرگذار بوده و عرض ترک‌ها را کاهش داده است. روش مورد استفاده در مقایسه با روش‌های شیمیایی از قبیل تزریق رزین اپوکسی، گروت و یا دوغاب سیمان از نظر اقتصادی مقرون به صرفه بوده و همچنین روشی دوست‌دار محیط زیست می‌باشد. هرچند این روش برای ترک‌های سازه‌ای عریض کاربردی نمی‌باشد. اما برای بستن میکروترک‌ها و ترک‌های سطحی بتن ناشی از جمع‌شدگی و خستگی روش بسیار کارآمدی است.



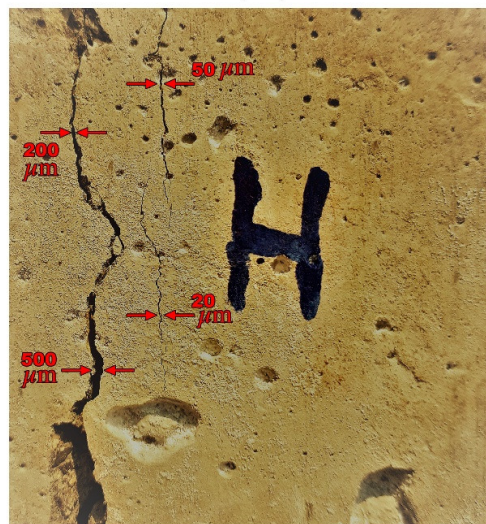
(ب)



(الف)

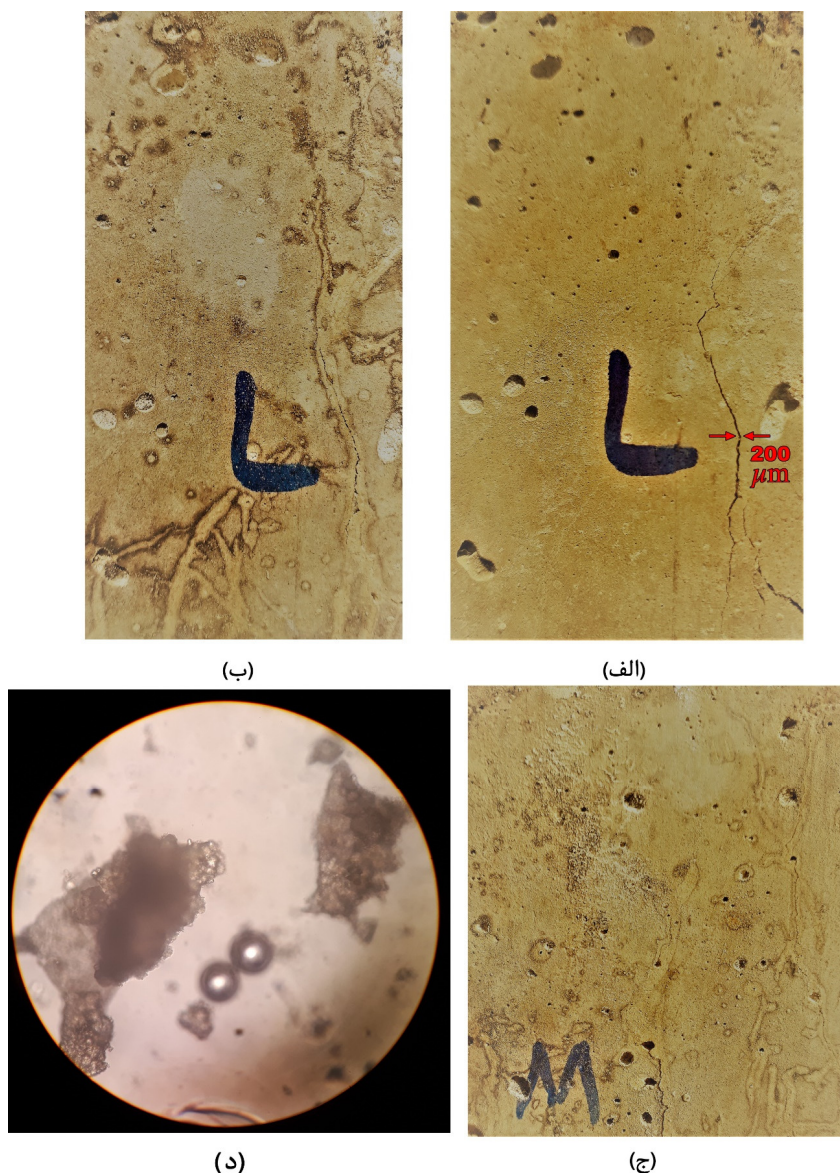


(د)



(ج)

شکل ۳- ترمیم ترک در سطح نمونه‌ها (الف) و (ج) قبل ترمیم (ب) و (د) بعد از ترمیم



شکل ۴ - ترمیم ترک در سطح نمونه (الف) قبل از ترمیم (ب) بعد از ترمیم و (ج) ترمیم میکرو ترک ها (د) کریستال کلسیت پرکننده ترک نمونه ها در میکروسکوپ نوری

مراجع

1. De Muynck, W., De Belie, N., and Verstraete, W., "Microbial carbonate precipitation in construction materials: a review", *Ecological Engineering*, pp. 118–136, 2009.
2. Grabiec, A., Klama, J., Zawal, D., and Krupa, D., "Modification of recycled concrete aggregate by calcium carbonate biodeposition", *Construction and Building Materials*, Vol. 6, pp. 145–150, 2012.
3. ACI Committee 211, ACI 211. 1-91, Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete, Farmington Hills, MI, USA, 2002.
4. Andalib, Ramin, et al. "Optimum concentration of Bacillus megaterium for strengthening structural concrete." *Construction and Building Materials* 118, 180-193, 2016.

5. T.C.S. Andrew, I.I. Syahrizal, M.Y. Jamaluddin, "Effective microorganisms for concrete (EMC) admixture-its Effects on the mechanical properties of concrete", *International Conference on Civil Engineering (AICCE'12) Geohazard Information Zonation (GIZ'12) Park Royal Penang Resort, 2012*

ارزیابی تاب آوری پل ها مبتنی بر منحنی های شکنندگی

توراج تیهوئی^۱، سعید گیوه چی^۲

۱- کارشناس ارشد مدیریت در سوانح طبیعی، دانشگاه تهران - تهران، ایران

۲- دانشیار دانشکده محیط زیست، دانشکده گان فنی، دانشگاه تهران - تهران، ایران

teyhooce@ut.ac.ir

خلاصه

شبکه های حمل و نقل نقش بسیار مهمی را در مراحل مختلف مواجهه با بحران داشته و به خصوص برای نجات جان مجروحین زلزله و ارائه سریع خدمات درمانی به آن ها نقش اساسی دارد بنابراین توجه به عملکرد آن ها در هر سیستم مدیریت بحران امری حیاتی می باشد. خرابی پل ها به عنوان بخش مهمی از شبکه حمل و نقل شهری می تواند منجر به انسداد مسیر های ارتباطی گردد. از این رو تخمین خسارت پل ها برای تصمیم گیری در تمام سطوح از قبیل کاهش خطرپذیری، آمادگی، پاسخ به سانحه و بازسازی را ضروری می نماید. بهترین روابط آسیب پذیری موجود، اکنون برای پل، تونل و سطح جاده توسط HAZUS در دسترس می باشد. این توابع برای هر شدت زلزله در محل پل، احتمال بروز خرابی سطوح مختلف را ارائه می کنند. هدف این مطالعه، ارائه منحنی شکنندگی برای برخی از پل های بزرگراهی منطقه ۲ شهر تهران به صورت موردی می باشد. احتمال خسارت این پل ها در سطوح مختلف برای یک زلزله خاص که به عنوان زلزله سناریو معرفی می شود محاسبه می گردد. ملاحظه گردید که پل های مورد مطالعه از عملکرد مناسبی برخوردار بوده و احتمال اینکه پل ها دچار خسارت کامل شوند کمتر از ۱ درصد می باشد.

کلمات کلیدی: تاب آوری، تخمین خسارت، آسیب پذیری لرزه ای پل، منحنی شکنندگی، شریان های حیاتی

۱. مقدمه

با نگاهی به زلزله های گذشته کشور پی می بریم که در دهه های اخیر هیچکدام از این زلزله ها در شهر های بزرگ و پر جمعیت رخ نداده است. بنابراین بررسی عملکرد شبکه حمل و نقل با گستردگی مورد نظر، در شهری مثل تهران سابقه ای در کشور ما ندارد. در میان زلزله های اخیر رخ داده در دنیا، به دو زلزله سال ۱۹۹۵ کوبه ژاپن و زلزله سال ۱۹۹۴ نورث ریج آمریکا توجه بیشتری گردیده و این دو زلزله مبنای بسیاری از تحقیقات علمی بوده است. زلزله سال ۱۹۹۴ نورث ریج آمریکا با بزرگای ۷/۶ باعث خرابی ۲۸۶ پل گردید که ۷ عدد از آنها به طور کامل تخریب گردیدند و این آسیب ها باعث اختلال در مسیرهای اصلی در چهار موقعیت در شمال غربی لس آنجلس گردید. با بر آوردی که از میزان خسارت این زلزله بدست آمد مشخص گردید که به علت خرابی سیستم حمل و نقل، ۵/۱ میلیارد دلار خسارت به فعالیت های اقتصادی وارد شده است. شهر کوبه با توجه به گستردگی آسیب های شبکه حمل و نقل ناشی از زلزله و همچنین بهره مند بودن شبکه حمل و نقل آن از فن آوری های روز، بیشتر مورد توجه محققین می باشد. خرابی ناشی از زلزله و تأثیر آن بر بزرگراه ها و پل ها و سیستم راه آهن باعث گردید که خیابان های شهر کوبه به عنوان تنها راه زمینی در طول این کریدور باقی بمانند. در حالی که تعدادی از این خیابان ها نیز به علت خرابی ساختمان ها و و ریزش آوار ها و پل ها و نشست زمین قابل بهره برداری نبودند و از طرفی استفاده از مسیرهای فرعی و جنبی، باعث ساعت ها افزایش زمان سفرهای کوتاه گردید و حتی در مسأله امداد رسانی مشکلاتی را ایجاد کرد. زلزله کوبه در صبح زود اتفاق افتاد و در صورتی که قبل از شروع سفرهای روزانه و ساعت اوج اتفاق نمی افتاد خرابی وارد شده به سیستم های حمل و نقل می توانست تلفات بسیار بالایی را بر وسایل نقلیه و مسافری آن وارد آورد. بزرگراه هانشین سرویس اصلی کریدور حمل و نقل کوبه به اوزاکا را تشکیل می دهد. اکثر مسیر این بزرگراه نزدیک به چهل کیلومتر در ارتفاع و بالای سطح قرار دارد و پل های آن توسط پایه های بزرگ بتنی منفرد نگهداری می

شود. در اثر این زلزله بسیاری از این پل ها بر اثر برش یا پیچش در طولی حدود ۲۰ کیلومتر تخریب شدند. در مقطعی در حدود ۵۰۰ متر واژگونی کامل اتفاق افتاد [۱].

از جمله روش های مورد استفاده برای برآورد خسارت شبکه حمل و نقل استفاده از دستورالعمل HAZUS می باشد که توسط آژانس مدیریت شرایط اضطرار فدرال آمریکا (FEMA) ارائه گردیده است که در ادامه مورد بررسی و استفاده قرار خواهد گرفت.

۲. تخمین خسارت پل ها

مطابق با دستورالعمل HAZUS طبقه بندی پل ها بر اساس ویژگی ها و خصوصیات سازه ای به صورت زیر می باشد [۲].

* طراحی لرزه ای

* تعداد دهانه ها (پل های تک دهانه یا چند دهانه)

* نوع سازه پل ها (بتنی، فولادی، ...)

* نوع پایه ها (ستون های چندتایی، ستون های تکی، پایه های دیواری شکل)

* نوع تکیه گاه ها

* پیوستگی دهانه ها

در جداول شماره (۱) و (۲) طبقه بندی پل ها بر اساس کلاس های مختلف مصالح بکار رفته در سازه پل و همچنین نوع سیستم سازه ای آن ها توسط (NBI,1988) ارائه شده است. مطابق با این ویژگی ها، یک کد سه رقمی به هر پل اختصاص می یابد که رقم اول آن نشان دهنده مصالح و دو رقم بعدی معرف سیستم سازه ای خواهد بود.

جدول (۱). طبقه بندی پل ها بر اساس مصالح بکار رفته در ساخت پل [۳]

توضیحات	کد
بتنی	۱
بتنی پیوسته	۲
فلزی	۳
فلزی پیوسته	۴
بتنی پیش تنیده	۵
بتنی پیش تنیده پیوسته	۶
چوبی	۷
بنایی	۸
آلومنیومی، چدنی، آهن نرم	۹
سایر	۰

جدول (۲). بخشی از طبقه بندی پل ها بر اساس نوع سیستم سازه ای [۳]

توضیحات	کد
دال	۰۱
با شاه تیرهای متعدد	۰۲
تیر یا شاه تیر جعبه ای - چندتایی	۰۵
خرپا - عرشه دار	۰۹
کمانی - عرشه دار	۱۱
کابلی	۱۴
متحرک - جرثقیلی	۱۵
شاه تیر باکسی حلقه ای	۲۱

تیر کانال	۲۲
سایر	۰۰

بنابراین با توجه به ویژگی‌های سازه ای ارائه شده توسط NBI، پل‌ها به ۲۸ دسته بر اساس دستورالعمل HAZUS تقسیم می‌شوند. که جدول (۳) به معرفی بخشی از این ۲۸ نوع پل پرداخته است.

جدول (۳). بخشی از طبقه بندی پل‌ها بر اساس دستورالعمل HAZUS [2]

کلاس	کلاس NBI	ایالت	سال ساخت	تعداد دهانه	طول بزرگترین دهانه	طول کمتر از ۲۰ متر	K_{3D}	Ishape	طراحی	توضیحات
HWB1	تمام	غیر کالیفرنیا	<1990		>150	نامعلوم		۰	عادی	پل اصلی
HWB2	تمام	غیر کالیفرنیا	≥1990		>150	نامعلوم		۰	لرزه ای	پل اصلی
HWB2	تمام	کالیفرنیا	≥1975		>150	نامعلوم		۰	لرزه ای	پل اصلی
HWB3	تمام	غیر کالیفرنیا	<1990	۱		نامعلوم		۱	عادی	تک دهانه
HWB4	تمام	غیر کالیفرنیا	≥1990	۱		نامعلوم		۱	لرزه ای	تک دهانه
HWB7	۱۰۶-۱۰۱	کالیفرنیا	≥1975			نامعلوم		۰	لرزه ای	چند ستونه، بتنی با تکیه گاه ساده
HWB10	۲۰۶-۲۰۱	کالیفرنیا	<1975			نامعلوم		۱	عادی	بتنی پیوسته
HWB14	۳۰۶-۳۰۱	غیر کالیفرنیا	≥1990			نامعلوم		۰	لرزه ای	چند ستونه، فلزی با تکیه گاه ساده
HWB16	۴۱۰-۴۰۲	غیر کالیفرنیا	≥1990			نامعلوم		۱	لرزه ای	فلزی پیوسته
HWB21	۶۰۶-۶۰۵	کالیفرنیا	≥1975			نامعلوم		۰	لرزه ای	تک ستونه، بتنی پیش تنیده با تکیه گاه ساده

در جدول فوق معادلات ۱ تا ۷ برای محاسبه K_{3D} می‌باشند که از رابطه $K_{3D}=1+A/(N-B)$ بدست می‌آید و در آن N تعداد دهانه ها می‌باشد و A و B از جدول شماره (۴) بدست می‌آیند.

جدول (۴). ضرایب جهت محاسبه K_{3D}

شماره معادله	A	B	K_{3D}
۱	۰/۲۵	۱	$1+0.25/(N-1)$
۲	۰/۳۳	۰	$1+0.33/(N)$
۳	۰/۳۳	۱	$1+0.33/(N-1)$
۴	۰/۰۹	۱	$1+0.09/(N-1)$
۵	۰/۰۵	۰	$1+0.05/(N)$
۶	۰/۲۰	۱	$1+0.20/(N-1)$
۷	۰/۱۰	۰	$1+0.10/(N)$

پس از مشخص شدن نوع و معادله مربوط به پل، می بایست منحنی های شکست مربوط به هر پل را ترسیم کرد که از نوع منحنی های لوگ نرمال بوده و برای ترسیم آن نیاز به داشتن میانه و انحراف معیار می باشد. برای هر یک از ۲۸ پل اشاره شده در قسمت های قبل و با توجه به زلزله های رخ داده ایالات متحده در گذشته، میانه بیشه شتاب زمین و همچنین تغییر مکان دائمی زمین محاسبه شده است. این منحنی های شکست، منحنی های استاندارد بوده به این معنی که فقط مصالح ساخت و سیستم سازه ای مورد توجه قرار گرفته جدول (۵) و لذا می بایست پارامترهای پل مورد نظر به آن افزوده گشته و منحنی های جدید برای آن پل بدست آید.

جدول (۵). بخشی از الگوریتم خسارت پل ها [2]

PGD(in) برای توابع خسارت بدلیل شکست زمین				Sa(1.0 sec-g) برای توابع خسارت بدلیل لرزش زمین				
کامل	گسترده	متوسط	کم	کلاس	کم	متوسط	گسترده	کامل
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB1	۰/۴	۰/۵	۱/۷	۰/۹
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB2	۰/۶	۰/۹	۱/۱	۱/۷
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB3	۰/۸	۱/۰	۱/۲	۱/۷
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB7	۰/۵	۰/۸	۱/۱	۱/۷
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB10	۰/۶	۰/۹	۱/۱	۱/۵
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB14	۰/۵	۰/۸	۱/۱	۱/۷
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB21	۰/۶	۰/۹	۱/۳	۱/۶
۱۳/۸	۳/۹	۳/۹	۳/۹	HWB28	۰/۸	۱/۰	۱/۲	۱/۷

۳. کام های تخمین خسارت پل ها

گامهای تخمین خسارت پل ها طبق دستورالعمل HAZUS منطبق بر گام های زیر می باشد [۲]
گام اول: اطلاعات مکانی پل (طول و عرض جغرافیایی)، کلاس پل (HWB1-HWB28)، تعداد دهانه ها (N)، زاویه انحراف (α)، طول پل (L) و طول بزرگترین دهانه (L_{max})

گام دوم: محاسبه شاخص های لرزش زمین در محل ساختگاه پل از قبیل (PGA, Sa[0.3 sec], Sa[1.0 sec], PGD)

گام سوم: محاسبه فاکتور تعدیل به شرح ذیل:

$$K_{skew} = \sqrt{\sin(90-\alpha)} \quad (1)$$

$$K_{shape} = 2.5 \times Sa(1.0 \text{ sec}) / Sa(0.3 \text{ sec}) \quad (2)$$

$$K_{3D} = 1 + A / (N - B) \quad (3)$$

گام چهارم: تعدیل میانه های لرزش زمین برای منحنی های (شکست استاندارد) که در جدول (۵) آمده است:

$$\text{فاکتور خسارت کم} \times \text{میانه قدیم [خسارت کم]} = \text{میانه جدید [خسارت کم]} \quad (4)$$

$$\begin{cases} I_{shape} = 0 & \text{اگر } I_{shape} = 0 \text{ فاکتور خسارت کم} = 1 \\ I_{shape} = 1 & \text{اگر } I_{shape} = 1 \text{ کمینه } (K_{shape,1}) = \text{فاکتور خسارت کم} \end{cases} \quad (5)$$

$$\text{میانه جدید [خسارت متوسط]} = \text{میانه قدیم [خسارت متوسط]} \times K_{skew} \times K_{3D} \quad (6)$$

$$\text{میانه جدید [خسارت گسترده]} = \text{میانه قدیم [خسارت گسترده]} \times K_{skew} \times K_{3D} \quad (7)$$

$$\text{میانه جدید [خسارت کامل]} = \text{میانه قدیم [خسارت کامل]} \times K_{skew} \times K_{3D} \quad (8)$$

I_{shape} شاخص بولین است. فاکتور K_{shape} یک تعدیل کننده است که پریودهای کوتاه ($T=0.3 \text{ sec}$) را به پریودهای بلند ($T=1.0 \text{ sec}$) تبدیل می کند. هنگامی که $I_{shape} = 0$ است K_{shape} اعمال نمی گردد و زمانی که $I_{shape} = 1$ است K_{shape} مورد استفاده قرار می گیرد.

گام پنجم: استفاده از میانه های جدید با پراکنندگی (انحراف معیار) $\beta=0.6$ برای محاسبه احتمال خسارت مربوط به لرزش زمین. نکته قابل توجه این است که از $Sa(1.0 \text{ sec})$ مندرج در جدول (۵) برای محاسبه استفاده می شود.

۴. سطوح خرابی پل ها

طبق دستورالعمل HAZUS سطوح خسارت پل ها به عنوان عناصر زیربنایی شبکه های حمل و نقل به ۵ دسته تقسیم می شوند که به شرح ذیل تعریف می گردند [۲].

الف) **سطح بدون خسارت (ds1):** سطح بدون خسارت زمانی مطرح می گردد که به پل هیچگونه آسیبی وارد نگردد.

ب) **سطح خسارت کم (ds2):** از شاخصه های اصلی این سطح از خرابی ایجاد ترک های متوسط برشی و ورقه ورقه شدن آن، ترک های ریز در دندانه های برشی کوله های پل، ترک های ریز در مفصل ها، ورقه ورقه های ریز در ستون ها (نیاز به تعمیرات جزئی) و یا ترک های ریز در عرشه.

ج) **سطح خسارت متوسط (ds3):** این سطح از خرابی در پل ها به صورت ورقه ورقه شدن های متوسط ستون ها و ترک های متوسط برشی (ستون ها از نظر سازه ای سالم می باشند) خود را نشان می دهد، جابجائی متوسط پایه های تکیه گاهی (کمتر از ۲ اینچ)، ترک و ورقه ورقه شدن گسترده در خارهای پایه ها، بولت های خمشی و خارهای برشی تمام اتصالات ترک می خورند، میلگردهای نگهدارنده بدون جابجائی شکسته می شوند، نشست موقت معبر یا گسیختگی تکیه گاه پل.

د) **سطح خسارت گسترده (ds4):** از شاغولی خارج شدن ستون ها بدون فروریزش - گسیختگی برشی - (ستون از نظر سازه ای ناایمن است)، جابجائی ماندگار در اتصالات، نشست عمده معابر، انحراف قائم پایه های تکیه گاهی، نشست نامتقارن اتصالات، گسیختگی خارهای برشی در پایه های تکیه گاهی.

ه) **سطح خسارت کامل (ds5):** فروریزش هر کدام از ستون ها و قطع اتصالات تمام تکیه گاه ها، فروریزش فوری عرشه پل، واژگونی زیرسازی به دلیل گسیختگی پی.

۵. تخمین خسارت برخی از پل های منطقه ۲ شهرداری تهران

کلانشهر تهران، مرکز سیاسی و اقتصادی کشور ایران، همواره در معرض خطر زلزله قرار داشته است. این شهر بطور کامل (شکل ۱) با گسل هایی با توان لرزه زایی بالا احاطه شده است. گسل شمال تهران شاخص ترین زمین ساخت در مجاورت شهر است. این گسل از دامنه رشته کوه البرز به طول ۳۵ کیلومتر، از کن در باختر به لشگرک در خاور ادامه دارد. گذرگاه این گسل، خاور شمال خاوری - باختر جنوب باختری است و به صورتی ملایم به طرف جنوب متمایل است. در باختر کن، گسل های متعدد شمال خاوری - جنوب باختری و خاوری - باختری، تداوم آن را قطع می کنند. در خاور لشگرک، این گسل وارد یک ناحیه پیچیده زمین ساختی می شود و به گسل مشا - فشم می پیوندد، گسل شمال تهران در بخش مرکزی بین کن و لشگرک، بین صخره های سازند کرج در چینه های مرزی و ذخایر رسوبی دشت آبرفتی مرز چین داری را تشکیل می دهد که بر روی لایه های جنوبی فرومی نشیند. لذا با توجه به اهمیت این گسل و توان لرزه خیزی بالا، گسل مذکور با مشخصات مندرج در جدول (۶) به عنوان گسل سناریو انتخاب شده است.

طول	عرض	بزرگای	منشاء	جهت از شمال در	زاویه شیب	ژرفای لبه بالایی
-----	-----	--------	-------	----------------	-----------	------------------

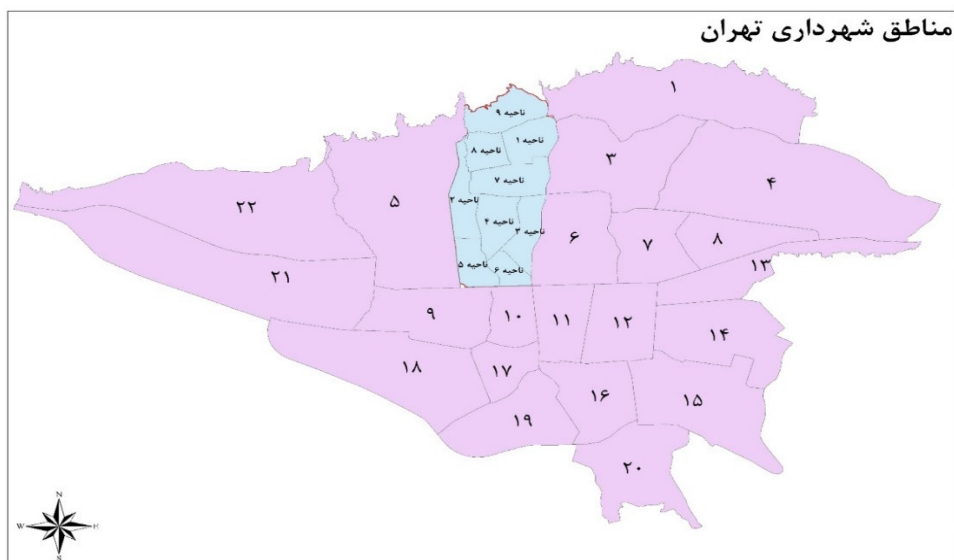
(کیلومتر)	(کیلومتر)	گشتاوری (Mw)	جهت عقربه‌های ساعت (درجه)	(درجه)	(کیلومتر)
۵۸	۲۷	۷/۲	۲۶۳	۷۵	۰

جدول (۶). پارامترهای مدل گسل شمال تهران [۴]



شکل (۱). گسل های شهر تهران [۵]

منطقه ۲ شهر تهران از شمال به محدوده قانونی شهر، از جنوب به خیابان آزادی، از شرق به بزرگراه چمران و مسیل درکه و از غرب به بزرگراه محمدعلی جناح، بلوار اشرفی اصفهانی و مسیل فرحزاد محدود می گردد. وسعت این منطقه ۴۷۶۳ هکتار بوده که جمعیتی بالغ بر ۶۰۷۴۸۴ نفر را در خود جای داده است. بر اساس تقسیمات اداری شهرداری، منطقه ۲ به ۹ ناحیه و ۱۴ محله تقسیم شده است [۶]



شکل (۲). تقسیم بندی نواحی منطقه ۲ شهرداری تهران [۶]

این منطقه بواسطه محصور شدن بین بزرگراه های شهید چمران ، محمد علی جناح و اشرفی اصفهانی و همچنین گذر بزرگراه هایی نظیر شهید همت، شهید حکیم و یادگار امام و نیایش و همچنین در برداشتن تعداد ۲۹ شریان اصلی در حدود ۱۳۰۰۰ کیلومتر طول، یکی از

مناطق مهم از لحاظ شبکه معابر شهر تهران محسوب می‌گردد. گذر ۴ خط BRT در این منطقه، ۸ ایستگاه مترو، ۵۴ خط اتوبوسرانی و ۶۰۰ ایستگاه اتوبوس در سطح این منطقه باعث تسهیل قابل ملاحظه عبور و مرور و کاهش ترافیک درون شهری شده است [۶].
تعداد پل های موجود در محل تقاطعات منطقه ۲ شهر تهران، ۴۵ عدد می باشد که مشخصات تعدادی از پل های مذکور مطابق جدول (۷) ارائه گردیده است. از این بین تعداد 4 دستگاه از این پل ها، از لحاظ خسارت در این مطالعه مورد ارزیابی قرار گرفته اند. شکل های (۳) الی (۶)

جدول (۷). مشخصات برخی از پل های محدوده ای از منطقه ۲ شهر تهران [۷]

نام پل	کد پل	سال ساخت	زاویه انحراف	طول کل پل	تعداد دهانه	حداکثر طول دهانه	عرض پل	طبقه بندی پل
بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه شهید چمران (زیرگذر جنوبی)	۱۰۵	-	۰	۲۶	۲	۱۳	۲۱	HWB2
بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه یادگار امام (پل اصلی)	۱۰۱	۷۹-۷۴	۱۲/۵	۹۰	۴	۲۵/۶	۴۰	HWB2
بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه آیت الله اشرفی اصفهانی (پل اصلی)	۱۰۱	۷۹-۷۴	۰	۸۲	۳	۲۸/۳	۳۱	HWB2
بزرگراه شهید همت - بزرگراه یادگار امام (پل اصلی)	۱۰۲	۷۹-۷۴	۰	۷۶	۴	۱۹/۵۳	۴۶/۵	HWB2

❖ محاسبه سطوح خسارت پل بزرگراه پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم-بزرگراه شهید چمران (زیرگذر جنوبی):

Coordinate: X=531891.015 , Y=3960076.373

Sa (0.3 Sec) = 0.815

Sa (1.0 Sec) = 0.393

PGA = 0.386

$K_{skew} = \text{sqrt} [\sin (90-\alpha)]=1.0$

$K_{shape} = 2.5 \times Sa(1.0 \text{ sec}) / Sa(0.3 \text{ sec}) = 1.21$

$K_{3D} = 1 + 0.25 / (\nu - 1) = 1.125$

New Sa[1.0 sec] [for slight] = Old Sa[1.0 sec] [for slight] * $Factor_{slight}$

=0.6*1=0.6

New Sa[1.0 sec] [moderate] = Old Sa[1.0 sec] [for moderate]*(Kskew)*(K3D)

=0.9*1.0*1.125= 1.01

New Sa[1.0 sec] [extensive] =Old Sa[1.0 sec] [for extensive] * (Kskew) * (K3D)

=1.1*1.0*1.125= 1.24

New Sa[1.0 sec] [complete] = Old Sa[1.0 sec] [for complete] * (Kskew) * (K3D)

= 1.7*1.0*1.125= 1.91

$P[d_s | SA] = \Phi \left[\frac{1}{\beta d_s} \ln \left(\frac{SA}{SA_0} \right) \right]$

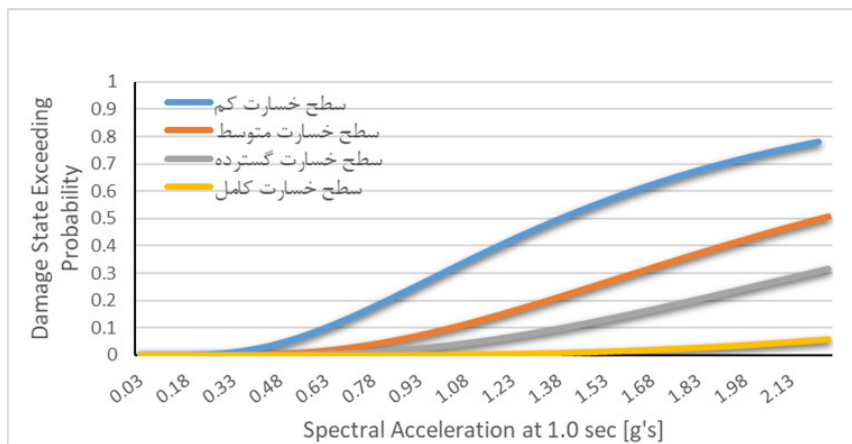
$P[\text{No damage}] = 1.0 - 0.24 = 0.76 \approx 76\%$

$P[\text{Slight damage}] = 0.24 - 0.06 = 0.18 \approx 18\%$

$P[\text{Moderate damage}] = 0.06 - 0.03 = 0.03 \approx 3\%$

$$P[\text{Extensive damage}] = 0.03 - 0.004 = 0.026 \approx 2.6\%$$

$$P[\text{Complete damage}] = 0.004 \approx 0.4\%$$



شکل (۳). منحنی شکست پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم-بزرگراه شهید چمران (زیرگذر جنوبی)

❖ خلاصه محاسبات سطوح خسارت پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه یادگار امام (پل اصلی):

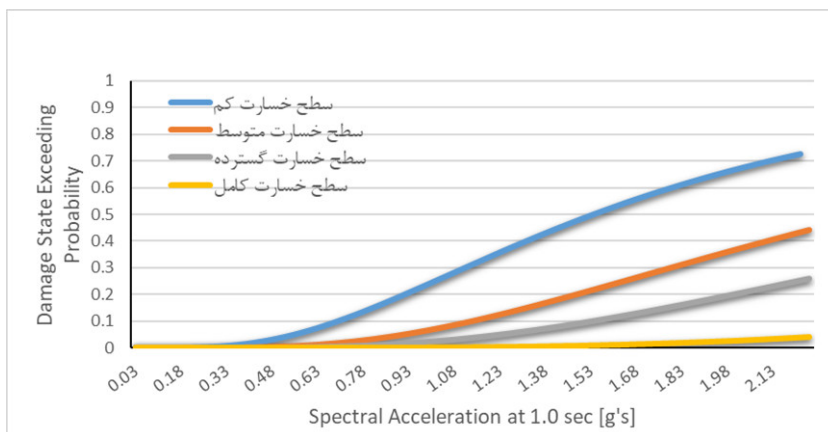
$$P[\text{No damage}] = 1.0 - 0.35 = 0.65 \approx 65\%$$

$$P[\text{Slight damage}] = 0.35 - 0.06 = 0.29 \approx 29\%$$

$$P[\text{Moderate damage}] = 0.06 - 0.02 = 0.04 \approx 4\%$$

$$P[\text{Extensive damage}] = 0.02 - 0.003 = 0.017 \approx 1.7\%$$

$$P[\text{Complete damage}] = 0.003 \approx 0.3\%$$



شکل (۴). منحنی شکست پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه یادگار امام

❖ خلاصه محاسبات سطوح خسارت پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه آیت الله اشرفی اصفهانی:

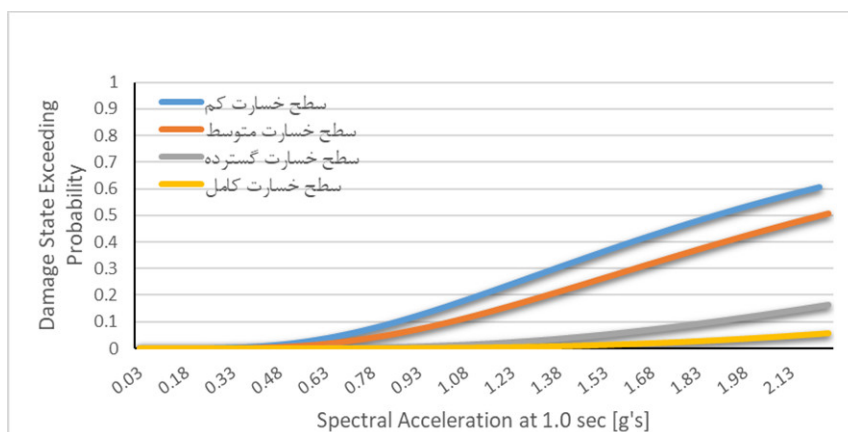
$$P[\text{No damage}] = 1.0 - 0.35 = 0.65 \approx 65\%$$

$$P[\text{Slight damage}] = 0.35 - 0.06 = 0.29 \approx 29\%$$

$$P[\text{Moderate damage}] = 0.06 - 0.02 = 0.041 \approx 4.1\%$$

$$P[\text{Extensive damage}] = 0.02 - 0.003 = 0.016 \approx 1.6\%$$

$$P[\text{Complete damage}] = 0.003 \approx 0.3\%$$



شکل (۵). منحنی شکست پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه آیت الله اشرفی اصفهانی

❖ خلاصه محاسبات سطوح خسارت پل تقاطع بزرگراه شهید همت - بزرگراه یادگار امام (پل اصلی):

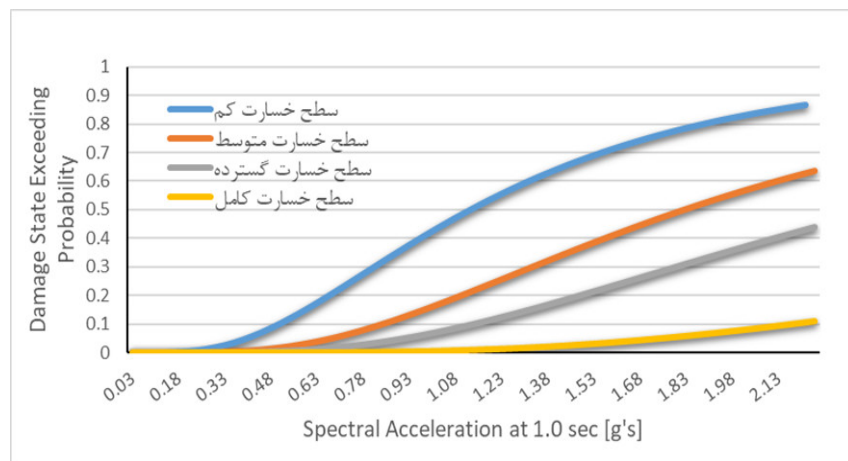
$$P[\text{No damage}] = 1.0 - 0.35 = 0.65 \approx 65\%$$

$$P[\text{Slight damage}] = 0.35 - 0.1 = 0.24 \approx 24\%$$

$$P[\text{Moderate damage}] = 0.11 - 0.04 = 0.07 \approx 7\%$$

$$P[\text{Extensive damage}] = 0.04 - 0.007 = 0.033 \approx 3.3\%$$

$$P[\text{Complete damage}] = 0.007 \approx 0.7\%$$



شکل (۶). منحنی شکست پل تقاطع بزرگراه شهید همت - بزرگراه یادگار امام (پل اصلی)

۶. نتیجه گیری

منحنی های شکنندگی، احتمال وقوع سطوح مختلف خرابی را برای شدت زلزله های متفاوت ارائه می دهد. از منحنی های شکنندگی برای نتیجه گیری در خصوص تاب آوری و کفایت ظرفیت پل موجود برای زلزله سناریوی مفروض استفاده می گردد. خلاصه نتایج بررسی ۴ دستگاه پل که به صورت موردی از منطقه ۲ شهرداری تهران انتخاب گردیدند در جدول (۸) ارائه می گردد:

جدول (۸). خلاصه محاسبات سطوح خرابی ۴ دستگاه پل در منطقه ۲ شهر تهران

ردیف	نام پل	بدون آسیب (%)	خسارت کم (%)	خسارت متوسط (%)	خسارت گسترده (%)	خسارت کامل (%)
۱	پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم-بزرگراه شهید چمران (زیرگذر جنوبی)	۷۶	۱۸	۳	۲/۶	۰/۴
۲	پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه یادگار امام	۶۵	۲۹	۴	۱/۷	۰/۳
۳	پل تقاطع بزرگراه آیت الله حکیم - بزرگراه آیت الله اشرفی اصفهانی	۶۵	۲۹	۴/۱	۱/۶	۰/۳
۴	پل تقاطع بزرگراه شهید همت - بزرگراه یادگار امام (پل اصلی)	۶۵	۲۴	۰/۷	۳/۳	۰/۷

با توجه به جدول خلاصه نتایج، احتمال اینکه پل های مذکور در حد ویرانی خسارت ببینند ناچیز بوده و بیانگر تاب آوری خوب آن ها در سناریوی مورد نظر می باشد.

۷. مراجع

1. Gordon, P. et al. (2004) 'Earthquake Disaster Mitigation for Urban Transportation Systems: An Integrated Methodology that Builds on the Kobe and Northridge Experiences', Modeling Spatial and Economic Impacts of Disasters, pp. 205-232.

۲. HAZUS99, the Earthquake Loss Estimation Program,(1999), National Institute of Building Sciences (NIBS)

3. Hazus®-MH 2.1 Technical Manual, NBI, 1988

۴- مرکز مطالعات زلزله و زیست محیطی تهران بزرگ و آژانس همکاریهای بین المللی ژاپن (جایکا) ، 1379 ، گزارش پروژه ریز پهنه بندی لرزه ای تهران بزرگ

۵- حبیبی، م. و سعادت هورگاد، ب. (۱۳۸۴). اطلس کامل کلانشهر تهران. تهران: شرکت پردازش و برنامه ریزی شهری.

۶- شهرداری تهران، (۱۳۸۹)، طرح تفصیلی منطقه ۲ شهر تهران.

۷- گزارشات درون سازمانی معاونت فنی شهرداری تهران، ۱۳۹۶

بررسی عملکرد لرزه ای قاب خمشی فولادی دوگانه نامتقارن دارای میله آلیاژ حافظه دار شکلی

منصور باقری^۱، امین وداد^۲

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بیرجند

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، مؤسسه آموزش عالی غیرانتفاعی بعثت کرمان

mnsrbagheri@gmail.com

خلاصه

در این تحقیق رفتار لرزه ای سیستم قاب خمشی دوگانه نامتقارن با مهاربند شورون به عنوان یکی از روش های اتلاف غیرفعال انرژی و امکان استفاده از آلیاژ حافظه دار شکلی (SMA)، در این سیستم مورد مطالعه قرار گرفته است. تحمل کرنش های بالا و حداقل بودن کرنش های پس ماند در حین رفتار چرخه ای، از مزیت های عمده آلیاژ حافظه دار شکلی می باشد. برای انجام تحقیق، یک سازه با پلان دارای ۵ دهانه در هر جهت و ۶ طبقه به سه صورت متقارن در پلان و نیز نامتقارن با پیچش زیاد و شدید بکمک نرم افزار ETABS 9.7.4 طراحی اولیه شده و سپس با نرم افزار Seismostruct 2016، تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی گردیده است. در پایان نتایج بدست آمده از جمله جابه جایی و برش پایه با یکدیگر مقایسه شده اند. مطابق نتایج حاصله از این تحقیق، استفاده از آلیاژهای حافظه دار شکلی به طور کلی باعث افزایش پارامتر تغییر مکان جانبی مطلق و نسبی سازه هنگام زلزله می گردد و برش پایه ایجاد شده در سازه با آلیاژ حافظه دار شکلی تحت شتاب نگاشت های زلزله نسبت به سازه با فولادگذاری مرسوم، کاهش پیدا کرده است.

کلمات کلیدی: مهاربند شورون، آلیاژ حافظه دار شکلی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، جابه جایی نسبی و مطلق، برش پایه.

۱. مقدمه

زلزله پدیده ای طبیعی است و اگر برای بهبود وضعیت سازه های ساخته شده تلاشی صورت نگیرد، منجر به خسارت های جانی و مالی فراوانی می شود. بنابراین مقاوم سازی و بهسازی ساختمان ها بهترین راه حل، برای جلوگیری از وقوع این اتفاقات است. در نتیجه یکی از اهداف اصلی در طراحی سازه، تقویت عملکرد لرزه ای آن است. و بسیاری از موارد سازه های فولادی عملکرد لرزه ای ضعیفی دارند که از دلایل آن می توان به محدودیت در شکل پذیری، پایین بودن ظرفیت اتلاف انرژی به علت کماتش مهاربندها، شکست اتصالات و رفتار نامتقارن مهاربندها در کشش و فشار اشاره کرد. همچنین به علت بار دینامیکی باد و زلزله باید از ساختار و مصالح جدید برای اتلاف انرژی در قسمت های مختلف ساختمان استفاده نمود. سیستم های سازه ای در اتلاف انرژی و مقاومت ساختمان ها در برابر زلزله نقش موثری دارند. در ساخت سازه های فلزی از سیستم های مقاوم جانبی مختلفی نظیر سیستم قاب خمشی، سیستم با مهاربند همگرا و مهاربندهای واگرا استفاده می شود، اما هر یک از این سیستم ها معایبی نیز دارند. به طور مثال، مناسب نبودن نحوه اجرا و کنترل کیفیت اتصالات گیردار در قاب خمشی، استفاده از اعضای لاغر مهاربندی در مهاربند همگرا، اشکال در اجرای جوش های قائم و عدم اتصال ورق بادبند به تیر را می توان به عنوان بخشی از این معایب نام برد.

امروزه می توان به عنوان یکی از روش های کارآمد طراحی و اجرا در سازه ها به روش های اتلاف غیرفعال انرژی مانند سیستم های جداساز لرزه ای، انواع میراگرها، ورق های ADAS و قاب های مهاربندی خارج از محور اشاره کرد. این سیستم ها با کاهش نیاز سازه و یا جذب انرژی، از تخریب سازه

می‌کاهند ولی کلیه سیستم‌های لرزه‌ای اشاره شده، با توجه به نوع روش جذب انرژی، مشکلاتی از قبیل خوردگی، خستگی، دوام، نگهداری و تعویض پس از رویداد لرزه‌ای شدید وجود دارد. از این رو، نیاز به استفاده از مصالح نوین برای رفع این مشکلات احساس می‌شود. جستجو برای یک فن‌آوری جدید منجر به در نظر گرفتن آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (SMA) برای کنترل لرزه‌ای سازه با افزایش ظرفیت اتلاف انرژی و قابلیت بازگرداندگی در سیستم گردید.

توانایی SMA برای بازگشت به شکل قبلی خود به ویژگی‌های بلورهای آن مربوط است. در مقیاس ماکروسکوپی، بازیابی شکل اولیه با یکی از دو فرآیند زیر اتفاق می‌افتد:

۱- اثر حافظه‌دار شکلی (SME) که نیاز به حرارت دادن ماده دارد.

۲- اثر فوق کشسانی (SE) که فقط به برداشتن بار نیاز است.

خاصیت اتلاف انرژی به خاطر رفتار چرخه‌ای پرچم شکل و قابلیت بازگرداندگی، توانایی بازگشت به شکل اولیه را بهبود می‌دهد. چندین خاصیت آلیاژ حافظه‌دار شکلی نظیر توانایی توسعه میرایی چرخه‌ای، قابلیت بازگرداندگی به شکل قبلی، رفتار خستگی بالا، سخت‌شدگی مجدد در سطوح کرنش بالا، این ماده را برای کاربری‌های لرزه‌ای به گزینه‌ای ایده‌آل تبدیل کرده است.

در سال‌های اخیر، توجه محققان به استفاده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی در سیستم‌های مهاربندی معطوف شده است. دس روچز و همکاران^۱ در سال ۲۰۱۰، قاب‌های مهاربندی شده با آلیاژ حافظه‌دار شکلی و دستگاه ترکیبی جذب انرژی را مورد مطالعه قرار دادند. دستگاه لرزه‌ای ترکیبی هر دو قابلیت جذب انرژی و بازگرداندگی را برای غلبه بر نیروهای خارجی فراهم آورده است [۱].

دستگاه ترکیبی از سه قسمت اصلی تشکیل شده است:

(۱) مجموعه سیم‌های بازگرداننده ساخته شده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی

(۲) دستک^۲ جذب انرژی

(۳) لوله^۳ فولادی پر مقاومت برای هدایت حرکت دستگاه ترکیبی.

سیم‌های SMA در داخل لوله‌های هدایت فولادی با مقاومت بالا واقع شده و طوری طراحی شده است که به اندازه کافی بلند باشد تا حد نهایی تغییر شکل کرنش آن ۶٪ باشد. دستگاه، پاسخ لرزه‌ای سازه را با استفاده از ویژگی‌های چرخه‌ای فولاد و قابلیت بازگرداندگی سیم‌های SMA، کاهش می‌دهد. آن‌ها دریافته‌اند که سیستم قاب مهاربندی ترکیبی دارای نمایش مشابهی از ظرفیت اتلاف انرژی برای کمانش مهاربند است، در حالی که قابلیت‌های بازگرداندگی بسیار خوبی نیز دارد. هم‌چنین مشاهده کردند که می‌توان دستگاه ترکیبی را با طول کوتاه و محدود نمودن مقدار مواد SMA نیز طراحی نمود، طوری که از نظر تغییر شکل پسماند و بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی عملکرد خوبی را نشان دهد.

عسگریان و مرادی در سال ۲۰۱۱، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی مجهز به مهاربندهای SMA را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی بر روی طبقات مختلف و تیپ‌های مختلف مهاربند شامل: مورب، X شکل، V شکل، و V شکل بر عکس، در قاب‌های فولادی مجهز به سیم‌های SMA که در معرض سه رکورد حرکت زمین قرار گرفت. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که آلیاژهای حافظه‌دار شکلی می‌توانند به طور موثری در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرند. مهاربندهای SMA می‌توانند سبب کاهش صدمات وارده به سیستم سازه در حین زلزله، بدون در نظر گرفتن شکل مهاربند و ارتفاع سازه گردند [۲].

محمودی و همکاران در سال ۲۰۱۸، عملکرد لرزه‌ای قاب فولادی با مهاربندهای زانویی X شکل مجهز به میله‌های آلیاژ شکل حافظه‌دار را مورد مطالعه قرار دادند. این مطالعه با هدف بررسی استفاده از میله آلیاژهای حافظه‌دار (SMA) در قاب‌های دارای مهاربند زانویی (X-KBF) انجام شد [۳].

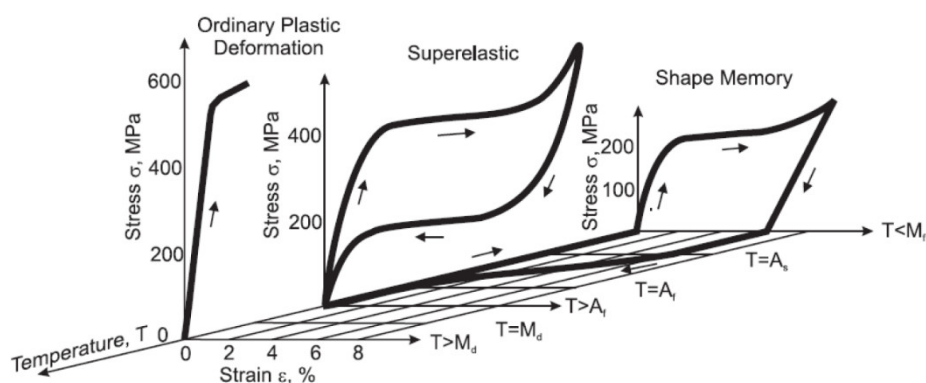
1 Desroches et al

2 Strut

3 Tube

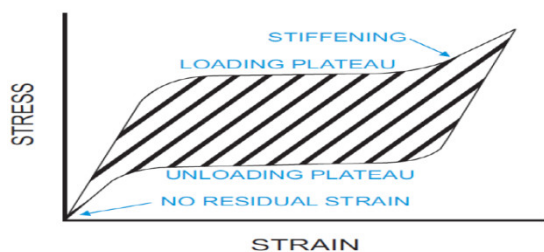
۲. آلیاژ حافظه دار شکلی

آلیاژهای حافظه دار شکلی، طبقه ای از آلیاژهای فلزی هستند که می‌توانند تحت تغییر شکل‌های بزرگ قرار گیرند، در حالی که به شکل اصلی تغییر فرم نیافته خود به واسطه به کاربردن گرما و یا برداشتن نیرو باز می‌گردند. بخشی از توانایی SMA ها در بازگشت به شکل اولیه خود به علت ساختار بلورین منظم این مواد در فازهای آستنیت^۱ و مارتنزیت^۲ است، که به ماده اجازه می‌دهد در نتیجه تغییر دما با اعمال تنش تحت یک تغییر شکل حالت مارتنزیتیک قرار گیرد [۴]. آلیاژهای حافظه دار شکلی دو خاصیت منحصر به فرد دارند: اثر حافظه دار شکلی (SMA) و فوق کشسانی. اثر حافظه دار شکلی به این پدیده اشاره دارد که SMA ها بر اثر گرما به شکل قبلی خود بر می‌گردند و فوق کشسانی به این پدیده اشاره دارد که SMA ها می‌توانند مقدار بسیار زیادی از تغییر شکل را تحمل کنند و بعد از باربرداری به شکل قبلی خود برگردند (شکل ۱).

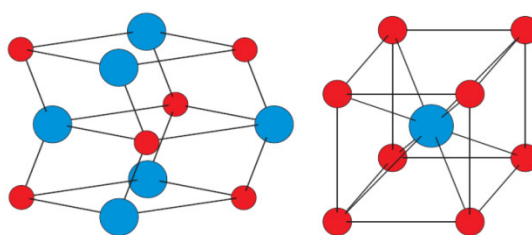


شکل ۱ - نمودار تنش- کرنش-دما در آلیاژ حافظه دار شکلی [۴]

بلورهای SMA دو حالت دارند: بلور قوی تر که حالت آستنیت است و در دماهای پایین پایدار است، و بلور مارتنزیتیک. بلور آستنیت ساختار فضایی متمرکز شده مکعبی شکلی دارد؛ در حالیکه مارتنزیت ساختار متوازی الاضلاع دارد (که نامتقارن است) و ۲۴ گونه متفاوت دارد [۵].



شکل ۳ - رفتار تنش-کرنش آلیاژ حافظه دار شکلی فوق کشسان ایده آل [۵]



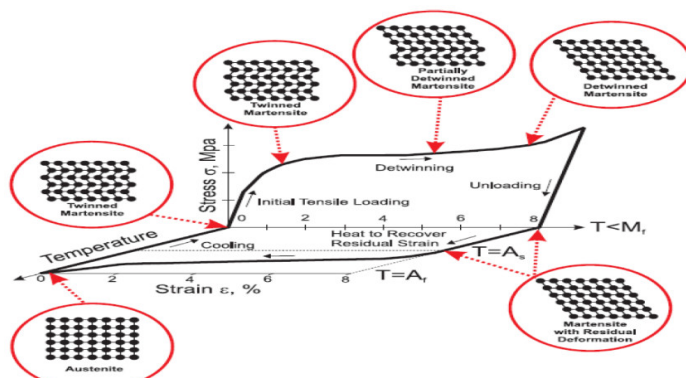
شکل ۲ - ساختار سه بعدی بلورهای Ni-Ti: سمت راست آستنیت. سمت چپ مارتنزیت [۵]

- 1 Austenite
- 2 Martensite
- 3 Shape memory effect

۳. رفتار ویژه ی آلیاژهای حافظه‌دار شکلی

۳-۱ رفتار حافظه‌دار شکلی

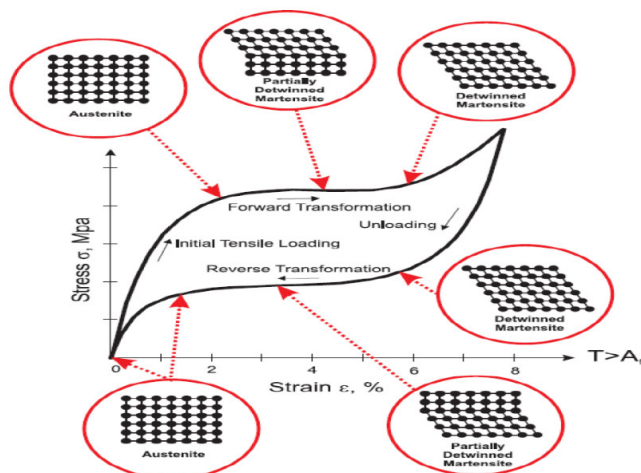
خصوصیات آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در فازهای مارتنزیت و آستنیت به دما و تنش خارجی وارد شده به کریستال بستگی دارد. در دماهای کمی پایین تر از A_f ، ماده در حالت آستنیتیک قرار دارد و در دماهایی پایین تر از M_f در ساختار مارتنزیتیک قرار دارد و رفتار حافظه‌دار شکلی از خود نشان می‌دهد. اگر SMA در فاز مارتنزیت و در دمای پایین تر از A_s باشد، پس از بار برداری در یک چرخه ی بارگذاری، ماده به طور کامل به شکل اولیه خود را بازیابی نخواهد کرد و کرنش پسماند بر جای می‌ماند. برای از بین بردن این کرنش پسماند بایستی به ماده تا دمایی بالاتر از A_f اعمال دما کرد. این پدیده، رفتار حافظه‌دار شکلی نامیده می‌شود [۶] (شکل ۴).



شکل ۴ - رفتار حافظه‌دار شکلی Shape Memory Effect

۳-۲ رفتار فوق کشسانی

رفتار فوق کشسانی، توانایی آلیاژ حافظه‌دار شکلی در بازگشت به شکل اولیه تحت باربرداری بعد از یک تغییر شکل قابل توجه را نشان می‌دهد؛ که این عمل بر اثر شکل گیری فاز مارتنزیت در اثر اعمال تنش ایجاد می‌شود، اگر SMA در فاز آستنیت و در دمای بالاتر از A_f باشد، اعمال تنش به این ماده موجب تبدیل فاز از آستنیت به مارتنزیت نامتقارن خواهد شد. با برداشتن تنش اعمالی در این حالت تبدیل فاز معکوس انجام می‌گیرد، که در نتیجه آن ماده به حالت اولیه خود تبدیل شده و هیچ کرنش پسماندی به جای نمی‌ماند. به این رفتار خاصیت فوق کشسانی می‌گویند. این خاصیت در محدوده‌ی دمایی A_f تا M_d صورت می‌گیرد و بیشترین توانایی بازگشت به حالت اولیه در دمایی نزدیک به A_f اتفاق می‌افتد. شکل (۵) این رفتار و جزئیات تبدیلات فازی در طی آن را نشان می‌دهد [۷].



شکل ۵ - رفتار فوق کشسانی

۳-۳ مشخصات مکانیکی آلیاژهای حافظه دار شکلی

پس از کشف آلیاژهای حافظه‌دار شکلی، خصوصاً با کشف نایتینول در سال ۱۹۶۳ تحقیقات زیادی بر روی خصوصیات مکانیکی هر دو فاز SMA صورت گرفت. بسیاری از محققین به طور آزمایشگاهی مطالعاتی را بر روی خصوصیات مکانیکی SMA در بارگذاری‌های مختلف ترمودینامیکی انجام دادند [۸]. نتایج این مطالعات نشان داد که ویژگی‌های مکانیکی SMA به عوامل زیادی مانند: دما، نرخ بارگذاری و تعداد چرخه‌های بارگذاری وابسته است.

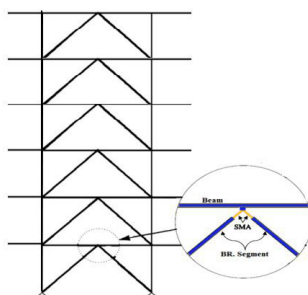
پیش از بررسی هر یک از عوامل بالا، برای داشتن درک بهتر از خصوصیات مکانیکی آلیاژهای حافظه‌دار شکلی ویژگی‌های نایتینول در مقایسه با فولاد نرمة ساختمانی در جدول ۱ شده است.

جدول ۱ - مقایسه مشخصات مکانیکی آلیاژهای حافظه‌دار شکلی و فولاد ساختمانی

مقدار	کمیت
200 000 MPa	مدول الاستیسیته فولاد
27 579 MPa	مدول الاستیسیته SMA
414 MPa	مقاومت تسلیم (آستینت مارتنزیت)
550 MPa	مقاومت نهایی (آستینت مارتنزیت)
390 MPa	مقاومت تسلیم (مارتنزیت آستینت)
200 MPa	مقاومت نهایی (مارتنزیت آستینت)
3.5%	کرنش نهایی

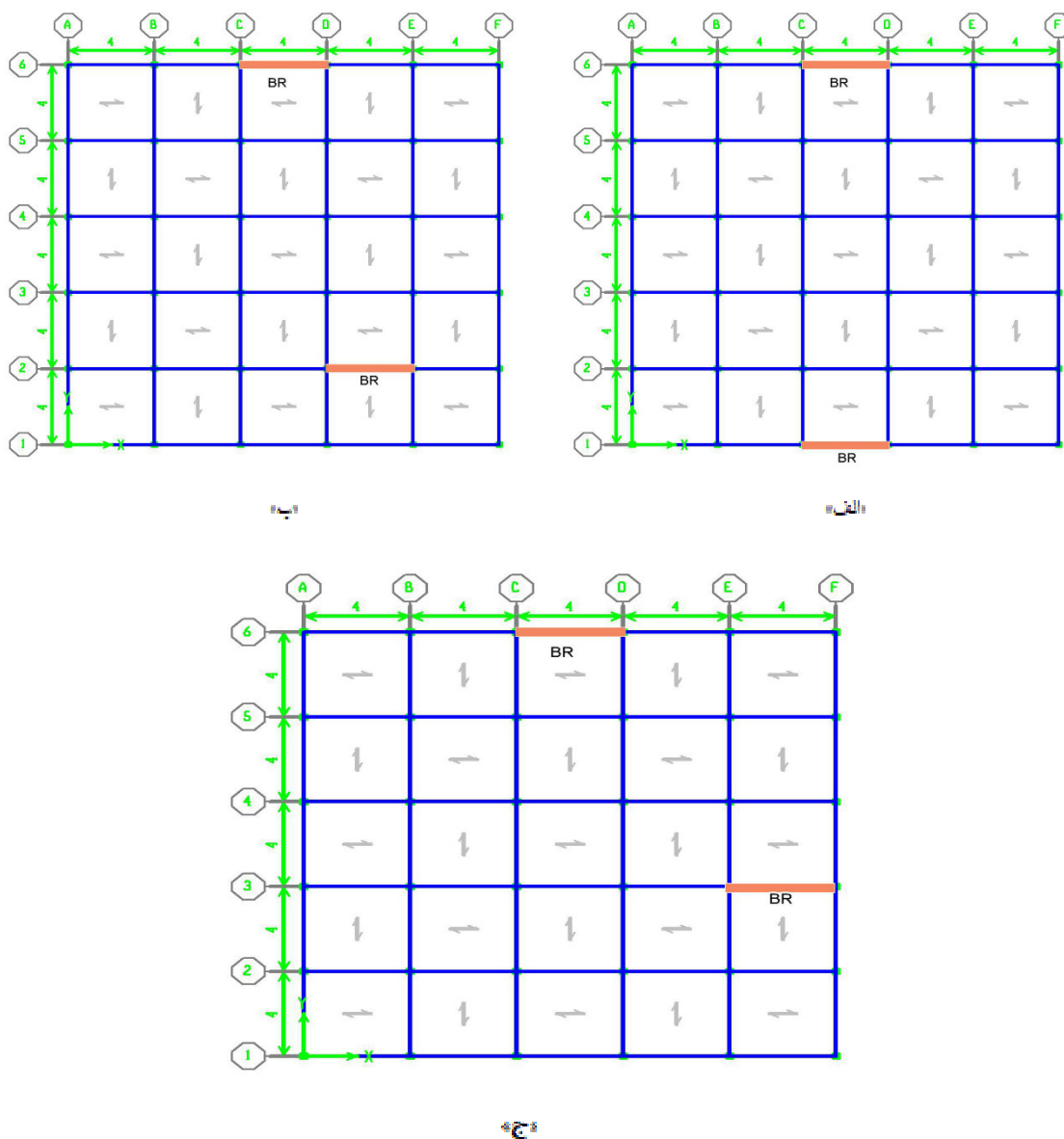
۴. روش تحقیق

برای انجام این تحقیق، از یک سازه سه بعدی دارای ۵ دهانه و ۶ طبقه، که در یک جهت دارای سیستم قاب خمشی دوگانه با مهاربند شورون و در جهت دیگر قاب خمشی به تنهایی می‌باشد، استفاده شده است. به منظور بررسی نامنظمی پیچشی، با انتقال مهاربندها در سازه (مطابق شکل)، مدل با نامنظمی زیاد و خیلی زیاد مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰، ایجاد گردید. بنابراین تحلیل‌ها به روی سه سازه به صورت بدون نامنظمی پیچشی، با نامنظمی زیاد و نامنظمی شدید انجام گرفته است. همچنین اثر آلیاژهای حافظه‌دار در هر یک از مدل‌های فوق با قرار دادن میله ساخته شده از این آلیاژ در محل اتصال مهاربند به تیر به صورت شکل ۶ مورد بررسی قرار گرفت.



شکل ۶ - سیستم مهار بندی قاب مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی

سازه‌ها ابتدا در نرم‌افزار ETABS 9.7.4 مطابق با ضوابط آیین‌نامه فولاد ایران طراحی شد، سپس برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از نرم‌افزار Seismostruct 2016 استفاده گردید. همچنین پس از انتخاب شتاب نگاشت و هم‌پایه کردن آن‌ها مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰، برای تحلیل مورد استفاده قرار گرفتند. مدل‌های ساخته شده دارای ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر و عرض دهانه ۴ متر می‌باشند. این ساختمان‌ها در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و نوع خاک III در نظر گرفته شده است.



شکل ۷ - مدل سازه مورد تحلیل، الف) سازه بدون نامنظمی پیچشی، ب) سازه دارای نامنظمی زیاد پیچشی، ج) سازه دارای نامنظمی شدید پیچشی

۴-۱ رکوردهای انتخابی

شتاب نگاشت های مورد استفاده در تحلیل ها به تعداد ۷ مورد، منطبق با ضوابط مندرج در آیین نامه ی ۲۸۰۰ به گونه ای انتخاب شد تا حتی المقدور نمایانگر حرکت واقعی محل ساخت سازه در اثر زلزله باشد. این شتاب نگاشت ها پس از هم پایه سازی برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی مطابق جدول ۲، مورد استفاده قرار گرفتند.

جدول ۱ - رکوردهای انتخاب شده برای تحلیل دینامیکی

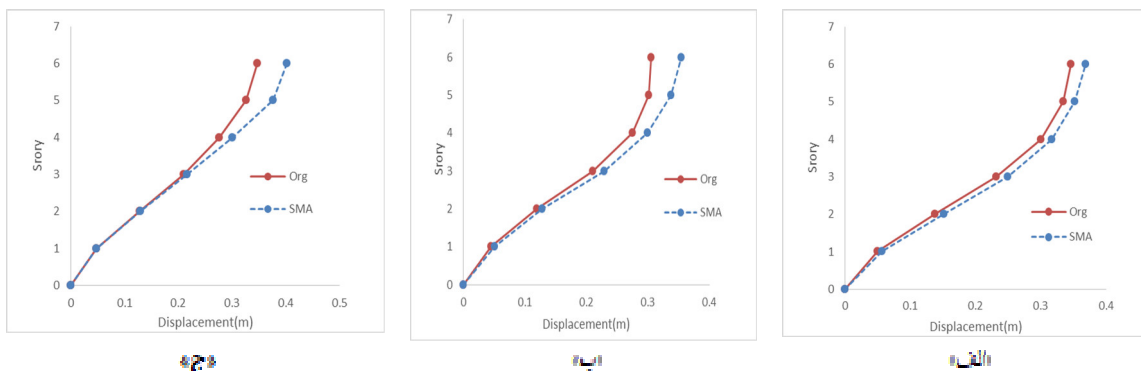
Earthquake	R.S.N ¹	PGA(g)	PGV(m/s)	PGD(m)	Magnitude
Coalinga	368	0.608	0.61	0.2215	6.36
Chalfant	549	0.547	0.432	0.1631	5.77
Kobe	1106	0.484	0.531	0.146	6.9
Landers	836	0.529	0.549	0.402	7.28
Mammoth Lakes	230	0.784	0.444	0.0772	6.06
Manjil	1634	0.283	0.443	0.185	7.34
Tabas	143	0.504	0.581	0.236	7.35

۵. نتایج

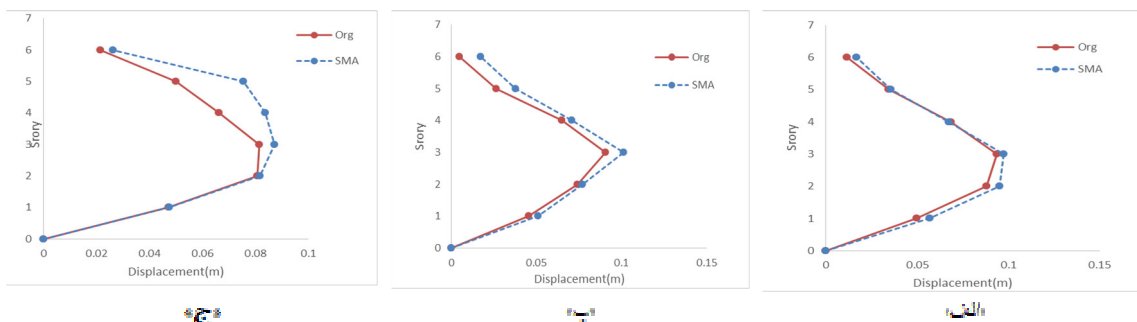
نتایج حاصل از این تحقیق با بررسی جابه‌جایی، جابه‌جایی نسبی و برش پایه به شرح زیر ارائه می‌شود:

۵-۱ ارزیابی جابه‌جایی و جابه‌جایی نسبی:

ارزیابی جابه‌جایی طبقات یکی از مهم‌ترین و در عین حال آسانترین راه برای بررسی میزان خرابی ایجاد شده در یک سازه است. در شکل‌های (۸) و (۹) تغییر مکان جانبی مطلق بیشینه طبقات با فولادگذاری مرسوم و آلیاژ SMA، نمایش داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در سازه‌های بهسازی شده با آلیاژهای حافظه‌دار شکلی، تغییر مکان جانبی مطلق و نسبی طبقات افزایش پیدا نموده است. دلیل این افزایش تغییر مکان جانبی مطلق و نسبی را می‌توان کمتر بودن مدول الاستیسته این آلیاژها نسبت به فولاد دانست. که استفاده از آن‌ها در قاب‌ها کاهش سختی سازه و افزایش تغییر مکان جانبی مطلق و نسبی طبقات را به همراه داشته است.



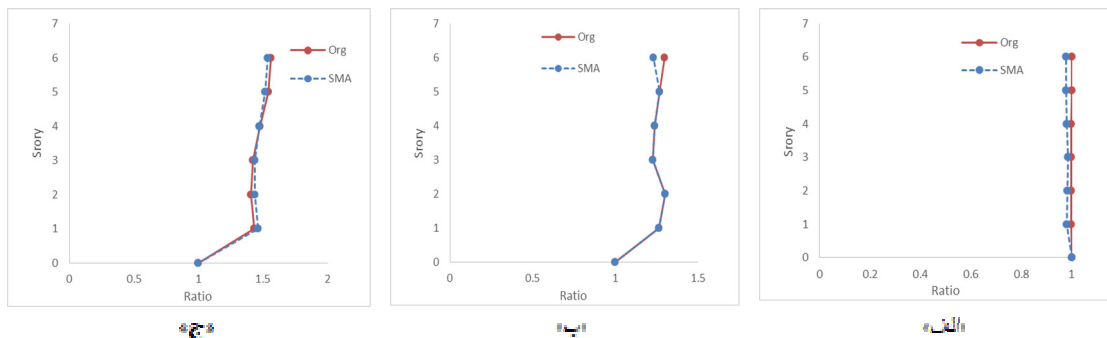
شکل ۸ - تغییر مکان مطلق با فولادگذاری مرسوم و آلیاژ SMA، الف) سازه بدون نامنظمی پیچشی، ب) سازه دارای نامنظمی زیاد پیچشی، ج) سازه دارای نامنظمی شدید پیچشی



شکل ۹ - تغییر مکان جانبی نسبی سازه با فولادگذاری مرسوم و آلیاژ SMA، الف) سازه بدون نامنظمی پیچشی، ب) سازه دارای نامنظمی زیاد پیچشی، ج) سازه دارای نامنظمی شدید پیچشی

¹Record Sequence Number

همچنین به منظور بررسی اثر فولاد حافظه دار در کاهش نامنظمی سازه، نسبت تغییر مکان حداکثر و متوسط تغییر مکان هر طبقه محاسبه و در شکل ۱۰ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود استفاده از فولاد حافظه دار اثر کمی در کاهش پیچش سازه دارد.



شکل ۱۰ - اثر پیچش سازه با فولادگذاری مرسوم و آلیاژ SMA، الف) سازه بدون نامنظمی پیچشی، ب) سازه دارای نامنظمی زیاد پیچشی، ج) سازه دارای نامنظمی شدید پیچشی

۲-۵ ارزیابی برش پایه:

در این بخش، بیشینه برش پایه ایجاد شده در سازه با فولادگذاری مرسوم و سازه با آلیاژهای حافظه دار شکلی تحت شتاب نگاشت های زلزله بررسی می‌شود و در جدول ۳ برای دو حالت مذکور ارائه شده است. با توجه به جدول، برش پایه در سازه های مسلح شده با آلیاژ SMA نسبت به فولادگذاری مرسوم کاهش یافته است. این امر به دلیل افزایش زمان تناوب و نرمی سازه ها با آلیاژ SMA نسبت به فولادگذاری مرسوم بوده که باعث کاهش نیروهای لرزه‌ای در المان‌های باربر جانبی می‌شود. همچنین همان‌طور که مشاهده می‌شود، افزایش پیچش باعث کاهش برش پایه گردیده است. این موضوع را می‌توان به دلیل کاهش برش پایه یک طرف و افزایش برش پایه طرف دیگر به دلیل زیادتر شدن پیچش دانست.

جدول ۳ - مقادیر برش پایه سازه ها با و بدون آلیاژ حافظه دار شکلی

نوع نامنظمی سازه	مقادیر برش پایه سازه با فولادگذاری مرسوم	مقادیر برش پایه سازه با آلیاژ SMA
سازه بدون نامنظمی پیچشی	9495800	9332400
سازه نامنظمی زیاد پیچشی	9011700	8736264
سازه نامنظمی شدید پیچشی	8260700	6751100

۶. نتیجه‌گیری

- در این پژوهش به منظور بررسی رفتار آلیاژهای حافظه دار شکلی، یک سازه با یک جهت دارای سیستم قاب خمشی دوگانه با مهاربند شورون و در جهت دیگر دارای قاب خمشی، در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای سه مدل سازه متقارن در پلان، نامتقارن زیاد پیچشی و نامتقارن شدید پیچشی با استفاده از ۷ شتابنگاشت، تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قرار گرفت. از نتایج برآمده از این تحقیق می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:
- استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی به طور کلی باعث افزایش پارامتر تغییر مکان جانبی مطلق و نسبی سازه هنگام زلزله می‌گردد. دلیل این امر، مدول الاستیسیته پایین این آلیاژها نسبت به فولاد است، که منجر به کاهش سختی سازه می‌شود.
- استفاده از فولاد حافظه دار تأثیر زیادی در کاهش پیچش سازه ندارد.
- برش پایه ایجاد شده در سازه با آلیاژ حافظه دار تحت شتاب نگاشت های زلزله نسبت به سازه با فولادگذاری مرسوم، کاهش پیدا کرده است. این امر به دلیل افزایش زمان تناوب و نرمی سازه ها با آلیاژ SMA نسبت به فولادگذاری مرسوم بوده که باعث کاهش نیروهای لرزه‌ای در المان‌های باربر جانبی می‌شود.
- افزایش پیچش باعث کاهش برش پایه گردیده است که این موضوع به دلیل کاهش برش پایه یک طرف و افزایش برش پایه طرف دیگر به دلیل زیادتر شدن پیچش می‌باشد.

۷. مراجع

1. Galvez, P., Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links, M.Sc. thesis, Univ. of Texas at Austin, Tex., USA. (2004).
2. Asgarian, B. Moradi, S. (2011) „Seismic Response of Steel Braced Frames with Shape Memory Alloy Braces“, *Constructional Steel Research*, 67:1, 65-74.
3. Mahmoudi, M., Montazeri, S., & Abad, M. J. S. (2018). Seismic performance of steel X-knee-braced frames equipped with shape memory alloy bars. *Journal of Constructional Steel Research*, 147, 171-186.
4. McCormick, J. DesRoches, R. Fugazza, D. (2006) „Seismic Vibration Control Using Superelastic Shape Memory Alloys“, *Engineering Materials & Technology*, 128, 294-311.
5. McCormick, J.P. (2006) „Cyclic Behavior of Shape Memory Alloys: Material Characterization and Optimization“, Ph. D. Thesis, School of Civil and Environmental Engineering Georgia Institute of Technology.
6. Cardone, D. Dolce, M. Ponzo, F.C. et al. (2004) „Experimental Behavior of R/C Frames Retrofitted with Dissipating and Re-Centering Braces“, *Earthquake Engineering*, 8, 361-396.
7. Inaudi, J. and Kelly, J. (1994) „Experiments on Tuned Mass Dampers Using Viscoelastic, Frictional and Shape-Memory Alloy Materials“, *First World Conference on Structural Control*, Los Angeles, 127-136.
8. Fugazza, D. (2005) „Use of Shape Memory Alloy Devices in Earthquake Engineering: Mechanical Properties, Advanced Constitutive Modeling and Structural Applications“, Ph. D. Thesis, ROSE School, Pavia, Italy.

بررسی مطالعات انجام شده در زمینه ارزیابی سطوح عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی دارای میراگر سختی منفی

علیرضا ملی^۱، احسان نوروزی نژاد فرسنگی^۲، عباس سیوندی پور^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد گروه مهندسی زلزله و ژئوتکنیک-زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه‌برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه‌برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران
alirezamli1373@gmail.com

خلاصه

همواره زمین‌لرزه‌هایی با بزرگی و شدت‌های تخریب متفاوت در سراسر جهان رخ می‌دهد که باعث خسارت‌های فراوانی می‌شود. با طراحی یک سازه شکل‌پذیر و اجازه دادن به تسلیم شدن تحت زلزله‌های شدید، نیروهای وارد بر سازه را می‌توان کاهش داد. دستگاه‌های زیادی از این قبیل در مهندسی سازه توسعه یافته‌اند که به بهبود ایمنی سازه کمک می‌کنند و انرژی زلزله را هنگام رخداد آن جذب و مستهلک می‌کنند. یکی از سیستم‌های کنترل غیرفعال که به تازگی توسعه داده شده است دستگاه‌های سختی منفی است. دستگاه سختی منفی وسیله‌ای است که نیروی در راستای جابجایی اعمال شده تولید می‌کند. با به کارگیری این دستگاه و اعمال سختی منفی در یک جابجایی از پیش تعیین شده می‌توان شرایط تسلیم را برای شبیه‌سازی کرد و از مزیت آن در کاهش نیروهای لرزه‌ای بهره برد بدون اینکه اعضای سازه دچار تلاش‌های غیرلاستیک شوند. در این مقاله عملکرد این سیستم در سازه‌های مختلف توسط محققین پیشین مورد مطالعه و جمع‌بندی قرار می‌گیرد.

کلمات کلیدی: دستگاه سختی منفی، سطوح عملکردی، سازه‌های فولادی، زلزله‌های حوزه نزدیک.

۱. مقدمه

طراحی سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد یکی از روش‌های نوین توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای می‌باشد. این روش با سایر رویکردهای طراحی سازه بر مبنای مقاومت، تفاوت‌های بسیاری دارد. در روش طراحی عملکردی سازه‌ها، رفتار یا عملکرد یک سازه و تمامی اعضای آن تحت یک شتاب‌نگاشت زلزله یا طیف پاسخ آیین‌نامه‌های موجود (مانند طیف استاندارد ۲۸۰۰)، بررسی می‌گردد و اعضای را که عملکرد مورد انتظار را برآورده نمایند را تغییر می‌دهیم تا آن رفتار و عملکرد مورد انتظار یا همان سطح عملکرد مورد نیاز را برآورده نمایند. یعنی ما تک‌تک اعضای سازه را برای سطح عملکرد مورد انتظار طراحی می‌کنیم. آیین‌نامه‌های بهسازی موجود در دنیا، از جمله دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در ایران (نشریه شماره ۳۶۰ سازمان برنامه بودجه) [۱]، بر پایه تئوری‌های عملکردی تنظیم شده‌اند و از این رو مبنای طراحی، بر اساس سطح عملکرد می‌باشد. دو عامل بسیار مهم و تأثیرگذار در طراحی بر اساس سطح عملکرد، سطوح خطر لرزه‌ای و سطوح عملکردی می‌باشند.

سطوح خطر لرزه‌ای به معنای زلزله انتخابی می‌باشد که بر اساس نیروی ناشی از آن، سازه‌ی مورد نظر مورد تحلیل و طراحی قرار می‌گیرد. سطوح عملکردی سازه همان میزان آسیب مورد نظر است که از مجموعه‌ی تغییر شکل‌ها و خرابی‌های تک‌تک اعضا حاصل می‌شود. پس با انتخاب یک سطح عملکرد سازه‌ای، محدودیتی برای میزان خرابی هر عضو تحت نیروهای لرزه‌ای حاصل از زلزله سطح خطر تعیین می‌کنیم و اعضا باید به گونه‌ای طراحی شوند که این محدودیت‌ها را با توجه به سطح عملکرد ساختمان و سطح خطر انتخابی و مورد انتظار را برآورده کنند.

سطوح عملکرد به دودسته سطوح عملکرد سازه‌ای و غیر سازه‌ای تقسیم می‌گردند. سطوح عملکرد سازه‌ای در استاندارد ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود آمریکا [۲] به شرح زیر می‌باشند:

- خدمت‌رسانی بی‌وقفه^۱
- قابلیت استفاده بی‌وقفه^۲
- ایمنی جانی^۳
- آستانه فروریزش^۴

ساختمان‌ها می‌توانند در اثر قابلیت شکل‌پذیری، انرژی زیادی را در حین زلزله مستهلک نمایند. ظرفیت شکل‌پذیری زیاد در ساختمان، نیاز به تشکیل مفاصل پلاستیک در برخی از اعضای سازه‌ها دارد. استفاده از سیستم‌های مستهلک کننده انرژی در ساختمان‌ها باعث می‌شود تا اعضای سازه‌ای همچنان در مرحله ارتجاعی باقی بمانند و در نتیجه از بروز تخریب جلوگیری نمایند. به‌طور کلی سیستم‌های مستهلک کننده انرژی، میراگرها و ایزاتورها، به‌منظور کاهش پاسخ دینامیکی سازه در برابر بارهای جانبی باد و زلزله استفاده می‌شوند. مکانیزم عملکرد این وسایل به گونه‌هایی می‌باشد که با انجام تغییر شکل‌های ویژه، مقدار زیادی از انرژی ورودی به سازه که در اثر بارگذاری دینامیکی زلزله و باد می‌باشد را جذب و مستهلک می‌کنند. عملکردشان این‌گونه است که آن‌ها در سازه حکم فیوز را دارند و حین زلزله وارد فاز رفتار غیرخطی می‌شوند و انرژی زلزله را مستهلک می‌کنند و مفصل می‌شوند، از این‌رو سایر اعضای سازه آسیب نمی‌بینند و سالم می‌مانند. یکی از این سیستم‌های مستهلک کننده انرژی، میراگرهای سختی منفی^۵ (NSD) می‌باشند. این میراگرها به نسبت دیگر میراگرها، سیستم جدیدتری می‌باشند و همان‌طور که از اسم آن‌ها مشخص است مکانیزم عملکردی متفاوتی نسبت به سایر میراگرها دارند و به سیستم، سختی منفی می‌دهند یعنی نیرویی را در جهت جابجایی احتمالی ایجاد می‌کنند در نتیجه سختی منفی نامیده می‌شوند. آن‌ها را می‌توان در بین طبقات یا در بین طبقه همکف و سطح جداسازی شده بکار برد و نصب کرد. NSD شامل یک نوع فنر بسیار فشرده‌شده^۶ است به منظور ایجاد نیرو که به سیستم سختی منفی می‌دهد، در نظر گرفته شده است. بزرگی نیرو با افزایش جابجایی کاهش می‌یابد به‌طوری‌که پایداری سیستم در جابجایی‌های بزرگ تضمین می‌شود. یک سیستم دوگانه مهاربند شورون در برابر پیش بارگذاری فنر فشرده مقاومت می‌کند. این سیستم دارای یک نوع فنر دراز سرهم‌بندی شده^۷ می‌باشد که سختی مثبت را تا یک جابجایی از پیش تعیین شده فراهم می‌کند. میراگر سختی منفی را می‌توان به‌عنوان یک لینک الاستیک چندخطی در یک محیط نرم‌افزاری غیرخطی مدل‌سازی کرد. [۳]، [۴]، [۵]

شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به فاصله‌ای که از گسل ثبت قرار دارند به دو دسته حوزه نزدیک^۸ و حوزه دور^۹ تقسیم می‌شوند. اگر شتاب‌نگاشتی توسط ایستگاهی که فاصله آن ایستگاه تا گسل کمتر از ۱۰ کیلومتر باشد با قاطعیت به آن شتاب‌نگاشت، نزدیک به گسل (حوزه نزدیک) و شتاب‌نگاشت‌های ثبت‌شده در فاصله‌ی بیش از ۲۰ کیلومتر از گسل را دور از گسل (حوزه دور) می‌گویند. فواصل ۱۰ تا ۲۰ کیلومتر بر اساس شکل رکورد و مؤلفه قائم زلزله بررسی می‌کنند و آن‌ها را در گروه حوزه نزدیک یا دور قرار می‌دهند. این زلزله‌ها که در نزدیکی یک گسل فعال رخ می‌دهند، دارای شتاب‌نگاشت‌های پالسی با پیروید پالس بلند و دارای یک یا چند پیشینه سرعت^{۱۰} می‌باشند که می‌توانند دارای پتانسیل خرابی زیادی باشند. این پالس توسط لغزش و حرکت گسل ایجاد می‌شود و باعث می‌شود تا قسمت بزرگی از انرژی زلزله در یک یا دو پالس به‌طور ناگهانی به سازه وارد گردد. در این زلزله‌ها جهت گسیختگی گسل، به سمت محل ثبت رکورد می‌باشد. شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک دارای شتاب‌های زیاد و با محتوای فرکانسی بالا نسبت به زلزله‌های حوزه دور می‌باشند. شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک معمولاً دارای زمان جنبش کوچک‌تری نسبت به شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور می‌باشند. در حوزه نزدیک گسل مؤلفه افقی عمود بر گسل بیشترین اثر را در پاسخ سازه‌ها دارد و اثر این مؤلفه غالب بر مؤلفه افقی موازی با گسل و مؤلفه قائم به سطح زمین می‌باشد. اما اگر برای کارایی سازه مهم باشد، ارتعاش قائم به سطح زمین در نواحی نزدیک گسل نیز ممکن است مهم باشد در این حالت مؤلفه قائم به سطح زمین نیز بایستی تخمین زده شود. [۶]، [۷]، [۸]

¹ Operational performance

² Immediate Occupancy performance

³ Life Safety Performance

⁴ Collapse Prevention Performance

⁵ Negative Stiffness Damper(NSD)

⁶ compressed machined spring(CS)

⁷ gap spring assem assembly(GSA)

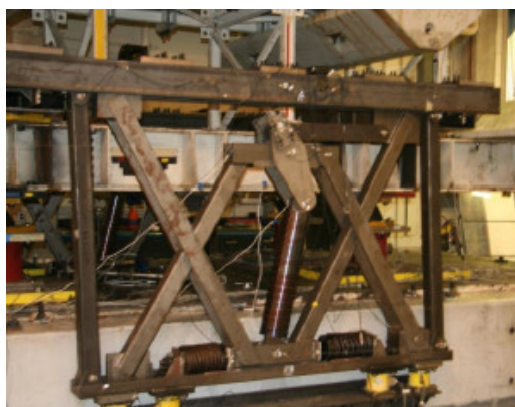
⁸ Near-Field

⁹ Far-Field

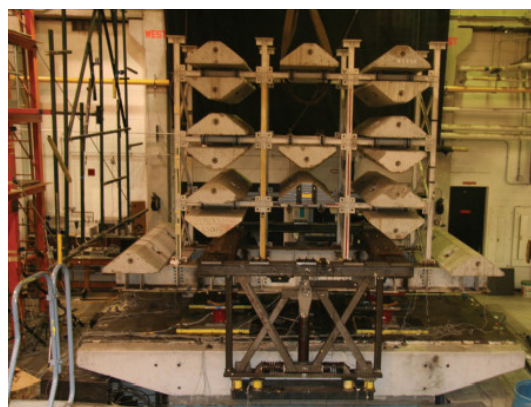
¹⁰ Peak Ground Velocity(PGV)

۲. بررسی مطالعات صورت گرفته

پاسالا و همکاران در سال ۲۰۱۱ در دانشگاه بوفالو مطالعه‌ای تحت عنوان "مطالعه تحلیلی و تجربی دستگاه سختی منفی در حفاظت لرزه‌ای سازه" انجام دادند. آن‌ها در این مطالعه یک دستگاه سختی منفی واقعی را شرح می‌دهند که می‌تواند تضعیف سیستم سازه‌ای را بدون تغییر شکل‌های دائمی شبیه‌سازی کند. این دستگاه ذاتاً ناپایدار است اما زمانی که در یک سازه نصب می‌شود، نیرویی را در سطح نصب خود انتقال می‌دهد که به نوبه خود تمام نیروها، جابجایی‌ها و شتاب‌های بالای سطح خود را کاهش می‌دهد. بنابراین NSD قادر به محدود کردن نیروهای توسعه‌یافته در یک سازه بدون تسلیم است که می‌تواند منجر به تغییر شکل‌های دائمی شود. NSD در دانشگاه بوفالو آمریکا، دانشگاه رایس و شرکت دستگاه‌های تیلور توسعه یافت و توسط آن‌ها در یک مدل سازه‌ای سه طبقه با جداسازهای لرزه‌ای الاستومری بر روی میز لرزان (شکل ۱) مورد آزمایش قرار گرفت. آن‌ها با تستی که انجام دادند نتیجه گرفتند که NSD سختی منفی ایجاد می‌کند و برش پایه سازه را کاهش می‌دهد. نصب NSD یک روش کارآمد برای کاهش "ضعف مقاومت/سختی"، طبقه یک سازه بدون تأثیر گذاشتن بر سختی قائم یا محدودیت‌های پایداری سازه است. NSD تنها با اتلاف انرژی جزئی عمل می‌کند و می‌تواند غیرخطی در نظر گرفته شود و هر تغییر شکل دائمی جزئی (شکل ۲) که ممکن است NSD نمایش دهد توسط GSA حذف می‌شود. NSD رفتار قابل اعتماد و قابل پیش‌بینی را به وجود می‌آورد که می‌تواند به‌دقت پیش‌بینی شود که این به دلیل ماهیت مکانیکی این وسیله است که شامل لینک‌ها و فنرها با هندسه معروف و خواص مکانیکی قابل پیش‌بینی است [۹].



شکل ۲- حالت تغییر شکل یافته NSD



شکل ۱- مدل آزمایشگاهی NSD بر روی میز لرزان

سارلیس و همکاران در سال ۲۰۱۳ پژوهشی را با عنوان ابزار "سختی منفی برای حفاظت لرزه‌ای سازه‌ها" در دانشگاه بوفالو آمریکا ارائه دادند. سارلیس و همکاران در این مطالعه یک دستگاه سختی منفی را توسعه و مورد مطالعه قرار داده‌اند که می‌تواند عملکرد لرزه‌ای سازه را به‌طور قابل توجهی بهبود بخشد. آن‌ها مطالعات تحلیلی و تجربی خود را در مورد کاربرد این دستگاه را در یک سازه سه طبقه با و بدون NSD ارائه داده‌اند. آن‌ها یک NSD را به‌صورت تحلیلی و تجربی مورد توسعه و ارزیابی قرار دادند و شرح دقیق از عملیات، توابع حاکم و طراحی دستگاه ارائه کردند و نشان دادند که ویژگی کلیدی دستگاه یک ضریب بزرگنمایی بزرگ برای سختی منفی است که به‌طور قابل توجهی نیاز به پیش بارگذاری، برای رسیدن به سختی منفی مورد نیاز را کاهش می‌دهد. این ویژگی به‌تنهایی دستگاه را قادر به اجرای سازه‌ها با وزن زیاد می‌سازد. مدل‌های تحلیلی با شروع از ساده‌ترین مدل ممکن، با فرض پیچش‌های کوچک، تا مدل‌های پیچیده‌تر، از جمله پیچش زیاد و اثرات نیروی اینرسی توسعه یافته‌اند. آن‌ها مشخص نمودند که مدل ساده بدون اثرات پیچش زیاد و نیروی اینرسی برای اکثر موارد عملی به‌اندازه کافی دقیق است. آن‌ها نشان دادند که این مدل به‌راحتی در محیط‌های نرم‌افزاری قابل مدل‌سازی و پیاده‌سازی می‌باشد [۱۰].

گیشا و آسیم قوریسی در سال ۲۰۱۵ پژوهشی تحت عنوان "قرارگیری بهینه سیستم میراگر سختی منفی" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش عملکرد سیستم سختی منفی حقیقی (TNS) و سیستم سختی منفی تطبیقی (ANSS) که ترکیبی از TNS و میراگر غیرفعال می‌باشد، مورد بررسی

¹ True Negative Stiffness(TNS)

² adaptive negative stiffness system(ANSS)

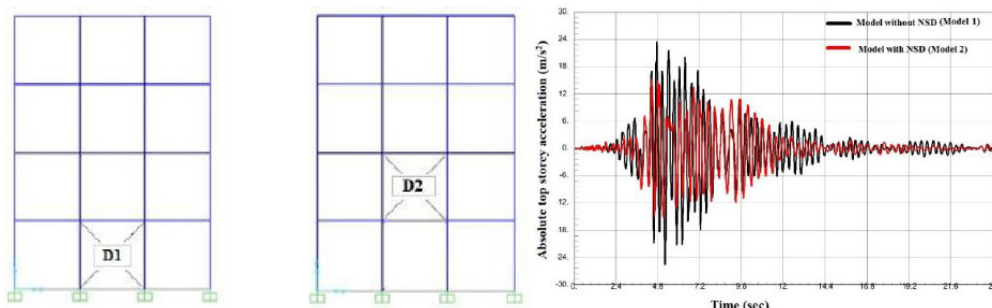
قراردادند. آن‌ها پاسخ لرزه‌ای یک سازه ۵ درجه آزادی را تحت اثر زلزله‌های واقعی به صورت تحلیلی مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها مقادیر بهینه پارامترها و تعداد بهینه میراگرها را بر اساس پاسخ به دست آمده از تحلیل در نرم‌افزار متلب به دست آوردند. نتایج مهمی که آن‌ها از این مطالعه به دست آوردند نشان می‌دهد که، دستگاه TNS قادر به کاهش همه پاسخ‌ها از جمله جابجایی‌های بین طبقات و شتاب‌های بالاتر از سطح نصب خود در سازه است. بالاتر از سطح نصب ANSS، کاهش پاسخ کاملاً قابل توجه است. دستگاه TNS به خاطر رفتار سختی منفی خود، جابجایی را در سطح نصب دستگاه افزایش می‌دهد، بنابراین اضافه کردن یک میراگر غیرفعال به سیستم به پایین آوردن جابجایی‌ها در سطح نصب کمک می‌کند [۱۱].

راهجا و همکاران در سال ۲۰۱۵ پژوهشی تحت عنوان "تحلیل لرزه‌ای ساختمان بلندمرتبه با استفاده از دستگاه سختی منفی" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش مفهوم NSD را مورد مطالعه قرار داده‌اند، تا عملکرد سازه را برای ایمنی آن تحت زلزله ارتقا دهند. آن‌ها در این پژوهش بر روی مطالعه و یافتن پارامترهای مختلفی تمرکز کرده‌اند که به عنوان معیار عملکرد لرزه‌ای سازه بتن مسلح با استفاده از دستگاه سختی منفی عمل خواهند کرد. آن‌ها در این مطالعه به یافتن پارامترهایی مانند برش پایه، شتاب پایه، شتاب بالاترین طبقه، جابجایی بالاترین طبقه و دوره تناوب در ساختمان بتن مسلح با بیش از ۱۰ طبقه با مدل‌سازی آن در نرم‌افزار Sap2000 [۱۲] پرداخته‌اند. آن‌ها نتایج مهمی از این مطالعه به دست آورده‌اند که در جدول ۱ نشان می‌دهد سیستم سازه‌ای اصلی با استفاده از NSD، شتاب کم‌تر، جابجایی کم‌تر و برش یا نیروی پایه کم‌تری متحمل می‌شود. نصب یک دستگاه سختی منفی یک روش کارآمد برای کاهش سختی ظاهری یک سازه بدون تأثیر بر سختی عمودی یا محدودیت‌های پایداری سازه می‌باشد. میراگر سختی منفی رفتار قابل اعتماد و قابل پیش‌بینی از خود نشان می‌دهد که می‌تواند به دقت پیش‌بینی شود که این به دلیل ماهیت مکانیکی این وسیله می‌باشد [۱۳].

parameters	with Device	without Device
Absolute Top Displacement(m)	0.775	0.8657
Absolute Acceleration (m/sec ²)	11.598	16.74
Base Shear (kN)	7703.922	9811.181
Time Period (sec)	3.433	3.5642

جدول ۱- مقایسه پارامترهای مختلف پاسخ سازه در حالت با و بدون NSD

میرزا آریف و چاکر ابارتی در سال ۲۰۱۷ پژوهشی تحت عنوان "استفاده بهینه از میراگر سختی منفی برای قالب‌های مقاوم لرزه‌ای" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش میراگر سختی منفی را در نرم‌افزار قدرتمند تجاری Sap2000 بر روی مدل‌های دوبعدی (شکل ۳) و سه‌بعدی پیاده‌سازی کرده‌اند و برای زلزله‌های مختلف، پارامترهای برش پایه، شتاب طبقه و بیشترین جابجایی رو مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. آن‌ها در این پژوهش پس از بررسی تحلیلی‌های انجام شده دریافتند که، میراگر سختی منفی منجر به کاهش ۳۰٪ برش پایه در مدل‌های دوبعدی و سه‌بعدی نسبت به مدل‌های بدون میراگر می‌شود. با استفاده از NSD در سازه بر اساس شکل ۴، شتاب مطلق بالاترین طبقه کاهش پیدا می‌کند. NSD منجر به افزایش جابجایی در سطح نصب خود می‌شود. NSD باید برای سازه‌های مختلف و موقعیت‌های مختلف، برای رسیدن به محل قرارگیری بهینه، مدل‌سازی شود [۱۴].



شکل ۴- شتاب مطلق بالاترین طبقه در حالت با و بدون NSD

شکل ۳- پیاده سازی NSD بر روی مدل دو بعدی در sap2000

جانگید و گیشا در سال ۲۰۱۸ پژوهشی تحت عنوان "کنترل پاسخ لرزه‌ای یک ساختمان با استفاده از دستگاه سختی منفی" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش دو مطالعه تحلیلی برای پاسخ لرزه‌ای یک مدل چند درجه آزادی کنترل‌شده با استفاده از دستگاه سختی منفی کاذب (PNS) و TNS انجام دادند. مطالعه اول آن‌ها باهدف بهینه‌سازی پارامترهای دستگاه‌های کنترل‌شده برای کاهش پاسخ حداکثر می‌باشد. آن‌ها تعداد و مکان قرارگیری بهینه دستگاه‌های موردنیاز را برای رسیدن به کاهش بهینه پاسخ‌های لرزه‌ای موردبررسی قراردادند. آن‌ها در مطالعه دوم، عملکرد دستگاه‌های سختی منفی TNS و PNS را با یکدیگر و همچنین با یک میراگر ویسکوز مایع متعارف^۱ (VFD) بر اساس ظرفیت کاهش پاسخ لرزه‌ای مقایسه کردند. آن‌ها در این پژوهش کاهش پاسخ لرزه‌ای توسط دو NSD نصب‌شده به یک مدل ساختمان پنج طبقه تحت شش زلزله مختلف موردبررسی قراردادند و نتایجی به دست آوردند که نشان می‌دهد که، میراگرهای سختی منفی عملکرد عالی‌تری نسبت به میراگر غیرفعال متعارف در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه پنج درجه آزادی دارند. برای مدل داده‌شده و زلزله، مقادیر بهینه‌ای از پارامترهای مختلف NSD وجود دارد که برای مقادیر پیک پاسخ‌های مدل مورد نظر، مقادیر حداقل به دست می‌آید. برای قرارگیری بهینه NSD، کاهش مؤثر پاسخ‌ها حتی با تعداد کم‌تر میراگرها می‌تواند حاصل شود. کارایی کاهش پاسخ‌های دو حالت بهینه NSD به همان خوبی حالت ایده‌آل مربوطه یافت شد، حتی زمانی که مجموع میراگرهای مورداستفاده ۶۰٪ نسبت به حالت دوم بود. با توجه به جنبه سختی منفی واقعی سیستم TNS، کاهش بهتر جابجایی زمانی مشاهده می‌شود که طبقات متوالی با ترکیب TNS و VFD مجهز نشده باشند. میراگر PNS وقتی که با میراگر ویسکوز مایع ترکیب می‌شود، کاهش بهتر و پایداری از همه پاسخ‌ها را نشان می‌دهد [۱۵].

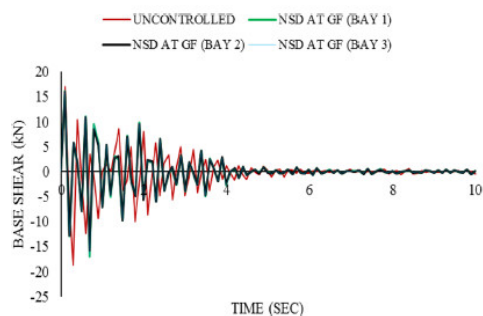
Walsh و همکاران در سال ۲۰۱۸ پژوهشی تحت عنوان "دستگاه سختی منفی متغیر برای حفاظت لرزه‌ای از سازه‌های ساختمانی از طریق تضعیف ظاهری" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش دستگاه سختی منفی متغیر^۲ (VNSD) را برای حفاظت لرزه‌ای از طریق تضعیف ظاهری را ارائه دادند. آن‌ها VNSD را ساده، فشرده، کارآمد، قابل‌اعتماد و نسبتاً ارزان معرفی کردند که قادر به دستیابی به انواع نمودارهای نیرو-جابجایی است، از جمله آنکه در جابجایی‌های بزرگ به سختی صفر تبدیل می‌شود. آن‌ها در این پژوهش صحت سنجی آزمایشی مفهوم VNSD را بر اساس یک دستگاه به عنوان نمونه اولیه در مقیاس کوچک را تحت بارگذاری چرخه‌ای ارائه دادند. آن‌ها شبیه‌سازی‌های عددی را برای یک مدل غیرخطی با میرایی مکمل (اضافی) و سیستم‌های مختلف VNSD را با توجه به مجموعه‌ای از زلزله‌ها انجام دادند. نتایج شبیه‌سازی آن‌ها نشان داد که به‌طور کلی، ترکیب VNSD با میرایی مکمل (اضافی) منجر به پیک پاسخ‌ها شد که کوچک‌تر از پاسخ‌های سازه پایه برای همان زلزله‌ها بودند، علاوه بر این، همین ترکیب منجر به کاهش مقادیر حداکثر شتاب‌های مطلق و برش پایه نسبت به مقادیر آن‌ها برای سازه با میرایی مکمل و بدون VNSD گردید [۱۶].

پاریانکا و شیخ در سال ۲۰۱۹ پژوهشی تحت عنوان "بهینه‌سازی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی با استفاده از میراگر با سختی منفی" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش به بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی با استفاده از میراگر سختی منفی در نرم‌افزار تجاری etabs2016 [۱۷] پرداختند. آن‌ها در این پژوهش بر روی قاب‌های فولادی ۲ بعدی بیش‌تر از ۴ طبقه که در شکل ۵ نشان داده شده است و ۳ بعدی بیشتر از ۳ طبقه اجرا کردند و تأثیر آن را بر روی پاسخ لرزه‌ای برای سه زمین‌لرزه کارولیت، هولیست و سیلمار را با تحلیل تاریخچه زمانی موردبررسی قراردادند. آن‌ها بر اساس کاهش در سه پارامتر برش پایه، شتاب طبقه و جابجایی طبقه، مکان بهینه قرارگیری NSD را تعیین کردند. بر اساس مطالعه و بررسی که آن‌ها بر روی مدل‌های گفته‌شده انجام دادند نتایجی به دست آوردند که نشان می‌دهد، میراگر سختی منفی به ترتیب به کاهش برش پایه مطابق شکل ۶ و شتاب طبقه قاب‌های ۲ بعدی و ۳ بعدی کمک می‌کند. از مقایسه نتایج با مدل‌های بدون NSD برای هر سه تاریخچه زمانی زلزله، موقعیت بهینه NSD بر اساس دو پارامتر لرزه‌ای، برش پایه و شتاب طبقه تعیین می‌شود. مکان بهینه به‌دست‌آمده از مدل ۲ بعدی برای تاریخچه زمانی زلزله کارولیت، دهانه ۲ طبقه همکف است، برای تاریخچه زمانی زلزله هولیست دهانه ۲ طبقه اول و برای تاریخچه زمانی زلزله سیلمار در دهانه ۱ و ۳ طبقه سوم می‌باشد. مکان بهینه مدل ۳ بعدی برای هر سه تاریخچه زمانی، دهانه ۱ و ۳ طبقه همکف می‌باشد، این میراگرها باید برای سازه‌های مختلف و برای مکان‌های مختلف نصب و مدل‌سازی شوند تا بهترین کاهش در پاسخ لرزه‌ای به دست آید. NSD جابجایی در تراز نصب دستگاه را به دلیل تضعیف ظاهری گفته‌شده افزایش می‌دهد، باین حال، می‌توان آن را با استفاده از هرگونه میراگر غیرفعال موازی با NSD کنترل کرد [۱۸].

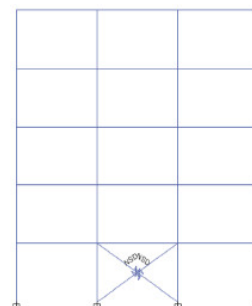
¹ pseudo-negative stiffness(PNS)

² viscous fluid damper(VFD)

³ variable negative stiffness device(VNSD)



شکل ۶- کاهش برش پایه در حالات مختلف قرارگیری



شکل ۵- مدل قاب فولادی ۲ بعدی در Etabs 2016

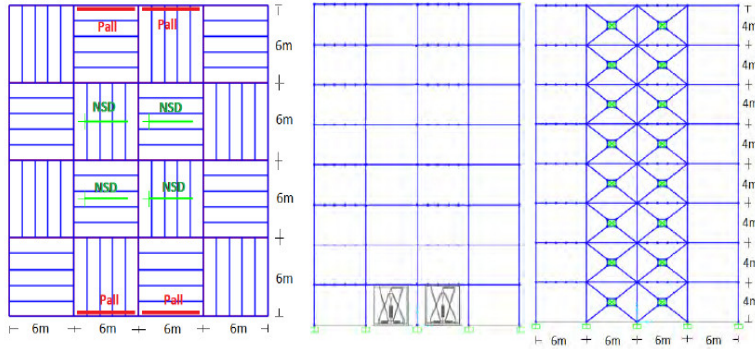
ناگارا جیح و سن در سال ۲۰۲۰ پژوهشی تحت عنوان "تضعیف ظاهری به وسیله شکل دهی سختی غیرفعال تطبیقی در طول ارتفاع ساختمان‌های چندطبقه با استفاده از ابزارهای سختی منفی و میراگرها برای حفاظت لرزه‌ای" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش کارایی گسترش NSD در ارتباط با میرایی‌های مکمل (اضافی) در سازه‌های چندطبقه برای کنترل پاسخ لرزه‌ای از طریق شبیه‌سازی‌های عددی را نشان دادند. آن‌ها در این مطالعه عملکرد سازه پایه، سازه پایه مستقرشده با میراگرهای خطی (LD)، سازه پایه مستقرشده با میراگرهای غیرخطی (ND)، سازه پایه مستقرشده با NSD و میراگرهای خطی (NSD+LD) و سازه پایه مستقرشده با NSD و میراگرهای غیرخطی (NSD+ND) را با مجموعه‌ای از زلزله‌ها مقایسه کردند. آن‌ها در این پژوهش پارامترهای پاسخ مانند پیک برش پایه، پیک دررفت‌های درون طبقه‌ای، پیک شتاب مطلق و پیک جابجایی بام را در هر مورد مقایسه کردند. آن‌ها دریافتند که کاهش قابل توجهی را در شتاب‌های مطلق، برش‌های طبقه و برش پایه در مورد (NSD+ND) در مقایسه با همه موارد دیگر مشاهده کردند. آن‌ها افزایش اندکی در پیک دررفت‌های درون طبقه‌ای در مورد NSD+ND در مقایسه با ND مشاهده کردند. آن‌ها با بررسی بیشتر، در قوی‌ترین زمین‌لرزه‌ها، مشاهده کردند که بهترین کاهش پاسخ ترکیبی (مجموع برداری پیک برش پایه، پیک شتاب و پیک دررفت‌های درون طبقه‌ای) در مورد NSD+ND در مقایسه با تمام موارد دیگر رخ می‌دهد. آن‌ها نشان دادند که سیستم‌های میراگر و NSD علاوه بر کاهش مقادیر ترکیبی پیک پاسخ‌ها، به طور کلی تعداد سیکل‌های برش پایه بزرگ و تغییر شکل‌های سازه را نیز کاهش می‌دهند؛ از این رو احتمال آسیب خستگی به سازه‌ها کاهش می‌یابد [۱۹].

پور قاسمی و تقی‌حانی در سال ۱۳۹۸ تحقیقی تحت عنوان "اثر میراگر اصطکاکی بر سیستم سختی منفی تطبیقی" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش اثر سیستم سختی منفی تطبیقی (ابزار NSD به همراه میراگرهای اصطکاکی) مانند شکل ۷ در سازه‌های قاب خمشی ویژه فولادی ۶، ۸ و ۱۲ طبقه مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها ضمن استفاده از روش شاخص عملکرد لرزه‌ای (SPI)^۳ و یافتن بار لغزش بهینه میراگرهای اصطکاکی، مقادیر پاسخ دینامیکی برای پیکربندی‌های مختلف سازه با سختی منفی و میراگر را به دست آوردند. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی و مقایسه پیکربندی‌ها، نشان از عملکرد مطلوب این سیستم در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه اعم از جابجایی و جابجایی نسبی طبقات، شتاب طبقات و برش پایه دارد که از ایده‌آل‌ترین روش‌های بهبود رفتار لرزه‌ای در کنترل هم‌زمان تغییر شکل و شتاب می‌باشد. در هر سه سازه، عملکرد هم‌زمان میراگر اصطکاکی و ابزار سختی منفی منجر به کاهش حدود ۶۰ درصدی برش پایه نسبت به سازه پایه شده است. جابجایی طبقات تحتانی به طور میانگین ۴۰ درصد کاهش یافته است که این میزان برای طبقات میانی و فوقانی ۶۰ تا ۷۰ درصد می‌باشد. همچنین کاهش ۴۰ تا ۶۰ درصدی برای شتاب طبقات تحتانی و فوقانی و ۲۰ درصدی برای طبقات میانی سازه‌های ۶ و ۸ طبقه مشهود است [۲۰]. ۴

¹ Linear Damper(LD)

² Nonlinear Damper(ND)

³ Seismic performance Index(SPI)



شکل ۷- مدل قاب خمشی فولادی ۸ طبقه با NSD و میراگر اصطکاکی پال در پلان و ارتفاع

مهدی محمدیان شالمائی و سعید پورزینلی در سال ۱۳۹۸ تحقیقی تحت عنوان " ارزیابی اثر دستگاه سختی منفی بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی جداسازی شده" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش یک ساختمان ۴ طبقه جداسازی شده شامل دو قاب سه دهانه را در نرم‌افزار OpenSEES¹ به صورت سه بعدی مدل‌سازی کردند. به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی از چند جفت شتاب‌نگاشت استفاده شده که هر جفت از آن‌ها به صورت هم‌زمان به مدل اعمال شده است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که با اضافه شدن دستگاه سختی منفی، پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه کاهش می‌یابد، همچنین آن‌ها در این پژوهش نحوه مدل‌سازی این دستگاه را نیز در نرم‌افزار OpenSEES تشریح کردند و اثر آن بر پاسخ لرزه‌ای یک ساختمان ۴ طبقه را ارزیابی نمودند. نتایج این مطالعه نشان داد که دستگاه سختی منفی در سطح خطر DBE² اثر مطلوبی بر پاسخ‌های سازه داشته است، اما در سطح خطر MCE³ که بیانگر زلزله‌های بسیار قوی می‌باشد، به دلیل افزایش جابجایی تراز پایه به مقدار بیش از ظرفیت دستگاه، اثر مطلوبی بر پاسخ‌ها نداشته است. بنابراین برای عملکرد مؤثر و مطلوب این دستگاه لازم است که اولاً طی یک فرایند طراحی یک ترکیب مناسبی از سیستم جداسازی و دستگاه سختی منفی در تراز پایه انتخاب گردد و ثانیاً با استفاده از میراگرها، حداکثر جابجایی در تراز پایه در حد مطلوبی کنترل شود [۲۱].

۳. نتیجه‌گیری

میراگر و ابزار سختی منفی از جمله جدیدترین دستگاه‌هایی هستند که در یک ده اخیر توسط محققین در دنیا توسعه پیدا کرده‌اند که در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی و بتنی چه به عنوان جداکننده پایه و چه به عنوان میراگر در طبقات و دهانه‌های سازه، عملکرد بسیار خوبی از خود نشان داده‌اند. با انجام این پژوهش می‌توانیم به درک و شناخت دقیق‌تر و بهتری نسبت به رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به میراگر سختی منفی در سطوح مختلف عملکردی از جمله فروریزش، تعیین شاخص خسارت به کمک تحلیل دینامیکی افزایشی و استخراج منحنی‌های شکنندگی حاصل از این تحلیل دست پیدا کرد. در پژوهش‌های پیشین، محققین انواع سیستم‌های سازه‌ای مجهز به NSD را با یک سیستم سازه‌ای بدون NSD مقایسه نموده‌اند و نتایجی را که بدست آورده‌اند را می‌توان صورت زیر بیان نمود:

- ابزار سختی منفی در طبقات سازه منجر به افزایش شاخص شدت شتاب طیفی و کاهش احتمال فروریزش و در نتیجه افزایش بازدهی این سیستم نسبت به سازه پایه می‌گردد.
- محدوده رفتار خطی سازه با توزیع NSD در طبقات نسبت به سازه پایه افزایش می‌یابد که این امر نشانگر اثر مطلوب استفاده از NSD می‌باشد.
- در فاز رفتار غیر خطی، مقایسه منحنی‌های پردازش شده از نمودارهای IDA نشان می‌دهد که رفتار غیر خطی سازه، بازدهی NSD در کاهش جابه‌جایی نسبی را کاهش می‌دهد.

¹ Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES)

² Design Basis Earthquake (DBE)

³ Maximum Considered Earthquake (MCE)

- پیکربندی سازه با حضور NSD بدون GSA، عملکرد مناسب‌تری در کاهش احتمال فروریزش سازه نسبت به سایر پیکربندی‌ها دارد. به کارگیری GSA موجب کاهش نیروی تولیدی ابزار سختی منفی می‌شود که این امر باعث کاهش بازدهی ابزار سختی منفی در کنترل تغییر شکل طبقات می‌شود.

مراجع

۱. نشریه شماره ۳۶۰، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۹۲.
2. American Society of Civil Engineers “ *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ”; ASCE/SEI 41-17. 2017.
3. Sarlis, A. A., Pasala, D. T. R., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Nagarajaiah, S., & Taylor, D. (2011, May). Negative stiffness device for seismic protection of structures—an analytical and experimental study. In COMPDYN 2011, Proc. of 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.
4. Jadhav, P. A., & Shaikh, S. A. (2019). Optimization of seismic response of steel structure using negative stiffness damper. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(3), 351-360.
۵. محمدیان شالمائی، پورزینلی. ۱۳۹۸. ارزیابی اثر دستگاه سختی منفی بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی جداسازی شده، یازدهمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشکده فنی، گروه عمران، دانشگاه گیلان.
۶. گرامی، واثقی، عبدالله‌زاده. ۱۳۸۷. بررسی رفتار سازه‌ها تحت زلزله‌های حوزه نزدیک، چهارمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
۷. گرامی، عشقی، عبدالله‌زاده. ۱۳۸۷. مقایسه طیف طرح چند آیین نامه طرح لرزه‌ای با طیف پاسخ زلزله‌های نزدیک گسل، چهارمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
۸. گرامی، عبدالله‌زاده. ۱۳۸۷. بررسی خصوصیات زلزله‌های نزدیک گسل و لزوم ارزیابی لرزه‌ای ساختمانهای موجود در حوزه نزدیک، دانشگاه سمنان.
9. Sarlis, A. A., Pasala, D. T. R., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Nagarajaiah, S., & Taylor, D. (2011, May). Negative stiffness device for seismic protection of structures—an analytical and experimental study. In COMPDYN 2011, Proc. of 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.
10. Sarlis, A. A., Pasala, D. T. R., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Nagarajaiah, S., & Taylor, D. P. (2013). Negative stiffness device for seismic protection of structures. *Journal of Structural Engineering*, 139(7), 1124-1133.
11. Mathew, G. M., Qureshi, A., & Jangid, R. S. (2015, September). Optimal placement of negative stiffness damping system. In *Smart Materials, Adaptive Structures and Intelligent Systems* (Vol. 57298, p. V001T03A018). American Society of Mechanical Engineers.
12. Sap2000; Computers and Structures Inc. Berkeley, USA.
13. Raheja, A. H., Waghmare, M. V., & Awari, U. R. (2015). Seismic analysis of high rise building using negative stiffness device. *International Journal of Advance Foundation and Research in Science and Engineering*, 1, 33-45.
14. Baig, M. A., & Chakrabarti, M. A. Optimal use of Negative Stiffness Damper for Seismic Resistant Frames.
15. Mathew, G. M., & Jangid, R. S. (2018). Seismic response control of a building by negative stiffness devices. *Asian Journal of Civil Engineering*, 19(7), 849-866.
16. Walsh, K. K., Boso, E., Steinberg, E. P., Haftman, J. T., & Littell, W. N. (2018). Variable negative stiffness device for seismic protection of building structures through apparent weakening. *Journal of Engineering Mechanics*, 144(9), 04018090.

17. Etabs; Version. 2016, Computers and Structures Inc. Berkeley, USA.
18. Jadhav, P. A., & Shaikh, S. A. (2019). Optimization of seismic response of steel structure using negative stiffness damper. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(3), 351-360.
19. Nagarajaiah, S., & Sen, D. (2020). Apparent-weakening by adaptive passive stiffness shaping along the height of multistory building using negative stiffness devices and dampers for seismic protection. *Engineering Structures*, 220, 110754.

۲۰. پورقاسمی، تقی خانی. ۱۳۹۸. اثر میراگر اصطکاکی بر سیستم سختی منفی تطبیقی، یازدهمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر تهران.

۲۱. محمدیان شالمائی، پورزینلی. ۱۳۹۸. ارزیابی اثر دستگاه سختی منفی بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی جداسازی شده، یازدهمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشکده فنی، گروه عمران، دانشگاه گیلان.

صحت سنجی مدل سازی میراگر سختی منفی با نتایج آزمایشگاهی

علیرضا ملی^۱، احسان نوروزی نژاد فرسنگی^۲، عباس سیوندی پور^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد گروه مهندسی زلزله و ژئوتکنیک-زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته،

کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

alirezamli1373@gmail.com

خلاصه

همواره زمین لرزه هایی با بزرگی و شدت های تخریب متفاوت در سراسر جهان رخ می دهد که باعث خسارت های فراوانی می شود. با طراحی یک سازه شکل پذیر و اجازه دادن به تسلیم شدن تحت زلزله های شدید، نیروهای وارد بر سازه را می توان کاهش داد. دستگاه های زیادی از این قبیل در مهندسی سازه توسعه یافته اند که به بهبود ایمنی سازه کمک می کنند و انرژی زلزله را هنگام رخداد آن جذب و مستهلک می کنند. یکی از سیستم های کنترل غیرفعال که به تازگی توسعه داده شده است دستگاه های سختی منفی است. دستگاه سختی منفی وسیله ای است که نیرویی در راستای جابجایی اعمال شده تولید می کند. با به کارگیری این دستگاه و اعمال سختی منفی در یک جابجایی از پیش تعیین شده می توان شرایط تسلیم را برای شبیه سازی کرد و از مزیت آن در کاهش نیروهای لرزه ای بهره برد بدون اینکه اعضای سازه دچار تلاش های غیر لاستیک شوند. در این مقاله به مدل سازی میراگر سختی منفی و صحت سنجی این سیستم با نتایج محققین پیشین می پردازیم.

کلمات کلیدی: دستگاه سختی منفی، سطوح عملکردی، سازه های فولادی، زلزله های حوزه نزدیک.

۱. مقدمه

ساختمان ها می توانند در اثر قابلیت شکل پذیری، انرژی زیادی را در حین زلزله مستهلک نمایند. ظرفیت شکل پذیری زیاد در ساختمان، نیاز به تشکیل مفاصل پلاستیک در برخی از اعضای سازه ها دارد. استفاده از سیستم های مستهلک کننده انرژی در ساختمان ها باعث می شود تا اعضای سازه ای همچنان در مرحله ارتجاعی باقی بمانند و در نتیجه از بروز تخریب جلوگیری نمایند. به طور کلی سیستم های مستهلک کننده انرژی، میراگرها و ایزاتورها، به منظور کاهش پاسخ دینامیکی سازه در برابر بارهای جانبی باد و زلزله استفاده می شوند. مکانیزم عملکرد این وسایل به گونه هایی می باشد که با انجام تغییر شکل های ویژه، مقدار زیادی از انرژی ورودی به سازه که در اثر بارگذاری دینامیکی زلزله و باد می باشد را جذب و مستهلک می کنند. عملکردشان این گونه است که آن ها در سازه حکم فیوز را دارند و حین زلزله وارد فاز رفتار غیرخطی می شوند و انرژی زلزله را مستهلک می کنند و مفصل می شوند، از این رو سایر اعضای سازه آسیب نمی بینند و سالم می مانند. یکی از این سیستم های مستهلک کننده انرژی، میراگرهای سختی منفی^۱ (NSD) می باشند. این میراگرها به نسبت دیگر میراگرها، سیستم جدیدتری می باشند و همان طور که از اسم آن ها مشخص است مکانیزم عملکردی متفاوتی نسبت به سایر میراگرها دارند و به سیستم، سختی منفی می دهند یعنی نیرویی را در جهت جابجایی احتمالی ایجاد می کنند در نتیجه سختی منفی نامیده می شوند. آن ها را می توان در بین طبقات یا در بین طبقه همکف و سطح جداسازی شده بکار برد و نصب کرد. NSD شامل یک نوع فنر بسیار فشرده شده^۲ است به منظور ایجاد نیرو که به سیستم سختی منفی می دهد، در نظر گرفته شده است. بزرگی نیرو با افزایش جابجایی کاهش می یابد به طوری که پایداری سیستم در جابجایی های بزرگ تضمین می شود. یک سیستم دوگانه مهاربند شورون در برابر پیش بارگذاری فنر فشرده مقاومت

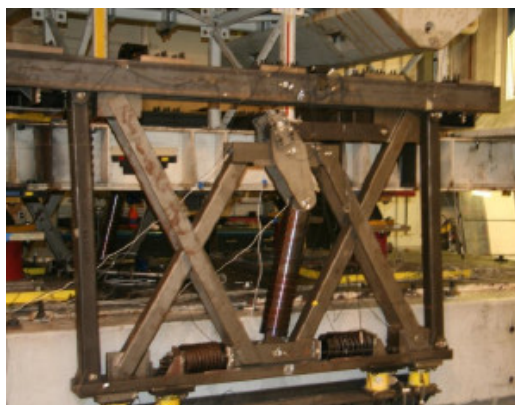
¹ Negative Stiffness Damper(NSD)

² compressed machined spring(CS)

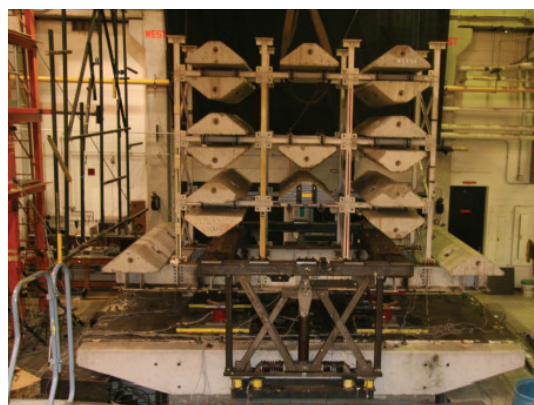
می‌کند. این سیستم دارای یک نوع فنر درز دار سرهم‌بندی شده^۱ می‌باشد که سختی مثبت را تا یک جابجایی از پیش تعیین شده فراهم می‌کند. میراگر سختی منفی را می‌توان به‌عنوان یک لینک الاستیک چندخطی در یک محیط نرم‌افزاری غیرخطی مدل‌سازی کرد. [۱]، [۲]، [۳]

۲. بررسی مطالعات صورت گرفته

پاسالا و همکاران در سال ۲۰۱۱ در دانشگاه بوفالو مطالعه‌ای تحت عنوان "مطالعه تحلیلی و تجربی دستگاه سختی منفی در حفاظت لرزه‌ای سازه" انجام دادند. آن‌ها در این مطالعه یک دستگاه سختی منفی واقعی را شرح می‌دهند که می‌تواند تضعیف سیستم سازه‌ای را بدون تغییر شکل‌های دائمی شبیه‌سازی کند. این دستگاه ذاتاً ناپایدار است اما زمانی که در یک سازه نصب می‌شود، نیرویی را در سطح نصب خود انتقال می‌دهد که به‌نوبه خود تمام نیروها، جابجایی‌ها و شتاب‌های بالای سطح خود را کاهش می‌دهد. بنابراین NSD قادر به محدود کردن نیروهای توسعه‌یافته در یک سازه بدون تسلیم است که می‌تواند منجر به تغییر شکل‌های دائمی شود. NSD در دانشگاه بوفالو آمریکا، دانشگاه رایس و شرکت دستگاه‌های تیلور توسعه یافت و توسط آن‌ها در یک مدل سازه‌ای سه طبقه با جداسازهای لرزه‌ای الاستومری بر روی میز لرزان (شکل ۱) مورد آزمایش قرار گرفت. آن‌ها با تستی که انجام دادند نتیجه گرفتند که NSD سختی منفی ایجاد می‌کند و برش پایه سازه را کاهش می‌دهد. نصب NSD یک روش کارآمد برای کاهش "ضعف مقاومت/سختی"، طبقه یک سازه بدون تأثیر گذاشتن بر سختی قائم یا محدودیت‌های پایداری سازه است. NSD تنها با اتلاف انرژی جزئی عمل می‌کند و می‌تواند غیرخطی در نظر گرفته شود و هر تغییر شکل دائمی جزئی (شکل ۲) که ممکن است NSD نمایش دهد توسط GSA حذف می‌شود. NSD رفتار قابل اعتماد و قابل پیش‌بینی را به وجود می‌آورد که می‌تواند به‌دقت پیش‌بینی شود که این به دلیل ماهیت مکانیکی این وسیله است که شامل لینک‌ها و فنرها با هندسه معروف و خواص مکانیکی قابل پیش‌بینی است [۴].



شکل ۲- حالت تغییر شکل یافته NSD



شکل ۱- مدل آزمایشگاهی NSD بر روی میز لرزان

سارلیس و همکاران در سال ۲۰۱۳ پژوهشی را با عنوان ابزار "سختی منفی برای حفاظت لرزه‌ای سازه‌ها" در دانشگاه بوفالو آمریکا ارائه دادند. سارلیس و همکاران در این مطالعه یک دستگاه سختی منفی را توسعه و مورد مطالعه قرار داده‌اند که می‌تواند عملکرد لرزه‌ای سازه را به‌طور قابل توجهی بهبود بخشد. آن‌ها مطالعات تحلیلی و تجربی خود را در مورد کاربرد این دستگاه را در یک سازه سه طبقه با و بدون NSD ارائه داده‌اند. آن‌ها یک NSD را به‌صورت تحلیلی و تجربی مورد توسعه و ارزیابی قرار دادند و شرح دقیق از عملیات، توابه حاکم و طراحی دستگاه ارائه کردند و نشان دادند که ویژگی کلیدی دستگاه یک ضریب بزرگنمایی بزرگ برای سختی منفی است که به‌طور قابل توجهی نیاز به پیش بارگذاری، برای رسیدن به سختی منفی مورد نیاز را کاهش می‌دهد. این ویژگی به‌تنهایی دستگاه را قادر به اجرای سازه‌ها با وزن زیاد می‌سازد. مدل‌های تحلیلی با شروع از ساده‌ترین مدل ممکن، با فرض پیچش‌های کوچک، تا مدل‌های پیچیده‌تر، از جمله پیچش زیاد و اثرات نیروی اینرسی توسعه یافته‌اند. آن‌ها مشخص نمودند که مدل ساده بدون اثرات پیچش زیاد و نیروی اینرسی برای اکثر موارد عملی به‌اندازه کافی دقیق است. آن‌ها نشان دادند که این مدل به‌راحتی در محیط‌های نرم‌افزاری قابل مدل‌سازی و پیاده‌سازی می‌باشد [۵].

گیشا و آسیم فوریشی در سال ۲۰۱۵ پژوهشی تحت عنوان "قرارگیری بهینه سیستم میراگر سختی منفی" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش عملکرد سیستم سختی منفی حقیقی (TNS) و سیستم سختی منفی تطبیقی (ANSS) که ترکیبی از TNS و میراگر غیرفعال می‌باشد، مورد بررسی

¹ gap spring assem assembly(GSA)

قراردادند. آن‌ها پاسخ لرزه‌ای یک سازه ۵ درجه آزادی را تحت اثر زلزله‌های واقعی به صورت تحلیلی مورد مطالعه قراردادند. آن‌ها مقادیر بهینه پارامترها و تعداد بهینه میراگرها را بر اساس پاسخ به دست آمده از تحلیل در نرم‌افزار متلب به دست آوردند. نتایج مهمی که آن‌ها از این مطالعه به دست آوردند نشان می‌دهد که، دستگاه TNS قادر به کاهش همه پاسخ‌ها از جمله جابجایی‌های بین طبقات و شتاب‌های بالاتر از سطح نصب خود در سازه است. بالاتر از سطح نصب ANSS، کاهش پاسخ کاملاً قابل توجه است. دستگاه TNS به خاطر رفتار سختی منفی خود، جابجایی را در سطح نصب دستگاه افزایش می‌دهد، بنابراین اضافه کردن یک میراگر غیرفعال به سیستم به پایین آوردن جابجایی‌ها در سطح نصب کمک می‌کند [۶].

راهجا و همکاران در سال ۲۰۱۵ پژوهشی تحت عنوان "تحلیل لرزه‌ای ساختمان بلندمرتبه با استفاده از دستگاه سختی منفی" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش مفهوم NSD را مورد مطالعه قرار داده‌اند، تا عملکرد سازه را برای ایمنی آن تحت زلزله ارتقا دهند. آن‌ها در این پژوهش بر روی مطالعه و یافتن پارامترهای مختلفی تمرکز کرده‌اند که به عنوان معیار عملکرد لرزه‌ای سازه بتن مسلح با استفاده از دستگاه سختی منفی عمل خواهند کرد. آن‌ها در این مطالعه به یافتن پارامترهایی مانند برش پایه، شتاب پایه، شتاب بالاترین طبقه، جابجایی بالاترین طبقه و دوره تناوب در ساختمان بتن مسلح با بیش از ۱۰ طبقه با مدل‌سازی آن در نرم‌افزار Sap2000 [۷] پرداخته‌اند. آن‌ها نتایج مهمی از این مطالعه به دست آورده‌اند که در جدول ۱ نشان می‌دهد سیستم سازه‌ای اصلی با استفاده از NSD، شتاب کم‌تر، جابجایی کم‌تر و برش یا نیروی پایه کم‌تری متحمل می‌شود. نصب یک دستگاه سختی منفی یک روش کارآمد برای کاهش سختی ظاهری یک سازه بدون تأثیر بر سختی عمودی یا محدودیت‌های پایداری سازه می‌باشد. میراگر سختی منفی رفتار قابل اعتماد و قابل پیش‌بینی از خود نشان می‌دهد که می‌تواند به دقت پیش‌بینی شود که این به دلیل ماهیت مکانیکی این وسیله می‌باشد [۸].

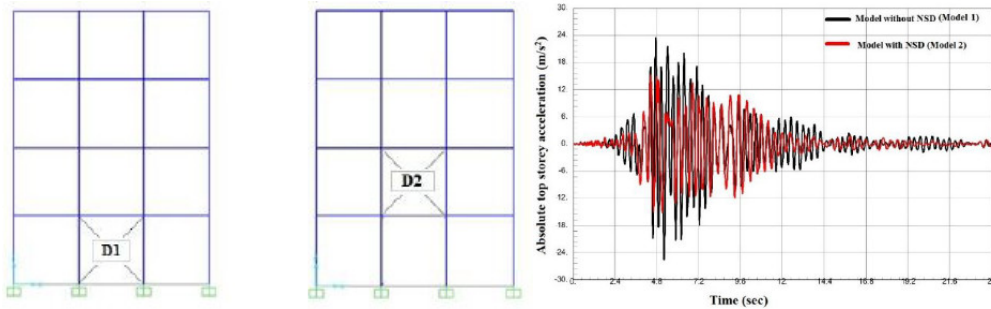
parameters	with Device	without Device
Absolute Top Displacement(m)	0.775	0.8657
Absolute Acceleration (m/sec ²)	11.598	16.74
Base Shear (kN)	7703.922	9811.181
Time Period (sec)	3.433	3.5642

جدول ۱- مقایسه پارامترهای مختلف پاسخ سازه در حالت با و بدون NSD

میرزا آریف و چاکرابارتی در سال ۲۰۱۷ پژوهشی تحت عنوان "استفاده بهینه از میراگر سختی منفی برای قالب‌های مقاوم لرزه‌ای" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش میراگر سختی منفی را در نرم‌افزار قدرتمند تجاری Sap2000 بر روی مدل‌های دوبعدی (شکل ۳) و سه‌بعدی پیاده‌سازی کرده‌اند و برای زلزله‌های مختلف، پارامترهای برش پایه، شتاب طبقه و بیشترین جابجایی رو مورد مطالعه و بررسی قراردادند. آن‌ها در این پژوهش پس از بررسی تحلیل‌های انجام شده دریافتند که، میراگر سختی منفی منجر به کاهش ۳۰٪ برش پایه در مدل‌های دوبعدی و سه‌بعدی نسبت به مدل‌های بدون میراگر می‌شود. با استفاده از NSD در سازه براساس شکل ۴، شتاب مطلق بالاترین طبقه کاهش پیدا می‌کند. NSD منجر به افزایش جابجایی در سطح نصب خود می‌شود. NSD باید برای سازه‌های مختلف و موقعیت‌های مختلف، برای رسیدن به محل قرارگیری بهینه، مدل‌سازی شود [۹].

¹ True Negative Stiffness(TNS)

² adaptive negative stiffness system(ANSS)



شکل ۳- پیاده سازی NSD بر روی مدل دو بعدی در sap2000

جانگید و گیشا در سال ۲۰۱۸ پژوهشی تحت عنوان "کنترل پاسخ لرزه‌ای یک ساختمان با استفاده از دستگاه سختی منفی" انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش دو مطالعه تحلیلی برای پاسخ لرزه‌ای یک مدل چند درجه آزادی کنترل شده با استفاده از دستگاه سختی منفی کاذب (PNS) و TNS انجام دادند. مطالعه اول آن‌ها با هدف بهینه‌سازی پارامترهای دستگاه‌های کنترل شده برای کاهش پاسخ حداکثر می‌باشد. آن‌ها تعداد و مکان قرارگیری بهینه دستگاه‌های مورد نیاز را برای رسیدن به کاهش بهینه پاسخ‌های لرزه‌ای مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها در مطالعه دوم، عملکرد دستگاه‌های سختی منفی TNS و PNS را با یکدیگر و همچنین با یک میراگر ویسکوز مایع متعارف (VFD) بر اساس ظرفیت کاهش پاسخ لرزه‌ای مقایسه کردند. آن‌ها در این پژوهش کاهش پاسخ لرزه‌ای توسط دو NSD نصب شده به یک مدل ساختمان پنج طبقه تحت شش زلزله مختلف مورد بررسی قرار دادند و نتایجی به دست آوردند که نشان می‌دهد که، میراگرهای سختی منفی عملکرد عالی تری نسبت به میراگر غیرفعال متعارف در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه پنج درجه آزادی دارند. برای مدل داده شده و زلزله، مقادیر بهینه‌ای از پارامترهای مختلف NSD وجود دارد که برای مقادیر پیک پاسخ‌های مدل مورد نظر، مقادیر حداقل به دست می‌آید. برای قرارگیری بهینه NSD، کاهش مؤثر پاسخ‌ها حتی با تعداد کم‌تر میراگرها می‌تواند حاصل شود. کارایی کاهش پاسخ‌های دو حالت بهینه NSD به همان خوبی حالت ایده آل مربوطه یافت شد، حتی زمانی که مجموع میراگرهای مورد استفاده ۶۰٪ نسبت به حالت دوم بود. با توجه به جنبه سختی منفی واقعی سیستم TNS، کاهش بهتر جابجایی زمانی مشاهده می‌شود که طبقات متوالی با ترکیب TNS و VFD مجهز نشده باشند. میراگر PNS وقتی که با میراگر ویسکوز مایع ترکیب می‌شود، کاهش بهتر و پایداری از همه پاسخ‌ها را نشان می‌دهد [۱۰].

Walsh و همکاران در سال ۲۰۱۸ پژوهشی تحت عنوان "دستگاه سختی منفی متغیر (VNSD) را برای حفاظت لرزه‌ای از سازه‌های ساختمانی از طریق تضعیف ظاهری" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش دستگاه سختی منفی متغیر (VNSD) را برای حفاظت لرزه‌ای از طریق تضعیف ظاهری را ارائه دادند. آن‌ها VNSD را ساده، فشرده، کارآمد، قابل اعتماد و نسبتاً ارزان معرفی کردند که قادر به دستیابی به انواع نمودارهای نیرو-جابجایی است، از جمله آنکه در جابجایی‌های بزرگ به سختی صفر تبدیل می‌شود. آن‌ها در این پژوهش صحت سنجی آزمایشی مفهوم VNSD را بر اساس یک دستگاه به عنوان نمونه اولیه در مقیاس کوچک را تحت بارگذاری چرخه‌ای ارائه دادند. آن‌ها شبیه‌سازی‌های عددی را برای یک مدل غیرخطی با میرایی مکمل (اضافی) و سیستم‌های مختلف VNSD را با توجه به مجموعه‌ای از زلزله‌ها انجام دادند. نتایج شبیه‌سازی آن‌ها نشان داد که به طور کلی، ترکیب VNSD با میرایی مکمل (اضافی) منجر به پیک پاسخ‌ها شد که کوچک‌تر از پاسخ‌های سازه پایه برای همان زلزله‌ها بودند، علاوه بر این، همین ترکیب منجر به کاهش مقادیر حداکثر شتاب‌های مطلق و برش پایه نسبت به مقادیر آن‌ها برای سازه با میرایی مکمل و بدون VNSD گردید [۱۱].

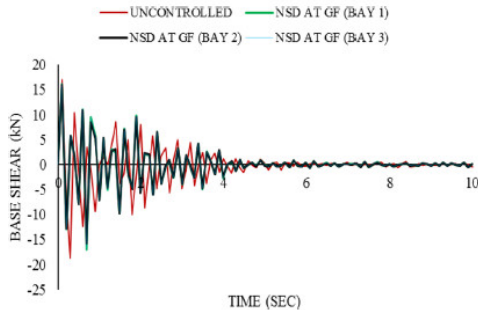
پاریانکا و شیخ در سال ۲۰۱۹ پژوهشی تحت عنوان "بهینه‌سازی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی با استفاده از میراگر با سختی منفی" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش به بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی با استفاده از میراگر سختی منفی در نرم‌افزار تجاری etabs2016 [۱۲] پرداختند. آن‌ها در این پژوهش NSD را بر روی قاب‌های فولادی ۲ بعدی بیش از ۴ طبقه که در شکل ۵ نشان داده شده است و ۳ بعدی بیشتر از ۳ طبقه اجرا کردند و تأثیر آن را بر روی پاسخ لرزه‌ای برای سه زمین لرزه کارولیت، هولیست و سیلمار را با تحلیل تاریخیچه زمانی مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها بر اساس کاهش در سه پارامتر برش پایه، شتاب طبقه و جابجایی طبقه، مکان بهینه قرارگیری NSD را تعیین کردند. بر اساس مطالعه و بررسی که آن‌ها بر روی مدل‌های گفته شده انجام دادند نتایجی به دست آوردند که نشان می‌دهد، میراگر سختی منفی به ترتیب به کاهش برش پایه مطابق شکل ۶ و شتاب طبقه قاب‌های ۲ بعدی و ۳ بعدی کمک می‌کند. از مقایسه نتایج با مدل‌های بدون NSD برای هر سه تاریخیچه زمانی زلزله، موقعیت بهینه NSD بر اساس دو پارامتر لرزه‌ای، برش پایه و شتاب طبقه تعیین می‌شود. مکان بهینه به دست آمده از مدل ۲ بعدی برای تاریخیچه زمانی زلزله کارولیت، دهانه ۲

¹ pseudo-negative stiffness(PNS)

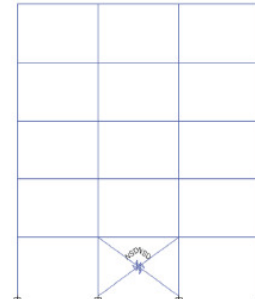
² viscous fluid damper(VFD)

³ variable negative stiffness device(VNSD)

طبقه همکف است، برای تاریخچه زمانی زلزله هولیست دهانه ۲ طبقه اول و برای تاریخچه زمانی زلزله سیلمار در دهانه ۱ و ۳ طبقه سوم می‌باشد. مکان بهینه مدل ۳ بعدی برای هر سه تاریخچه زمانی، دهانه ۱ و ۳ طبقه همکف می‌باشد، این میراگرها باید برای سازه‌های مختلف و برای مکان‌های مختلف نصب و مدل‌سازی شوند تا بهترین کاهش در پاسخ لرزه‌ای به دست آید. NSD جایجایی در تراز نصب دستگاه را به دلیل تضعیف ظاهری گفته شده افزایش می‌دهد، باین حال، می‌توان آن را با استفاده از هرگونه میراگر غیرفعال موازی با NSD کنترل کرد [۱۳].



شکل ۶- کاهش برش پایه در حالات مختلف قرارگیری



شکل ۵- مدل قاب فولادی ۲ بعدی در Etabs2016

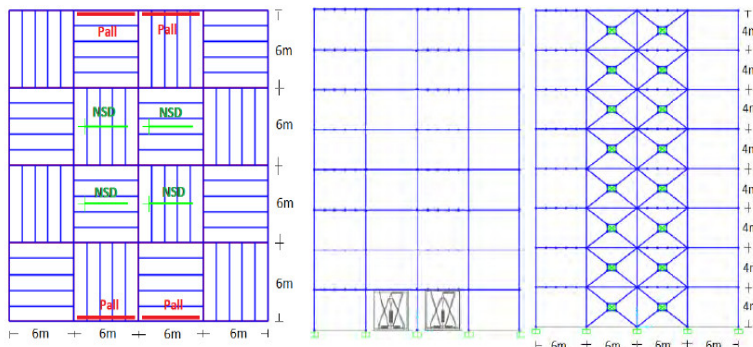
ناگارا جیح و سن در سال ۲۰۲۰ پژوهشی تحت عنوان "تضعیف ظاهری به وسیله شکل دهی سختی غیرفعال تطبیقی در طول ارتفاع ساختمان‌های چندطبقه با استفاده از ابزارهای سختی منفی و میراگرها برای حفاظت لرزه‌ای" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش کارایی گسترش NSD در ارتباط با میرایی‌های مکمل (اضافی) در سازه‌های چندطبقه برای کنترل پاسخ لرزه‌ای از طریق شبیه‌سازی‌های عددی را نشان دادند. آن‌ها در این مطالعه عملکرد سازه پایه، سازه پایه مستقر شده با میراگرهای خطی (LD)، سازه پایه مستقر شده با میراگرهای غیرخطی (ND)، سازه پایه مستقر شده با NSD و میراگرهای خطی (NSD+LD) و سازه پایه مستقر شده با NSD و میراگرهای غیرخطی (NSD+ND) را با مجموعه‌ای از زلزله‌ها مقایسه کردند. آن‌ها در این پژوهش پارامترهای پاسخ مانند پیک برش پایه، پیک دررفت‌های درون طبقه‌ای، پیک شتاب مطلق و پیک جایجایی بام را در هر مورد مقایسه کردند. آن‌ها دریافتند که کاهش قابل توجهی را در شتاب‌های مطلق، برش‌های طبقه و برش پایه در مورد (NSD+ND) در مقایسه با همه موارد دیگر مشاهده کردند. آن‌ها افزایش اندکی در پیک دررفت‌های درون طبقه‌ای در مورد NSD+ND در مقایسه با ND مشاهده کردند. آن‌ها با بررسی بیشتر، در قوی‌ترین زمین‌لرزه‌ها، مشاهده کردند که بهترین کاهش پاسخ ترکیبی (مجموع برداری پیک برش پایه، پیک شتاب و پیک دررفت‌های درون طبقه‌ای) در مورد NSD+ND در مقایسه با تمام موارد دیگر رخ می‌دهد. آن‌ها نشان دادند که سیستم‌های میراگر و NSD علاوه بر کاهش مقادیر ترکیبی پیک پاسخ‌ها، به طور کلی تعداد سیکل‌های برش پایه بزرگ و تغییر شکل‌های سازه را نیز کاهش می‌دهند؛ از این رو احتمال آسیب خستگی به سازه‌ها کاهش می‌یابد [۱۴].

پور قاسمی و تقی‌خانی در سال ۱۳۹۸ تحقیقی تحت عنوان "اثر میراگر اصطکاکی بر سیستم سختی منفی تطبیقی" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش اثر سیستم سختی منفی تطبیقی (ابزار NSD به همراه میراگرهای اصطکاکی) مانند شکل ۷ در سازه‌های قاب خمشی ویژه فولادی ۶، ۸ و ۱۲ طبقه مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها ضمن استفاده از روش شاخص عملکرد لرزه‌ای (SPI)^۳ و یافتن بار لغزش بهینه میراگرهای اصطکاکی، مقادیر پاسخ دینامیکی برای پیکربندی‌های مختلف سازه با سختی منفی و میراگر را به دست آوردند. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی و مقایسه پیکربندی‌ها، نشان از عملکرد مطلوب این سیستم در کاهش پاسخ‌های دینامیکی سازه اعم از جایجایی و جایجایی نسبی طبقات، شتاب طبقات و برش پایه دارد که از ایده‌آل‌ترین روش‌های بهبود رفتار لرزه‌ای در کنترل هم‌زمان تغییر شکل و شتاب می‌باشد. در هر سه سازه، عملکرد هم‌زمان میراگر اصطکاکی و ابزار سختی منفی منجر به کاهش حدود ۶۰ درصدی برش پایه نسبت به سازه پایه شده است. جایجایی طبقات تحتانی به طور میانگین ۴۰ درصد کاهش یافته است که این میزان برای طبقات میانی و فوقانی ۶۰ تا ۷۰ درصد می‌باشد. همچنین کاهش ۴۰ تا ۶۰ درصدی برای شتاب طبقات تحتانی و فوقانی و ۲۰ درصدی برای طبقات میانی سازه‌های ۶ و ۸ طبقه مشهود است [۱۵].

¹ Linear Damper(LD)

² Nonlinear Damper(ND)

³ Seismic performance Index(SPI)



شکل ۲- مدل قاب خمشی فولادی ۸ طبقه با NSD و میراگر اصطکاکی پال در پلان و ارتفاع

مهدی محمدیان شالمائی و سعید پورزینلی در سال ۱۳۹۸ تحقیقی تحت عنوان "ارزیابی اثر دستگاه سختی منفی بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی جداسازی شده" را انجام دادند. آن‌ها در این پژوهش یک ساختمان ۴ طبقه جداسازی شده شامل دو قاب سه دهانه را در نرم‌افزار OpenSEES¹ به صورت سه بعدی مدل‌سازی کردند. به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی از چند جفت شتاب‌نگاشت استفاده شده که هر جفت از آن‌ها به صورت هم‌زمان به مدل اعمال شده است. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که با اضافه شدن دستگاه سختی منفی، پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه کاهش می‌یابد، همچنین آن‌ها در این پژوهش نحوه مدل‌سازی این دستگاه را نیز در نرم‌افزار OpenSEES تشریح کردند و اثر آن بر پاسخ لرزه‌ای یک ساختمان ۴ طبقه را ارزیابی نمودند. نتایج این مطالعه نشان داد که دستگاه سختی منفی در سطح خطر DBE² اثر مطلوبی بر پاسخ‌های سازه داشته است، اما در سطح خطر MCE³ که بیانگر زلزله‌های بسیار قوی می‌باشد، به دلیل افزایش جابجایی تراز پایه به مقدار بیش از ظرفیت دستگاه، اثر مطلوبی بر پاسخ‌ها نداشته است. بنابراین برای عملکرد مؤثر و مطلوب این دستگاه لازم است که اولاً طی یک فرایند طراحی یک ترکیب مناسبی از سیستم جداسازی و دستگاه سختی منفی در تراز پایه انتخاب گردد و ثانیاً با استفاده از میراگرها، حداکثر جابجایی در تراز پایه در حد مطلوبی کنترل شود [۱۶].

۳. صحت سنجی مدل‌سازی

در این مقاله برای صحت سنجی رفتار سیستم NSD ما دو مدل نرم‌افزاری را با یکدیگر و همچنین با نتایج محققین پیشین مقایسه می‌کنیم. به این صورت که ابتدا یک قاب سه طبقه فولادی بدون سیستم NSD را به عنوان مدل پایه (BS) در نظر گرفتیم و آن را در نرم‌افزار Perform3D [۱۷] مدل‌سازی و تحلیل نمودیم و پارامترهای برش پایه، دررفت طبقات و کل سازه، پرورد سازه و همچنین میزان جذب انرژی سازه که محققین پیشین در نظر گرفته بودند را مورد بررسی قرار دادیم. سپس مدل دیگری را مجهز به سیستم NSD در پای قاب را مدل‌سازی و تحلیل نمودیم و سپس پارامترهای گفته شده در بالا را خروجی گرفتیم و به بررسی و مقایسه نتایج پرداختیم. در ادامه به معرفی مدل‌های ساخته شده توسط محققین پیشین پرداخته، سپس مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزار را شرح می‌دهیم و در نهایت به مقایسه و بررسی نتایج حاصله می‌پردازیم. برای مدل‌سازی سیستم NSD در نرم‌افزار از مشخصات و نتایج پاسالا و همکاران در سال ۲۰۱۱ و همچنین پاریانکا و شیخ در سال ۲۰۱۹ استفاده نموده‌ایم.

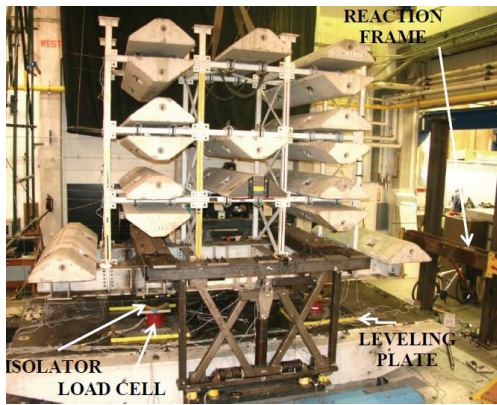
۳-۱. معرفی مدل آزمایشگاهی و محققین پیشین

در سال ۲۰۱۱ میلادی آقای پاسالا و همکاران برای اولین بار در دانشگاه بوفالو آمریکا سیستم NSD را تحت عنوان دستگاه سختی منفی به عنوان یک ایزولاتور در پایین یک سازه فولادی سه بعدی سه طبقه بر روی میز لرزان با پیکربندی مشخصی مورد آزمایش قرار داد که در شکل ۸ این مدل را نشان می‌دهد و شکل در سال ۲۰۱۹ میلادی آقای پاریانکا و شیخ این سیستم را به وسیله معرفی منحنی رفتاری آن (شکل ۹) که در شکل فلان نشان داده شده، به یک لینک الاستیک چندخطی که اولین بار توسط آقای پاسالا و همکاران در سال ۲۰۱۱ میلادی معرفی شده بود، در محیط نرم‌افزار تجاری etabs2016 مدل‌سازی نمودند که در شکل ۵ نشان داده شد.

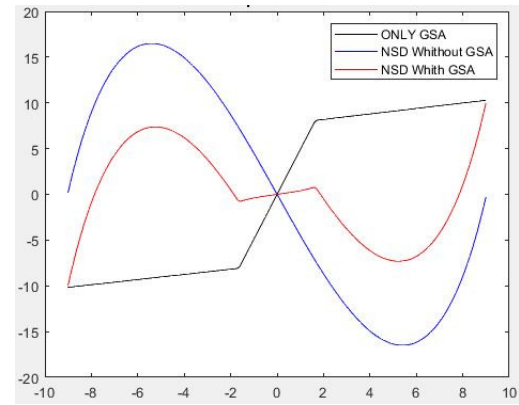
¹ Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES)

² Design Basis Earthquake (DBE)

³ Maximum Considered Earthquake (MCE)



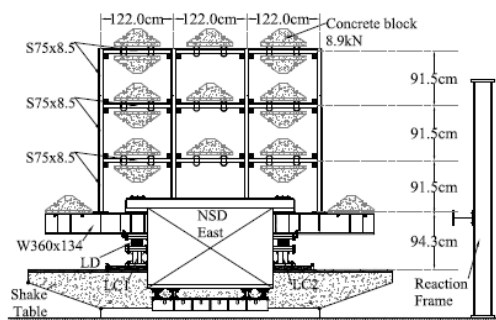
شکل ۸- مدل آزمایشگاهی پاسالا و همکاران ۲۰۱۱



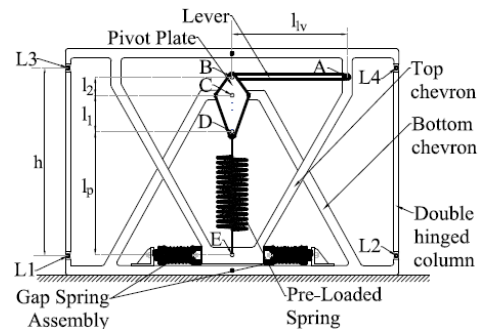
شکل ۹- منحنی رفتاری معرفی شده توسط پاسالا و همکاران ۲۰۱۱

۳-۲. معرفی اعضای تشکیل دهنده NSD و مدل آزمایشگاهی

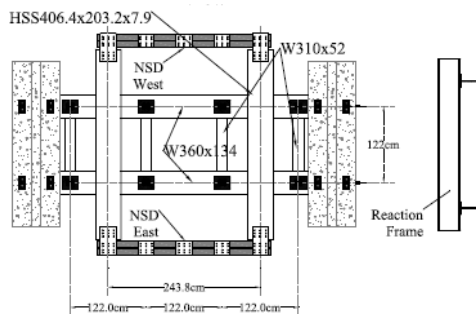
سیستم NSD خود از اعضای مختلفی تشکیل شده است که این اعضا همانطور که در شکل ۱۰ مشخص می باشد شامل: ستون‌های دو سر مفصل، اهرم، صفحه دوران کننده، سیستم شورن دو گانه تحتانی و فوقانی، فنر قائم پیش فشرده و مجموعه فنرهای درزدار مونتاژ شده (GSA) می باشد. مدل آزمایشگاهی معرفی شده توسط آقای پاسالا و همکاران در سال ۲۰۱۱ میلادی یک سازه سه طبقه فولادی بر روی میز لرزان می باشد که همانطور که در شکل ۱۱ الف، ب و پ مشخص می باشد، مقاطع تشکیل دهنده این مدل شامل تیر ها و ستون‌ها که همگی پروفیل $S75 \times 8.5$ در سیستم SI می باشند و مهاربندها که همگی پروفیل $L38 \times 38 \times 6.4$ در سیستم SI می باشند. در هر طبقه ۵ بلوک بتنی به وزن ۸.۹ کیلو نیوتن نصب شده است و سازه بر روی دو تیر افقی طول با پروفیل $W360 \times 134$ و چهار تیر عمودی با پروفیل $W310 \times 52$ قرار دارد که در ابتدا و انتهای دو تیر افقی دو بلوک بتنی نیز نصب شده است.



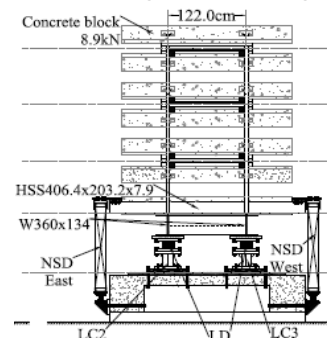
شکل ۱۱-الف-نمای شرقی شماتیک مدل آزمایشگاهی سه طبقه



شکل ۱۰- اعضای تشکیل دهنده NSD



شکل ۱۱-ب-پلان مدل آزمایشگاهی سه طبقه

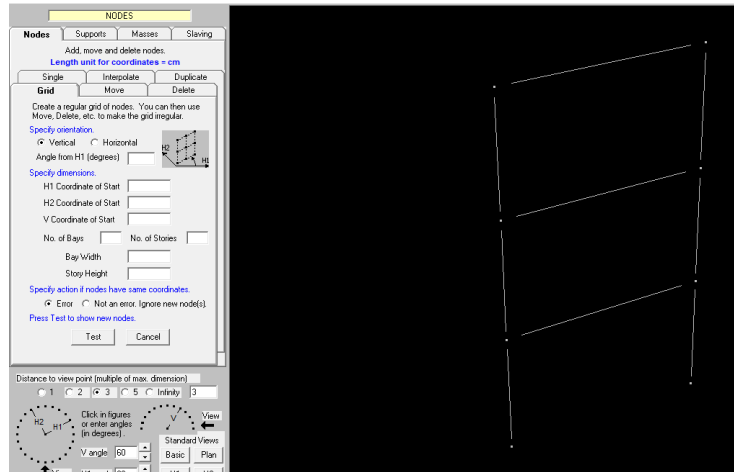


شکل ۱۱-ب-نمای شمالی شماتیک مدل آزمایشگاهی سه طبقه

۳-۳. مراحل مدلسازی و روش تحلیل

۳-۳-۱. مدل پایه بدون (BS)NSD

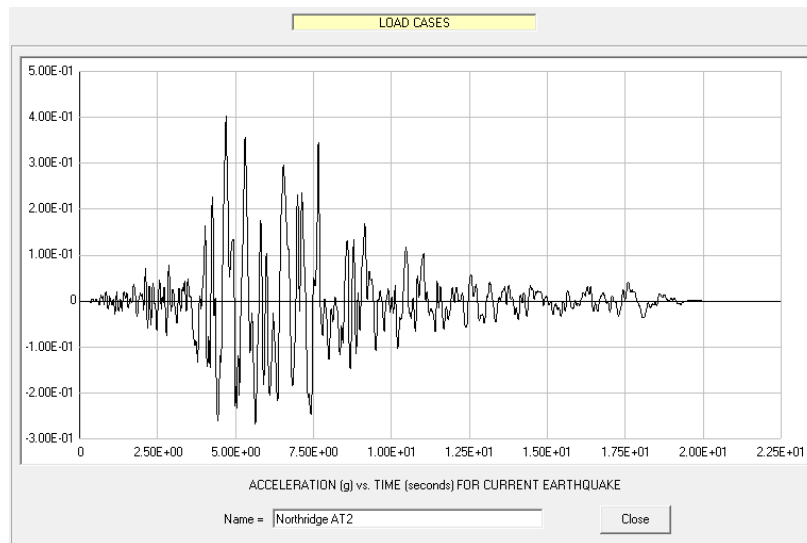
همانطور که در بالا گفته شد برای صحت سنجی این سیستم دو مدل نرم افزاری را در نظر گرفتیم، ابتدا مدل پایه دو بعدی سه طبقه را بدون سیستم NSD را مطابق شکل ۱۲ مدلسازی و در نرم افزار غیر خطی perform3D و با استفاده از رکورد زلزله نورتریج ۱۹۹۴ (شکل ۱۳)، مطابق شکل های ۱۴ و ۱۵ تحت تحلیل تاریخچه زمانی قرار دادیم. در هر دو مدل برای تیرها از پروفیل IPE160 و برای ستون‌ها از پروفیل Box160x160x30 استفاده شده است.



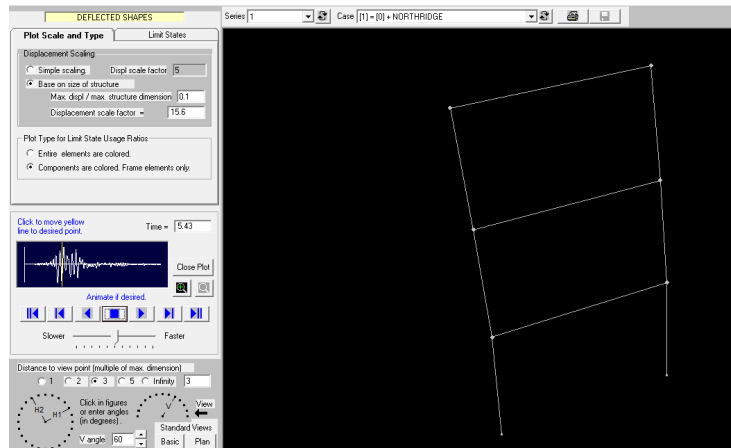
شکل ۱۲- مدل پایه دو بعدی سه طبقه در Perform3D

ID NO	Earthquake			Recording station		Recorded Motions	
	M	Year	Name	Name	Owner	PGA(g)	PGV(cm/s)
1	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC	0.48	45

شکل ۱۳- مشخصات رکورد زلزله



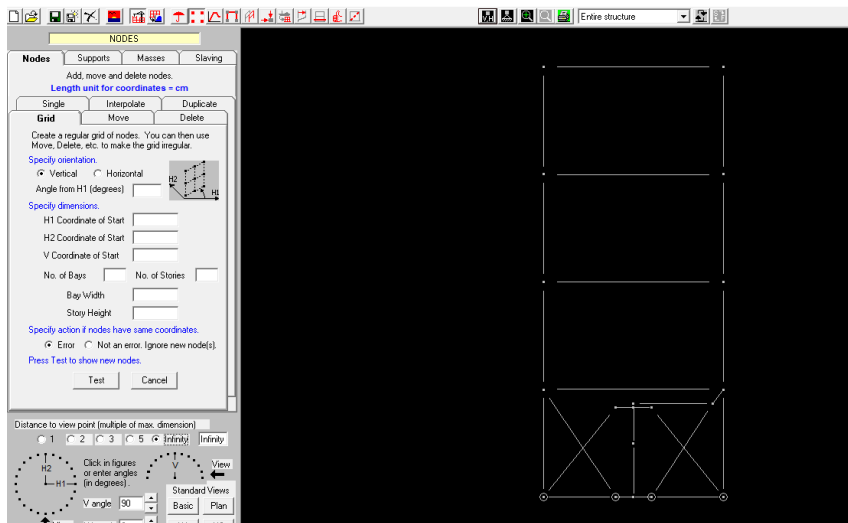
شکل ۱۴- تاریخچه زمانی شتاب زلزله نورتریج ۱۹۹۴



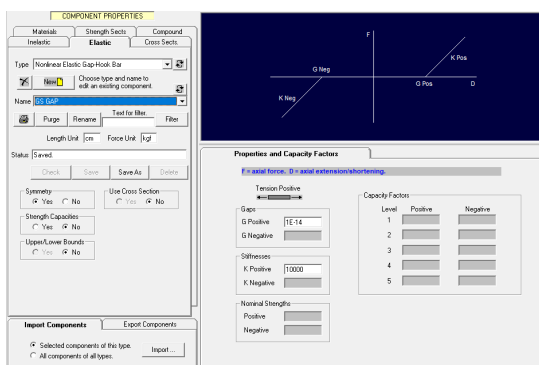
شکل ۱۵- تحلیل تاریخیچه زمانی انجام شده بر روی مدل پایه

۳-۳-۲. مدل مجهز به NSD

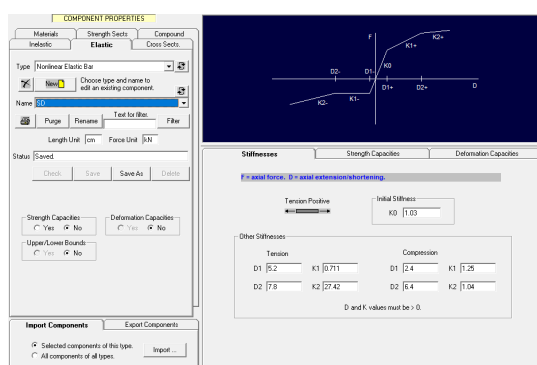
همانطور که در قبل گفته شد، مدل دوم را به سیستم NSD مجهز نمودیم، به این صورت که مطابق شکل ۱۶ این سیستم را در پای سازه به عنوان جداساز مدلسازی کردیم. همانطور که در قبل گفته شد مطابق شکل ۹ ما یک منحنی رفتاری برای کل سیستم NSD در اختیار داشتیم. این منحنی همزمان برای زمانی بود که هم سیستم سختی باشد هم سیستم فنر فاصله دار باشد. مدل رفتاری که به سیستم سختی معرفی کردیم همین منحنی گفته شده می باشد ولی فنرها رو هم بطور جداگانه سختی های آن‌ها را قرار دادیم به این دلیل که اگر حرکت آنها مدلسازی نمی شد، کل سیستم به درستی و آنچه مطلوب ما بود عمل نمی کرد. برای مدلسازی کامل سیستم NSD در نرم افزار Perform3D از تک المان لینک استفاده نمی کنیم زیرا منحنی رفتاری گفته شده به صورت کامل قابل بارگذاری در نرم افزار نمی باشد. از این رو برای مدلسازی کامل سیستم NSD از سه المان لینک مطابق شکل ۱۷-الف، ۱۷-ب، ۱۷-پ و ۱۷-ت استفاده می کنیم. یک لینک الاستیک غیرخطی (Nonlinear Elastic Bar)، یک لینک الاستیک غیرخطی فاصله دار (Nonlinear Elastic Gap-Hook Bar) و یک المان فنر حمایت کننده (Support Spring) برای مدلسازی دو فنر GSA استفاده می کنیم.



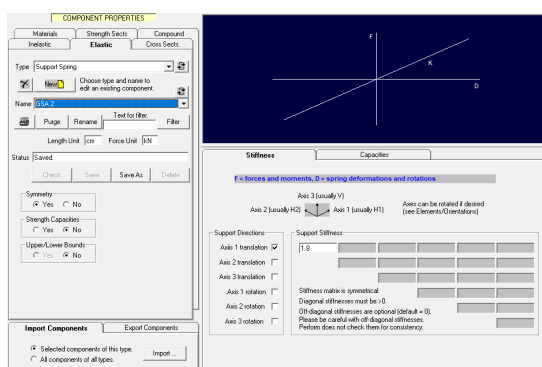
شکل ۱۶- مدل سه طبقه مجهز به NSD



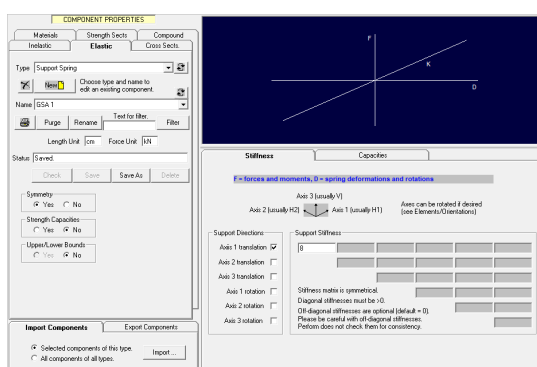
شکل ۱۷-ب- لینک الاستیک غیر خطی فاصله دار



شکل ۱۷-الف- لینک الاستیک غیر خطی



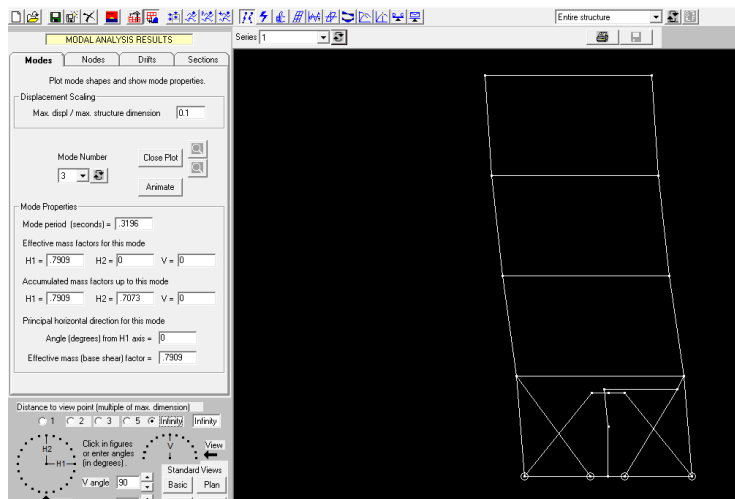
شکل ۱۷-ت- المان فنر حمایت کننده برای GSA2



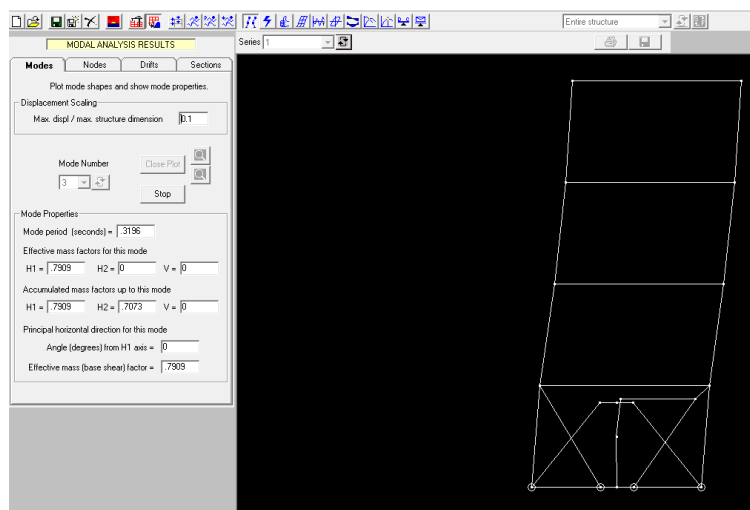
شکل ۱۷-پ- المان فنر حمایت کننده برای GSA1

۳-۳-۳ تحلیل

بعد از اتمام مدل‌سازی قاب و سیستم به فاز تحلیل برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی مانند مدل پایه می‌رویم. در اینجا بایستی توجه داشت که علاوه بر میرایی مودال ما بایستی یک میرایی دیگر را نیز به نرم افزار معرفی کنیم. المان‌هایی که ما برای مدل‌سازی سیستم NSD استفاده کردیم با المان‌های تیر و ستون ما اصطکاک ایجاد می‌کنند و همچنین در راستای خودشان نیز اصطکاک دارند و اگر ما بخواهیم مدل‌سازی و عملکرد کل سیستم به واقعیت نزدیک باشد باید اصطکاک را در نظر بگیریم. در نرم افزار Perform3D قابلیتی که بصورت مستقیم بتوانیم اصطکاک را در نظر بگیریم وجود ندارد بنابراین زمانی که همچین قابلیتی موجود نباشد، از یک میرایی اصطکاک استفاده می‌شود. میرایی اصطکاک در اتصالات و نقاط تکیه گاهی و هر جایی که این اتصالات به همدیگر ربط داشته باشند و اصطکاک ایجاد گردد ما این میرایی اصطکاک را در نظر می‌گیریم. اگر مقدار جابجایی‌های ما بزرگ باشند، که در کار ما جابجایی‌های بزرگی داریم و سازه جابجایی‌های بزرگی از خودش نشان می‌دهد، باید از یک میرایی هیستریزس در نظر بگیریم. در این مواقع از یک میرایی مکانیکی برای بررسی رفتار دینامیکی سازه استفاده می‌کنیم. این میرایی مکانیکی در واقع همان میرایی رایلی می‌باشد. پس برای اینکه بخواهیم اصطکاک را در نظر بگیریم از میرایی رایلی استفاده می‌کنیم و این میرایی رو بین ۵ تا ۶ درصد به نرم افزار معرفی می‌نماییم. همانند حالت پایه مدل را تحت رکورد گفته شده تحلیل تاریخچه زمانی می‌کنیم. بعد از اتمام تحلیل همانطور که در شکل ۱۸-الف و ۱۸-ب مشخص می‌باشد، در مود سوم سازه که حرکت در راستای جانبی H2 می‌باشد، تغییر شکل و عملکرد سازه و سیستم NSD را می‌بینیم که دقیقاً مطابق خواسته‌ی ما عمل کرده و تغییر شکل در آن به وجود آمده است.



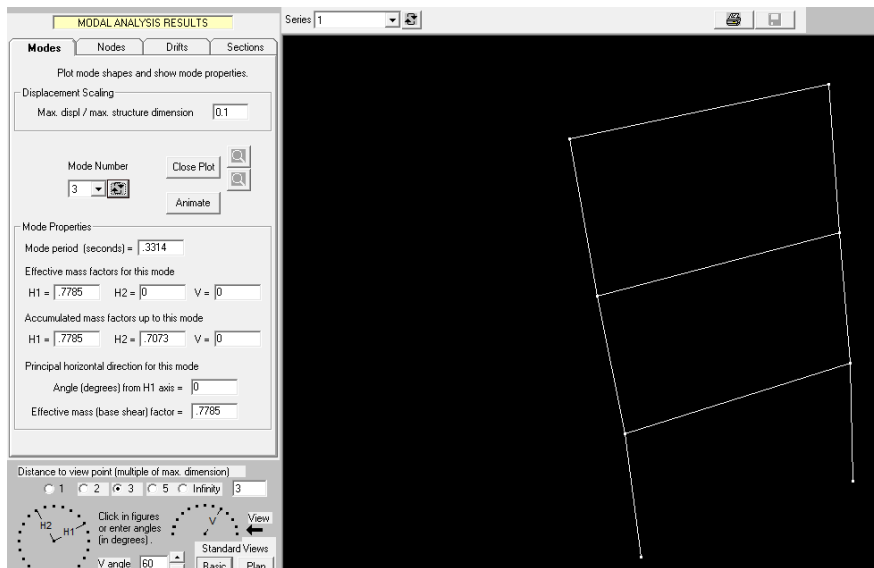
شکل ۱۸-الف-حرکت جانبی سازه مجهز به NSD



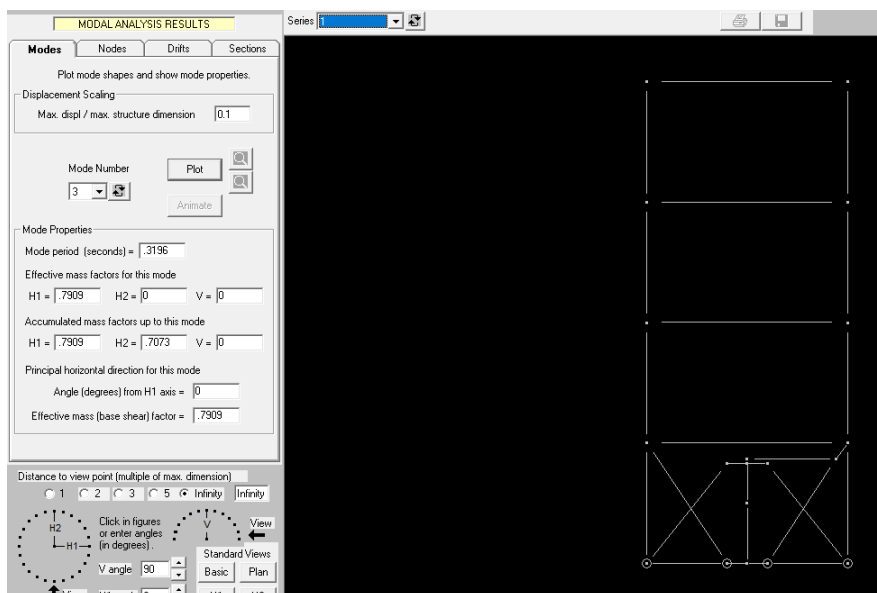
شکل ۱۸-ب-حرکت جانبی سازه مجهز به NSD

۳-۳-۴ خروجی‌های تحلیل

در این مرحله بعد از اتمام فرآیند تحلیل، پاسخ‌های لرزه‌ای مورد نظردان را از نرم افزار خروجی می‌گیریم. در این مقاله پرامترهای لرزه‌ای پریود سازه، انرژی ورودی سازه، دریف‌ت طبقات و برش پایه را مورد بررسی قرار می‌دهیم. برای تعیین پریود هر دو مدل مطابق شکل‌های ۱۹-الف و ۱۹-ب به قسمت نتایج تحلیل مودال در نرم افزار می‌رویم. در این قسمت پریود تمام مودهای مشخص شده برای سازه قابل مشاهده می‌باشد.

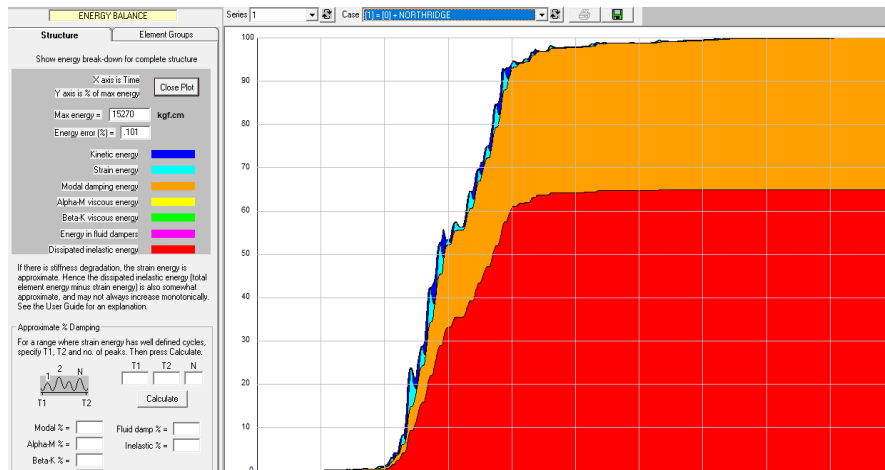


شکل ۱۹-الف- پریود مود سوم مدل پایه

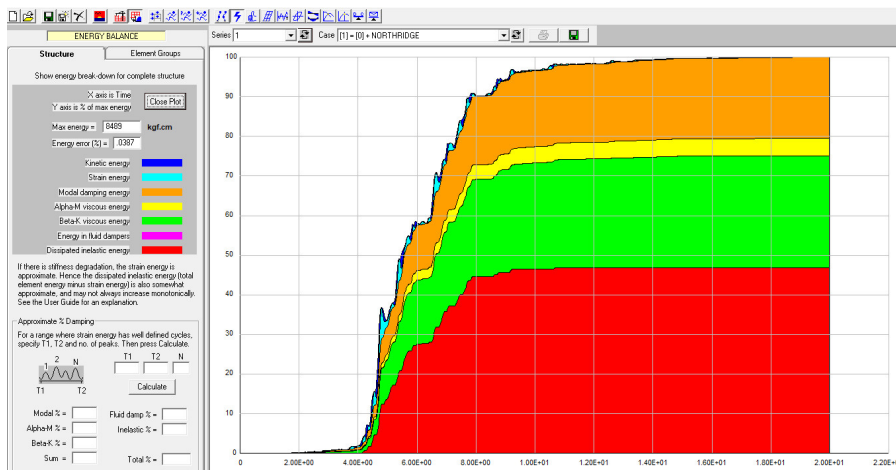


شکل ۱۹-ب- پریود مود سوم مدل مجهز به NSD

برای تعیین انرژی ورودی به سازه در هر مدل به قسمت انرژی بالانس نرم افزار می‌رویم و مطابق شکل ۲۰-الف و ۲۰-ب، کانتورهای انرژی را خروجی می‌گیریم. در این قسمت نرم افزار انواع انرژی ورودی به سازه را نمایش می‌دهد. در این کانتورهایی که نرم افزار در این قسمت نمایش می‌دهد، ناحیه‌ی قرمز رنگ انرژی پلاستیک وارد بر سازه را نمایش می‌دهد.

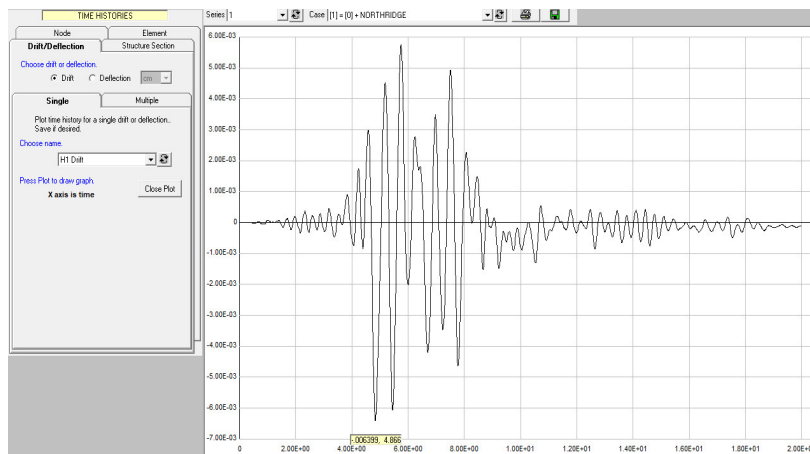


شکل ۲۰-الف- انرژی ورودی به سازه در مدل پایه

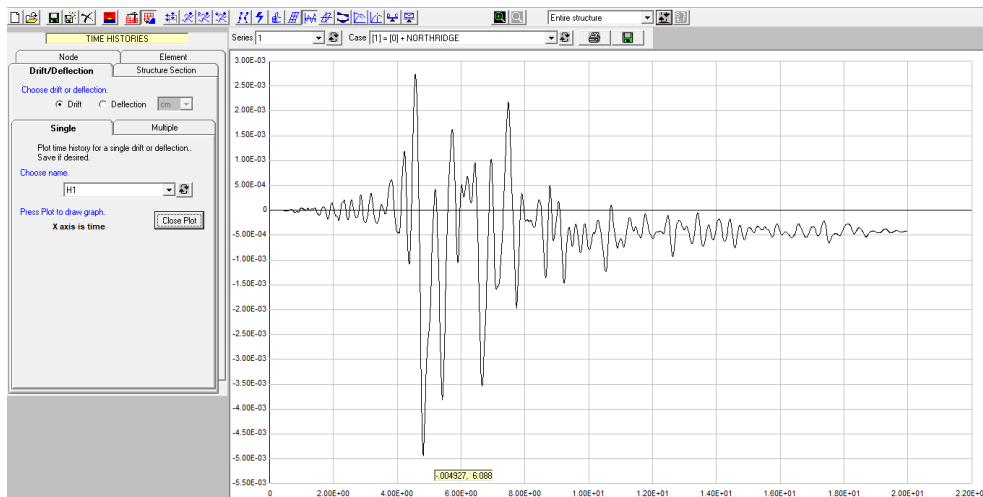


شکل ۲۰-ب- انرژی ورودی به سازه در مدل مجهز به NSD

برای تعیین دررفت طبقات و کل سازه به قسمت تاریخچه زمانی نرم افزار می‌رویم و با انتخاب دررفتی که از قبل برای مدل تعریف کرده بودیم، دررفت سازه مطابق شکل ۲۱-الف و ۲۱-ب بصورت تاریخچه زمانی نمایش داده می‌شود. در تاریخچه زمانی نشان داده شده عدد بالا و پایین هر عدد که از لحاظ مقداری بزرگتر باشد همان عدد نشان دهنده دررفت می‌باشد.

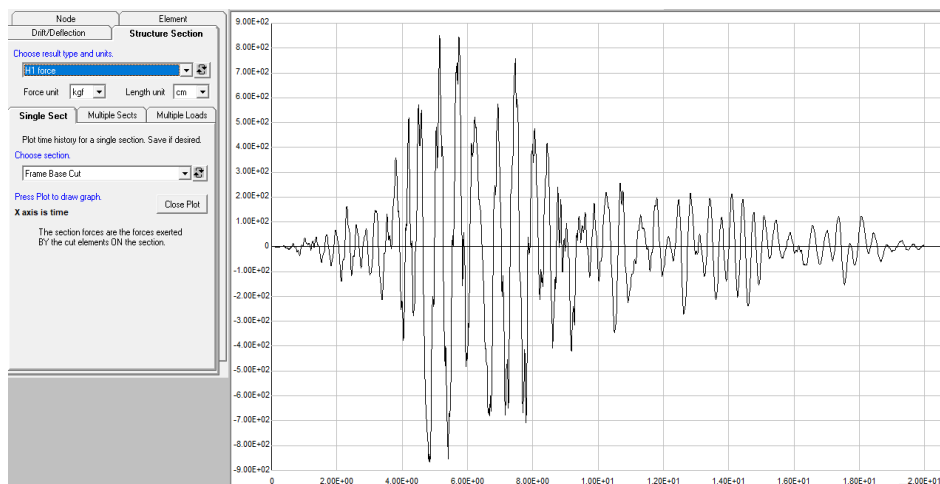


شکل ۲۱-الف- تاریخچه زمانی دررفت مدل پایه

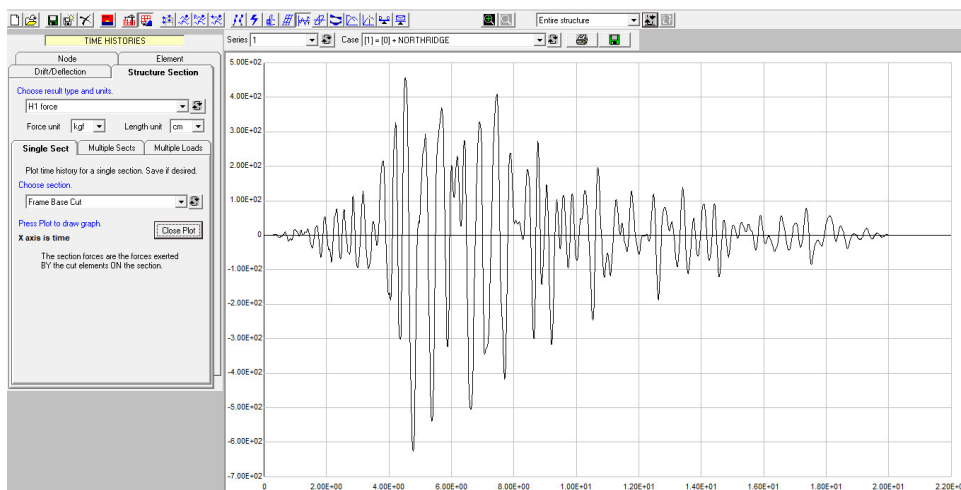


شکل ۲۱-ب- تاریخچه زمانی دررفت مدل مجهز به NSD

برای تعیین برش پایه مطابق شکل‌های ۲۲-الف و ۲۲-ب در همان قسمت تاریخچه زمانی نرم افزار می‌توانیم آن را همانند دررفت بصورت تاریخچه زمانی مشاهده کنیم. در اینجا نیز همانند تاریخچه زمانی دررفت در تاریخچه زمانی برش پایه نیز بزرگترین عدد در بالا یا پایین، برش پایه سازه می‌باشد.



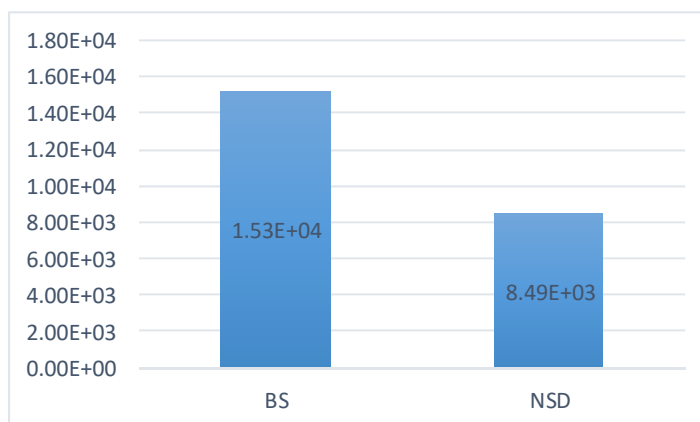
شکل ۲۲-الف- تاریخچه زمانی برش پایه در مدل پایه



شکل ۲۲-ب- تاریخچه زمانی برش پایه در مدل مجهز به NSD

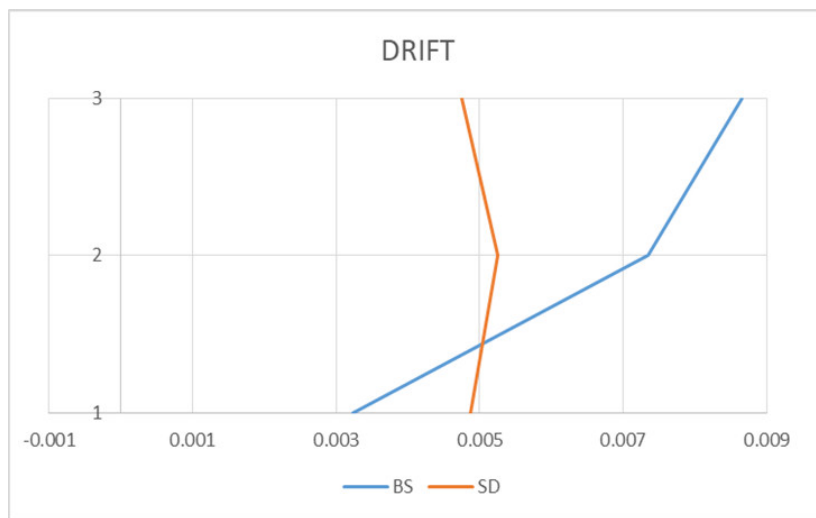
۴. مقایسه و نتیجه‌گیری

- در این بخش به مقایسه و بررسی پارامترهای بخش قبل و تاثیر عملکرد NSD بر رفتار سازه می‌پردازیم.
- با مقایسه شکل‌های ۱۹-الف و ۱۹-ب نتیجه می‌گیریم که با حضور سیستم سختی منفی در سازه، دوره تناوب سازه کاهش می‌یابد.
 - با مقایسه و بررسی شکل‌های ۲۰-الف و ۲۰-ب مشاهده می‌شود که حضور NSD در سازه، انرژی پلاستیک ورودی به سازه را به میزان ۵۵٪ کاهش می‌دهد. این مقایسه در شکل ۲۳ بصورت نمودار میله‌ای نشان داده شده است.



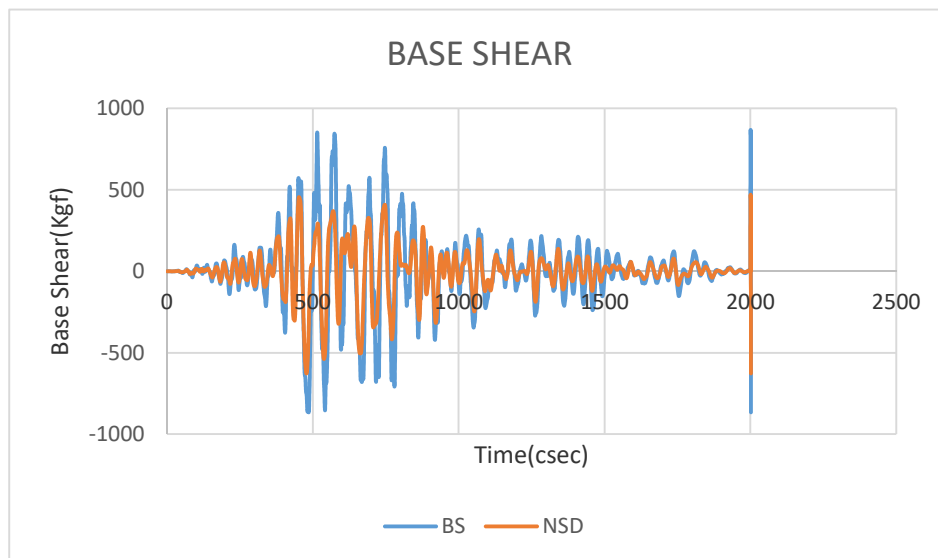
شکل ۲۳- مقایسه انرژی ورودی به سازه در دو حالت پایه و NSD

- با مقایسه و بررسی شکل‌های ۲۱-الف و ۲۱-ب در ارتباط با دررفت سازه و استخراج مقادیر حداکثر دررفت از نرم افزار و ترسیم آن‌ها مطابق شکل ۲۴ نتیجه می‌گیریم که با نصب NSD در سازه، میزان دررفت طبقات و دررفت کل سازه کاهش می‌یابد.



شکل ۲۴-نمودار مقایسه دررفت دو مدل پایه و NSD

- با مقایسه و بررسی شکل‌های ۲۲-الف و ۲۲-ب در ارتباط با برش پایه در هر دو مدل، نتیجه می‌گیریم استفاده از NSD در سازه، نیروی جانبی وارد بر سازه را کاهش داده بنابراین همانطور که از مقایسه پاسخ تاریخیچه زمانی برش پایه در شکل ۲۵ مشخص می‌باشد که برش پایه در سازه مجهز به NSD حدود ۳۰٪ کاهش یافته است.



شکل ۲۵-مقایسه برش پایه در مدل پایه و NSD

- با کاهش انرژی ورودی به سازه به واسطه NSD، انرژی انتقال یافته به طبقات بالاتر نیز کاهش می‌یابد که این موضوع کاهش در مقدار شتاب در طبقات فوقانی را به همراه دارد و شتاب در طبقات بالاتر وضعیت مناسب تری دارد

نتایج حاصل از تحلیل و مقایسه پیکربندی‌ها، نشان از عملکرد مطلوب این سیستم در کاهش پاسخ‌های لرزه‌ای و پارامترهای سازه اعم از پی‌یود سازه، انرژی ورودی به سازه، دررفت و جابجایی طبقات، شتاب طبقات و برش پایه دارد که این نتایج حاصله مطابقت بسیار خوبی با نتایج محققین پیشین دارد که بیانگر صحت مدلسازی دستگاه سختی منفی و عملکرد آن در این محیط نرم افزاری غیرخطی می‌باشد.

۵. مراجع

1. Sarlis, A. A., Pasala, D. T. R., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Nagarajaiah, S., & Taylor, D. (2011, May). Negative stiffness device for seismic protection of structures—an analytical and experimental study. In COMPDYN 2011, Proc. of 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.
2. Jadhav, P. A., & Shaikh, S. A. (2019). Optimization of seismic response of steel structure using negative stiffness damper. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(3), 351-360.
۳. محمدیان شالمائی، پورزینلی. ۱۳۹۸. ارزیابی اثر دستگاه سختی منفی بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی جداسازی شده، یازدهمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشکده فنی، گروه عمران، دانشگاه گیلان.
4. Sarlis, A. A., Pasala, D. T. R., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Nagarajaiah, S., & Taylor, D. (2011, May). Negative stiffness device for seismic protection of structures—an analytical and experimental study. In COMPDYN 2011, Proc. of 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Corfu, Greece.
5. Sarlis, A. A., Pasala, D. T. R., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M., Nagarajaiah, S., & Taylor, D. P. (2013). Negative stiffness device for seismic protection of structures. *Journal of Structural Engineering*, 139(7), 1124-1133.
6. Mathew, G. M., Qureshi, A., & Jangid, R. S. (2015, September). Optimal placement of negative stiffness damping system. In *Smart Materials, Adaptive Structures and Intelligent Systems* (Vol. 57298, p. V001T03A018). American Society of Mechanical Engineers.
7. Sap2000; Computers and Structures Inc. Berkeley, USA.
8. Raheja, A. H., Waghmare, M. V., & Awari, U. R. (2015). Seismic analysis of high rise building using negative stiffness device. *International Journal of Advance Foundation and Research in Science and Engineering*, 1, 33-45.
9. Baig, M. A., & Chakrabarti, M. A. Optimal use of Negative Stiffness Damper for Seismic Resistant Frames.
10. Mathew, G. M., & Jangid, R. S. (2018). Seismic response control of a building by negative stiffness devices. *Asian Journal of Civil Engineering*, 19(7), 849-866.
11. Walsh, K. K., Boso, E., Steinberg, E. P., Haftman, J. T., & Littell, W. N. (2018). Variable negative stiffness device for seismic protection of building structures through apparent weakening. *Journal of Engineering Mechanics*, 144(9), 04018090.
12. Etabs; Version. 2016, Computers and Structures Inc. Berkeley, USA.
13. Jadhav, P. A., & Shaikh, S. A. (2019). Optimization of seismic response of steel structure using negative stiffness damper. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(3), 351-360.
14. Nagarajaiah, S., & Sen, D. (2020). Apparent-weakening by adaptive passive stiffness shaping along the height of multistory building using negative stiffness devices and dampers for seismic protection. *Engineering Structures*, 220, 110754.
۱۵. پورقاسمی، تقی خانی. ۱۳۹۸. اثر میراگر اصطکاکی بر سیستم سختی منفی تطبیقی، یازدهمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر تهران.

۱۶. محمدیان شالمائی، پورزینلی. ۱۳۹۸. ارزیابی اثر دستگاه سختی منفی بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی جداسازی شده، یازدهمین کنگره علمی مهندسی عمران، دانشکده فنی، گروه عمران، دانشگاه گیلان.

17. Perform-3D; Version7.0.0. , Computers and Structures Inc. Berkeley, USA.



بررسی مطالعات انجام شده در زمینه استفاده از سیستم مهاربندی الاکلنگی

مهدی نخعی راد^۱، احسان نوروزی نژاد فرسنگی^۲، عباس سیوندی پور^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی زلزله و ژئوتکنیک، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

خلاصه

هنگام زلزله های قوی، ساختمان ها از محدوده رفتار الاستیک خارج شده و تغییر مکان های زیادی خواهند یافت تا انرژی زلزله را مستهلک نمایند. استفاده از سیستم های اتلاف انرژی برای کاهش بار وارده به سازه پیشنهاد شده است. در سال های اخیر سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی پیشنهاد شده است. نتایج بررسی های آزمایشگاهی نشان داده است که سیستم مهاربندی الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز ظرفیت میرایی کافی را برای کاهش پاسخ لرزه ای قاب داشته است. نکته مهم در طراحی این سیستم در نظر گرفتن تعادل بین سختی میله ها و ضریب میرایی بوده است.

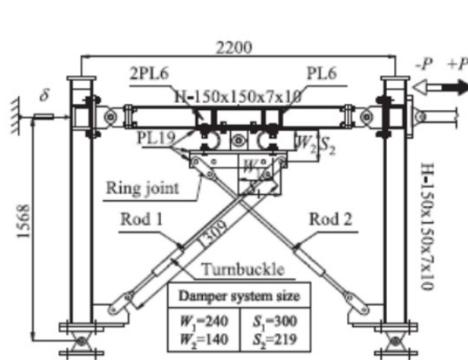
کلمات کلیدی: سیستم مهاربندی کابلی، سیستم میراگر الاکلنگی.

مقدمه:

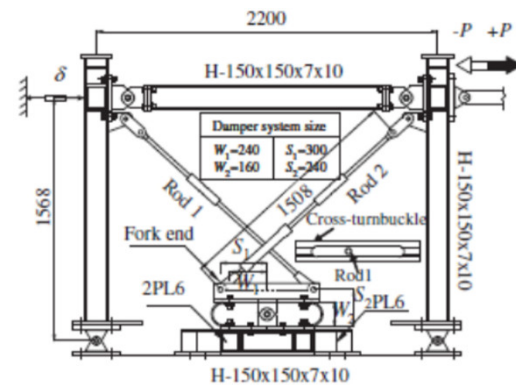
هدف آیین نامه های جاری در طراحی و اجرای ساختمان ها در برابر حرکات زمین در زلزله براستهلاک انرژی زلزله به وسیله رفتار غیر الاستیک آنها بوده است. طراحی و اجرای سازه ها بر اساس آیین نامه ها باعث افزایش قابلیت جذب انرژی و شکل پذیری سازه خواهد شد؛ بنابراین طبق این فلسفه طراحی در ساختمان ها، هنگام زلزله های قوی، ساختمان ها از محدوده رفتار الاستیک خارج شده و تغییر مکان های زیادی خواهند یافت تا انرژی زلزله را مستهلک نمایند. با توجه به اینکه ساختمان ها بر اساس اصول شکل پذیری آیین نامه طراحی شده اند تخریب آنها بسیار دشوار بوده و هزینه های بسیار سنگینی برای تخریب، آواربرداری و انتقال نخاله ها به مکان مناسب و نیز منابع مالی سنگینی جهت ساخت مجدد ساختمان ها باید هزینه شود. بر اثر تخریب ساختمان ها تعداد زیادی از جمعیت ساکن آواره خواهند شد، البته تمامی این موارد برای ساختمان هایی عنوان شده است که ضوابط لرزه ای آیین نامه ای در آنها رعایت شده است و گرنه در سایر ساختمان ها تلفات جانی فراوان نیز قابل انتظار خواهد بود. از این استفاده از سیستم های اتلاف انرژی برای کاهش بار وارده به سازه پیشنهاد شده است. سیستم های اتلاف انرژی به انواع مختلفی مانند کنترل غیرفعال، نیمه فعال، فعال و جداترهای لرزه ای قابل تقسیم هستند. سیستم های اتلاف انرژی غیرفعال به منابع انرژی اضطراری و سیستم های کامپیوتری نیاز نداشته و برخی از آنها از نظر تکنولوژی ساده و در دسترس هستند. در سال های اخیر سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی پیشنهاد شده است که در زیرمجموعه کنترل غیرفعال قرار گرفته است.

۲- بررسی مطالعات صورت گرفته :

جاو و تاگاوا در سال ۲۰۱۲ به ارزیابی سیستم کنترل ارتعاش با استفاده از میراگرهای U شکل بر اساس مکانیسم شبه خطی پرداخته‌اند. این مقاله سیستم کنترل ارتعاش جدیدی برای محافظت از سازه‌های اسکلت فلزی معرفی کرده است. این سیستم با تغییر شکل‌های مهاربند های U شکل اتلاف انرژی انجام داده است. در این سیستم مهاربند ها تنها تحت کشش بوده و این مورد باعث بر طرف شدن مشکل کمانش در مهاربند ها شده است. در این مقاله طرحی کلی از سیستم و ارزیابی سختی و مقاومت جانبی قاب های دارای این سیستم آمده است. ۶ تست چرخه ای بر روی مدل انجام شده است. از نتایج به دست آمده از تست ها تمامی مدل ها پایدار مانده اند و حلقه های هیستریزس دوکی شکل را از خود نشان داده اند که می توان اظهار کرد سیستم پیشنهادی قابلیت اتلاف انرژی کافی را دارا بوده است. در تمام مدل ها به جز LIP (میراگر در بالا و دارای پیش تنیدگی) زمانی که در یافت به سطح بالایی رسیده است لغزش جزئی در حوالی $P=0$ در نمودار نیرو-دریافت طبقه دیده شده است اما برای نمونه LIP که پیش تنیدگی در میله ها تعریف شده است این لغزش مشاهده نشده است. نمونه ای که در آن پیش تنیدگی تعریف شده بود نسبت به نمونه بدون پیش تنیدگی کمی سخت تر بوده است. بین نتایج ارزیابی و تست، سختی الاستیک موافقت خوبی برقرار بوده است اما در مورد مقاومت جانبی مقادیر بدست آمده از تحلیل از مقادیر بدست آمده از آزمایش کمتر بوده است. زمانی که نیرو در جهت مثبت وارد شده است کرنش در میله ۱ افزایش یافته در حالی که کرنش در میله ۲ تقریباً صفر بوده است که این به دلیل استفاده از حلقه اتصال ۲ قلابی بوده که باعث شده است نیروی فشاری تولید نشود و زمان ورود نیروی منفی میله ۱ و ۲ برعکس عمل نمایند. مشاهدات نشان داده است که نمونه های LA و LB (میراگر در پایین) به ترتیب ۹۹ و ۹۷ درصد سختی جانبی قابی را دارند که در آن عضو اتصال صلب است. روابط بار جانبی و زاویه دریافت طبقات نشان داده که سیستم پیشنهادی پایداری سازه و به طور منطقی قابلیت اتلاف انرژی را بهبود بخشیده است. مقایسه نتایج ارزیابی و تست موافقت خوبی را نشان داده است. لازم است که سختی عضو اتصال تایید شود تا مطمئن شد که دمپر های U به طور موثری عمل خواهند کرد. [۹].



شکل ۲: پیکربندی LIP و L1

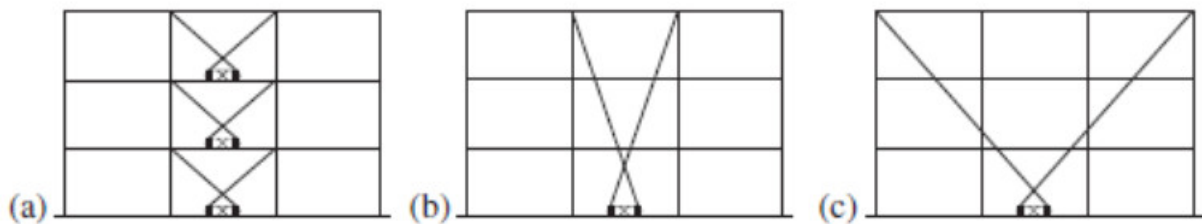


شکل ۱: پیکربندی LB

کانگ و تاگاوا در سال ۲۰۱۲ بر روی پاسخ لرزه‌های سازه‌های فلزی با سیستم الاکلنگی با میراگر ویسکوالاستیک کار کرده‌اند. مقاله موجود سیستم لرزه ای جدیدی بر پایه سیستم الاکلنگی با میراگر ویسکوالاستیک پیشنهاد داده است. این سیستم از ۳ قسمت شامل اعضای مهاربندی، عضو الاکلنگی و میراگر ویسکوالاستیک تشکیل شده است. در این سیستم فقط نیروی کششی در اعضای مهاربندی به وجود آمده است که این مشکل کمانش در اعضای مهاربندی را حل کرده است. با تعریف پیش تنیدگی در میله ها از آن ها برای اتصال بین عضو الاکلنگی و گوشه های ساختمان در طبقات بالاتر استفاده شده است. قطعه الاکلنگی با پین وصل شده و جفت میراگر ویسکوالاستیک به آن متصل شده اند. زمانی که قاب تحت نیروی جانبی تغییر شکل داده است میراگر های ویسکوالاستیک تحت برش قرار گرفته اند و از این طریق اتلاف انرژی نموده اند. وقتی که نیروی جانبی برعکس وارد شده است نیروی کششی بلافاصله در میله دیگر وارد شده است. این رفتار بر اساس ویژگی های مکانیزم الاکلنگ است از این رو از واژه الاکلنگ برای معرفی این سیستم استفاده شده است. مدل های A، B و C از این سیستم بهره برده اند که در مدل A مهاربند در تمام طبقات نصب شده در مدل B مهاربند ها به گوشه های بالاترین طبقه قاب میانی وصل شده اند و در مدل C مهاربند ها به گوشه های بیرونی بالاترین طبقه نصب شده اند. خصوصیات و مزایای سیستم پیشنهادی از طریق مقایسه نتایج حاصل از آزمایش و تحلیل بررسی شده است. از ۴ رکورد زلزله Kobe و Hachinohe، Taft و El Centro برای تحلیل

استفاده شده. مدت زمان تمام رکورد ها به ۳۰ ثانیه و حداکثر سرعت شان به ۲ سطح ۲۵ و ۵۰ متر بر ثانیه مقیاس شده است. که بر اساس آیین نامه طراحی لرزه ای ژاپن برای ساختمان ها بلند، اولی امکان وقوع ۱ یا ۲ بار در مدت عمر ساختمان را داشته و دومی شدید ترین زلزله ای است که ممکن است در آینده رخ دهد. مدل های A و C مقدار کاهش دررفت طبقه ی مشابهی را نشان داده اند در مقابل مدل B کمترین مقدار کاهش دررفت طبقه را نشان داده است، به این دلیل که کوچک ترین ضریب بزرگنمایی را داشته است. نتایج نشان داده است که حداکثر زاویه دررفت طبقه برای مدل های A و C برای تمام زلزله ها به جز EL Centro کوچک تر از ۰.۰۱ رادیان بوده است برای $PGV=50$. از منظر نیاز به دمپر کمتر مدل C موثر تر از مدل A بوده است اگر که اعضای مهاربندی مجاز به اتصال مستقیم مهاربند روی زمین به تیر های گوشه در بالاترین طبقه باشند. همچنین مقایسه ای از حداکثر جا به جایی بام برای دو حالت با سیستم پیشنهادی و بدون آن آمده است. نشان داده شده است که انرژی کرنشی به شدت در مدل C کاهش پیدا کرده و در عوض انرژی VE (ویسکوالاستیک) ها افزایش یافته است که نشان دهنده آن است که مقدار زیادی از انرژی ورودی را از بین برده اند. برای زلزله TAFT برای $PGV=50$ در قاب خالی مفاصل پلاستیک در انتهای تمام تیر ها به جز تیر های بام و پای ستون های طبقه اول تشکیل شده است، برای مدل B تعداد مفاصل پلاستیک کاهش یافته اما نسبت تسلیم کاهش یافته است و برای مدل های A و C هم تعداد و هم نسبت تسلیم کاهش یافته است. نتایج نسبت حداکثر جا به جایی برای مدل های مهاربندی به قاب خالی در اثر نیروی عمودی برای مدل های با و بدون دمپر آمده است. در مدل های A و C برای تمام زلزله ها به جز EL Centro این نسبت کوچک تر از ۷۵٪ است و این نسبت با افزایش مساحت VE ها به سرعت کاهش پیدا نموده است. برای تایید قابلیت کاربرد سیستم کنترل ارتعاش پیشنهادی، تحلیل های پاسخ لرزه ای برای سه مدل چارچوب سه طبقه با و بدون سیستم پیشنهاد شده انجام شده است و حداکثر زاویه توزیع چرخش طبقه، پاسخ های جا به جایی حداکثر و انرژی و تشکیل مفاصل پلاستیک مورد بررسی قرار گرفته است. نحوه پیکربندی سیستم به نحوی قوی بر میرایی تاثیر داشته است. سیستمی که در آن مهاربند ها سیستم میراگر در کف طبقه اول را مستقیماً به تیر های گوشه بالاترین طبقه وصل کرده بودند عملکرد کاهش تغییر شکل خوبی را نشان داده است [۲].

کانگ و تاگاوا در سال ۲۰۱۳ بر روی عملکرد لرزه ای سازه های فولادی با سیستم اتلاف انرژی الکلنگی با استفاده از میراگرهای مایع ویسکوز کار کرده اند. این مقاله سیستم کنترل لرزه ای جدیدی بر پایه مکانیسم الکلنگ با میراگر مایع ویسکوز پیشنهاد داده است. این مقاله بر روی میراگر های ویسکوالاستیک



شکل ۳: مدل های A, B, C

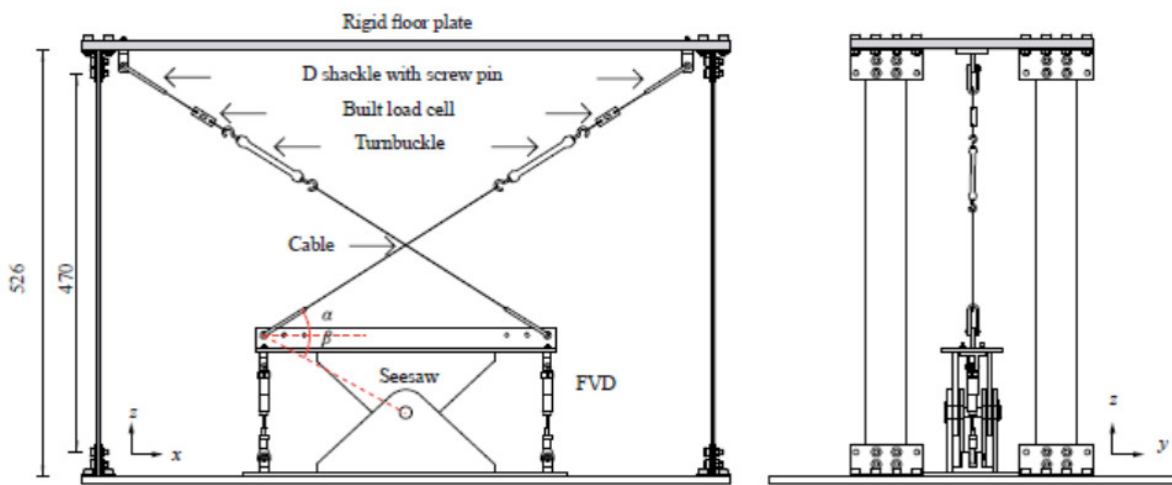
خطی مطالعه نموده است. با معرفی پیش تنیدگی در مهاربند ها تنها نیروی کششی در آن ها به وجود آمده و مشکل کمناش ناچیز بوده است و میله ها برای اتصال میراگر و اعضای سازه در طبقات دیگر مناسب بوده اند. زمانی که قاب تحت نیروی جانبی قرار گرفته است، میراگر های ویسکوز به وسیله جا به جایی پیستون در یک مایع بسیار لزج اتلاف انرژی نموده اند. یکی از مزایای این سیستم قابلیت اتصال سیستم میراگر به اعضای قاب خمشی در طبقات دیگر بوده است به این صورت که یک میراگر روی زمین نصب شده و به اعضای قاب خمشی در طبقات دیگر وصل شده است و نیاز به نصب میراگر در هر طبقه نبوده است. برای آنالیز این سیستم به صورت یک درجه آزادی سختی و ضریب میرایی افقی نیاز بوده است. می توان سیستم مورد نظر را به صورت ریاضی به صورت سری هایی از فنر-میراگر تعریف کرد (Maxwell). جا به جایی دمپر های دو سمت راست و چپ را می توان با جمع کردن معادل کرد در صورتی که عضو الکلنگی به اندازه کافی صلب باشد. برای اعتبار سنجی سختی و ضریب میرایی معادل میله آنالیز پاسخ دینامیکی با برنامه آنالیز دینامیکی غیرخطی SNAP انجام شده است. ۴ رکورد زلزله EL Centro، TAFT، HACHINOHE و KOBE انتخاب شده است. مدت همه ی رکود ها ۳۰ ثانیه و PGV شان 50 CM/S مقیاس شده که مطابق سطح ۲ آیین نامه طراحی لرزه ای ژاپن برای سازه های بلند بوده است که متناظر با شدیدترین زلزله ای است که ممکن است در آینده رخ بدهد. برای مدل سازی میراگر های ویسکوز از DASHPOT و برای مدل سازی میله ها از المان های الاستیک فنی استفاده شده است. ۴ مدل قاب خالی، با مهار بند قطری، با مهاربند شورون که متشکل از میراگر خطی ویسکوز و مهاربند صلب هستند و سیستم پیشنهادی ساخته شده است. در سیستم های مهاربند قطری و شورون میراگر در تمام طبقات نصب شده ولی در سیستم پیشنهادی میراگر فقط در طبقه همکف نصب شده است. ضریب میرایی برای سازه ها مقادیر یکسان در نظر گرفته شده. برای سازه ۳ طبقه ۱ و برای سازه ۶ طبقه ۲ در نظر گرفته

شده. حداکثر زاویه دررفت طبقه برای مدل پیشنهادی برای تمام زلزله‌ها کمتر از ۰.۰۱R بوده است. بیشینه حداکثر زاویه دررفت طبقه برای مدل قطری ۱۷-۳۸٪ کاهش برای شورون ۳۵-۴۷٪ کاهش و برای سیستم پیشنهادی ۴۹-۶۵٪ کاهش داشته است به علاوه حداکثر زاویه دررفت طبقه برای طبقه اول در زلزله کوبه در حدود ۷۰٪ کاهش داشته و این در حالی است که سیستم پیشنهادی تعداد کمتری دمپر داشته است. برای زلزله کوبه در قاب خالی مفصل پلاستیک در انتهای همه ی تیرها به جز تیرهای بالاترین طبقه و پای ستون‌های طبقه اول تشکیل شده اند. برای مدل قطری تعداد مفاصل پلاستیک کم نشده. در مدل پیشنهادی هم تعداد و هم نسبت تسلیم کاهش پیدا کرده است. در ۴ زمین لرزه برش پایه برای سیستم‌های مهاربندی از قاب خالی کمتر بوده و سیستم پیشنهادی کمترین مقدار را داشته. به جز در زلزله TAFT مدل پیشنهادی کمترین بیشینه شتاب را داشته است. در زلزله‌های KOBÉ و EL Centro با کاهش ضریب میرایی تغییر شکل میراگرها کم شده است. سختی میله‌ها اثر کمی روی تغییر شکل میراگرها داشته است. در زلزله‌های KOBÉ و EL Centro زمانی که ضریب میرایی در بازه ۰-۳ بوده است با افزایش ضریب میرایی انرژی مستهلک شده توسط میراگرها هم افزایش یافته و برای ضریب میرایی بیش از ۳ با افزایش ضریب میرایی انرژی مستهلک شده به تدریج کاهش یافته است. در حالت‌هایی که سختی میله کمتر از 35 KN/mm است، سختی میله اثر کمی بر روی انرژی مستهلک شده میراگرهای ویسکوز داشته است. برای قاب خالی در تمام زلزله‌ها حداکثر زاویه دررفت طبقه بیش از 0.01R و برای سیستم پیشنهادی در تمام زلزله‌ها کمتر از 0.01R بوده و کوچک‌ترین مقدار در بین مدل‌های با میراگر را داشته است. نتایج حاصل از تحلیل نشان داده است که سیستم پیشنهادی به طوری موثر توانسته پاسخ لرزه‌ای قاب را کاهش دهد. نتایج نشان داده است که پیکربندی میراگر بر روی اثر میرایی تاثیر داشته است. نتایج آنالیز پارامترهای سختی میله‌ها و ضریب میرایی بر روی پاسخ سازه با سیستم پیشنهادی نشان داده است که نکته مهم در طراحی این سیستم تعادل بین سختی میله‌ها و ضریب میرایی بوده است [۳].

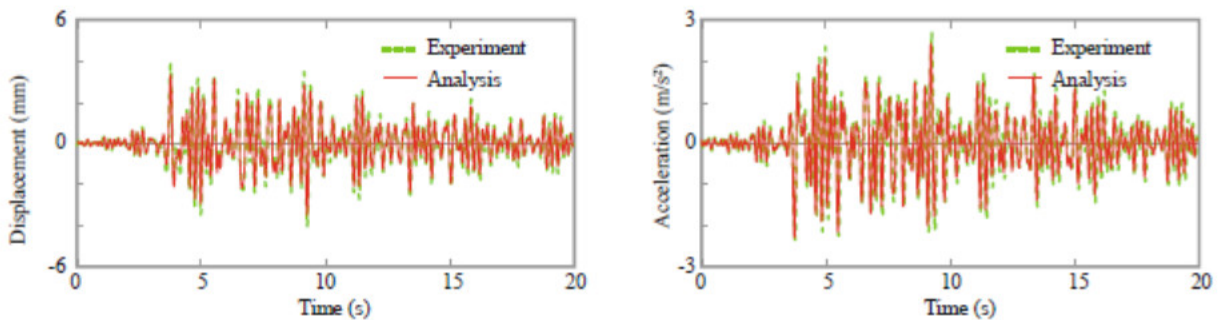
کانگ و تاگاو در سال ۲۰۱۴ بر روی ارزیابی آزمایشگاهی مشخصه‌های دینامیکی سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی برای کنترل ارتعاش سازه‌ها کار کرده‌اند. سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی یک سیستم کنترل لرزش، جهت بهبود محافظت لرزه‌ای است که قبلاً به صورت عددی ارایه و بررسی شده است. به علت پیچیدگی آن، اعتبار سنجی عملی آن جهت نشان دادن ظرفیت میرایی لازم بوده است. این مقاله نتایج بررسی آزمایشی (عملی) سیستم میراگر الاکلنگی با میراگر مایع ویسکوز را ارائه کرده است. آزمایش ارتعاش آزاد جهت نشان دادن ظرفیت میرایی سیستم مورد نظر انجام شده است. آزمایش‌ها روی سه قاب ساختمانی یک طبقه و یک دهانه انجام شده است. برای آزمایش از مدل‌های قاب ساختمانی، سیستم میراگر الاکلنگی و جمع‌آوری‌کننده‌های اطلاعات استفاده شده است. نتایج ارتعاش آزاد مدل‌های تست شده از قبیل مدل قاب ساختمانی با و بدون سیستم میراگر الاکلنگی با مدلی از میراگر ویسکوز ارائه شده است. دوره تناوب طبیعی و نسبت میرایی به ترتیب از روش‌های کاهش لگاریتمی و پاسخ شتاب تحت ۳ و ۴۵ چرخه محاسبه شده اند. با تعریف پیش‌تنیدگی در مهاربندها با برعکس شدن جهت نیرو، بلافاصله نیروی کششی در مهاربند دیگر ایجاد شده است که این رفتار باعث افزایش ظرفیت میرایی سیستم مورد نظر شده است. برای صحت سنجی این مسئله روی ۲ نمونه با و بدون پیش‌تنیدگی تست انجام شده است. نتایج تست نشان داده است که اثر نصب سیستم میراگر و تعریف پیش‌تنیدگی در دوره تناوب طبیعی بسیار ناچیز اما نسبت میرایی افزایش یافته است به گونه‌ای که میانگین نسبت میرایی برای قاب خالی، قاب با سیستم مورد نظر و بدون پیش‌تنیدگی و قاب با سیستم مورد نظر و پیش‌تنیدگی به ترتیب ۰.۳۸، ۰.۸۴/۸ و ۱۰/۸۲ درصد که حکایت از تاثیر تقریباً 2درصدی پیش‌تنیدگی داشته است. جا به جایی در مدل با سیستم مورد نظر و پیش‌تنیدگی به نسبت مدل بدون پیش‌تنیدگی سریع‌تر کاهش یافته است. ظرفیت میرایی سیستم مورد نظر تحت تاثیر ضریب بزرگنمایی بوده که مربوط به زاویه افقی مهاربند و زاویه بین نقاط اتصال و پین مرکز قطعه الاکلنگی بوده که برای توضیح اثر ضریب بزرگنمایی، آزمایش ارتعاش آزاد ۳ نوع چپش اتصالات انجام شده است. در کل با افزایش جرم مدل‌ها، نسبت میرایی کاهش یافته است. میانگین نسبت میرایی برای ۳ نوع چپش اتصالات ۱۱/۵۲٪، ۱۰/۸۲٪ و ۸/۹۲٪ بود که نشان از تاثیر چپش اتصالات داشته حالت دیگری که بررسی شد نقش سختی میله‌ها بر میرایی بوده که در تست با ۲ نوع میله مختلف، میانگین نسبت میرایی به ترتیب ۱۱/۵۲٪ و ۱۰/۹۶٪ بود که نشان از اثر سختی میله بر ظرفیت میرایی داشته است. نتایج بررسی‌های آزمایشگاهی نشان داده است که سیستم مورد نظر ظرفیت میرایی کافی برای کاهش پاسخ لرزه‌ای قاب دارا بوده است [۴].

کانگ و تاگاو در سال ۲۰۱۶ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی برای سیستم‌های اتلاف انرژی الاکلنگی با میراگر مایع ویسکوز را انجام داده‌اند. سیستم میراگر الاکلنگی متشکل از مهاربند، عضو الاکلنگی و میراگر است. عضو الاکلنگی با پین وصل شده و یک زوج میراگر به صورت عمودی به آن وصل شده اند. زمانی که یک قاب تحت بار جانبی تغییر شکل داده است، تغییر مکان میراگرها از طریق چرخش عضو الاکلنگی ایجاد شده است. این مقاله یک نتیجه ترکیبی از آزمایش و تحلیل را برای سیستم میراگر الاکلنگی با میراگر ویسکوز ارائه نموده است. اهداف این مقاله این موارد بوده است: ۱- نشان دادن ظرفیت میراگر الاکلنگی تحت تحریکات تصادفی ۲- ارزیابی دقت و قابلیت اطمینان تحلیل ساده شده ۳- ارزیابی دقت آنالیز پاسخ تاریخیچه زمانی جهت صحت سنجی ظرفیت میرایی سیستم میراگر الاکلنگی تحت تحریکات تصادفی، تست میز لرزان برای یک مدل قاب ساختمانی با سیستم میراگر الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز انجام شده است. برای تعیین ضریب میرایی میراگرهای استفاده شده، در آنالیزهای ساده شده و پاسخ تاریخیچه زمانی دو میراگر ویسکوز تحت تست دینامیکی هارمونیک قرار گرفته اند. تست‌های ارتعاش آزاد برای ارزیابی دقت پاسخ‌های تحلیل‌های ساده شده انجام شده اند. برای

ارزیابی دقت نتایج تحلیل پاسخ تاریخیچه زمانی، نتایج آن با نتایج میز لرزان مقایسه شده که همبستگی خوبی به دست آمده است. معلوم شد که حلقه‌های هیستریزس محاسبه شده به خوبی با داده‌های ثبت شده مطابقت داشته است. سیگنال ورودی زلزله بر اساس زلزله های EL, TAFT, HACHINOHE, Centro و KOBه و با مدت ۲۰ ثانیه و حداکثر شتاب میز ۰.۵ متر بر مجذور ثانیه بوده است. آزمایش ارتعاش آزاد قاب ها با سیستم الکلنگی بدون میراگر انجام شد تا اثر آن ها را قبل از آزمایش سیستم مورد نظر نشان دهد. میانگین نسبت میرایی برای مدل های بدون سیستم مورد نظر ۰.۰۰۳۸ و برای حالات با ضرایب بزرگنمایی مختلف ۰/۱۱۵۲، ۰/۱۰۸۲ و ۰/۰۸۹۲ بوده که نشان دهنده آن است که با افزایش ضریب بزرگنمایی، نسبت میرایی افزایش یافته و این نتایج نشان از ظرفیت میرایی کافی سیستم مورد نظر بوده است. از مقایسه مدل آزمایشگاهی و ساده شده به این نتایج رسیده اند که دوره تناوب ها تقریباً منطبق بوده و نسبت های میرایی افزوده موافقت خوبی با هم داشته و حدود ۱۵٪ اختلاف داشته اند. نتایج نشان از دقت بالای مدل پاسخ تاریخیچه زمانی و نتایج تحلیلی داشته و بیشینه و RMS کمتری از نتایج میز لرزان داشته اند. جابه جایی و شتاب مطلق به دست آمده از تحلیل، موافقت خوبی با نتایج آزمایشی داشته است [۵].



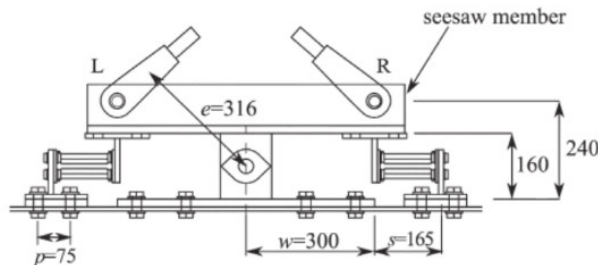
شکل ۴: پیکربندی مدل آزمایشگاهی



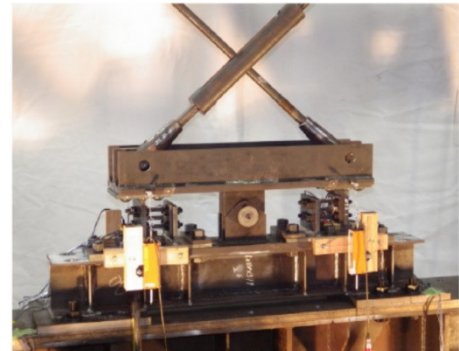
شکل ۵: مقایسه خروجی های آزمایشگاهی و نرم افزاری

تاگاو و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی رفتار چرخه‌ای سیستم‌های اتلاف انرژی الکلنگی مجهز به میراگر شکاف دار پرداخته‌اند. در این مقاله به بررسی مدل پرداخته شده است. نمودارهای هیستریزس به دست آمده از نتایج تست مدل‌ها، پایداری رفتار و مقدار اتلاف انرژی زیادی را نشان داده است. در

تمامی پیکربندی‌ها در زاویه دریغت نزدیک به ۰.۰۰۱ رادیان میراگرها به تسلیم رسیده‌اند. از ویژگی‌های خوب این سیستم راحتی کنترل عملکرد میرایی این سیستم بوده است که می‌توان با تغییر ضخامت میراگر، طول آن و جانمایی آن به کنترل مقدار میرایی پرداخت [۶].



شکل ۷: طرحی از پیکربندی یکی از مدل‌ها



شکل ۶: تصویری از مدل آزمایشگاهی

عباسی و همکاران در سال ۱۳۹۵ به بررسی عملکرد تئوریک و عددی میراگر الاکلنگی U شکل در قاب‌های خمشی فولادی پرداخته‌اند. پیشنهاد سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی اولین بار از طرف تاگاو مطرح شد. در این مقاله پیشنهاد استفاده از سیستم مهاربندی الاکلنگی با میراگر U شکل داده شده است. میراگر مورد نظر در یک سیستم الاکلنگی قرار گرفته است. با استفاده از این سیستم علاوه بر افزایش توانان سختی و میرایی سازه، از طریق کنترل نیروی محوری در اعضای مهارری از تسلیم و کمانش و تخریب زود هنگام این اعضا پیشگیری شده است. در سیستم الاکلنگی، دمپر U شکل تنها تغییر شکل خمشی و اعضای مهاربندی تنها تغییر شکل کششی را نمایش داده‌اند بنابراین در نظر گرفتن خمش مهاربند غیر ضروری است. دمپر U شکل انرژی لرزه‌ای را از طریق تغییر شکل الاستیک و پلاستیک در سیستم پیشنهادی از بین برده است، در مقابل از مهاربندها انتظار نمی‌رفته است که انرژی را از بین ببرند. بنابراین از عضو مهاربندی انتظار می‌رود که استحکام کافی رداشته باشد تا در طول زلزله به حالت الاستیک بماند. در این پژوهش، از میراگر های جاری شونده U شکل استفاده شده است که میراگر از قطعه U شکل در دو طرف و به حالت الاکلنگی تشکیل شده است. برحسب نیاز، در طبقات مختلف از میراگر با مشخصات متفاوت استفاده شده است. کلیه مشخصات میراگر ثابت بوده و تنها سختی و نیروی تسلیم با عرض قطعه رابطه خطی داشته است. مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در این تحقیق، همگی از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط و به صورت دو بعدی در نظر گرفته شده‌اند. چهار قاب یک، سه، پنج و ده طبقه بدین منظور به کار گرفته شده است که هر کدام دارای سه دهانه پنج متری و عرض بارگیر پنج متر بوده است. ارتفاع طبقات نیز سه متر بوده است. تکیه‌گاه‌ها نیز با اتصال صلب فرض شده‌اند. در هر دو حالت بدون و مجهز به میراگر، برای اعضای اصلی قاب رفتار غیر خطی در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب که برای تیرها و ستون‌ها مفاصل پلاستیک تعریف و اختصاص داده شده است. در این پژوهش، چهار شتاب نگاشت Kobe، Tabas، Northridge، Prieta Loma، Kobe، Tabas که همگی از خاک نوع III می‌باشند انتخاب شده است. دو شتاب نگاشت Kobe و Tabas دارای شتاب زمین حدود ۰.۴ g و دو شتاب نگاشت دیگر، یعنی Northridge و Prieta Loma دارای حداکثر شتاب زمین حدود ۰.۶ g بوده‌اند. در تمامی قاب‌ها و زلزله‌ها با افزودن میراگر، برش پایه کاسته شده است؛ به طوری که بین ۸٪ الی ۴۵٪ کاهش در برش پایه با افزودن میراگر رخ داده است. در تمامی قابها و تحت تمامی زلزله‌ها، جابجایی حداکثر بام کاسته شده است؛ به طوری که بین ۲۲٪ الی ۶۰٪ کاهش در جابجایی بام با افزودن میراگر رخ داده است. در تمامی قابها و زلزله‌ها با افزودن میراگر جابجایی حداکثر نسبی طبقات برای طبقه با بیشترین جابجایی نسبی کاسته شده است؛ به طوری که بین ۱۰٪ الی ۵۲٪ کاهش در این پارامتر با افزودن میراگر رخ داده است. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی نشان داده است که تحت زلزله‌های شدید در حالت بدون میراگر، با تشکیل و توسعه مفاصل پلاستیک، قابها به ناپایداری و خرابی کلی رسیده‌اند ولی با افزودن میراگرهای U شکل، رفتار غیرخطی عمدتاً در قطعات میراگر متمرکز گردیده است. در زلزله‌های متوسط نیز، با افزودن میراگر کلیه مفاصل پلاستیک موجود در اعضای قاب از بین رفته‌اند [۷].

نجاتی و همکاران در سال ۱۳۹۵ به مطالعه عددی و آزمایشگاهی میراگرهای تسلیمی و ایجاد حرکت الاکلنگی در سازه فولادی پرداخته‌اند. در این پژوهش‌ها سعی شده است که آن دسته از سیستم‌های دارای قابلیت حرکت گهواره‌ای ارائه گردند که بتوانند ضوابط معماری را نیز برآورده نمایند. استفاده از سیستم حرکت گهواره‌ای پیشنهاد شده با عث افزایش پیوند سازه گشته و در نتیجه مقدار شتاب ورودی به طبقات کاهش یافته که این امر باعث کاهش

آسیب وارده به سازه شده است. سیستم حرکت گهواره ای پیشنهاد شده در این پژوهش بدین گونه بوده که سازه بر روی یک دال صلب (به طور مثال شاسی فلزی قدرتمند) قرار گرفته سپس این دال صلب از طریق یک هسته مرکزی و قطعات جاذب انرژی (میراگر اصطکاکی و یا قطعات جاری شونده) به شالوده منتقل می گردد. جذب انرژی هم می تواند در هسته مرکزی و هم در قطعات جاذب انرژی و یا فقط در قطعات جاذب انرژی صورت گیرد. در اینجا سازه با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده و سپس با استفاده از شتابنگاشت های واقعی که به صورت سه مولفه ای به سازه اعمال شده اند سازه آنالیز شده و در ادامه به همین سازه قابلیت حرکت گهواره‌های با استفاده از سیستم پیشنهاد شده اضافه شده است و سازه به صورت آنالیز دینامیکی غیر خطی برای همان شتابنگاشت های اعمال شده آنالیز شده و سپس نتایج حاصل با یکدیگر مقایسه شده اند. برای سیستم ابتدا از تعداد ۹ ورق و ضخامت ۸ میلیمتر استفاده شده است و بعد از تعداد ۹ ورق با ضخامت ۱۲ میلیمتر، با افزایش ضخامت میزان جذب انرژی میراگر ۶٪ افزایش پیدا کرده است. برای صحت سنجی از نمونه آزمایشگاهی میراگر تسلیمی که در سال ۲۰۱۴ در پژوهشگاه زلزله بررسی شده، استفاده شده است. مدل سازی عددی با استفاده از روش اجزا محدود بر روی مدل پیشنهادی انجام و نمودار هیسترتیک آن با نمونه آزمایشگاهی مقایسه گردید تحلیل دینامیکی غیر خطی بر روی سازه با پایه گیردار طبق استاندارد ۲۸۰۰ انجام گرفته و بادبند ها و برخی ستون ها دچار آسیب شده اند. حرکت الاکلنگی بر روی سازه پیاده شده و مفاصل پلاستیک ایجاد شده تحت زلزله های انتخابی به حداقل رسیده و عناصر سازه ای در سطح عملکرد مورد نظر رفتار نموده اند. برای اطمینان از ایجاد حرکت الاکلنگی دو نقطه در پلان را در نظر گرفته و تغییر مکان قائم آن ها را بررسی شده است. جهت کنترل پیچش دو نقطه در پلان در یک راستا را در نظر گرفته و عملکرد آن ها را در راستای دیگر بررسی شده است. نتایج بررسی ها حکایت از آن دارد که پلان دچار پیچش نشده و پیچش کنترل شده است. با توجه به گستردگی نمودار هیسترتیک میتوان به عملکرد صحیح لینک مرکزی و جذب انرژی مناسب سیستم پیشنهادی اشاره نمود. نوسان سازه حول محور صفر در حالت الاکلنگی نشان دهنده تغییر مکان گذرا در سازه بوده در حالی که در حالت گیردار سازه دچار تغییر مکان ماندگار شده است و این رفتار از دیگر مزیت های استفاده از سیستم الاکلنگی شمرده شده است. با توجه به دریافت نمایش داده شده به رفتار مناسب سازه در حالت الاکلنگی اشاره شده و در حالت گیردار طبقات رفتار نامتناسب در مقایسه با حالت الاکلنگی نسبت به یکدیگر داشته اند. با توجه به تحلیل عددی سازه پیشنهادی در مقایسه با سازه گیردار در برابر زلزله سه مولفه ای نتیجه گیری شده است که سیستم پیشنهادی منجر به رفتار لرزه ای قابل اطمینان تر شده و تغییر شکل پلاستیک در میراگرها سبب کاهش ایجاد مفاصل پلاستیک در عناصر سازه ای شده و همچنین حرکت الاکلنگی سبب افزایش پیوند سازه و در نتیجه کاهش پاسخ شتاب شده است و به علاوه سبب امنیت عناصر غیر سازه ای خواهد شد. به دلیل سهولت ساخت و نصب و راه اندازی میراگر تسلیمی DADAS، استفاده از این نوع سیستم پیشنهاد گردیده. با توجه به تحلیل های صورت گرفته میزان مفاصل پلاستیک به میزان ۶۱٪ در سازه ۵ طبقه و ۶۷٪ در سازه ۸ طبقه و ۷۱٪ در سازه ۱۱ طبقه کاهش پیدا کرده است [۸].

کانگ و موری در سال ۲۰۱۷ بر روی روش ساده شده‌ی تخمین تقاضای غیر الاستیک ساختمان‌ها با سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی با میراگر مایع ویسکوز کار کرده‌اند. این مقاله روشی ساده شده، برای تخمین تقاضای لرزه ای غیر الاستیک مثل حداکثر نسبت دریافت داخلی طبقه را برای قاب های چند طبقه با سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز پیشنهاد کرده است. در این روش جا به جایی طیفی غیر خطی با استفاده از یک سیستم یک درجه آزاد معادل یک قاب چند طبقه با سیستم الاکلنگی تخمین زده شده و بردار مود اول غیر الاستیک با استفاده از یک الگوی جا به جایی کف که از آنالیز پوش آور یک قاب چند طبقه با توجه به رفتار میراگر های وابسته به سرعت تخمین زده شده است. تعیین مشخصه های دینامیکی به راحتی با استفاده از مدل کلونین انجام شده، چون مدل کلونین شامل یک فنر خطی و یک دمپر به صورت موازی است. از آنجا که رفتار دینامیکی میراگرهای وابسته به سرعت را نمی توان با یک تحلیل استاتیکی مانند EVA و NSPA بدست آورد، رفتار ویسکوز میراگرهای وابسته به سرعت را نمی توان در سیستم تک درجه آزاد معادل تولید شده توسط روش بالا در نظر گرفت. قاب چند طبقه با یک سیستم میراگر، ترکیبی از یک قاب چند طبقه و یک سیستم میراگر است به طور مشابه می توان سیستم یک درجه آزاد الاکلنگی الاستیک یا غیر الاستیک معادل را به صورت ترکیب فنر الاستیک یا غیر الاستیک برای رفتار قاب چند طبقه و میراگر برای سیستم اتلاف الاکلنگی با میراگر ویسکوز تعریف کرد. پاسخ لرزه ای سیستم های چند درجه آزادی مانند ساختمان های چند درجه آزاد برشی و قاب های چند طبقه، به سختی با استفاده از پاسخ های مودال و بردارهای مد قابل تقریب زدن هستند. مدل ساده شده سیستم الاکلنگی در چند درجه آزادی را می توان به شکل میراگر به مدل معادل تک درجه آزاد سیستم الاکلنگی اضافه کرد. برای بررسی این روش از ۹۳ رکورد زلزله مختلف استفاده شده که شامل ۷۳ رکورد حوزه نزدیک از سایت Peer و ۹ رکورد از Building center of japan و ۱۱ رکورد متعلق به زلزله Kobe بوده است. دقت روش پیشنهادی با استفاده از نتایج تاریخچه زمانی غیرخطی ۱۰۲۳ مدل کامل تایید شده است. حداکثر نسبت دریافت داخلی برآورد شده توسط روش پیشنهادی به خوبی با آن چه که از طریق تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی محاسبه شده است مطابقت داشته است. در مدل قاب ۳ طبقه، حداکثر نسبت دریافت داخلی طبقات از روش پیشنهادی و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی صرف نظر از تفاوت در رکورد زلزله با هم مطابقت

داشته است. نسبت دریافت داخلی طبقه برای طبقات پایین تر به خوبی با روش پیشنهادی بدست آمده است. در مدل قاب ۶ طبقه حداکثر نسبت دریافت داخلی طبقه تخمین زده شده با مقدار محاسبه شده صرف نظر از تفاوت رکورد ها مطابقت داشته است [۹].

خالقی و همکاران در سال ۱۳۹۶ به مقایسه عملکرد میراگر ویسکوز قطری و الکلنگی در قاب فولادی پرداخته اند. مدل های سازه ای مورد استفاده در این تحقیق، همگی از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط و به صورت ۲ بعدی در نظر گرفته شده اند. سه قاب سه، پنج و ده طبقه بدین منظور به کار گرفته شده اند که هر کدام دارای سه دهانه پنج متری و عرض بارگیر پنج متر بوده اند. ارتفاع طبقات نیز سه متر بوده است. تکیه گاه ها نیز با اتصال صلب فرض شده اند. بارگذاری لرزه ای بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ انجام گرفته است. در این پژوهش، میراگر های ویسکوز به صورت یک المان لینک (فنر و میرایی) در نرم افزار Sap2000 مدل سازی و تحلیل شده اند. ۴ شتاب نگاشت Kobe, Tabas دارای شتاب زمین حدود 0.4g و Northridge, Prieta loma دارای حداکثر شتاب زمین حدود 0.6g انتخاب شده و همگی بر روی خاک نوع ۳ بوده اند. در تمامی قاب ها و زلزله ها با افزودن میراگر، برش پایه کاسته شده است به طوری که بین ۶٪ الی ۳۷٪ کاهش در برش پایه با افزودن میراگر رخ داده است. در تمامی قاب ها و تحت تمامی زلزله ها، جایی حداکثر بام کاسته شده است به طوری که بین ۶٪ الی ۴۱٪ کاهش در جایی بام با افزودن میراگر رخ داده است. نتایج تحلیل های دینامیکی غیر خطی نشان داده است که تحت زلزله های شدید در حالت بدون میراگر، با تشکیل و توسعه مفاصل پلاستیک، قاب ها به ناپایداری و خرابی کلی رسیده اند ولی با افزودن میراگر ویسکوز، رفتار غیر خطی عمدتاً در قطعات میراگر متمرکز گردیده است. در زلزله های متوسط نیز، با افزودن میراگر کلیه مفاصل پلاستیک موجود در اعضای قاب از بین رفته اند. علاوه بر این، نیاز لرزه ای ستون ها در تمامی طبقات قاب های مختلف در اثر افزودن میراگر کاهش چشم گیری از خود نشان داده است. از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل های غیر خطی به وضوح عملکرد مناسب تر سیستم الکلنگی نسبت به سیستم قطری قابل مشاهده بوده است [۱۰].

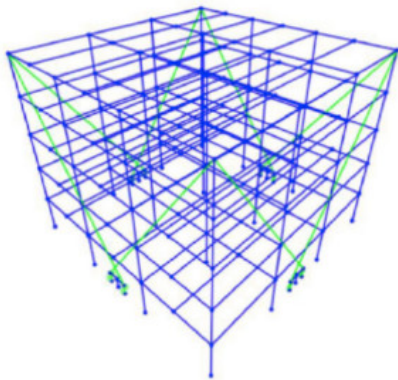
کاظمی و همکاران در سال ۱۳۹۷ بر روی مشخصات فیوزهای پیرامونی استفاده شده در ساختمان های تعمیر پذیر فولادی با حرکت الکلنگی تحت اثر زلزله های حوزه نزدیک کار کرده اند. هدف این تحقیق تمامی ساختمان ها با هر سطح خطر لرزه خیزی نبوده بلکه فقط ساختمانهای مهم تر و قرار گرفته در مناطق با سطح خطر بالای لرزه ای مد نظر بوده است.

با توجه به اینکه هزینه ساخت جداگانه لرزه ای در جهان بسیار زیاد است، در این تحقیق به بررسی عملکرد و تعیین مشخصات نوعی فیوز سازه ای پرداخته شده که با هزینه کم و بدون استفاده از تکنولوژی های پیشرفت قابلیت ساخت را داشته و از آن میتوان در ساختمان با ایده حرکت الکلنگی استفاده نمود. در این تحقیق به بررسی مشخصات فیوز پیرامونی با ابعاد مختلف و عملکرد لرزه ای آن در ساختمان های ۳، ۵، ۷ طبقه فولادی تحت اثر زلزله های حوزه نزدیک پرداخته شده و در این تحقیق برای جذب انرژی زلزله در پیرامون ساختمان و در زیر ستون ها از فیوزهای غیرخطی اصطکاکی استفاده شده است. سیستم شامل این قسمت هاست: ۱- پوسته خارجی که به فونداسیون ثابت گردیده است ۲- محوری میانی که به ستون های ساختمان متصل بوده و متحرک بوده ۳- ورق مثلثی که مابین پوسته خارجی و محور میانی قرار گرفته و تغییر شکل های آن باعث استهلاک انرژی شده است. پارامترهای مؤثر بر رفتار فیوزها و مقادیر در نظر گرفته شده در این تحقیق عبارتند از: ۱- مشخصات فولاد اجزای فیوز ۲- عرض ورق مثلثی ۳- ضخامت ورق مثلثی ۴- طول ورق ۵- مقدار رواداری ۶- فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی. با توجه به اینکه مدل سازی تغییر شکل های فیوز در محدوده غیرخطی با در نظر گرفتن اصطکاک بین اجزای آن و متغیر بودن مقطع ورق با استفاده از روابط تحلیلی بسیار دشوار است از مدل سازی اجزای محدود استفاده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از نمودارهای نیرو-تغییر شکل، حداقل نسبت h/l مناسب برای ورقها، $1/6$ میباشد. با توجه به نمودارها مقدار رواداری برای تمامی ورق ها و با تمامی ضخامت ها، ۲ تا ۳ میلیمتر مناسب بوده است. برای اینکه نوسان ساختمان در زلزله وارد فاز الکلنگی شود، در زیر ستونهای کناری فیوز اصطکاکی نصب شده و ستونهای میانی به غیر از ستون مرکزی حذف شده اند. برای انتقال بار ستون های حذف شده به تکیه گاه مرکزی از سیستم شبکه تیرهای عمیق استفاده شده است. در طراحی سیستم پیشنهادی ۲ محدودیت در نظر گرفته شده است: ۱- حداکثر تغییر مکان جانبی طبقه (حداقل سختی) ۲- با افزایش سختی فیوزهای پیرامونی ممکن است در سازه مفاصل پلاستیک موضعی تشکیل شوند (حداکثر سختی). به طور میانگین در تمامی ساختمان ها و برای هفت زلزله مورد نظر حدود ۶۶ درصد شتاب در بام، در سیستم الکلنگی نسبت به ساختمان متداول کاهش یافته است. به طور میانگین در تمامی ساختمان ها و برای هفت زلزله مورد نظر حدود ۶۰ درصد برش پایه در سیستم الکلنگی نسبت به ساختمان متداول کاهش یافته است. با مقایسه تغییر مکان جانبی نسبی در ساختمان متداول و الکلنگی ۷ طبقه، برای زلزله چی چی، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه به طور کلی افزایش یافته اما با حذف تغییر مکان جانبی نسبی بر اثر دوران مقدار آن کاهش یافته است. [۱۱]

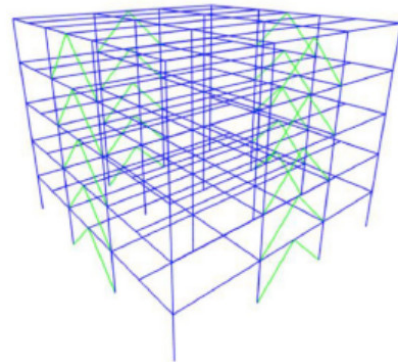
پاناجیوتا و همکاران در سال ۲۰۲۰ بر روی پاسخ لرزه ای سازه های فولادی سه بعدی کوتاه مرتبه مجهز به سیستم الکلنگی کار کرده اند. آن ها بهره روری این سیستم رازمانی که به سازه سه بعدی کوتاه مرتبه اعمال شده است را ارائه کرده اند. برای شالوده سازه های فولادی، انواع مختلف خاک به منظور ارزیابی

اثرات اندرکنش خاک - سازه در نظر گرفته شده است. زاویه رویداد لرزه‌ای نیز در نظر گرفته شده است. از نتایج به دست آمده نتیجه‌گیری شده است که سیستم الاکلنگی همواره درکشش کار کرده است و یک راهکار مهاربندی است که می‌تواند توسط آیین‌نامه لرزه‌ای به‌عنوان یک سیستم دیگر مقاوم در برابر زلزله برای سازه‌های کوتاه مرتبه مطرح گردد [۱۲].

پاناجیوتا و همکاران در سال ۲۰۲۰ بر روی مقایسه پاسخ دررفت لرزه‌ای مهاربند الاکلنگی و مهاربند کمانش تاب برای سازه‌های فولادی کار کرده‌اند. یک مقایسه عددی بین دررفت لرزه‌ای میان طبقه‌ای و دررفت لرزه‌ای میان طبقه‌ای پسماند، برای سازه‌های فلزی با سیستم مهاربندی الاکلنگی و سیستم مهاربندی کمانش تاب انجام شده است. اثرات اندرکنش خاک-سازه و زاویه رویداد لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. مقایسه پاسخ‌های دررفت لرزه‌ای دو سیستم، مقادیر حداکثر دررفت بین طبقه‌ای متفاوتی را نشان داده است. اما در برخی موارد چگالی دررفت مشابهی در راستای ارتفاع سازه‌ها دیده شده است. در کل سیستم الاکلنگی حداکثر دررفت‌های پسماند بزرگ‌تری را نسبت به سیستم مهاربندی کمانش تاب نشان داده است [۱۳].



شکل ۹: نمایی از مدل ساخته شده در نرم افزار



شکل ۸: نمایی از مدل ساخته شده در نرم افزار

نتیجه گیری:

در این تحقیق بررسی مطالعات انجام شده در زمینه استفاده از سیستم الاکلنگی در ساختمان‌ها و قاب‌ها انجام شده است. با توجه به نتایج عددی و نرم افزاری و آزمایشگاهی، نتیجه‌گیری می‌شود که می‌توان از این سیستم در ساختمان‌های جدید یا به‌عنوان راهکاری جهت بهسازی سازه‌های از پیش ساخته شده استفاده نمود.

میانگین نسبت میرایی برای قاب خالی ۰/۳۸٪، برای قاب با سیستم الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز و بدون پیش‌تنیدگی ۸/۸۴٪ و قاب با سیستم الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز و پیش‌تنیدگی ۱۰/۸۲٪ بوده است که تأثیر پیش‌تنیدگی تقریباً ۲٪ بوده است. جابه‌جایی در مدل با سیستم الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز و پیش‌تنیدگی به نسبت مدل بدون پیش‌تنیدگی سریع‌تر کاهش یافته است. ظرفیت میرایی سیستم الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز تحت تأثیر ضریب بزرگنمایی بوده است که مربوط به زاویه افقی مهاربند و زاویه بین نقاط اتصال و بین مرکز قطعه الاکلنگی بوده است. میانگین نسبت میرایی برای ۳ نوع چینش اتصالات ۱۱/۵۲٪، ۱۰/۸۲٪ و ۸/۹۲٪ بوده است که نشان از تأثیر چینش اتصالات داشته است. در تست با ۲ نوع میله مختلف میانگین نسبت میرایی به ترتیب ۱۱/۵۲٪ و ۱۰/۹۶٪ بوده است که نشان‌دهنده اثر سختی میله‌ها بر ظرفیت میرایی بوده است. نتایج بررسی‌های آزمایشگاهی نشان داده است که سیستم مهاربندی الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز ظرفیت میرایی کافی را برای کاهش پاسخ لرزه‌ای قاب داشته است. در مدل قاب ۳ طبقه حداکثر نسبت دررفت داخلی طبقات از روش ساده شده و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی صرف‌نظر از تفاوت در رکوردهای زلزله با هم مطابقت داشته است. نتایج آنالیز پارامترهای سختی میله‌ها و ضریب میرایی بر روی پاسخ سازه با سیستم مهاربندی الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز، نشان داده است که نکته مهم در طراحی این سیستم در نظر گرفتن تعادل بین سختی میله‌ها و ضریب میرایی بوده است. در بررسی پیکربندی‌های مختلف سیستم مهاربندی الاکلنگی، مشاهده شده که با تغییر در پیکربندی این سیستم می‌توان پیکربندی جدیدی را پیشنهاد کرد که ضمن داشتن تعداد کمتر میراگر و حجم میراگر کمتر، رفتار مطلوبی مانند استفاده از میراگر در تمام طبقات را مشاهده کرد.

مراجع:

- 1-Tagawa, H., & Gao, J. (2012). Evaluation of vibration control system with U-dampers based on quasi-linear motion mechanism. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, 213-225.
- 2-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2013). Seismic response of steel structures with seesaw systems using viscoelastic dampers. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(5), 779-794.
- 3-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2013). Seismic performance of steel structures with seesaw energy dissipation system using fluid viscous dampers. *Engineering Structures*, 56, 431-442.
- 4-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2014). Experimental evaluation of dynamic characteristics of seesaw energy dissipation system for vibration control of structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 43(12), 1889-1895.
- 5-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2016). Comparison between experimental and analytical results for seesaw energy dissipation systems using fluid viscous dampers. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(1), 79-90.
- 6-Tagawa, H., Yamanishi, T., Takaki, A., & Chan, R. W. (2016). Cyclic behavior of seesaw energy dissipation system with steel slit dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 117, 24-34.

۷-اسعدی، ا.، مرشد، ر.، عباسی، ف. (۱۳۹۵). بررسی سیستم کنترل لرزش با میراگر U شکل در قاب فولادی. چهارمین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی

۸-نجاتی، ف.، حسینی، م.، محمودزاده، ا. (۱۳۹۶). مطالعه عددی و آزمایشگاهی میراگرهای تسلیمی و ایجاد حرکت الاکلنگی در سازه فولادی. پژوهشنامه حمل و نقل. ۱۹۱.

9-Kang, J. D., & Mori, Y. (2017). Simplified estimation method of inelastic seismic demands of buildings with seesaw system using fluid viscous dampers. *Engineering Structures*, 138, 120-130.

۱۰-نافچی، ت. خ.، اردلی، م. ا.، محمدی، آ. (۱۳۹۶). مقایسه عملکرد میراگر ویسکوز قطری و الاکلنگی در قاب فولادی. نخستین کنفرانس معماری، شهرسازی و ترافیک

۱۱-فرد، ح. ک.، حسینی، م.، نکویی، م.، هاشمی، ب. ح. (۱۳۹۷). مطالعه ای بر مشخصات فیوزهای پیرامونی استفاده شده در ساختمان‌های تعمیرپذیر فلزی با حرکت الاکلنگی. فصلنامه علمی پژوهشی علوم و مهندسی زلزله. ۹۹-۱۱۳.

12- Katsimpini, P. S., Papagiannopoulos, G. A., Askouni, P. K., & Karabalis, D. L. (2020). Seismic response of low-rise 3-D steel structures equipped with the seesaw system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, 105877.

13- Katsimpini, P. S., Askouni, P. K., Papagiannopoulos, G. A., & Karabalis, D. L. (2020). Seismic drift response of seesaw-braced and buckling-restrained braced steel structures: A comparison study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 129, 105925.



هشتمین کنفرانس ملی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان
آبان ۱۴۰۰



صحت سنجی مدل سازی سیستم مهاربندی الاکلنگی مجهز به میراگر

مهدی نخعی راد^۱، احسان نوروزی نژاد فرسنگی^۲، عباس سیوندی پور^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

Mdmnr220@yahoo.com

چکیده

هنگام زلزله های قوی، ساختمان ها از محدوده رفتار الاستیک خارج شده و تغییر مکان های زیادی خواهند یافت تا انرژی زلزله را مستهلک نمایند. استفاده از سیستم های اتلاف انرژی برای کاهش بار وارده به سازه پیشنهاد شده است. در سال های اخیر سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی پیشنهاد شده است. نتایج بررسی های آزمایشگاهی نشان داده است که سیستم مهاربندی الاکلنگی دارای میراگر ظرفیت میرایی کافی را برای کاهش پاسخ لرزه ای قاب داشته است.. در این مقاله، به مدل سازی سیستم مهاربندی الاکلنگی و صحت سنجی نتایج آنها در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی می پردازیم.

کلمات کلیدی: مهاربند، مهاربند الاکلنگی، دمپر

۱. مقدمه و پیشینه

جاو و تاگاووا در سال ۲۰۱۲ به ارزیابی سیستم کنترل ارتعاش با استفاده از میراگرهای U شکل بر اساس مکانیسم شبه خطی پرداخته اند. این مقاله سیستم کنترل ارتعاش جدیدی برای محافظت از سازه های اسکلت فلزی معرفی کرده است. این سیستم با تغییر شکل های مهاربند های U شکل اتلاف انرژی انجام داده است. در این سیستم مهاربند ها تنها تحت کشش بوده و این مورد باعث بر طرف شدن مشکل کمانش در مهاربند ها شده است. در این مقاله طرحی کلی از سیستم و ارزیابی سختی و مقاومت جانبی قاب های دارای این سیستم آمده است. ۶ تست چرخه ای بر روی مدل انجام شده است. از نتایج به دست آمده از تست ها تمامی مدل ها پایدار مانده اند و حلقه های هیستریزس دوکی شکل را از خود نشان داده اند که می توان اظهار کرد سیستم پیشنهادی قابلیت اتلاف انرژی کافی را دارا بوده است. در تمام مدل ها به جز LIP (میراگر در بالا و دارای پیش تنیدگی) زمانی که دریافت به سطح بالایی رسیده است لغزش جزئی در حوالی $P=0$ در نمودار نیرو-دریافت طبقه دیده شده است اما برای نمونه LIP که پیش تنیدگی در میله ها تعریف شده است این لغزش مشاهده نشده است. نمونه ای که در آن پیش تنیدگی تعریف شده بود نسبت به نمونه بدون پیش تنیدگی کمی سخت تر بوده است. بین نتایج ارزیابی و تست، سختی الاستیک موافقت خوبی برقرار بوده است اما در مورد مقاومت جانبی مقادیر بدست آمده از تحلیل از مقادیر بدست آمده از آزمایش کمتر بوده است. زمانی که نیرو در جهت مثبت وارد شده است کرنش در میله ۱ افزایش یافته در حالی که کرنش در میله ۲ تقریباً صفر بوده است که این به دلیل استفاده از حلقه اتصال ۲ قلابی بوده که باعث شده است نیروی فشاری تولید نشود و زمان ورود نیروی منفی میله ۱ و ۲ برعکس عمل نمایند. مشاهدات نشان داده است که نمونه های LA و LB (میراگر در پایین) به ترتیب ۹۹ و ۹۷ درصد سختی جانبی قابی را دارند که در آن عضو اتصال صلب است. روابط بار جانبی و زاویه دریافت طبقات نشان داده که سیستم پیشنهادی پایداری سازه و به طور منطقی قابلیت اتلاف انرژی را بهبود بخشیده است. مقایسه نتایج ارزیابی و تست موافقت خوبی را نشان داده است. لازم است که سختی عضو اتصال تایید شود تا مطمئن شد که دمپر های U به طور موثری عمل خواهند کرد. [۱].

کانگک و تاگاووا در سال ۲۰۱۲ بر روی پاسخ لرزه ای سازه های فلزی با سیستم الاکلنگی با میراگر ویسکوالاستیک کار کرده اند. مقاله موجود سیستم لرزه ای جدیدی بر پایه سیستم الاکلنگی با میراگر ویسکوالاستیک پیشنهاد داده است. این سیستم از ۳ قسمت شامل اعضای مهار بندی، عضو الاکلنگی و میراگر ویسکوالاستیک تشکیل شده است. در این سیستم فقط نیروی کششی در اعضای مهار بندی به وجود آمده است که این مشکل کمانش در اعضای مهاربندی را حل کرده است. با تعریف پیش تنیدگی در میله ها از آن ها برای اتصال بین عضو الاکلنگی و گوشه های ساختمان در طبقات بالاتر استفاده شده است. قطعه الاکلنگی با پین وصل شده و جفت میراگر ویسکوالاستیک به آن متصل شده اند. زمانی که قاب تحت نیروی جانبی تغییر شکل داده است میراگر های ویسکوالاستیک تحت برش قرار گرفته اند و از این طریق اتلاف انرژی نموده اند. وقتی که نیروی جانبی برعکس وارد شده است نیروی کششی بلافاصله در میله دیگر وارد شده است. این رفتار بر اساس ویژگی های مکانیزم الاکلنگ است از این رو از واژه الاکلنگ برای معرفی این سیستم استفاده شده است. مدل های A، B و C از این سیستم بهره برده اند که در مدل A مهاربند در تمام طبقات نصب شده در مدل B مهاربند ها به گوشه های بالاترین طبقه قاب میانی وصل شده اند و در مدل C مهاربند ها به گوشه های بیرونی بالاترین طبقه نصب شده اند. خصوصیات و مزایای سیستم پیشنهادی از طریق مقایسه نتایج حاصل از آزمایش و تحلیل بررسی

شده است. از ۴ رکورد زلزله Kobe و Hachinohe، Taft، El Centro برای تحلیل استفاده شده. مدت زمان تمام رکورد ها به ۳۰ ثانیه و حداکثر سرعت شان به ۲ سطح ۲۵ و ۵۰ متر بر ثانیه مقیاس شده است. که بر اساس آیین نامه طراحی لرزه ای ژاپن برای ساختمان ها بلند، اولی امکان وقوع ۱ یا ۲ بار در مدت عمر ساختمان را داشته و دومی شدید ترین زلزله ای است که ممکن است در آینده رخ دهد. مدل های A و C مقدار کاهش دریفت طبقه ی مشابهی را نشان داده اند در مقابل مدل B کمترین مقدار کاهش دریفت طبقه را نشان داده است، به این دلیل که کوچک ترین ضریب بزرگنمایی را داشته است. نتایج نشان داده است که حداکثر زاویه دریفت طبقه برای مدل های A و C برای تمام زلزله ها به جز EL Centro کوچک تر از ۰.۰۱ رادیان بوده است برای $pgv=50$ از منظر نیاز به دمپر کمتر مدل C موثر تر از مدل A بوده است اگر که اعضای مهاربندی مجاز به اتصال مستقیم مهاربند روی زمین به تیر های گوشه در بالاترین طبقه باشند. همچنین مقایسه ای از حداکثر جا به جایی بام برای دو حالت با سیستم پیشنهادی و بدون آن آمده است. نشان داده شده است که انرژی کرنشی به شدت در مدل C کاهش پیدا کرده و در عوض انرژی VE (ویسکوالاستیک) ها افزایش یافته است که نشان دهنده آن است که مقدار زیادی از انرژی ورودی را از بین برده اند. برای زلزله TAFT برای $PGV=50$ در قاب خالی مفاصل پلاستیک در انتهای تمام تیر ها به جز تیر های بام و پای ستون های طبقه اول تشکیل شده است، برای مدل B تعداد مفاصل پلاستیک کاهش یافته اما نسبت تسلیم کاهش یافته است و برای مدل های A و C هم تعداد و هم نسبت تسلیم کاهش یافته است. نتایج نسبت حداکثر جا به جایی برای مدل های مهاربندی به قاب خالی در اثر نیروی عمودی برای مدل های با و بدون دمپر آمده است. در مدل های A و C برای تمام زلزله ها به جز EL Centro این نسبت کوچک تر از ۷۵٪ است و این نسبت با افزایش مساحت VE ها به سرعت کاهش پیدا نموده است. برای تایید قابلیت کاربرد سیستم کنترل ارتعاش پیشنهادی، تحلیل های پاسخ لرزه ای برای سه مدل چارچوب سه طبقه با و بدون سیستم پیشنهاد شده انجام شده است و حداکثر زاویه توزیع چرخش طبقه، پاسخ های جا به جایی حداکثر و انرژی و تشکیل مفاصل پلاستیک مورد بررسی قرار گرفته است. نحوه پیکربندی سیستم به نحوی قوی بر میرایی تاثیر داشته است. سیستمی که در آن مهاربند ها سیستم میراگر در کف طبقه اول را مستقیماً به تیر های گوشه بالاترین طبقه وصل کرده بودند عملکرد کاهش تغییر شکل خوبی را نشان داده است [۲].

کانگ و تاگاوا در سال ۲۰۱۳ بر روی عملکرد لرزه ای سازه های فولادی با سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی با استفاده از میراگرهای مایع ویسکوز کار کرده اند.

این مقاله سیستم کنترل لرزه ای جدیدی بر پایه مکانیسم الاکلنگ با میراگر مایع ویسکوز پیشنهاد داده است. این مقاله بر روی میراگر های ویسکوالاستیک خطی مطالعه نموده است. با معرفی پیش تنیدگی در مهاربند ها تنها نیروی کششی در آن ها به وجود آمده و مشکل کمانش ناچیز بوده است و میله ها برای اتصال میراگر و اعضای سازه در طبقات دیگر مناسب بوده اند. زمانی که قاب تحت نیروی جانبی قرار گرفته است، میراگر های ویسکوز به وسیله جا به جایی پیستون در یک مایع بسیار لزج اتلاف انرژی نموده اند. یکی از مزایای این سیستم قابلیت اتصال سیستم میراگر به اعضای قاب خمشی در طبقات دیگر بوده است به این صورت که یک میراگر روی زمین نصب شده و به اعضای قاب خمشی در طبقات دیگر وصل شده است و نیاز به نصب میراگر در هر طبقه نبوده است. برای آنالیز این سیستم به صورت یک درجه آزادی سختی و ضریب میرایی افقی نیاز بوده است. می توان سیستم مورد نظر را به صورت ریاضی به صورت سری هایی از فنر-میراگر تعریف کرد (Maxwell). جا به جایی دمپر های دو سمت راست و چپ را می توان با جمع کردن معادل کرد در صورتی که عضو الاکلنگی به اندازه کافی صلب باشد. برای اعتبار سنجی سختی و ضریب میرایی معادل میله آنالیز پاسخ دینامیکی با برنامه آنالیز دینامیکی غیرخطی SNAP انجام شده است. ۴ رکورد زلزله EL

PGV، HACHINOHE، TAFT، Centro و KOBE انتخاب شده است. مدت همه ی رکود ها ۳۰ ثانیه و ۵۰ CM/S مقیاس شده که مطابق سطح ۲ آیین نامه طراحی لرزه ای ژاپن برای سازه های بلند بوده است که متناظر با شدیدترین زلزله ای است که ممکن است در آینده رخ بدهد. برای مدل سازی میراگر های ویسکوز از DASHPOT و برای مدل سازی میله ها از المان های الاستیک فدری استفاده شده است. ۴ مدل قاب خالی، با مهار بند قطری، با مهار بند شورون که متشکل از میراگر خطی ویسکوز و مهار بند صلب هستند و سیستم پیشنهادی ساخته شده است. در سیستم های مهار بند قطری و شورون میراگر در تمام طبقات نصب شده ولی در سیستم پیشنهادی میراگر فقط در طبقه همکف نصب شده است. ضریب میرایی برای سازه ها مقادیر یکسان در نظر گرفته شده. برای سازه ۳ طبقه ۱ و برای سازه ۶ طبقه ۲ در نظر گرفته شده. حداکثر زاویه دررفت طبقه برای مدل پیشنهادی برای تمام زلزله ها کمتر از ۰.۰۱R بوده است. بیشینه حداکثر زاویه دررفت طبقه برای مدل قطری ۱۷-۳۸٪ کاهش برای شورون ۳۵-۴۷٪ کاهش و برای سیستم پیشنهادی ۴۹-۶۵٪ کاهش داشته است به علاوه حداکثر زاویه دررفت طبقه برای طبقه اول در زلزله کوبه در حدود ۷۰٪ کاهش داشته و این در حالی است که سیستم پیشنهادی تعداد کمتری دمپر داشته است. برای زلزله کوبه در قاب خالی مفصل پلاستیک در انتهای همه ی تیر ها به جز تیر های بالاترین طبقه و پای ستون های طبقه اول تشکیل شده اند. برای مدل قطری تعداد مفاصل پلاستیک کم نشده. در مدل پیشنهادی هم تعداد و هم نسبت تسلیم کاهش پیدا کرده است. در ۴ زمین لرزه برش پایه برای سیستم های مهار بندی از قاب خالی کمتر بوده و سیستم پیشنهادی کمترین مقدار را داشته. به جز در زلزله TAFT مدل پیشنهادی کمترین بیشینه شتاب را داشته است. در زلزله های KOBE و EL Centro با کاهش ضریب میرایی تغییر شکل میراگر ها کم شده است. سختی میله ها اثر کمی روی تغییر شکل میراگر ها داشته است. در زلزله های KOBE و EL Centro زمانی که ضریب میرایی در بازه ۰-۳ بوده است با افزایش ضریب میرایی انرژی مستهلک شده توسط میراگر ها هم افزایش یافته و برای ضریب میرایی بیش از ۳ با افزایش ضریب میرایی انرژی مستهلک شده به تدریج کاهش یافته است. در حالت هایی که سختی میله کمتر از 35 kN/mm است، سختی میله اثر کمی بر روی انرژی مستهلک شده میراگر های ویسکوز داشته است. برای قاب خالی در تمام زلزله ها حداکثر زاویه دررفت طبقه بیش از 0.01R و برای سیستم پیشنهادی در تمام زلزله ها کمتر از 0.01R بوده و کوچک ترین مقدار در بین مدل های با میراگر را داشته است. نتایج حاصل از تحلیل نشان داده است که سیستم پیشنهادی به طوری موثر توانسته پاسخ لرزه ای قاب را کاهش دهد. نتایج نشان داده است که پیکربندی میراگر بر روی اثر میرایی تاثیر داشته است. نتایج آنالیز پارامترهای سختی میله ها و ضریب میرایی بر روی پاسخ سازه با سیستم پیشنهادی نشان داده است که نکته مهم در طراحی این سیستم تعادل بین سختی میله ها و ضریب میرایی بوده است [۳].

کانگ و تاگاوا در سال ۲۰۱۴ بر روی ارزیابی آزمایشگاهی مشخصه های دینامیکی سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی برای کنترل ارتعاش سازه ها کار کرده اند. سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی یک سیستم کنترل لرزش، جهت بهبود محافظت لرزه ای است که قبلا به صورت عددی ارائه و بررسی شده است. به علت پیچیدگی آن، اعتبار سنجی عملی آن جهت نشان دادن ظرفیت میرایی لازم بوده است. این مقاله نتایج بررسی آزمایشی (عملی) سیستم میراگر الاکلنگی با میراگر مایع ویسکوز را ارائه کرده است. آزمایش ارتعاش آزاد جهت نشان دادن ظرفیت میرایی سیستم مورد نظر انجام شده است. آزمایش ها روی سه قاب ساختمانی یک طبقه و یک دهانه انجام شده است. برای آزمایش از مدل های قاب ساختمانی، سیستم میراگر الاکلنگی و جمع آوری کننده های اطلاعات استفاده شده است. نتایج ارتعاش آزاد مدل های تست شده از قبیل مدل قاب ساختمانی با و بدون سیستم میراگر الاکلنگی با مدلی از میراگر ویسکوز ارائه شده است. دوره تناوب طبیعی و نسبت میرایی به ترتیب از روش های کاهش لگاریتمی و پاسخ شتاب تحت ۳ و ۴۵ چرخه محاسبه شده اند. با تعریف پیش تنیدگی در مهار بند ها با برعکس شدن جهت نیرو، بلافاصله نیروی کششی در مهار بند دیگر

ایجاد شده است که این رفتار باعث افزایش ظرفیت میرایی سیستم مورد نظر شده است. برای صحت سنجی این مسئله روی ۲ نمونه با و بدون پیش تنیدگی تست انجام شده است. نتایج تست نشان داده است که اثر نصب سیستم میراگر و تعریف پیش تنیدگی در دوره تناوب طبیعی بسیار ناچیز اما نسبت میرایی افزایش یافته است به گونه ای که میانگین نسبت میرایی برای قاب خالی، قاب با سیستم مورد نظر و بدون پیش تنیدگی و قاب با سیستم مورد نظر و پیش تنیدگی به ترتیب $0/38$ ، $8/84$ و $10/82$ درصد که حکایت از تاثیر تقریباً ۲ درصدی پیش تنیدگی داشته است. جا به جایی در مدل با سیستم مورد نظر و پیش تنیدگی به نسبت مدل بدون پیش تنیدگی سریع تر کاهش یافته است. ظرفیت میرایی سیستم مورد نظر تحت تاثیر ضریب بزرگنمایی بوده که مربوط به زاویه افقی مهاربند و زاویه بین نقاط اتصال و پین مرکز قطعه الاکلنگی بوده که برای توضیح اثر ضریب بزرگنمایی، آزمایش ارتعاش آزاد ۳ نوع چینش اتصالات انجام شده است. در کل با افزایش جرم مدل ها، نسبت میرایی کاهش یافته است. میانگین نسبت میرایی برای ۳ نوع چینش اتصالات $11/52\%$ ، $10/82\%$ و $8/92\%$ بود که نشان از تاثیر چینش اتصالات داشته حالت دیگری که بررسی شد نقش سختی میله ها بر میرایی بوده که در تست با ۲ نوع میله مختلف، میانگین نسبت میرایی به ترتیب $11/52\%$ و $10/96\%$ بود که نشان از اثر سختی میله بر ظرفیت میرایی داشته است. نتایج بررسی های آزمایشگاهی نشان داده است که سیستم مورد نظر ظرفیت میرایی کافی برای کاهش پاسخ لرزه ای قاب دارا بوده است [۴].

کانگ و تاگاو در سال ۲۰۱۶ مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی برای سیستم های اتلاف انرژی الاکلنگی با میراگر مایع ویسکوز را انجام داده اند. سیستم میراگر الاکلنگی متشکل از مهاربند، عضو الاکلنگی و میراگر است. عضو الاکلنگی با پین وصل شده و یک زوج میراگر به صورت عمودی به آن وصل شده اند. زمانی که یک قاب تحت بار جانبی تغییر شکل داده است، تغییر مکان میراگر ها از طریق چرخش عضو الاکلنگی ایجاد شده است. این مقاله یک نتیجه ترکیبی از آزمایش و تحلیل را برای سیستم میراگر الاکلنگی با میراگر ویسکوز ارائه نموده است. اهداف این مقاله این موارد بوده است: ۱- نشان دادن ظرفیت میراگر الاکلنگی تحت تحریکات تصادفی ۲- ارزیابی دقت و قابلیت اطمینان تحلیل ساده شده ۳- ارزیابی دقت آنالیز پاسخ تاریخچه زمانی. جهت صحت سنجی ظرفیت میرایی سیستم میراگر الاکلنگی تحت تحریکات تصادفی، تست میز لرزان برای یک مدل قاب ساختمانی با سیستم میراگر الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز انجام شده است. برای تعیین ضریب میرایی میراگر های استفاده شده، در آنالیز های ساده شده و پاسخ تاریخچه زمانی دو میراگر ویسکوز تحت تست دینامیکی هارمونیک قرار گرفته اند. تست های ارتعاش آزاد برای ارزیابی دقت پاسخ های تحلیل های ساده شده انجام شده اند. برای ارزیابی دقت نتایج تحلیل پاسخ تاریخچه زمانی، نتایج آن با نتایج میز لرزان مقایسه شده که همبستگی خوبی به دست آمده است. معلوم شد که حلقه های هیستریزس محاسبه شده به خوبی با داده های ثبت شده مطابقت داشته است. ۴ سیگنال ورودی زلزله بر اساس زلزله های $KOBE$ و $HACHINOHE, EL Centro, TAFT$ و با مدت ۲۰ ثانیه و حداکثر شتاب میز ۱.۵ متر بر مجذور ثانیه بوده است. آزمایش ارتعاش آزاد قاب ها با سیستم الاکلنگی بدون میراگر انجام شد تا اثر آن ها را قبل از آزمایش سیستم مورد نظر نشان دهد. میانگین نسبت میرایی برای مدل های بدون سیستم مورد نظر $0/038$ و برای حالات با ضرایب بزرگنمایی مختلف $0/1152$ ، $0/1082$ و $0/0892$ بوده که نشان دهنده آن است که با افزایش ضریب بزرگنمایی، نسبت میرایی افزایش یافته و این نتایج نشان از ظرفیت میرایی کافی سیستم مورد نظر بوده است. از مقایسه مدل آزمایشگاهی و ساده شده به این نتایج رسیده اند که دوره تناوب ها تقریباً منطبق بوده و نسبت های میرایی افزوده موافقت خوبی با هم داشته و حدود ۱۵٪ اختلاف داشته اند. نتایج نشان از دقت بالای مدل پاسخ تاریخچه زمانی و نتایج تحلیلی داشته و بیشینه و RMS کمتری از نتایج میز لرزان داشته اند. جابه جایی و شتاب مطلق به دست آمده از تحلیل، موافقت خوبی با نتایج آزمایشی داشته است [۵].

تاگاو و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی رفتار چرخه‌ای سیستم‌های اتلاف انرژی الاکلنگی مجهز به میراگر شکاف دار پرداخته‌اند. در این مقاله به بررسی ۶ مدل پرداخته شده است. نمودارهای هیستریزس به دست آمده از نتایج تست مدل‌ها، پایداری رفتار و مقدار اتلاف انرژی زیادی را نشان داده است. در تمامی پیکربندی‌ها در زاویه دریغت طبقه نزدیک به ۰.۰۰۱ رادیان میراگرها به تسلیم رسیده‌اند. از ویژگی‌های خوب این سیستم راحتی کنترل عملکرد میرایی این سیستم بوده است که می‌توان با تغییر ضخامت میراگر، طول آن و جانمایی آن به کنترل مقدار میرایی پرداخت [۶].

عباسی و همکاران در سال ۱۳۹۵ به بررسی عملکرد تئوریک و عددی میراگر الاکلنگی U شکل در قاب‌های خمشی فولادی پرداخته‌اند. پیشنهاد سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی اولین بار از طرف تاگاو مطرح شد. در این مقاله پیشنهاد استفاده از سیستم مهاربندی الاکلنگی با میراگر U شکل داده شده است. میراگر مورد نظر در یک سیستم الاکلنگی قرار گرفته است. با استفاده از این سیستم علاوه بر افزایش توان سستی و میرایی سازه، از طریق کنترل نیروی محوری در اعضای مهاربندی از تسلیم و کماتش و تخریب زود هنگام این اعضا پیشگیری شده است. در سیستم الاکلنگی، دمپر U شکل تنها تغییر شکل خمشی و اعضای مهاربندی تنها تغییر شکل کششی را نمایش داده‌اند بنابراین در نظر گرفتن خمش مهاربند غیر ضروری است. دمپر U شکل انرژی لرزه‌ای را از طریق تغییر شکل الاستیک و پلاستیک در سیستم پیشنهادی از بین برده است، در مقابل از مهاربندها انتظار نمی‌رفته است که انرژی را از بین ببرند. بنابراین از عضو مهاربندی انتظار می‌رود که استحکام کافی را داشته باشد تا در طول زلزله به حالت بماند. در این پژوهش، از میراگرهای جاری شونده U شکل استفاده شده است که میراگر از قطعه U شکل در دو طرف وبه حالت الاکلنگی تشکیل شده است. بر حسب نیاز، در طبقات مختلف از میراگر با مشخصات متفاوت استفاده شده است. کلیه مشخصات میراگر ثابت بوده و تنها سختی و نیروی تسلیم با عرض قطعه رابطه خطی داشته است. مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در این تحقیق، همگی از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط و به صورت دو بعدی در نظر گرفته شده‌اند. چهار قاب یک، سه، پنج و ده طبقه بدین منظور به کار گرفته شده است که هر کدام دارای سه دهانه پنج متری و عرض بارگیر پنج متر بوده است. ارتفاع طبقات نیز سه متر بوده است. تکیه گاه‌ها نیز با اتصال صلب فرض شده‌اند. در هر دو حالت بدون و مجهز به میراگر، برای اعضای اصلی قاب رفتار غیر خطی در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب که برای تیرها و ستون‌ها مفاصل پلاستیک تعریف و اختصاص داده شده است. در این پژوهش، چهار شتاب نگاشت Northridge، Tabas، Kobe، prieta Loma که همگی از خاک نوع III می‌باشند انتخاب شده است. دو شتاب نگاشت Tabas و Kobe دارای شتاب زمین حدود $0.4g$ و دو شتاب نگاشت دیگر، یعنی Northridge و prieta Loma دارای حداکثر شتاب زمین حدود $0.6g$ بوده‌اند. در تمامی قاب‌ها و زلزله‌ها با افزودن میراگر، برش پایه کاسته شده است؛ به طوری که بین ۸٪ الی ۴۵٪ کاهش در برش پایه با افزودن میراگر رخ داده است. در تمامی قابها و تحت تمامی زلزله‌ها، جابجایی حداکثر بام کاسته شده است؛ به طوری که بین ۲۲٪ الی ۶۰٪ کاهش در جابجایی بام با افزودن میراگر رخ داده است. در تمامی قابها و زلزله‌ها با افزودن میراگر جابجایی حداکثر نسبی طبقات برای طبقه با بیشترین جابجایی نسبی کاسته شده است؛ به طوری که بین ۱۰٪ الی ۵۲٪ کاهش در این پارامتر با افزودن میراگر رخ داده است. نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی نشان داده است که تحت زلزله‌های شدید در حالت بدون میراگر، با تشکیل و توسعه مفاصل پلاستیک، قابها به ناپایداری و خرابی کلی رسیده‌اند ولی با افزودن میراگرهای U شکل، رفتار غیر خطی عمدتاً در قطعات میراگر متمرکز گردیده است. در زلزله‌های متوسط نیز، با افزودن میراگر کلیه مفاصل پلاستیک موجود در اعضای قاب از بین رفته‌اند [۷].

نجاتی و همکاران در سال ۱۳۹۵ به مطالعه عددی و آزمایشگاهی میراگرهای تسلیمی و ایجاد حرکت الاکلنگی در سازه فولادی پرداخته‌اند در این پژوهش ها سعی شده است که سیستم های دارای قابلیت حرکت گهواره ای ارائه گردند که بتوانند ضوابط معماری را نیز برآورده نمایند. استفاده از سیستم حرکت گهواره ای پیشنهاد شده باعث افزایش پیوند سازه گشته و در نتیجه مقدار شتاب ورودی به طبقات کاهش یافته که این امر باعث کاهش آسیب وارده به سازه شده است. سیستم حرکت گهواره ای پیشنهاد شده در این پژوهش بدین گونه بوده که سازه بر روی یک دال صلب (به طور مثال شاسی فلزی قدرتمند) قرار گرفته سپس این دال صلب از طریق یک هسته مرکزی و قطعات جاذب انرژی (میراگر اصطکاکی و یا قطعات جاری شونده) به شالوده منتقل می گردد. جذب انرژی هم می تواند در هسته مرکزی و هم در قطعات جاذب انرژی و یا فقط در قطعات جاذب انرژی صورت گیرد. در اینجا سازه با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده و سپس با استفاده از شتابنگاشت های واقعی که به صورت سه مولفه ای به سازه اعمال شده اند سازه آنالیز شده و در ادامه به همین سازه قابلیت حرکت گهواره‌ای با استفاده از سیستم پیشنهاد شده اضافه شده است و سازه به صورت آنالیز دینامیکی غیر خطی برای همان شتابنگاشت های اعمال شده آنالیز شده و سپس نتایج حاصل با یکدیگر مقایسه شده اند. برای سیستم ابتدا از تعداد ۹ ورق و ضخامت ۸ میلیمتر استفاده شده است و بعد از تعداد ۹ ورق با ضخامت ۱۲ میلیمتر، با افزایش ضخامت میزان جذب انرژی میراگر ۶٪ افزایش پیدا کرده است. برای صحت سنجی از نمونه آزمایشگاهی میراگر تسلیمی که در سال ۲۰۱۴ در پژوهشگاه زلزله بررسی شده، استفاده شده است. مدل سازی عددی با استفاده از روش اجزا محدود بر روی مدل پیشنهادی انجام و نمودار هیسترتیک آن با نمونه آزمایشگاهی مقایسه گردید تحلیل دینامیکی غیر خطی بر روی سازه با پایه گیردار طبق استاندارد ۲۸۰۰ انجام گرفته و بادبند ها و برخی ستون ها دچار آسیب شده اند. حرکت الاکلنگی بر روی سازه پیاده شده و مفاصل پلاستیک ایجاد شده تحت زلزله های انتخابی به حداقل رسیده و عناصر سازه ای در سطح عملکرد مورد نظر رفتار نموده اند. برای اطمینان از ایجاد حرکت الاکلنگی دو نقطه در پلان را در نظر گرفته و تغییر مکان قائم آن ها را بررسی شده است. جهت کنترل پیچش دو نقطه در پلان در یک راستا را در نظر گرفته و عملکرد آن ها را در راستای دیگر بررسی شده است. نتایج بررسی ها حکایت از آن دارد که پلان دچار پیچش نشده و پیچش کنترل شده است. با توجه به گستردگی نمودار هیسترتیک میتوان به عملکرد صحیح لینک مرکزی و جذب انرژی مناسب سیستم پیشنهادی اشاره نمود. نوسان سازه حول محور صفر در حالت الاکلنگی نشان دهنده تغییر مکان گذرا در سازه بوده در حالی که در حالت گیردار سازه دچار تغییر مکان ماندگار شده است و این رفتار از دیگر مزیت های استفاده از سیستم الاکلنگی شمرده شده است. با توجه به دریافت نمایش داده شده به رفتار مناسب سازه در حالت الاکلنگی اشاره شده و در حالت گیردار طبقات رفتار نامتناسب در مقایسه با حالت الاکلنگی نسبت به یکدیگر داشته اند. با توجه به تحلیل عددی سازه پیشنهادی در مقایسه با سازه گیردار در برابر زلزله سه مولفه ای نتیجه گیری شده است که سیستم پیشنهادی منجر به رفتار لرزه ای قابل اطمینان تر شده و تغییر شکل پلاستیک در میراگرها سبب کاهش ایجاد مفاصل پلاستیک در عناصر سازه ای شده و همچنین حرکت الاکلنگی سبب افزایش پیوند سازه و در نتیجه کاهش پاسخ شتاب شده است و به علاوه سبب امنیت عناصر غیر سازه ای خواهد شد. به دلیل سهولت ساخت و نصب و راه اندازی میراگر تسلیمی DADAS، استفاده از این نوع سیستم پیشنهاد گردیده. با توجه به تحلیل های صورت گرفته میزان مفاصل پلاستیک به میزان ۶۱٪ در سازه ۵ طبقه و ۶۷٪ در سازه ۸ طبقه و ۷۱٪ در سازه ۱۱ طبقه کاهش پیدا کرده است [۸].

کانگ و موری در سال ۲۰۱۷ بر روی روش ساده شده‌ی تخمین تقاضای غیر الاستیک ساختمان‌ها با سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی با میراگر مایع ویسکوز کار کرده‌اند. این مقاله روشی ساده شده، برای تخمین تقاضای لرزه ای غیر الاستیک مثل حداکثر نسبت دریافت داخلی طبقه را برای قاب های چند طبقه با سیستم اتلاف انرژی الاکلنگی دارای میراگر ویسکوز پیشنهاد کرده است. در این

روش جا به جایی طیفی غیر خطی با استفاده از یک سیستم یک درجه آزاد معادل یک قاب چند طبقه با سیستم الکلنگی تخمین زده شده و بردار مود اول غیر الاستیک با استفاده از یک الگوی جا به جایی کف که از آنالیز پوش آور یک قاب چند طبقه با توجه به رفتار میراگرهای وابسته به سرعت تخمین زده شده است. تعیین مشخصه‌های دینامیکی به راحتی با استفاده از مدل کلونین انجام شده، چون مدل کلونین شامل یک فنر خطی و یک دمپر به صورت موازی است. از آنجا که رفتار دینامیکی میراگرهای وابسته به سرعت را نمی‌توان با یک تحلیل استاتیکی مانند EVA و NSPA بدست آورد، رفتار ویسکوز میراگرهای وابسته به سرعت را نمی‌توان در سیستم تک درجه آزاد معادل تولید شده توسط روش بالا در نظر گرفت. قاب چند طبقه با یک سیستم میراگر، ترکیبی از یک قاب چند طبقه و یک سیستم میراگر است به طور مشابه می‌توان سیستم یک درجه آزاد الکلنگی الاستیک یا غیر الاستیک معادل را به صورت ترکیب فنر الاستیک یا غیر الاستیک برای رفتار قاب چند طبقه و میراگر برای سیستم اتلاف الکلنگی با میراگر ویسکوز تعریف کرد. پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های چند درجه آزادی مانند ساختمان‌های چند درجه آزاد برشی و قاب‌های چند طبقه، به سختی با استفاده از پاسخ‌های مودال و بردارهای مد قابل تقریب زدن هستند. مدل ساده شده سیستم الکلنگی در چند درجه آزادی را می‌توان به شکل میراگر به مدل معادل تک درجه آزاد سیستم الکلنگی اضافه کرد. برای بررسی این روش از ۹۳ رکورد زلزله مختلف استفاده شده که شامل ۷۳ رکورد حوزه نزدیک از سایت peer و ۹ رکورد از building center of japan و ۱۱ رکورد متعلق به زلزله Kobe بوده است. دقت روش پیشنهادی با استفاده از نتایج تاریخچه زمانی غیر خطی ۱۰۲۳ مدل کامل تایید شده است. حداکثر نسبت دررفت داخلی برآورد شده توسط روش پیشنهادی به خوبی با آن چه که از طریق تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی محاسبه شده است مطابقت داشته است. در مدل قاب ۳ طبقه، حداکثر نسبت دررفت داخلی طبقات از روش پیشنهادی و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی صرف نظر از تفاوت در رکورد زلزله با هم مطابقت داشته است. نسبت دررفت داخلی طبقه برای طبقات پایین تر به خوبی با روش پیشنهادی بدست آمده است. در مدل قاب ۶ طبقه حداکثر نسبت دررفت داخلی طبقه تخمین زده شده با مقدار محاسبه شده صرف نظر از تفاوت رکورد ها مطابقت داشته است [۹].

خالقی و همکاران در سال ۱۳۹۶ به مقایسه عملکرد میراگر ویسکوز قطری و الکلنگی در قاب فولادی پرداخته اند. مدل های سازه ای مورد استفاده در این تحقیق، همگی از نوع قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط و به صورت ۲ بعدی در نظر گرفته شده اند. سه قاب سه، پنج و ده طبقه بدین منظور به کار گرفته شده اند که هر کدام دارای سه دهانه پنج متری و عرض بارگیر پنج متر بوده اند. ارتفاع طبقات نیز سه متر بوده است. تکیه گاه ها نیز با اتصال صلب فرض شده اند. بارگذاری لرزه ای بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ انجام گرفته است. در این پژوهش، میراگر های ویسکوز به صورت یک المان لینک (فنر و میرایی) در نرم افزار sap2000 مدل سازی و تحلیل شده اند. ۴ شتاب نگاشت Kobe, Tabas, Northridge, prieta loma و 0.4g دارای شتاب زمین حدود 0.4g و دارای حداکثر شتاب زمین حدود 0.6g انتخاب شده و همگی بر روی خاک نوع ۳ بوده اند. در تمامی قاب ها و زلزله ها با افزودن میراگر، برش پایه کاسته شده است به طوری که بین ۶٪ الی ۳۷٪ کاهش در برش پایه با افزودن میراگر رخ داده است. در تمامی قاب ها و تحت تمامی زلزله ها، جا به جایی حداکثر بام کاسته شده است به طوری که بین ۶٪ الی ۴۱٪ کاهش در جا به جایی بام با افزودن میراگر رخ داده است. نتایج تحلیل های دینامیکی غیر خطی نشان داده است که تحت زلزله های شدید در حالت بدون میراگر، با تشکیل و توسعه مفاصل پلاستیک، قاب ها به ناپایداری و خرابی کلی رسیده اند ولی با افزودن میراگر ویسکوز، رفتار غیر خطی عمدتاً در قطعات میراگر متمرکز گردیده است. در زلزله های متوسط نیز، با افزودن میراگر کلیه مفاصل پلاستیک موجود در اعضای قاب از بین رفته اند. علاوه بر این، نیاز لرزه ای ستون ها در تمامی طبقات قاب های مختلف در اثر افزودن میراگر کاهش چشم گیری از خود

نشان داده است. از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های غیر خطی به وضوح عملکرد مناسب تر سیستم الاکلنگی نسبت به سیستم قطری قابل مشاهده بوده است [۱۰].

کازمی و همکاران در سال ۱۳۹۷ بر روی مشخصات فیوزهای پیرامونی استفاده شده در ساختمان‌های تعمیر پذیر فولادی با حرکت الاکلنگی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک کار کرده‌اند. هدف این تحقیق تمامی ساختمان‌ها با هر سطح خطر لرزه خیزی نبوده بلکه فقط ساختمان‌های مهم تر و قرار گرفته در مناطق با سطح خطر بالای لرزه ای مد نظر بوده است. با توجه به اینکه هزینه ساخت جداگرهای لرزه ای در جهان بسیار زیاد است، در این تحقیق به بررسی عملکرد و تعیین مشخصات نوعی فیوز سازه ای پرداخته شده که با هزینه کم و بدون استفاده از تکنولوژی‌های پیشرفت قابلیت ساخت را داشته و از آن میتوان در ساختمان با ایده حرکت الاکلنگی استفاده نمود. در این تحقیق به بررسی مشخصات فیوز پیرامونی با ابعاد مختلف و عملکرد لرزه ای آن در ساختمان‌های ۳، ۵، ۷ طبقه فولادی تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک پرداخته شده و در این تحقیق برای جذب انرژی زلزله در پیرامون ساختمان و در زیر ستون‌ها از فیوزهای غیرخطی اصطکاکی استفاده شده است. سیستم شامل این قسمت هاست: ۱- پوسته خارجی که به فونداسیون ثابت گردیده است ۲- محور میانی که به ستون‌های ساختمان متصل بوده و متحرک بوده ۳- ورق مثلی که مابین پوسته خارجی و محور میانی قرار گرفته و تغییر شکل‌های آن باعث استهلاک انرژی شده است. پارامترهای مؤثر بر رفتار فیوزها و مقادیر در نظر گرفته شده در این تحقیق عبارتند از: ۱- مشخصات فولاد اجزای فیوز ۲- عرض ورق مثلی ۳- ضخامت ورق مثلی ۴- طول ورق ۵- مقدار رواداری ۶- فاصله بین پوسته خارجی و محور میانی. با توجه به اینکه مدل سازی تغییر شکل‌های فیوز در محدوده غیرخطی با در نظر گرفتن اصطکاک بین اجزای آن و متغیر بودن مقطع ورق با استفاده از روابط تحلیلی بسیار دشوار است از مدل سازی اجزای محدود استفاده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از نمودارهای نیرو-تغییر شکل، حداقل نسبت h/l مناسب برای ورقها، $1/6$ می‌باشد. با توجه به نمودارها مقدار رواداری برای تمامی ورق‌ها و با تمامی ضخامت‌ها، ۲ تا ۳ میلیمتر مناسب بوده است. برای اینکه نوسان ساختمان در زلزله وارد فاز الاکلنگی شود، در زیر ستونهای کناری فیوز اصطکاکی نصب شده و ستونهای میانی به غیر از ستون مرکزی حذف شده اند. برای انتقال بار ستون‌های حذف شده به تکیه گاه مرکزی از سیستم شبکه تیرهای عمیق استفاده شده است. در طراحی سیستم پیشنهادی ۲ محدودیت در نظر گرفته شده است: ۱- حداکثر تغییر مکان جانبی طبقه (حداقل سختی) ۲- با افزایش سختی فیوزهای پیرامونی ممکن است در سازه مفاصل پلاستیک موضعی تشکیل شوند (حداکثر سختی). به طور میانگین در تمامی ساختمان‌ها و برای هفت زلزله مورد نظر حدود ۶۶ درصد شتاب در بام، در سیستم الاکلنگی نسبت به ساختمان متداول کاهش یافته است. به طور میانگین در تمامی ساختمان‌ها و برای هفت زلزله مورد نظر حدود ۶۰ درصد برش پایه در سیستم الاکلنگی نسبت به ساختمان متداول کاهش یافته است. با مقایسه تغییر مکان جانبی نسبی در ساختمان متداول و الاکلنگی ۷ طبقه، برای زلزله چی چی، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه به طور کلی افزایش یافته اما با حذف تغییر مکان جانبی نسبی بر اثر دوران مقدار آن کاهش یافته است. [۱۱]

پاناجیوتا و همکاران در سال ۲۰۲۰ بر روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی سه بعدی کوتاه مرتبه مجهز به سیستم الاکلنگی کار کرده‌اند. آن‌ها بهره‌وری این سیستم رازمانی که به سازه سه بعدی کوتاه مرتبه اعمال شده است را ارائه کرده‌اند. برای شالوده سازه‌های فولادی، انواع مختلف خاک به منظور ارزیابی اثرات اندرکنش خاک - سازه در نظر گرفته شده است. زاویه رویداد لرزه‌ای نیز در نظر گرفته شده است. از نتایج به دست آمده نتیجه گیری شده است که سیستم الاکلنگی همواره در کشش کار کرده است و یک

راهکار مهاربندی است که می‌تواند توسط آیین‌نامه لرزه‌ای به‌عنوان یک سیستم دیگر مقاوم در برابر زلزله برای سازه‌های کوتاه مرتبه مطرح گردد [۱۲].

پاناجیوتا و همکاران در سال ۲۰۲۰ بر روی مقایسه پاسخ دررفت لرزه‌ای مهاربند الاکلنگی و مهاربند کمانش تاب برای سازه‌های فولادی کار کرده‌اند. یک مقایسه عددی بین دررفت لرزه‌ای میان طبقه‌ای و دررفت لرزه‌ای میان طبقه‌ای پسماند، برای سازه‌های فلزی با سیستم مهاربندی الاکلنگی و سیستم مهاربندی کمانش تاب انجام شده است. اثرات اندرکنش خاک-سازه و زاویه رویداد لرزه‌ای در نظر گرفته شده است. مقایسه پاسخ‌های دررفت لرزه‌ای دو سیستم، مقادیر حداکثر دررفت بین طبقه‌ای متفاوتی را نشان داده است. اما در برخی موارد چگالی دررفت مشابهی در راستای ارتفاع سازه‌ها دیده شده است. در کل سیستم الاکلنگی حداکثر دررفت‌های پسماند بزرگ‌تری را نسبت به سیستم مهاربندی کمانش تاب نشان داده است [۱۳].

۲. صحت سنجی مدلسازی

به دلیل این که موضوع این تحقیق سیستم مهاربندی الاکلنگی می‌باشد، در این تحقیق مدل عددی یک نمونه از مدل‌های بررسی شده در تحقیق تاگاوا و همکاران در سال ۲۰۱۶ مطابق با مشخصات ارائه شده در مقاله، در نرم افزار آباکوس ساخته شده است. سپس به منظور صحت سنجی روند مدل‌سازی عددی، از نتایج نمونه آزمایشگاهی مورد مطالعه در همان مقاله استفاده شده است [۶]. بدین منظور ابتدا به معرفی نمونه آزمایشگاهی پرداخته، سپس مراحل مدلسازی عددی را شرح داده و نهایتاً به مقایسه نتایج حاصله از مدل عددی و مدل آزمایشگاهی پرداخته شده است.

۲-۱-۲ معرفی مدل آزمایشگاهی سیستم مهاربندی الاکلنگی

در سال ۲۰۱۶ میلادی، تاگاوا و همکاران [۶]، جهت بررسی رفتار سیستم مهاربندی الاکلنگی مجهز به میراگر شکاف دار تعداد ۶ نمونه از این سیستم با پیکربندی‌های مختلف را مورد بررسی آزمایشگاهی قرار داده‌اند. این نمونه‌ها تحت بار تغییر مکانی چرخه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. مدل‌های بررسی شده از لحاظ طول میراگر و محل قرارگیری آن با یکدیگر متفاوت بوده‌اند و از نظر مشخصات قاب شامل تیر، ستون‌ها، عضوهای مهاربندی، عضو الاکلنگی و... با یکدیگر تفاوتی نداشته‌اند. جهت شروع مدلسازی عددی و صحت سنجی نتایج مدل‌سازی، از نتایج نمونه S-4.5 که متشکل از ۲ میراگر شکاف دار در طرفین جانبی عضو الاکلنگی بوده، استفاده شده است.

۲-۱-۱-۲ نوع و جنس قطعات مختلف تشکیل دهنده مدل

مطابق شکل ۱ مدل مورد بررسی شامل اعضای با مقاطع زیر می‌باشد:

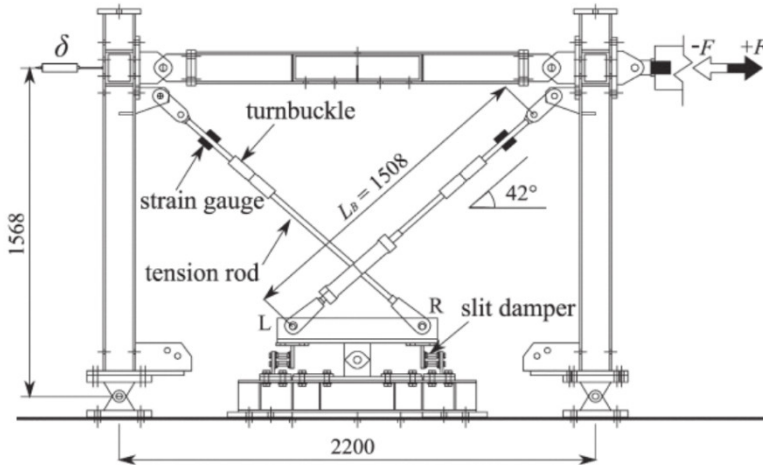
۱- ستون‌ها: مقطع ستون پروفیل (steel grade: SN400B) $10 \times 7 \times 150 \times 150$ H- بوده است.

۲- تیر: مقطع تیر پروفیل (steel grade: SN400B) $H-150 \times 150 \times 7 \times 10$ بوده است.

۳- عضو های مهاربندی: مقطع اعضا از میله با قطر 25mm و از جنس فولاد پر مقاومت ss400

۴- عضو الاکلنگی

۵- دمپر های شکاف دار



شکل ۱: شکل شماتیک ارائه شده در مقاله تاکاوا و همکاران از مدل آزمایشگاهی مورد استفاده در تحقیقات

۲-۱-۴- شرح روند آزمایش و قرائت نتایج

نمونه نشان داده شده در شکل ۱ تحت بارگذاری چرخه ای تغییر مکانی غیر یکنواخت به بالای ستون قرار گرفته، سپس در طول آزمایش مقادیر تغییر مکان افقی در این نقطه محاسبه شده پس از محاسبه مقادیر تغییر مکان به زاویه برحسب رادیان تبدیل شده سپس مقادیر تغییر زاویه و نیروها قرائت شده و نمودار هیستریزس برحسب رادیان-نیرو ترسیم شده است.

۲-۳- مدل سازی عددی در نرم افزار ABAQUS

در این قسمت، مراحل انجام شده جهت مدل سازی عددی نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار آباکوس شرح داده شده است.

۳-۲-۱- شروع مدل سازی عددی در نرم افزار ABAQUS

مدلسازی عددی در نرم افزار ABAQUS در سه مرحله کلی انجام می شود.

مرحله اول هندسه مدل ساخته شده، مصالح به قطعات اختصاص داده شده، بارگذاری و سطوح تماس مدل تعریف شده و نهایتاً فرآیند مش بندی انجام می شود، سپس در مرحله دوم مدل تحلیل شده و نهایتاً در مرحله سوم نتایج حاصله از تحلیل مدل قرائت می شود. تمام این قسمت ها در نرم افزار ABAQUS در نه مرحله انجام می شود که در ادامه به شرح هر یک می پردازیم:

۳-۲-۱-۱- ساخت قطعات تشکیل دهنده مدل در ماژول Part

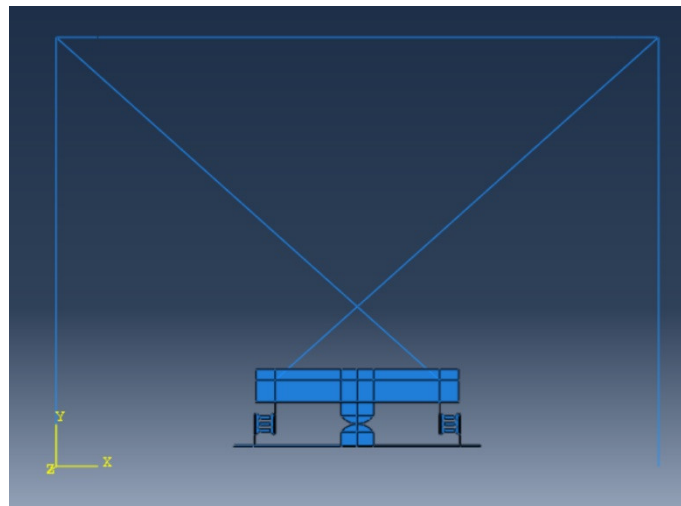
در نرم افزار ABAQUS ابتدا کلیه قطعات تشکیل دهنده مدل به صورت جداگانه در ماژول Part ساخته می شود. جهت ساخت دمپر ها از حالت Solid و در ساخت کابل ها، تیر ها و ستون ها از حالت Wire و در ساخت قطعات مکانیزم الاکلنگی از shell استفاده شده است.

۳-۲-۱-۲- تعریف مشخصات فولاد مورد استفاده و مقاطع تشکیل دهنده قطعات در ماژول Property

مشخصات فولاد مورد مصرفی برای قطعات مختلف با توجه به مصالح معرفی شده در مقاله تاگاوا و همکاران [۶] تعیین می شود و جهت اختصاص مشخصات به تیر و ستون ها پروفیل IPE150 تعریف می شود. جهت تعریف مشخصات دمپر ها از مقاله مورد نظر [۶] استفاده می شود. کابل ها به صورت Truss، دمپر ها Solid، اعضای مکانیزم الاکلنگی Shell و تیر و ستون ها به صورت Beam تعریف شده اند.

۳-۲-۱-۳- مونتاژ قطعات در ماژول Assembly

در این قسمت مطابق شکل ۲ قطعات مختلف تشکیل دهنده مدل از نظر هندسی در مکان مناسب قرار داده می شوند.



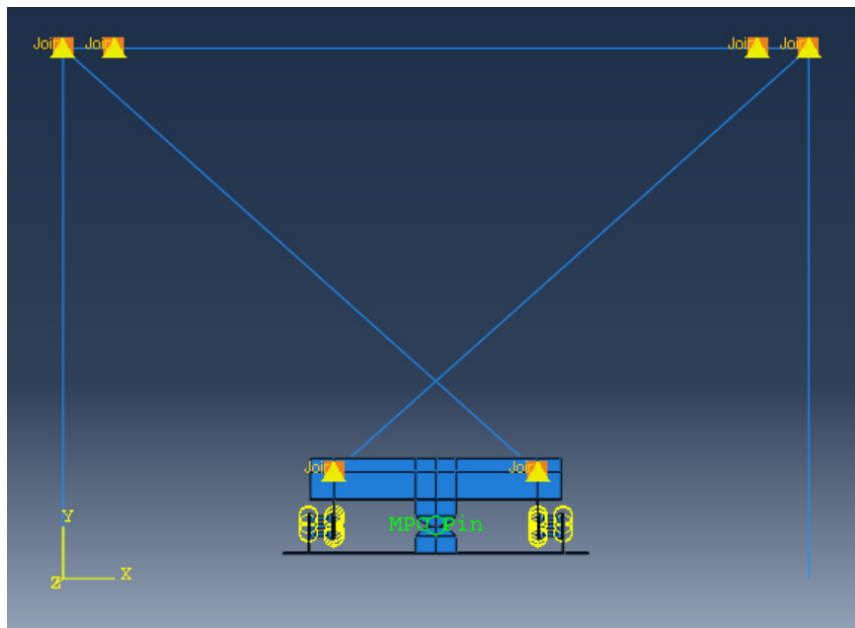
شکل ۲ مونتاژ قطعات تشکیل دهنده مدل در محل مناسب خود و کامل کردن هندسه مدل

۳-۲-۱-۴- تعیین نوع و مراحل تحلیل در ماژول Step

در این قسمت نوع تحلیل، زمان تحلیل، فاصله گام‌ها سپس مشخص کردن نقاط مورد نظر جهت تعیین خروجی‌ها و نوع کمیت خروجی که می‌بایستی قرائت شود، مشخص می‌شود. در این مدل نیاز به تعریف یک مرحله تحلیل دینامیکی می‌باشد. نحوه تحلیل به صورت Implicit تعیین می‌شود.

۳-۲-۱-۵- تعریف اندرکنش میان قطعات تماسی مدل در ماژول Interaction

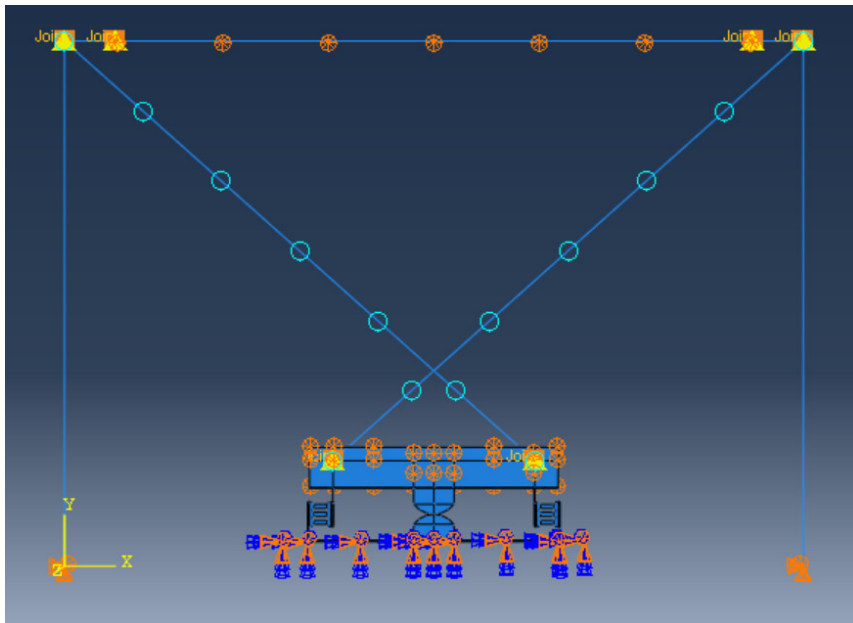
قطعات تشکیل دهنده مدل در ماژول Assembly کنار هم قرار داده شده‌اند و هیچگونه تماسی با یکدیگر نداشته و می‌بایستی براساس نوع تماس بین آنها در واقعیت، در این قسمت اندرکنشی مناسب تعریف شود. در این مدل برای اتصال دمپر‌ها و به مکانیزم الاکلنگی از اتصال Tie و برای اتصال بین قطعات بالا و پایین مکانیزم الاکلنگی از Mpc Pin و برای اتصال تیر و ستون‌ها از اتصال Join استفاده شده است.



شکل ۳ تعریف اندرکنش میان قطعات

۳-۲-۱-۶- تعریف بارگزاری و شرایط مرزی در ماژول Load

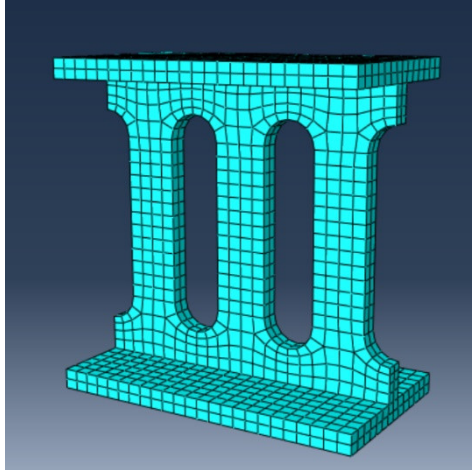
جهت تعریف تکیه گاه مفصلی پای ستون، جابجایی گره های پای ستون را در هر ۳ راستا بسته شده و همچنین برای ثابت کردن مکانیزم الاکلنگی، ورق تحتانی را انتخاب و در حالت ENCASTRE قرار داده می شود. تیر و صفحه بالایی مکانیزم الاکلنگی در راستای ۳ مقید شده اند. همچنین برای تعریف پیش تنیدگی کابل هایی که نقش عضو مهاربندی را ایفا می نمایند انتخاب شده و استرسی در راستای ۱۱ به آن ها وارد می شود.



شکل ۴ تعریف شرایط مرزی برای مدل عددی اتصال پس کشیده

۳-۲-۱-۷- مرحله گسسته سازی

جهت انجام تحلیل قطعات به صورت جداگانه انتخاب شده و مش بندی شده اند. سعی بر این است که حداکثر امکان تمامی قطعات در حالت Structured مش بندی شوند به همین دلیل به وسیله پارتیشن بندی سعی شده است تا قطعات دمپر که اهمیت زیادی در تحلیل داشته اند به صورت Structured مش بندی شوند. در تیر و ستون ها از المان B31، در اعضای مهاربندی از T3D2، در قطعات مکانیزم الاکلنگی از المان S4R و در دمپر ها از المان C3D8R استفاده شده است.



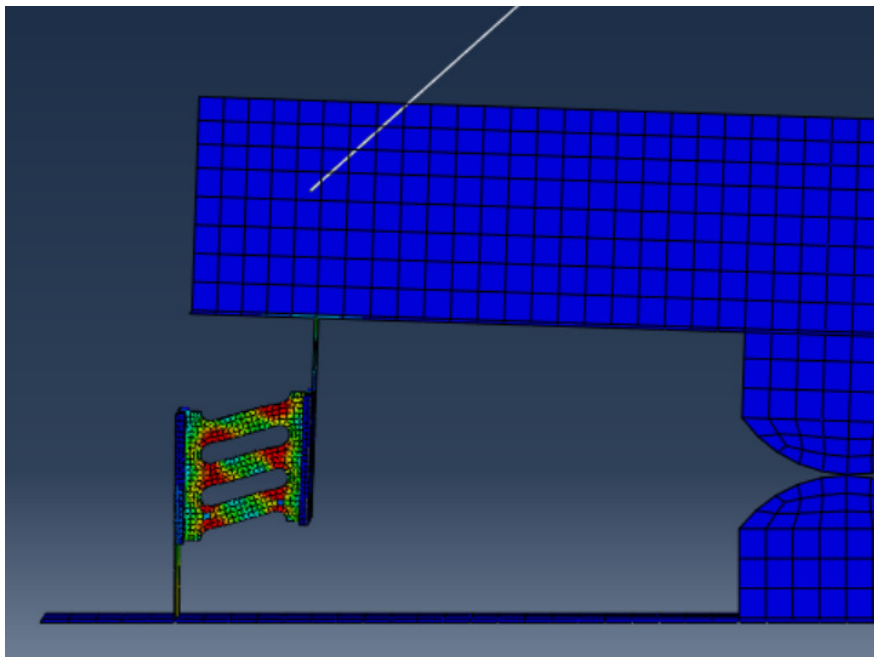
شکل ۵ مش بندی قطعات

۳-۲-۱-۸- انجام تحلیل در ماژول Job

پس از طی مراحل قبل در ماژول Job یک Job در حالت Full analysis تعریف کرده سپس مدل در روند تحلیل قرار می‌گیرد.

۳-۲-۱-۹- قرائت نتایج بدست آمده در ماژول Visualization

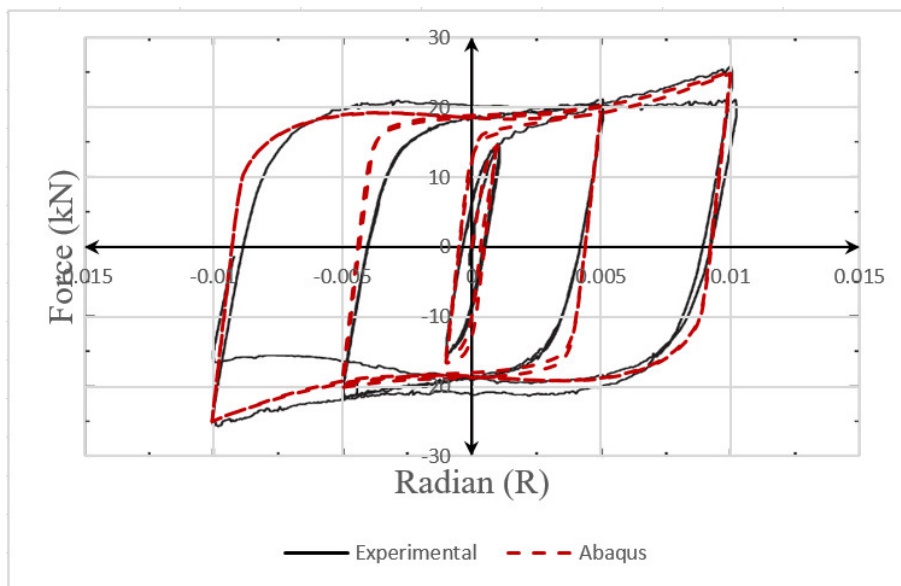
نتایج بدست آمده از تحلیل عددی در این قسمت قابل مطالعه و بررسی می‌باشد.



شکل ۶ نحوه تغییر شکل ایجاد شده در دمپر ها

۳- نتیجه گیری

در شکل ۷ نمودار بار جانبی اعمالی به ستون- تغییر زاویه قسمت فوقانی ستون، بدست آمده از مدل سازی عددی انجام شده در این مقاله در نرم افزار ABAQUS نشان داده شده و با نمودار بدست آمده از نتایج تحقیق تاگاوا و همکاران [5] مقایسه شده است.



شکل ۷ مقایسه نتایج $H - \Delta$ بدست آمده برای مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی

از مقایسه نمودارهای هیستریزس $F - \theta$ بدست آمده از تحلیل عددی انجام شده در این تحقیق با نمودار های مشابه بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی، مشاهده می شود که نتایج حاصله از این دو تحلیل مطابقت بسیار خوبی دارد و همگرایی خوبی، میان رفتار آنها مشاهده می شود که بیانگر درستی مدلسازی است. حال می توان ادعا کرد که نتایج بدست آمده قابل استناد است.

۴- فهرست منابع و مآخذ مورد استفاده

- 1-Tagawa, H., & Gao, J. (2012). Evaluation of vibration control system with U-dampers based on quasi-linear motion mechanism. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, 213-225.
- 2-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2013). Seismic response of steel structures with seesaw systems using viscoelastic dampers. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(5), 779-794.

- 3-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2013). Seismic performance of steel structures with seesaw energy dissipation system using fluid viscous dampers. *Engineering Structures*, 56, 431-442.
- 4-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2014). Experimental evaluation of dynamic characteristics of seesaw energy dissipation system for vibration control of structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 43(12), 1889-1895.
- 5-Kang, J. D., & Tagawa, H. (2016). Comparison between experimental and analytical results for seesaw energy dissipation systems using fluid viscous dampers. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(1), 79-90.
- 6-Tagawa, H., Yamanishi, T., Takaki, A., & Chan, R. W. (2016). Cyclic behavior of seesaw energy dissipation system with steel slit dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, 117, 24-34.
- ۷-اسعدی، ا.، مرشد، ر.، عباسی، ف. (۱۳۹۵). بررسی سیستم کنترل لرزش با میراگر U شکل در قاب فولادی. چهارمین کنفرانس ملی پژوهش‌های کاربردی
- ۸-نجاتی، ف.، حسینی، م.، محمودزاده، ا. (۱۳۹۶). مطالعه عددی و آزمایشگاهی میراگرهای تسلیمی و ایجاد حرکت الاکلنگی در سازه فولادی. پژوهشنامه حمل و نقل. ۱۹۱.
- 9-Kang, J. D., & Mori, Y. (2017). Simplified estimation method of inelastic seismic demands of buildings with seesaw system using fluid viscous dampers. *Engineering Structures*, 138, 120-130.
- ۱۰-نافیچی، ت. خ.، اردلی، م. ا.، محمدی، آ. (۱۳۹۶). مقایسه عملکرد میراگر ویسکوز قطری و الاکلنگی در قاب فولادی. نخستین کنفرانس معماری، شهرسازی و ترافیک
- ۱۱-فرد، ح. ک.، حسینی، م.، نکویی، م.، هاشمی، ب. ح. (۱۳۹۷). مطالعه ای بر مشخصات فیوزهای پیرامونی استفاده شده در ساختمان‌های تعمیرپذیر فلزی با حرکت الاکلنگی. فصلنامه علمی پژوهشی علوم و مهندسی زلزله. ۹۹-۱۱۳.
- 12- Katsimpini, P. S., Papagiannopoulos, G. A., Askouni, P. K., & Karabalis, D. L. (2020). Seismic response of low-rise 3-D steel structures equipped with the seesaw system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, 105877.
- 13- Katsimpini, P. S., Askouni, P. K., Papagiannopoulos, G. A., & Karabalis, D. L. (2020). Seismic drift response of seesaw-braced and buckling-restrained braced steel structures: A comparison study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 129, 105925.



هشتمین کنفرانس مرمصاح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

آبان ۱۴۰۰



بررسی مطالعات انجام شده در زمینه تأثیر سخت کننده بر عملکرد لرزه‌ای

اتصالات RBS بهبود یافته با سیستم مرکز گرا

ریحانه خاندان^۱، عباس سیوندی پور^۲، احسان نوروزی نژاد فرسنگی^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

Reyhane.khandan17@gmail.com

چکیده

وجود تغییر شکل های باقیمانده بزرگ در اعضای تشکیل دهنده سیستم های سازه ای، پس از بار برداری ناشی از زلزله، سبب شده اولاً عملیات بهسازی سازه آسیب دیده در طول زلزله و بازگرداندن اعضای سازه به شرایط اولیه دشوار و پر هزینه بوده ثانیاً احتمال وقوع شکست و عدم بهره وری در طول زلزله های بعدی که ممکن است بر سازه اعمال شوند، بیشتر شود. از این رو سیستم های سازه ای که دارای خاصیت مرکز گرا بوده، بطوریکه پس از بار برداری، اعضای سازه به حالت اولیه خود برگشته و در نتیجه تغییر شکل های باقیمانده خیلی کوچک و یا صفر در اعضای اصلی آنها ایجاد می شود، مورد توجه محققان سازه بوده است. یکی از راهکارهای ایجاد خاصیت مرکز گرا در سیستم های سازه ای فولادی، استفاده از اتصالات پس کشیده است. این اتصالات از دو جز اصلی کابل های پرمقاومت فولادی و دستگاه مستهلک کننده فولادی تشکیل شده اند. در یک سازه با اتصالات پس کشیده، پس از بار برداری نیروی پس کشیدگی اولیه ایجاد شده در کابل های فولادی که به موازات جان تیر قرار گرفته و در ناحیه ای خارج از اتصال مهار می شوند اعضای اصلی سازه را به وضعیت اولیه شان بر می گردانند. از طرفی دیگر انرژی رسیده به اتصال به جای اینکه به اعضای اصلی اتصال برسد، به دستگاه های

مستهلك کننده انرژی نصب شده در اتصال منتقل شده و در نتیجه آسیب کمتری به تیر و ستون و کل قاب فولادی رسیده و پس از زلزله فقط نیاز به تعویض دستگاه های مستهلك کننده انرژی می باشد.

کلمات کلیدی: اتصالات پس کشیده، سیستم مرکز گرا، اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته

۱- مقدمه

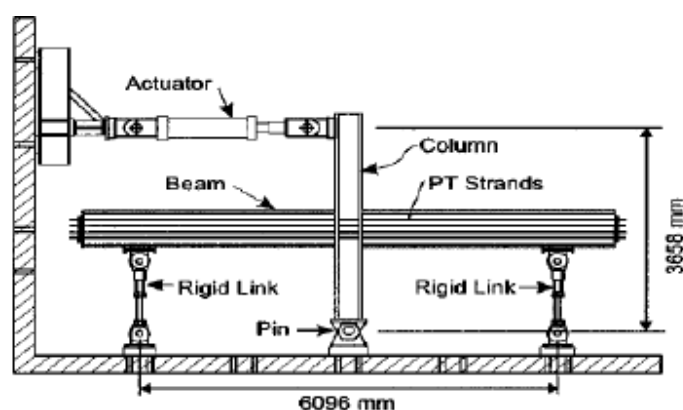
پیش از زلزله سال ۱۹۹۴ نورث ریج اتصالات متداول قاب خمشی شامل اتصال به وسیله جوش نفوذی بال تیر به بال ستون بود. در این اتصال در ناحیه بال قسمتی را برای ایجاد دسترسی جهت جوش ایجاد می کردند و بال تیر را به بال ستون جوش می دادند [۱]. در زلزله ۱۹۹۴ نورث ریج، تعداد زیادی قاب خمشی با این اتصال دچار شکست در اتصال شدند. در بسیاری از نمونه‌ها شکست ترد در اتصال در حالی رخ داده بود که باقی سازه خطی باقی مانده بود. شکست ابتدا از جوش نفوذی بین تیر و ستون آغاز شده بود. اتصالات پس از زلزله را می توان به دو دسته تقویت نشده و تقویت شده دسته بندی کرد. اتصالات تقویت نشده در واقع همان اتصالات متداول جوشی قبل است که ایرادات آن اصلاح شده است. از جمله اصلاحات می توان به تقویت کیفیت جوش مصرفی و اصلاح محل دسترسی اشاره کرد. اتصالات تقویت شده با مقاوم کردن اتصال، خرابی را به سمت تیر و تسلیم چشمه اتصال انتقال می دهند. که می توان به تیر با ورق تقویتی و همچنین تیرهای با مقطع کاهش یافته^۱ (RBS) اشاره کرد. در تیرهای RBS با تضعیف بخشی از تیر در فاصله ای از اتصال به نوعی فیوزی ساخته می شود تا اتصال دچار اشکال نشود. اتصالات پس از زلزله نورث ریج در مقایسه با اتصالات رایج جوشی قبل از آن گران تر و از لحاظ اجرا سخت تر هستند. علاوه بر این، تیرها در این اتصالات در زلزله طرح تسلیم می شوند و خرابی در این نوع اتصالات جدید به شکل عمده در تسلیم شدن تیرها رخ می دهد. این نوع خرابی تیر منجر به جابه جایی پسماند در پایان زلزله می شود. سازه هایی که دریافت پسماند قابل توجهی دارند و سازه هایی که نیازمند تعمیر هستند، برای تعمیر، مدت زمان زیادی از سرویس دهی خارج می شوند. تعمیر سازه ها یک مسیر زمان بر و پرهزینه است و علاوه بر هزینه تعمیر، هزینه های از کارافتادگی اماکن اقتصادی نیز بر جامعه تحمیل خواهد شد. به منظور رفع این مشکلات قاب های مقاوم در برابر زلزله در حال توسعه هستند. در این نوع قاب ها میزان خرابی کاهش یافته یا خرابی در اجزای غیر قابل تعویض رخ نمی دهد. قاب با اتصال برگشت پذیر (مرکز گرا) از این دست قاب های مقاوم می باشند. این اتصال از نبشی های بالا و پایین تیر و کابل هایی

¹ Reduced Beam Section (RBS)

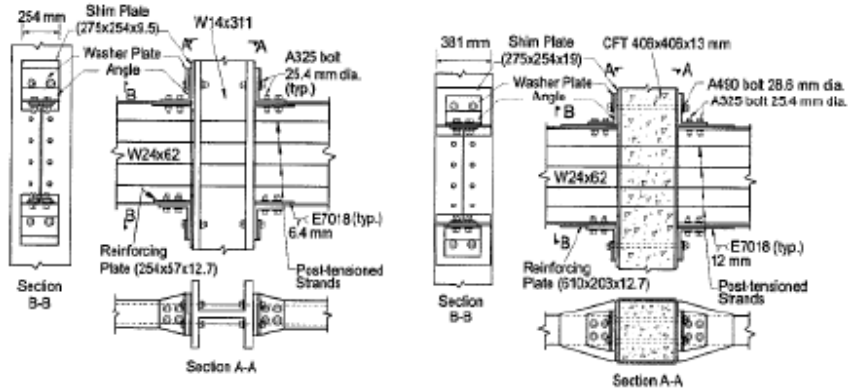
که از ستون می‌گذرند و تیر را تحت فشار قرار می‌دهند، ساخته شده است. کابل‌ها با تحت فشار قرار دادن تیر به ستون سبب ایجاد مقاومت خمشی مناسب شده و وظیفه تحمل برش برعهده نیروی اصطکاک بین تیر و ستون و نیز نبشی‌های اتصال می‌باشد. تحت بارگذاری زلزله اتصال باز شده و فاصله‌ای (شکافی) بین بال کششی تیر و ستون ایجاد می‌شود. در این صورت نبشی‌ها تسلیم شده و نقش اتلاف کننده انرژی را بازی می‌کنند. زمانی که لنگر در تیر به صفر برسد، فاصله بسته شده و اتصال به حالت اولیه برمی‌گردد [۲ و ۳].

۲- بررسی مطالعات صورت گرفته

اتصال پس کشیده با نبشی در بالا و پایین برای قاب فولادی در ابتدا توسط ریچل و همکاران (۲۰۰۱ و ۲۰۰۲) [۵ و ۴]، و گارلوک و همکاران (۲۰۰۲ و ۲۰۰۵) [۷ و ۶]، بررسی و مورد آزمایش قرار گرفت. اجزای اصلی این سیستم تشکیل شده است از کابل‌های پس کشیده، که امکان برگشت پذیری را فراهم می‌کنند و تیر را به بال ستون فشار می‌دهند و نبشی‌های بالا و پایین که اتلاف انرژی لازم را فراهم می‌کنند در نتیجه، خرابی سازه‌ای در اتصال در محل نبشی‌ها متمرکز می‌شود که می‌تواند به راحتی بعد از زلزله جایگزین شود. ریچل و همکاران در سال ۲۰۰۱ [۴]، هشت مدل آزمایشگاهی از اتصالات فولادی پس کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی ساختند. شکل شماتیک کلی مدل‌های ساخته شده در شکل ۱ نشان داده شده است. بر اساس این شکل، ارتفاع ستون معادل ۳۶۵۸ میلی‌متر، فاصله بین تکیه گاه‌های غلتکی قرار گرفته در دو انتهای تیر برابر ۶۰۹۶ میلی‌متر بوده و بار چرخه‌ای معادل دررفت ۳/۵ درصد توسط جک به سر آزاد ستون اعمال می‌شود. مقطع تیر در تمام نمونه‌ها یکسان بوده و مقطع ستون در تعدادی از نمونه‌ها از نوع فولادی و در تعدادی دیگر، از نوع CFT (ستون فولادی با مقطع W آمریکایی مدفون در بتن) بود (شکل ۲-۳۷).



شکل ۱: شکل شماتیک مدل آزمایشگاهی مورد استفاده در تحقیقات ریچل و همکاران [۵]



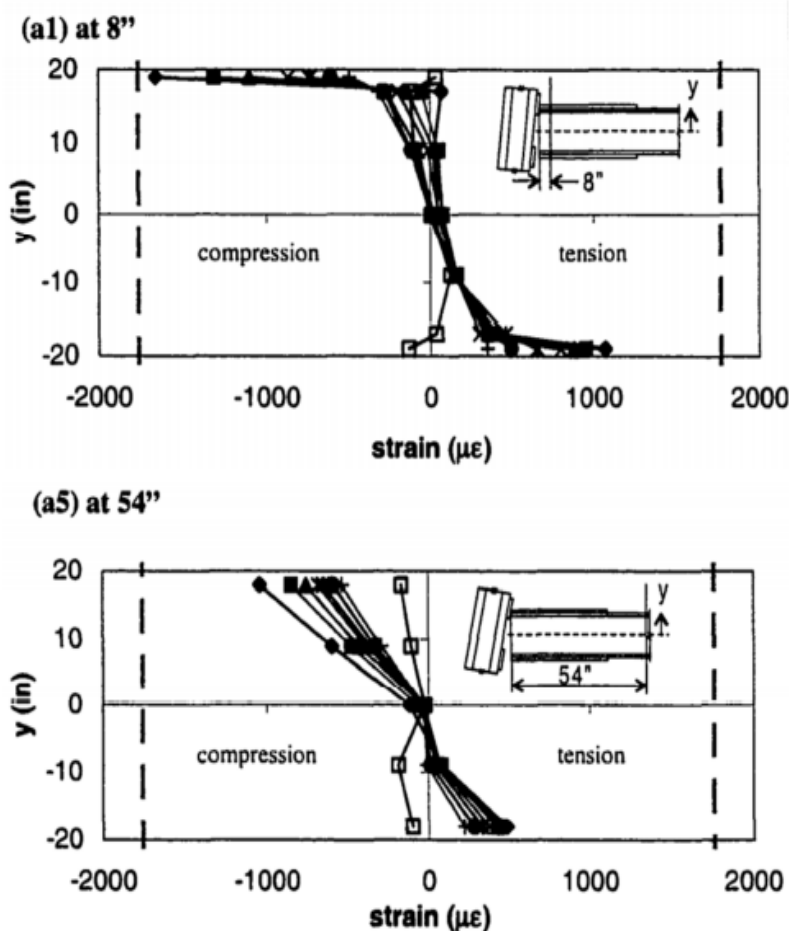
شکل ۲: دو نوع ستون استفاده شده در تحقیقات ریکلز و همکاران [۵]

در این تحقیق نقش عواملی نظیر اندازه نیروی پس کشیدگی اولیه در کابل‌های فولادی و ابعاد نبشی‌های استفاده شده بر روی رفتار نمونه‌ها بررسی شده و سپس به مقایسه نتایج به دست آمده از مطالعات آزمایشگاهی و روابط تنوریک پرداخته شده است، که بر این اساس تفاوت بسیار کمی بین این نتایج مشاهده گردید.

گارلوک و همکاران (۲۰۰۲) [۶]، ۳ نمونه اتصال پس کشیده را مورد آزمایش چرخه ای بر مبنای بارگذاری SAC (۱۹۹۷) قرار دادند. در جدول ۱ مشخصات تعداد کابل و نیروی پس کشیدگی آورده شده است. در همه ی آنها از تیر، ستون، نبشی و مشخصات یکسان استفاده شد. عدد اولیه در نام نمونه معرف تعداد کابل و عدد بعدی نسبت نیروی پس کشیدگی بر تعداد کابل (T0/Ns) در واحد Kips است. در تمام نمونه ها از ورق تقویتی به طول ۳۶ اینچ استفاده شد و در نمونه هایی که حرف P در انتهای نام آنها آورده شده از ورق تقویتی طولانی تری (۵۴ اینچ) روی تیر استفاده شد. حرف W به این معنا است که در این نمونه بر خلاف دیگر نمونه ها نبشی به تیر جوش شده است. در نمونه یک (۲۰S-18) مشاهده شد که در چرخه های ابتدایی ۴ درصد دررفت در نبشی شکست اتفاق افتاد در حالی که انتظار میرفت نبشی چرخه های بیشتری را تحمل کند. فرض مؤلف بر این بود که لیز خوردن نبشی و ایجاد نیروی ضربه باعث این اتفاق شده است. برای بررسی این فرض در نمونه شماره دو (۲۰S-18-W) نبشی ها به تیر جوش شدند و تحت بارگذاری قرار گرفت. این نمونه نیز در همان چرخه های ابتدایی ۴ درصد دررفت دچار شکست شد و فرض مؤلف غلط بود. علت اصلی، انباشت تغییر شکل پلاستیک در نبشی بود. به نحوی که بیشتر تغییر شکل دو نمونه تا حدود ۳ درصد دررفت مربوط به تغییر شکل های پلاستیک بود.

در جدول ۲ به شکل خلاصه نتیجه آزمایش‌ها آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود به جز دو نمونه که تیر دچار کمانش شده است در بقیه تیر و ستون سالم اند و به حد تسلیم نرسیده اند.

یکی دیگر از نتایج آزمایش گارلوک و همکاران (۲۰۰۲) [۶]، توزیع تنش در عمق تیر بود. در نزدیکی ستون توزیع کرنش در تیر خطی نبوده و به طور نسبی در بال تیر و ورق تقویتی بسیار زیاد و در جان تیر بسیار کم بود. در فاصله ای کمتر از طول ورق تقویتی از بر ستون مشاهده شد صفحات دیگر صفحه باقی نمی ماند و بعد از طول ورق تقویتی توزیع کرنش در تیر تقریباً خطی بود. در شکل زیر توزیع کرنش را در ارتفاع تیر حین چرخه های مختلف مشاهده می کنید.



شکل ۳: توزیع کرنش در نمونه 20s-18 (Garlock (2002)) [۶]

جدول ۱: مشخصات تعداد کابل و نیروی پس کشیدگی [۶]

Speciment	Ns	T ₀ (KN)
20s-18	20	1/562
20s-18-W	20	1/312
16s-45	16	3/051
36s-30	36	4/728
۳۶s-۲۰-P	36	3/194
۳۶s-۳۰-P	36	4/759

جدول ۲: نتایج آزمایش چرخه ای Garlock و همکاران (۲۰۰۲) [۶]

Specimen	T ₀ (kN)	θ _{max} (%)	Limit state ^a	$\frac{M_{d,exp}}{M_{p,n}^b}$	$\frac{M_{max,exp}}{M_{p,n}^b}$	$\frac{T_{max,exp}}{T_u}$	θ _{r max} (rad)	Δ _{gap,max} (mm)
20s-18	1,526	4.0	AF	0.21	0.63	0.55	0.040	31
20s-18-W	1,312	4.0	AF	0.18	0.62	0.55	0.038	26
16s-45	3,051	3.6	SY	0.43	0.71	0.86	0.029	24
36s-30	4,728	1.7	BLB	0.68	0.82	0.52	0.006	6
36s-20-P	3,194	4.0	None	0.47	0.96	0.55	0.033	24
36s-30-P	4,759	2.0	BLB	0.65	0.93	0.58	0.013	12

^aAF=angle fracture, SY=strand yield, and BLB=beam local buckling.

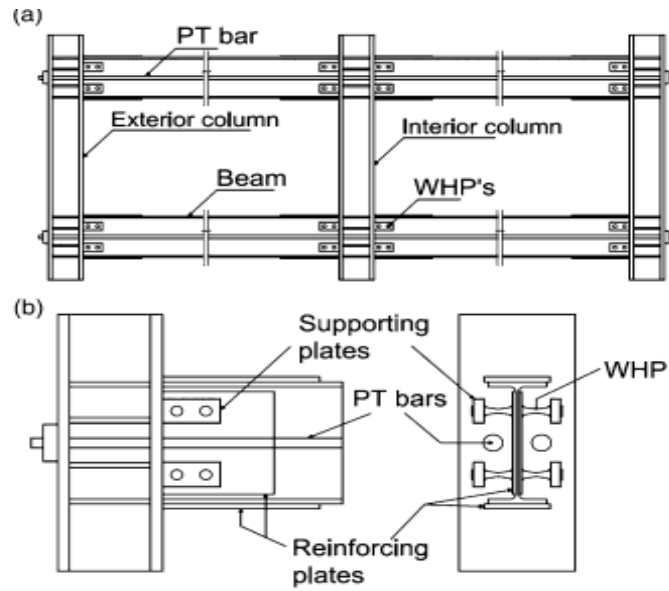
^bM_{p,n}=3,282 kN m.

گارلوک و همکاران در سال ۲۰۰۸ [۸] در مورد تأثیر پارامترهای طراحی بر پاسخ لرزه‌ای اتصالات پس کشیده (PT)² تحقیق کرده‌اند. و گزارشی از تأثیر سه پارامتر مختلف بر روی سیستم مرکز گرا ارائه نموده‌اند. این سه پارامتر طراحی عبارت‌اند از: مقاومت اتصال، مقاومت چشمه اتصال، و افزایش مقاومت اتصال در طبقات بالاتر. پنج نمونه اولیه از قاب خمشی شش طبقه فولادی با اتصال پس کشیده (PT) با حالت‌های مختلف ترکیب این پارامترها طراحی شدند. تحلیل‌های تاریخچه زمانی دینامیک غیرخطی روی این قاب‌ها انجام گرفت. و در نتیجه تحلیل‌ها نشان دادند که مقاومت چشمه اتصال تأثیر قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای ندارد، در حالی که افزایش مقاومت اتصال در طبقات بالاتر پاسخ لرزه‌ای قاب را بهبود می‌بخشد.

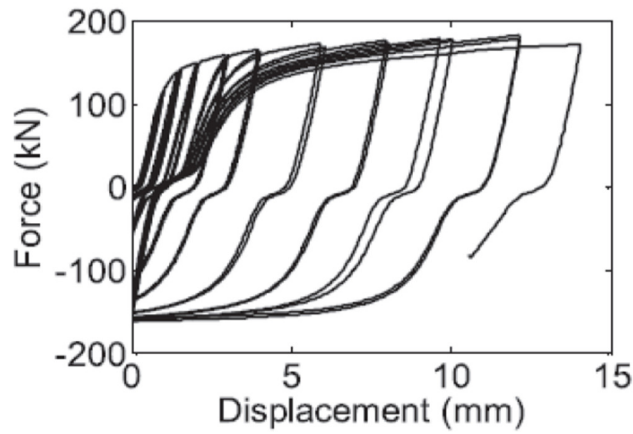
در سال ۲۰۱۳، واسدراولیس و همکاران [۹]، اتصال پس کشیده جدیدی مطابق شکل ۴ ارائه کردند که در آن مفصلی به شکل ساعت شنی، متصل شده به جان تیر، وظیفه استهلاک انرژی رسیده به اتصال را بر عهده دارد. بر این اساس نمونه آزمایشگاهی از این اتصال با

² post-tensioned connections(PT)

مقیاس ۰/۶ ساخته شده و سپس مدل تحت سیکل‌های تغییر مکانی قرار گرفته که در شکل ۵ منحنی هیستریزس نیرو - جابجایی مدل نشان داده شده است که بانگر خاصیت خود مرکزی اتصال می‌باشد.

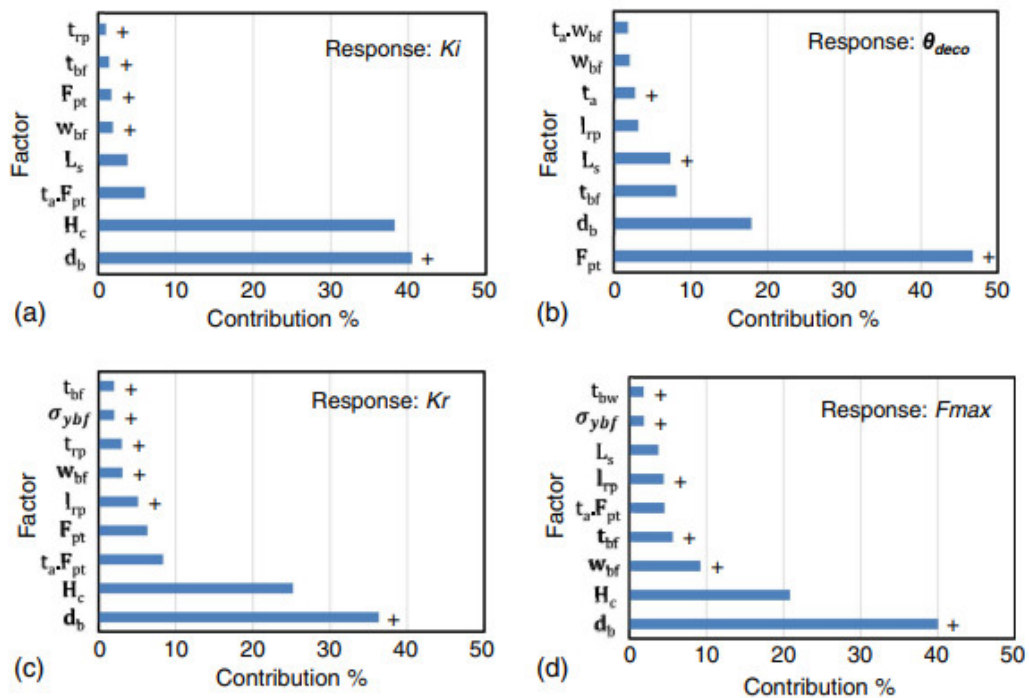


شکل ۴: اتصال پس کشیده جدید ارائه شده توسط واسدراولیس و همکاران به شکل ساعت شنی [۹]



شکل ۵: نمودار نیرو - جابجایی مدل آزمایشگاهی اتصال پس کشیده همراه با مستطک کننده انرژی به شکل ساعت شنی [۹]

مرادی و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۰] در مورد بهینه‌سازی پاسخ بار جانبی - جابه‌جایی اتصالات فولادی پس کشیده تحقیقی ارائه کرده‌اند که در آن، از روش سطح پاسخ^۳ (RSM) برای پیش‌بینی و بهینه‌سازی پاسخ جانبی اتصالات تیر - ستون فولادی با اتصال پس کشیده (PT) با نبشی بالا و پایین استفاده شده است. خصوصیات پاسخ جانبی که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است شامل: سختی اولیه، ظرفیت باربری و تغییر مکان نهایی اتصالات PT می‌باشد. بر اساس نتایج شبیه‌سازی اجزا محدود، شش پارامتر تأثیرگذار به‌عنوان متغیرهای ورودی در این مطالعه در نظر گرفته شده‌اند. این پارامترها عبارت‌اند از نیروی پس کشیدگی کابل، عمق تیر، عرض و ضخامت بال تیر، طول دهانه و ارتفاع ستون. هدف از مطالعات بهینه‌سازی به حداکثر رساندن سختی اولیه، ظرفیت باربری و دررفت نهایی اتصالات PT و یا به حداقل رساندن مقدار فولاد در مقطع تیر است که به هزینه نهایی سازه‌ها کمک می‌کند. در میان نتایج، نشان داده می‌شود که هر چه عمق تیر و نیروی پس کشیدگی در کابل‌ها بیشتر باشد خرابی زودتر اتفاق می‌افتد.

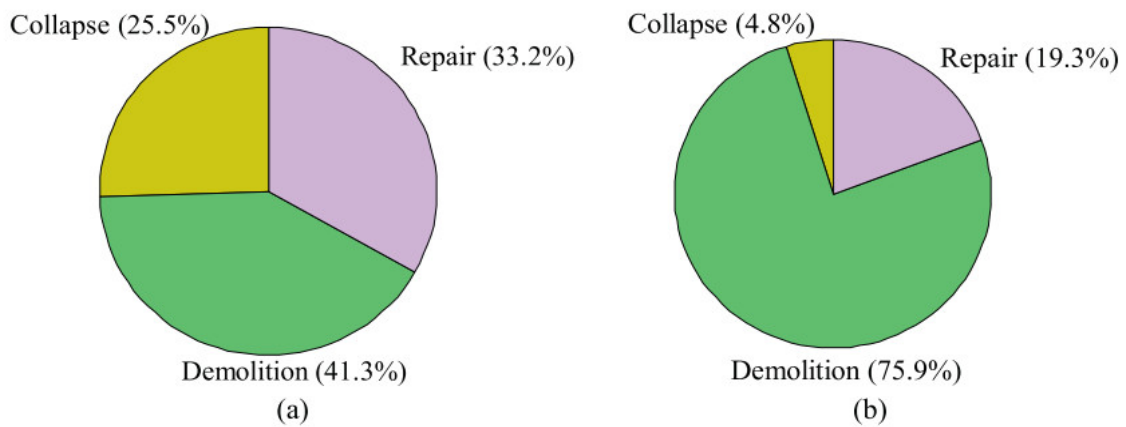


شکل ۶: درصد مشارکت پارامترهای مهم تأثیرگذار بر پاسخ متغیرها (a) سختی اولیه، (b) دررفت نهایی، (c) سختی پسماند، (d) ظرفیت

باربری [۱۰]

³ response surface methodology (RSM)

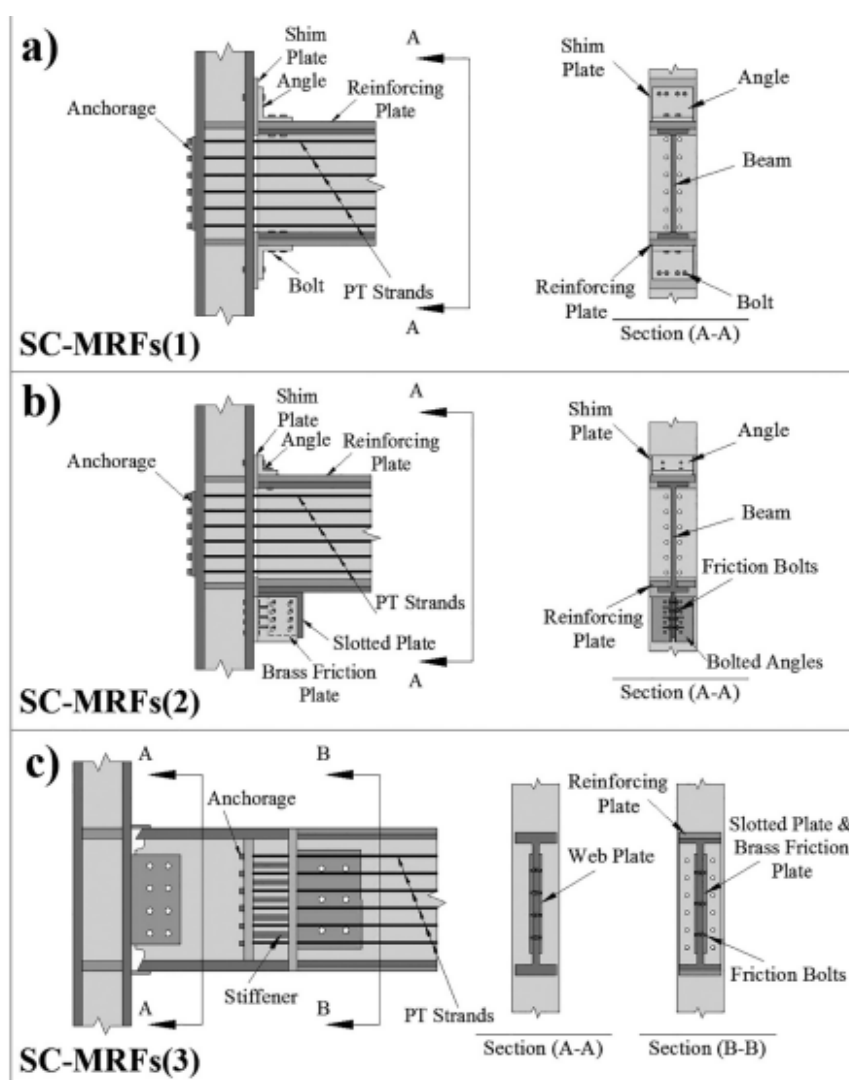
گوان و همکاران در سال ۲۰۱۸ [۲] عملکرد لرزه‌ای و خسارت‌های اقتصادی یک ساختمان قاب خمشی مرکزگرا دارای اتصالات پس کشیده (PT) را ارزیابی نمودند. یک سازه با اتصالات پس کشیده (PT) شش طبقه ⁴ OpenSEES [11] به صورت دوبعدی مدل‌سازی کردند سپس یک مدل نیز برای یک قاب خمشی جوشی دارای اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته با استفاده از اعضای هم‌اندازه با سازه با اتصالات پس کشیده (PT) ایجاد نمودند. تحلیل‌های دینامیکی افزاینده و استاتیک غیرخطی بر روی مدل‌های سیستم مرکزگرا و سیستم قاب خمشی جوشی انجام شد و در نتیجه ظرفیت باربری جانبی سیستم مرکزگرا ۴۰ درصد کم‌تر از سیستم قاب خمشی جوشی به دست آمد. نتایج تحلیل دینامیکی نشان داد که سیستم قاب خمشی مقاومت فروریزش بالاتری دارد، درحالی که سیستم مرکزگرا تحت جابه‌جایی‌های پسماند (دریفت باقی‌مانده) کمتری قرار می‌گیرد. در نهایت، تأثیر اقتصادی ناشی از زلزله بر دو ساختمان با استفاده از روش FEMA P58 [۱۲] ارزیابی شد، که در آن خسارت سالانه مورد انتظار برای سیستم مرکزگرا ۲۱ درصد بیشتر از ساختمان سیستم قاب خمشی جوشی محاسبه گردید. به طور خاص‌تر، ساختمان سیستم مرکزگرا (با اتصالات PT و نبشی نشیمن پایین و بالا) دارای خسارت ناشی از دریفت پسماند کمتری می‌باشد اما خسارت ناشی از فروپاشی بیشتری دارد.



شکل ۷: مقایسه خسارت مورد انتظار سالانه بین (a): قاب خمشی مرکزگرا دارای اتصالات پس کشیده (PT) و (b): سیستم قاب خمشی جوشی [۲]

⁴ Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES)

عابدی سروستانی در سال ۲۰۱۸ [۱۳] به تحقیق در مورد قاب‌های خمشی مرکزگرا تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک پرداخت. به این ترتیب که عملکرد سازه‌ای، و پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با قاب‌های خمشی مرکزگرا با سه نوع دستگاه اتلاف انرژی شامل نبشی بالا و پایین، دستگاه‌های اصطکاک بال پایینی تیر، و دستگاه‌های اصطکاک پیچ و مهره جان را تحت زلزله‌های دور و نزدیک مورد بررسی قرار داد. سپس آنها را از لحاظ هزینه ساخت، استهلاک انرژی و اندازه مقطع تیر و ستون‌ها با یکدیگر مقایسه نمود.



شکل ۸: سه نوع دستگاه اتلاف انرژی شامل a: نبشی بالا و پایین b: دستگاه‌های اصطکاک بال پایینی تیر c: دستگاه‌های اصطکاک پیچ و مهره جان [۱۳]

جدول ۳: نتایج آنالیز تاریخیچه زمانی [۱۳]

Structural results of time-history analysis.

SC-MRFs	Earthquake	Δ_{roof} (mm)	θ (rad)	θ_r		$\varepsilon/\varepsilon_y$	Interior bays		Exterior bays	
				Average ^a (rad)	All ^b (rad)		P/P_y	M/M_{pn}	P/P_y	M/M_{pn}
SC-MRFs (1)	Erzincan	608.3	0.0462	0.0371	0.0446	2.742	0.607	1.263	0.542	1.123
	El Centro	530.9	0.0407	0.0323	0.0392	2.663	0.540	1.157	0.477	1.008
	Landers	569.8	0.0433	0.0356	0.0411	2.706	0.576	1.194	0.513	1.081
	Kocaeli	494.1	0.0379	0.0288	0.036	2.629	0.535	1.146	0.456	0.974
	Average	550.8	0.042	0.0335	0.0402	2.681	0.564	1.190	0.497	1.047
SC-MRFs (2)	Design	563.9	0.0436	0.0353	-	2.000	0.633	1.271	0.430	0.946
	Erzincan	533.4	0.0386	0.0307	0.0358	2.867	0.650	1.317	0.593	1.166
	El Centro	489.6	0.0345	0.0274	0.0313	2.745	0.601	1.202	0.534	1.082
	Landers	512.8	0.037	0.0291	0.0342	2.784	0.616	1.264	0.571	1.136
	Kocaeli	446.0	0.0313	0.0262	0.0291	2.693	0.591	1.159	0.510	1.063
SC-MRFs (3)	Average	495.5	0.0354	0.0284	0.0326	2.769	0.614	1.235	0.552	1.112
	Design	552.7	0.0397	0.0319	-	2.000	0.742	1.432	0.616	1.182
	Erzincan	742.7	0.0589	0.0432	0.0518	2.688	0.583	1.139	0.512	1.069
	El Centro	664.2	0.0513	0.0407	0.0472	2.592	0.531	1.045	0.476	1.011
	Landers	711.5	0.0554	0.0412	0.0486	2.540	0.557	1.091	0.498	1.051
SC-MRFs (3)	Kocaeli	617.9	0.0475	0.0383	0.0451	2.554	0.512	0.994	0.459	0.985
	Average	684.1	0.0533	0.0409	0.0482	2.621	0.546	1.067	0.486	1.029
	Design	693.4	0.0545	0.042	-	2.000	0.632	1.180	0.521	1.076

^a Maximum of the average θ_r of each floor.

^b Maximum θ_r of all connections.

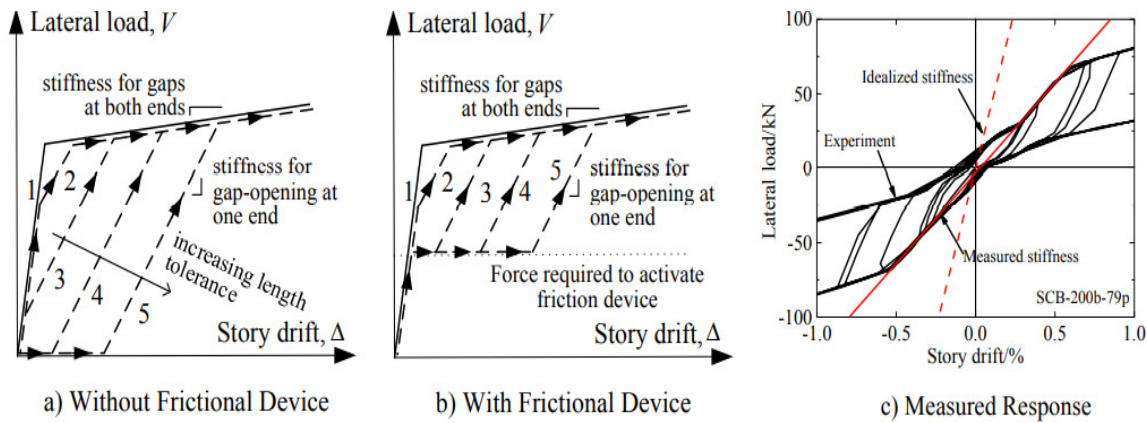
هوآنگک و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۱۴] به تحقیق در مورد سختی اولیه سیستم‌های مرکزگرا و کاربرد آن در قاب خمشی مرکزگرا پرداختند. نتایج آزمایش بر روی سیستم‌های مرکزگرا اغلب سختی اولیه کمتری نسبت به سختی تئوری پیش‌بینی شده نشان می‌دادند. از آنجایی که سختی اولیه می‌تواند اهمیت ویژه‌ای برای قاب‌های خمشی تغییر شکل کنترل داشته باشد در این تحقیق به بررسی مفهوم سختی اولیه و دلایل اختلاف مقدار سختی اولیه تئوری و آزمایشگاهی برای چند نمونه اتصال مرکزگرا که از قبل آزمایش شده بودند پرداختند. سپس با بررسی عوامل مؤثر در شکل‌پذیری این اتصالات روش‌هایی برای افزایش سختی ارائه نمودند.

جدول ۴: خلاصه نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی و سختی اولیه [۱۴]

Summary of test specimens and initial stiffness.

Specimen Name	$F_{pt,0}$ (kN)	T_b (Nm)	F_f (kN)	M_b (kNm)	Measured stiffness (kN/mm)	Predicted stiffness (kN/mm)	Measured/Predicted
SC-200b-79p	158	200	68	112	6.1	21.5	28%
SC-200b-117p	234	200	68	141	8.4	21.5	39%
SC-200b-167p	334	200	68	179	9.2	21.5	43%
SC-300b-143p	286	300	101	185	8.1	21.5	38%
SC-300b-172p	344	300	101	207	8.9	21.5	41%
Average =					8.1	21.5	38%

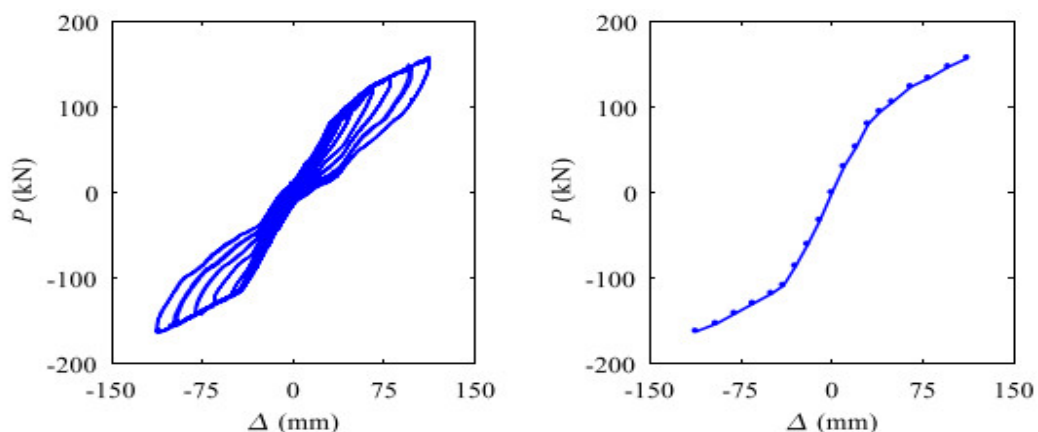
Note: $F_{pt,0}$ = Initial Force in the PT Strands; T_b = Bolt Torque; F_f = Slip Resistance; M_b = Total Beam Moment Strength.



شکل ۹: تاثیر تغییر طول تیر بر سختی اولیه قاب های خمشی مرکز گرا! [۱۴]

شین و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۱۵] عملکرد لرزه‌ای قاب فولادی با سیستم مرکز گرا را مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش یک قاب فولادی متشکل از یک تیر ۱ شکل مرکز گرا، با ظرفیت برگشت پذیری و تغییر شکل های غیر ارتجاعی ناشی از کابل های پس کشیده (PT) و عناصر اتلاف انرژی ۵ (ED)، تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت تا مکانیزم انتقال بار، ظرفیت باربری، رفتار چرخه‌ای، شکل پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی و ظرفیت برگشت پذیری آن مورد بررسی قرار گیرد. نتایج نشان داد که منحنی هیستریزس نیرو - جابه‌جایی آن یک شکل پرچمی دارد و تغییر شکل پلاستیک نمونه بر روی عناصر ED متمرکز شده است که می‌تواند به راحتی بعد از زلزله جایگزین شود. هنگامی که باز شدن شکاف صفحه تیر- ستون رخ می‌دهد، کابل های PT و عناصر ED سختی خمشی را برای سازه فراهم می‌کنند. هنگامی که دریفت طبقه به ۴٪ می‌رسد، منحنی پوش بخش نزولی ندارد، که به این معنی است که سازه هنوز دارای ظرفیت باربری و تغییر شکل کافی است. تحلیل دریفت پسماند طبقه و ضریب میرایی ویسکوز معادل نشان می‌دهد که قاب قابلیت استهلاک انرژی و برگشت پذیری خوبی دارد. همچنین در این تحقیق یک مدل اجزا محدود با OpenSees [۱۱] برای شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ای قاب مرکز گرا ایجاد شده است که با استفاده از این مدل، عملکرد لرزه‌ای قاب از نظر پارامترهای ساختاری شامل سطح مقطع کابل های PT، تنش اولیه بر روی کابل های PT و سطح مقطع عناصر ED تحلیل می‌شود.

⁵ energy dissipating(ED)



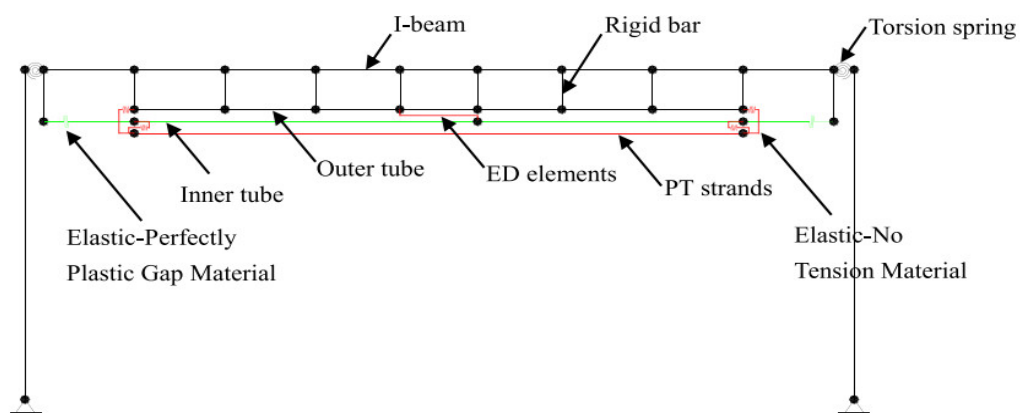
شکل ۱۰: منحنی هیستریزیس و منحنی پوش نمونه [۱۵]

جدول ۵: دررفت پسماند طبقه [۱۵]

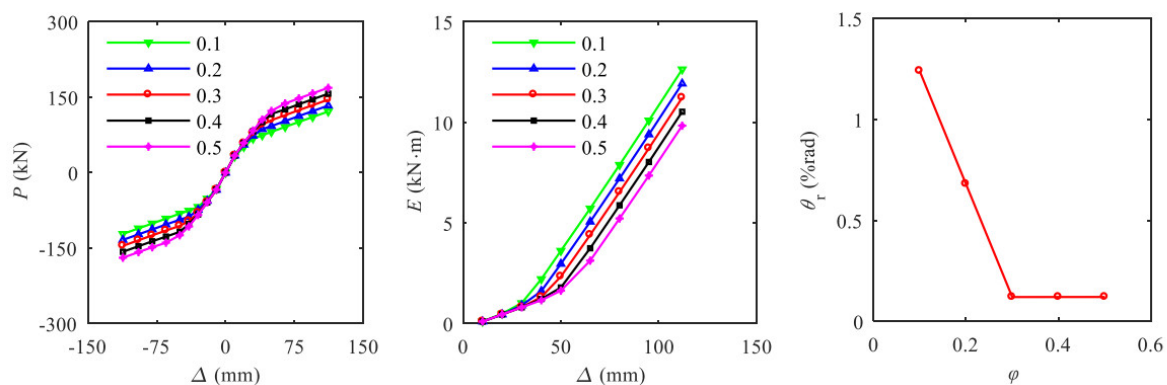
Table 2
Residual story drifts of specimen.

Loading story drift	Positive loading		Negative loading	
	θ_r	λ_θ	θ_r	λ_θ
2%	0.09%	4.5%	0.11%	5.5%
4%	0.33%	8.25%	0.45%	11.25%

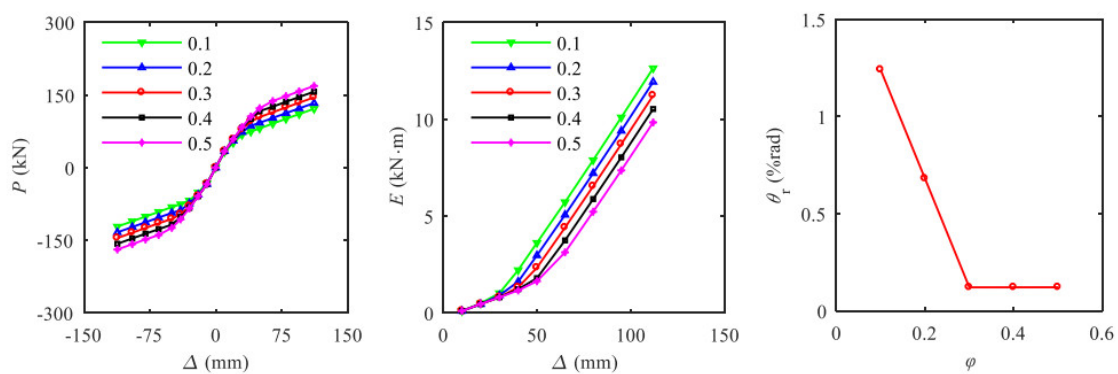
Note: θ_r is residual story drift, λ_θ is the ratio of the residual story drift to the maximum loading story drift.



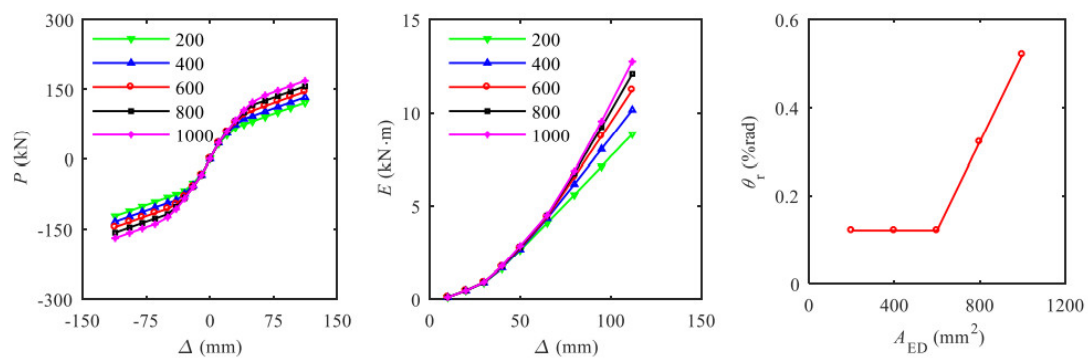
شکل ۱۱: مدل اجزا محدود قاب با تیر پس کشیده [۱۵]



شکل ۱۲: عملکرد لرزه ای قاب با در نظر گرفتن سطح مقطع های مختلف برای کابل های PT [۱۵]



شکل ۱۳: عملکرد لرزه ای قاب با در نظر گرفتن مقادیر مختلف تنش اولیه برای کابل های PT [۱۵]



شکل ۱۴: عملکرد لرزه ای قاب با در نظر گرفتن سطح مقطع های مختلف برای عناصر ED [۱۵]

مطالعات و تحقیقات قبل نشان می‌دهد پس از پایان زلزله جابه‌جایی پسماند در قاب پس کشیده در مقابل قاب خمشی RBS در سطح بزرگ‌ترین زلزله ممکن کمتر بوده و در سطح زلزله طرح ناچیز است. در قاب پس کشیده آسیب المان‌های اصلی نسبت به قاب خمشی کمتر است و المان‌هایی نظیر نبشی‌ها آسیب جدی می‌بینند. که پس از پایان زلزله با هزینه و زمان کم اصلاح می‌شوند. معایب این قاب در مقابل قاب خمشی RBS به این ترتیب است که میزان دررفت بیشتری نسبت به قاب خمشی تولید می‌شود، طراحی سیستم سقف باید به نحوی باشد که اجازه حرکت و باز و بسته شدن را به قاب پس کشیده بدهد، همچنین مقاومت فروریزش کمتری نسبت به قاب خمشی جوشی دارد. به همین سبب در این مقاله به بررسی رفتار اتصالات RBS تقویت شده با سیستم مرکز گرا پرداخته می‌شود که جهت افزایش سختی و مقاومت جانبی آنها از سخت کننده استفاده گردیده است.

۳- نتیجه گیری

سیستم‌های معمول مقاوم در برابر زلزله، انرژی را از طریق رفتار غیر الاستیک (خرابی دائم) اجزای سازه‌ای تلف می‌کنند. به طور مثال قاب خمشی فولادی انرژی را از طریق تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیر تلف می‌کند. برای قاب مهاربندی شده، انرژی از طریق تسلیم مهاربند کششی و کمانش مهاربند فشاری تلف می‌شود. دیوار برشی بتنی این کار را از طریق تسلیم شدن آرماتورها و تخریب بتن در پایه خود انجام می‌دهد. تمام این مکانیزم‌های اتلاف انرژی از طریق تخریب اجزای سازه‌ای رخ می‌دهد. عملکرد سیستم‌های متداول مقاوم در برابر بار جانبی، جهت مقاومت در برابر ریزش به رفتار غیر الاستیک اعضای اصلی سازه‌ای وابسته‌اند. بنابراین این سیستم‌ها در برابر محدود کردن خرابی یا دررفت پسماند به طور ذاتی ناکارآمد هستند. سازه‌های نوین باید بتوانند در کاهش خرابی و کاهش زمان از کارافتادگی عملکرد مطلوبی داشته باشند. نوعی از این سیستم‌ها که به سیستم‌های مرکز گرا مشهور هستند به علت برگشتن به حالت اولیه و عادی پس از زلزله، در حال توسعه می‌باشند. در این اتصال خرابی تیرها کاهش می‌یابد و خرابی به شکل متمرکز در اتصال رخ می‌دهد که پس از زلزله قابل تعویض و تعمیر است. همچنین وجود کابل‌های پس کشیده قابلیت برگشت پذیری را در سیستم ایجاد می‌کند و در انتهای زلزله جابه‌جایی پسماند به حداقل می‌رسد. در اثر نیروی پس کشیدگی ایجاد شده توسط کابل‌های فولادی توان باربری این گروه از اتصالات در مقایسه با اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته معمول، به شدت افزایش می‌یابد. علاوه بر این چنانچه جان تیر با ورق سخت کننده تقویت شود بطوریکه مقاومت کمانشی جان تیر افزایش یابد، ضمن افزایش سختی، بار جانبی قابل تحمل توسط اتصال را نیز افزایش

می دهد. در این حالت مقدار تنش های ماکزیمم ایجاد شده در جان تیر به طور قابل توجهی کاهش می یابد. چنانچه هدف مقاوم سازی اتصال تیر با مقطع کاهش یافته متداول باشد، میتوان از این اتصال استفاده نمود.

۴- فهرست منابع و مآخذ مورد استفاده

- [1] Engelhardt, M. D., & Sabol, T. A. (1997). Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake. *Progress in structural engineering and materials*, 1(1), 68-77
- [2] Guan, X., Burton, H., & Moradi, S. (2018). Seismic performance of a self-centering steel moment frame building: From component-level modeling to economic loss assessment. *Journal of Constructional Steel Research*, 150, 129-140.
- [3] Swati, A. K., & Gaurang, V. (2014). Study of steel moment connection with and without reduced beam section. *Case Studies in Structural Engineering*, 1, 26-31.
- [4] Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., & Zhao, C. (2001). Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 127(2), 113-121.
- [5] Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W., & Lu, L. W. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 850-859.
- [6] Garlock, M. (2002). Full-Scale testing, seismic analysis, and design of post-tensioned seismic resistant connections for steel frames [Ph. D. dissertation]. Bethlehem, PA: Dept. of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University.
- [7] Garlock, M. M., Ricles, J. M., & Sause, R. (2005). Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 131(3), 438-448.
- [8] Garlock, M. M., Ricles, J. M., & Sause, R. (2008). Influence of design parameters on seismic response of post-tensioned steel MRF systems. *Engineering Structures*, 30(4), 1037-1047.
- [9] Vasdravellis, G., Karavasilis, T. L., & Uy, B. (2013). Large-scale experimental validation of steel posttensioned connections with web hourglass pins. *Journal of Structural Engineering*, 139(6), 1033-
- [10] Moradi, S., & Alam, M. S. (2017). Lateral load–drift response and limit states of posttensioned steel beam-column connections: parametric study. *Journal of Structural Engineering*, 143(7), 04017044
- [11] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual.

- [12] Hamburger, R. O., Rojahn, C., Heintz, J., & Mahoney, M. (2012, September). FEMA P58: Next-generation building seismic performance assessment methodology. In 15th world conference on earthquake engineering (Vol. 10, No. 10).
- [13] Sarvestani, H. A. (2018). Structural evaluation of steel self-centering moment-resisting frames under far-field and near-field earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 151, 83-93.
- [14] Huang, X., Eatherton, M. R., & Zhou, Z. (2020). Initial stiffness of self-centering systems and application to self-centering-beam moment-frames. *Engineering Structures*, 203, 109890.
- [15] Shen, P. W., Yang, P., Hong, J. H., Yang, Y. M., & Tuo, X. Y. (2020). Seismic performance of steel frame with a self-centering beam. *Journal of Constructional Steel Research*, 175, 106349.



هشتمین کنفرانس مرمصاح و سازه های نوین در مهندسی عمران

دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان

آبان ۱۴۰۰



صحت سنجی مدل سازی اتصالات دارای سیستم مرکز گرا با نتایج آزمایشگاهی

ریحانه خاندان^۱، عباس سیوندی پور^۲، احسان نوروزی نژاد فرسنگی^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و نقشه برداری، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

Reyhane.khandan17@gmail.com

چکیده

پس از زلزله نورث ریج، جزئیات مختلفی برای اتصالات خمشی به منظور حصول پاسخ شکل پذیر پیشنهاد شده است. از جمله این پیشنهادها می توان به اتصال با سیستم مرکز گرا اشاره کرد. این اتصال مرکب از کابل های فولادی با مقاومت بالاست، که به موازات جان تیر قرار می گیرند و در مقابل بال ستون مهار می شوند. نبشی های بالا و پایین نیز به این اتصالات اضافه می شوند تا قابلیت اتلاف انرژی مناسبی را تحت بار لرزه ای فراهم آورند. در این مقاله، به مدل سازی اتصالات پس کشیده (PT¹) و صحت سنجی نتایج آنها در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی می پردازیم.

کلمات کلیدی: اتصالات پس کشیده، سیستم مرکز گرا، اتصالات خمشی

¹ post-tensioned connections (PT)

۱- مقدمه و پیشینه

کابل پس کشیده یک نوع کابل فولادی با مقاومت کششی بالاست که باعث ایجاد خاصیت مرکزگرایی در سازه می شود و از ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و ستون جلوگیری می کند. در سیستم دارای اتصالات پس کشیده، به جای آرماتورهای معمولی از یکسری کابل (تاندون های) با مقاومت کششی بالا استفاده می شود که این کابل ها تحت کشش زیادی قرار گرفته و در دو انتهای تیر تثبیت می گردند. بدین ترتیب کابل های پس کشیده پس از رها شدن از کشش تمایل به جمع شدن و رسیدن به حالت اولیه دارند و مقداری از نیروهای ناشی از بارهای ثقلی را خنثی نموده و مقطع قابلیت پذیرش بارهای بیشتری را خواهد داشت. امروزه از قاب های خمشی با اتصالات جدید انتظار می رود، تغییر شکل های غیر الاستیک بزرگ را در تیرها و ستون ها برای زلزله های بزرگ تحمل نمایند. هر چند از معایب قاب های فولادی طراحی شده با آیین نامه های جدید، تشکیل مفصل پلاستیک و کماتش موضعی در اعضای سازه ای در زلزله های بزرگ می باشد. تغییر شکل های دائمی غیر الاستیک در تیرها و ستون ها، دررفت های باقیمانده بزرگی ایجاد می کند که این موضوع می تواند منجر به از دست دادن عملکرد سازه بعد از زلزله شود [۱].

در مقابل در سازه های مرکزگرا، تحت بارگذاری زلزله اتصال باز شده و فاصله ای (شکافی) بین بال کششی تیر و ستون ایجاد می شود. در این صورت نبشی ها تسلیم شده و نقش اتلاف کننده انرژی را بازی می کنند. زمانی که لنگر در تیر به صفر برسد، فاصله بسته شده و اتصال به حالت اولیه برمی گردد و تغییر شکل های غیر الاستیک قابل توجه و دررفت باقیمانده در تیرها و ستون در اتصال حذف می شود. بنابراین به نظر میرسد، سازه های مرکزگرا می توانند بدون آسیب در اعضای اصلی سازه، بعد از زلزله به موقعیت اولیه خود بازگردند. بر خلاف قاب های فولادی متعارف که بر شکل پذیری و طاقت مصالح اعضای سازه ای استوار است، رفتار شکل پذیری سازه های مرکزگرا بر رفتار کابل پس کشیده با مقاومت بالا استوار است. در این اتصالات قبل از بارگذاری سیکلیک، کابل های پرمقاومت پس کشیده می شوند. به دلیل نیروی پس کشیدگی که در کابل وجود دارد در هنگام زلزله، این کابل ها تمایل دارند تا سازه را به موقعیت اولیه خود (قبل از رخداد زلزله) بازگردانند. لازم به ذکر است که برای اینکه سازه بتواند خاصیت مرکزگرایی خود را حفظ نماید، باید کابل های پس کشیده و اجزای اصلی اتصال (تیر و ستونها) به صورت الاستیک باقی بمانند در طراحی سازه های فولادی یکی از اهداف اصلی، گسیختگی ناحیه اتصال به عنوان آخرین مرحله فرو ریزش سازه، بعد از گسیختگی تیر و ستون است. اما در زلزله های اخیر از جمله زلزله نورتریج، خرابی اتصالات به عنوان اولین مرحله فرو ریزش سازه قبل از تسلیم تیرها و ستونها رخ داد. در واقع اگرچه اتصالات صلب،

مقاومت و سختی بالایی دارند، اما مطالعات انجام شده توسط محققانی نظیر یوسف و همکاران (۱۹۹۱)، نشان داد که شکل پذیری پایین آنها باعث گسیختگی زودرس می‌گردد [۳ و ۲].

در همین راستا، نوع جدید از اتصالات فولادی با الهام از ایده اتصال بتنی پیش ساخته پس کشیده، ابتداء توسط ریچل و همکاران در سال (۲۰۰۱ و ۲۰۰۲) معرفی شد [۵ و ۴]. در اتصال پیشنهادی آنها، از کابل برای ایجاد مقاومت خمشی، برشی و نیروی بازگرداننده استفاده شده و از نبشی برای افزایش ظرفیت اتلاف انرژی و کنترل تغییر شکل پلاستیک در اعضای اصلی استفاده شده است. آنها پاسخ چرخه ای این نوع اتصال را با استفاده از نمونه ساخته شده در آزمایشگاه به دست آوردند. در این تحقیق نقش عواملی نظیر اندازه نیروی پس کشیدگی اولیه در کابل‌های فولادی و ابعاد نبشی‌های استفاده شده بر روی رفتار نمونه‌ها بررسی شده و سپس به مقایسه نتایج به دست آمده از مطالعات آزمایشگاهی و روابط تئوریک پرداخته شده است، که بر این اساس تفاوت بسیار کمی بین این نتایج مشاهده گردید.

همچنین استفاده از اتصال پس کشیده با نبشی در بالا و پایین برای قاب فولادی توسط گارلوک و همکاران (۲۰۰۲ و ۲۰۰۵) [۷ و ۶]، بررسی و مورد آزمایش قرار گرفت. اجزای اصلی این سیستم تشکیل شده است از کابل‌های پس کشیده، که امکان برگشت پذیری را فراهم می‌کنند و تیر را به بال ستون فشار می‌دهند و نبشی‌های بالا و پایین که اتلاف انرژی لازم را فراهم می‌کنند در نتیجه، خرابی سازه‌ای در اتصال در محل نبشی‌ها متمرکز می‌شود که می‌تواند به راحتی بعد از زلزله جایگزین شود.

گارلوک و همکاران در سال ۲۰۰۸ [۸] در مورد تأثیر پارامترهای طراحی بر پاسخ لرزه‌ای اتصالات پس کشیده PT تحقیق کرده‌اند و گزارشی از تأثیر سه پارامتر مختلف بر روی سیستم مرکز گرا ارائه نموده‌اند. این سه پارامتر طراحی عبارت‌اند از: مقاومت اتصال، مقاومت چشمه اتصال، و افزایش مقاومت اتصال در طبقات بالاتر. پنج نمونه اولیه از قاب خمشی شش طبقه فولادی با اتصال پس کشیده PT با حالت‌های مختلف ترکیب این پارامترها طراحی شدند. تحلیل‌های تاریخیچه زمانی دینامیک غیرخطی روی این قاب‌ها انجام گرفت و در نتیجه تحلیل‌ها نشان دادند که مقاومت چشمه اتصال تأثیر قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای ندارد، در حالی که افزایش مقاومت اتصال در طبقات بالاتر پاسخ لرزه‌ای قاب را بهبود می‌بخشد.

شین و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۹] عملکرد لرزه‌ای قاب فولادی با سیستم مرکز گرا را مورد بررسی قرار دادند. در این پژوهش یک قاب فولادی متشکل از یک تیر | شکل مرکز گرا، با ظرفیت برگشت پذیری و تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی ناشی از کابل‌های پس کشیده (PT)

و عناصر اتلاف انرژی^۲ (ED)، تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت تا مکانیزم انتقال بار، ظرفیت باربری، رفتار چرخه‌ای، شکل پذیری، ظرفیت اتلاف انرژی و ظرفیت برگشت پذیری آن مورد بررسی قرار گیرد. نتایج نشان داد که منحنی هیستریزس نیرو - جابه‌جایی آن یک شکل پرچمی دارد و تغییر شکل پلاستیک نمونه بر روی عناصر ED متمرکز شده است که می‌تواند به راحتی بعد از زلزله جایگزین شود. هنگامی که باز شدن شکاف صفحه تیر - ستون رخ می‌دهد، کابل‌های PT و عناصر ED سختی خمشی را برای سازه فراهم می‌کنند. هنگامی که دریفت طبقه به ۴٪ می‌رسد، منحنی پوش بخش نزولی ندارد، که به این معنی است که سازه هنوز دارای ظرفیت باربری و تغییر شکل کافی است.

رفتار اتصالات پس کشیده به نیروی پس کشیدگی اولیه ایجاد شده در کابل‌های فولادی و در محدوده الاستیک باقی ماندن تنش‌های ایجاد شده در کابل‌ها بستگی دارد. به دنبال فرسوده شدن سازه‌های زیربنایی و نیاز به تقویت سازه‌ها برای برآورده شدن شرایط سختگیرانه طراحی طی دو دهه اخیر تاکید فراوانی بر روی تعمیر و مقاوم سازی سازه‌ها در سراسر جهان صورت گرفته است از طرفی بهسازی لرزه ای سازه‌ها به خصوص در مناطق زلزله خیز، اهمیت فراوانی یافته است.

۲- صحت سنجی مدل‌سازی

از آنجاییکه موضوع این تحقیق اتصالات فولادی پس کشیده همراه با مقطع کاهش یافته تیر می‌باشد، در این مقاله مدل عددی یک نمونه از اتصالات خمشی فولادی پس کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی و همچنین مدل عددی نمونه آزمایشگاهی از یک اتصال تیر با مقطع کاهش یافته در نرم افزار ABAQUS نسخه ۶.۱۳، ساخته شده است. جهت تعیین مشخصات مدل عددی اتصال پس کشیده ساخته شده و همچنین صحت سنجی روند مدل سازی عددی، از مشخصات و نتایج نمونه آزمایشگاهی مورد مطالعه توسط ریچل و همکاران در سال ۲۰۰۲ میلادی استفاده شده است [5]. بدین منظور ابتدا به معرفی نمونه آزمایشگاهی پرداخته، سپس مراحل مدل‌سازی عددی را شرح داده و نهایتاً به مقایسه نتایج حاصله از مدل عددی و مدل آزمایشگاهی پرداخته شده است.

² energy dissipating(ED)

۲-۱- معرفی مدل آزمایشگاهی اتصال پس کشیده

در سال ۲۰۰۲ میلادی، ریچل وهمکاران [5]، جهت بررسی رفتار اتصالات فولادی پس کشیده همراه با نبشی های فوقانی و تحتانی، تعدادی نمونه آزمایشگاهی از این اتصالات را تحت بار تغییر مکانی چرخه ای مورد مطالعه قرار دادند. در شکل ۱ مشخصات هندسی مدل آزمایشگاهی مورد مطالعه نشان داده شده است. هندسه مدل، مقطع تیر، ستون، نبشی ها در تمام نمونه های یکسان بوده و تعداد کابل های پر مقاومت فولادی، مقدار نیروی پس کشیدگی اولیه جهت مهار کابل های فولادی و طول ورق تقویت بال تیر در نمونه ها، متفاوت می باشد. جهت شروع مدلسازی عددی و صحت سنجی نتایج مدل سازی، از نتایج نمونه pc4 که توسط 4 کابل فولادی در هر طرف تیر و با نیروی مهاری اولیه ای معادل ۸۸.۷۴ کیلونیوتن، پس کشیده شده است، استفاده گردیده است.

۲-۱-۱- قطعات مختلف تشکیل دهنده مدل

مطابق شکل 1 مدل مورد بررسی شامل اعضای با مقاطع زیر می باشد:

۱- ستون : مقطع ستون پروفیل W14x311 بوده و بارگذاری اعمالی به اتصال ، توسط جک هیدرولیکی به سر آزاد ستون و در محلی که در فاصله ۳۶۵۸ میلی متری از تکیه گاه مفصلی پای ستون قرار دارد ، انجام می شود.

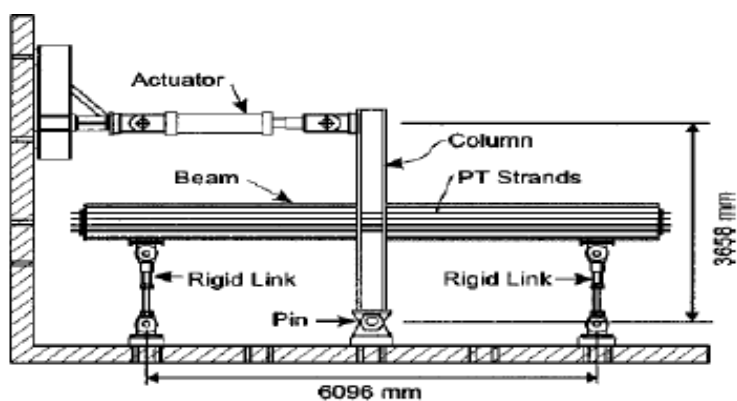
۲- تیر : مقطع تیر پروفیل W 24x162 و به طول ۲۸۳۰.۵ میلی متر می باشد.

۳- نبشی های فوقانی و تحتانی : بدین منظور از نبشی با طول ساق مساوی به بعد ۲۰۳ میلی متر و ضخامت ۱۵.۹ میلی متر استفاده شده است.

۴- جهت تقویت بال های تیر از ورق های به ابعاد ۲۵۴X ۵۷ X ۱۲.۷ میلی متر استفاده شده است.

۵- کابل های پس کشیده فولادی: نوع کابل های فولادی استفاده شده در این نمونه ها، بر مبنای استاندارد ASTM-A416 بوده که بر این اساس، هر کابل شامل چهار رشته در هم تنیده فولادی بوده و سطح مقطع هر کابل معادل ۱۴۰ میلی متر مربع می باشد، و از داخل سوراخ هایی به قطر ۲۵ میلی متر که در بال ستون ایجاد گردیده اند، عبور میکنند.(شکل ۱)

۶- جهت اتصال نبشی های فوقانی و تحتانی به بال ستون از یک عدد پیچ و جهت اتصال نبشی ها به بال تیر ، از دو عدد پیچ ، به قطر ۲۵.۴ استفاده شده است.



شکل ۱: شکل شماتیک مدل آزمایشگاهی مورد استفاده در تحقیقات ریکلز و همکاران [۵]

۲-۱-۲- مشخصات فولاد تشکیل دهنده قطعات

مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد مصرفی قطعات مختلف تشکیل دهنده مدل در جدول ۶ آورده شده است:

جدول ۱: مشخصات فولاد مصرفی در قطعات مختلف تشکیل دهنده مدل آزمایشگاهی [۵]

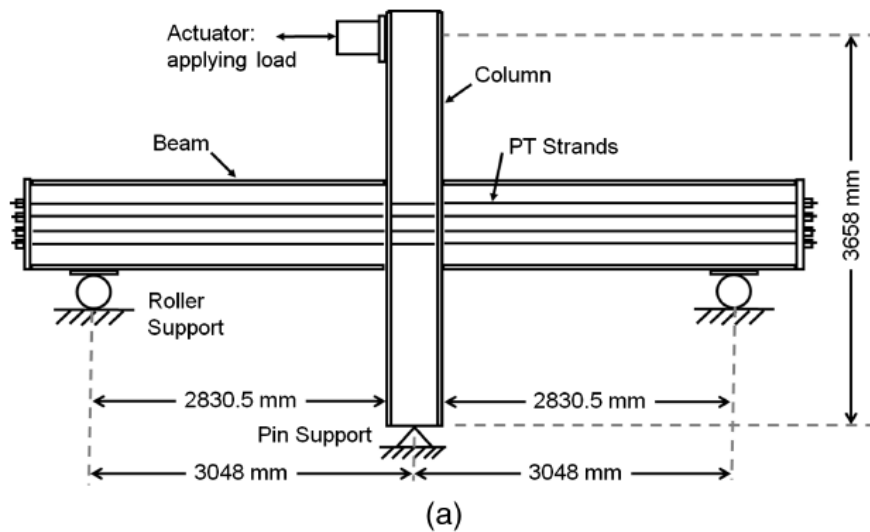
PT Strands		Shim Plate		Reinforcing Plate		Angle		Beam Web		Beam Flange		Bolt	
Alpha	0.05	Alpha	0.01	Alpha	0.01	Alpha	0.02	Alpha	0.01	Alpha	0.01	E	20000
E1	19900	E1	20000	E1	20000	E1	20000	E1	20000	E1	20000		0
E2	9950	E2	2000	E2	2000	E2	4000	E2	2000	E2	2000	Stress	Strain
Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	Stress	Strain	660	0
1305	0	843	0	843	0	263	0	266	0	230	0	830	0.074
1864	0.0627	895	0.0302	895	0.0302	465	0.0518	450	0.0933	421	0.0967	830	0.14

فولاد استفاده شده در ساخت قطعات تیر، ستون، نبشی و ورق های تقویتی از نوع A572-G50 با مدول الاستیسیته ۲۰۰۰۰ مگا پاسکال و

ضریب پواسون ۰.۳ می باشد.

۲-۱-۳- شرایط مرزی و بارگذاری وارده به مدل

در شکل ۲ شرایط مرزی مدل به صورت ساده نشان داده شده است. مطابق این شکل تکیه گاه پای ستون مفصلی و تکیه گاه های انتهایی تیرها از نوع غلتکی می باشند که در فواصل ۳۰۴۸ میلی متری از محور میانی ستون (۲۸۳۰.۵ میلی متری از وجه بال ستون) قرار داده شده است.



شکل ۲: شرایط تکیه گاهی نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی تحقیقات ریکلز و همکاران [۵]

بار وارده به مدل از نوع بار چرخه ای تغییر مکانی بوده که تعداد چرخه ها و اندازه تغییر مکان نظیر هر سیکل بر اساس پروتکل SAC-۹۷ برای سازه های فولادی تعیین شده است.

۲-۱-۴- شرح روند آزمایش و قرائت نتایج

نمونه نشان داده شده در شکل ۱ تحت بارگذاری چرخه ای تغییر مکانی بر اساس مقادیر جدول ۷ در سر آزاد ستون قرار گرفته، سپس در طول آزمایش مقادیر نیروی افقی اعمالی به مدل (H)، ممان ایجاد شده در تیر و در نزدیکی محل اتصال تیر به ستون (M_b)، میزان تغییر مکان جانبی سر آزاد ستون در محل اعمال بار (Δ) و میزان تغییر زاویه بین وجه تیر و وجه ستون (زاویه نظیر شکاف ایجاد شده در مدل) θ_r در هر مرحله از اعمال بار قرائت شده و نتایج به صورت نمودارهای $H-\Delta$ و $M_b-\theta_r$ ترسیم می شوند.

۲-۲-۲- مدل سازی عددی در نرم افزار ABAQUS

در این قسمت، مراحل انجام شده جهت مدل سازی عددی نمونه آزمایشگاهی اتصال پس کشیده اشاره شده در قسمت ۲-۱ همراه با ۴ کابل پر مقاومت فولادی در دو طرف تیر، معرفی و بررسی شده است.

۲-۲-۱- شروع مدل سازی عددی در نرم افزار ABAQUS

مدلسازی عددی در نرم افزار ABAQUS در سه مرحله کلی انجام می شود. مرحله اول هندسه مدل ساخته شده، بارگذاری و شرایط مرزی مدل تعریف شده و نهایتاً فرآیند گسسته سازی انجام می شود، سپس در مرحله دوم مدل تحلیل شده و نهایتاً در مرحله سوم نتایج حاصله از تحلیل مدل قرائت می شود. تمام این قسمت ها در نرم افزار ABAQUS در نه مرحله انجام می شود که در ادامه به شرح هر یک می پردازیم:

۲-۲-۱-۱- ساخت قطعات تشکیل دهنده مدل در ماژول PART

در نرم افزار ABAQUS ابتدا کلیه قطعات تشکیل دهنده مدل به صورت جداگانه در ماژول Part ساخته می شود. جهت ساخت کلیه قطعات مدل به جز کابل پس کشیده، از حالت Solid و در ساخت کابل های پس کشیده از حالت Wire استفاده شده است.

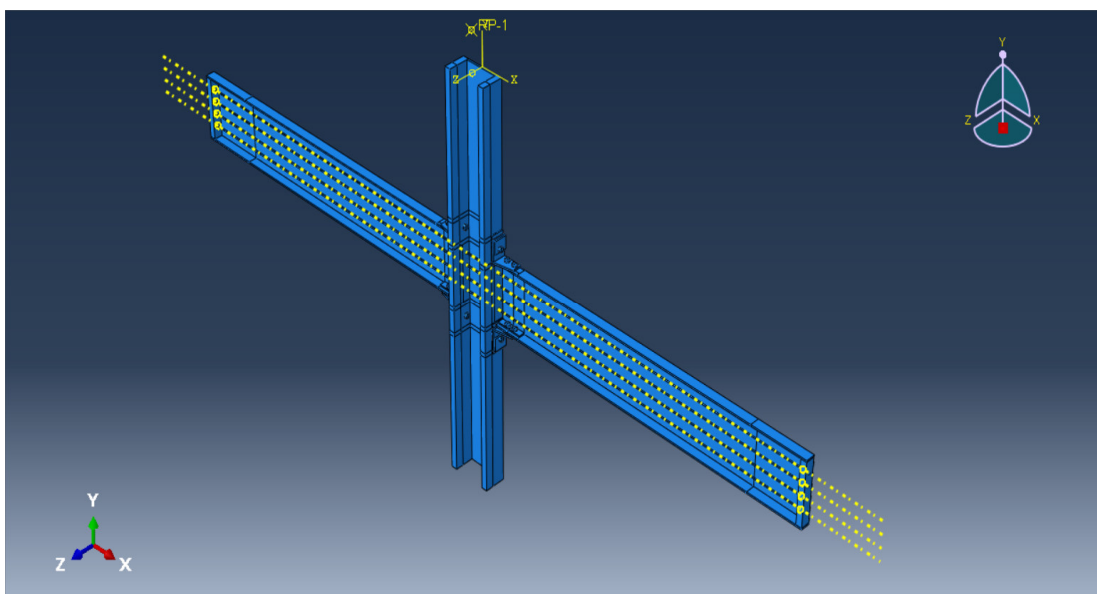
۲-۲-۱-۲- تعریف مشخصات فولاد مورد استفاده و مقاطع تشکیل دهنده قطعات در ماژول Property

مشخصات فولاد مورد مصرفی برای قطعات مختلف، با استفاده از جدول ۶ تعیین می شود: با توجه به رفتاری که از قطعات مدل انتظار داریم، مشخصات فولاد کلیه قطعات به جز کابل های پس کشیده، به صورت کامل تا مقدار تنش نهایی به نرم افزار معرفی شده است. جهت تعریف رفتار پلاستیک فولاد مقادیر تنش کرنش حقیقی لحاظ شده است. لازم به یادآوری است واحد کمیت های اصلی در نرم افزار میلی متر برای طول و مگا پاسکال برای تنش بوده است. بنابراین واحد نیرو کیلونیوتن می باشد.

مقاطع تشکیل دهنده کلیه قطعات به جز کابل های پس کشیده از نوع Solid بوده و مقطع کابل های پس کشیده از نوع Truss انتخاب شده است تا کابل ها فقط تحت نیروی محوری قرار گیرند.

۳-۱-۲-۳- مونتاژ قطعات در ماژول Assembly

در این قسمت مطابق شکل ۳ قطعات مختلف تشکیل دهنده مدل از نظر هندسی در مکان مناسب قرار میگیرند. ۸ کابل پر مقاومت فولادی (در هر طرف جان تیر ۴ کابل) در طول عمق جان تیر قرار گرفته اند.



شکل ۳: مونتاژ قطعات تشکیل دهنده مدل در محل مناسب خود و کامل کردن هندسه مدل

۳-۱-۲-۴- تعیین نوع و مراحل تحلیل در ماژول Step

در این قسمت نوع تحلیل، تعداد تحلیل، نقاط مورد نظر جهت تعیین خروجی ها و نوع کمیت خروجی که می بایستی قرائت شود، مشخص می شود. در این مدل نیاز به تعریف دو مرحله تحلیل می باشد. مرحله اول مربوط به مهار کابل های پس کشیده و مرحله دوم مربوط به اعمال بار چرخه ای به مدل می باشد که در نمونه های تحت دررفت ۴ درصد دارای ۱۲۰ گام می باشد و نوع هر دو تحلیل، اساتیکی در نظر گرفته شده است.

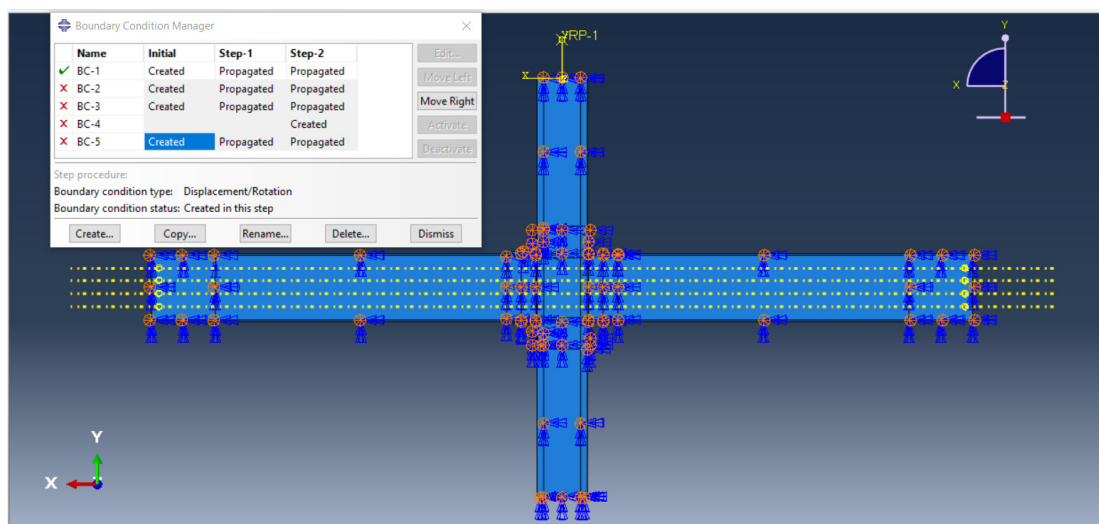
۳-۲-۱-۵- تعریف اندرکنش میان قطعات تماسی در مدل Interaction

قطعات تشکیل دهنده مدل در ماژول Assembly کنار هم قرار داده شده اند و هیچگونه تماسی با یکدیگر نداشته و می بایستی براساس نوع تماس بین آنها در واقعیت، در این قسمت اندرکنشی مناسب تعریف شود. در این مدل دو نوع تماس اصطکاکی و تماس Tie تعریف شده است. ضمناً جهت اتصال ورق های تقویت به بال های تیر، اندرکنش نظیر جوش بین قطعه جوش ، ورق تقویت و قطعه جوش، بال تیر، تعریف شده است.

۳-۲-۱-۶- تعریف بارگزاری و شرایط مرزی در ماژول Load

جهت تعریف تکیه گاه مفصلی پای ستون، جابجایی گره های پای ستون را در راستای ۱ و ۳ بسته و تمام جابه جایی های گره های میانی را نیز مقید می کنیم. در مورد تکیه گاه های غلتکی واقع در دو سر تیرها، فقط مولفه جابه جایی در راستای قائم گره های دو سر تکیه گاه های غلتکی مقید می شوند.

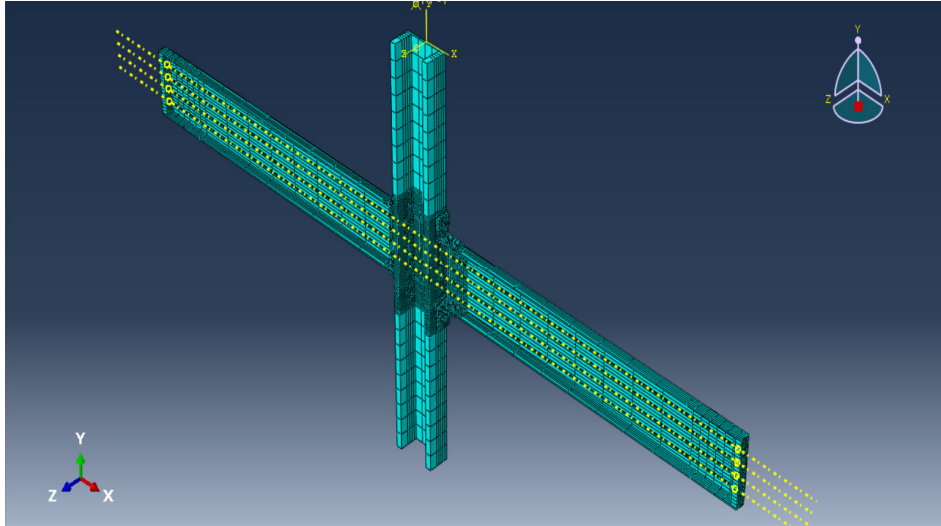
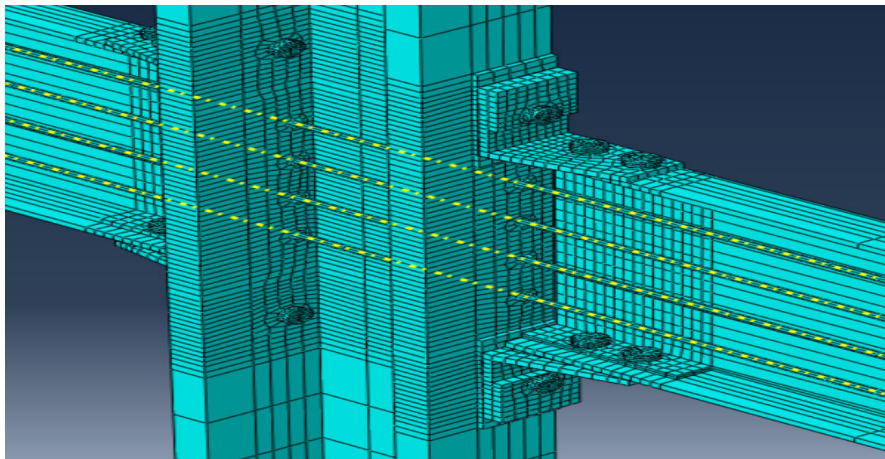
جهت تعریف نیروی مهاری ایجاد شده در کابل های پس کشیده شده از مکانیزم Bolt Load استفاده شده است و هر کابل تحت نیروی ۸۸.۷۴ کیلونیوتن قرار گرفته است در این مدل جمعاً تعداد ۸ کابل پس کشیده در دو طرف جان تیر، قرار داده شده است جهت اعمال بار چرخه ای تغییر مکانی، جابه جایی افزایش یابنده چرخه ای، به تمام گره های قسمت فوقانی آزاد ستون وارد شده است (شکل ۴).



شکل ۴: تعریف شرایط مرزی برای مدل عددی اتصال پس کشیده

۳-۲-۱-۷- مرحله گسسته سازی

جهت انجام تحلیل عددی نیاز است که فرآیند گسسته سازی انجام شده و قطعات تشکیل دهنده مدل به المان‌های کوچکتری تقسیم شوند. المان تشکیل دهنده تمام قطعات، المان‌های ۶ وجهی ۸ گره‌ای بوده به جز کابل‌های پس کشیده که از المان‌های ۲ گره‌ای جهت مش زدن استفاده شده است (شکل ۵).

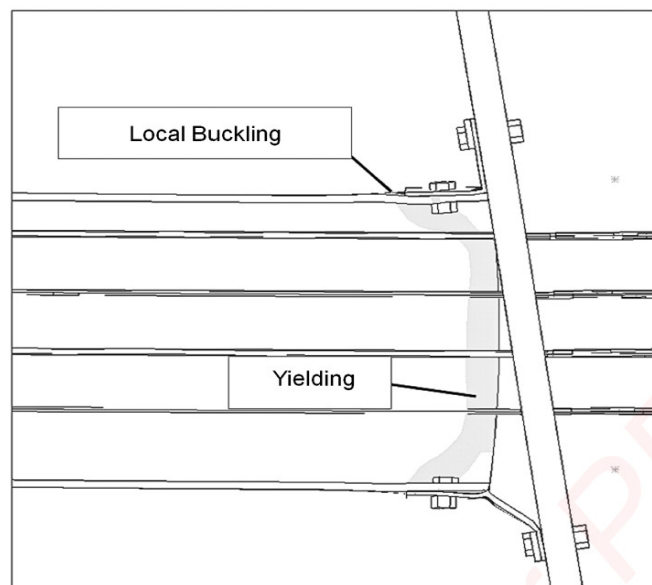
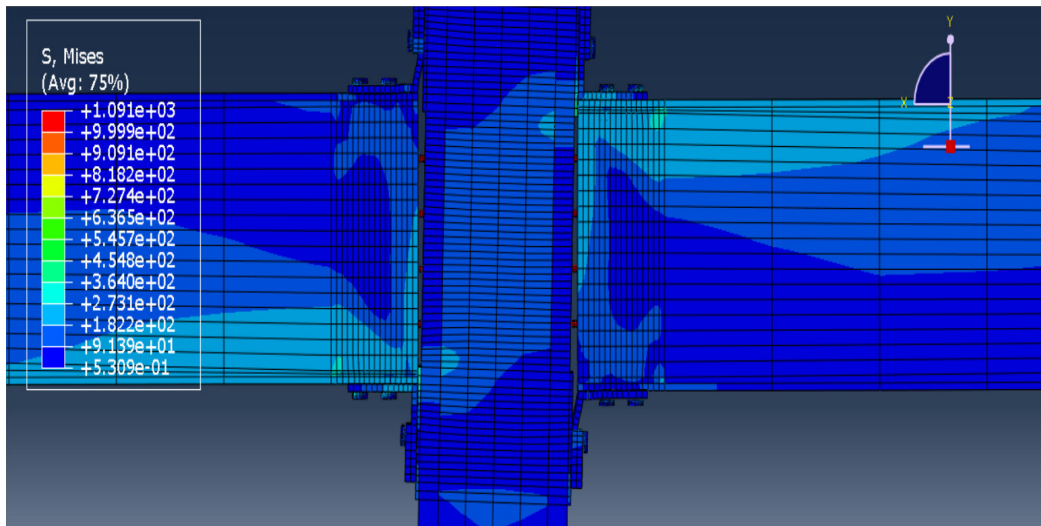


شکل ۵: تعریف شرایط مرزی برای مدل عددی اتصال پس کشیده

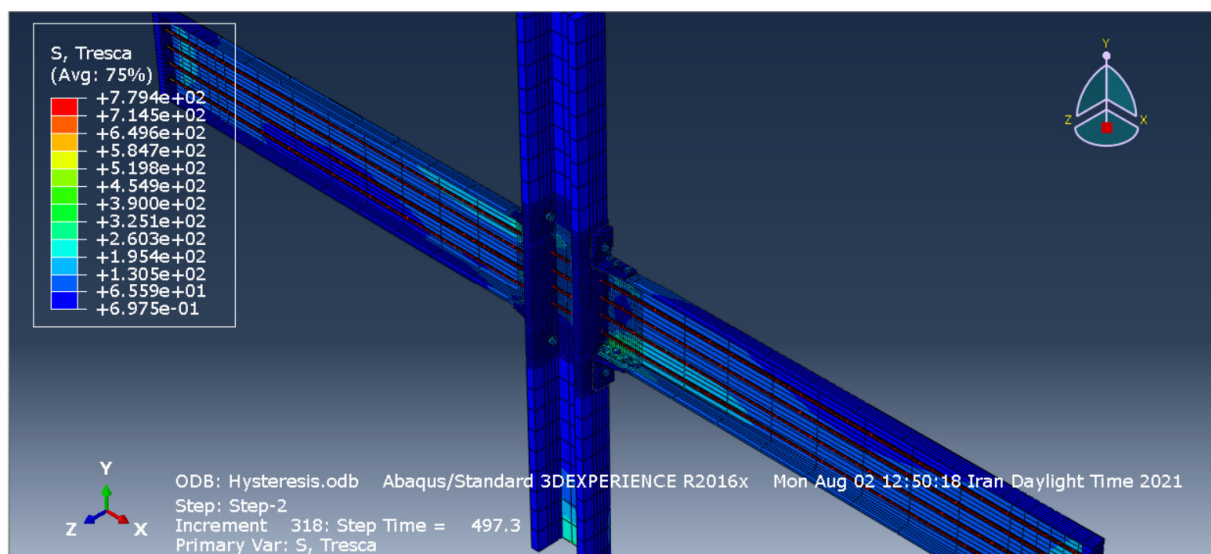
۳-۲-۱-۸- انجام تحلیل در ماژول Job

۳-۲-۱-۹- قرائت نتایج بدست آمده در ماژول Visualization

نتایج بدست آمده از تحلیل عددی در این قسمت قابل مطالعه و بررسی می باشد. در شکل های ۶ و ۷ نحوه تغییر شکل تیر و نبشی ها در حوالی اتصال و مقادیر تنش های ایجاد شده در اعضای مختلف مدل، براساس معیار تنش میسز نشان داده شده است.



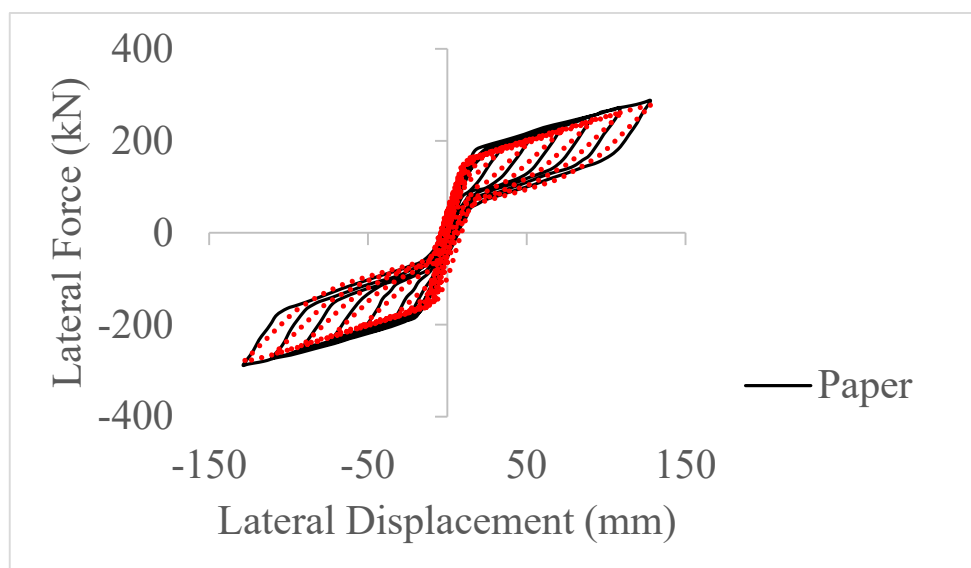
شکل ۶: نحوه تغییر شکل ایجاد شده در نبشی ها



شکل ۷: توزیع تنش‌های ایجاد شده بر اساس معیار میسز در تیر و اتصال

۳- نتیجه گیری

در شکل ۸ نمودار بار جانبی اعمالی به ستون- تغییر مکان افقی سر آزاد ستون، بدست آمده از مدل سازی عددی انجام شده در این مقاله در نرم افزار ABAQUS نشان داده شده و با نمودار بدست آمده از نتایج ریچل و همکاران در سال ۲۰۰۲ میلادی [5] مقایسه شده است.



شکل ۸: مقایسه نتایج $H - \Delta$ بدست آمده برای مدل عددی و نتایج آزمایشگاهی

از مقایسه نمودارهای هیستریزیس $H - \Delta$ بدست آمده از تحلیل عددی انجام شده در این تحقیق با نمودارهای مشابه بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی، مشاهده می‌شود که نتایج حاصله از این دو تحلیل مطابقت بسیار خوبی دارد و همگرایی خوبی، میان رفتار آنها مشاهده می‌شود که بیانگر درستی مدلسازی است. حال می‌توان ادعا کرد که نتایج بدست آمده قابل استناد است.

در جدول شماره ۸ مقادیر پاسخ تحلیل عددی اتصال در نرم افزار آورده شده است و همچنین نسبت مقادیر پاسخ تحلیل عددی به مقادیر آزمایشگاهی ریچل و همکاران در داخل پرانتز ذکر شده است.

به عبارتی جدول شماره ۸ مقایسه ای بین نتایج اجزا محدود بدست آمده از مدلسازی در نرم افزار و نتایج گزارش شده از ریچل و همکاران ارائه می‌کند. پارامترهای داخل جدول شامل چرخش نسبی بین تیر و ستون (θ_r)، نیروی کششی ماکزیمم در هر کابل $PT(T_{max})$ ، سختی اولیه (K_i)، ممان اتصال ماکزیمم (M_{max}) می‌باشند. تمام مقادیر داخل جدول در دریافت طبقه معادل ۳ درصد بدست آمده اند.

جدول ۲: مقایسه بین نتایج تحلیل عددی نرم افزار با نتایج گزارش شده از ریچل و همکاران

speciment	$\theta_r(\text{rad})$	$T_{max}(\text{KN})$	$K_i(\text{KN/m})$	M_{max}
SPC4	0.025(1.01)	130.22(0.98)	11692.07(0.95)	497.26(0.97)

نسبت پاسخ: نسبت بین نتایج تحلیل عددی نرم افزار به نتایج متناظر آزمایشگاهی

۴- فهرست منابع و مآخذ مورد استفاده

- [1] Engelhardt, M. D., & Sabol, T. A. (1997). Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake. *Progress in structural engineering and materials*, 1(1), 68-77
- [2] Guan, X., Burton, H., & Moradi, S. (2018). Seismic performance of a self-centering steel moment frame building: From component-level modeling to economic loss assessment. *Journal of Constructional Steel Research*, 150, 129-140.
- [3] Youssef, N. F., Bonowitz, D., & Gross, J. L. (1995). A survey of steel moment-resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge earthquake. US National Institute of Standards and Technology.

- [4] Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., & Zhao, C. (2001). Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 127(2), 113-121.
- [5] Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S. W., & Lu, L. W. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 850-859.
- [6] Garlock, M. (2002). Full-Scale testing, seismic analysis, and design of post-tensioned seismic resistant connections for steel frames [Ph. D. dissertation]. Bethlehem, PA: Dept. of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University.
- [7] Garlock, M. M., Ricles, J. M., & Sause, R. (2005). Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 131(3), 438-448.
- [8] Garlock, M. M., Ricles, J. M., & Sause, R. (2008). Influence of design parameters on seismic response of post-tensioned steel MRF systems. *Engineering Structures*, 30(4), 1037-1047.
- [9] Shen, P. W., Yang, P., Hong, J. H., Yang, Y. M., & Tuo, X. Y. (2020). Seismic performance of steel frame with a self-centering beam. *Journal of Constructional Steel Research*, 175, 106349

بررسی تحقیقات صورت گرفته در زمینه مقاوم سازی دیوارهای بنایی به روش تسلیح مغزه و بهره گیری از مصالح بتنی پر مقاومت نوین و مقاطع مرکب در این روش

هادی درخشان^۱، سید حسام مدنی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-مهندسی زلزله، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

۲- دانشیار، گروه مهندسی زلزله و ژئوتکنیک، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته، کرمان، ایران

خلاصه

قابل ذکر است که بالغ بر ۷۰٪ ساختمان‌های بنایی مسکونی و ۱۰۰٪ بناهای تاریخی در جهان، از نوع ساختمان‌های بنایی غیر مسلح می‌باشند و طبیعتاً در کشورهای در حال توسعه و دارای پیشینه تاریخی، تعداد این نوع سازه‌ها بیشتر می‌باشد. با توجه به این امر که ساختمان‌های مذکور از آسیب پذیری قابل توجهی در برابر زلزله رنج می‌برند، در مناطقی چون ایران می‌توانند باعث ایجاد خسارت‌های جانی، مالی و فرهنگی زیادی در اثر صدمه‌های ناشی از زلزله باشند. از این رو مهندسین و محققین همواره به دنبال به کارگیری و توسعه روشی برای مقاوم سازی و برطرف نمودن ضعف‌های دیوارهای بنایی بوده و هستند. یکی از روش‌های پیشنهاد شده جهت مقاوم سازی سیستم‌های بنایی، تکنیک تسلیح مغزه می‌باشد. در این روش در امتداد ارتفاع و در مرکز پلان دیوار مغزه گیری‌هایی انجام شده و سپس حفره‌های ایجاد شده توسط مصالح بتنی و میلگرد پر می‌شود. در این مطالعات سعی بر این است که تاثیر استفاده از بتن های توانمند و مقاطع مرکب تشکیل شده از لوله فولادی جدار نازک پر شده با مصالح بتنی مذکور، مورد بررسی قرار گیرد.

کلمات کلیدی: مقاوم‌سازی، دیوار بنایی، بتن توانمند، مقاطع مرکب فولادی پر شده با بتن

۱. مقدمه

با توجه به این مهم که دیوارهای بنایی عموماً از نظر سختی عملکرد نسبتاً مورد قبولی دارند و عمده ضعف این سیستم‌ها در رفتار مقاومتی و شکل پذیری است که عموماً ناشی از ساختار غیر همگن این نوع دیوارها می‌باشد. همین نقاط ضعف باعث آسیب پذیری دو چندان دیوارهای بنایی در مقابل زلزله می‌باشد. از این رو اغلب روش‌های مقاوم سازی از جمله روش تسلیح مغزه، سعی در مرتفع کردن این نقاط ضعف دارند. با توجه به اینکه در بسیاری از سازه‌ها همچون بناهای تاریخی حفظ شکل ظاهری و معماری اولیه بسیار حائز اهمیت است روش تسلیح مغزه در این موارد کارگشا می‌باشد. علاوه بر این در برخی از موارد که ساختمان‌های بنایی در مجاورت یکدیگر و بدون درز لرزه‌ای اجرا شده‌اند، این روش می‌تواند مطلوب ترین روش موجود جهت مقاوم سازی دیوارهای بنایی باشد.

تلفیق مصالح بتنی نوین توانمند و فوق توانمند با روش تسلیح مغزه و همچنین استفاده آنها در ترکیب با لوله فولادی جدار نازک و ایجاد المانی مرکب بعنوان اعضا تسلیح کننده مغزه‌ها، به ما این امکان را می‌دهد تا علاوه بر استفاده از ظرفیت مقاومتی مصالح بتنی مذکور، با توجه به محصورشدگی ناشی از وجود لوله، شکل‌پذیری اعضا را هم تا حد قابل توجه بهبود ببخشیم. که با اوصاف ذکر شده علاوه بر مرتفع کردن نقاط ضعف دیوار، از مزایای فنی و اجرایی روش تسلیح مغزه نیز به نحو احسن قابل استفاده می‌باشد.

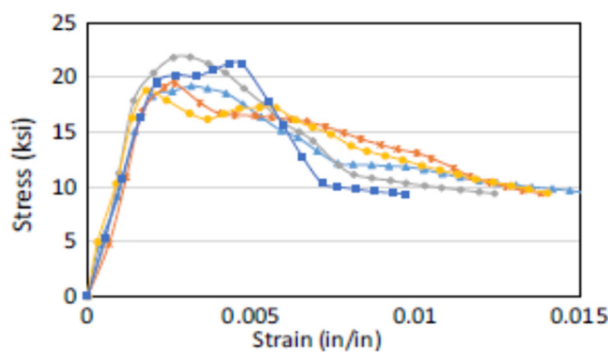
۲. پژوهش‌های پیشین

لورنزو [۱] در سال ۲۰۰۱ نشان داد مودهای خرابی سازه‌های بنایی، عمدتاً از نوع ناپایداری است و کمتر اتفاق می‌افتد که یک سازه بنایی توسط خردشدگی مصالح، به حد فروریزش برسد. بعبارت دیگر دیوارهای بنایی بعلت خرد شدگی مصالح بنایی به فرو ریزش نمی‌رسند بلکه عدم یکپارچگی و ناهمگنی این سیستم ها است که موجب خرابی دیوار می‌شود. از این رو روش تسلیح مغزه با ایجاد المان‌های عمودی با قطر بین ۹ تا ۱۵ سانتی متر در دیوار سعی بر بالا رفتن محصور شدگی قطعات دیوار و کاهش طول دیوار دارد. نتیجه این امر همانطور تغییر و کوتاه شدن مسیر ترک و در نتیجه عدم ایجاد گسیختگی کلی در دیوار می‌باشد (شکل ۱).

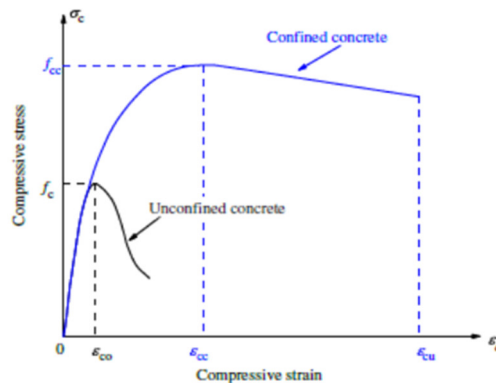


شکل ۱- کوتاه شدن مسیر ترک بعد از مقاوم سازی به روش تسلیح مغزه [۲]

در مطالعات حاضر استفاده از بتن با تکنولوژی نوین توانمند و فوق توانمند که رفتار مقاومتی بهبود یافته‌ای نسبت به بتن‌های معمولی دارد (شکل ۳) و همچنین استفاده از مصالح مذکور در یک مقطع مرکب شامل لوله فولادی، که امکان استفاده از ظرفیت نهایی را ناشی از محصور شدگی بتن به ما بدهد (شکل ۴) راهی برای بهبود روش تسلیح مغزه مد نظر قرار می‌گیرد.



شکل ۲- رفتار مقاومتی بتن فوق توانمند [۳]



شکل ۳- بهبود رفتار مقاومتی و شکل‌پذیری بتن پس از محصور شدگی با لوله فولادی [۴]

۳. مروری بر مطالعات انجام شده

در سال ۲۰۰۳ در دانشگاه ایلینویز در آمریکا، فرانکلین و همکاران [۴] گزارشی را تحت عنوان "عملکرد دیوارهای برشی بنایی غیر مسلح مقاوم سازی شده: رفتار خمشی جرزهای بنایی" ارائه نمودند. در این گزارش که به تفصیل بر روی تاثیر روش‌های مرسوم مقاوم‌سازی سیستم‌های بنایی غیرمسلح پرداخته شده است، روش تسلیح مغزه نیز مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. در گزارش مذکور آزمایش‌های تجربی بر روی جرز (دیوارستون)های بنایی انجام شده و نمودارهای چرخه ای و نیرو-تغییر مکان هریک از روشها بصورت مقایسه‌ای ارائه شده اند. گزارش مورد نظر همچنین شامل یک سری روابط تحلیلی جهت محاسبه ظرفیت خمشی و برشی مورد نیاز دیوار و اعضا مقاوم کننده می‌باشد که با توجه به این موارد می‌تواند مرجع مناسبی جهت ارزیابی و صحت سنجی مدل سازی ها در روش پیشنهادی پروپوزال باشد.

آبرامز و همکاران [۵] نیز در سال ۲۰۰۷ مقاله‌ای تحت عنوان "تاثیر مقاوم‌سازی بر رفتار لرزه‌ای جرزهای بنایی" را به چاپ رسانده‌اند که در آن نتایج حاصل از مقاوم سازی جرزهای نازک بنایی به چهار روش متفاوت ارائه شده است. چهار روش ارائه شده در این مقاله عبارتند از: (۱) اجرای نوارهای FRP بر سطح دیوار (۲) استفاده از روش ملات پاششی (۳) روش پوشش سطحی (۴) روش تسلیح مغزه. در این مقاله رفتار چرخه‌ای جرزهای بنایی پس از مقاوم‌سازی با روش‌های ذکر شده، با یکدیگر و با جرز بنایی مسلح نشده در جداولی ارائه و مقایسه شده‌اند. همچنین برای هر یک از روشهای مذکور، نمودارهای نیرو-تغییر مکان چرخه‌ای (رفتار هیستریزس) آورده شده است. در این مطالعه از معیارهای ارزیابی پیش استاندارد FEMA356 [۱۳] جهت بررسی نتایج بدست آمده بهره گرفته شده و نتیجه بدست آمده حاکی از محافظه کارانه بودن ضوابط و معیارهای FEMA356 [۱۳] بوده است. بدلیل اینکه یکی از روش‌های مورد استفاده در این مستند همان روش مد نظر در پروپوزال می‌باشد با این تفاوت که این بررسی به جای دیوار کامل بر روی جرز بنایی انجام شده، پژوهش مورد بحث حاوی داده‌ها و نتایج مورد استفاده زیادی برای مطالعه پیش رو می‌باشد.

در سال ۲۰۱۰، استاوریدیس و شینگ [۶] مقاله‌ای با عنوان "مدل سازی اجزا محدودی دیوارهای بنایی میانقاب شده در قاب بتنی با رفتار غیر خطی" را به چاپ رساندند که در آن بررسی رفتار غیر خطی دیوارهای بنایی اجرا شده در قاب بتن آرمه مورد توجه قرار گرفته است. در مقاله مذکور محققین رویکرد ریزمدل سازی ساده شده‌ای را جهت شبیه‌سازی دیوار بنایی مدنظر قرار داده‌اند و بصورت تفصیلی در مورد مدل‌های خرابی مورد استفاده و سطوح مدل سازی شده بین آجرها و ما بین دیوار و قاب بتنی به بحث و بررسی پرداخته‌اند. از آنجا که مدل سازی سطوح تماسی بین بتن و عناصر بنایی در روش تسلیح مغزه ضروری می‌باشد، روش‌های ذکر شده در مقاله مذکور، جهت استفاده در مطالعات پیش رو بسیار راه گشا و مورد استفاده خواهد بود.

در مطالعه دیگری در سال ۲۰۱۷ با عنوان "شبیه سازی رفتار دیوار بنایی با رویکرد ریز مدل سازی ساده شده" عبدالله و همکاران [۷] رویکردی ساده‌سازی شده جهت ریز مدل سازی دیوارهای بنایی ارائه کرده‌اند. در پژوهش مذکور آجرها از هر طرف به اندازه نصف ضخامت بند بزرگتر در نظر گرفته شده و در مدل ایجاد شده‌اند اما برای مدل‌سازی بندها، خود ملات بتنی عینا مورد شبیه سازی قرار نگرفته است، بلکه از

رفتار چسبندگی سطحی و المان چسبنده (cohesive) جهت شبیه‌سازی رفتار ملات در بندها استفاده شده است. روش و رویکرد ارائه شده در این مقاله جهت شبیه‌سازی ساده و دقیق دیوار بنایی در طرح پیشنهادی، بسیار تسهیل کننده و کارا می‌باشد.

ژونگ و همکاران [۸] در سال ۲۰۱۷، در پژوهشی تحت عنوان "رفتار اعضا فلزی پر شده با بتن فوق توانمند" رفتار اعضا مرکب متشکل از بتن فوق توانمند و فولاد پر مقاومت را بررسی کرده‌اند. انگیزه این محققین از انجام این مطالعه استفاده از مصالح کمتر در اعضا سازه‌ای توام با بهبود عملکرد مقاومتی، که رویکرد مورد استفاده در ساختمانهای بلند می‌باشد، بوده است. در این مطالعه هر دو بارگذاری محوری بدون برون محوری و با برون محوری انجام شده تارفتار کماتشی و اندرکنش بار محوری-خمشی بعنوان آثار ثانویه موثر بر رفتار اینگونه ستونها مد نظر قرار گرفته شده باشد. برای انتخاب ابعاد و اندازه مقاطع از معیارهای طراحی آیین نامه Eurocode4 [۱۴] کمک گرفته شده. مقاومت تسلیم فولاد مورد بررسی حدود $800 \text{ (KN/mm}^2\text{)}$ و مقاومت بتن مورد استفاده بیش از $200 \text{ (KN/mm}^2\text{)}$ از نتایج آزمایشگاهی بدست آمده است. در این مقاله رفتار و نحوه مدل سطوح تماسی بین مصالح ارائه شده که با توجه به المانهای مورد استفاده در پروپوزال، جهت انجام شبیه‌سازی اجزای محدودی در نرم افزار ABAQUS [۱۵] مورد استفاده و بهره‌گیری می‌باشد.

در سال ۲۰۱۷، شفیعی فر و همکاران [۳]، مقاله‌ای با عنوان "مطالعه آزمایشگاهی و عددی بر روی مشخصات مکانیکی بتن فوق توانمند" را ارائه نموده‌اند. قابل ذکر است که بتن فوق توانمند یک تکنولوژی پیشرفته در زمینه بتن است که دارا مشخصات مقاومتی و رفتار بهبود یافته‌ای نسبت به بتن معمولی می‌باشد. این مقاله رفتار فشاری و کششی بتن فوق توانمند را بررسی کرده است و جهت توسعه و بکارگیری مدلی عددی، برای شبیه‌سازی این مصالح، مقایسه‌ای بین رفتار بتن فوق توانمند و بتن رایج انجام گرفته است. جهت انجام این مدل سازی از داده‌های آزمایش‌های انجام شده بر روی مصالح تجاری ductal و مدل خرابی پلاستیک بتن (CDP) در نرم افزار اجزای محدودی ABAQUS [۱۵] بهره گرفته شده. مدل سازی اجزای محدودی و نتایج آزمایش‌های انجام شده، تطابق و همسویی قابل قبولی داشته‌اند و همه نتایج بدست آمده حاکی از بهبود مقاومت فشاری، کششی و خمشی بتن فوق توانمند در مقایسه با بتن رایج بوده است. نتایج و تکنیک‌های مقاله مذکور با توجه با استفاده از مصالح بتنی فوق توانمند به جای بتن معمولی در المانهای تسلیح مغزه، کارآمد و مورد نیاز می‌باشند.

نیکو روش و سلطانی [۲] در سال ۲۰۱۸، مطالعه‌ای با عنوان "رفتار جرزهای غیر مسلح بنایی مقاوم سازی شده به روش تسلیح مغزه: بررسی آزمایشگاهی" ارائه نمودند که تمرکزش بر روی جرزهای بنایی ساخته شده از آجر کوره ای و ملات خاک و گچ مقاوم سازی شده به روش تسلیح مغزه بود. در مقاله مذکور هفت نمونه جرز بنایی یکسان ساخته و به روش تسلیح مغزه با دو رویکرد متفاوت (در اتصال به فونداسیون) و با دو سایز متفاوت میلگرد، مقاوم سازی شده‌اند. تمامی نمونه‌ها تحت بار چرخه‌ای داخل صفحه آزمایش شده و نمودارهای رفتاری مربوط به آنها ارائه شده است. نمونه‌های مقاوم سازی شده بدون اتصال المانهای مرکزی به فونداسیون، افزایش در مقاومت نهایی، ظرفیت شکل پذیری و اتلاف انرژی به ترتیب معادل 10% ، 25% و 100% از خود بروز داده‌اند. نمونه‌های مقاوم سازی شده با اتصال المان به فونداسیون، در شکل پذیری و اتلاف انرژی افزایشی برابر نمونه‌های قبلی داشتند در حالیکه مقاومت نهایی آنها به اندازه 230% افزایش نشان داده است. استفاده از داده‌ها و نمودارهای بدست آمده در این مقاله با توجه به یکسان بودن اصل تکنیک با روش پیشنهادی در پروپوزال، جهت مقایسه نتایج مدل سازی نرم افزاری مفید و مورد استفاده می‌باشد.

یانگ و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۹ مقاله‌ای با عنوان "رفتار فشاری ستونهای کوتاه دایروی بتن فوق توانمند با غلاف فولادی" اعضای مرکب بتنی فوق توانمند با غلاف پوششی فولادی را مورد آزمایش و بررسی قرار دادند. تحت بارگذاری محوری گسیختگی برشی در ستونها پیش از کماتش موضعی رخ داد ولی با این وجود بدلیل تاثیر محصور شدگی بتن، شکل پذیری و ظرفیت باربری، بهبود قابل توجهی را تجربه کرد. جهت شبیه‌سازی اجزای محدودی از مدل خرابی پلاستیک بتن (CDP) و یک تحلیل پنج مرحله‌ای استفاده شد که بررسی و مقایسه نتایج بدست آمده حاکی از تصدیق و همسویی نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدودی بوده است. داده‌ها و نتایج این مقاله نیز با توجه به اینکه المانهای تسلیح مغزه عملکرد مشابه و یکسانی با اینگونه ستونها دارد، مورد نیاز و استفاده در مدل سازی عددی این المانها می‌باشد.

فنگ و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۹ پژوهشی تحت عنوان "تحلیل عددی و اجزای محدودی ستونهای بتنی فوق توانمند الیافی تحت بار محوری با و بدون برون محوری" را ارائه نموده‌اند که در آن به بررسی و مدل سازی تفصیلی ستون‌های ساخته شده از بتن فوق توانمند الیافی تحت بار محوری بدون برون محوری و توام با برون محوری و تاثیر آنها بر رفتار ثانویه این ستونها پرداخته‌اند. در مقاله مذکور همچنین پارامترها و روشهای مدل سازی و تحلیل خرابی پلاستیک بتن در نرم افزار ABAQUS [۱۵] با روش تحلیل دینامیکی (explicit) شرح داده شده است. با توجه به حائز اهمیت بودن مدل سازی صحیح اینگونه ستونها در مقاوم سازی دیوارهای بنایی به روش تسلیح مغزه با بتن فوق توانمند، پژوهش یاد شده در انجام مدل سازی و تحلیل بسیار مورد استفاده و کارگشا خواهد بود.

طالب هاشم و همکاران [۱۱] در سال ۲۰۲۰ پژوهشی را به انجام رساندند با عنوان "مدل ساده شده ساختاری و مدل خرابی پلاستیک برای بتن فوق توانمند الیافی با الیاف مختلف". در این مقاله چند مدل ساده سازی شده ساختاری و با رویکرد خرابی پلاستیک بتن برای مصالح

بتن فوق توانمند با چهار نوع متفاوت الیاف بررسی شده است. برای این منظور جهت شناسایی رفتار فشاری از نمونه های استوانه ای، برای رفتار کششی از نمونه های DOG-BONE بهره گیری شده و همچنین سه ستون تو خالی نیز جهت مقایسه نتایج آزمایشگاهی و مدل سازی تحلیل مورد بررسی قرار گرفته است. تطابق بین نتایج بدست آمده از آزمایش ها و مدل سازی اجزا محدودی، موید و تصدیق کننده یکدیگر بوده و نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدودی بر روی تمامی نمونه حاکی از بهبود رفتاری قابل توجه آنها در پی اضافه کردن همه انواع الیاف بوده است. با توجه به تکنیک های مدل سازی ارائه شده برای ستون ها و مصالح مورد استفاده یکسان مقاله و پروپوزال حاضر، این مقاله منبع کارامدی در انجام مدل سازی المانهای تسلیم بتنی فوق توانمند می باشد.

در سال ۲۰۲۰، فراهانی و همکاران [۱۲] طی پژوهشی با عنوان " رفتار لرزه‌ای دیوارهای بنایی مقاوم سازی شده به روش تسلیم مغزه: بررسی عددی " ارائه داده‌اند. در این پژوهش، ۴۵۰ تحلیل عددی با هدف بررسی تاثیرات پارامترهای مختلف در روش تسلیم مغزه انجام گرفته است. پارامترهایی چون سائز میلگردهای بکار رفته در المانهای بتنی تسلیم مغزه، قطر مغزه، مقاومت برشی بندهای دیوار بنایی و اتصال یا عدم اتصال المان تسلیم کننده به فونداسیون دیوار، در تحلیل های انجام شده موثر بوده است. مدل سازی های این مطالعه در نرم افزار اجزا محدودی ABAQUS [۱۵] انجام شده و از روابط عددی آیین نامه ASCE/SEI 41-17 [۱۶] جهت محاسبات لازم بهره گرفته شده است.

۵. نتیجه گیری

با مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه دیوارهای بنایی مقاوم سازی شده به روش تسلیم مغزه، مشاهده می شود که بهبود چند برابری در شکل پذیری و محصور شدگی قطعات دیوار رخ داده است. از سوی دیگر مطالعات انجام شده بر روی بتن پر مقاومت، حاکی از بهبود ۳ تا ۴ برابری در مقاومت آنها نسبت به بتن های معمولی بوده و با اعمال محصور شدگی این مصالح با لوله فولادی، در مقالات پیشین رشد قابل توجه مقاومت مشخصه و شکل پذیری مشهود می باشد. با توجه به اینکه تا کنون از مصالح و رویکردهای نوین در تکنیک تسلیم مغزه بهره گیری علمی نشده است، توجه به این مهم می تواند نتایج مطلوبی را در این زمینه در پی داشته باشد.

مراجع

- [1] Lourenço, P. B. (2001). Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations. *Historical constructions*, 7-9.
- [2] Nikooravesh, M., & Soltani, M. (2018). Behavior of unreinforced masonry piers strengthened using centercore method; experimental investigation. *Construction and Building Materials*, 189, 236-244.
- [3] Shafieifar, M., Farzad, M., & Azizinamini, A. (2017). Experimental and numerical study on mechanical properties of Ultra High Performance Concrete (UHPC). *Construction and Building Materials*, 156, 402-411.
- [4] Franklin, S., Lynch, J., & Abrams, D. P. (2003). Performance of rehabilitated URM shear walls: Flexural behavior of piers. *Mid-America Earthquake Center CD Release 03-03*.
- [5] Abrams, D., Smith, T., Lynch, J., & Franklin, S. (2007). Effectiveness of rehabilitation on seismic behavior of masonry piers. *Journal of Structural Engineering*, 133(1), 32-43.
- [6] Stavridis, A., & Shing, P. B. (2010). Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, 136(3), 285-296.
- [7] Abdulla, K. F., Cunningham, L. S., & Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, 151, 349-365.
- [8] Xiong, M. X., Xiong, D. X., & Liew, J. R. (2017). Behaviour of steel tubular members infilled with ultra high strength concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 168-183.
- [9] Yang, J., Wang, J., Wang, X., Cheng, L., & Wang, Z. (2019). Compressive Behavior of Circular Tubed Steel-Reinforced High-Strength Concrete Short Columns. *Journal of Structural Engineering*, 145(9), 04019086.
- [10] Fang, C., Sadakkathulla, M. A., & Sheikh, A. (2019). Experimental and Numerical Study of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Column Subjected to Axial and Eccentric Loads. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 13(2), 79-85.
- [11] Hashim, D. T., Hejazi, F., & Lei, V. Y. (2020). Simplified Constitutive and Damage Plasticity Models for UHPFRC with Different Types of Fiber. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 14(1), 1-21.

- [12] Farahani, E. M., Yekrangnia, M., Rezaie, M., & Bento, R. (2020). Seismic behavior of masonry walls retrofitted by centercore technique: A numerical study. *Construction and Building Materials*, 120382.
- [13] FEMA 356, 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [14] EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee of Standardization, 2004.
- [15] ABAQUS, online documentation. SIMULIA Inc.; 2017.
- [16] Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17), American Society of Civil Engineers, 2017.

تحلیل قابلیت اعتماد سازه ها با نمونه گیری زیر مجموعه ای

معین برخوردار مهنی^۱، محمد مقصودی^۲

۱- دکتری مهندسی سازه، دانشگاه جیرفت دانشکده فنی مهندسی گروه عمران.

پست الکترونیکی: moien.barkhori@gmail.com

۲- دکتری مهندسی سازه، دانشگاه جیرفت دانشکده فنی مهندسی گروه عمران.

خلاصه

محاسبه احتمال خرابی سازه ها با توجه به کم بودن این احتمال مساله ای چالش بر انگیز است. از آنجا که معمولا تعداد زیادی متغیرهای تصادفی در یک مساله تحلیل قابلیت اعتماد مهندسی دخیل هستند استفاده از روش های شبیه سازی مونت کارلو اجتناب ناپذیر است. روش مونت کارلو خام توانمندترین روش برای حل مسایل تحلیل اعتماد پذیری با هر تعداد متغیر تصادفی و هر شکل تابع حدی است اما در مواجهه با احتمالات خرابی بسیار کوچک که اغلب در مسایل مهندسی پیش می آید هزینه محاسباتی زیادی می طلبد. برای حل این مشکل روش های زیادی توسعه داده شده اند که نمونه گیری زیر مجموعه از بارزترین ترین آن هاست. این روش با بیان احتمال خرابی به صورت حاصلضرب احتمالات شرطی بزرگتر توانایی برآورد احتمالات خرابی بسیار کوچک را با هزینه محاسباتی کم دارد. همچنین توانایی این روش در مسایل با ابعاد بالا شناخته شده است. در این مقاله احتمال خرابی چندین سازه کاربردی با این روش برآورد شده و نتایج با روش مونت کارلو مقایسه می شوند.

کلمات کلیدی: مونت کارلوی خام، تحلیل اعتمادپذیری سازه، نمونه گیری زیر مجموعه ای، تابع حالت حدی

۱. مقدمه

در تحلیل اعتمادپذیری هدف برآورد احتمال خرابی سیستم مورد بررسی است. فرض کنید که X بردار متغیرهای تصادفی در گیر در مساله باشد. پاسخ سیستم برای هر مقدار بردار X با تابع حالت حدی $g(X)$ بیان می شود. در صورت خرابی مقدار تابع حالت حدی کمتر یا مساوی صفر و در غیر این صورت پاسخ سیستم قابل قبول است. بنابراین احتمال خرابی با انتگرال زیر قابل محاسبه است.

$$P_f = \int I(x)f(x)dx \quad (1)$$

که در این رابطه $f(x)$ تابع چگالی احتمال توام X و $I(x)$ تابع نشانگر است که به صورت زیر تعریف می شود.

$$I(x) = \begin{cases} 1 & \text{if } g(x) \leq 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (2)$$

معمولا محاسبه $g(x)$ نیاز به تحلیل یک مدل مهندسی دارد از طرف دیگر معمولا تعداد متغیرهای تصادفی دخیل در مساله و در نتیجه ابعاد انتگرال زیاد است [۱]. از این رو امکان برآورد تحلیل انتگرال بالا موجود ندارد و استفاده از روشهای عددی اجتناب ناپذیر است. این روش ها باید تا حد امکان تعداد برآوردهای تابع حالت حدی را جهت تخمین انتگرال کمینه کنند [۲]. برای این منظور چندین روش تقریبی نظیر تحلیل قابلیت اعتماد مرتبه اول (FORM) [۳، ۴] و دوم (SORM) [۵، ۶] و روشهای مبتنی بر نمونه گیری نظیر مونت کارلو (MCS) و سایر گونه های آن انواع پیشنهاد شده

¹ First Order Reliability Method

² Second Order Reliability Method

³ Monte Carlo Simulation

است [۱، ۷-۱۲]. بر خلاف روش‌های تقریبی، روش‌های نمونه‌گیری به صورت مجانبی دقیق هستند، همچنین نسبت به پیچیدگی‌های شکل تابع حالت حدی قدرتمند هستند. نقطه ضعف اصلی روش مونت کارلو خام عدم بازدهی این روش در مواجهه به مسایل برآورد احتمال اندک است که اغلب در مهندسی با آن روبرو هستیم. برای غلبه به این مشکل روش‌های پیشرفته‌ای ابداع شده‌اند که ضمن کاهش تعداد نمونه واریانس برآورد را نیز کاهش می‌دهند. روش نمونه‌گیری زیر مجموعه‌ای به دلیل عملکرد مطلوب در ابعاد بالا و در مواجهه با احتمالات خرابی اندک به خوبی شناخته شده است [۱۲]. در این نوشتار ضمن توضیح این روش عملکرد آن در مورد چند مساله کاربردی سنجیده شده و با مونت کارلوی معمولی مقایسه می‌شود.

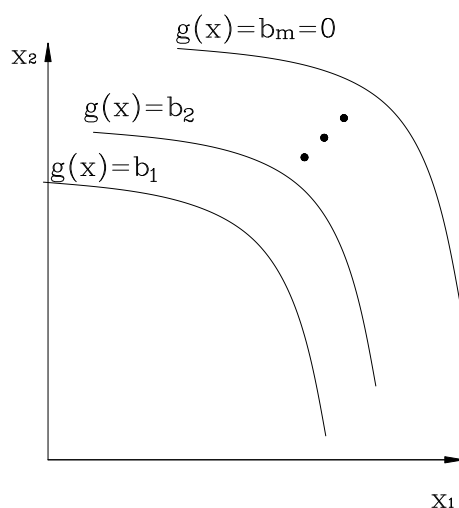
۲. شبیه‌سازی زیر مجموعه‌ای

در این روش احتمال خرابی کوچک P_f به صورت حاصلضرب احتمالات شرطی واسطه بزرگتر به صورت زیر بیان می‌شود.

$$P_f = P(F_1) \prod_{k=1}^{m-1} P(F_{k+1}|F_k) \quad (۳)$$

برای این کار همانگونه که در شکل ۱ نشان داده شده است، چند ناحیه واسطه F_k به صورت زیر تعریف می‌شوند.

$$F_k = \{\mathbf{x} | g(\mathbf{x}) \leq b_k\}, \quad b_m = 0 < b_{k+1} < b_k \quad (۴)$$



شکل ۱. تعریف حدود خرابی واسطه

معمولاً مقادیر b_k به گونه‌ای تعیین می‌شوند که احتمال شرطی $P(F_{k+1}|F_k)$ برابر یک مقدار پیش فرض p شود. در این صورت معادله (۳) به شکل زیر نوشته می‌شود. مقادیر کوچک برای p موجب افزایش ضریب تغییرات برآورد احتمال خرابی و مقادیر بزرگ باعث افزایش تعداد نواحی واسطه و هزینه محاسباتی می‌شوند. تجربه نشان می‌دهد که اختیار $p = 0.1$ می‌تواند با هزینه محاسباتی مناسب به دقت قابل قبولی منجر شود.

$$P_f = P(F_m|F_{m-1})p^{m-1} \quad (۵)$$

برای محاسبه b_k ، N نمونه $\mathbf{x}_i, i = 1: N$ در F_{k-1} با توزیع $f(\mathbf{x})$ تولید شده و تابع حدی $g(\mathbf{x})$ برای آن‌ها برآورد می‌گردد. مقادیر $g(\mathbf{x}_i)$ به ترتیب صعودی مرتب شده و $N \times p$ امین مقدار برابر b_k خواهد بود. لازم به ذکر است که برای تولید نمونه‌ها در F_k از زنجیر مارکوف استفاده

می‌شود. با داشتن نمونه‌های تولید شده F_{k-1} و با شروع از N_c نمونه در F_k به عنوان هسته اولیه، N_c زنجیر مارکوف به طول n ساخته می‌شود که در مجموع $N = n \cdot N_c$ نمونه در F_k تولید می‌گردد.

۳. الگوریتم روش شبیه‌سازی زیر مجموعه‌ای

- گام ۱: N نمونه در فضای تصادفی با توزیع $f(\mathbf{x})$ تولید کنید.
 گام ۲: با داشتن N نمونه در F_{k-1} ، b_k را طبق توضیحات قبل بیابید.
 گام ۳: در صورتیکه $b_k \geq 0$ با شروع از N_c هسته در F_k ، N نمونه را در F_k تولید کنید و به گام ۲ بروید. در صورتیکه $b_k < 0$ مقدار برآورد $\hat{P}(F_m|F_{m-1})$ را از (۶) محاسبه کنید.

$$\hat{P}(F_m|F_{m-1}) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(\mathbf{x}_i) \quad (6)$$

گام ۴: احتمال خرابی را با کمک رابطه (۵) برآورد نمایید.

۴. مثال‌های سازه‌ای

در تمام مثال‌ها تعداد زنجیرها N_c برابر ۱۰، تعداد نمونه‌ها در هر زنجیر n برابر ۱۰۰ که در نتیجه تعداد کل نمونه در هر مرحله N برابر ۱۰۰۰ فرض می‌شود.

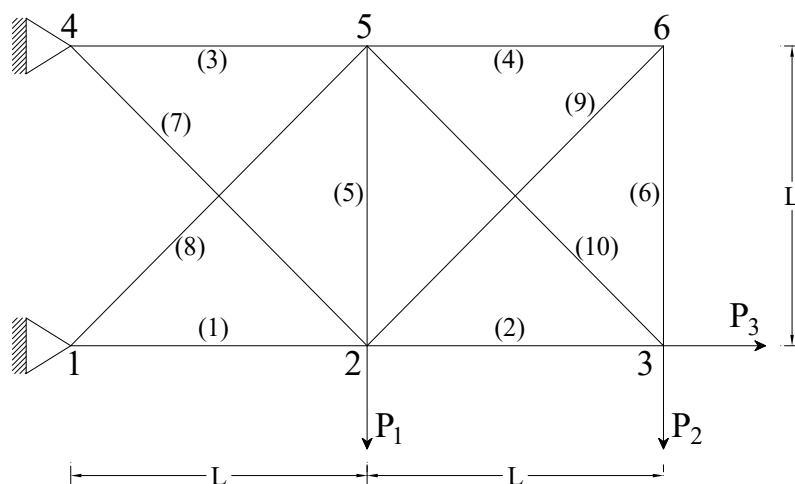
مثال ۱: خرابی دو بعدی

در این مثال اعتمادپذیری یک خرابی ۱۰ عضوی [۲] که در شکل ۲ نشان داده شده است، تحت حالت نهایی بهره برداری با استفاده از روش زیرمجموعه‌ای برآورد شده و نتیجه با روش مرجع مونت کارلوی خام مقایسه می‌شود. سطح مقطع تمام اعضای سازه برابر 10 cm^2 هستند. برای تامین حالت حدی بهره برداری جابجایی عمودی گره ۳ باید کمتر 0.04 m باشد. خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی مساله در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱. خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی مثال ۱

متغیر تصادفی	توزیع	میانگین	انحراف معیار
$P_1(kN)$	نرمال	۶۰	۱۲
$P_2(kN)$	نرمال	۴۰	۸
$P_3(kN)$	نرمال	۱۰	۲
$E(GPa)$	نرمال	۲۰۰	۲۰
$L(m)$	نرمال	۱	۰/۰۵

برای تحلیل قابلیت اعتماد این سازه کد تحلیل المان محدود سازه با کد تحلیل اعتماد پذیری نوشته شده در MATLAB لینک شده است. نتایج حاصل از تحلیل اعتماد پذیری در جدول ۲ آورده شده است. برای رسیدن به نتایج معنی دار روش پیشنهادی MCIS ۲۰ بار به صورت مستقل اجرا شده و میانگین و انحراف معیار نتایج گزارش شده‌اند.



شکل ۲. سازه خرپای دو بعدی مثال ۱

جدول ۲. نتایج تحلیل اعتمادپذیری مثال ۱

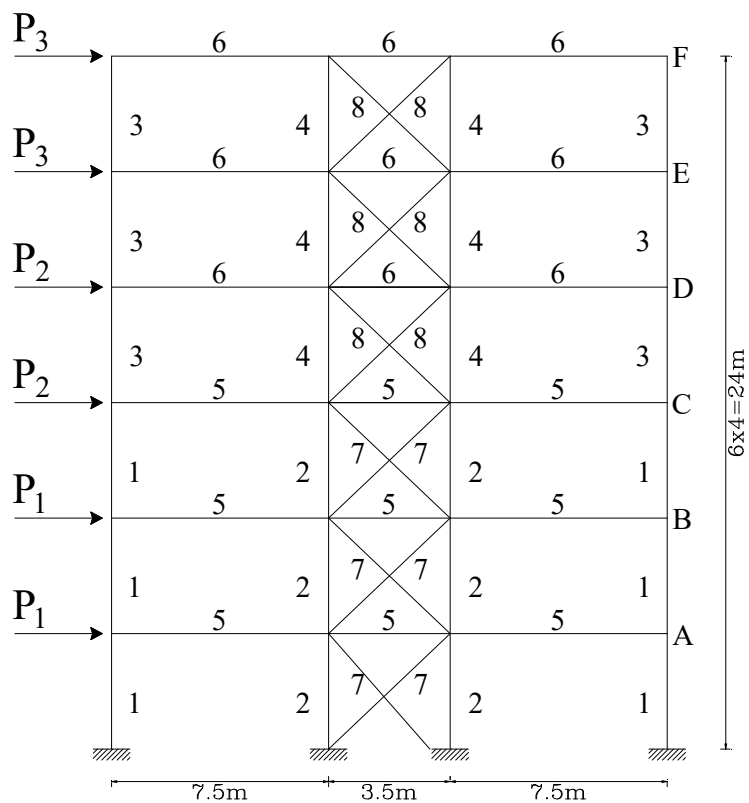
	میانگین احتمال خرابی	انحراف معیار احتمال خرابی	ضریب تغییرات	تعداد فراخوانی تابع حدی	β
SS	$1/53 \times 10^{-4}$	$4/46 \times 10^{-5}$	۰/۲۹	۴۰۰۰	۳/۶۱
MCS	$1/52 \times 10^{-4}$	$7/60 \times 10^{-6}$	۰/۳۰	$7/22 \times 10^4$	۳/۶۱
Reference(MCS)	$1/56 \times 10^{-4}$	$3/94 \times 10^{-6}$	۰/۰۲۵	۱۰۷	۳/۶۱

مثال ۲: سازه دوگانه قاب خمشی و مهاربندی همگرا

در این مثال اعتمادپذیری یک قاب دوگانه خمشی و مهاربند همگرا بررسی می‌شود. سازه این مثال در شکل ۳ نشان داده شده است. بازهای

جانبی و سطح مقطع اعضا متغییر تصادفی در نظر گرفته شده‌اند. در این مثال فرض می‌شود که ممان اینرسی اعضا از سطح مقطع آن‌ها به صورت $I_i =$

$A_i^2/12$ به دست می‌آید. تابع حالت حدی در این مساله برابر است با $g = 1.3 \times 10^{-3} - D_{max}$ که در این رابطه D_{max} بیشینه دریفت نقاط A تا F است.



شکل ۳. سازه قاب خمشی و مهاربندی همگرای مثال ۲.

همچنین خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی دخیل در این مساله در جدول ۳ آمده است.

جدول ۳. خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی مثال ۲

ضریب تغییرات	میانگین	توزیع	متغیر تصادفی
۰/۲	۶۰	گامبل بیشینه	$P_1 (kN)$
۰/۲	۶۰	گامبل بیشینه	$P_2 (kN)$
۰/۲	۳۰	گامبل بیشینه	$P_3 (kN)$
۰/۸	۰/۴۰	لاگ-نرمال	$A_1 (m^2)$
۰/۸	۰/۳۰	لاگ-نرمال	$A_2 (m^2)$
۰/۸	۰/۲۵	لاگ-نرمال	$A_3 (m^2)$
۰/۸	۰/۲۰	لاگ-نرمال	$A_4 (m^2)$
۰/۸	۰/۱۵	لاگ-نرمال	$A_5 (m^2)$
۰/۸	۰/۱۰	لاگ-نرمال	$A_6 (m^2)$
۰/۸	۰/۰۵	لاگ-نرمال	$A_7 (m^2)$
۰/۸	۰/۰۳	لاگ-نرمال	$A_8 (m^2)$

نتایج حاصل از ۱۵۰ اجرای مستقل روش SS در برابر روش مونت کارلوی خام (MCS) در

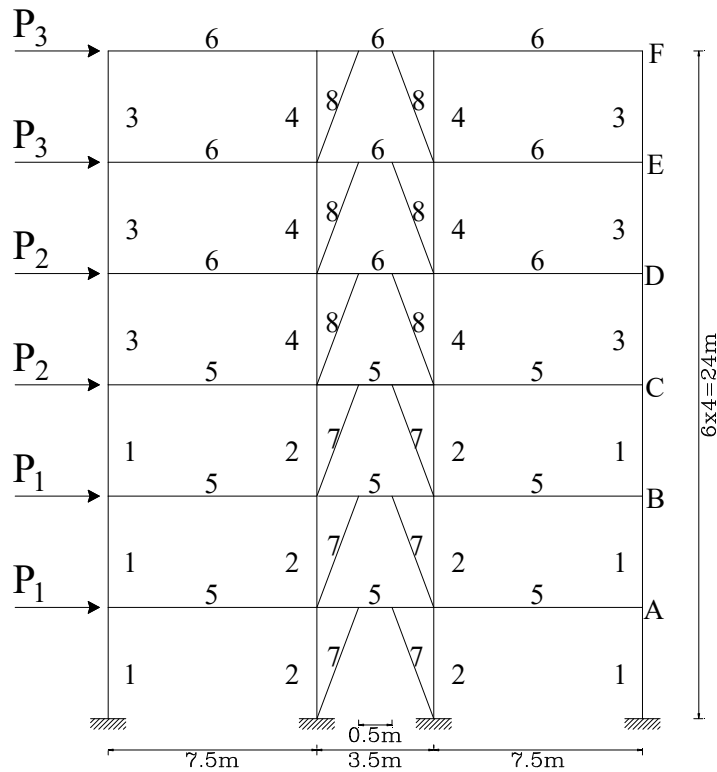
جدول ۴ آورده شده است.

جدول ۴. نتایج تحلیل اعتماد پذیری سازه مثال ۲

β	تعداد فراخوانی تابع حدی	ضریب تغییرات	انحراف معیار احتمال خرابی	میانگین احتمال خرابی
۲/۸۶	۳۰۰۰	۰/۲۲	۱/۵۹×۱۰-۴	۲/۰۶×۱۰-۳
۲/۸۶	۸/۵۴×۱۰۳	۰/۲۲	۱/۵۲×۱۰-۴	۲/۱۲×۱۰-۳
۲/۸۶	۱۰۶	۰/۰۲۱	۴/۵۸×۱۰-۵	۲/۱۱×۱۰-۳

مثال ۳: قاب خمشی دوگانه خمشی-مهاربندی واگرا

در این مثال یک قاب دوگانه خمشی با مهاربندی واگرا که دارای شش طبقه است تحلیل می‌شود. در این مثال بارهای جانبی و سطح مقطع اعضا به عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته می‌شوند. خصوصیات متغیرهای تصادفی درگیر در مساله در جدول ۵ آورده شده‌اند. تابع حالت حدی این مثال به صورت $g = 2.70 \times 10^{-3} - D_{max}$ تعریف می‌گردد. در این تابع بیشترین دریافت بین طبقات سازه است.



شکل ۴. سازه قاب خمشی-مهاربند واگرای مثال ۳.

جدول ۵. خصوصیات آماری متغیرهای تصادفی مثال ۳.

متغیر تصادفی	توزیع	میانگین	ضریب تغییرات
$P_1(kN)$	گامبل بیشینه	۱۰۰	۰/۲
$P_2(kN)$	گامبل بیشینه	۸۰	۰/۲
$P_3(kN)$	گامبل بیشینه	۵۰	۰/۲
$A_1(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۴۰	۰/۱
$A_2(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۳۰	۰/۱
$A_3(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۲۵	۰/۱
$A_4(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۲۰	۰/۱
$A_5(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۱۵	۰/۱
$A_6(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۱۰	۰/۱
$A_7(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۰۵	۰/۱
$A_8(m^2)$	لاگ-نرمال	۰/۰۳	۰/۱

نتایج حاصل از ۵۰ اجرای مستقل روش SS در برابر روش مونت کارلوی خام (MCS) به همراه احتمال خرابی مرجع به دست آمده از روش MCS با ۱۰^۶ نمونه در جدول ۶ آورده شده است.

جدول ۶. مقایسه نتایج حاصل از روش پیشنهادی MCIS با مونت کارلوی خام MCS در مثال ۳.

β	تعداد فراخوانی تابع حدی	ضریب تغییرات	انحراف معیار احتمال خرابی	میانگین احتمال خرابی
۲/۷۶	۳۰۰۰	۰/۲۲	$6/37 \times 10^{-4}$	$2/88 \times 10^{-3}$
۲/۷۷	$7/43 \times 10^3$	۰/۰۶۳	$1/75 \times 10^{-4}$	$2/80 \times 10^{-3}$
۲/۷۸	۱۰ ^۶	۰/۰۱۹	$5/18 \times 10^{-5}$	$2/81 \times 10^{-3}$

۵. نتیجه‌گیری

در این مطالعه عملکرد روش شبیه سازی زیر مجموعه ای در برآورد احتمال خرابی سازه‌ها شامل یک خرپا و دو قاب دو بعدی بررسی شد و نتایج با روش مونت کارلوی خام مقایسه گردید. نتایج نشان می‌دهد که روش زیر مجموعه‌ای در مقایسه با مونت کارلوی خام با دقت مشابه هزینه محاسباتی کمتری داشته و این برتری با کاهش احتمال خرابی برجسته‌تر خواهد شد. نتایج نشان می‌دهد که به رغم بهبود نسبت به مونت کارلوی خام به جهت رسیدن به دقت قابل قبول همچنان هزینه محاسباتی روش زیر مجموعه‌ای قابل توجه است.

مراجع

- Shayanfar, M. A., et al., "An adaptive directional importance sampling method for structural reliability analysis." Structural Safety, 2018. **70**: pp. 14-20.
- Shayanfar, M. A., et al., "Improving the first-order structural reliability estimation by Monte Carlo simulation." Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 2017. **170**(7): pp. 532-540.
- Ghalehnovi, M., Rashki, M., and Ameryan, A., "First order control variates algorithm for reliability analysis of engineering structures." Applied Mathematical Modelling, 2020. **77**: pp. 829-847.
- Yaseen, Z. M., Aldlemy, M. S., and Sadegh, M. O., "Non-gradient probabilistic Gaussian global-best harmony search optimization for first-order reliability method." Engineering With Computers, 2020. **36**(4): pp. 1189-1200.
- Huang, X., et al., "A new direct second-order reliability analysis method." Applied Mathematical Modelling, 2018. **55**: pp. 68-80.
- Wang, Y., et al., "A confidence-based reliability optimization with single loop strategy and second-order reliability method." Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2020. **372**: pp. 113436.

7. Geyer, S., Papaioannou, I., and Straub, D., "Cross entropy-based importance sampling using Gaussian densities revisited." *Structural Safety*, 2019. **76**: pp. 15-27.
8. Papaioannou, I., Geyer, S., and Straub, D., "Improved cross entropy-based importance sampling with a flexible mixture model." *Reliability Engineering & System Safety*, 2019. **191**: pp. 106564.
9. Papaioannou, I. and Straub, D" , "Combination line sampling for structural reliability analysis." *Structural Safety*, 2021. **88**: pp. 102025.
10. Song, J., et al., "Adaptive reliability analysis for rare events evaluation with global imprecise line sampling." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 2020. **372**: pp. 113344.
11. Abdollahi, A., et al., "Subset simulation method including fitness-based seed selection for reliability analysis." *Engineering with Computers*, 2020: pp. 1-17.
12. Au, S.-K. and Beck, J. L., "Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation." *Probabilistic engineering mechanics*, 2001. **16**(4): pp. 263-277.

تحلیل و بررسی تطبیقی سوانح برخورد با عابر در راه آهن های دنیا (آمریکا، اتحادیه اروپا، انگلیس و ایران) و راهکارهای کاهش آن

مجید ارجونی^۱، محسن نوروزی نژاد فرسنگی^۲

۱- مدیر کل، اداره کل راه آهن کرمان

۲- رئیس گروه فناوری اطلاعات، اداره کل راه آهن کرمان

آدرس ایمیل: mohsen.prince@gmail.com

خلاصه

در مقاله پیش رو سعی شده ابتدا بررسی دقیقی در خصوص آمار سوانح برخورد با عابر در راه آهن های کشور های توسعه یافته مانند آمریکا، انگلیس و اتحادیه اروپا و علت وقوع این نوع حوادث صورت پذیرد که با توجه به آمار ارائه شده در وب سایت های رسمی راه آهن های کشور های مذکور و گزارشات سالیانه UIC، تقریباً در تمامی این آمار، حوادث و تلفات برخورد با عابر بیشترین بخش از حوادث ریلی (بین ۷۰ تا ۹۰ درصد) را به خود اختصاص داده است و با بررسی آمار حوادث راه آهن ایران مشخص گردید که این موضوع در راه آهن ایران نیز صدق کرده و حوادث برخورد با عابر بخش زیادی از حوادث ریلی در راه آهن ایران را نیز به خود اختصاص می دهد. سپس با بررسی راهکارهای کشور مذکور در جهت کاهش اینگونه حوادث و ارائه راهکارهای برای افزایش ایمنی در راه آهن ایران به جمع بندی تحقیق پیش رو می رسیم.

کلمات کلیدی: سوانح ریلی، برخورد با عابر، خودکشی با قطار، ایمنی ریلی

۱. مقدمه

با توجه به بررسی ها و تحقیقات فراوان کارشناسان صنعت ریلی در خصوص سوانح برخورد با عابر و ارائه راهکارهای مختلف، متأسفانه همچنان شاهد سوانح برخورد قطار با عابر در راه آهن هستیم که در بیشتر مواقع منجر به مرگ عابر و یا صدمات جانی شدید میگردد، به طوری که طی بررسی آمار ۵ سال گذشته سوانح ریلی مشهود است که بیشترین نوع سانحه در حوزه ریل مربوط به سوانح برخورد با عابر می باشد. از این رو در تحقیق پیش رو سعی شده با بررسی راه آهن کشورهای آمریکا، اروپا، انگلیس و ایران نقاط مشترک آن ها در حوزه سوانح برخورد با عابر را مورد کنکاش قرار داده و از طرفی بحث خودکشی با قطار که تاکنون در راه آهن ایران در خصوص آن بررسی خاصی صورت نگرفته است را مورد بحث و بررسی قرار دهیم و در انتها جدیدترین و موثرترین راهکارهای فعلی برای کاهش حوادث برخورد با عابر که در راه آهن های پیشرفته دنیا در حال پیاده سازی و اجرا می باشد معرفی گردد.

۲. بررسی آمار سوانج برخورد با عابر و خودکشی ریلی ۲.۱. آمار سوانج برخورد با عابر در راه آهن آمریکا

طبق آخرین آمار منتشر شده توسط راه آهن آمریکا بیش از ۳۰۰ بار در سال ۲۰۱۷، مردم روی ریل راه آهن رفته تا عمداً خود را در مسیر قطار قرار دهند و در ۲۶۶ مورد با موفقیت خودکشی کردند. این داده‌ها که توسط اداره راه آهن فدرال ثبت شده است، بر اساس نتیجه گیری پلیس ایالتی یا محلی است که تمامی موارد برخورد با عابر را بررسی کرده است. تعداد تمام مواردی که به عنوان "خودکشی از طریق راه آهن" شناخته می‌شود، کمترین میزان در هفت سال گذشته است. علیرغم اینکه مرگ و میرها به عنوان خودکشی کاهش یافته است، تعداد عابری که به حریم ریل تجاوز کرده و توسط قطار کشته شده اند بیشتر از آمار ۲۰ سال گذشته است. آمار بالای خودکشی و تعداد کل کشته‌ها و جراحات «متجاوزین» در خطوط ریلی (۱۰۱۷ نفر در سال ۲۰۱۷) نشان می‌دهد که جلوگیری از ورود مردم به خطوط راه آهن کشور آمریکا با طول ۲۲۲۰۰۰ کیلومتر عملاً غیرممکن است ولی این صنعت در استفاده از علائم هشدار دهنده و موانع برای ترساندن متجاوزان در دور شدن از ریل، موفقیت‌های نیز داشته است.

خطوط و حریم ریلی در کشور آمریکا جز دارایی‌های خصوصی هستند، اما برخی افراد با توجه به مسیر آسان ریل که از میان محله‌ها یا در مناطق روستایی، مزارع یا جنگل‌ها می‌گذرد. جذب آن‌ها می‌شوند به طور کلی، در سال ۲۰۱۶، سرویس تحقیقات کنگره گزارش داد، ۴۸۵ سانحه منجر به فوت، ۴۹۲ سانحه منجر به جراحت، و ۲۲۹ خودکشی در راه آهن‌های مسافربری، باری، حومه ای و بین شهری آمریکا رخ داده است و این مرکز با همکاری با اداره راه آهن فدرال تلاش دارد افرادی را که تمایل به خودکشی با قطار داشته شناسایی و با برگزاری کلاس و جلسات برای درک و به حداقل رساندن تعداد تلفات توجیه نماید (جدول شماره ۱)

جدول شماره ۱: آمار سوانج برخورد با عابر در آمریکا

کشور	تعداد سوانج برخورد با عابر	تعداد خودکشی ریلی	درصد خودکشی به کل سوانج برخورد با عابر	سال
آمریکا	۱۰۱۷	۲۶۶	22/22	۲۰۱۷
	۱۲۰۶	۲۲۹	۱۸/۹۸	۲۰۱۶

نکات قابل توجه در آمار دوره ۲۰۰۷-۲۰۱۰ راه آهن آمریکا عبارت است از:

- معولاً کسانی که فوت کردند مشروبات الکلی یا مواد مخدر یا داروهای غیرقانونی و تجویزی مصرف کرده بودند و همه به جز دو نفر از بیماری روانی رنج می‌بردند.
- ۸۴ درصد از کسانی که خودکشی کردند مرد بودند.
- میانگین سنی آن‌ها ۴۰ سال بود.
- بیش از نیمی از آنها از یک بیماری فیزیکی مزمن رنج می‌بردند که اغلب باعث درد می‌شد.

از مهم ترین عوامل اشاره شده در تحقیق مذکور در خصوص علت خودکشی افراد با قطار به موارد زیر اشاره شده است:

- استرس تحصیلی
- بیماری مزمن جسمی
- مرگ یکی از عزیزان
- پریشانی اقتصادی
- مشکلات روابط خانوادگی و شریک صمیمی
- استرس شغلی
- سوء مصرف مواد و بیکاری
- رویداد های منفی یا تحقیر آمیز پیش رو

همچنین از دیگر نتایج تحقیق مذکور می‌توان به این مورد اشاره کرد که تقریباً نیمی از افرادی که در راه آهن آمریکا دست به خودکشی زدند، حداقل یک بار در گذشته اقدام به خودکشی کرده بودند و برخی نیز چندین بار اقدام به خودکشی کرده بودند.

اداره ملی ایمنی حمل و نقل آمریکا گزارش داده است که هر ۲ ساعت یک بار قطار با یک فرد یا وسیله نقلیه در ایالات متحده برخورد می‌کند. از سال ۱۹۹۷، بیش از ۷۲۰۰ عابر پیاده توسط قطار در ایالات متحده کشته و ۶۴۰۰ نفر دیگر مجروح شده‌اند. هر سال حدود ۵۰۰ نفر توسط برخورد با قطار در راه آهن آمریکا کشته می‌شوند. در مینه‌سوتا در سال ۲۰۱۸، بیشتر تصادفات مربوط به قطار و وسیله نقلیه موتوری در مناطق روستایی اتفاق افتاده است. ۲۲ تصادف از مجموع ۵۱ تصادف در شهرستان‌های مناطق روستایی و تنها دو تصادف منجر به فوت رخ داده است.

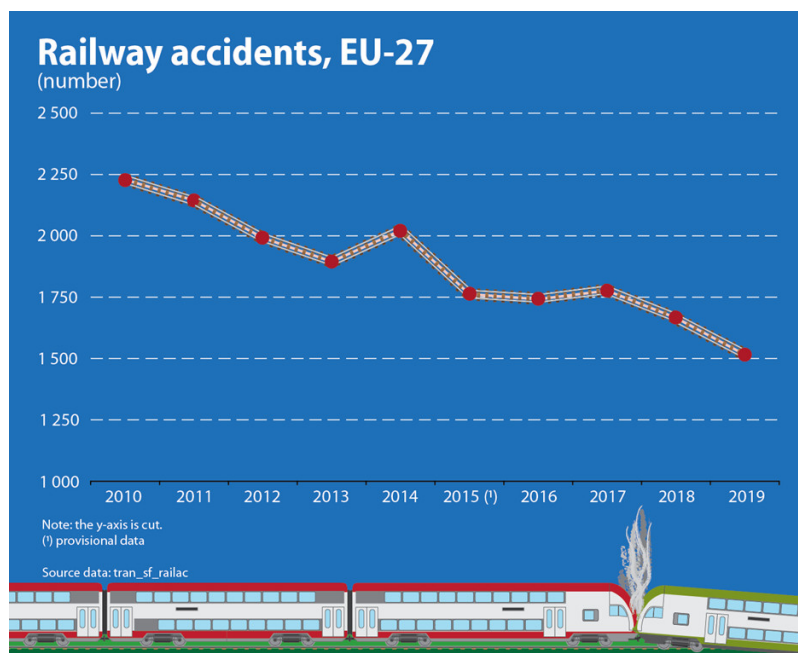
علل اصلی برخورد با عابر در حوزه ریلی:

- خطای لکوموتوران
- تجهیزات معیوب
- آب و هوا نامساعد
- سیگنالینگ خراب
- نگهداری ضعیف مسیرهای ریلی
- عدم رعایت قوانین ایمنی

سرویس تحقیقات کنگره گزارش می‌دهد که «اگرچه بسیاری از خطوط راه‌آهن دارای نیروهای پلیس اختصاصی هستند که می‌توانند متجاوزان را دستگیر کنند ولی با توجه به گستردگی خطوط، این صنعت بیشتر تلاش خود را صرف آموزش مردم در خصوص خطرات ریل کرده است. برای این منظور، کنگره و صنعت ریلی یک گروه غیرانتفاعی به نام Operation Life Saver را تأمین مالی کرده‌اند تا مردم را در مورد خطرات عبور و مرور و تجاوز به آنها آموزش دهد. [1]

۲.۲ آمار سوانح برخورد با عابر در راه آهن اروپا طبق گزارش

بر طبق گزارش Eurostat در سال ۲۰۱۹، ۱۵۱۶ حادثه مهم ریلی در اتحادیه اروپا گزارش شده است که در مجموع ۸۰۲ نفر در این تصادفات کشته و ۶۱۲ نفر دیگر به شدت مجروح شدند. در سطح اتحادیه اروپا، تعداد تلفات تصادفات ریلی به تدریج از ۱۲۴۵ نفر در سال ۲۰۱۰ به ۸۰۲ نفر در سال ۲۰۱۹ کاهش یافت است. (شکل ۱)



ec.europa.eu/eurostat

شکل ۱: نمودار تلفات ریلی برخورد با عابر در اتحادیه اروپا

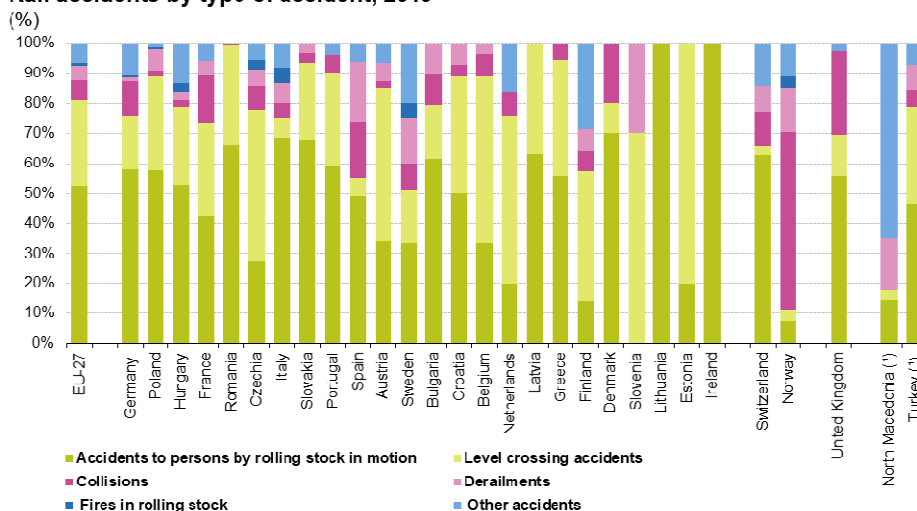
نکته قابل توجه در آمار ارائه شده این است که آمار خودکشی‌هایی که در راه آهن رخ می‌دهد به طور جداگانه گزارش شده است و این شاخص با ۲۳۱۳ مورد گزارش شده در سال ۲۰۱۹، تعداد تلفات بیشتری از قربانیان تصادفات ریلی داشته است.

۲.۲.۱. کاهش ۹ درصدی تصادفات ریلی در اتحادیه اروپا در سال ۲۰۱۹ در مقایسه با سال ۲۰۱۸

تعداد تصادفات ریلی بین سال‌های ۲۰۱۰ تا ۲۰۱۹ به صورت قابل توجهی در اتحادیه اروپا کاهش یافته است، به استثنای دو افزایش در سال‌های ۲۰۱۴ و ۲۰۱۷. در سال ۲۰۱۹، تعداد تصادفات با ۱۵۰ تصادف کمتر نسبت به سال ۲۰۱۸ و در مجموع با ۱۵۱۶ تصادف (۹- درصد) رسیده است. ایمنی راه آهن به طور کلی در اتحادیه اروپا با ۷۱۳ تصادف کمتر در سال ۲۰۱۹ در مقایسه با سال ۲۰۱۰ (کاهش ۳۲ درصدی) بهبود قابل ملاحظه‌ای یافته است.

با نگاهی به ارقام دقیق سال ۲۰۱۹ در مورد سوانح مهم راه آهن (شکل ۲)، بزرگترین دسته در سطح اتحادیه اروپا، تصادفات قطار با افراد با ۷۹۵ حادثه که ۵۲.۴ درصد از کل را نشان می‌دهد بوده است همچنین تصادفات در تقاطع‌های همسطح با عابران پیاده با مجموع ۴۳۲ تصادف در سال ۲۰۱۹ (۲۸.۵ درصد از کل) دسته اصلی دیگر تلفات ریلی بوده است. این دو دسته روی هم ۸۰.۹ درصد از کل تصادفات راه آهن را در اتحادیه اروپا تشکیل می‌دهند.

Rail accidents by type of accident, 2019



Note: As there were no rail accidents in Luxembourg and in the Channel Tunnel, they are not shown. Within each country group, the countries are ordered in descending order of the total number of rail accidents. Accidents to persons by rolling stock in motion excludes suicides. Level crossing accidents include pedestrians.
(*) 2018 data.

Source: Eurostat (online data code: tran_sf_railac)

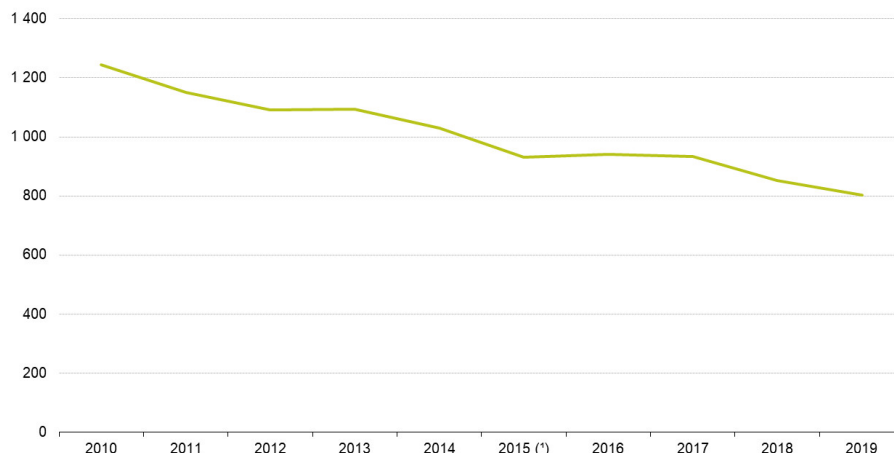
eurostat

شکل ۲: نمودار تفکیکی تصادفات ریلی در اتحادیه اروپا

یکی از آمار تکان دهنده گزارش مزبور این است که بیش از ۶۰ درصد از افراد کشته شده در حوادث ریلی در سال ۲۰۱۹ افراد غیرمجاز در اماکن راه آهن بوده‌اند. شکل ۳ تعداد کشته شدگان سوانح راه آهن در اتحادیه اروپا را برای هر سال از ۲۰۱۰ تا ۲۰۱۹ نشان می‌دهد. تعداد کل تلفات به تدریج از ۱۲۴۵ نفر کشته شده در تصادفات ریلی در سال ۲۰۱۰ به ۹۳۰ نفر در سال ۲۰۱۵ کاهش یافته است. در سال‌های ۲۰۱۶ و ۲۰۱۷، تلفات تقریباً در همان سطح سال ۲۰۱۵ باقی مانده و با افزایش اندکی به ۹۴۲ نفر در سال ۲۰۱۶ و به ۹۳۳ نفر در سال ۲۰۱۷ کاهش یافتند. در سال ۲۰۱۸، کاهش ۸.۶ درصدی و با ۸۵۰ کشته ثبت شد همچنین این کاهش در سال ۲۰۱۹ با ۸۰۲ کشته، ۶.۰- درصد نسبت به سال ۲۰۱۸ ادامه یافته است.

Persons killed in railway accidents, EU-27, 2010-2019

(number)



(*) Provisional data

Source: Eurostat (online data code: tran_sf_railvi)

eurostat

شکل ۳: نمودار تلفات راه آهن های اروپایی

۲.۲.۲. بررسی علل تلفات تصادفات راه آهن در اتحادیه اروپا

بیشتر تلفات ناشی از تصادفات ریلی شامل افراد غیرمجاز روی ریل یا در تقاطع های همسطح می شود. شکل ۴ تلفات ناشی از تصادفات راه آهن را بر اساس نوع حادثه نشان می دهد. در سال ۲۰۱۹، تقریباً دو سوم از تلفات در اتحادیه اروپا (۶۴.۸٪ از کل) ناشی از "تصادفات برای افراد توسط وسایل نقلیه در حال حرکت (به استثنای خودکشی)" بوده است، که معمولاً شامل افرادی وارد شده به خطوط راه آهن به صورت غیرمجاز هستند که توسط یک قطار در حال حرکت کشته می شوند. همراه با تصادفات عابران عبوری از تقاطع های هم سطح (۳۳.۰٪)، این دو نوع حادثه مسئول تقریباً ۹۷.۸٪ از کل مرگ و میرهای رخ داده در راه آهن در اتحادیه اروپا در سال ۲۰۱۹ را به خود اختصاص داده اند. (شکل ۴)

Persons killed in railway accidents by type of accident, 2019

(number)

	TOTAL	Collisions	Derailments	Level crossing accidents (incl. pedestrians)	Accidents to persons by rolling stock in motion (excl. suicides)	Fires in rolling stock	Other accidents
EU-27	802	16	0	265	520	0	1
Belgium	10	0	0	7	3	0	0
Bulgaria	16	0	0	3	13	0	0
Czechia	30	0	0	24	6	0	0
Denmark	14	8	0	0	6	0	0
Germany	136	0	0	34	102	0	0
Estonia	2	0	0	1	1	0	0
Ireland	2	0	0	0	2	0	0
Greece	12	0	0	6	6	0	0
Spain	22	3	0	1	18	0	0
France	53	1	0	20	32	0	0
Croatia	13	0	0	6	7	0	0
Italy	43	2	0	5	36	0	0
Latvia	13	0	0	5	8	0	0
Lithuania	4	0	0	0	4	0	0
Luxembourg	0	0	0	0	0	0	0
Hungary	87	0	0	29	57	0	1
Netherlands	11	0	0	9	2	0	0
Austria	14	0	0	8	6	0	0
Poland	160	1	0	60	99	0	0
Portugal	32	1	0	12	19	0	0
Romania	76	0	0	15	61	0	0
Slovenia	2	0	0	2	0	0	0
Slovakia	31	0	0	9	22	0	0
Finland	3	0	0	2	1	0	0
Sweden	16	0	0	7	9	0	0
Norway	2	1	0	0	1	0	0
Switzerland	13	0	0	1	12	0	0
United Kingdom	22	0	0	3	18	0	1
Channel Tunnel	0	0	0	0	0	0	0
Montenegro	:	:	:	:	:	:	:
North Macedonia (*)	6	0	0	3	3	0	0
Turkey (*)	76	9	25	15	25	0	2

(:) Not available.

(*) 2018 data.

Source: Eurostat (online data code: tran_sf_railvi)

eurostat

شکل ۴: جدول تفکیکی تلفات حوادث ریلی به تفکیک نوع حادثه

۲.۲.۳. بررسی آمار خودکشی در راه آهن اروپا

نکته جالب و حائز اهمیت این است که تعداد خودکشی‌هایی که در راه آهن اروپا رخ داده است بسیار بیشتر از تعداد کشته‌شدگان و مجروحان شدید تصادفات ریلی است. آمار خودکشی‌هایی که در راه آهن اروپا رخ می‌دهند جدا از افراد کشته یا مجروح در تصادفات ریلی گزارش می‌شوند. در مجموع در اتحادیه اروپا، تعداد این گونه خودکشی‌ها بین ۲۳۰۰ تا ۲۸۰۰ در هر سال در دوره ۲۰۱۰-۲۰۱۹ متغیر بوده است. بیشترین تعداد در سال ۲۰۱۲ با ۲۷۳۴ خودکشی در اماکن راه آهن ثبت شد. در سال‌های بعد، این اعداد بین ۶.۷- درصد به ۶.۱+ درصد در نوسان بوده است. در سال ۲۰۱۹، ۲۳۱۳ مورد خودکشی گزارش شده است که ۲.۸ درصد کمتر از سال قبل است. (شکل ۵) [2,3]

Suicides on railway premises, 2010-2019

(number)

	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019
EU-27	2 532	2 687	2 734	2 552	2 608	2 511	2 608	2 532	2 379	2 313
Belgium	84	98	102	94	97	92	104	88	93	93
Bulgaria	18	27	33	17	29	22	15	23	15	19
Czechia	198	235	224	207	279	205	203	203	184	211
Denmark	20	20	32	23	21	27	27	24	25	30
Germany	899	853	872	834	781	806	798	771	732	646
Estonia	0	0	5	1	5	7	1	5	6	5
Ireland	6	6	5	3	5	2	5	7	9	2
Greece	2	4	1	5	4	7	4	7	5	2
Spain	124	128	138	118	139	108	115	126	90	89
France	328	332	356	291	298	302	314	297	288	261
Croatia	19	28	24	15	28	30	27	21	23	20
Italy	109	140	124	134	143	127	165	176	144	135
Latvia	13	10	7	3	6	11	9	7	4	10
Lithuania	4	5	13	8	6	4	10	3	4	2
Luxembourg	3	7	5	4	6	3	3	2	1	0
Hungary	121	155	148	79	79	57	76	82	63	69
Netherlands	201	215	202	220	192	223	221	215	194	194
Austria	90	87	80	99	92	95	99	73	92	71
Poland	44	28	80	71	71	88	116	112	105	156
Portugal	51	42	58	47	44	39	32	52	29	40
Romania	23	76	57	66	80	42	48	48	62	41
Slovenia	15	25	16	13	18	16	26	15	13	17
Slovakia	48	40	38	55	44	64	61	69	71	57
Finland	44	64	32	55	64	48	60	56	48	58
Sweden	68	62	82	90	77	86	69	50	79	85
Norway	7	11	8	10	15	7	12	18	16	7
Switzerland	126	103	140	140	151	145	140	140	139	126
United Kingdom	224	203	248	267	287	254	273	245	258	259
Channel Tunnel	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Montenegro	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
North Macedonia	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:
Turkey	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:

(-) Not available.

Source: Eurostat (online data code: tran_sf_railsu)

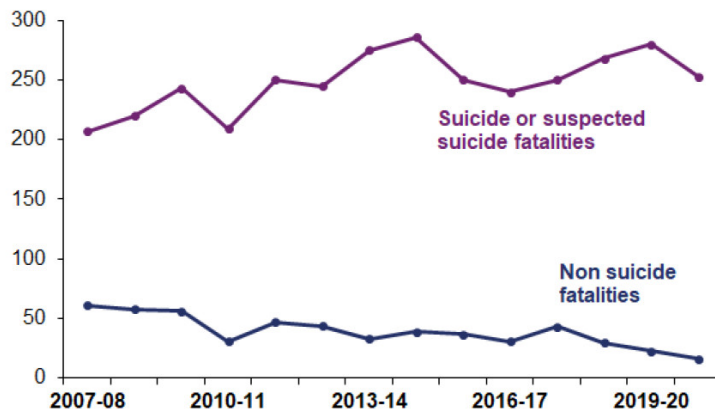
eurostat

شکل ۵: جدول تفکیکی تلفات خودکشی در راه آهن‌های اتحادیه اروپا

۲.۳. آمار حوادث برخورد با عابر در راه آهن کشور انگلیس

در بخش آمار راه آهن انگلیس در خصوص تلفات ناشی از خودکشی، تلفات ناشی از تجاوز به حریم ریل و عبور از تقاطع‌های هم سطح شاهد رشد در تعداد کشته بر اثر خودکشی و کاهش تعداد کشته بر اثر دلایل غیر خودکشی طی ده سال گذشته هستیم. در سال ۲۰۲۰-۲۱ تعداد ۲۵۳ مورد مرگ و میر ناشی از خودکشی یا خودکشی مشکوک در راه آهن انگلیس وجود داشته که از ۲۸۰ مورد در سال ۲۰۱۹ که بالاترین رقم ثبت شده از سال ۲۰۱۴-۲۰۱۵ تاکنون بوده، کمتر می‌باشد.

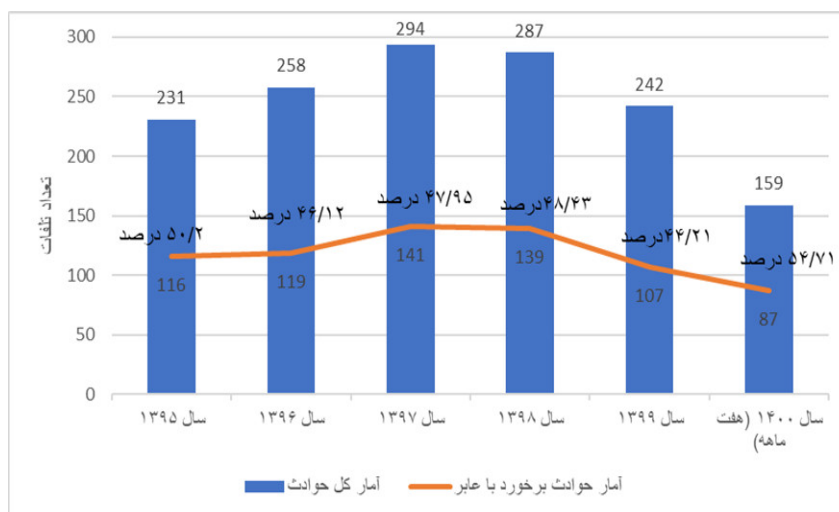
در مورد آمار تلفات ناشی از حوادث غیر خودکشی شاهد کمترین نرخ در بازه زمانی از سال ۲۰۰۷ تا کنون (شکل ۶) در راه آهن انگلیس هستیم به طوری که فقط ۱۶ مورد مرگ غیر خودکشی در سال ۲۰۲۰-۲۱ ثبت گردیده است. ۱۱ مورد از این افراد متجاوز به حریم ریل بوده و دو مورد از آن‌ها مربوط به کودکان (زیر ۱۸ سال) بودند. ۵ مورد مرگ و میر باقی مانده، کاربران عبوری بودند که سه مورد از آنها در تقاطع‌های هم سطح رخ داده است. [4,5]



شکل ۶: نمودار تلفات بر خورد با عابر در راه آهن انگلستان

۲.۴. آمار حوادث بر خورد با عابر در راه آهن کشور ایران

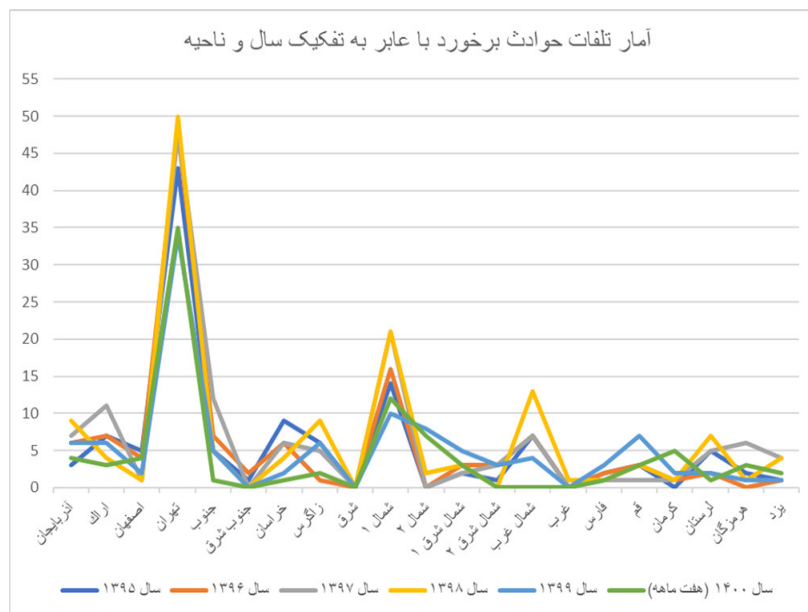
همان طور که در شکل ۷ مشخص شده است روند و درصد تلفات حوادث بر خورد با عابر در کشور ایران نیز مانند کشور های اروپایی و آمریکا بیشترین درصد از حوادث ریلی را به خود اختصاص داده و سالانه شاهد کشته شدن تعدادی از هموطنان در حوادث بر خورد قطار با عابر هستیم. نکته حائز اهمیت در این بررسی، عدم وجود آمار مشخصی در خصوص تعداد خودکشی های ریلی در کشور ایران می باشد به طوری که کلیه تلفات انسانی بر خورد با قطار در دسته حوادث بر خورد با عابر طبقه بندی شده و هیچ گونه آمار مستقلی در این خصوص وجود ندارد. با توجه به درصد بالای تعداد خودکشی ریلی در کشور های مورد بررسی و با توجه به اینکه راهکار های پیشگیری از بر خورد های با عابر متفاوت از راهکاری پیشگیری از خودکشی با قطار می باشد، در صورتی که بخواهیم راهکار های مناسبی برای افزایش ایمنی خطوط ریلی پیشنهاد داده و در این راستا در سطح کلان برنامه ریزی کنیم ابتدا باید یک تحقیق و بررسی کامل در خصوص مشخص کردن آمار خودکشی و بر خورد با عابر در راه آهن ایران انجام شود و سپس با توجه به نتایج و آمار آن نسبت به ارائه راهکار اقدام نمود. به عنوان نمونه در شکل ۷ آمار پنج ساله کلیه حوادث ریلی در کل راه آهن ایران به همراه مقایسه با آمار بر خورد با عابر در طی همان ۵ سال قابل مشاهده است و نکته حائز اهمیت این است که متأسفانه مانند سایر کشور های بیشتر از ۵۰ درصد از آمار حوادث ریلی در ایران فقط مربوط به عابر بوده و این موضوع اهمیت این نوع سانحه و راهکار های جلوگیری از آن را بیشتر مشخص می نماید.



شکل ۷: نمودار تلفات بر خورد با عابر و مقایسه با کل سوانح راه آهن ایران

همچنین در شکل ۸ آمار پنج ساله حوادث بر خورد با عابر به تفکیک نواحی راه آهن آورده شده است تا دید بهتری از نواحی مورد خطر و برنامه ریزی های آتی جهت افزایش ایمنی و پیاده سازی راهکار های پیشگیری در نواحی با آمار بالاتر راحت تر نماید. نکته حائز اهمیت در روند ۵ ساله

تعداد حوادث در نواحی یکسان بودن و مشابه بودن روند در طول هر ۵ سال می باشد که نشان دهنده مناطق پر خطر راه آهن ایران و عدم وجود برنامه ریزی مدون جهت کاهش آن طی این مدت می باشد.



شکل ۸: نمودار تلفات برخورد با عابر به تفکیک نواحی راه آهن ایران در بازه ۵ ساله

همچنین در جدول شماره ۲، یک مقایسه آماری با توجه به آمار خودکشی و برخورد با عابر در آمریکا و اروپا و همچنین میزان و طول خطوط ریلی آن ها با آمار کشور ایران آورده شده است تا وضعیت ایمنی خطوط ریلی راه آهن ایران در مقایسه با آن ها بهتر مشخص گردد. [6,7,8]

جدول شماره ۲: جدول مقایسه ای تعداد تلفات برخورد با عابر و طول خطوط راه آهن های دنیا

منطقه	طول خطوط (کیلومتر)	تعداد برخورد با عابر در سال ۲۰۱۷ یا ۱۳۹۶	درصد تعداد تلفات برخورد با عابر به طول خطوط
ایران	۱۴۱۰۰	۲۵۸	۱.۸۲
آمریکا	۲۲۲۰۰۰	۱۰۱۷	۰/۴۵
اتحادیه اروپا	۲۱۷,۲۳۶	۴۵۰۷	۲/۰۷
انگلیس	۱۶۳۲۰	۲۹۹	۱/۴۰

همان طور که در جدول شماره ۲ مشخص است آمار تلفات راه آهن ایران با توجه به طول خطوط تقریباً چیزی حدود ۴ برابر یا ۴۰۰ درصد بیشتر از تلفات راه آهن آمریکا بوده که نشان دهنده اهمیت بسیار بالای نگاه نو و ویژه به حوزه افزایش ایمنی خطوط و راهکارهای کاهش برخورد با عابر در کشور ایران می باشد همچنین قابل ذکر است آمار تلفات مذکور در خصوص کشور آمریکا و اتحادیه اروپا مجموع خطوط راه آهن های شهری و مترو های آن هاست و با احتساب آن آمار تلفات برخورد با عابر در ایران آمار بسیار بالایی بوده و نیازمند برنامه ریزی بلند مدت در راستای کاهش این تلفات می باشد.

در ادامه سعی شده پس از ذکر مهم ترین دلایل تجاوز به ریل، جدیدترین و موثرترین راهکارهای جلوگیری و کاهش برخورد با عابر که در راه آهن های مهم دنیا در حال پیاده سازی و اجرا می باشد مورد بررسی قرار گیرد.

۲.۵. دلایل تجاوز به ریل توسط عابر های پیاده [9]

- ✓ دویدن روی ریل
- ✓ عکاسی روی ریل
- ✓ شکار
- ✓ ماهیگیری
- ✓ دوچرخه سواری یا استفاده از وسایل نقلیه تفریحی خارج از بزرگراه (ROV)
- ✓ استفاده از ارتفاع خاک ریز ریل جهت استراحت در فصول گرم سال
- ✓ تجمع دانش آموزان در حاشیه خطوط جهت آنتن دهی بهتر گوشی موبایل بالخصوص در روستا های محروم
- ✓ استراحت چوپانان بر روی ریل در زمان چرای احشام در حاشیه خطوط
- ✓ محلی برای تفریح و پاتوق خانواده ها

۲.۶. راهکار های کاهش سوانح برخورد با عابر در دنیا

۱. ایجاد سازمان های آموزشی و NGO هایی در زمینه فرهنگ سازی خطرات ریل
۲. ایجاد بروشور های هشدار دهنده
۳. نصب سیستم های هوشمند تشخیص افراد نزدیک ریل
۴. نصب سیستم های هشدار دهنده به محض ورود شخص به حریم ریل (شکل ۹)

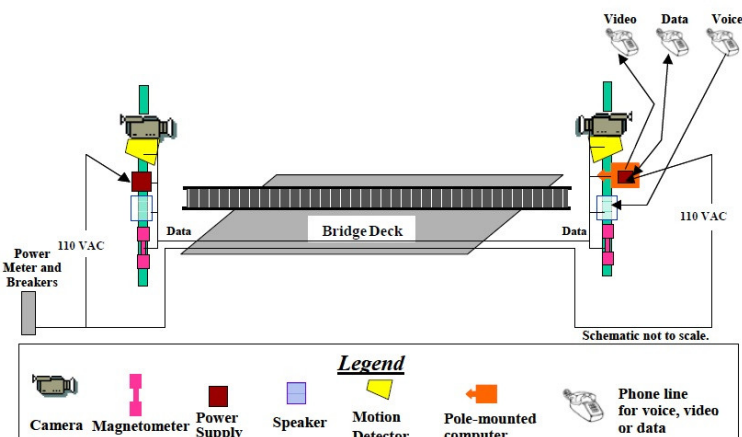


Figure 5. Illustration of the Surveillance System Technology

شکل ۹: نمونه سیستم های هشدار دهنده مناطق پر خطر

۵. ایجاد راهنما (GUIDELINE) در سایت راه آهن های کشورهای مختلف برای جلوگیری از حوادث ریلی و دسترسی عمومی به آن ها
۶. گشت زنی های مداوم در مناطق پر خطر
۷. ایجاد فنس و حفاظ در ایستگاه و خارج آن (شکل ۱۰)



شکل ۱۰: نمونه ایجاد فنس و حفاظ

۸. پاک سازی موانع فیزیکی طبیعی مانند درختان و پوشش گیاهی برای دید بهتر قطار به ورود افراد به ریل (شکل ۱۱)



شکل ۱۱: نمونه دستگاه پاک سازی پوشش گیاهی اطراف ریل

۹. استفاده از چراغ های بارنگ آبی در مناطق با خطر خود کشی (شکل ۱۲)



شکل ۱۲: نمونه چراغ های آبی نصب شده در راه آهن های دنیا

این مورد به چراغ‌های روشنایی تعبیه شده در مکان‌هایی با میزان خودکشی بالا اشاره دارد. هدف این است که با کمک منابع نوری (معمولاً آبی یا سفید) بر رفتار افرادی که تمایل به خودکشی دارند تأثیر گذاشته زیرا طبق بررسی‌های علمی انتظار می‌رود نوری آبی باعث آرامش فرد شده و خلق و خوی منفی را تغییر دهد. [10]

در ژاپن، معرفی چراغ‌های LED آبی نصب شده در ۱۱ ایستگاه منجر به کاهش ۸۴ درصدی تعداد خودکشی‌ها بین سال‌های ۲۰۰۰-۲۰۱۰ در مقایسه با ۶۰ ایستگاه دیگر بدون نور آبی شد. (Matsubayashi et al., 2012)

چراغ‌های آبی در پایان سال ۲۰۱۴ در بلژیک در مناطق دسترسی به سکو نصب گردیده است. INFRABEL در حال حاضر در حال جمع‌آوری داده‌ها (داده‌های ۸ ساله) برای ارزیابی اثر این چراغ‌ها می‌باشد. نتایج بدست آمده نشان دهنده بازخورد مثبت مشتریان و کارکنان و کاهش کلی -۵۴ درصدی تعداد خودکشی در این ایستگاه‌ها در سال ۲۰۱۹ بوده است.

همچنین چراغ‌های آبی در چندین ایستگاه در بریتانیا توسط Network Rail نصب شده و ProRail در نظر دارد آنها را در هلند نیز آزمایش کند.

۱۰. ایجاد روشنایی در مناطق پر خطر برای دید بهتر لکوموتیو ران و همچنین عابرین پیاده
۱۱. وجود دکمه اعلام هشدار و خطر در صورت مشاهده افراد با تمایل به خودکشی
۱۲. ایجاد کمپین‌های مردم‌نهاد برای افزایش آگاهی مردم نسبت به خطرات ریل (شکل ۱۳)



شکل ۱۳: نمونه بروشورهای تولید شده برای آگاهی مردم

۱۳. تبلیغات در رسانه‌های جمعی و اجتماعی مانند رادیو و تلویزیون
 ۱۴. آموزش پرسنل مسافری جهت مواجهه با افراد با تمایل به خودکشی
 ۱۵. نصب علائم هشدار در مناطق پر خطر
 ۱۶. آموزش و فرهنگ‌سازی
 - آموزش دانش‌آموزان در مدارس
 - آموزش برای مردم حاشیه نشین ریل
 ۱۷. استفاده از هوش مصنوعی و یادگیری ماشینی برای تشخیص عابران پیاده نزدیک ریل
- مطالعه‌ای که در سال ۲۰۱۸ توسط Transportation Research Record انجام شد نشان می‌دهد که استفاده از هوش مصنوعی در تجزیه و تحلیل ویدیویی در راه‌آهن را مورد بررسی قرار داد، می‌تواند به طور قابل توجهی زحمات و خطای انسانی در پردازش داده‌های ویدیویی از دوربین‌های مدار بسته را کاهش دهد و تأثیر «کوری ویدیویی» را در اپراتورهای انسانی به طور قابل توجهی کم نماید. در نتیجه می‌توان به درستی رویدادهای مرتبط با تجاوز نامن در گذرگاه‌های راه‌آهن را شناسایی کرد، که می‌تواند به نوبه خود منجر به کاهش چشمگیر حوادث برخورد با عابر و افزایش ایمنی ریلی گردد. [11]

۱۸. ایجاد قوانین بسیار سخت گیرانه با جریمه‌های سنگین برای متجاوزین به ریل در آمریکا

۳. نتیجه‌گیری

با توجه به بررسی آمار سوانح برخورد با عابر و تعداد کشته‌های این گونه حوادث در آمریکا، انگلیس، اتحادیه اروپا و مقایسه آن با آمار سوانح مشابه در کشور ایران، موردی که کاملاً مشهود است در کشور های توسعه یافته با توجه به برنامه ریزی های صورت پذیرفته و سرمایه گذاری های انجام شده در این بخش شاهد کاهش این گونه حوادث در سال های اخیر هستیم. همچنین با توجه به اینکه آمار مذکور شامل آمار حوزه راه آهن و مترو های آن کشور می باشد در نتیجه کشور ایران یکی از بالاترین آمار تلفات برخورد با عابر با توجه به میزان و طول خطوط ریلی در بین کشورهای در حال بررسی را دارا می باشد و هیچ گونه روند نزولی در آمار ۵ سال اخیر برخورد با عابر در راه آهن ایران مشاهده نمیگردد.

از طرفی در تمامی گزارشات مورد بررسی آمار خودکشی های ریلی به طور کامل از آمار تلفات برخورد با عابر تفکیک گردیده تا بتوان راهکار های مناسبی را برای آن ها در نظر گرفت که در این خصوص نیز در راه آهن ایران آمار دقیق و تفکیک شده ای برای بررسی و تحقیق کارشناسان وجود ندارد لذا با توجه به اینکه جان انسان های یکی از مهم ترین سرمایه های هر کشور می باشد، توجه بیشتر و برنامه ریزی مدون در حوزه افزایش ایمنی ریلی به شدت در شرکت راه آهن جمهوری اسلامی احساس میگردد، در همین خصوص موارد زیر به عنوان راهکار پیشنهاد میگردد:

- بررسی تلفات برخورد با عابر و تفکیک آمار خودکشی از موارد تجاوز به حریم ریلی
- تخصیص اعتبار خاص در خصوص افزایش ایمنی خطوط و گذرگاه ها
- استفاده از تکنولوژی های روز دنیا
- برگزاری همایش و کنفرانس های ایمنی ریلی با رویکرد ایمنی عابرین پیاده
- آموزش
 - آموزش دانش آموزان
 - آموزش حاشیه نشینان ریل
 - آموزش مسافران کثیر السفر و دائم السفر
 - آموزش پرسنل بخش مسافری راه آهن

مراجع

1. <https://www.washingtonpost.com/local/trafficandcommuting/suicide-by-train>
2. <https://uic.org/com/enews/nr/۶۲۳/>
3. <https://uic.org/com/enews/nr/۶۷۰/>
4. Annual report " Rail Safety" by Office of Rail And Road in UK , 30 September 2021
5. <https://www.statista.com/statistics/305441/total-number-of-railway-injuries-in-great-britain-uk-by-level-of-injury>
6. <https://www.statista.com/statistics/۴۵۱۸۱۲/length-of-railway-lines-in-use-in-europe-eu-۲۸>
7. <https://www.statista.com/statistics/305441/total-number-of-railway-injuries-in-great-britain-uk-by-level-of-injury/>
8. <https://www.statista.com/statistics/451486/length-of-railway-lines-in-use-in-the-united-kingdom-uk/>
9. <https://railroads.dot.gov/highway-rail-crossing-and-trespasser-programs/trespassing-prevention/trespass-prevention>
10. http://www.restrail.eu/toolbox/#owl-objet-portfolio_49
11. <https://www.globalrailwayreview.com/article/۱۰۹۸۵۵/improving-rail-crossing-safety-artificial-intelligence/>