

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و ریسک فروریزش قاب‌های خمشی بتن‌آرمه غیراستاندارد با در نظر گرفتن رفتار برشی اتصالات و اثر سازه

داود ناظمی^۱، سید مصیب افتخاری^۲

۱- گروه مهندسی عمران، واحد گچساران، دانشگاه آزاد اسلامی، گچساران، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، واحد گچساران، دانشگاه آزاد اسلامی، گچساران، ایران

چکیده

ساختمان‌های بتن‌آرمه قدیمی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قبل از دهه‌های پایانی قرن بیستم، به دلیل ضعف در جزئیات آرماتوربندی و عدم رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف، در برابر بارهای لرزه‌ای بسیار آسیب‌پذیر بوده و ریسک فروریزش بالایی دارند. هدف از این پژوهش، ارزیابی عددی عملکرد لرزه‌ای و تلفات اجتماعی-اقتصادی این سازه‌ها با تمرکز بر رفتار غیرخطی و برشی چشمه اتصال و بررسی اثرات تفصیلی سازه است. در این مطالعه، یک ساختمان هفت طبقه بتن‌آرمه موجود به عنوان کهن‌الگو انتخاب شده و رفتار آن تحت دوره‌های مختلف توسعه آیین‌نامه‌ای با توسعه مدل‌های عددی پیشرفته پلاستیسیته متمرکز در نرم‌افزار OpenSees شبیه‌سازی شد. برای مدل‌سازی دقیق افت مقاومت چرخه‌ای در اتصالات، از مدل فنر برشی قیچی با رفتار پینچینگ استفاده گردید. تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی در یک حوزه با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد، تحت دو رویکرد خطر لرزه‌ای استاندارد (طیف رده ساختمانی) و تحلیل پاسخ سازه یک‌بعدی با در نظر گرفتن اثر عمق لایه خاک تا سنگ‌بستر انجام شد. نتایج نشان داد که چشمه اتصال در کهن‌الگوهای قدیمی بحرانی‌ترین جزء سازه بوده و سازه‌های احداث شده با ضوابط اولیه، معیارهای هدف عملکردی ایمنی جانی را تأمین نمی‌کنند. همچنین، اثر سازه موجب افزایش بیش از ۵۰ درصدی تغییرمکان‌های جانبی نسبی در خاک‌های عمیق و کاهش ۳۰ درصدی آن در سازه‌های کم‌عمق نسبت به طیف‌های استاندارد شد. در نهایت، تلفات مالی و زمان بازگشت به بهره‌برداری با چارچوب FEMA P-۵۸ تعیین و ضرورت ارتقای همزمان اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای اثبات گردید.

واژگان کلیدی: قاب خمشی بتن‌آرمه غیرشکل‌پذیر، چشمه اتصال، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، پاسخ سازه، ارزیابی عملکرد FEMA P-۵۸.

۱. مقدمه

زلزله‌های مخرب دهه‌های گذشته در سراسر جهان از جمله زلزله سن‌فرناندو (۱۹۷۱)، نورث‌ریج (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵) و کرایست‌چرچ (۲۰۱۱) نشان دادند که سازه‌های بتن‌آرمه احداث‌شده بر پایه ضوابط طراحی قدیمی، عملکرد لرزه‌ای بسیار ضعیفی از خود نشان داده و عامل اصلی بخش عمده‌ای از تلفات جانی و خسارات اقتصادی سنگین بوده‌اند. عمده این ساختمان‌ها که پیش از تحولات بنیادین آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای در دهه ۱۹۷۰ و ۱۹۸۰ ساخته شده‌اند، فاقد شکل‌پذیری کافی بوده و به عنوان سازه‌های بتن‌آرمه غیرشکل‌پذیر شناخته می‌شوند. بررسی‌های پس از زلزله حاکی از آن است که در این سازه‌ها به دلیل ناکافی بودن خاموت‌های برشی در ستون‌ها و عدم محصورشدگی در هسته اتصال تیر-ستون، شکست‌های ترد و برشی پیش از تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها رخ می‌دهد (Otani, ۱۹۹۹). در دهه‌های اخیر، در بسیاری از کلان‌شهرهای واقع در پهنه‌های با خطر لرزه‌خیزی بالا، ضوابط و دستورالعمل‌های ویژه‌ای برای ارزیابی، اولویت‌بندی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتنی موجود به تصویب رسیده است (City of Los Angeles, ۲۰۱۵). با این حال، روند بهسازی لرزه‌ای این ساختمان‌ها به دلیل عدم قطعیت‌های موجود در برآورد دقیق ظرفیت باقیمانده، هزینه بالای بهسازی سازه‌ای و پیامدهای ناشی از توقف بهره‌برداری با چالش‌های فراوانی روبه‌رو بوده است (Rhoades, ۲۰۲۶). ارزیابی دقیق این سازه‌ها نیازمند ابزارهای شبیه‌سازی عددی است که بتوانند مکانیزم‌های شکست غیرخطی شامل برش چشمه اتصال، زوال مقاومت و سختی و اثرات لایه‌بندی بستر خاک را به درستی منعکس سازند (Jeon et al., ۲۰۱۵). در ادبیات فنی، پژوهش‌های متعددی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه قدیمی را مورد بررسی قرار داده‌اند. در مطالعات پیشین نشان داده شد که شکست برشی اتصالات تیر-ستون می‌تواند مکانیزم فروریزش کل ساختمان را تحریک کند و نادیده گرفتن انعطاف‌پذیری اتصال در مدلسازی، تغییر مکان‌های جانبی و پتانسیل فروریزش را به شدت دست‌کم می‌گیرد (Birely et al., ۲۰۱۲). از سوی دیگر، آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای موجود از قبیل ASCE/SEI ۴۱ بر ارزیابی عملکرد قطعه به قطعه تمرکز دارند و معیارهای پذیرش مشخصی نظیر ایمنی جانی و جلوگیری از فروریزش را ارائه می‌دهند (ASCE, ۲۰۲۳). با این وجود، این معیارها نمی‌توانند تصویر جامعی از خسارات مالی، زمان توقف بهره‌برداری و تبعات اقتصادی-اجتماعی ارائه دهند؛ خلأیی که با انتشار چارچوب نسل دوم ارزیابی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد در دستورالعمل FEMA P-۵۸ پوشش داده شد (FEMA, ۲۰۱۸). علاوه بر مدل‌سازی رفتاری سازه، ویژگی‌های جنبش زمین و اثرات موضعی ساختگاه از دیگر عوامل کلیدی حاکم بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها هستند. رویکردهای متداول آیین‌نامه‌ای، اثر خاک را صرفاً بر اساس سرعت موج برشی در ۳۰ متر بالایی (V_{s30}) دسته‌بندی می‌کنند (ASCE, ۲۰۲۲). این در حالی است که مطالعات ژئوتکنیکی اخیر اثبات کرده‌اند که عمق سنگ‌بستر و لایه‌بندی رسوبات تا اعماق بیش از ۳۰ متر می‌تواند طیف پاسخ سطح زمین را در دوره‌های تناوب بلند سازه‌ای به طور چشمگیری دستخوش تقویت یا تضعیف نماید. هدف اصلی این پژوهش، ارزیابی یکپارچه و دقیق رفتار لرزه‌ای، خطر فروریزش و تلفات عملکردی ساختمان‌های بتن‌آرمه غیراستاندارد با احتساب همزمان رفتار برشی چشمه اتصال و اثر تفصیلی انتشار امواج در ساختگاه است. در این راستا، فرضیه پژوهش بر این مبنا استوار است که رفتار برشی چشمه اتصال و اثرات لایه‌بندی عمیق ساختگاه، تقاضای لرزه‌ای و تلفات اجتماعی ناشی از خسارت را فراتر از حدود تخمینی آیین‌نامه‌های مرسوم افزایش می‌دهند.

۲. روش تحقیق

روش پژوهش حاضر از نوع شبیه‌سازی تحلیلی و عددی بر پایه مدل‌سازی اجزای محدود غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی فزاینده است. فرآیند پژوهش شامل انتخاب کهن‌الگو، مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا و اتصالات، انتخاب و مقیاس‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها، تحلیل پاسخ ساختگاه و در نهایت ارزیابی خسارت بر پایه رویکرد احتمالاتی FEMA P-۵۸ است. برای بازتاب دقیق رفتار ساختمان‌های واقعی اجرا شده در دوره‌های گذشته، یک ساختمان هفت طبقه بتن‌آرمه موجود و متداول به عنوان هندسه مبنا و کهن‌الگوی پایه پژوهش انتخاب شد. سیستم باربر جانبی این ساختمان در پیرامون شامل قاب‌های خمشی بتن‌آرمه و در بخش داخلی متشکل از سیستم ستون-دال بتنی تحت بارهای ثقلی به همراه تیغه‌های پرکننده بنایی در طبقه اول است. به منظور بررسی سیر تکامل تدریجی ضوابط شکل‌پذیری و مقاومت جانبی، شش کهن‌الگوی ساختمانی با ساختار هندسی یکسان اما با ضوابط میلگردگذاری و ضرایب باربری متناظر با دوره‌های مختلف تدوین و طراحی شدند:

۱. کهن‌الگوی نسل اول (UBC-۱۹۶۴) معرف سازه‌های اولیه با جزئیات غیرشکل‌پذیر و بدون خاموت‌گذاری چشمه اتصال.
۲. کهن‌الگوی نسل دوم (UBC-۱۹۷۶) که در آن نیروهای طراحی ارتقا یافته اما جزئیات لرزه‌ای شکل‌پذیر هنوز به تکامل نرسیده است.
۳. کهن‌الگوی نسل سوم (UBC-۱۹۹۴) معرف سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط.
۴. کهن‌الگوی استاندارد ۷-۱۰ ASCE با رعایت ضوابط شکل‌پذیری ویژه.
۵. کهن‌الگوی مدرن ۷-۲۲ ASCE با رفتار کامل شکل‌پذیر و کنترل ستون قوی-تیر ضعیف.
۶. کهن‌الگوی مقاوم‌سازی شده معادل ۷۵ درصد باربری استاندارد جدید، به منظور بررسی رفتار سازه‌های ارتقایافته موجود.

جدول ۱: مشخصات هندسی و پارامترهای طراحی کهن‌الگوهای ساختمانی مورد مطالعه

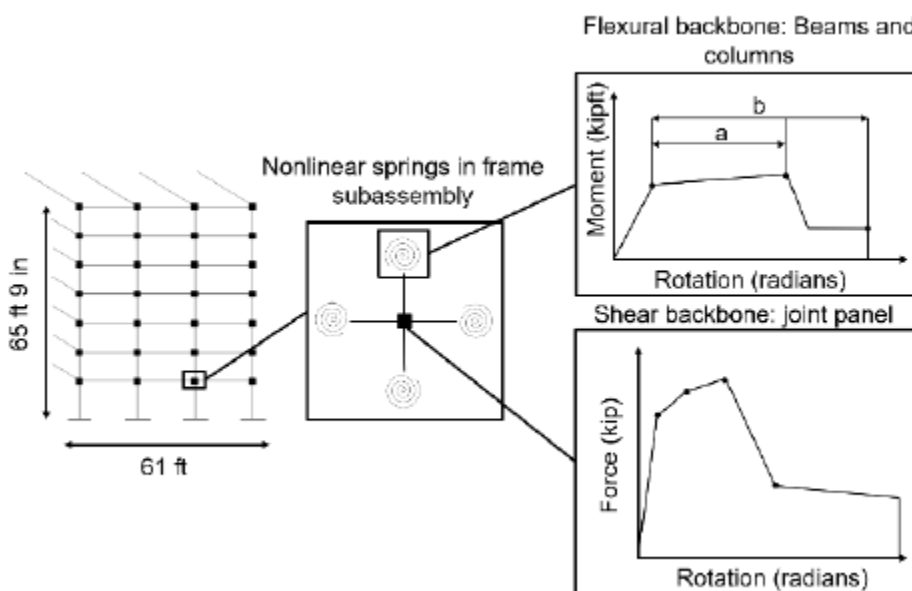
نام کهن‌الگو	تعداد طبقات	مساحت زیربنا (m^2)	دوره تناوب اصلی در جهت N-S (ثانیه)	دوره تناوب اصلی در جهت E-W (ثانیه)	نسبت میانگین ظرفیت خمشی ستون به تیر (SCWB)	مکانیزم بحرانی حاکم
UBC-۱۹۶۴	۷	۵۸۹۰	۵۰/۱	۴۸/۱	۷۸/۰	برش اتصال و شکست ستون
UBC-۱۹۷۶	۷	۵۸۹۰	۶۰/۱	۵۵/۱	۹۲/۰	برش اتصال
UBC-۱۹۹۴	۷	۵۸۹۰	۳۵/۱	۳۰/۱	۱۵/۱	تسلیم خمشی تیر و ستون
۷-ASCE ۱۰	۷	۵۸۹۰	۱۸/۱	۱۵/۱	۴۵/۱	تسلیم خمشی تیر
۷-ASCE ۲۲	۷	۵۸۹۰	۱۴/۱	۱۱/۱	۵۲/۱	تسلیم خمشی تیر
۷۵٪ ۷-ASCE ۲۲	۷	۵۸۹۰	۲۵/۱	۲۲/۱	۳۰/۱	تسلیم خمشی تیر

مدلسازی عددی سه‌بعدی با رابط پیشرفته STKO در چارچوب نرم‌افزاری OpenSees توسعه یافت. برای المان‌های تیر و ستون از مدل پلاستیسیته متمرکز با مفاصل پلاستیک بر پایه مدل هیستریزیس اصلاح‌شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر (IMK Peak-Oriented) استفاده شد. سختی مؤثر مقاطع ترک‌خورده بر اساس ضوابط استاندارد ACI ۲۲-۳۶۹.۱ برای تیرها برابر با $0.3I_g$ و برای ستون‌ها وابسته به نیروی محوری در نظر گرفته شد (ACI, ۲۰۲۲).
برای مدلسازی گره‌های اتصال تیر-ستون که در سازه‌های قدیمی فاقد خاموت‌گذاری مناسب هستند، از المان چشمه اتصال قیچی با رفتار چرخه‌ای غیرخطی بر پایه مصالح تک‌محوره ϕ Pinching استفاده گردید. این فنر برشی رابطه میان گشتاور چرخشی اتصال و تغییرشکل برشی گره را مطابق روابط ۱ و ۲ کنترل می‌کند:

$$V_{jh} = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

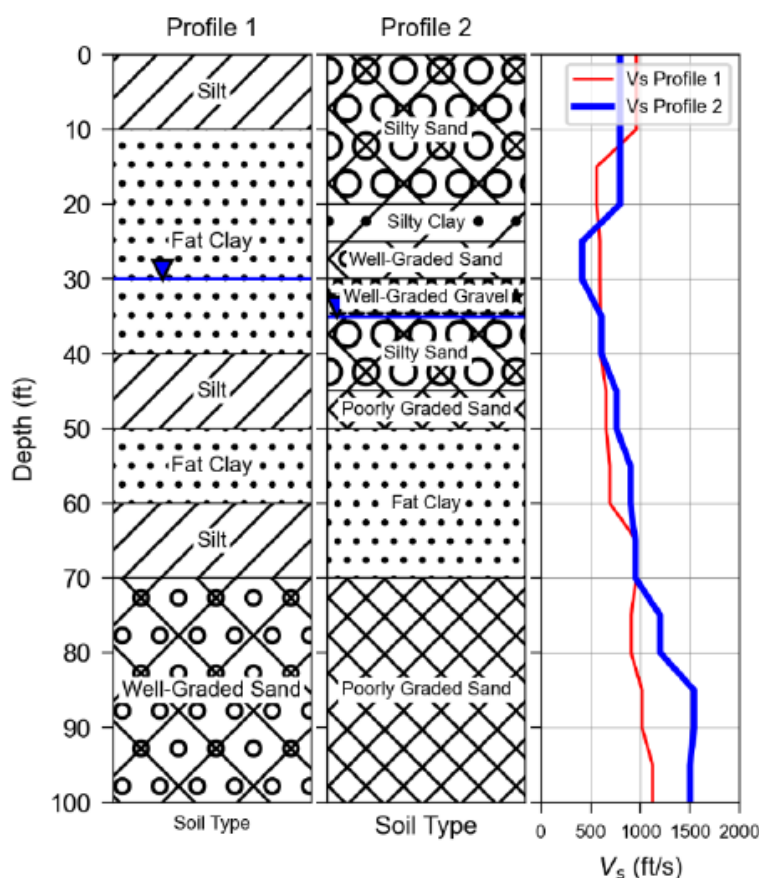
$$M_{joint} = V_{jh} \cdot j_d$$

که در آن‌ها V_{jh} مقاومت برشی افقی چشمه اتصال، f'_c مقاومت فشاری بتن، b_j و h_c ابعاد مقطع اتصال، γ ضریب محصورشدگی اتصال و j_d بازوی لنگر اتصال است.
سیستم ثقلی داخلی (ستون‌ها و دال‌ها) برای شبیه‌سازی اثرات مرتبه دوم تشدید پی-دلتا ($P - \Delta$) از طریق ستون مایل به قاب‌های جانبی متصل شدند.



شکل ۱: دیگرام مدل‌سازی پلاستیسیته متمرکز قاب خمشی به همراه فنرهای برشی غیرخطی در چشمه اتصال در نرم‌افزار OpenSees/STKO

تحلیل‌ها برای ساختگاهی فرضی واقع در پهنه لرزه‌خیزی بسیار زیاد (با پارامترهای جنبش زمین $S_{D1} = S_{DS} = 1.012 g$ و $0.582 g$ که معادل شتاب مبنای طرح در مناطق با خطر بسیار زیاد مانند تهران یا تبریز است) و در سه سطح خطر با دوره‌های بازگشت ۲۲۵ سال (سطح آسیب متوسط)، ۳۸۵ سال و ۹۷۵ سال (سطح فروریزش) انجام شد. نوع زمین در حالت پیش‌فرض، منطبق بر رده ساختگاهی (D معادل خاک تیپ III آیین‌نامه ۲۸۰۰) در نظر گرفته شد. در رویکرد تحلیل مستقیم پاسخ ساختگاه، ۱۱ زوج رکورد سنگ‌بستر انتخاب و اثر انتشار امواج از میان پروفیل‌های لایه‌ای با عمق‌های ۳۰ متر و ۱۰۰ متر خاک تا رسیدن به تراز پی محاسبه گردید.



شکل ۲: مشخصات چینه‌شناسی خاک و پروفیل‌های سرعت موج برشی (V_s) در دو گمانه مورد بررسی

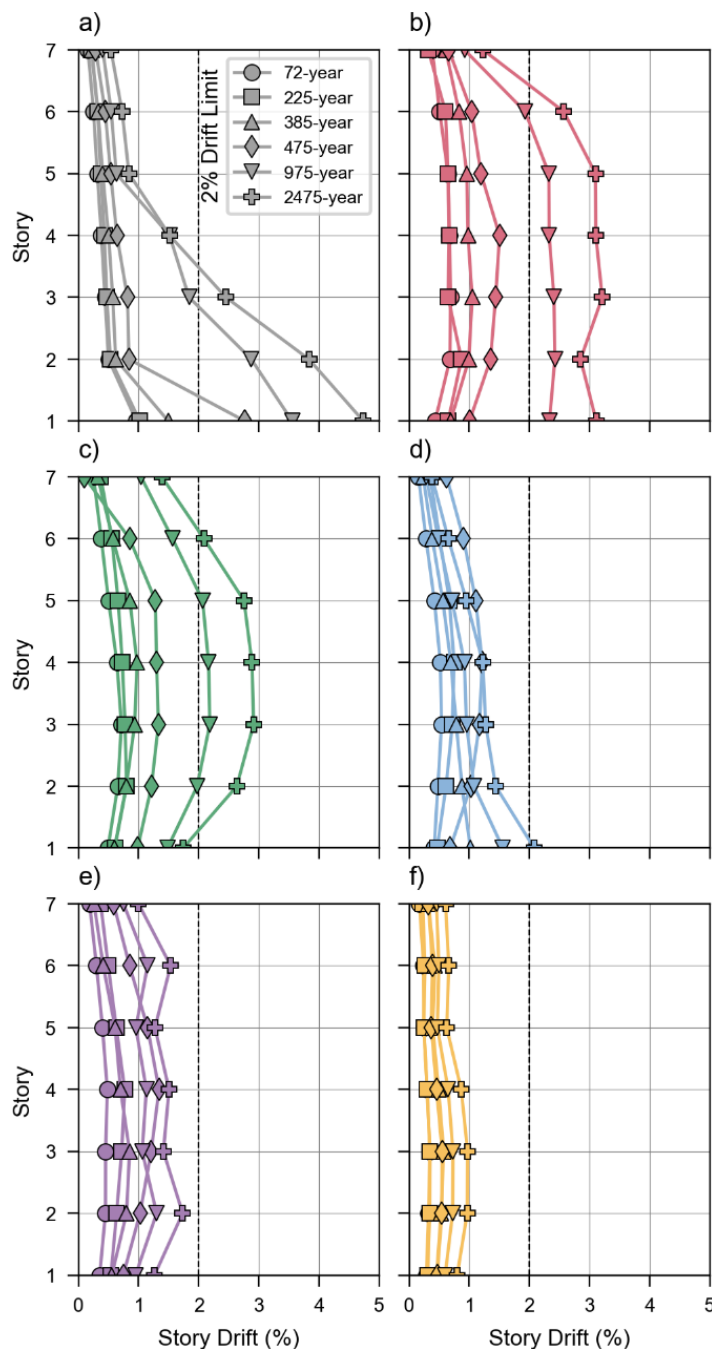
برای برآورد خسارات مالی و زمان بازگشت به بهره‌برداری، خروجی‌های تحلیل دینامیکی (شامل دریافت بیشینه بین‌طبقاتی و شتاب تراز طبقات) به عنوان پارامترهای تقاضای مهندسی وارد نرم‌افزار ارزیابی خسارت شدند. توابع شکنندگی برای اجزای سازه‌ای (اتصالات، تیرها و ستون‌ها) و غیرسازه‌ای (دیوارهای درای‌وال، سقف‌های کاذب و لوله‌کشی‌ها) مطابق جدول ۲ تخصیص یافتند.

جدول ۲: گروه‌های عملکردی و توابع شکنندگی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای بر اساس راهنمای FEMA P-۵۸

دسته‌بندی جزء	عنوان مولفه در FEMA ۵۸ P-	پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)	حالت‌های آسیب	پیامد خسارت
سازه‌ای	گره‌های اتصال تیر-ستون غیرشکل‌پذیر بتنی	زاویه چرخش اتصال (رادیان)	DS۱: ترک‌های برشی مویی DS۲: قلوه‌کن شدن بتن هسته DS۳: کمانش میلگرد و شکست اتصال	تعمیر تزریق اپوکسی تخریب و تعویض بتن جایگزینی کامل اتصال
سازه‌ای	ستون‌های بتن‌آرمه تحت اثر خمش و برش	دریافت بین‌طبقاتی (IDR)	DS۱: ترک تسلیم DS۲: لهیدگی پوشش بتن DS۳: شکست برشی - محوری	ترمیم سطح بتن ژاکت بتنی/کربنی شمع کوبی و بازسازی ستون
غیرسازه‌ای	دیوارهای جداکننده گچی و درای‌وال	دریافت بین‌طبقاتی (IDR)	DS۱: ترک در اتصالات DS۲: تغییر شکل قاب فولادی DS۳: فروریزش موضعی دیوار	درزگیری و رنگ‌آمیزی تعویض پانل‌ها بازسازی کامل دیوار
غیرسازه‌ای	سیستم سقف کاذب و روشنایی‌ها	شتاب بیشینه کف (PFA)	DS۱: افتادن تایل‌ها DS۲: کج‌شدگی شبکه آویز DS۳: فروریزش شبکه و سیم‌کشی	نصب مجدد تایل‌ها تعمیر شبکه نگهدارنده تعویض کل سقف کاذب

۳. یافته‌ها

نتایج تغییرمکان جانبی نسبی طبقات (IDR) حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده نشان داد که تغییر شکل سازه‌های قدیمی در طبقات تحتانی و میانی به دلیل تمرکز نرمی در اتصالات به شدت تشدید می‌شود. کهن‌الگوی UBC-۱۹۶۴ در شدت خطر ۲۲۵ سال به میانگین دریافت ۲/۲ درصد رسید و در شدت ۹۷۵ سال مقدار دریافت از ۸/۳ درصد فراتر رفت.

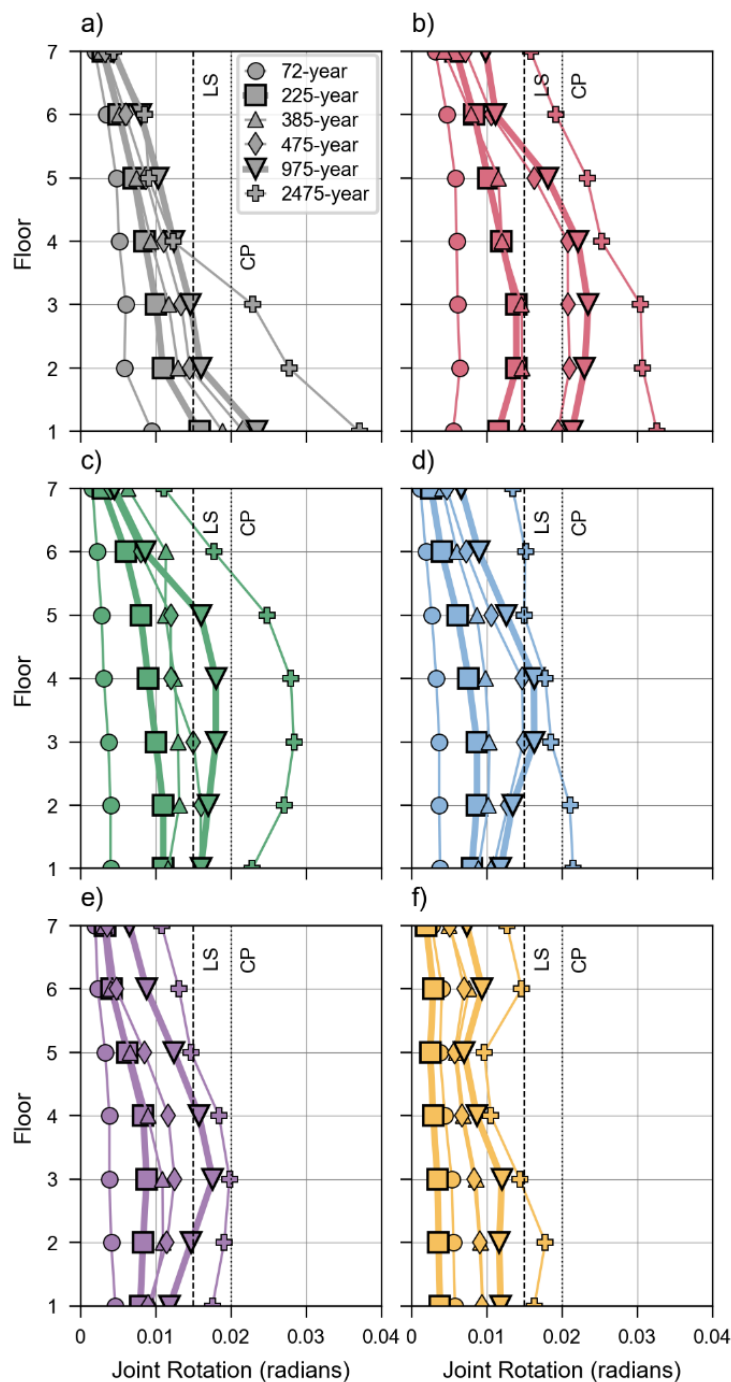


شکل ۳: پروفیل میانه تغییر مکان‌های جانبی نسبی بین طبقاتی در ارتفاع کهن‌الگوهای مختلف سازه‌ای

مطابق ضوابط بهسازی ۲۳-۴۱ ASCE، معیارهای پذیرش ایمنی جانی (LS) در سطح خطر ۲۲۵ سال و جلوگیری از فروریزش (CP) در سطح خطر ۹۷۵ سال کنترل شدند. همان‌طور که در جدول ۳ خلاصه شده است، کهن‌الگوی ۱۹۶۴ به دلیل تغییر شکل‌های برشی بحرانی در گره‌های اتصال طبقات ۲ و ۳ موفق به ارضای سطح ایمنی جانی نگردید.

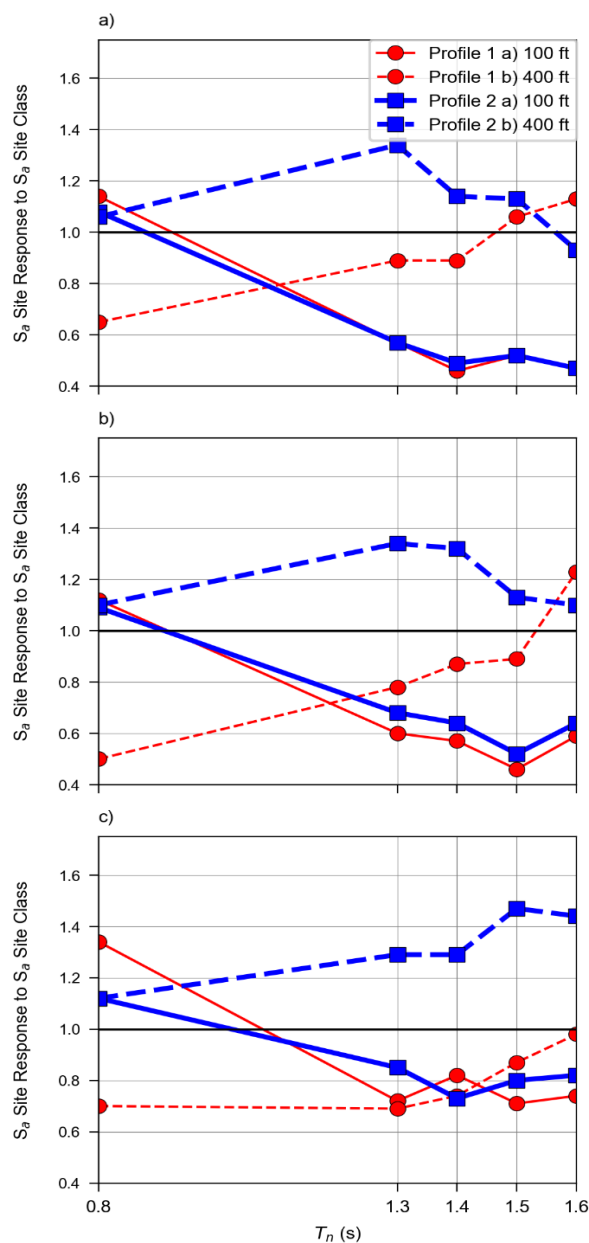
جدول ۳: خلاصه ارزیابی معیارهای پذیرش عملکردی BPOE مطابق استاندارد ۲۳-۴۱-ASCE

کهن‌الگو	وضعیت در سطح خطر ۲۲۵ سال (LS)	جزء بحرانی در سطح خطر ۲۲۵ سال	وضعیت در سطح خطر ۹۷۵ سال (CP)	جزء بحرانی در سطح خطر ۹۷۵ سال	نتیجه نهایی پذیرش
UBC- ۱۹۶۴	رد شد (عدم تأمین)	برش چشمه اتصال طبقه ۲ و ۳	رد شد	زوال مقاومت ستون‌ها و اتصال	نامناسب برای بهره‌برداری
UBC- ۱۹۷۶	پذیرفته شد (مرزی)	برش چشمه اتصال	رد شد	برش چشمه اتصال	نیازمند بهسازی موضعی
UBC- ۱۹۹۴	پذیرفته شد	تسلیم خمشی تیرها	پذیرفته شد	تشکیل مفاصل خمشی	مناسب با آسیب متوسط
۷-ASCE ۱۰	پذیرفته شد	تسلیم خمشی تیرها	پذیرفته شد	تسلیم خمشی کنترل‌شده	کاملاً ایمن
۷-ASCE ۲۲	پذیرفته شد	تسلیم خمشی تیرها	پذیرفته شد	تسلیم خمشی کنترل‌شده	کاملاً ایمن با شکل‌پذیری بالا
۷۵٪ ۷-ASCE ۲۲	پذیرفته شد	برش موضعی اتصالات	پذیرفته شد	تسلیم خمشی ستون‌ها	عملکرد قابل قبول

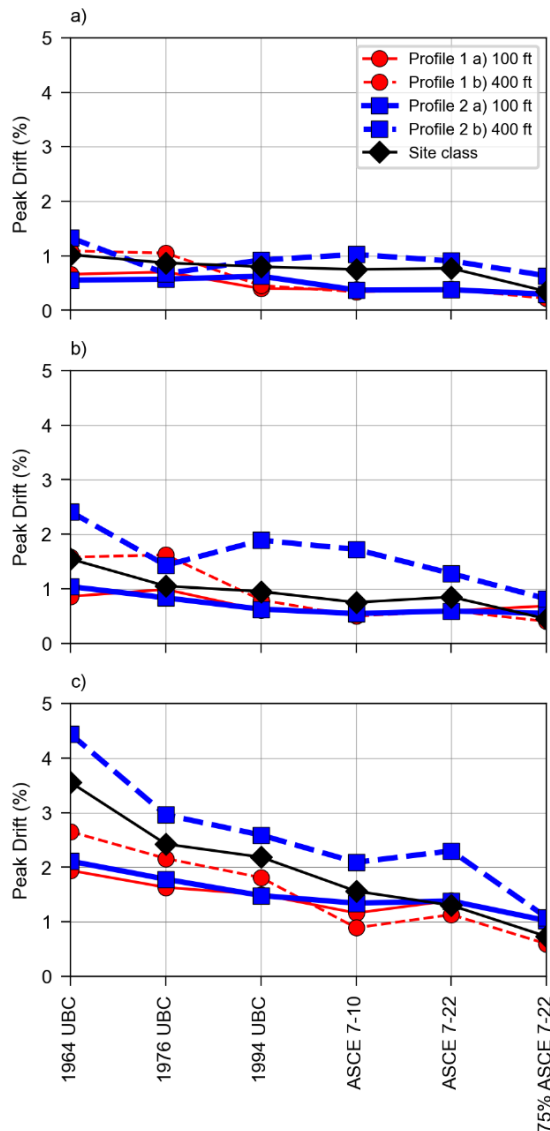


شکل ۴: نمودار مقایسه‌ای چرخش پلاستیک چشمه اتصال در ارتفاع ساختمان در مقایسه با حدود مجاز LS و CP استاندارد ۴۱ ASCE

مقایسه دو رویکرد رده ساختگاهی استاندارد و تحلیل تفصیلی انتشار موج در لایه‌های خاک نشان داد که تعریف مرسوم آیین‌نامه‌ای بر مبنای V_{s30} تفاوت‌های فاحش ناشی از عمق سنگ‌بستر را نشان نمی‌دهد. در خاک‌های با عمق سنگ‌بستر بیش از ۱۰۰ متر، به دلیل تشدید فرکانسی در دوره‌های تناوب بلند ($T > 1.0$ s)، شتاب طیفی تا ۵۰ درصد افزایش یافت که منجر به رشد چشمگیر تغییر مکان‌های نسبی در کهن‌الگوهای با دوره تناوب بالا (۱۹۶۴ و ۱۹۷۶) گردید. در مقابل، در پروفیل‌های خاک کم‌عمق، به دلیل اثرات میرایی خاک و عدم انطباق دوره‌های تناوب، تقاضای دریافت تا ۳۰ درصد کاهش نشان داد.



شکل ۵: نسبت طیف پاسخ انتشار موج در خاک به طیف استاندارد رده ساختگاهی آیین‌نامه در سطوح خطر مختلف

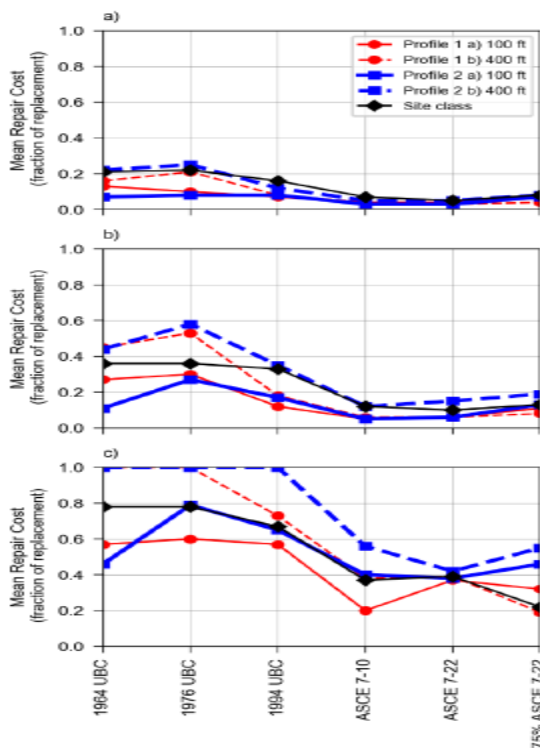


شکل ۶: مقایسه میانه دریافت طبقات تحت دو رویکرد رده ساختمانی و تحلیل ساختمانی

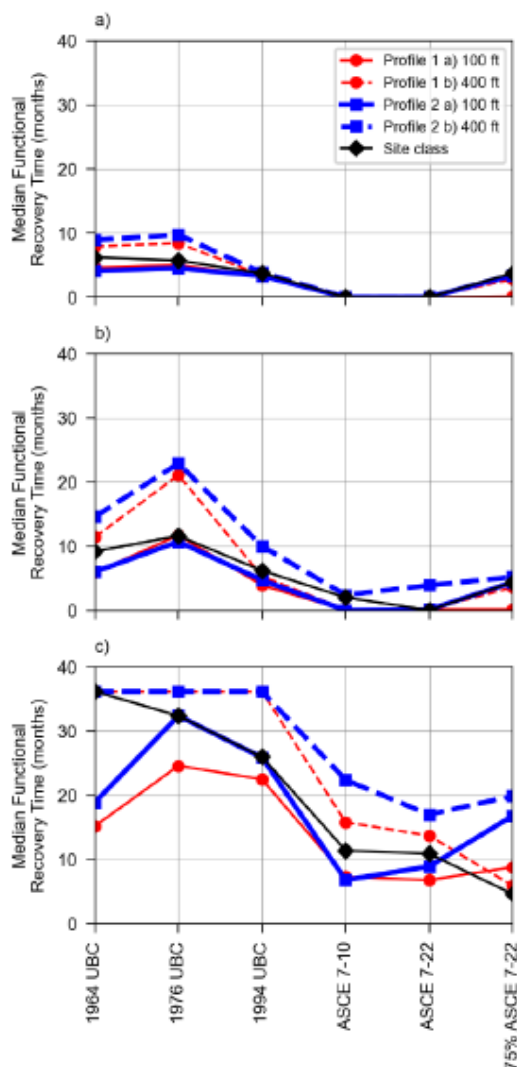
ارزیابی احتمالاتی FEMA P-۵۸ نشان داد که هزینه‌های تعمیرات در کهن‌الگوهای قدیمی تفاوت فاحشی با سازه‌های مدرن دارد. در زلزله با دوره بازگشت ۹۷۵ سال، هزینه تعمیرات کهن‌الگوی ۱۹۶۴ به بیش از ۶۰ درصد هزینه جایگزینی کل ساختمان رسید. همچنین اعمال اثرات ساختمانی عمیق، برآورد خسارت مالی را تا ۲۰ درصد افزایش داد. از منظر زمان بازگشت به چرخه بهره‌برداری، کهن‌الگوی ۷۵ درصد ASCE ۷-۲۲ با وجود پاسخ سازه‌ای مناسب، به دلیل فروریزش اجزای غیرسازه‌ای (نظیر سقف‌های کاذب و لوله‌کشی‌ها) نیازمند ۴ تا ۵ ماه زمان جهت بازسازی بود.

جدول ۴: برآورد هزینه‌های بازسازی و زمان بازگشت عملکردی به تفکیک کهن‌الگوها در سطوح خطر مختلف

نام کهن‌الگو	هزینه تعمیرات (درصد از هزینه ساخت مجدد) - سطح ۲۲۵ سال	هزینه تعمیرات (درصد از هزینه ساخت مجدد) - سطح ۹۷۵ سال	زمان بازگشت به بهره‌برداری (روز) - سطح ۲۲۵ سال	زمان بازگشت به بهره‌برداری (روز) - سطح ۹۷۵ سال
UBC-۱۹۶۴	٪ ۴/۲۸	٪ ۲/۶۴	۱۳۰ روز	۳۶۵ روز (نیازمند تخریب احتمالی)
UBC-۱۹۷۶	٪ ۷/۱۸	٪ ۵/۴۲	۸۵ روز	۲۴۰ روز
UBC-۱۹۹۴	٪ ۵/۹	٪ ۱/۲۲	۳۵ روز	۹۰ روز
۷-ASCE ۱۰	٪ ۲/۳	٪ ۴/۱۱	۱۲ روز	۴۵ روز
۷-ASCE ۲۲	٪ ۸/۲	٪ ۹/۸	۸ روز	۳۰ روز
۷۵٪ ۷-ASCE ۲۲	٪ ۱/۶	٪ ۸/۱۶	۲۸ روز	۱۲۰ روز (متأثر از آسیب غیرسازه‌ای)



شکل ۷: میانگین نسبت هزینه تعمیرات به هزینه جایگزینی کامل ساختمان در کهن‌الگوها در سه سطح خطر لرزه‌ای



شکل ۸: میانه زمان بازگشت عملکردی و توقف کاربری بر حسب روز

۴. بحث و نتیجه‌گیری

یافته‌های این پژوهش به وضوح نشان داد که نادیده گرفتن رفتار غیرخطی و زوال برشی اتصالات تیر-ستون در سازه‌های بتنی موجود، منجر به تخمین غیرمحافظه‌کارانه از نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و برآورد دست‌پایین احتمال فروپاشی سازه می‌گردد. این نتیجه همسو با مطالعات اخیر دل‌وکیو و همکاران (Del Vecchio et al., ۲۰۲۲) و دی‌ریسی و همکاران (De Risi et al., ۲۰۲۱) است که اثبات کرده‌اند شکست برشی و لغزش آرماتور در چشمه اتصال، مود غالب خرابی در قاب‌های بتن‌آرمه قدیمی بوده و ظرفیت لرزه‌ای کل سازه را به شدت محدود می‌سازد. همچنین، تحلیل چندمقیاسی انجام‌شده در این پژوهش نشان داد که در نظر گرفتن مدل‌های پلاستیسیته متمرکز فتر برشی، تطابق بسیار دقیق‌تری با رفتارهای آزمایشگاهی ارائه‌شده توسط موهله (Moehle, ۲۰۲۰) در پیش‌بینی زوال مقاومت چرخه‌ای ایجاد می‌کند. از سوی دیگر، مغایرت اساسی مشاهده‌شده میان رویکرد رده ساختگاهی طیفی و تحلیل انتشار امواج در پروفیل واقعی خاک، مؤید شواهد نوین پژوهشی از جمله یافته‌های افشاری و

همکاران (Afshari et al., ۲۰۲۱) و استوارت و همکاران (Stewart et al., ۲۰۲۰) مبنی بر نارسایی پارامتر سرعت موج برشی در ۳۰ متر فوقانی (V_{s30}) به عنوان تنها شاخص مشخص‌کننده رفتار ساختمان است. علاوه بر این، ارزیابی کمی مبتنی بر چارچوب FEMA P-۵۸ در کهن‌الگوی ارتقایافته (معادل ۷۵ درصد ضوابط آیین‌نامه‌ای نوین) اثبات کرد که حتی با وجود ارتقای مقاومت اعضای سازه‌ای و مهار تغییرشکل‌های ماندگار، آسیب‌پذیری مهاربندی سیستم‌های تاسیساتی، مکانیکی و تیغه‌های معماری عامل بحرانی در تداوم خاموشی عملکردی سازه است.

بر مبنای یافته‌های این مطالعه، پیشنهادات کاربردی زیر ارائه می‌گردد:

۱. مهندسان طراح در پروژه‌های ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه موجود (به‌ویژه منطبق بر نشریه ۳۶۰ و استاندارد ۲۸۰۰ ایران)، از فرض کلاسیک اتصالات صلب پرهیز کرده و مدل‌سازی صریح فنرهای برشی غیرخطی چشمه اتصال (با در نظر گرفتن اثرات بار محوری ستون بر رفتار برشی گره) را در نرم‌افزارهایی نظیر OpenSees پیاده‌سازی نمایند.
۲. بازنگری در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کشور در خصوص ضرایب تقویت ساختمانی به گونه‌ای انجام پذیرد که اثر متغیرهای لایه‌بندی عمیق رسوبی و فاصله تا سنگ‌بستر ژئوتکنیکی (نظیر پارامترهای $Z_{1.0}$ و $Z_{2.5}$) در کنار V_{s30} منظور گردد.
۳. راهبردهای بهسازی در ساختمان‌های با درجه اهمیت زیاد و اداری-تجاری، فراتر از مقاوم‌سازی صرف اعضای سازه‌ای تعریف شده و تمهیدات مهار لرزه‌ای تجهیزات تاسیساتی، سقف‌های کاذب و میانقارهای معماری مطابق با الزامات عملکردی نوین در دستور کار اجرایی قرار گیرد.

منابع

- سازمان برنامه و بودجه کشور، ۱۳۹۲، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰ - تجدید نظر اول)، امور نظام فنی و اجرایی، تهران.
- مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۳، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ - ویرایش چهارم)، وزارت راه و شهرسازی، تهران.
- ACI Committee 369. (2022). *Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-22)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Afshari, K., Stewart, J. P., & Hashash, Y. M. A. (2021). Ground motion amplification models for deep sedimentary basins including depth-dependent impedance effects. *Earthquake Spectra*, 37(2), 785–810.
- ASCE. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE. (2023). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-23)*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Birely, A. C., Lowes, L. N., and Lehman, D. E. (2012). A model for the practical nonlinear analysis of reinforced-concrete frames including joint flexibility. *Engineering Structures*, 34, 455–465.
- De Risi, M. T., Del Vecchio, C., & Verderame, G. M. (2021). Seismic fragility and collapse risk of existing RC frames accounting for joint shear degradation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(5), 2153–2189.
- Del Vecchio, C., Gentile, R., & Pampanin, S. (2022). Modeling shear-critical beam-column joints for regional seismic risk and economic loss evaluation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 51(8), 1912–1934.



- FEMA. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology (FEMA P-58-1)*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Jeon, J. S., Lowes, L. N., DesRoches, R., and Brilakis, I. (2015). Fragility curves for non-ductile reinforced concrete frames that exhibit different component failure modes. *Engineering Structures*, 85, 127–143.
- Moehle, J. P. (2020). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education, New York.
- Otani, S. (1999). RC building damage statistics and SDF response with design seismic forces. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(3), 255–278.
- Rhoades, K. R. (2026). *A Quantitative and Qualitative Evaluation of Seismic Retrofits According to the Los Angeles Non-Ductile Reinforced Concrete Buildings Ordinance*. Ph.D. Dissertation, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado Boulder.
- Stewart, J. P., Parker, G. A., Harmon, J. A., Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (2020). Assessment of site response models and amplification factors across diverse geological conditions. *Earthquake Spectra*, 36(4), 1641–1670.