

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

در ارزیابی فروریزش سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، به دلیل وجود عدم قطعیت پارامترهای خاک پیش‌بینی پاسخ‌های فروریزش سازه با قطعیت همراه نیست. لحاظ کردن عدم قطعیت پارامترهای خاک در مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه موجب اطمینان بیشتر به پاسخ‌های فروریزش سازه خواهد شد. برای لحاظ کردن اثر عدم قطعیت مشخصات خاک با در نظر گرفتن توزیع احتمالی و همبستگی بین آنها بر پاسخ‌های فروریزش سازه، در این تحقیق سازه قاب خمشی بتنی ۴ طبقه بر روی بستر نرم مورد بررسی قرار گرفته است. برای تولید متغیرهای تصادفی وابسته از شبیه‌سازی LHS با در نظر گرفتن همبستگی بین عدم قطعیت پارامترهای خاک و از تجزیه چولسکی برای تولید متغیرهای تصادفی مستقل خاک استفاده شده است. پس از تولید ۲۶ نمونه برای عدم قطعیت‌ها، با اثر دادن ۲۰ شتاب‌نگاشت دور از گسل و استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی، پاسخ‌های فروریزش سازه شامل میانگین ظرفیت فروریزش و میانگین دررفت فروریزش سازه برای نمونه‌های تولید شده به دست می‌آید. سپس منحنی شکنندگی حاصل از هر نمونه تولیدی برای عدم قطعیت‌ها با حالت پایه ثابت مقایسه شده است و به روش غربالگری درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در پاسخ‌های فروریزش سازه محاسبه گردیده است. با بررسی نتایج مشخص شد، در تمام نمونه‌های تولید شده نسبت به حالت پایه ثابت میانگین ظرفیت فروریزش کاهش و میانگین دررفت فروریزش افزایش داشته است، مدول برشی خاک بیشترین و چسبندگی خاک کمترین درصد مشارکت در ظرفیت فروریزش سازه را دارند، همچنین زاویه اصطکاک داخلی خاک بیشترین و مدول برشی خاک کمترین درصد مشارکت در دررفت فروریزش سازه را دارند.

واژگان کلیدی: اندرکنش خاک و سازه، عدم قطعیت خاک، منحنی شکنندگی، شبیه‌سازی LHS، تجزیه چولسکی.

ارزیابی تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک در مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ‌های فروریزش سازه

منصور آقابابائی

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران،
واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران

اسماعیل ایزدی زمان‌آبادی (نویسنده مسئول)

استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران،
واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران،
e.izadi@pci.iaun.ac.ir

محمدامین بیاری

دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد،
دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران

۱- مقدمه

می‌شود و از اثر خاک بستر بر روی سازه معادل اندرکنش خاک و سازه^۲ چشم‌پوشی می‌شود. در صورتی که اندرکنش خاک و سازه ممکن است پاسخ‌های دینامیکی سازه را تغییر دهد و این تغییر بر عملکرد فروریزش سازه تأثیر خواهد داشت. نکته مهم در ارزیابی عملکردی سازه‌ها تأثیر عدم قطعیت پارامترهای مؤثر بر تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد و باید این عدم قطعیت‌ها در فرایند تحلیل و طراحی بر اساس عملکرد در نظر گرفته شود.

در مواجهه با رخداد زلزله و متعاقباً خسارات جبران‌ناپذیری چون تلفات جانی، بررسی هرچه دقیق‌تر رفتار سازه‌ها در اثر جنبش نیرومند زمین همیشه مورد توجه محققین بوده است. رویکرد جدید تحلیل و طراحی سازه‌ها، طراحی بر اساس عملکرد^۱ می‌باشد. در این رویکرد سازه در هر تراز از شدت لرزه‌ای، عملکردی قابل پیش‌بینی از خود نشان می‌دهد. عموماً در تحلیل و طراحی سازه‌ها، سازه به صورت گیردار در تکیه‌گاه فرض

شکل پذیر پرداختند، مشخص گردید لحاظ کردن اندرکنش خاک و سازه احتمال فروریزش را افزایش می‌دهد. ریچودهوری و جیندال (Raychowdhury & Jindal, 2014) در مورد تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک و مدل‌سازی خاک به روش تیر بر فونداسیون غیرخطی وینکلر (BNWF)^۳ در پاسخ فونداسیون‌های سطحی تحقیق نمودند. مشخص شد، عدم قطعیت پارامترهای خاک (زاویه اصطکاک داخلی، نسبت پواسون و مدول برشی) نسبت به عدم قطعیت پارامترهای مدل‌سازی خاک (فاصله فنرها، شدت سختی فنرها و طول انتهایی فونداسیون) در پاسخ سازه تأثیرگذارتر هستند. مکی و همکاران (Mekki et al., 2016) با روشی جدید به بررسی سازه قاب خمشی بتن آرمه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه با توجه به سه سناریو جهت بررسی عدم قطعیت‌های زلزله، سازه و خاک پرداختند. برای بررسی خسارت، شاخص خسارت پارک و آنگ را در نظر گرفتند. در این مطالعه مشخص شد، عدم قطعیت‌های لرزه‌ای بیشترین و سازه کمترین تأثیر را در شاخص خسارت دارد.

قنديل و بهنام‌فر (Ghandil & Behnamfar, 2017) سازه‌های فولادی واقع بر بستر نرم را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد اندرکنش خاک و سازه جابه‌جایی نسبی طبقات پائینی سازه‌ها را افزایش می‌دهد. شیرزادی و همکاران (Shirzadi et al., 2020) تحقیقی در مورد تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر روی سازه‌های فولادی با نامنظمی پیچشی انجام دادند، نتایج نشان داد اندرکنش خاک و سازه باعث افزایش جابه‌جایی نسبی طبقه اول و دوران مفاصل پلاستیک می‌شود.

حق‌الهی و بهنام‌فر (Haghollahi & Behnamfar, 2020) تحقیقی بر مبنای ارزیابی عملکرد در برابر فروریزش سازه قاب خمشی بتنی با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام دادند. تحقیقات آنها مشخص کرد، اندرکنش خاک و سازه جابه‌جایی نسبی طبقات به خصوص طبقه اول را افزایش می‌دهد. کترنگی و همکاران (Katrangi et al., 2021) تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر روی سازه‌های فولادی با نامنظمی در ارتفاع را بررسی کردند، مطالعه ایشان نشان داد، اندرکنش خاک و سازه

به‌طور کلی منابع عدم قطعیت‌ها شامل عدم قطعیت‌های تصادفی و عدم قطعیت‌های شناختی می‌باشد (Kiureghian & Ditlevsen, 2009). تفاوت در ویژگی‌های زمین‌لرزه‌های مختلف مانند مدت زمان، محتوای فرکانسی و پارامترهای شدت لرزه‌ای باعث تغییرات رکورد به رکورد زمین‌لرزه می‌شود، این تغییرات به‌عنوان عدم قطعیت‌های تصادفی شناخته می‌شود. عدم قطعیت خصوصیات مکانیکی خاک به دلیل تأثیر در سختی و مقاومت سیستم خاک و سازه در عملکرد سازه از اهمیت برخوردار است. عدم قطعیت پارامترهای خاک هر دو منبع عدم قطعیت تصادفی و شناختی را شامل می‌شود (Raychowdhury & Jindal, 2014).

بازورو و کرنل (Bazzurro & Cornell, 2004) به بررسی تأثیر لایه‌های خاک بر شدت زمین‌لرزه روی سطح زمین پرداختند و پاسخ دینامیکی سازه را برای ۷۸ رکورد زلزله محاسبه کردند. از شبیه‌سازی مونت کارلو برای تولید عدم قطعیت خواص خاک استفاده نمودند. آنها به این نتیجه رسیدند که تغییرات خصوصیات خاک تأثیر کمتری نسبت به تغییرات رکورد به رکورد زمین‌لرزه در پاسخ سازه دارد. ریچودهوری (Raychowdhury, 2009) تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک را بر تقاضای لرزه‌ای سازه فولادی ساخته شده بر خاک نرم با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، بررسی نمود. نشان داد، عدم قطعیت پارامترهای خاک تغییر قابل توجهی در تغییر مکان بین طبقه، برش پایه و لنگر پایه سازه ایجاد می‌کند. همچنین عدم قطعیت زاویه اصطکاک داخلی خاک تأثیر بیشتری بر پاسخ‌ها می‌گذارد. تانگ و ژانگ (Tang & Zhang, 2011) تحقیقی در مورد آنالیز احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای دیوار برشی بتن آرمه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه انجام دادند. نتایج نشان داد که در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه آسیب را به‌طور کلی کاهش می‌دهد، به‌ویژه زمانی که خاک غیرخطی در نظر گرفته شود و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات به تغییرات زاویه اصطکاک داخلی خاک حساس‌تر است. راجیو و تسفاماریام (Rajeev & Tesfamariam, 2012) به بررسی تأثیر اندرکنش خاک و سازه در سه سازه قاب خمشی بتنی غیر

۲- روش پیش‌بینی پاسخ

پیش‌بینی پاسخ یک فرآیند، با تخمین یک تابع بین داده‌های تجربی با توجه به خصوصیات آماری داده‌ها انجام می‌شود. یکی از روش‌های تخمین تابع مورد نظر، روش سطح پاسخ (RSM)^۴ است (Myers et al., 2016). هدف از این روش برآزش بین متغیرهای تجربی و پاسخ، جهت تخمین تابع چند جمله‌ای فرآیند می‌باشد. در روش سطح پاسخ با توجه به کفایت و تعداد نمونه‌های تولید شده می‌توان تأثیر متغیرها و اثر برهمکنش متغیرها بر پاسخ فرآیند را به صورت هم‌زمان مورد بررسی قرار داد.

با داشتن تعداد آزمایش‌ها و حد بالا و پایین هر متغیر، فرآیند تحلیل انجام شده و پاسخ‌های هر آزمایش به دست می‌آید. در نهایت با برآزش نتایج به تابع چند جمله‌ای دست می‌یابیم که در آن فاکتورها به صورت متغیر مستقل و پاسخ به دست آمده به صورت متغیر وابسته می‌باشد. پرکاربردترین فرم مدل‌ها یا تابع چند جمله‌ای در روش سطح پاسخ به صورت زیر است.

۱. مدل خطی با در نظر گرفتن برهمکنش‌های دوتایی فاکتورها (2FI):

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \beta_{ij} x_i x_j \quad (1)$$

۲. مدل درجه دوم (Quadratic):

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \beta_{ij} x_i x_j \quad (2)$$

در روابط فوق y متغیر وابسته به عنوان پاسخ حاصل از متغیرهای مستقل در تابع، β_0 ضریب ثابت، β_i ضریب خطی، β_{ij} ضریب اثر متقابل رگرسیون β_{ii} ضریب درجه دوم و x_i و x_j متغیرهای مستقل کد شده، می‌باشند.

یکی از روش‌های مورد استفاده در روش سطح پاسخ، روش طراحی مکعب مرکزی (CCD)^۵ می‌باشد، این روش شامل طراحی فاکتوریال کامل، طراحی فاکتوریال جزئی و طراحی حداقل فاکتوریال (Small) می‌شود. برای پنج متغیر تصادفی مستقل (عدم قطعیت پارامترهای خاک) با استفاده از روش طراحی Small تعداد ۲۶ آزمایش نیاز است.

دوره تناوب سازه و جابه‌جایی نسبی بین طبقات را افزایش می‌دهد و مقدار برش پایه را کم می‌کند. آخوندی و بهنام‌فر (Akhoondi & Behnamfar, 2021) به بررسی تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک در مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه در ظرفیت فروریزش سازه‌های قاب خمشی فولادی پرداختند. در این تحقیق از آنالیز حساسیت برای تعیین تأثیر عدم قطعیت‌ها بر فروریزش سازه استفاده شده است. بررسی این تحقیق مشخص کرد، عدم قطعیت در مدول برشی خاک بیشترین و عدم قطعیت در نسبت پواسون خاک کمترین تأثیر در ظرفیت فروریزش سازه را دارد.

در این تحقیق تأثیر عدم قطعیت موجود در پارامترهای خاک بر پاسخ‌های فروریزش سازه قاب خمشی بتن آرمه بر روی خاک نرم مورد توجه قرار گرفته است. سازه به روش مفصل پلاستیک متمرکز و اندرکنش خاک و سازه به روش BNWF مدل‌سازی شده است. چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، چگالی، مدول برشی و نسبت پواسون خاک با لحاظ کردن توزیع احتمالاتی و همبستگی بین آنها به عنوان عدم قطعیت پارامترهای خاک شناخته می‌شود. از روش LHS برای تولید متغیرهای تصادفی پارامترهای خاک با توجه به مشخصات آماری پارامترهای خاک استفاده گردیده است. پاسخ‌های سازه ظرفیت فروریزش، دررفت فروریزش و دوره تناوب مود اول در نظر گرفته شده است. ترسیم منحنی‌های شکنندگی سازه با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای خاک، بررسی تأثیر تغییرات مشخصات خاک بر پاسخ‌های فروریزش سازه، درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در پاسخ‌های فروریزش سازه و همچنین تخمین توابع پاسخ‌های سازه به عنوان اهداف اصلی این تحقیق مورد توجه قرار گرفته است. بررسی ادبیات فنی نشان می‌دهد، پاسخ‌های فروریزش سازه شامل ظرفیت و دررفت فروریزش به همراه دوره تناوب سازه تحت اثر عدم قطعیت پارامترهای خاک با لحاظ کردن همبستگی بین آنها مورد توجه قرار نگرفته است، در نتیجه بررسی پاسخ‌ها تحت تأثیر همبستگی بین عدم قطعیت‌های خاک جز نوآوری تحقیق حاضر می‌باشد.

۳- تحلیل دینامیکی سازه

بیشتر است با تعداد تحلیل بیشتر، نقطه فروریزش سازه به خوبی پیش‌بینی می‌گردد. در این تحقیق، از الگوریتم هانت-فیل برای پیش‌بینی پاسخ فروریزش و از دستورالعمل FEMA 350 در خصوص حالات حدی فروریزش سازه استفاده شده است.

ارزیابی احتمالاتی لرزه‌ای و پیش‌بینی آسیب‌پذیری سازه، با استخراج منحنی شکنندگی^{۱۰} از نتایج تحلیل‌های IDA انجام می‌شود. منحنی شکنندگی نشان‌دهنده احتمال فراگذشت از حالت حدی انتخابی برای شاخص خسارت است. برای هر شتاب‌نگاشت یک شدت لرزه‌ای (شتاب طیفی در مود اول سازه) متناظر با حالت حدی فروریزش وجود دارد. برازش تمام شدت‌های لرزه‌ای فروریزش در تحلیل‌ها نشانگر منحنی شکنندگی خواهد بود. احتمال گذر از حالت حدی مطابق رابطه (۳) تعریف می‌شود.

$$P_{C|IM=im} = \Phi \left(\frac{\ln im - \mu_{\ln IM_{COP}}}{\sigma_{\ln IM_{cap}}} \right) \quad (3)$$

در رابطه فوق $\mu_{\ln IM_{COP}}$ میانگین لگاریتمی شدت‌های فروریزش و $\sigma_{\ln IM_{cap}}$ انحراف استاندارد لگاریتمی شدت فروریزش است.

۴- مدل‌سازی و صحت‌سنجی

۴-۱- سازه

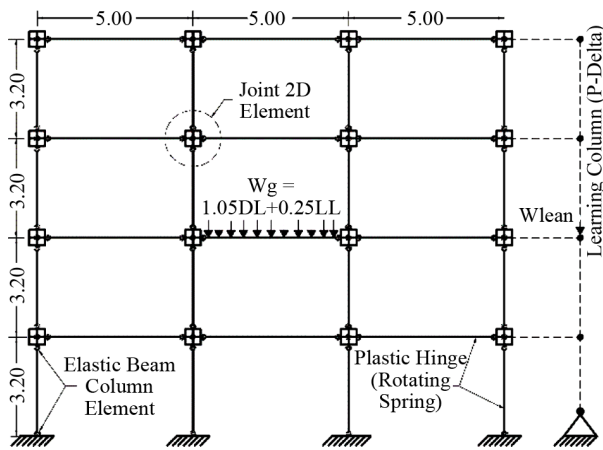
در این تحقیق یک سازه چهار طبقه بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط، در پهنه با خطرپذیری لرزه‌ای زیاد و خاک نوع سه مطابق با آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم)، مورد بررسی قرار گرفته است. برای طراحی سازه بتن آرمه از آیین‌نامه ACI-318-19 استفاده شده است (Committee, 2019). مقاومت فشاری بتن ۳۰، تنش تسلیم میلگردهای طولی ۴۰۰ و تنش تسلیم میلگردهای عرضی ۳۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع، بار مرده طبقات و بام ۵۸۸۶ نیوتن بر مترمربع، بار زنده طبقات و بام به ترتیب ۱۹۶۲ و ۱۴۷۱ نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. شکل (۱) پلان سازه را نشان می‌دهد.

سازه مورد بررسی در این تحقیق در پلان و ارتفاع متقارن است، در نتیجه می‌توان تحلیل غیرخطی سازه را برای یکی از

تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^۹ روشی مؤثر برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها با در نظر گرفتن عدم قطعیت لرزه‌ای می‌باشد. در این روش هر شتاب‌نگاشت به صورت فزاینده نسبت به شدت لرزه‌ای مقیاس و سازه در هر مرحله تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌شود، این روند معمولاً تا سطح عملکرد فروریزش ادامه می‌یابد. برای تحلیل و ترسیم منحنی IDA دو معیار اساسی باید مشخص شود؛ معیار اول اندازه‌گیری شدت (IM)^۷ جنبش نیرومند زمین، مانند بیشینه شتاب، بیشینه سرعت و یا شتاب طیفی در مود اول ارتعاش سازه است و معیار دوم، پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)^۸ مانند گریز طبقات یا جابه‌جایی بام که تحت عنوان شاخص خسارت (DI)^۹ معرفی می‌شود (Vamvatsikos & Cornell, 2002). در بررسی سطح عملکرد فروریزش با توجه به پژوهش‌های صورت گرفته، برای سنجش شدت، شتاب طیفی در مود اول سازه و برای شاخص خسارت، حداکثر تغییر مکان بین طبقه در سازه در نظر گرفته می‌شود. منحنی IDA نشان‌دهنده حالات رفتاری سازه با توجه به مفصل پلاستیک تشکیل شده در سازه، از رفتار الاستیک تا رفتار پلاستیک می‌باشد.

در دستورالعمل FEMA 350 برای بررسی فروریزش سازه، تحلیل دینامیکی افزایشی توصیه شده است و حالت حدی فروریزش وقوع یکی از سه حالت: (۱) ناپایداری دینامیکی سازه، (۲) رسیدن شیب منحنی به ۲۰ درصد شیب الاستیک اولیه در منحنی IDA و (۳) گذر از حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای، به میزان ۱۰ درصد ارتفاع طبقه پیشنهاد شده است (Venture & Committee, 2000).

تحلیل IDA با استفاده از الگوریتم گام ثابت و یا الگوریتم هانت-فیل انجام می‌شود. الگوریتم هانت-فیل برای بهینه‌سازی تعداد تحلیل‌های تاریخچه زمانی و صرفه‌جویی در زمان تحلیل توسط و امواتسیکوس ابداع گردید (Vamvatsikos, 2011)، برای بهینه کردن در ناحیه رفتار الاستیک سازه حداقل تعداد تحلیل انجام می‌شود و در ناحیه‌ای که احتمال فروریزش سازه



شکل (۲): قاب مورد مطالعه.

۲-۴- فونداسیون

فونداسیون قاب خمشی پیرامونی در این تحقیق، فونداسیون نواری و با استفاده از آیین‌نامه ACI-318-14 طراحی شده است، تنش مجاز خاک ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. طول فونداسیون ۱۶/۵ متر، عرض فونداسیون ۱/۵ متر و ارتفاع فونداسیون ۷۰ سانتی‌متر به دست آمده است.

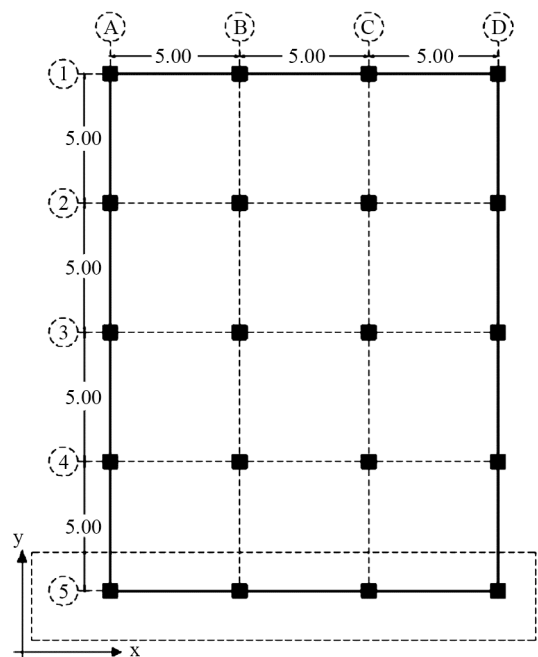
۳-۴- صحت‌سنجی

برای بررسی عدم قطعیت پارامترهای خاک در فروریزش سازه از مدل‌سازی غیرخطی سازه به روش مفصل پلاستیک متمرکز و از مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه به روش BNWF در نرم‌افزار OpenSees (McKenna et al., 2000) استفاده شده است. برای صحت‌مدل‌سازی، قاب خمشی بتن‌آرمه ۴ طبقه با مشخصه ۱۰۱۰ در مرجع (Haselton, 2006) مورد استفاده قرار گرفته است. شکل (۳) منحنی بار افزون^{۱۱} قاب مدل‌سازی شده در این تحقیق قاب با مشخصه ۱۰۱۰ را نشان می‌دهد.

۴-۴- مدل غیرخطی سازه

در ارزیابی فروریزش سازه در نظر گرفتن زوال سختی و کاهش مقاومت مصالح حائز اهمیت می‌باشد، برای در نظر گرفتن این موارد سازه به روش مفصل پلاستیک متمرکز مدل‌سازی می‌گردد. منحنی رفتاری لنگر- دوران ($M-\theta$) مفصل پلاستیک متمرکز توسط ایبارا، مدینا و کراوینگر توسعه داده شد (Ibarra, 2004).

قاب‌های باربر جانبی پیرامونی سازه انجام داد. قاب محور ۵ به‌عنوان یکی از قاب‌های پیرامونی در جهت (X) به نحوی طراحی شده است که بیشترین مشارکت در باربری جانبی را داشته باشد و به‌عنوان قاب مرجع برای مدل‌سازی غیرخطی در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است، در این خصوص نیمی از جرم لرزه‌ای سازه به قاب پیرامونی محور ۵ در هر طبقه اختصاص می‌یابد. در مدل ریاضی قاب پیرامونی مورد مطالعه باید علاوه بر بارهای ثقلی وارد بر قاب، اثرات ثانویه ناشی از بارهای ثقلی قاب‌های میانی بر روی قاب محیطی نیز در پاسخ غیرخطی سازه را در نظر گرفت. این اثرات تحت عنوان آثار P-Delta با مدل‌سازی ستون تکیه‌کننده لحاظ می‌شود. در مدل‌سازی ستون تکیه‌کننده بار ثقلی قاب‌های میانی به یک ستون مجازی که با المان‌های الاستیک و تراس مدل‌سازی شده‌اند، به نحوی اختصاص داده می‌شود که در پای ستون تکیه‌کننده هیچ‌گونه تلاش خمشی ایجاد نشود و مشارکتی در باربری جانبی نداشته باشد (Haselton, 2006). مطابق شکل (۱) قاب پیرامونی محور ۵ با لحاظ کردن اثر ستون تکیه‌کننده مورد تحلیل قرار گرفته است. در شکل (۲) قاب مورد نظر نشان داده شده است.



شکل (۱): پلان سازه.

- سختی خمشی مؤثر تا چهل درصد نقطه تسلیم:

$$\left(\frac{EI_{stf40}}{EI_g}\right) = -0.02 + 0.98\left(\frac{P}{A_g f_c}\right) + 0.09\left(\frac{L_s}{H}\right) \quad (4)$$

- ظرفیت مقاومت خمشی تسلیم (My): مقاومت خمشی تسلیم از رابطه فردیس در مرجع (Panagiotakos & Fardis, 2001) محاسبه می شود.

- ظرفیت دوران پلاستیک:

$$\theta_{(cap,pl)} = 0.12(1 + 0.55a_{sl})(0.16)^v (0.02 + \rho_{sh})^{0.43} \times (0.54)^{0.01c_{unit}f_c} (0.66)^{0.1S_n} (2.27)^{10\rho} \quad (5)$$

- ظرفیت دوران پس از اوج:

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.31)^v (0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.1 \quad (6)$$

- سخت شوندگی پس از تسلیم:

$$\frac{M_c}{M_y} = (1.25)(0.89)^v (0.91)^{0.01c_{unit}f_c} \quad (7)$$

- ظرفیت اتلاف انرژی چرخه‌ای:

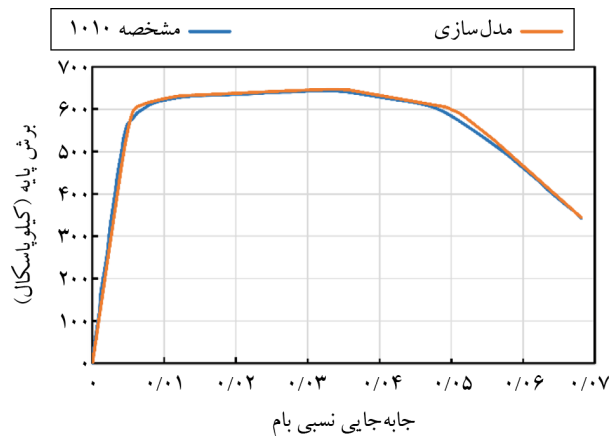
$$\lambda = (170)(0.27)^v (0.1)^{\left(\frac{s}{d}\right)} \quad (8)$$

در روابط فوق، EI_g سختی کل مقطع، P بار محوری المان، A_g مساحت کل مقطع، f_c مقاومت فشاری بتن، H ارتفاع مقطع، L_s طول دهانه برشی المان a_{sl} شاخص اثر لغزش آرماتور در بتن، v نسبت بار محوری به ظرفیت محوری مقطع، S_n ضریب کماتش آرماتور، ρ نسبت حجمی آرماتورهای طولی، ρ_{sh} نسبت حجمی آرماتورهای عرضی، c_{unit} ضریب تبدیل واحد و s/d نسبت فاصله خاموت به عمق مؤثر مقطع است.

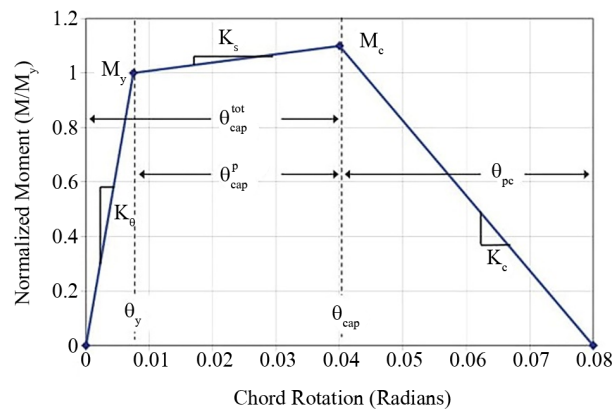
پس از محاسبه پارامترهای منحنی لنگر دوران بر اساس روابط تجربی و مشخصات مقاطع تیر و ستون، در جداول (۱) و (۲) مقادیر این پارامترها برای تیرها و ستون‌ها ارائه شده است.

۴-۵- مدل غیرخطی اندرکنش خاک و سازه

برای بررسی عدم قطعیت موجود در پارامترهای خاک مدل سازی فونداسیون به روش تیر بر فونداسیون غیرخطی وینکلر (BNWF) انجام شده است.



شکل (۳): مقایسه منحنی بار افزون.



شکل (۴): منحنی سه خطی لنگر دوران (Haselton, 2006).

پارامترهای مربوط به منحنی لنگر- دوران مفصل پلاستیک متمرکز، توسط هسلتون و همکاران برای المان‌های بتنی، کالیبره و روابط تجربی ارائه شده است (Haselton, 2006). پارامترهای مدل سه خطی مفصل پلاستیک در شکل (۴) نشان داده شده است. منحنی از سه قسمت، ناحیه الاستیک، ناحیه پس از تسلیم و قبل از اوج با شیب مثبت و ناحیه پس از اوج با شیب منفی تشکیل شده است. در این مدل اثر اتلاف انرژی و همچنین در نظر گرفتن مقاومت پسماند نیز لحاظ شده است. برای مدل سازی مفصل پلاستیک متمرکز از مصالحی با نام کلاف (Clough) و در مدل سازی چشمه اتصال از المان Joint2D در نرم افزار OpenSees استفاده می شود، این مصالح و المان توسط آلتونتاش در سال ۲۰۰۴ در نرم افزار OpenSees بسط داده شد (Altoontash, 2004). روابط تجربی ارائه شده برای پارامترهای منحنی لنگر- دوران به این شرح است.

جدول (۱): مشخصات مقاطع تیر به کار رفته در سازه و مقادیر مربوط پارامترهای مدل مفصل پلاستیک مقاطع (نیوتن - متر).

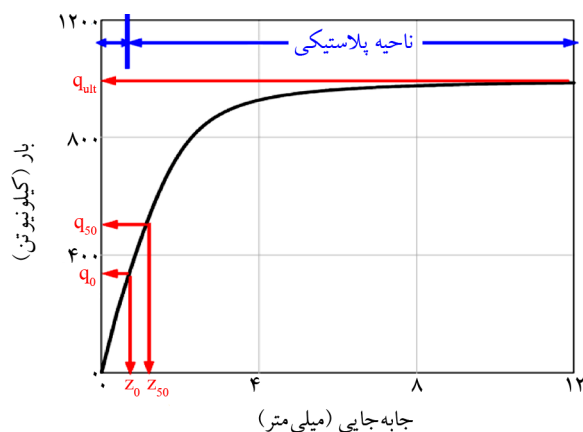
طبقه	ابعاد (سانتی‌متر)	A_s	A_s'	میلگرد عرضی (سانتی‌متر)	$\theta_{(cap,pl)}$	θ_{pc}	EI_{stf40}	M_y	M_c / M_y	λ
۱	۴۵×۴۵	۶φ۲۰	۶φ۲۰	۲φ۱۰@۸	۰/۰۶	۰/۱	۴۱۰۰۶۲۵۰/۰۰	۲۸۴۲۹۵/۸۴	۱/۲۱۵	۱۰۵/۱۲۵
۲	۴۵×۴۵	۶φ۲۰	۶φ۲۰	۲φ۱۰@۸	۰/۰۶	۰/۱	۴۱۰۰۶۲۵۰/۰۰	۲۸۴۲۹۵/۸۴	۱/۲۱۵	۱۰۵/۱۲۵
۳	۴۰×۴۰	۶φ۲۰	۶φ۲۰	۲φ۱۰@۸	۰/۰۶۵	۰/۱	۲۸۹۳۳۳۳۳/۳۳	۲۴۶۲۶۶/۴۳	۱/۲۱۵	۹۷/۶۸
۴	۴۰×۴۰	۴φ۲۰	۴φ۲۰	۲φ۱۰@۸	۰/۰۶۲	۰/۱	۲۸۹۳۳۳۳۳/۳۳	۱۶۷۰۳۷/۶۹	۱/۲۱۵	۹۷/۶۸

جدول (۲): مشخصات مقاطع ستون به کار رفته در سازه و مقادیر مربوط پارامترهای مدل مفصل پلاستیک مقاطع (نیوتن - متر).

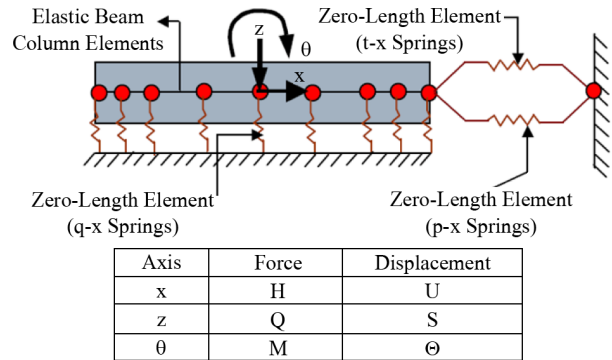
طبقه	ابعاد (سانتی‌متر)	A_s	میلگرد عرضی (سانتی‌متر)	$\theta_{(cap,pl)}$	θ_{pc}	EI_{stf40}	M_y	M_c / M_y	λ
۱	۵۰×۵۰	۱۲φ۲۰	۳φ۱۰@۱۰	۰/۰۳۸	۰/۰۷۷	۶۰۴۱۶۶۶۶/۶۷	۵۴۳۳۹۳/۷۸	۱/۱۸۷	۷۶/۹۰
۲	۵۰×۵۰	۱۲φ۲۰	۳φ۱۰@۱۰	۰/۰۳۸	۰/۰۷۷	۶۰۴۱۶۶۶۶/۶۷	۵۴۳۳۹۳/۷۸	۱/۱۸۷	۷۶/۹۰
۳	۴۵×۴۵	۱۲φ۲۰	۳φ۱۰@۱۰	۰/۰۳۵	۰/۰۸۵	۴۲۳۷۳۱۲۵/۰۰	۳۵۶۹۰۹/۷۴	۱/۱۸۷	۷۱/۸۹
۴	۴۵×۴۵	۱۲φ۲۰	۳φ۱۰@۱۰	۰/۰۳۵	۰/۰۸۵	۴۲۳۷۳۱۲۵/۰۰	۳۵۶۹۰۹/۷۴	۱/۱۸۷	۷۱/۸۹

سیس پژوهشگرانی مانند هاردن، هوتچینسون، گاجان و ریچودهوری با تحقیق‌های متعدد و بررسی خاک‌های مختلف با توجه به شباهت رفتار خاک زیر فونداسیون با خاک اطراف نوک شمع این مصالح را برای فونداسیون‌های سطحی کالیبره کردن و روابط تجربی مدل‌سازی مصالح خاک را به روش BNWF پیشنهاد دادند. کلیه نتایج تحقیقات ایشان در قالب مقالات و گزارش‌هایی در سایت PEER ارائه شده است (Gajan et al., 2008; Harden, 2005; Raychowdhury, 2008).

شکل (۶) منحنی رفتاری غیرخطی مصالح Qzsimple را نشان می‌دهد، منحنی رفتاری غیرخطی دارای دو ناحیه الاستیک و پلاستیک می‌باشد، رفتار خاک در این مصالح با روابط (۹) تا (۱۱) تعیین می‌شود (Gajan et al., 2008).



شکل (۶): منحنی رفتار مصالح Qzsimples (Gajan et al., 2008).



شکل (۵): مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه به روش BNWF (Gajan et al., 2008).

مطابق شکل (۵)، فونداسیون به صورت المان الاستیک با سه درجه آزادی و رفتار غیرخطی خاک با فنرهای قائم و دو فنر افقی با طول صفر در نظر گرفته می‌شود، به فنرهای قائم $(q-z)$ ، مصالح Qzsimple برای در نظر گرفتن رفتار نیرو-جابجایی قائم و حرکت گهواره‌ای فونداسیون اختصاص داده می‌شود، به فنر افقی $(t-x)$ ، مصالح Tzsimple برای لحاظ کردن رفتار برش-لغزش کف فونداسیون اختصاص می‌یابد و فنر افقی $(p-x)$ ، با مصالح Pysimple برای رفتار نیرو-جابجایی افقی اطراف فونداسیون حاصل از فشار مقاوم خاک در نظر گرفته می‌شود.

مصالح Qzsimple، Tzsimple و Pysimple برای مدل‌سازی رفتار خاک ابتدا توسط بولانگر در سال ۱۹۹۹ برای مدل‌سازی اندرکنش خاک و شمع ارائه شده است (Boulanger et al., 1999).

$$q_{ult} = CN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (12)$$

در رابطه (۱۲)، $N_c N_q N_\gamma$ ضرایب باربری، $F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s}$ ضرایب شکل، $F_{cd} F_{qd} F_{\gamma d}$ ضرایب عمق و $F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$ ضرایب شیب، B عرض و D_f عمق مدفون فونداسیون می‌باشند، همچنین C چسبندگی خاک و γ چگالی خاک می‌باشد. ظرفیت لغزش در مصالح Tzsimple برای مدل‌سازی رفتار خاک در جهت افقی ناشی از لغزش فونداسیون بر روی خاک طبق رابطه (۱۳) محاسبه می‌شود.

$$T_{ult} = W_g \tan(\delta) + A_b C \quad (13)$$

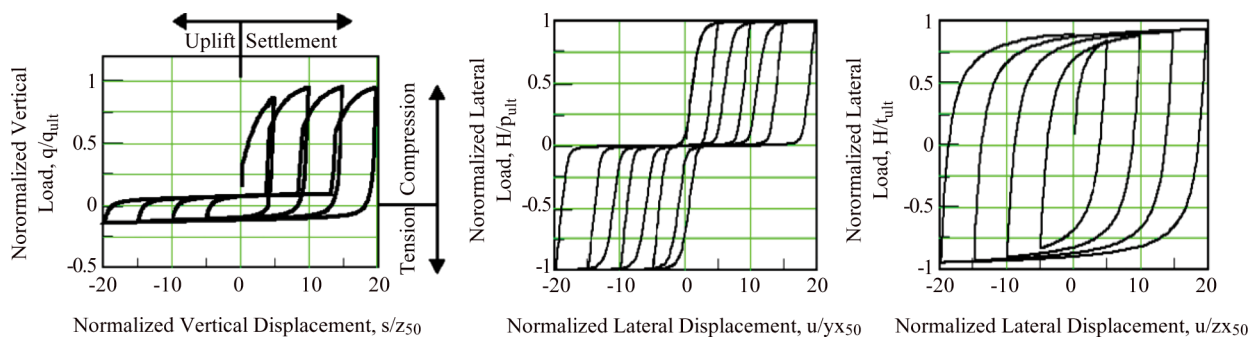
در این رابطه W_g کل سرباره فونداسیون، δ زاویه اصطکاک بین فونداسیون و خاک برابر $\phi/3 \leq \delta \leq 2\phi/3$ ، A_b سطح تماس فونداسیون با خاک، C چسبندگی خاک و ϕ زاویه اصطکاک می‌باشند.

فشار مقاوم خاک در مصالح Pysimle برای مدل‌سازی رفتار خاک در جهت افقی حاصل از فشار مقاوم خاک اطراف فونداسیون مطابق رابطه (۱۴) محاسبه شده است.

$$P_{ult} = 0.5 \gamma D_f^2 K_p \quad (14)$$

در این رابطه D_f عمق مدفون شدگی پی، K_p ضریب فشار مقاوم خاک بر اساس تئوری رانکین (Rankine, 1857) و γ چگالی خاک می‌باشد.

در جدول (۳) روابط مربوط به مقادیر جابه‌جایی تا ۵۰ درصد ظرفیت نهایی برای خاک ماسه‌ای در مدل‌سازی رفتار خاک و اختصاص دادن به مصالح تعریف شده در فنرهای مدل BNWF ارائه شده است (Harden, 2005; Raychowdhury, 2008).



شکل (۷): منحنی‌های رفتار چرخه‌ای خاک (Gajan et al., 2008).

قسمت الاستیک منحنی: مقدار باربری فونداسیون (q) با مقدار جابه‌جایی فونداسیون (Z) با توجه به سختی اولیه (K_{in}) رابطه خطی دارد.

$$q = k_{in} Z \quad (9)$$

ناحیه الاستیک با توجه به ظرفیت باربری نهایی فونداسیون (q_{ult}) و مقدار باربری نقطه تسلیم (q_0) و همچنین مقدار کنترلی C_r تعیین می‌گردد.

$$q_0 = C_r q_{ult} \quad (10)$$

قسمت غیر خطی منحنی:

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) \left[\frac{CZ_{50}}{CZ_{50} + |Z - Z_0|} \right]^n \quad (11)$$

در روابط فوق C_r و C, n مقادیر کنترلی هستند و با توجه به نوع خاک (ماسه‌ای یا رسی) مشخص می‌شوند. Z_0 و Z_{50} جابه‌جایی فونداسیون نظیر q_0 و ۵۰ درصد q_{ult} در نظر گرفته می‌شود.

منحنی‌های رفتاری Tzsimple و Pysimle مانند منحنی رفتاری Qzsimples با استفاده از روابط فوق و در نظر گرفتن مقادیر کنترلی، مقادیر ظرفیت و جابه‌جایی مربوط به لغزش فونداسیون و فشار مقاوم خاک اطراف فونداسیون محاسبه می‌شود. در شکل (۷) منحنی‌های چرخه‌ای هر سه مصالح نشان داده شده است (Gajan et al., 2008).

برای محاسبه ظرفیت باربری فونداسیون در مصالح Qzsimple از رابطه ترزاقی و برای محاسبه ضرایب ظرفیت باربری از روابط ارائه شده توسط مایرهورف استفاده شده است (Gajan et al., 2008).

جدول (۳): جابه‌جایی فونداسیون متناظر با ۵۰ درصد ظرفیت نهایی خاک ماسه‌ای در مصالح خاک (Harden, 2005; Raychowdhury, 2008).

Qzsimple	Pysimple	Tzsimple
$Z_{50} = \frac{1.39Q_{ult}}{k_z}$	$y_{50} = \frac{0.542P_{ult}}{k_x}$	$Z_{50} = \frac{2.05T_{ult}}{k_x}$

$$C_{R-V}^K = \frac{K_{\theta y} - \frac{K_z}{A} I_y}{K_{\theta y}} \quad (15)$$

در این رابطه $K_{\theta y}$ سختی چرخشی کل فونداسیون، A مساحت کف فونداسیون و I_y ممان اینرسی فونداسیون می‌باشد. در صورت نیاز به در نظر گرفتن سختی بیشتر برای نواحی انتهایی فونداسیون، طول این نواحی (L_e) از رابطه (۱۶) به دست می‌آید.

$$L_e = 0.5L - L \left[\frac{1}{8} (1 - C_{R-V}^K) \right]^{\frac{1}{3}} \quad (16)$$

پس از محاسبه طول انتها و میانی فونداسیون، سختی قائم ناحیه میانی و انتهای فونداسیون اصلاح و به نسبت چشمه باربر هر فنر در محاسبه جابه‌جایی نظیر ۵۰ درصد ظرفیت فونداسیون برای مصالح Qzsimple لحاظ می‌شود.

$$k_{mid} = \frac{k_z}{BL} \quad (17)$$

$$k_{end} = k_{mid} + \frac{k_{\theta y}}{I_y} C_{R-V}^K \quad (18)$$

در رابطه‌های بالا k_{mid} سختی قائم کل در ناحیه میانی و k_{end} سختی قائم کل در ناحیه انتهای فونداسیون می‌باشد.

برای مش‌بندی خاک جهت مدل‌سازی فنرهای قائم و المان الاستیک فونداسیون، فاصله بین فنرها باید کمتر از ۴ درصد طول فونداسیون در نظر گرفته شود (Gajan et al., 2008)، در این تحقیق فاصله بین فنرهای قائم ۲۵ سانتی‌متر لحاظ شده است. خاک مورد مطالعه خاک نوع D و ماسه‌ای می‌باشد، در نتیجه از ظرفیت کششی خاک در معرفی مصالح فنرهای قائم صرف‌نظر شده است، همچنین در این تحقیق میرایی تشعشعی خاک برابر ۵ درصد در نظر گرفته شده است. مقادیر پارامترهای مورد نیاز خاک در جدول (۴) ارائه گردیده است (Raychowdhury, 2009) و ظرفیت‌های قائم و جانبی فونداسیون در جدول (۵) نشان داده شده است.

در محاسبه جابه‌جایی تا ۵۰ درصد ظرفیت نهایی برای خاک ماسه‌ای باید از سختی فونداسیون استفاده شود. برای محاسبه سختی قائم و افقی فونداسیون (k_z , k_x) به توصیه هاردن و همکاران از روابط ارائه شده توسط گزتاس استفاده شده است (Harden, 2005). در محاسبه سختی فونداسیون باید عمق مدفون فونداسیون در نظر گرفته شود، در این تحقیق عمق مدفون فونداسیون ۹۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

با تحریک سازه و فونداسیون، فونداسیون دچار حرکت دورانی می‌شود و خاک نواحی انتهایی فونداسیون فشرده‌تر می‌شود، به این پدیده حرکت گهواره‌ای گفته می‌شود، به بیانی دیگر سختی فنرهای انتهایی باید بیشتر از سختی فنرهای میانی در نظر گرفته شود. برای لحاظ کردن حرکت گهواره‌ای باید طول انتهایی، میانی، سختی قائم میانی و انتهایی فونداسیون تعیین شود. مطابق دستورالعمل ATC-40 (ATC, 1996) و همچنین FEMA-356 (Prestandard, 2000) در صورتی که اختلاف سختی قائم در واحد سطح و سختی دورانی در واحد ممان اینرسی زیاد باشد باید طول انتهایی و ابتدایی فونداسیون را مقدار $B/6$ در نظر گرفت و سختی ناحیه انتهایی و میانی را اصلاح و به نسبت چشمه باربر به فنرهای قائم اختصاص داد، به گونه‌ای که در نهایت مجموع سختی فنرها با سختی کل فونداسیون برابر شود. هاردن و همکاران نسبت به وارد کردن متغیرهای بیشتر در محاسبه طول انتهایی، سختی قائم میانی و سختی قائم انتهایی فونداسیون اقدام کرده‌اند (Harden, 2005). در این تحقیق از روابط هاردن و همکاران استفاده شده است (Harden, 2005).

تفاوت بین سختی چرخشی کل و سختی چرخشی تأمین شده توسط فنرهای قائم با پارامتر C_{R-V}^K کنترل می‌شود. اگر مقدار این پارامتر بزرگتر از صفر باشد، باید برای نواحی انتهایی فونداسیون از سختی بیشتر نسبت به ناحیه میانی فونداسیون استفاده شود.

۵- انتخاب شتاب نگاشت

در این پژوهش برای بررسی پاسخ‌های فروریزش سازه، از زلزله‌های دور از گسل استفاده شده است. تعداد بیست شتاب نگاشت با فاصله حدود ۱۰ تا ۵۰ کیلومتر از گسل و همچنین سازگاری با ساختگاه (خاک نوع D، مشابه با خاک نوع ۳) از سایت PEER انتخاب شده است. برای تأثیر نوع خاک، رکوردهایی انتخاب شده است که متوسط سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متر اولیه خاک در محل ثبت شتاب نگاشت در محدوده ۱۷۵ الی ۳۷۵ متر بر ثانیه قرار داشته باشد. در جدول (۶) مشخصات شتاب نگاشت‌ها و در شکل (۸) طیف پاسخ شتاب نگاشت‌ها به همراه طیف میانگین نشان داده شده است.

جدول (۴): میانه و ضریب تغییرات پارامترهای خاک (Raychowdhury, 2009).

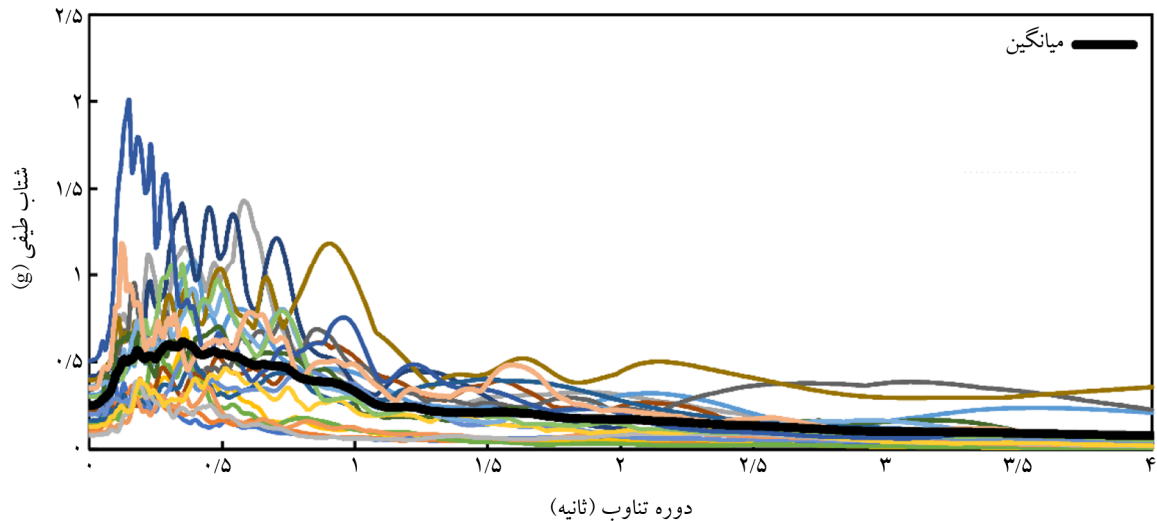
پارامتر	میانگین	واحد	ضریب تغییرات (درصد)
چسبندگی	$5/0 \times 10^3$	نیوتن بر متر مربع	۱۰
زاویه اصطکاک داخلی	۳۸/۰	درجه	۱۰
چگالی	$18/0 \times 10^3$	نیوتن بر متر مکعب	۱۰
مدول برشی	$60/0 \times 10^6$	نیوتن بر متر مربع	۱۰
نسبت پواسون	۰/۳۵	-	۱۰

جدول (۵): مقادیر ظرفیت کل فونداسیون (واحد نیوتن).

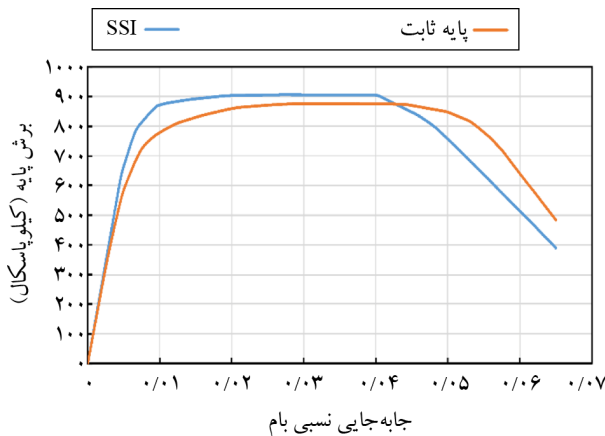
Q_{ult}	T_{ult}	P_{ult}
$58/35 \times 10^6$	$98/6 \times 10^4$	$50/6 \times 10^4$

جدول (۶): مشخصات شتاب نگاشت‌ها.

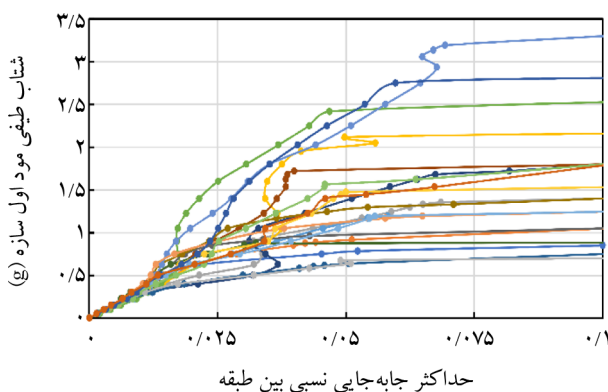
خاک نوع سه							
شماره	سال	نام	ایستگاه	RSN	مؤلفه	بزرگا	$V_s(30)$ (متر بر ثانیه)
۱	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Centro Array	۱۷۲	IMPVALL_H_H-E01230.AT2	۶/۵۳	۲۳۷/۳۳
۲	۱۹۷۱	San Fernando	Whirrier Narrows	۹۳	SFERN_WD233.AT2	۶/۶۱	۲۹۸/۶۸
۳	۱۹۹۴	Northridge	Canyon Country	۹۶۰	NOTHR_LOS000.AT2	۶/۶۹	۳۲۵/۶
۴	۱۹۹۴	Northridge	Downey	۹۶۷	NOTHR_BIR090.AT2	۶/۶۹	۲۴۵/۰۶
۵	۱۹۹۹	Kocaeli_Turkey	Duzce	۱۱۵۸	KOCAELI_DZC180.AT2	۷/۵۱	۲۸۱/۸۶
۶	۱۹۹۴	Northridge	Elizabeth Lake	۹۷۱	NOTHR_ELL090.AT2	۶/۶۹	۳۲۶/۲۹
۷	۱۹۹۲	Landers	Coolwater	۸۴۸	LANDERS_CLW-TR.AT2	۷/۲۸	۳۵۲/۹۸
۸	۱۹۹۵	Kobe_Japan	Fukushima	۱۱۰۴	KOBE_FKS090.AT2	۶/۹	۲۵۶
۹	۱۹۹۹	Chi_Chi Taiwan	CHY101	۱۲۴۴	CHICHI_CHY101-E.AT2	۷/۶۲	۲۸۵/۸۹
۱۰	۱۹۹۹	Chi_Chi Taiwan	CHY101	۱۲۴۴	CHICHI_CHY101-N.AT2	۷/۶۲	۲۸۵/۸۹
۱۱	۱۹۵۴	Northern Calif	Ferndale City Hall	۲۰	NCALIF.FH_H-FRN044.AT2	۶/۵	۲۱۹/۳۱
۱۲	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	۱۶۹	IMPVALL_H_H-DLT262.AT2	۶/۵۳	۲۴۲/۰۵
۱۳	۱۹۸۸	Spitak_Armenia	Gukasian	۷۳۰	SPITAK_GUK000.AT2	۶/۷۷	۳۴۳/۵۳
۱۴	۱۹۵۵	Gulf of Aqaba	Eilat	۱۱۴۴	AQABA_EIL-EW.AT2	۷/۲	۳۵۴/۸۸
۱۵	۱۹۵۵	Gulf of Aqaba	Eilat	۱۱۴۴	AQABA_EIL-NS.AT2	۷/۲	۳۵۴/۸۸
۱۶	۱۹۹۲	Landers	Indio_Jackson	۳۷۵۴	LANDERS_INJ180.AT2	۷/۲۸	۲۹۲/۱۲
۱۷	۲۰۱۰	Drfield_New Zealand	Kaiapoi North School	۶۹۲۳	DARFIELD_KPOCN15E.AT2	۷	۲۵۵
۱۸	۲۰۱۰	Drfield_New Zealand	Kaiapoi North School	۶۹۲۳	DARFIELD_KPOCS75E.AT2	۷	۲۵۵
۱۹	۲۰۱۰	EL Mayer Cucapah Mexico	El Centro	۵۹۸۵	SIERRA.MEX_EDA360.AT2	۷/۲	۲۰۲/۲۶
۲۰	۱۹۸۷	Tabas_Iran	Bashrooyeh	۱۳۸	TABAS_BOS-L1.AT2	۷/۳۵	۳۲۴/۵۷



شکل (۸): طیف پاسخ شتاب شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل.



شکل (۹): منحنی بار افزون حالت پایه ثابت و SSI.



شکل (۱۰): منحنی‌های IDA حالت پایه ثابت.

در شکل (۱۲) صدک‌های آماری منحنی‌های IDA در حالت با یکدیگر مقایسه شده است، در صدک‌های برابر سازه در حالت SSI در شتاب طیفی کمتری دچار فروریزش شده است.

۶- مقایسه رفتار سازه با و بدون لحاظ کردن اندرکنش خاک و سازه

قبل از بررسی عدم قطعیت پارامترهای خاک، نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی سازه با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه مقایسه شده است. مقادیر پارامترهای خاک در مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه مطابق جدول (۴) در میانگین خود قرار دارند.

در شکل (۹) منحنی بار افزون سازه در دو حالت ذکر شده نشان داده شده است، در منحنی حالت SSI به تدریج شیب اولیه منحنی و برش پایه سازه نسبت به پایه ثابت کاهش می‌یابد، همچنین جابه‌جایی نسبی بام در حالت SSI نسبت به حالت پایه ثابت افزایش داشته است. دوره تناوب مود اول سازه در حالت گیردار در تکیه‌گاه برابر ۰/۹۹۵ ثانیه و در حالت SSI ۱/۰۱۷۸ می‌باشد و در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه دوره تناوب را حدود ۲/۳ درصد افزایش داده است.

با انجام تحلیل IDA در دو حالت پایه ثابت و SSI منحنی‌های شکنندگی و صدک‌های آماری ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد منحنی‌های IDA ترسیم شده است. شکل (۱۰) منحنی‌های IDA حالت پایه ثابت و در شکل (۱۱) منحنی‌های IDA حالت SSI را نشان می‌دهد، مطابق شکل در حالت SSI سازه در شتاب طیفی کمتری دچار فروریزش شده است.

و در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه شتاب طیفی میانه احتمال فروریزش را حدود ۹/۹ درصد کاهش داده است.

۷- انحراف استاندارد و همبستگی پارامترهای خاک

برای شبیه سازی و ارزیابی تأثیر ۵ عدم قطعیت پارامترهای خاک از میانگین، انحراف استاندارد و ضرایب همبستگی تحقیق ریجودهوری بر روی خاک نوع D استفاده شده است (Raychowdhury, 2009). در جدول (۴) مقادیر میانگین و ضریب تغییرات نشان داده شده است. مقادیر ضرایب همبستگی بین پارامترهای خاک در جدول (۷) ارائه گردیده است.

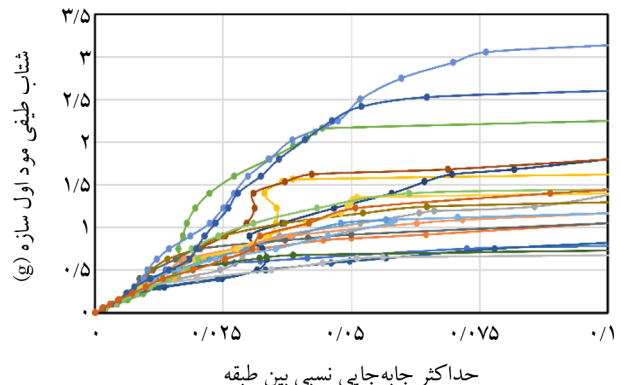
جدول (۷): مقادیر ضرایب همبستگی بین پارامترهای خاک (Raychowdhury, 2009).

چسبندگی	زاویه اصطکاک داخلی	چگالی	مدول نسبت پواسون	
			برشی	نسبت
۱	-۰/۷	۰	۰	۰
زاویه اصطکاک داخلی	۱	۰/۳	۰/۵	۰
چگالی	۱	۱	۰/۵	۰/۱
مدول برشی	۱	۱	۱	۰/۱
نسبت پواسون	۱	۱	۱	۱

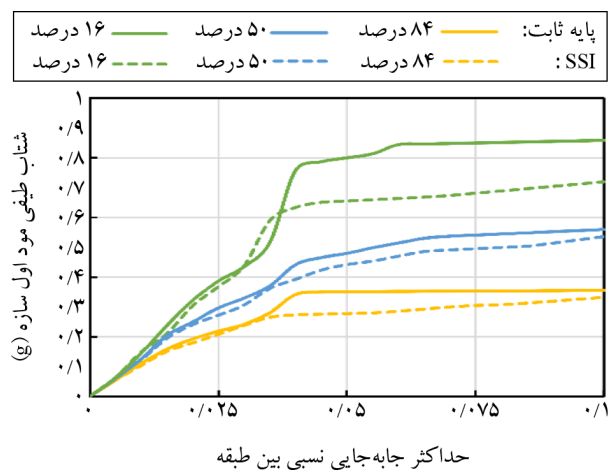
۸- تحلیل آماری و تولید متغیرهای تصادفی وابسته و مستقل

با مشخص شدن عدم قطعیت پارامترهای خاک، با استفاده از مشخصات آماری مانند میانگین، انحراف استاندارد و همبستگی بین عدم قطعیت‌ها متغیرهای تصادفی وابسته و مستقل برای تحلیل عدم قطعیت تولید و شبیه سازی می شود.

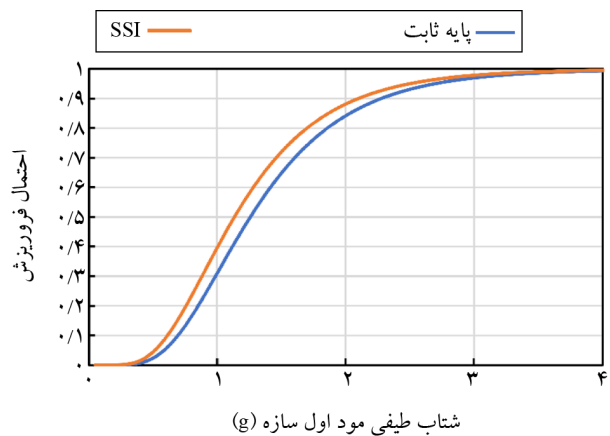
ارتباط و همبستگی بین متغیرهای وابسته با ماتریس کواریانس نشان داده می شود. در رابطه (۱۹) ارتباط بین همبستگی (ρ_{jk}) ، انحراف استاندارد (σ_{jorK}) و کواریانس $(COV(X_j, X_K))$ بین متغیرها نشان داده شده است، با مشخص بودن انحراف استاندارد و ضریب همبستگی، کواریانس بین متغیرها محاسبه می شود.



شکل (۱۱): منحنی های IDA حالت SSI.



شکل (۱۲): مقایسه صدک های محاسبه شده حالات پایه ثابت و SSI.



شکل (۱۳): مقایسه منحنی شکنندگی حالات پایه ثابت و SSI.

شکل (۱۳) منحنی شکنندگی دو حالت را نشان می دهد، منحنی شکنندگی حالت SSI بالاتر از حالت پایه ثابت قرار گرفته است و احتمال فراگذشت میانه معیار فروریزش در حالت پایه ثابت در شتاب طیفی ۱/۲۷g و حالت SSI در شتاب طیفی ۱/۱۴g می باشد

این رابطه μ_x ماتریس میانگین متغیرها تصادفی، Z' ماتریس متغیرهای مستقل نرمال معیار با میانگین صفر و انحراف معیار یک می‌باشد.

$$X = \mu_x + \tilde{L}Z' \quad (22)$$

رابطه (۲۰) با رابطه (۲۲) برابر هستند. با استفاده از جبر و خواص ماتریس‌ها و برابر قرار دادن دو رابطه، ماتریس Z' مطابق رابطه (۲۶) به دست می‌آید. ماتریس Z' ماتریسی با مرتبه $n \times K$ با میانگین صفر و انحراف معیار یک است و به‌عنوان ماتریس متغیرهای مستقل نرمال معیار برای تولید تابع پیش‌بینی پاسخ سازه و همچنین محاسبه درصد مشارکت عدم قطعیت‌ها بر پاسخ فرآیند استفاده می‌شود.

$$Z' = \tilde{L}' \quad (23)$$

در این تحقیق ۵ عدم قطعیت پارامترهای خاک چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، چگالی، مدول برشی و نسبت پواسون خاک در نظر گرفته شده است. بنابراین بردار تصادفی با توزیع نرمال چند متغیره $X = (C, \phi, \gamma, G, v)^t$ با بردار میانگین $\mu_x = (\mu_C, \mu_\phi, \mu_\gamma, \mu_G, \mu_v)^t$ و ماتریس کواریانس C_x می‌باشد. تعداد ۲۶ شبیه‌سازی برای تولید متغیرهای تصادفی وابسته و مستقل انجام شده است. مراحل شبیه‌سازی متغیرهای تصادفی وابسته و مستقل نرمال معیار به شرح زیر است.

۱. تولید ماتریس چند متغیره نرمال معیار با مرتبه 26×5 با استفاده از روش LHS با میانگین صفر و ماتریس کواریانس (Z) .

۲. تشکیل ماتریس میانگین متغیرهای تصادفی با مرتبه 26×5 .

۳. تولید ماتریس متغیرهای تصادفی وابسته (X) با مرتبه 26×5 با استفاده از رابطه (۲۰).

۴. تولید ماتریس متغیرهای مستقل نرمال معیار (Z) با مرتبه 26×5 با استفاده از رابطه (۲۳).

برای تعیین داده‌های ورودی جهت تشکیل تابع پیش‌بینی پاسخ‌های سازه و مشخص کردن درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک بر پاسخ سازه و همچنین بررسی تغییرات پاسخ‌ها تحت تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک، تعداد ۲۶

$$\rho_{jk} = \frac{\text{COV}(X_j, X_k)}{\sigma_j \sigma_k} \quad (19)$$

یک بردار تصادفی K متغیره، $X = (X_1, X_2, \dots, X_K)^t$ (بالا) نویس t ترانهاده بردار یا ماتریس می‌باشد) دارای توزیع نرمال چند متغیره با بردار میانگین و ماتریس کواریانس است و به‌صورت $X \sim N(\mu_x, C_x)$ نشان داده می‌شود که $\mu_x = (\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_K)^t$ بردار میانگین متغیرها با مرتبه $K \times 1$ و C_x ماتریس کواریانس با مرتبه $K \times K$ ، متقارن و همواره معین مثبت می‌باشد و به‌صورت $C_x = \sigma_{jk} = \text{COV}(X_j, X_k)$ نشان داده می‌شود. (Tung & Yen, 2005). روش شبیه‌سازی LHS^{۱۱} روشی کارآمد برای تولید متغیرهای تصادفی وابسته به تعداد مورد نیاز می‌باشد، متغیرهای وابسته به روش LHS مطابق رابطه (۲۰) تولید می‌شود.

$$X = \mu_x + Z \quad (20)$$

اگر تعداد نمونه مورد نیاز برای متغیرهای تصادفی وابسته n باشد، پارامترهای رابطه فوق به‌صورت زیر شرح داده می‌شود.

- X ماتریس متغیرهای تصادفی وابسته تولید شده با مرتبه $n \times K$
 - μ_x ماتریس میانگین متغیرهای تصادفی با مرتبه $n \times K$ (درایه‌های هر ستون برابر مقدار میانگین متغیرها است)
 - Z ماتریس چند متغیره نرمال معیار با مرتبه $n \times K$ تولید شده به روش LHS با میانگین صفر و ماتریس کواریانس، $Z \sim N(0, C_x)$.

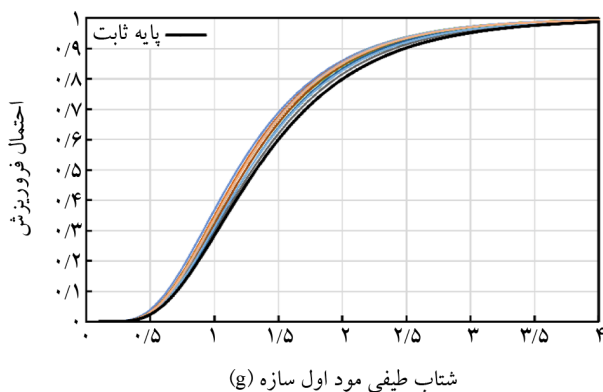
یکی از روش‌های تولید متغیر تصادفی نرمال چند متغیره استفاده از الگوریتم ریشه دوم^{۱۳} است. در این روش ماتریس کواریانس تولید شده به شکل رابطه (۲۱) تجزیه می‌گردد که \tilde{L} ماتریس پایین مثلثی و \tilde{L}' ماتریسی بالا مثلثی و ترانهاده ماتریس \tilde{L} می‌باشد (Tung et al., 2006).

$$C_x = \tilde{L}\tilde{L}' \quad (21)$$

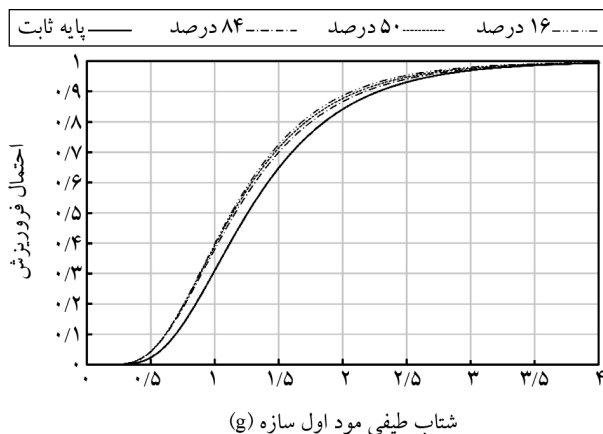
اگر ماتریس کواریانس متناهی، متقارن و معین مثبت^{۱۴} باشد برای کاهش حجم محاسبات از روش تجزیه چولسکی^{۱۵} در تولید ماتریس پائین مثلثی (\tilde{L}) استفاده می‌شود و مطابق رابطه (۲۲) ماتریس متغیرهای تصادفی وابسته تولید می‌شود. در

فیل انجام شده است، منحنی شکنندگی هر نمونه ترسیم و با حالت پایه ثابت مقایسه گردیده است.

در شکل (۱۴) منحنی‌های شکنندگی ۲۶ نمونه تولید شده حاصل از تغییر پارامترهای خاک به همراه منحنی شکنندگی حالت پایه ثابت نشان داده شده است، ۲۶ منحنی شکنندگی عدم قطعیت پارامترهای خاک بالاتر از منحنی شکنندگی حالت پایه ثابت قرار گرفته است، این موضوع به این معناست که اندرکنش خاک و سازه احتمال فروریزش را افزایش می‌دهد. در شکل (۱۵)، صدک‌های آماری ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد منحنی‌های شکنندگی نمونه‌های تولیدی و منحنی شکنندگی حالت پایه ثابت نشان داده شده است، احتمال فراگذشت از میانه معیار فروریزش برای صدک ۱۶ درصد $1/12g$ و برای صدک ۸۴ درصد در $1/16g$ اتفاق می‌افتد، مقایسه صدک‌ها با حالت پایه ثابت، نشان می‌دهد احتمال فروریزش در صدک ۱۶ درصد نسبت به حالت پایه ثابت



شکل (۱۴): منحنی شکنندگی ۲۶ نمونه و حالت پایه ثابت.



شکل (۱۵): صدک‌های منحنی شکنندگی ۲۶ نمونه تولید شده.

نمونه وابسته برای ۵ عدم قطعیت خاک تولید و شبیه‌سازی شده است. سپس هر یک از نمونه‌های تولید شده برای عدم قطعیت‌ها با ۲۰ شتاب‌نگاشت معرفی شده تحلیل تاریخچه زمانی افزایشی تا سطح فروریزش با استفاده از الگوریتم هانت-فیل انجام شده است، پاسخ‌های متناظر با فروریزش سازه شامل شتاب طیفی فروریزش ($Sa_{Collapse}$) و حداکثر جابه‌جایی بین طبقه ($\theta_{Collapse}$) برای ۲۰ شتاب‌نگاشت به دست می‌آید، از مقادیر شتاب طیفی فروریزش و دریافت فروریزش سازه در هر نمونه میانگین گرفته می‌شود، همچنین با استفاده از تحلیل ثقلی زمان تناوب مود اول سازه در هر نمونه استخراج می‌شود. بدین ترتیب برای ۲۶ نمونه وابسته تولید شده پس از تحلیل ثقلی و تاریخچه زمانی افزایشی، دوره تناوب در مود اول سازه، میانگین شتاب طیفی در فروریزش سازه (μ_{Sa}) و میانگین دریافت فروریزش (μ_{θ}) به عنوان داده‌های ورودی حاصل می‌شود. برای ۲۶ نمونه تولید شده برای عدم قطعیت پارامترهای خاک، حالت پایه ثابت و حالت SSI (جمعاً ۲۸ حالت) با توجه به ۲۰ شتاب‌نگاشت مورد استفاده و ۲۰ گام افزایشی در الگوریتم هانت-فیل برای تحلیل IDA، تعداد ۱۱۲۰۰ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در این پژوهش انجام گرفته است.

۹- توسعه منحنی شکنندگی و بررسی پاسخ‌های عدم

قطعیت پارامترهای خاک

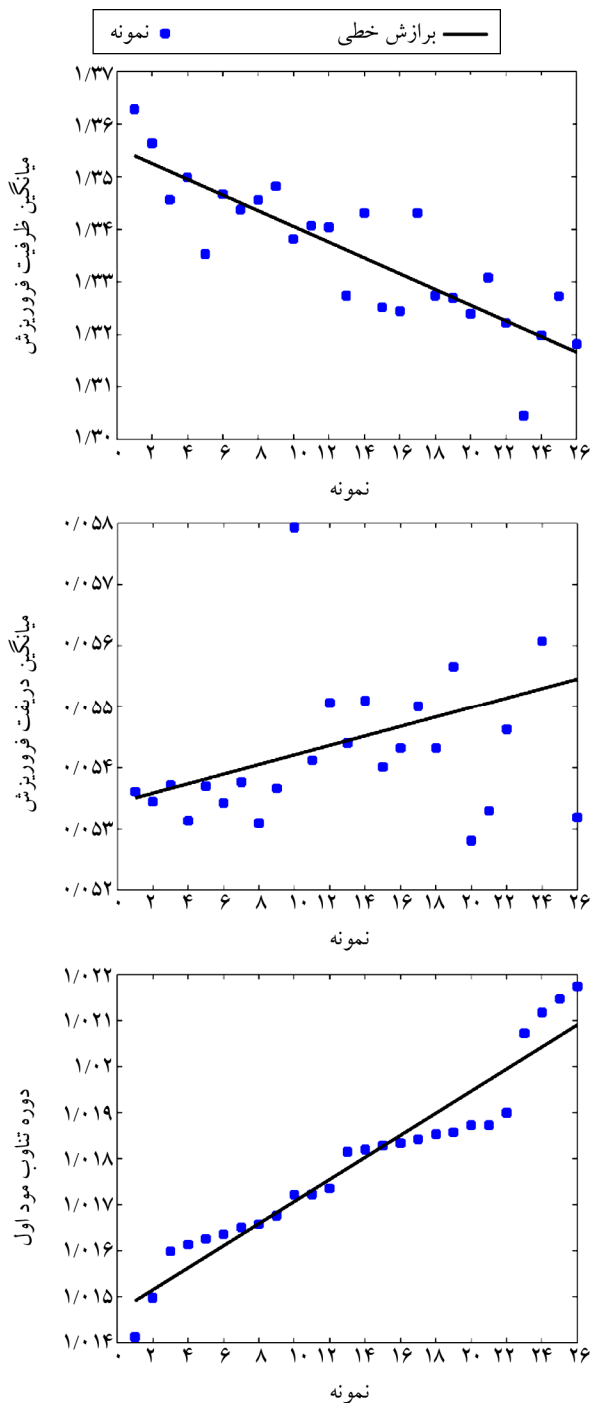
هر یک از ۲۶ نمونه تولید شده برای ۵ متغیر تصادفی وابسته (عدم قطعیت‌های معرفی شده) به عنوان داده‌های ورودی برای تولید یک منحنی شکنندگی سازه تحت تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک می‌باشد. روند تحلیل دینامیکی افزایشی برای ۲۶ نمونه تولید شده به این صورت است که در ابتدا سازه ۲۶ مرتبه با وارد کردن هر سطر از ماتریس متغیرهای تصادفی وابسته (X) به عنوان داده‌های ورودی، تحلیل ثقلی و مقدار دوره تناوب مود اول سازه برداشت شده است، سپس برای تحلیل IDA هر نمونه، شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار شتاب طیفی مود اول سازه مقیاس شده‌اند و تحلیل IDA با استفاده از الگوریتم هانت-

۱۰/۲ درصد و در صدک ۸۴ درصد ۸/۶ درصد افزایش می‌یابد، مقادیر آماری حالت پایه ثابت مقایسه گردیده است. همچنین احتمال فراگذشت از میانه فروریزش در صدک ۵۰ درصد با حالت SSI بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترها برابر می‌باشد. برای بررسی تأثیر عدم قطعیت پنج پارامتر خاک در مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه مقادیر آماری پاسخ‌های ۲۶ نمونه تولید شده در جدول (۸) نشان داده شده است و با مطابق جدول (۸)، نسبت دوره تناوب مود اول سازه، نسبت میانگین دریفت فروریزش سازه و نسبت انحراف استاندارد دریفت فروریزش سازه تمامی نمونه‌ها به حالت پایه ثابت، بیشتر از ۱ می‌باشد و نشان می‌دهد عدم قطعیت در پارامترهای خاک دوره تناوب و دریفت سازه را نسبت به حالت پایه ثابت افزایش می‌دهد.

جدول (۸): مقادیر آماری پاسخ‌های ۲۶ نمونه تولید شده برای عدم قطعیت پارامترهای خاک.

نمونه	T_1	$\frac{T_1}{T_1(\text{Fixed})}$	μ_θ	$\frac{\mu_\theta}{\mu_\theta(\text{Fixed})}$	σ_θ	$\frac{\sigma_\theta}{\sigma_\theta(\text{Fixed})}$	μ_{S_a}	$\frac{\mu_{S_a}}{\mu_{S_a}(\text{Fixed})}$	σ_{S_a}	$\frac{\sigma_{S_a}}{\sigma_{S_a}(\text{Fixed})}$
۱	۱/۰۱۵۹۸۷۸	۱/۰۲۰۶۸۹۴	۰/۰۵۳۷۱۸۹	۱/۰۵۶۲۳۷۹	۰/۰۱۴۱۳۱۱	۱/۳۵۰۰۴۳۸	۱/۳۴۵۶۵۸۴	۰/۹۲۱۰۵۴۳	۰/۶۷۲۹۱۳۱	۰/۹۶۵۴۰۶۳
۲	۱/۰۱۶۵۷۸۶	۱/۰۲۱۲۸۲۹	۰/۰۵۳۰۸۹۳	۱/۰۴۳۸۵۷۹	۰/۰۱۴۷۸۶۷	۱/۴۱۲۶۸۳۲	۱/۳۴۵۵۹۶۷	۰/۹۲۱۰۱۲	۰/۶۷۲۱۳۷۴	۰/۹۶۴۲۹۳۵
۳	۱/۰۱۸۳۴۶۱	۱/۰۲۳۰۵۸۵	۰/۰۵۴۳۱۷۶	۱/۰۶۸۰۱۰۴	۰/۰۱۶۱۹۴۴	۱/۵۴۷۱۶۹۱	۱/۳۲۴۴۲۳۹	۰/۹۰۶۵۲	۰/۶۵۲۶۴۹۸	۰/۹۳۶۳۳۵۲
۴	۱/۰۲۱۱۸۱۱	۱/۰۲۵۹۰۶۶	۰/۰۵۶۰۷۳۹	۱/۰۲۵۴۳۶	۰/۰۱۴۷۸۶۷	۱/۱۴۱۲۶۸۳۲	۱/۳۱۹۸۱۴۸	۰/۹۰۳۳۶۵۳	۰/۶۷۲۱۳۷۴	۰/۹۶۴۲۹۳۵
۵	۱/۰۱۷۳۵۹۳	۱/۰۲۲۰۶۷۲	۰/۰۵۵۰۵۸۹	۱/۰۸۲۵۸۴۸	۰/۰۱۷۵۹۹۶	۱/۶۸۱۴۱۶۹	۱/۳۴۰۴۱۱۵	۰/۹۱۷۴۶۳	۰/۶۶۴۹۸۷۶	۰/۹۵۴۰۳۵۹
۶	۱/۰۱۸۷۳۵۲	۱/۰۲۳۴۴۹۵	۰/۰۵۳۲۹۱۲	۱/۰۴۷۸۱۲۹	۰/۰۱۳۸۲۰۹	۱/۳۲۰۴۰۶۲	۱/۳۳۰۷۸۱۹	۰/۹۱۰۸۷۱۸	۰/۶۶۲۴۵۹۳	۰/۹۵۰۴۰۸۷
۷	۱/۰۱۸۵۷۶۷	۱/۰۲۳۲۹۰۲	۰/۰۵۵۶۵۸۸	۱/۰۹۴۳۸۰۴	۰/۰۱۹۳۷۴۶	۱/۸۵۰۹۹۱۵	۱/۳۲۶۹۵۴۷	۰/۹۰۸۲۵۲۳	۰/۶۴۴۸۸۷۵	۰/۹۲۵۱۹۹
۸	۱/۰۱۸۱۵۵	۱/۰۲۲۸۶۶۶	۰/۰۵۴۳۹۹۹	۱/۰۶۹۶۲۷۶	۰/۰۱۵۹۰۷۱	۱/۵۱۹۷۱۳۸	۱/۳۲۷۳۸۶۸	۰/۹۰۸۵۴۸	۰/۶۴۸۰۳۰۶	۰/۹۲۹۷۰۸۲
۹	۱/۰۲۱۴۸۱۸	۱/۰۲۶۲۰۸۸	۰/۰۵۷۳۲۳۱	۱/۱۲۷۱۰۵۱	۰/۰۲۱۵۳۶۱	۲/۰۵۷۴۹۷۸	۱/۳۲۷۲۵۳۱	۰/۹۰۸۴۵۶۵	۰/۶۵۳۴۷۰۲	۰/۹۳۷۵۱۲۲
۱۰	۱/۰۱۶۵۱۴	۱/۰۲۱۲۱۷۹	۰/۰۵۳۷۶۲۳	۱/۰۵۷۰۹۱۵	۰/۰۱۴۴۰۷	۱/۳۷۶۴۰۵۶	۱/۳۴۳۷۴۴۹	۰/۹۱۹۷۴۴۵	۰/۶۷۰۱۴۲۶	۰/۹۶۱۴۳۱۶
۱۱	۱/۰۱۶۲۶۰۹	۱/۰۲۰۹۶۳۷	۰/۰۵۳۶۹۲۵	۱/۰۵۵۷۱۷۹	۰/۰۱۵۲۷۶۲	۱/۴۵۹۴۴۱۳	۱/۳۳۵۲۸۸۱	۰/۹۱۳۹۵۶۲	۰/۶۵۸۳۱۸۳	۰/۹۴۴۴۶۷۷
۱۲	۱/۰۱۴۱۳۲۲	۱/۰۱۸۸۲۵۱	۰/۰۵۳۶۰۷	۱/۰۵۴۰۳۷۱	۰/۰۱۵۱۶۳۸	۱/۴۴۸۷۰۵۸	۱/۳۶۲۸۱۸۹	۰/۹۳۲۸	۰/۶۹۰۰۱۴۴	۰/۹۸۹۹۴۰۹
۱۳	۱/۰۲۰۷۳۱۳	۱/۰۲۵۴۵۴۸	۰/۰۵۷۶۶۴۹	۱/۱۳۳۸۲۵۱	۰/۰۲۰۷۱۰۸	۱/۹۷۸۶۴۶	۱/۳۰۴۵۴۷۳	۰/۸۹۲۹۱۵۲	۰/۶۵۳۲۳۳۶	۰/۹۳۵۸۶۷۳
۱۴	۱/۰۱۹۰۰۴۲	۱/۰۲۳۷۱۹۷	۰/۰۵۴۶۲۵۸	۱/۰۷۴۰۶۹۳	۰/۰۱۶۰۵۵	۱/۵۳۳۸۵۰۴	۱/۳۲۲۲۰۱۶	۰/۹۰۴۹۹۹	۰/۶۴۹۷۲۰۱	۰/۹۳۲۱۳۲۱
۱۵	۱/۰۲۱۷۴۳۹	۱/۰۲۶۴۷۲۱	۰/۰۵۳۱۸۵۷	۱/۰۴۵۷۵۴۶	۰/۰۱۶۱۲۸۷	۱/۵۴۰۸۸۹	۱/۳۱۸۱۳۷۹	۰/۹۰۲۲۱۷۵	۰/۶۴۸۴۲۹۶	۰/۹۳۰۲۸۰۶
۱۶	۱/۰۱۸۲۹۳۱	۱/۰۲۳۰۰۵۳	۰/۰۵۴۰۱۲۳	۱/۰۶۲۰۰۷	۰/۰۱۵۷۹۸۹	۱/۵۰۹۳۸۱۳	۱/۳۲۵۱۶۴۶	۰/۹۰۷۰۲۷	۰/۶۵۱۰۰۹۷	۰/۹۳۳۹۸۲۲
۱۷	۱/۰۱۴۹۸۲۳	۱/۰۱۹۶۷۹۱	۰/۰۵۳۴۴۳۳	۱/۰۵۰۸۱۹۶	۰/۰۱۴۵۵۸	۱/۳۹۰۸۲۵۳	۱/۳۵۶۳۹۹۲	۰/۹۰۲۸۴۰۵۹	۰/۶۸۲۰۰۵۵	۰/۹۷۸۴۵۰۹
۱۸	۱/۰۱۷۲۳۰۱	۱/۰۲۱۹۳۷۴	۰/۰۵۴۱۱۶۲	۱/۰۶۴۰۴۹۱	۰/۰۱۴۳۳۶۸	۱/۳۶۹۶۹۲۴	۱/۳۴۰۶۵۸۴	۰/۹۱۷۶۳۲	۰/۶۶۶۶۶۰۲	۰/۹۵۶۴۳۵۶
۱۹	۱/۰۱۸۴۲۷۱	۱/۰۲۳۱۴	۰/۰۵۵۰۰۸۶	۱/۰۸۱۵۹۶۹	۰/۰۱۶۰۳۹۶	۱/۵۳۲۳۷۸۱	۱/۳۴۳۱۲۷۶	۰/۹۱۹۳۲۲	۰/۶۷۲۷۱۷۳	۰/۹۶۷۹۹۴۷
۲۰	۱/۰۱۷۲۲۲۹	۱/۰۲۱۹۳۰۲	۰/۰۵۷۹۳۱۶	۱/۱۳۹۰۶۸۹	۰/۰۱۸۶۰۳۳	۱/۷۷۷۳۰۴۵	۱/۳۳۸۱۵۸۴	۰/۹۱۵۹۲۰۸	۰/۶۶۰۰۴۰۳	۰/۹۴۶۹۳۸۱
۲۱	۱/۰۱۸۷۳۲۸	۱/۰۲۳۴۴۷۱	۰/۰۵۲۸۱۱۹	۱/۰۳۸۴۰۴۳	۰/۰۱۳۶۵۹۸	۱/۳۰۵۰۲۲۶	۱/۳۲۳۹۳	۰/۹۰۶۱۸۲	۰/۶۵۳۷۰۱۶	۰/۹۳۷۸۴۴۳
۲۲	۱/۰۱۶۳۶۶۵	۱/۰۲۱۰۶۹۷	۰/۰۵۳۴۱۷۶	۱/۰۵۰۳۱۳۸	۰/۰۱۴۳۰۷۱	۱/۳۶۶۸۶۳	۱/۳۴۶۷۰۷۸	۰/۹۲۱۷۷۲۶	۰/۶۷۱۲۹۲۹	۰/۹۶۳۰۸۱۹
۲۳	۱/۰۱۶۱۳۹۴	۱/۰۲۰۸۴۱۷	۰/۰۵۳۱۳۳	۱/۰۴۴۷۱۷۶	۰/۰۱۴۲۲۰۵	۱/۳۵۸۵۸۲۹	۱/۳۴۹۸۵۶	۰/۹۲۳۹۲۷۴	۰/۶۷۳۰۴۸۹	۰/۹۶۵۶۰۱۱
۲۴	۱/۰۱۸۲۰۳۵	۱/۰۲۲۹۱۵۳	۰/۰۵۵۰۹۶۷	۱/۰۸۳۳۲۹۳	۰/۰۱۵۴۳۳۸	۱/۴۷۴۵۰۲۵	۱/۳۴۳۱۲۷۶	۰/۹۱۹۳۲۲	۰/۶۷۲۷۱۷۳	۰/۹۶۷۹۹۴۷
۲۵	۱/۰۱۸۵۳۸۵	۱/۰۲۳۲۵۱۸	۰/۰۵۴۳۱۸۲	۱/۰۶۸۰۲۰۵	۰/۰۱۴۸۰۴۷	۱/۴۱۴۳۹۷۹	۱/۴۱۴۳۹۷۹	۰/۹۰۸۵۴۸	۰/۶۵۳۹۲۳	۰/۹۳۸۱۶۱۸
۲۶	۱/۰۱۶۷۶۸۸	۱/۰۲۱۴۷۴	۰/۰۵۳۶۶۰۸	۱/۰۵۵۰۹۴۶	۰/۰۱۴۰۷۶۱	۱/۳۴۴۷۹۰۲	۱/۳۴۸۱۸۹۳	۰/۹۲۲۷۸۶۶	۰/۶۸۰۷۳۳۳	۰/۹۷۶۶۲۵۷

کفایت مدل با آنالیز واریانس (ANOVA) داده‌ها در سطح اطمینان ۹۵ درصد سنجیده می‌شود، مدل تحلیل شده با توجه به ماتریس متغیرهای نرمال مستقل (Z) و بردار پاسخ به‌عنوان داده‌های ورودی باید دارای مقدار احتمال (p-value) کمتر از ۵ درصد در سطح اطمینان ۹۵ درصد باشد تا کفایت مدل در آنالیز واریانس داده‌ها تأیید شود.



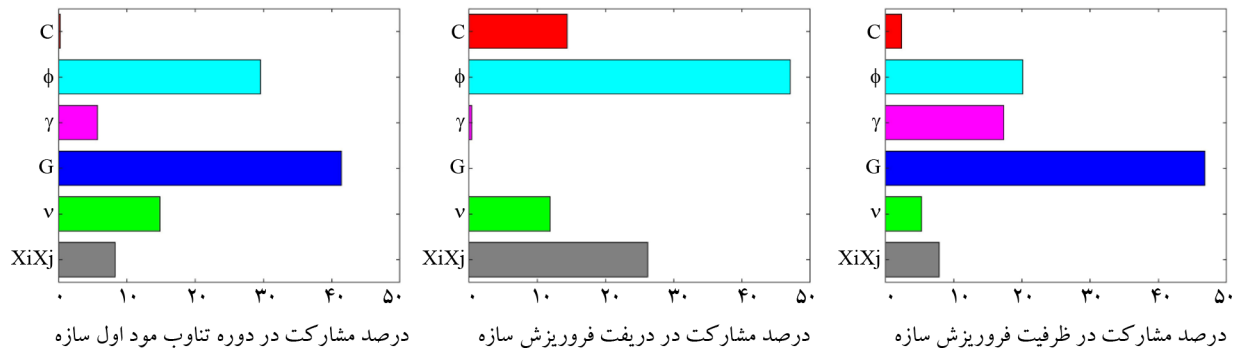
شکل (۱۶): برازش مقادیر پاسخ نمونه‌ها.

همچنین نسبت میانگین ظرفیت فروریزش سازه و نسبت انحراف استاندارد ظرفیت فروریزش سازه برای ۲۶ نمونه شبیه‌سازی به حالت پایه ثابت کمتر از ۱ می‌باشد، در نتیجه عدم قطعیت در پارامترهای خاک ظرفیت فروریزش را در سازه کاهش می‌دهد. نسبت انحراف استاندارد درفیت فروریزش نمونه‌ها به انحراف استاندارد درفیت فروریزش در حالت پایه ثابت تغییرات زیادی داشته است، این موضوع نشان می‌دهد تغییرات در مشخصات خاک پراکنده‌گی مقادیر درفیت فروریزش را افزایش می‌دهد و درفیت فروریزش سازه به تغییرات مشخصات خاک حساس‌تر است.

تغییرات در خصوصیات مکانیکی خاک در مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه، سختی سیستم خاک و سازه را تغییر خواهد داد. دوره تناوب سازه با سختی نسبت عکس دارد و هرچه میزان سختی سیستم کاهش یابد دوره تناوب سازه افزایش پیدا می‌کند. برای بررسی این تغییرات پاسخ‌های ۲۶ نمونه تولید شده بر اساس دوره تناوب سازه به صورت صعودی مرتب شده است. در شکل (۱۶) دوره تناوب سازه، میانگین درفیت فروریزش و میانگین ظرفیت فروریزش سازه در هر نمونه به همراه منحنی برازش شده نمونه‌ها نشان داده شده است. شیب منحنی برازش شده بر دوره تناوب سازه و درفیت فروریزش سازه مثبت و ظرفیت فروریزش سازه منفی می‌باشد که نشان دهنده این موضوع است که با افزایش دوره تناوب (تحت اثر تغییرات مشخصات مکانیکی خاک) درفیت فروریزش نیز افزایش و ظرفیت فروریزش کاهش داشته است.

۱۰- درصد مشارکت پارامترهای خاک

روش غربالگری^{۱۶} روشی مؤثر برای تعیین پارامترهای تأثیرگذار بر یک فرآیند است (Myers et al., 2016)، این روش شامل روش‌های فاکتوریل کامل، فاکتوریل جزئی و Min-Run Screen می‌باشد. در این تحقیق از روش Min-Run Screen استفاده شده است و تعداد ۲۶ نمونه برای ۵ عدم قطعیت مورد بررسی قرار گرفته است. روش غربالگری



شکل (۱۷): درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در پاسخ‌های سازه.

دارند. همچنین بعد از زاویه اصطکاک داخلی خاک، چسبندگی خاک با $14/4$ درصد، نسبت پواسون با $11/9$ درصد و چگالی خاک با $0/4$ درصد در دریافت فروریزش سازه سهیم هستند. درصد مشارکت برهمکنش دوتایی نیز $26/19$ درصد می‌باشد. بیشترین درصد مشارکت عدم قطعیت‌های خاک مربوط به مدول برشی خاک با $46/83$ درصد و کمترین درصد مربوط به چسبندگی خاک با $2/42$ درصد در ظرفیت فروریزش سازه می‌باشد. بعد از مدول برشی خاک، زاویه اصطکاک داخلی خاک با $20/14$ درصد، چگالی خاک با $17/36$ درصد و نسبت پواسون خاک با $5/33$ درصد در ظرفیت فروریزش سازه سهیم هستند. همچنین برهمکنش دوتایی بین پارامترهای خاک $7/92$ درصد می‌باشد.

۱۱- پیش‌بینی پاسخ‌های سازه

در روش سطح پاسخ تابعی از پاسخ بر اساس متغیرهای ورودی به دست می‌آید. اگر تعداد نمونه‌های تولید شده کم باشد نمی‌توان تابعی را پیش‌بینی کرد. در روش سطح پاسخ کفایت مدل پیشنهادی برای تخمین تابع پاسخ بر اساس متغیرهای مستقل نرمال معیار (Z') و پاسخ‌های حاصل از تحلیل نمونه‌ها، با استفاده از آنالیز واریانس داده‌های ورودی در سطح اطمینان 95 درصد سنجیده می‌شود. در واقع هر چه p -valu مدل کمتر از 5 درصد باشد، تخمین تابع پاسخ بر حسب عدم قطعیت 5 پارامتر خاک مطلوب‌تر خواهد بود. مدل پیشنهادی برای تابع دوره تناوب مود اول سازه و میانگین دریافت فروریزش سازه به صورت

پاسخ‌های سازه با تحلیل ثقلی و تحلیل دینامیکی افزایشی در مراحل قبل به دست آمده است، اولین پاسخ، دوره تناوب (T_1) به دست آمده از تحلیل ثقلی می‌باشد، پاسخ دوم سازه میانگین ظرفیت فروریزش سازه (μ_{sa}) و پاسخ سوم میانگین دریافت فروریزش سازه (μ_0) در تحلیل IDA نمونه‌ها می‌باشد. با داشتن ماتریس (Z) و پاسخ‌های سازه اقدام به برآزش نتایج به روش غربالگری و محاسبه درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک بر پاسخ‌های سازه شده است. در شکل (۱۷) درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در تغییر پریود مود اول، دریافت فروریزش و ظرفیت فروریزش سازه نشان داده شده است.

در شکل‌های بالا، C چسبندگی خاک، ϕ زاویه اصطکاک داخلی خاک، γ چگالی خاک، G مدول برشی خاک، v نسبت پواسون خاک و X_iX_j برهم‌کنش پارامترهای خاک می‌باشد. بیشترین درصد مشارکت عدم قطعیت‌های خاک را مدول برشی با $41/44$ درصد و کمترین درصد مشارکت چسبندگی خاک با $0/2$ درصد در دوره تناوب مود اول سازه دارند. همچنین بعد از مدول برشی خاک، زاویه اصطکاک داخلی با $29/6$ درصد، نسبت پواسون با $14/183$ درصد و چگالی خاک با $5/67$ درصد در دوره تناوب مود اول سازه سهیم هستند. درصد مشارکت برهمکنش دوتایی نیز $8/26$ درصد است. بیشترین درصد مشارکت عدم قطعیت‌های خاک را زاویه اصطکاک داخلی خاک با $47/1$ درصد و کمترین درصد مدول برشی خاک با $0/01$ درصد در دریافت فروریزش سازه

خاک و سازه در نظر گرفته شده است. چسبندگی، زاویه اصطکاک داخلی، چگالی، مدول برشی و نسبت پواسون خاک با در نظر گرفتن توزیع احتمالاتی و لحاظ کردن همبستگی بین آن‌ها، به عنوان عدم قطعیت پارامترهای خاک در نظر گرفته شده است. از روش LHS برای تولید و شبیه‌سازی متغیرهای تصادفی وابسته و از تجزیه چولسکی برای تولید متغیرهای تصادفی مستقل استفاده شده است. با تولید ۲۶ نمونه برای عدم قطعیت پارامترهای خاک منحنی شکنندگی در سطح فروریزش نمونه‌ها با منحنی شکنندگی حالت پایه ثابت مقایسه شده است. برای استخراج منحنی شکنندگی از تحلیل دینامیکی افزایشی تحت ۲۰ شتاب‌نگاشت دور از گسل استفاده شده است. به روش غربالگری درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در پاسخ‌های فروریزش و دوره تناوب سازه مشخص شده است. سپس به روش سطح پاسخ توابع پاسخ سازه پیش‌بینی گردیده است. نتایج نشان می‌دهد:

- در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه باعث افزایش دوره تناوب مود اول سازه به میزان ۲/۳ درصد می‌شود.
- با توجه به تحلیل استاتیکی غیرخطی، در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه سختی و برش پایه سازه را کاهش و جابه‌جایی نسبی بام را افزایش می‌دهد.
- تمام صدک‌های آماری منحنی‌های IDA سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه پایین‌تر از حالت پایه ثابت قرار گرفته است و نشان می‌دهد اندرکنش خاک و سازه باعث می‌شود سازه در شتاب طیفی کمتری فروریزش کند. مقایسه منحنی شکنندگی دو حالت نشان داد، اندرکنش خاک و سازه احتمال فروریزش را افزایش می‌دهد.

- تمام منحنی‌های شکنندگی نمونه‌های تولید شده برای بررسی تأثیر عدم قطعیت پارامترهای خاک بر فروریزش سازه بالاتر از منحنی شکنندگی حالتی که سازه به صورت گیردار در تکیه‌گاه خود مدل‌سازی می‌شود قرار گرفته است که نشان می‌دهد عدم قطعیت پارامترهای خاک احتمال فروریزش سازه را افزایش می‌دهد. همچنین احتمال میانه

درجه دو (Quadratic) پیشنهاد شده است. همچنین برای تابع میانگین ظرفیت فروریزش سازه مدل خطی با برهمکنش دوتایی (2FI) پیشنهاد می‌شود. رابطه (۲۴) تابع دوره تناوب در مود اول سازه، رابطه (۲۵) تابع میانگین در یافت فروریزش سازه و رابطه (۲۶) تابع میانگین ظرفیت فروریزش سازه بر حسب متغیرهای مستقل نرمال معیار است.

$$T_1(Z') = 1.02 + 10^{-3} \times \left(-2.2Z'_2 - 0.9Z'_3 - 4.1Z'_4 - 1.9Z'_5 - 0.2Z'_1Z'_2 + 0.2Z'_1Z'_3 + 0.2Z'_1Z'_4 - 0.3Z'_1Z'_5 + 0.2Z'_2Z'_3 + 1.0Z'_2Z'_4 + 0.3Z'_2Z'_5 + 0.6Z'_3Z'_4 + 0.4Z'_4Z'_5 + 0.3Z'_2^2 + 0.1Z'_3^2 + 0.9Z'_4^2 - 0.0013Z'_5^2 \right) \quad (24)$$

$$\mu_0(Z') = 0.0549 + 10^{-3} \times \left(1.8Z'_1 - 2.1Z'_2 + 1.7Z'_3 + 4.2Z'_4 - 1.6Z'_5 - 0.9Z'_1Z'_2 - 0.9Z'_1Z'_3 + 1.5Z'_1Z'_4 + 3.5Z'_1Z'_5 + 1.5Z'_2Z'_3 - 1.6Z'_2Z'_4 - 0.7Z'_2Z'_5 + 7.0Z'_3Z'_4 + 2.4Z'_3Z'_5 + 3.0Z'_4Z'_5 - 1.1Z'_1^2 + 0.4Z'_2^2 + 1.2Z'_3^2 + 6.1Z'_4^2 - 0.9Z'_5^2 \right) \quad (25)$$

$$\mu_{Sa}(Z') = 1.34 + 10^{-2} \times \left(-0.59Z'_1 + 1.09Z'_2 + 0.96Z'_3 + 2.63Z'_4 + 1.03Z'_5 + 0.53Z'_1Z'_2 - 0.12Z'_1Z'_3 + 2.02Z'_1Z'_4 + 1.72Z'_1Z'_5 - 0.8Z'_2Z'_3 - 0.31Z'_2Z'_4 + 0.23Z'_2Z'_5 - 1.22Z'_3Z'_4 + 1.1Z'_3Z'_5 + 1.37Z'_4Z'_5 \right) \quad (26)$$

در روابط بالا متغیر مستقل نرمال Z'_1 چسبندگی خاک، Z'_2 زاویه اصطکاک داخلی خاک، Z'_3 چگالی خاک، Z'_4 مدول برشی خاک و Z'_5 نسبت پواسون خاک است.

۱۲- نتیجه گیری

در این تحقیق به ارزیابی فروریزش یک سازه قاب خمشی بتنی با و بدون اندرکنش خاک و سازه با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای خاک پرداخته شده است. در ابتدا سازه با و بدون اندرکنش خاک و سازه، بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای خاک با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی در سطح فروریزش بررسی شده است. سپس عدم قطعیت پارامترهای خاک در مدل‌سازی اندرکنش

ATC, S. (1996). Evaluation and retrofit of concrete buildings. vol. 1, ATC-40 report. Redwood City (CA): Applied Technology Council.

Bazzurro, P., & Cornell, C.A. (2004). Ground-motion amplification in nonlinear soil sites with uncertain properties. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(6), 2090-2109.

Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., & Abghari, A. (1999). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 750-759.

Committee, A. (2019). *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.

Gajan, S., Hutchinson, T.C., Kutter, B.L., Raychowdhury, P., Ugalde, J.A., & Stewart, J.P. (2008). *Numerical Models for Analysis and Performance-Based Design of Shallow Foundations Subjected to Seismic Loading*. Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley.

Ghandil, M., & Behnamfar, F. (2017). Ductility demands of MRF structures on soft soils considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 203-214.

Haghollahi, S., & Behnamfar, F. (2020). Performance evaluation of special RC moment frames against collapse considering soil-structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 20(2), 04019176. doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001553

Harden, C.W. (2005). *Numerical Modeling of the Nonlinear Cyclic Response of Shallow Foundations*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Haselton, C.B. (2006). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings*. Stanford University.

Ibarra, L.F. (2004). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations*. Stanford University.

Katrangi, M., Memarpour, M.M., & Yakhchalian, M. (2021). Assessment of the seismic performance and the base shear contribution ratios of the RC wall-frame dual system considering soil-structure interaction.

فروریزش در صدک‌های آماری ۱۶ و ۸۴ درصد منحنی‌های شکنندگی نمونه‌ها ۱۰/۲ و ۸/۶ درصد نسبت به منحنی شکنندگی حالت پایه ثابت افزایش می‌یابد.

- مقایسه مشخصات آماری پاسخ‌های ۲۶ نمونه تولید شده برای عدم قطعیت پارامترهای خاک با حالتی که سازه در تکیه‌گاه خود گیردار مدل‌سازی شده است نشان می‌دهد، در تمام نمونه‌های تولید شده دوره تناوب مود اول سازه و دریفت حداکثر بین طبقه افزایش و ظرفیت فروریزش سازه کاهش داشته است و دریفت فروریزش سازه به تغییرات مشخصات خاک حساس تر است.

- تغییرات در خصوصیات مکانیکی خاک، بر سختی و مقاومت سیستم سازه و خاک تأثیر داشته است، با مرتب‌سازی پاسخ‌های سازه در ۲۶ نمونه تولید شده برای عدم قطعیت‌ها بر اساس دوره تناوب مود اول سازه به صورت صعودی، مشخص شد با افزایش دوره تناوب سازه دریفت فروریزش سازه افزایش و ظرفیت سازه کاهش پیدا می‌کند.

- مدول برشی خاک بیشترین و چسبندگی خاک کمترین درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در دوره تناوب مود اول سازه را دارند.

- زاویه اصطکاک داخلی خاک بیشترین و مدول برشی خاک کمترین درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در پاسخ دریفت فروریزش سازه را دارند.

- مدول برشی خاک بیشترین، چسبندگی خاک و نسبت پواسون خاک کمترین درصد مشارکت عدم قطعیت پارامترهای خاک در پاسخ ظرفیت فروریزش سازه را دارند.

مراجع

Akhoondi, M.R., & Behnamfar, F. (2021). Seismic fragility curves of steel structures including soil-structure interaction and variation of soil parameters. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, 106-609.

Altoontash, A. (2004). *Simulation and Damage Models for Performance Assessment of Reinforced Concrete Beam-Column Joints*. Stanford university.

response of torsionally-coupled structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(4), 1213-1243.

Tang, Y., & Zhang, J. (2011). Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects. *Engineering Structures*, 33(1), 218-229.

Tung, Y.-K., & Yen, B.-C. (2005). Hydrosystems engineering Uncertainty Analysis.

Tung, Y.-K., Yen, B.C., & Melching, C.S. (2006). *Hydrosystems engineering Reliability Assessment and Risk Analysis*.

Vamvatsikos, D. (2011). Performing incremental dynamic analysis in parallel. *Computers & Structures*, 89(1-2), 170-180.

Vamvatsikos, D., & Cornell, C.A. (2002). The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*.

Venture, S.J., & Committee, G.D. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings* (Vol. 350). Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA.

Journal of Earthquake Engineering, 1-28. doi: 10.1080/13632469.2021.1871678

Kiureghian, A.D., & Ditlevsen, O. (2009). Aleatory or epistemic? Does it matter? *Structural Safety*, 31(2), 105-112.

McKenna, F., Fenves, G.L., & Scott, M.H. (2000). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. University of California, Berkeley, CA.

Mekki, M., Elachachi, S., Breysse, D., & Zoutat, M. (2016). Seismic behavior of RC structures including soil-structure interaction and soil variability effects. *Engineering Structures*, 126, 15-26.

Myers, R.H., Montgomery, D.C., & Anderson-Cook, C.M. (2016). *Response Surface Methodology: Process and Product Optimization Using Designed Experiments*. John Wiley & Sons.

Panagiotakos, T.B., & Fardis, M.N. (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *Structural Journal*, 98(2), 135-148.

Prestandard, F. (2000). *Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA356)*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7(2).

Rajeev, P., & Tesfamariam, S. (2012). Seismic fragilities of non-ductile reinforced concrete frames with consideration of soil structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 40, 78-86.

Rankine, W.J.M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical transactions of the Royal Society of London* (147), 9-27.

Raychowdhury, P. (2008). *Nonlinear Winkler-based shallow foundation model for performance assessment of Seismically Loaded Structures*. University of California, San Diego.

Raychowdhury, P. (2009). Effect of soil parameter uncertainty on seismic demand of low-rise steel buildings on dense silty sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(10), 1367-1378.

Raychowdhury, P., & Jindal, S. (2014). Shallow foundation response variability due to soil and model parameter uncertainty. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 8(3), 237-251.

Shirzadi, M., Behnamfar, F., & Asadi, P. (2020). Effects of soil-structure interaction on inelastic

واژه‌نامه

Performance Based Design (PBD)	۱- طراحی بر اساس عملکرد
Soil Structure Interaction (SSI)	۲- اندرکنش خاک و سازه
Beam on nonlinear winkler foundation (BNWF)	۳- تیر بر فونداسیون غیرخطی وینکлер
Response Surface Method (RSM)	۴- روش سطح پاسخ
Central Composite Design (CCD)	۵- طراحی مکعب مرکزی
Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۶- تحلیل دینامیکی افزایشی
Intensity Measure (IM)	۷- اندازه گیری شدت
Engineering Demand Parameter (EDP)	۸- پارامتر تقاضای مهندسی
Damage Index (DI)	۹- شاخص خسارت
Fragility Curve	۱۰- منحنی شکنندگی
Pushover curve	۱۱- منحنی بار افزون

Latin Hypercube Sampling	۱۲- شبیه‌سازی LHS
Square Root Algorithm	۱۳- الگوریتم ریشه دوم
Positive Definite	۱۴- معین مثبت
Cholesky Decomposition	۱۵- تجزیه چولسکی
Screening Methods	۱۶- روش غربالگری
Analysis of Variance (ANOVA)	۱۷- آنالیز واریانس

Evaluating the Effect of Uncertainty of Soil Parameters in the Modeling of Soil-Structure Interaction on the Collapse Responses of the Structure

Mansour Aghababaei¹, Esmaeel Izadi Zaman Abadi^{2*}, Mohammad Amin Bayari³

1. M.Sc. in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran, *Corresponding Author, email: e.izadi@pci.iaun.ac.ir
3. Ph.D. in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran

In current research, structure collapse of fourstore concrete bending frame on sand soil was considered with noting uncertainty of soil parameters. The structure was lumped using plastic hinge and soil and structure interaction was modeled using BNWF method. First, structure was reviewed with or without soil and structure interaction using nonlinear static analyses and incremental dynamic analyses (IDA). Then uncertainty of soil parameters in soil and structure interaction was considered. Cohesion, internal friction angle, unit weight, shear modulus, and soil Poisson ratio was noted with considering probable distribution and considering consistence between these as uncertainty of soil parameters. Latin Hypercube Sampling (LHS) method and Choleski decomposition were used to manufacture and simulate dependent random variables and manufacture random variables. After manufacturing 26 structure samples for uncertainty of soil parameters, fragility curve in sample collapse level was compared with base fragility curve. 20 far-field records were used for incremental dynamic analyses and obtaining the fragility curve. Screening method was used to define participation percentage of uncertainty of soil parameters in collapse response and structure natural periods. Then, response surface method was used to predict structure response functions. At ultimate, the result presented that considering soil and structure interaction increases the natural periods of structure first mode. Noting the nonlinear static analyses, considering soil and structure interaction decreases the structure base hardness and shear and increases the roof relative displacement. All statistic percentiles of structure IDA curves are lower than fixed base mode with considering soil and structure interaction and present that soil and structure interaction causes structure to collapse in lower spectral acceleration. Comparison of fragility curve in two cases presented soil and structure interaction increases collapse probable. All fragility curves of samples manufactured in investigating uncertainty of soil parameters effect on structure collapse are higher than fragility curve of the case in which structure is modeled hinged at base. This presents that uncertainty of soil parameters increases structure collapse. Also, sample fragility curves are 10.2% and 8.6% greater than fixed base mode at probable collapse of statistic percentiles 16% and 84%. Comparing statistic features of 26 manufactured sample responses for uncertain soil parameters with the case in which structure is fixed at base presents that all manufactured samples presented an increase in structure first mode periodic time and maximum drift between stores and a decrease in structure collapse capacitance and structure collapse drift is more sensitive to soil parameter changes. After orienting structure responses in 26 manufactured samples for uncertainties based on incremental structure first mode periodic time, structure collapse drift increased, and structure capacitance decreased in an increase on structure periodic time. Soil shear modulus has the highest and soil cohesion has the lowest participation percentage of uncertainty of soil parameters in structure first mode periodic time. Soil internal friction angle and soil shear modulus have the lowest participation percentage of uncertainty of soil parameters in responding to structure collapse drift. Soil shear modulus has the largest and soil cohesion and soil Poisson ratio have the lowest participation percentage of uncertainty of soil parameters in structure collapse capacitance response.

Keywords: Soil Structure Interaction, Uncertainty of Soil, Fragility Curve, Latin Hypercube Sampling, Cholesky Decomposition.