



## ارزیابی منحنی شکنندگی سازه های نامنظم بتن آرمه در زلزله های نزدیک گسل تحت پیچش با در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه

محمدصادق بیرژندی\*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اصفهان (خوراسگان)، اصفهان، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۲/۲۶  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۵/۰۲  
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۵/۰۳  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۶/۰۴

### کلمات کلیدی:

سازه نامتقارن  
اندرکنش خاک و سازه  
ایمنی جانی  
خدمت‌رسانی بی‌وقفه  
زلزله نزدیک به گسل  
منحنی شکنندگی

**خلاصه:** در سازه های واقعی علاوه بر پیچش در پلان، پدیده اندرکنش خاک و سازه نیز رخ می دهد که این دو پدیده در تحلیل ها به ندرت به صورت همزمان در نظر گرفته شده اند. در تحقیق حاضر، با استفاده از منحنی های شکنندگی، احتمال از بین رفتن قابلیت خدمت‌رسانی بی وقفه و ایمنی جانی در سازه نامتقارن در پلان با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، تحت تحریک های نزدیک به گسل (دارای پالس) مورد ارزیابی قرار گرفته است. سازه مورد بررسی یک سازه هشت طبقه بتنی با سیستم باربر دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی است. یکی از نوآوری های این تحقیق، استفاده از شاخص کرنش فولاد و بتن (به جای استفاده از شاخص های رایج ماکرو، نظیر دریفت طبقات) برای تعیین حالت های حدی است که از دقت بیشتری برخوردار است. برای در نظر گرفتن اثرات پدیده اندرکنش، از روش زیر سازه استفاده شده است که مقادیر سختی و میرایی (توابع امیدانس) با استفاده از روش نیمه تحلیلی Novak (نرم افزار DYNAS) محاسبه شده است. مدل سازی غیرخطی سازه برای دستیابی به حل تاریخیچه زمانی غیرخطی، با استفاده از نرم افزار Canny انجام شده است. برای استخراج منحنی های شکنندگی، از تحلیل های دینامیکی افزاینده استفاده شده است. نتایج این تحقیق نشان می دهد که صرف نظر از پدیده اندرکنش خاک و سازه، در سطوح عملکرد خدمت‌رسانی بی وقفه و ایمنی جانی، در جهت اطمینان نیست. همچنین با افزایش خروج از مرکزیت، تأثیرات شرایط تکیه گاهی کاهش می یابد و از سوی دیگر با کاهش سرعت موج برشی خاک، تأثیرات خروج از مرکزیت کاهش می یابد و پاسخ سازه نامتقارن و متقارن به یکدیگر نزدیک می شود.

### ۱- مقدمه

حلبیان و بیرژندی [۱] دریافتند که برای سیستم‌های چند طبقه قاب و دیوار برشی بتنی نامتقارن در پلان، پیچش منجر به افزایش تقاضای شکل پذیری در لبه نرم سازه و کاهش آن در لبه سخت می شود. لبه‌های از پلان که به مرکز جرم نزدیکتر است و معمولاً در تحریک لرزه‌ای تغییر مکان بیشتری را تجربه می کند به لبه نرم و لبه مقابل پلان که به مرکز سختی نزدیکتر است و تغییرمکان کمتری را تجربه می کند به لبه سخت موسوم است. بنابراین این مسأله باید در سازه‌های با تکیه گاه انعطاف پذیر (با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه) نیز بررسی شود تا با واقعیت بیشتر منطبق باشد.

در زمینه تأثیر پدیده اندرکنش خاک و سازه بر عملکرد سازه ها، مطالعات مختلفی انجام شده است. Crouse [۲] پیشنهاد می کند که در صورت کاهش برش پایه به علت اثرات اندرکنش خاک و سازه، بهتر است این تأثیر با احتیاط بکار برده شود. همچنین در مطالعه حلبیان و امامی [۳] بر روی سازه های بتن آرمه قابی مشخص گردید که بسته به شرایط خاک و محتوای

تحقیقات زیادی پیرامون ارزیابی حرکت پیچشی سازه‌های نامتقارن ساختمانی انجام شده است. این مطالعات دربرگیرنده رفتار سازه های الاستیک و غیرالاستیک یک طبقه و چند طبقه از دیدگاه‌های مختلف بوده است. از سوی دیگر پدیده اندرکنش خاک و سازه تأثیر قابل توجهی بر عملکرد لرزه‌ای سازه ها دارد. ارزیابی تأثیرات همزمان این دو پدیده (عدم تقارن و اندرکنش خاک و سازه) بر رفتار سازه ها می تواند مسأله‌های پیچیده و در عین حال جذاب باشد. به دلیل پیچیدگی مسأله و تعداد زیاد پارامترهای مؤثر و رفتار متفاوت سازه های نامتقارن در برابر تحریکات متفاوت، نگاه احتمالاتی که مسأله عدم قطعیت را به نوعی حل می کند، می تواند راهکار مناسبی برای درک رفتار این سازه ها باشد. بنابراین در این تحقیق پس از مرور بر مطالعات انجام شده در هر یک از دو زمینه مذکور، با رویکرد احتمالاتی به این موضوع پرداخته خواهد شد.

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: s.birzhandi@khuisf.ac.ir



فرکانسی تحریک، تأثیرات انعطافپذیری پی می تواند شکل پذیری مورد نیاز طبقات را کاهش یا افزایش دهد. نخعی و قناد [۴] دریافتند که عموماً SSI شاخص خسارت پارک و آنگ را در یک سیستم تک درجه آزادی دوخطی افزایش می دهد و این بدان معنی است که مدلهای متداول با تکیه گاه ثابت، به خصوص برای سازه های با زمان تناوب کم و بر روی خاک نرم، خسارت را دست پایین ارزیابی می کنند. Rodriguez و Montes [۵] با استفاده از یک مدل ساده به این نتیجه رسیدند که چنانچه مقادیر جابه جایی بام و یا انرژی هیستریزس مستهلک شده در این مدل ساده به عنوان شاخص خسارت در نظر گرفته شود، می توان از سازه با تکیه گاه ثابت با پررود اصلاح شده استفاده نمود.

مطالعه ادبیات فنی نشان میدهد که تحقیقاتی نیز در زمینه تأثیر همزمان پیچش و اندرکنش خاک و سازه بر رفتار سازه ها، انجام شده است. به طور نمونه، Wu و همکاران [۶] با استفاده از آنالیز مودال، اثرات SSI را بر روی سازه نامتقارن الاستیک در حوزه فرکانس مورد مطالعه قرار دادند. نتایج این تحقیق نشان داد که در حالتی که دو فرکانس (انتقالی و دورانی) به اندازه کافی از هم دور باشند، هر دو پاسخ انتقالی و پیچشی بر اثر SSI کاهش می یابد و این تأثیر با کم شدن سختی نسبی خاک و نسبت ارتفاع سازه به بعد فونداسیون، چشم گیرتر می شود. نتیجه مهم دیگر آنکه اثر SSI برای سازه های لاغر با دو فرکانس نزدیک به هم، باعث افزایش جابه جایی های انتقالی می شود. نتیجه مطالعه شکیب و فولادگر [۷] در تحلیل خطی (با استفاده از سیستم یک طبقه ایدهآل سازی شده) این بود که پدیده SSI جابه جایی های انتقالی و پیچشی را کاهش می دهد که البته با افزایش زمان تناوب سازه این تأثیر کاهش می یابد و برای سازه های با زمان تناوب بلند صرفاً یک تاخیر زمانی در تاریخچه پاسخ ایجاد میکند. همچنین شکیب [۸] با استفاده از یک سیستم یک طبقه به یک مطالعه آماری جهت ارائه یک خروج از مرکزیت دینامیکی برای طراحی ساختمان های نامتقارن با تکیه گاه انعطافپذیر پرداخت.

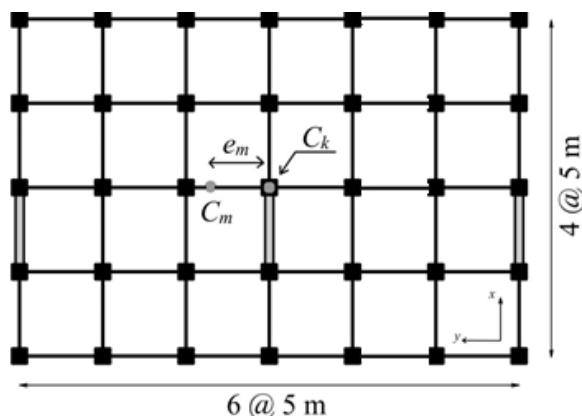
مطالعات اثرات اندرکنش خاک و سازه بر منحنیهای تحلیل های دینامیکی افزاینده (IDA) و شکنندگی چندان وسیع نیست. در تحقیق Saez و همکاران [۹] اثرات اندرکنش دینامیکی غیرخطی سازه-خاک بر منحنی های شکنندگی بررسی شد و به این نتیجه منجر شد که وقتی رفتار خاک به صورت غیرخطی لحاظ شود عموماً یک کاهش کلی در تقاضای لرزهای دیده می شود. تحقیق Esteva و Barcena [۱۰] به این نتیجه

منجر شد که توابع قابلیت اطمینان<sup>۲</sup> در حالت تکیه گاه ثابت و تکیه گاه انعطاف پذیر تفاوت محسوسی با یکدیگر ندارند. مطالعات Zhang و Tang [۱۱] نمونه دیگری است که در آن اثر اندرکنش خاک و سازه بر احتمال وقوع خسارت در چارچوب آنالیزهای IDA بررسی شده است. نتایج این تحقیق نشان می دهد که در حالت کلی اثر انعطافپذیری فونداسیون (به ویژه با فرض رفتار غیرخطی برای خاک) احتمال وقوع خسارت در دیوارهای برشی را کاهش می دهد. از مجموعه بررسی های انجام شده، فقدان مطالعاتی که اثرات همزمان پدیده SSI و عدم تقارن را بر منحنی های شکنندگی مورد توجه قرار داده باشند، احساس می شود. به تازگی بیرژندی و حلییان [۱۲] با استفاده از منحنی های IDA و شکنندگی، موضوع فروریزش سازه ها با در نظر گرفتن همزمان پیچش و اندرکنش خاک و سازه را بررسی نمودند. نتایج این تحقیق، نشان دهنده تأثیرگذاری متقابل این دو پدیده بر یکدیگر در سطح عملکرد آستانه فروریزش بوده است. همچنین همایی و شکیب [۱۳]، با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه به بررسی احتمالاتی سطوح قابلیت اطمینان ساختمان های فولادی نامنظم در ارتفاع پرداختند.

بررسی مجموعه مطالعات فوق نشان می دهد که کمبود تحقیقات برای در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه برای سازه های نامتقارن در پلان مشاهده می شود. بجز مرجع [۱۲] که آنهم در آستانه فروریزش این مسأله را مورد مطالعه قرار داده است، در سایر مراجع این مطلب مغفول واقع شده است. بنابراین در تحقیق حاضر، پدیده اندرکنش خاک و سازه برای سازه های نامتقارن در پلان در سطوح عملکرد قابلیت خدمت رسانی بیوقفه و ایمنی جانی مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت. همچنین لازم به ذکر است که در مطالعات گذشته، برای تعیین حالت های حدی، معمولاً از شاخص هایی مانند دریافت طبقه استفاده شده است که نمایانگر رفتار کلی یک طبقه از سازه است و در برخی از حالت های حدی، نمی تواند به خوبی و با جزئیات، وضعیت سازه را توصیف کند. اما در مطالعه حاضر، برای تعیین حالت های حدی خدمت رسانی بیوقفه و ایمنی جانی، به جای استفاده از شاخص های ماکرو نظیر دریافت طبقات، از سنجش کرنش های فولاد و بتن استفاده شده است که از دقت بیشتری برخوردار است.

## ۲- تئوری مسأله، سازه و تحریک های مورد استفاده و نحوه مدل سازی

منحنی شکنندگی، احتمال رسیدن سیستم سازه های به یک حالت حدی مشخص در هنگام وقوع یک رخداد لرزهای را نشان می دهد. دقیق ترین



شکل ۱. پلان سازه نامتقارن [۱۳]

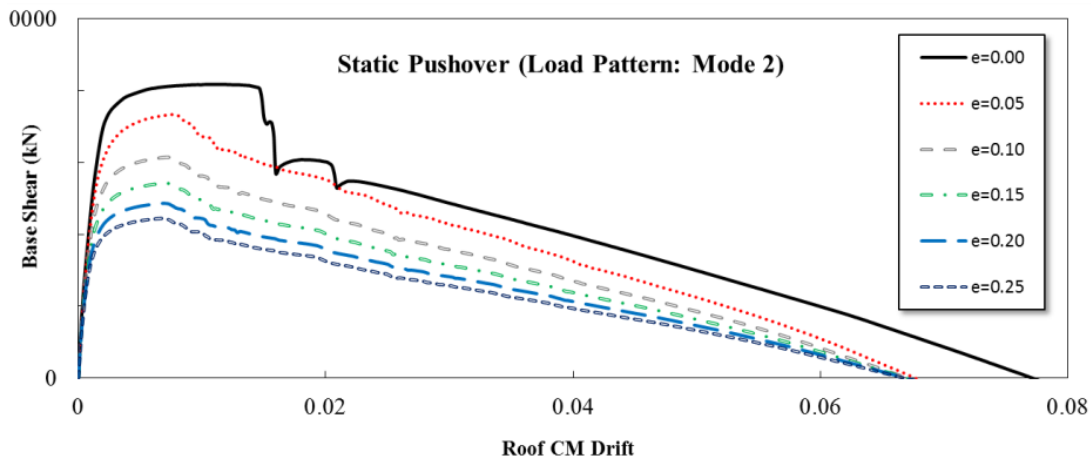
Fig. 1. Plan of the asymmetric structure [13]

بررسی قرار می‌گیرد، اما به عنوان یک معیار تقریبی می‌توان آن را مد نظر قرار داد. در تأیید این مطلب می‌توان به مطالعه نخعی و قناد [۴] اشاره نمود که با بررسی اثرات پدیده SSI بر روی شاخص خسارت پارک و آنگ در یک سیستم تک درجه آزادی به این نتیجه رسیدند که دو پارامتر اساسی در این زمینه مؤثر است: اول یک فرکانس بدون بعد به عنوان شاخص نسبت سختی سازه به سختی خاک و دوم نسبت ارتفاع سازه به شعاع معادل فونداسیون ((Aspect Ratio)) به عنوان شاخصی از لاغری سازه. این تحقیق به این نتیجه رسید که برای سازه‌های با زمان تناوب کم و بر روی خاک نرم، اندرکنش اهمیت بیشتری پیدا می‌کند و صرف‌نظر کردن از اندرکنش، خسارت را دست پایین ارزیابی می‌کند. رابطه پیشنهادی مرجع [۱۴] نیز به نوعی در برگیرنده ترکیبی از این دو کمیت است. برای این سازه هشت طبقه فرکانس مود اول برابر  $\omega_s = 9.33 \frac{1}{sec}$  خواهد بود. همچنین ارتفاع  $h$  برابر ۱۶ متر در نظر گرفته می‌شود. در این صورت بر اساس رابطه پیشنهادی مرجع [۱۴]، به ازای  $c_s = 100 m/s$ ،  $\bar{s} = 1.493$  و به ازای  $c_s = 200 m/s$ ،  $\bar{s} = 0.746$  خواهد بود.

این مدل سه بعدی، در جهات X و Y، به ترتیب دارای ۴ و ۶ دهانه ۵ متری است و ارتفاع تمامی طبقات ۳ متر می‌باشد. سقف تمام طبقات صلب فرض شده است. نامتقارنی سازه به وسیله خروج از مرکزیت جرم ایجاد شده است و سختی سازه متقارن خواهد بود. پلان این سازه در حالت نامتقارن با خروج از مرکزیت جرم در شکل ۱ نمایش داده شده است. از آنجا که تحریک اعمالی یک جهته است، برای واقعی‌تر شدن نتایج از مدل‌سازی دیوارهای برشی جهت متعامد (y) صرف‌نظر می‌شود؛ زیرا اگر در غیاب تحریک متعامد،

روش استخراج منحنی شکنندگی، استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشده (IDA) است. این روش در واقع شامل مجموعه‌ای از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی افزایشده تحت مجموعه‌ای از رکوردهای لرزش زمین، برای یک سازه مشخص است. برای انجام یک تحلیل دینامیکی افزایشده در تحقیقات رایج، یک مبنای اندازه‌گیری خسارت مانند تغییرمکان حداکثر بام یا تغییرمکان حداکثر بین طبقه ای و همچنین یک مبنای اندازه‌گیری شدت زلزله مانند بیشینه شتاب لرزش زمین و یا شتاب طیفی برای مد اول (به ازای میرایی موردنظر) انتخاب می‌گردد. نتایج تحلیل‌های IDA به صورت منحنی IDA نمایش داده می‌شود که معمولاً مقدار شاخص شدت روی محور قائم و مقدار شاخص خسارت روی محور افقی نمایش داده می‌شود.

سازه مورد بررسی یک سازه هشت طبقه بتنی است که در جهت تحریک زلزله دارای سیستم باربر دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی [۱] است. منحنی‌های IDA این سازه بر حسب شاخص خسارت دریافت در مرجع [۱۲] استخراج شده است. علت انتخاب این سازه این است که به دلیل داشتن دیوارهای برشی از سختی نسبتاً زیادی برخوردار است و بنابراین انتظار می‌رود پدیده SSI تأثیر قابل توجهی در آن داشته باشد [۱۴]. در زمینه میزان تأثیرپذیری سازه‌ها از پدیده اندرکنش خاک و سازه در فاز الاستیک، مرجع [۱۴] کمیت  $\bar{s}$  را به صورت  $\bar{s} = \frac{\omega_s h}{c_s}$  به عنوان شاخصی برای سنجش معرفی نموده است. در این رابطه،  $\omega_s$  مقدار فرکانس سازه با تکیه گاه ثابت،  $h$  ارتفاع نظیر نقطه اثر برآیند نیروهای اینرسی و  $c_s$  سرعت موج برشی خاک خواهد بود. هر چند این شاخص برای محدوده الاستیک تعریف شده است و سازه مورد بررسی در این تحقیق در فاز غیرالاستیک مورد



شکل ۲. منحنی پوش آور سازه با تکیه گاه ثابت و با خروج از مرکزیت های مختلف تحت الگوی بار مودی مود دوم

Fig. 2. Pushover curve of fixed base structure with different eccentricity under the second mode load pattern

یکی از روش های رایج، تعیین سختی استاتیکی پیمهای سطحی توسط توابع پیشنهادی مرجع [۱۵] است که به صورت مستقل از فرکانس ارائه شده است و کاربرد آن برای محدوده نسبتاً وسیعی از فرکانس های تحریک (  $0 \leq \frac{w_f r_0}{V_s} \leq 1.5$  ) مجاز است. اما همانگونه که بیان شد، علاوه بر اینگونه روابط تحلیلی، روابط نیمه تحلیلی ارائه شده است که رایج ترین آنها روش نیمه تحلیلی Novak (نرم افزار DYNA5) [۱۷] است. در این تحقیق با استفاده از روش نیمه تحلیلی Novak (نرم افزار DYNA5) مشخصات سختی و میرایی شالوده با استفاده از فرضیات زیر محاسبه شده است:

- شالوده صلب و سطحی، به صورت گسترده و به شکل مستطیل هم اندازه با ابعاد سازه

- محیط خاک به صورت نیمه بینهایت، همگن و همسانگرد

- تأثیر میرایی مادی خاک به صورت مستقل از فرکانس تحریک در نظر گرفته شده است.

- نوع تحریک به صورت هارمونیک و فرکانس آن برابر فرکانس طبیعی سازه

- وزن مخصوص خاک برابر  $1900 \text{ kg/m}^3$ ، نسبت پواسون برای آن  $0.33$  و نسبت میرایی مادی خاک برابر  $0.10$  فرض شده است.

بنابراین با استفاده از روش نیمه تحلیلی Novak (نرم افزار DYNA5) مشخصات سختی و میرایی شالوده محاسبه شده که در جدول ۱ این مقادیر

دیوارهای برشی متعامد در مدل وجود داشته باشد، سختی پیچشی سازه به صورت غیرواقعی بالا خواهد بود. ابعاد عناصر مقاوم سازه ای این مدل و زمان تناوبهای آن در مرجع [۱۲] ارائه شده است.

روش تحلیل استاتیکی غیر خطی با وجود سادگی خود، درک مفیدی از رفتار مورد انتظار سازه را فراهم می کند. بر این اساس، قبل از انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی، یک نمونه از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی این سازه تحت الگوی بارگذاری نظیر مود دوم سازه در شکل ۲ نشان داده شده است. علت استفاده از الگوی مود دوم این است که مود اول ارتعاشی این سازه انتقال در راستای  $y$  (جهت عرضی) است که مد نظر نیست و اولین مودی که حرکت انتقالی در راستای دیوارها و پیچش را به صورت درگیر در بر می گیرد، مود دوم سازه است. الگوی بار جانبی برگرفته از مود دوم، شامل نیروهای جانبی و لنگر پیچشی طبقات است؛ زیرا در این مود شکل، مولفه های انتقالی و پیچشی هر دو حضور دارند.

برای در نظر گرفتن اثرات SSI، از روش زیرسازه استفاده خواهد شد. از آنجا که پی این سازه سطحی در نظر گرفته می شود، تنها اندرکنش اینرسی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. برای حل مسأله اندرکنش در حوزه زمان، نحوه محاسبه مقادیر سختی و میرایی مستقل از فرکانس ارائه شده است که میتوان به مطالعه Richart و همکاران [۱۵] و مطالعه Wolf [۱۶] اشاره نمود. برای تعیین مقادیر سختی و میرایی (توابع امیدانس) روشهای متفاوتی به صورت تحلیلی و نیمه تحلیلی وجود دارد. از میان روش های تحلیلی

جدول ۱. مقادیر سختی و میرایی فونداسیون با استفاده از روش نیمه تحلیلی Novak

Table 1. Stiffness and damping of the supporting foundation using Novak semi-analytical method

	$K_T (N/m)$	$K_Z (N/m)$	$K_r (N/m)$	$C_T (N.s/m)$	$C_Z (N/m.s)$	$C_r (N/m.s)$
$V_s=100 \text{ m/s}$	$10^9 * 1/16$	$10^{11} * 2/52$	$10^{11} * 1/60$	$10^8 * 1/31$	$10^9 * 6/85$	$10^9 * 7/11$
$V_s=200 \text{ m/s}$	$10^9 * 4/70$	$10^{12} * 1/11$	$10^{11} * 7/52$	$10^8 * 2/91$	$10^{10} * 1/52$	$10^{10} * 2/01$

جدول ۲. زمان تناوب های سازه های مختلف بر حسب ثابتهای (e: مقدار خروج از مرکزیت نسبی)

Table 2. Structural periods of the structure for the three cases of base conditions

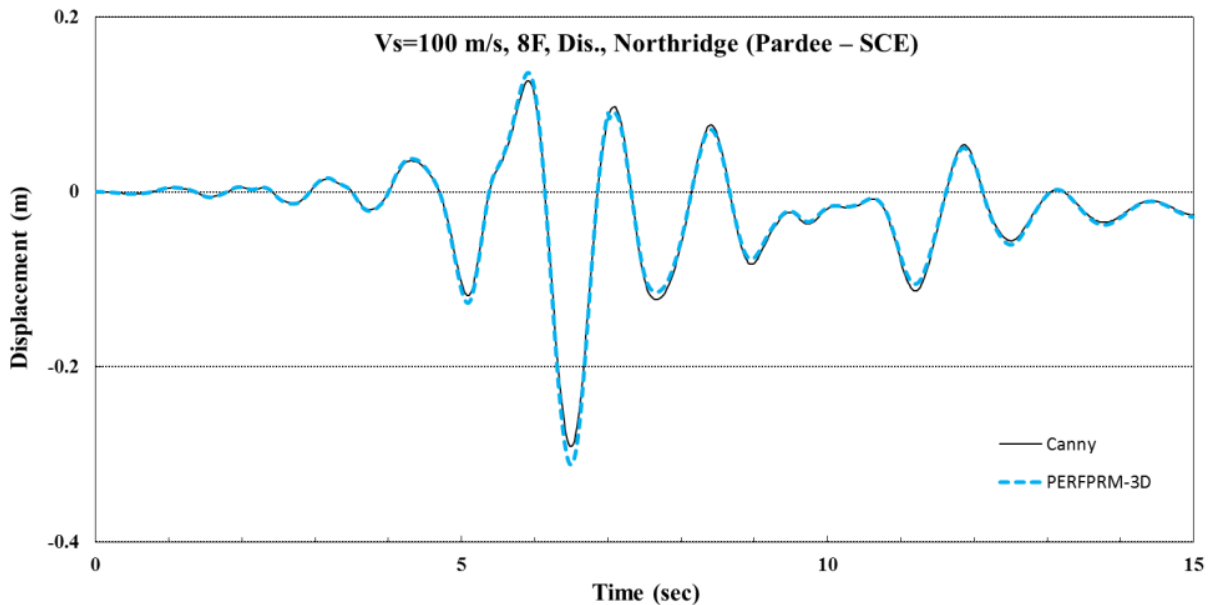
شماره مود	تکیه گاه ثابت		$V_s=200 \text{ m/s}$		$V_s=100 \text{ m/s}$	
	۲	۳	۲	۳	۲	۳
حرکت غالب خروج از مرکزیت	انتقال	دوران	انتقال	دوران	انتقال	دوران
$e=0.00$	۰/۶۷۳	۰/۵۶۵	۰/۸۰۱	۰/۵۹۲	۰/۹۵۴	۰/۶۳۴
$e=0.05$	۰/۶۸۸	۰/۵۵۸	۰/۸۲۲	۰/۵۷۶	۰/۹۷۲	۰/۶۳۶
$e=0.10$	۰/۷۲۷	۰/۵۴۴	۰/۸۴۷	۰/۵۶۱	۰/۹۹۱	۰/۶۳۹
$e=0.15$	۰/۷۸۱	۰/۵۳۰	۰/۸۷۲	۰/۵۴۵	۱/۰۱۶	۰/۶۴۲
$e=0.20$	۰/۸۴۶	۰/۵۱۹	۰/۹۰۲	۰/۵۳۰	۱/۰۴۱	۰/۶۴۵
$e=0.25$	۰/۹۱۸	۰/۵۱۰	۰/۹۳۱	۰/۵۲۱	۱/۰۷۴	۰/۶۴۹

است و تحریک نخواهد شد).

در این تحقیق رکوردها از ایستگاه هایی انتخاب شد که مقدار  $V_{s,r}$  کمتر از ۳۶۵ متر بر ثانیه باشد (در کرنش های کم) و در عین حال برای مدل سازی از دو مقدار ۱۰۰ و ۲۰۰ متر بر ثانیه استفاده میشود؛ زیرا انتظار میرود که در یک تحلیل Free field، تحت کرنش های زیاد ناشی از تحریکات شدید لرزه ای، سرعت موج برشی تا این حدود کاهش یابد. رویکردهای مختلفی برای مدل سازی پدیده اندرکنش خاک و سازه وجود دارد که به صورت خطی، خطی معادل و غیرخطی تقسیم بندی می شود [۱۴]. در زلزله های شدید و تحت کرنش های قابل توجه، سرعت موج برشی خاک کاهش می یابد که این امر موجب کاهش سختی خاک می شود [۹ و ۱۰]. در نتیجه چنانچه در مدل سازی از مقادیر کمتری سرعت موج برشی نسبت به مقادیر اندازه گیری شده در سایت استفاده شود، رفتار غیرخطی خاک به صورت خطی معادل در نظر گرفته شده است. لازم به توضیح است که  $V_{s,r}$

برای دو مقدار متفاوت سرعت موج برشی خاک (۱۰۰ و ۲۰۰ متر بر ثانیه) ارائه شده است. این دو مقدار متفاوت (۱۰۰ و ۲۰۰ متر بر ثانیه) برای سرعت موج برشی خاک در نظر گرفته شده که نماینده محدوده خاک های نرم باشد؛ زیرا در این محدوده انتظار تأثیر بیشتری از پدیده SSI وجود دارد. لازم به ذکر است که برای سازه های نامتقارن محل این فنرها همچنان در محل مرکز سختی طبقات یعنی مرکز سطح پلان واقع است؛ اما مرکز جرم فونداسیون مطابق تمام طبقات به اندازه خروج از مرکزیت مورد نظر تغییر مییابد.

زمان تناوب های این سازه برای حالت های مختلف تکیه گاهی و خروج از مرکزیت، در جدول ۲ ارائه شده است. لازم به ذکر است که اثرات SSI فقط برای انتقال X، گهواره ای حول Y و دوران حول محور قائم Z در نظر گرفته شده است. مود دوم با حرکت غالب انتقالی در راستای X و مود سوم با حرکت غالب دورانی (rotation) خواهد بود (مود اول مود انتقالی در راستای Y



شکل ۳. صحت سنجی حل غیرخطی برای تاریخچه زمانی جابه‌جایی بام تحت زلزله Northridge برای  $V_s=100$  m/s در مرکز جرم بر اساس مقایسه با نتایج نرم افزار PERFORM-3D

Fig. 3. Verification of nonlinear analysis for the roof displacement under the Northridge earthquake and  $V_s=100$  m/s based on the comparison with the PERFORM-3D software

مدلسازی در نرم افزار Canny را نشان می دهد.

رکوردهای مورد استفاده در این تحقیق، رکوردهای منتخب مرجع [۱۲] است که از رکوردهای نزدیک به گسل از پایگاه PEER استخراج شده است. مشخصات این رکوردها در جدول ۳ ارائه شده است. این رکوردها علاوه بر آنکه رکوردها نزدیک به گسل ( $R_{rup} > 13$  km) انتخاب شده است، از نظر طبقه بندی نیز از نوع رکوردهای دارای پالس می باشد [۱۹]. مطالعات مرجع [۲۰] نشان می دهد که برای نسبت های ( $T_p / T_1$ ) بزرگتر از ۲، دیگر افزایش  $T_p$  تغییر محسوسی در منحنی شکنندگی ایجاد نمی کند که این مطلب با در نظر گرفتن زمان تناوب اصلی این سازه که در حدود ۱ ثانیه است، لحاظ شده است. همچنین بزرگای این زلزله ها [۲۱] در محدوده ( $M_w > 6.5$ ) قرار دارد که طبق توصیه نشریه FEMA 695 [۲۲] انتخاب شده است.

### ۳- استخراج منحنی های شکنندگی با در نظر گرفتن همزمان پیچش و اندرکنش خاک و سازه

برای تعریف یک حالت حدی میتوان از نسبت تقاضا به ظرفیت برای یک شاخص خسارت استفاده نمود و یا آنرا مستقیماً به شاخص شدت ارتباط

برابر متوسط سرعت موج برشی خاک در لایه های مختلف تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است که در سایت (به ازای کرنشهای کم) اندازه گیری می شود. برای دستیابی به حل دقیق تاریخچه زمانی غیرخطی، سازه با استفاده از نرم افزار Canny [۱۸] به صورت کامل مدل سازی شده است. نحوه مدل سازی اعضاء در مرجع [۱۲] تشریح شده است؛ اما به طور خلاصه باید اشاره شود که برای تیرها از مدل غیرخطی لنگر-انحنا و برای ستونها اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی را در نظر بگیرد. برای مصالح فولاد، از مدل الاستوپلاستیک کامل و برای مدل سازی رفتار فشاری تک محوری بتن با صرف نظر کردن از مقاومت کششی بتن، از منحنی تنش-کرنش هاگنستاد اصلاح شده، استفاده شده است.

جهت انجام صحت سنجی حل غیرخطی و اطمینان از صحت نتایج، مدلسازی غیرخطی در نرم افزار PERFORM-3D نیز انجام شده است. در شکل ۳، تاریخچه زمانی جابه‌جایی بام برای  $V_s = 100$  m/s در مرکز جرم بام تحت زلزله Northridge (Pardee-SCE) بر اساس مقایسه با نتایج نرم افزار PERFORM-3D ارائه شده است که صحت

1 Fiber element



جدول ۳. تحریکات نزدیک به گسل مورد استفاده

Table 3. Near-faults Earthquake excitations

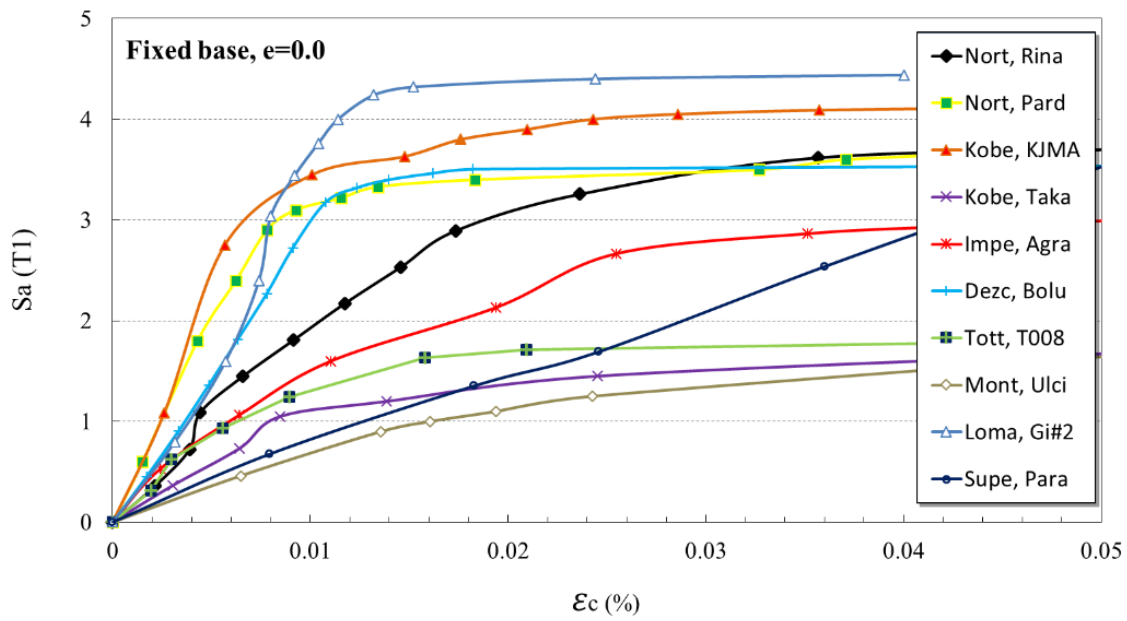
	رخداد زلزله	ایستگاه	مولفه تحریک (از پایگاه داده‌های PEER)	سال	$T_p$ (sec)	PGA (g)	$V_s$ (m/s)	$M_w$	$R_{rup}$ (km)
۱	Dezce-Turkey	Bolu	RSN1602_DUZCE_ BOL000	۱۹۹۹	۰/۸۸	۰/۷۳۹	۲۹۳	۷/۱	۱۲/۰۴
۲	Kobe	KJMA	NGA_no_1106_ KJM000	۱۹۹۵	۱/۰۹	۰/۸۲۱	۳۱۲	۶/۹	۰/۹۶
۳	Northridge	Pardee - SCE	RSN1054_NORTHR_ PAR--L	۱۹۹۴	۱/۲۳	۰/۵۵۷	۳۲۵	۶/۶۹	۷/۴۶
۴	Northridge	Rinaldi Receiving Sta	NGA_no_1063_ RRS228	۱۹۹۴	۱/۲۴۶	۰/۸۲۵	۲۸۲	۶/۶۹	۶/۵
۵	Tottori, Japan	TTR008	RSN3965_TOTTORI_ TTR008EW	۲۰۰۰	۱/۵۴	۰/۳۹۱	۱۳۹	۶/۸۸	۶/۶۱
۶	Kobe	Takatori	RSN1120_KOBE_ TAK000	۱۹۹۵	۱/۵۵	۰/۶۱۸	۲۵۶	۶/۹	۱/۴۷
۷	Loma Prieta	Gilroy Array #2	RSN766_LOMAP_ G02000	۱۹۸۹	۱/۷۲۹	۰/۳۷۰	۲۷۰	۶/۹۳	۱۱/۰۷
۸	Montenegro, Yugoslavia	Ulcinj - Hotel Olimpic	RSN4458_MONTENE.GR_ ULO000	۱۹۷۹	۱/۹۷	۰/۲۹۳	۳۱۸	۷/۱	۵/۷۶
۹	Imperial Valley-06	Agrarias	RSN159_IMPVAL.L.H_H- AGR003	۱۹۷۹	۲/۳۴	۰/۲۸۷	۳۴۲	۶/۵۳	۰/۶۵
۱۰	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	RSN723_SUPER.B_B- PTS225	۱۹۸۷	۲/۳۹	۰/۴۳۲	۳۴۹	۶/۵۴	۰/۹۵

فولاد و بتن برابر  $\varepsilon_{LIS} = 0.6\varepsilon_{su}$  و  $\varepsilon_{LIC} = 0.018$  در نظر گرفته می‌شود. استفاده از روش پیشنهادی این مرجع، این امکان را فراهم می‌کند تا معیارهای میکرو جایگزین معیارهای ماکرو شود و سطوح عملکرد، دقیقتر ارزیابی شود. بنابراین در این تحقیق، برای تعیین شاخص شدت نظیر هر حالت حدی، از این مقادیر حدی برای کرنش فولاد و بتن (هر کدام زودتر رخ دهد) استفاده خواهد شد. به طور نمونه، منحنی IDA سازه با تکیه گاه ثابت و بدون خروج از مرکزیت با استفاده از دو معیار خسارت بیشینه کرنش بتن و بیشینه کرنش فولاد در شکل های ۴ و ۵ نمایش داده شده است.

در این بخش، یک نمونه از توزیع مفاصل پلاستیک سازه برای دو شدت مختلف از یک تحریک به منظور تشریح جزئیات بیشتری از رفتار غیرخطی آن ارائه می‌گردد.

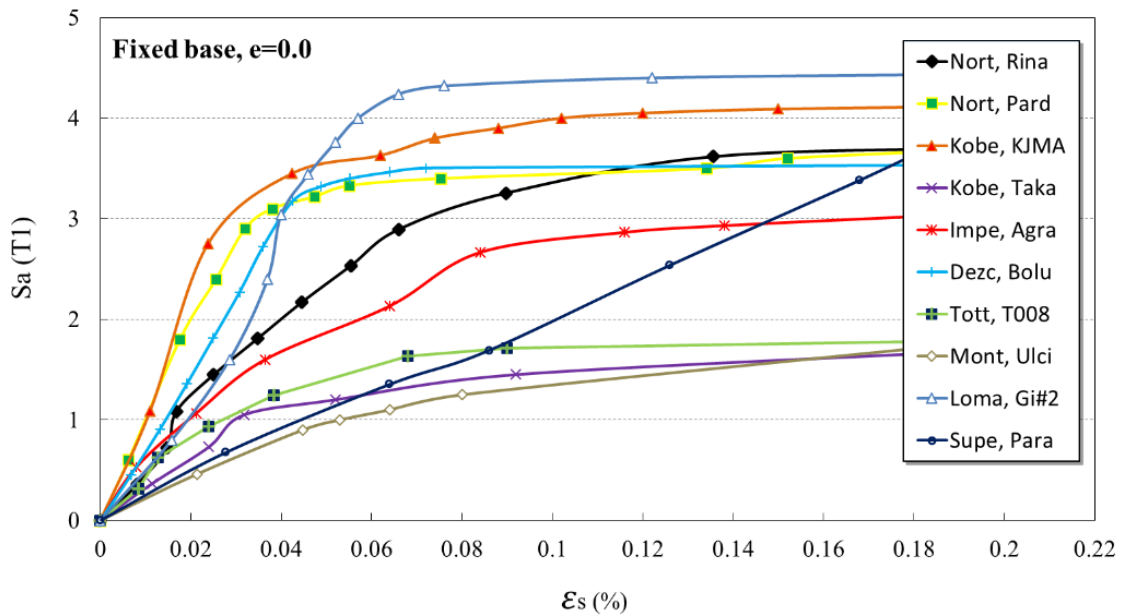
در شکل های ۶ و ۷ توزیع مفاصل پلاستیک سازه متقارن با تکیه گاه ثابت در زلزله Northridge (Pardee-SCE) با شدت مختلف  $S_a = 0.60 \text{ g}$  و  $S_a = 3.40 \text{ g}$  برای دو قاب نمونه از قاب های شامل دیوار برشی و قاب های بدون دیوار برشی نمایش شده است. در این شکل ها، از معیار کرنش تسلیم فولاد استفاده شده است. لازم به توضیح

داد. اساساً استفاده از روش اول ساده تر و کاربردی تر است، زیرا می‌توان به راحتی از نسبت تقاضا به ظرفیت کمیت هایی نظیر جابه‌جایی نسبی طبقات و یا کرنش بیشینه مصالح استفاده نمود. بر همین اساس برای ساختمان های بتنازله با دیوار برشی استاندارد FEMA-356 [۲۳] و استاندارد ASCE/SEI 41-06 [۲۴] مقدار جابه‌جایی نسبی طبقات را برای سطوح عملکرد خدمت رسانی بیوقفه و ایمنی جانی به ترتیب به  $0.5\%$  و  $1\%$  محدود می‌کنند. البته این معیارهای آیین نامه ای اغلب در جهت اطمینان است. به همین دلیل Kircher و همکاران [۲۵]، با در نظر گرفتن چهار سطح خسارت به صورت خفیف (Slight)، ملایم (Moderate)، وسیع (Extensive) و کامل (Complete)، مقادیر در یافت بین طبقه ای را برای آنها بصورت  $0.4\%$ ،  $0.18\%$ ،  $0.23\%$  و  $0.6\%$  پیشنهاد می‌کنند. این پیشنهاد برای سازه های دیوار برشی کوتاه مرتبه که بر اساس آیین نامه UBC [۲۶] طراحی شده اند، ارائه شده است. اما بر اساس پیشنهاد Priestley [۲۷] برای حالت حدی قابلیت سرویس (معادل خدمت رسانی بی وقفه)، کرنش فولاد و بتن باید به مقدار  $\varepsilon_{LIC} = 0.015$  و  $\varepsilon_{LIC} = 0.004$  محدود و برای حالت حدی کنترل خسارت (معادل ایمنی جانی)، محدودیت کرنشی



شکل ۴. منحنی IDA برای سازه با تکیه گاه ثابت و بدون خروج از مرکزیت با معیار خسارت کرنش بتن

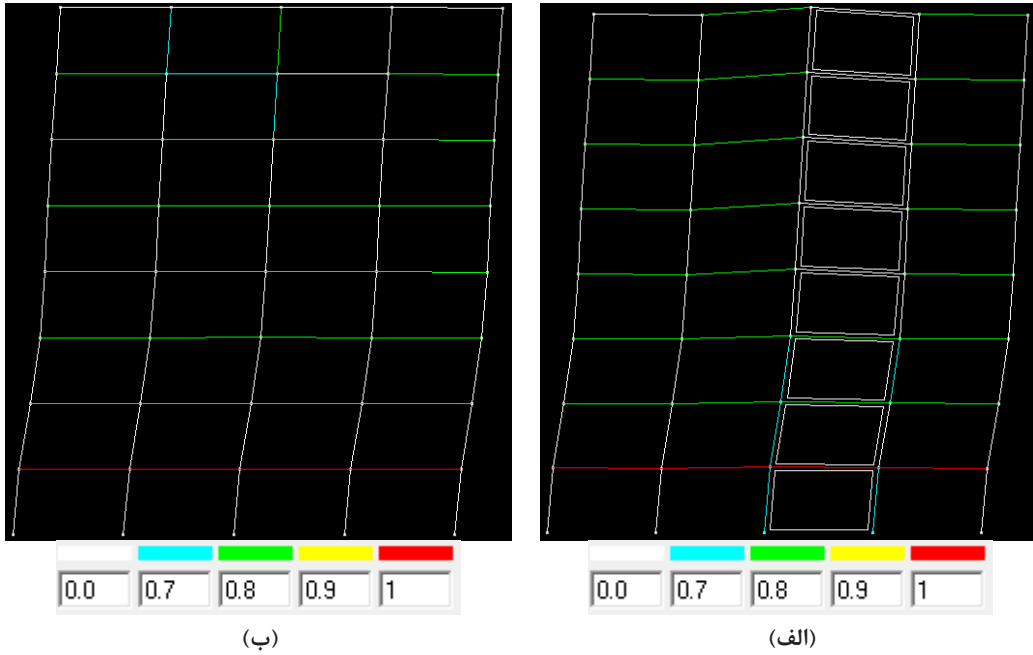
Fig. 4. IDA curve for the symmetric fixed base structure considering the concrete strain damage index



شکل ۵. منحنی IDA برای سازه با تکیه گاه ثابت و بدون خروج از مرکزیت با معیار خسارت کرنش فولاد

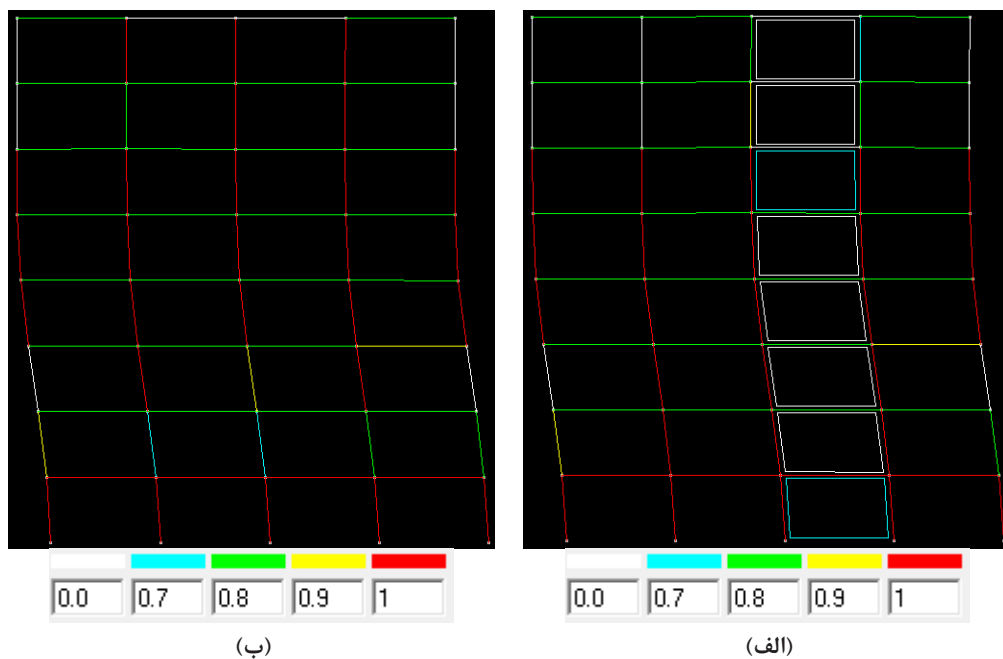
Fig. 5. IDA curve for the symmetric fixed base structure considering the steel strain damage index





شکل ۶. توزیع مفاصل پلاستیک (بر اساس کرنش) سازه متقارن با تکیه گاه ثابت در زلزله Northridge (Pardee-SCE) با شدت  $S_a=0.60\text{ g}$ : (الف) قاب شامل دیوار برشی (ب) قاب بدون دیوار برشی

Fig. 6. Distribution of plastic hinge of the symmetric fixed base structure under the Northridge (Pardee-SCE) earthquake for the intensity of  $S_a=0.60\text{ g}$ : (a) frame with shear wall; (b) frame without shear wall.



شکل ۷. توزیع مفاصل پلاستیک (بر اساس کرنش) سازه متقارن با تکیه گاه ثابت در زلزله Northridge (Pardee-SCE) با شدت  $S_a=3.40\text{ g}$ : (الف) قاب شامل دیوار برشی (ب) قاب بدون دیوار برشی

Fig. 7. Distribution of plastic hinge of the symmetric fixed base structure under the Northridge (Pardee-SCE) earthquake for the intensity of  $S_a=3.40\text{ g}$ : (a) frame with shear wall; (b) frame without shear wall.

جدول ۴. پارامترهای تابع احتمال خدمت رسانی بی وقفه با توزیع تجمعی Log-Normal (e: مقدار خروج از مرکزیت نسبی،  $\eta$  میانه بر حسب شتاب  $g$ ،  $\beta$  انحراف معیار و  $R_s$  ضریب همبستگی نتایج)

Table 4. Parameters of Log-Normal Concentrated Distribution Function for the IO limit state

خروج از مرکزیت	پایه ثابت			$V_s = 200 \text{ m/s}$			$V_s = 100 \text{ m/s}$		
	میانه	انحراف معیار	ضریب همبستگی	میانه	انحراف معیار	ضریب همبستگی	میانه	انحراف معیار	ضریب همبستگی
$e=0.00$	۱/۱۳۱	۰/۴۹۷	۰/۹۷۵	۱/۰۲۳	۰/۳۹۱	۰/۹۶۱	۰/۹۴۷	۰/۴۲۹	۰/۹۵۳
$e=0.05$	۱/۰۸۲	۰/۴۱۲	۰/۹۵۹	۱/۰۱۴	۰/۴۲۳	۰/۹۴۱	۰/۹۰۱	۰/۴۴۲	۰/۹۴۸
$e=0.10$	۱/۰۵۱	۰/۳۵۷	۰/۹۶۳	۰/۸۸۵	۰/۴۴۸	۰/۹۳۸	۰/۸۲۶	۰/۴۴۷	۰/۹۳۹
$e=0.15$	۱/۰۳۴	۰/۳۸۷	۰/۹۶۳	۰/۸۷۹	۰/۴۴۲	۰/۹۱۳	۰/۸۳۳	۰/۴۵۱	۰/۹۲۷
$e=0.20$	۱/۰۱۷	۰/۳۷۶	۰/۹۷۱	۰/۸۷۱	۰/۴۳۴	۰/۸۹۶	۰/۸۳۷	۰/۴۳۹	۰/۹۰۶
$e=0.25$	۰/۹۶۶	۰/۳۹۱	۰/۹۷۴	۰/۸۶۴	۰/۴۳۱	۰/۸۷۹	۰/۸۴۲	۰/۴۳۷	۰/۸۷۶

و همچنین سازه متقارن و نامتقارن تفاوت زیادی با هم دارد، پاسخ طیفی آنها نیز در برخی موارد تفاوت های قابل توجهی دارد و باید از شاخص  $Sa(T1)$  که اثرات مشخصات اصلی سازه نظیر زمان تناوب را در نظر می گیرد، استفاده شود. برای بررسی پدیده SSI سه حالت تکیهگاه ثابت، سرعت موج برشی ۱۰۰ متر بر ثانیه و ۲۰۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است. برای بررسی اثرات عدم تقارن (پیچش) مقادیر خروج از مرکزیت جرم برابر صفر، ۵٪، ۱۰٪، ۱۵٪، ۲۰٪ و ۲۵٪ در نظر گرفته است.

توزیع تجمعی لگاریتم نرمال رایج ترین و معتبرترین تابعی است که در مطالعات منحنی شکنندگی مورد استفاده قرار می گیرد. مطالعات مراجع مختلف نیز تأیید می کند که در میان بیش از چندین توزیع تجمعی مختلف، همچنان توزیع تجمعی لگاریتم نرمال به صورت رابطه (۱) می تواند بهترین نتایج را در پی داشته باشد.

$$P = \text{LogCDF}(x; \eta, \beta) \quad (1)$$

در این رابطه، CDF بیانگر تابع توزیع تجمعی،  $x$  مقدار متغیر تصادفی،  $\eta$  میانه و  $\beta$  انحراف معیار تابع می باشد. مقادیر میانه و انحراف معیار هر یک از توابع شکنندگی برای سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه در جدول ۴ و سطح عملکرد ایمنی جانی در جدول ۵ ارائه شده است.

منحنی های شکنندگی سازه برای سطوح عملکرد خدمت رسانی بیوقفه و ایمنی جانی در حالت های مختلف تکیه گاهی در اشکال ۸ تا ۱۳ ارائه شده

است که مفاصل پلاستیک در انتهای اعضاء اختصاص یافته است و رنگی شدن یک عضو در این شکل ها به معنی گذشتن کرنش فولاد از حد تسلیم در مفاصل انتهایی عضو است. این شکلها کمک می کند تا منحنیهای IDA به صورت ملموس تری تفسیر شوند. همانگونه که در شکل ۶ مشاهده می شود، در زلزله خفیف با شدت  $S_a = 0.60 \text{ g}$  فقط تیرهای طبقه اول در هر دو قاب، دچار تسلیم آرماتور تسلیم شده است. اما در شکل ۷ که شدت زلزله به  $S_a = 3.40 \text{ g}$  افزایش یافته است، علاوه بر تمام تیرها و ستون های طبقه اول، برخی ستون های سایر طبقات نیز دچار تسلیم آرماتور تسلیم شده است.

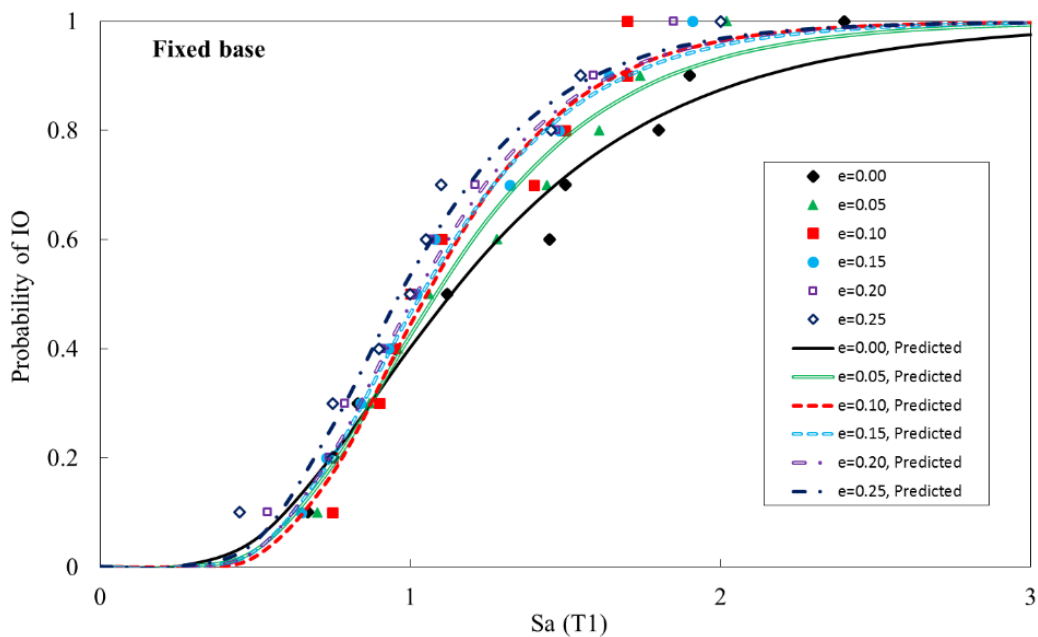
برای نمایش منحنی شکنندگی، اگر قرار باشد از یک کمیت تقاضای مهندسی (EDP) (مثلاً دریفت یا کرنش فولاد و یا بتن) استفاده شود باید به این نکته توجه شود که در تمامی مدل های دارای خروج از مرکزیت، مقدار تقاضا در بیشترین حالت در کل پلان در نظر گرفته شده است که عموماً در لبه نرم رخ می دهد. بنابراین چنانچه منحنی شکنندگی بر اساس این تقاضاها استخراج شود، ممکن است اشتباه تفسیر شود؛ زیرا ممکن است تقاضای لبه نرم سازه نامتقارن در آستانه فروریزش بیشتر از تقاضای سازه متقارن باشد که این به معنی بیشتر بودن ظرفیت سازه نامتقارن نیست. در حالی که اگر مستقیماً از شاخص شدت استفاده شود، این سوء تعبیر از بین خواهد رفت. بنابراین، منحنی های شکنندگی با استفاده مستقیم از شاخص شدت استخراج خواهد شد.

به دلیل آنکه زمان تناوب سازه های با تکیه گاه ثابت و انعطاف پذیر

جدول ۵. پارامترهای تابع احتمال ایمنی جانی با توزیع تجمعی Log-Normal (e: مقدار خروج از مرکزیت نسبی،  $\eta$  میانه بر حسب شتاب  $g$ ،  $\beta$  انحراف معیار و  $R_s$  ضریب همبستگی نتایج)

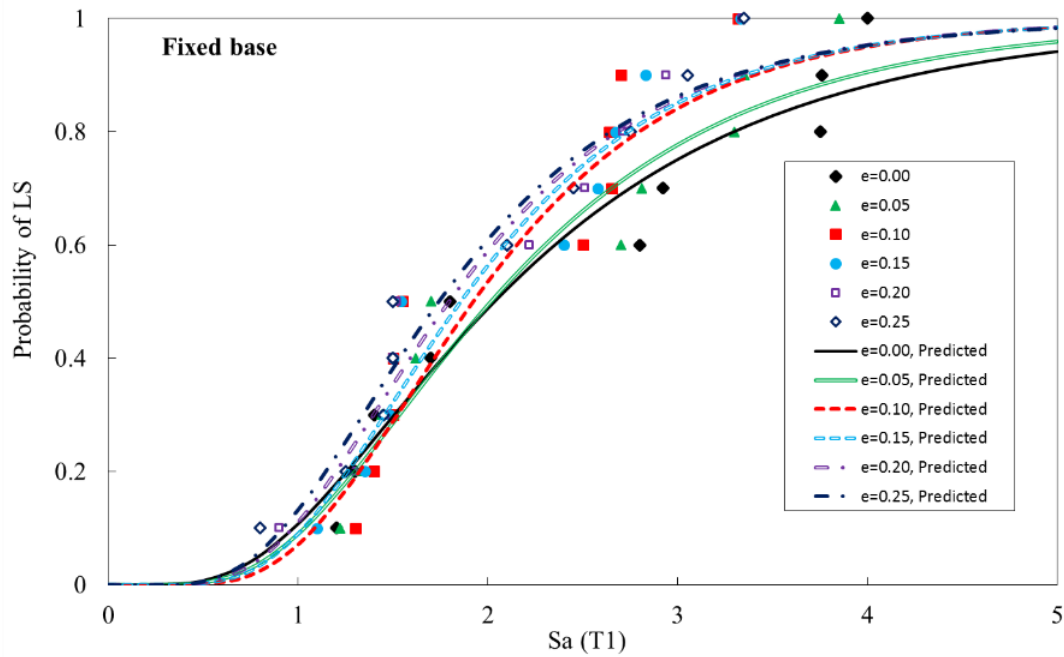
Table 5. Parameters of Log-Normal Concentrated Distribution Function for the LS limit state

خروج از مرکزیت	پایه ثابت			$V_s = 200 \text{ m/s}$			$V_s = 100 \text{ m/s}$		
	میانه	انحراف معیار	ضریب همبستگی	میانه	انحراف معیار	ضریب همبستگی	میانه	انحراف معیار	ضریب همبستگی
$e=0.00$	۲/۰۳۴	۰/۵۷۳	۰/۹۴۱	۱/۷۵۱	۰/۴۱۲	۰/۹۲۵	۱/۵۷۳	۰/۳۲۴	۰/۹۰۱
$e=0.05$	۲/۰۱۵	۰/۵۲۲	۰/۹۲۱	۱/۶۹۳	۰/۴۱۸	۰/۹۱۳	۱/۴۸۲	۰/۳۷۱	۰/۹۱۱
$e=0.10$	۱/۹۲۳	۰/۴۴۵	۰/۸۸۲	۱/۶۴۴	۰/۴۵۶	۰/۹۴۸	۱/۳۹۶	۰/۴۰۹	۰/۹۱۸
$e=0.15$	۱/۸۵۷	۰/۴۶۱	۰/۹۰۷	۱/۵۸۷	۰/۴۶۸	۰/۹۲۶	۱/۴۰۱	۰/۴۰۲	۰/۹۱۳
$e=0.20$	۱/۷۹۶	۰/۴۷۸	۰/۹۲۴	۱/۵۵۹	۰/۴۴۱	۰/۹۱۷	۱/۴۰۵	۰/۳۹۹	۰/۹۰۹
$e=0.25$	۱/۷۴۱	۰/۴۹۷	۰/۹۵۵	۱/۵۲۳	۰/۴۲۷	۰/۸۹۳	۱/۴۰۸	۰/۳۹۸	۰/۹۰۸



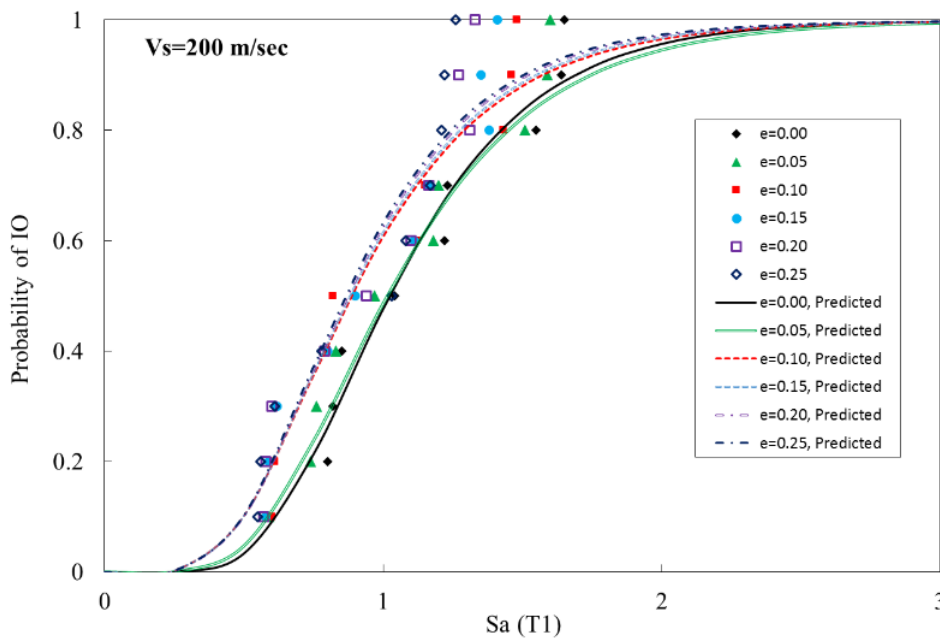
شکل ۸. منحنی شکنندگی سازه با تکیه گاه ثابت برای خدمت رسانی بی وقفه

Fig. 8. Fragility curves of the fixed base structure for the IO limit state



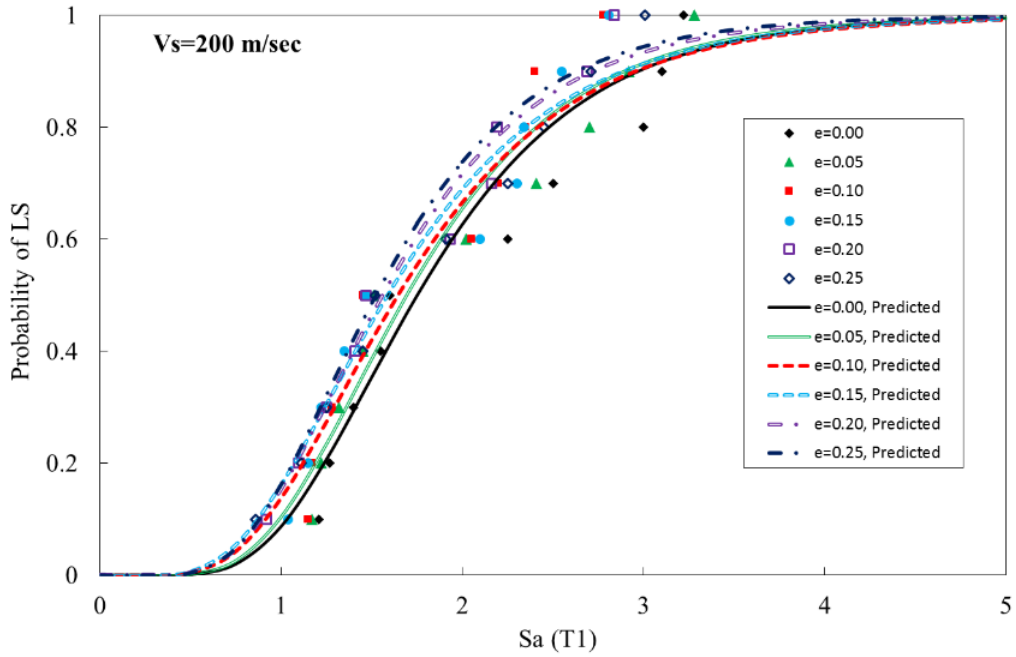
شکل ۹. منحنی شکنندگی سازه با تکیه گاه ثابت برای ایمنی جانی

Fig. 9. Fragility curves of the fixed base structure for the LS limit state

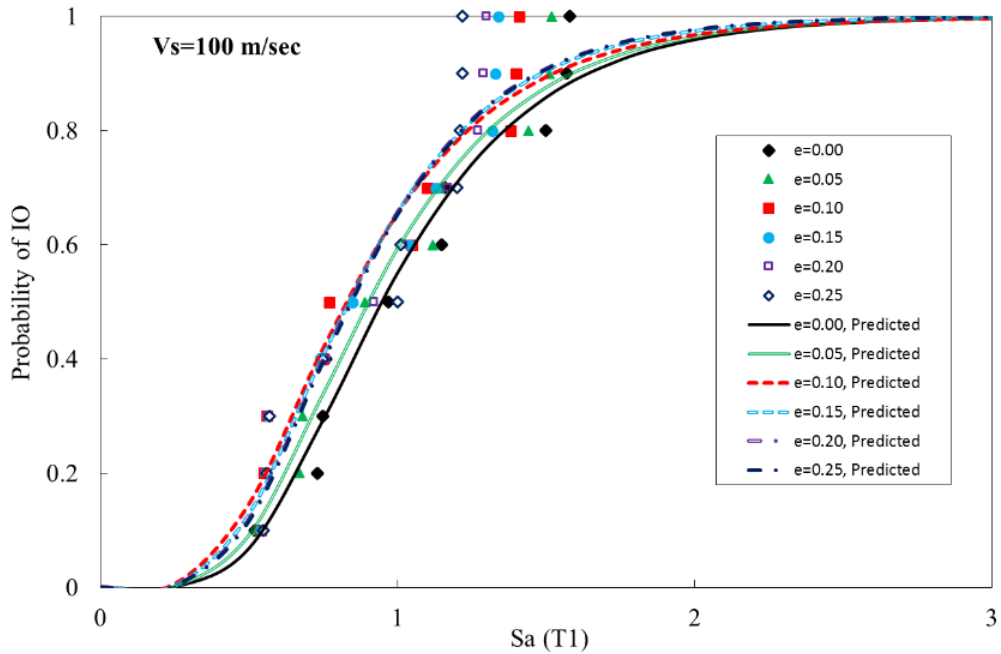


شکل ۱۰. منحنی شکنندگی سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر با سرعت موج برشی  $V_s=200$  متر بر ثانیه برای خدمت‌رسانی بی وقفه

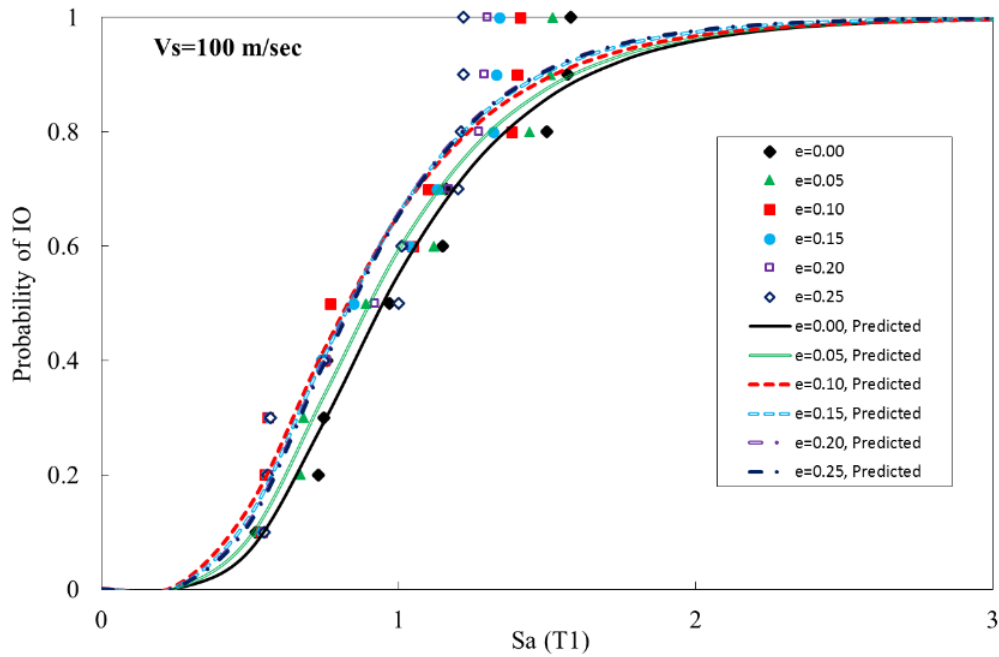
Fig. 10. Fragility curves of the flexible base structure ( $V_s=200$  m/s) for the IO limit state



شکل ۱۱. منحنی شکنندگی سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر با سرعت موج برشی  $200$  متر بر ثانیه برای ایمنی جانی  
 Fig. 11. Fragility curves of the flexible base structure ( $V_s=200$  m/s) for the LS limit state



شکل ۱۲. منحنی شکنندگی سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر با سرعت موج برشی  $100$  متر بر ثانیه برای خدمت رسانی بی وقفه  
 Fig. 12. Fragility curves of the flexible base structure ( $V_s=100$  m/s) for the IO limit state



شکل ۱۳. منحنی شکنندگی سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر با سرعت موج برشی ۱۰۰ متر بر ثانیه برای ایمنی جانی

Fig. 13. Fragility curves of the flexible base structure ( $V_s=100$  m/s) for the LS limit state

خسارت بیشتری را تجربه خواهد نمود.

در بررسی نتایج باید به این نکته نیز توجه شود که مطالعات مرجع [۳] نشان می دهد که پدیده اندرکنش خاک و سازه منجر به تغییر توزیع تقاضای شکل پذیری در ارتفاع سازه می شود که لزوماً کاهش یا افزایشی نیست. بنابراین از آنجا که حالات حدی در منحنی های شکنندگی بر اساس معیار دریفت (و نه معیار نیرویی) تعریف می شود، نباید انتظار داشت که ایده قدیمی کاهش تقاضا در اثر اندرکنش، در این منحنی های شکنندگی تأیید شود. لازم به ذکر است که این موضوع تناقضی با ایده رایج کاهش برش پایه به دلیل اثر اندرکنش ندارد. زیرا همانگونه که در مرجع [۱۴] (که یکی از مراجع مهم موضوع اندرکنش محسوب می شود) ذکر شده است، در نظر گرفتن این پدیده باعث کاهش برش پایه (تا حدود ۳۰٪) می شود؛ اما تغییر مکان های نسبی سازه ممکن است افزایش یا کاهش یابد. هر چند باید به این موضوع توجه شود که آنچه از مرجع [۱۴] ذکر شد و موارد مشابه، با تحلیل های الاستیک بدست آمده است و در مراجع جدیدتری نظیر [۳] (که رفتار غیرالاستیک سازه ها مورد بررسی قرار گرفته است)، تأکید شده است که پدیده اندرکنش، توزیع تقاضای شکل پذیری (توزیع خسارت) در ارتفاع سازه

است. در هر یک از این منحنیها، مقادیر مختلف خروج از مرکزیت جرم مدنظر قرار گرفته است. مشاهده این اشکال نشان می دهد که در سطوح عملکرد خدمت رسانی بیوقفه و ایمنی جانی، حالت های تکیه گاه ثابت و انعطاف پذیر دارای روند یکسانی هستند؛ زیرا تقریباً در همه حالت های تکیه گاهی، با افزایش خروج از مرکزیت، احتمال فراگذشت از سطح عملکرد مورد نظر افزایش می یابد. به بیان دیگر، با شاخص شدت کمتری، سازه عملکرد خود را از دست خواهد داد.

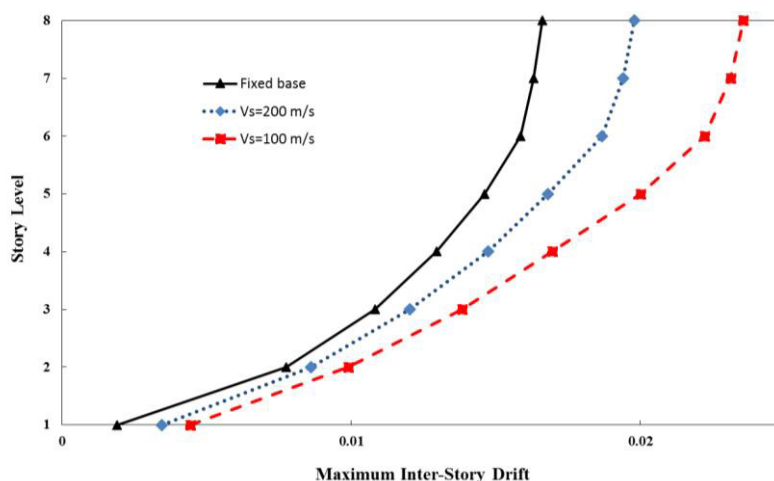
روند کلی حاکم بر نتایج حاکی از آن است که صرف نظر کردن از پدیده اندرکنش خاک و سازه برای چنین سازه هایی، در سطوح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه و ایمنی جانی، در جهت اطمینان نیست و ظرفیت سازه را بیش از مقدار واقعی ارزیابی می کند. علت این پدیده را می توان در افزایش تقاضای دریفت (خسارت) ناشی از افزایش زمان تناوب سازه (به دلیل اثر SSI) جستجو کرد. زیرا در نظر گرفتن پدیده اندرکنش، منجر به نرم شدن سازه و در نتیجه افزایش تقاضای جابه جایی (خسارت) خواهد شد. از آنجا که ظرفیت شکل پذیری سازه تغییری نکرده است، هر چه تقاضای جابه جایی بیشتر شود، نسبت تقاضا به ظرفیت بیشتر شده و سازه به ازای شدت ثابت،



جدول ۶. پیشینه برش پایه الاستیک و غیرالاستیک (بر حسب کیلونیوتن) برای حالت تکیه گاه ثابت و انعطاف پذیر ( $V_s = 100 \text{ m/s}$ ) تحت زلزله Northridge (Pardee-SCE) با شدت  $S_a = 3.4 \text{ g}$

Table 6. Maximum elastic and non-elastic base shear (kN) for fixed and flexible abutment ( $V_s = 100 \text{ m/s}$ ) under Northridge earthquake (Pardee-SCE) with intensity  $S_a = 3.40 \text{ g}$

الاستیک			غیرالاستیک		
تکیه‌گاه ثابت	$V_s = 100 \text{ m/s}$	درصد تغییر	تکیه‌گاه ثابت	$V_s = 100 \text{ m/s}$	درصد تغییر
$1.0^5 * 1/17$	$1.0^5 * 1/22$	+۳/۷۱	$1.0^4 * 1/26$	$1.0^4 * 1/25$	-۰/۹۹



شکل ۱۴. حداکثر دررفت طبقات برای سه حالت تکیه گاه ثابت،  $V_s = 100 \text{ m/s}$  و  $V_s = 200 \text{ m/s}$  تحت زلزله Northridge (Pardee-SCE) با مقیاس طبیعی (شدت برابر  $S_a = 1.53 \text{ g}$ )

Fig. 14. Maximum inter story drift for the fixed base,  $V_s = 200 \text{ m/s}$  and  $V_s = 100 \text{ m/s}$  structure under the Northridge (Pardee-SCE) earthquake with natural scale ( $S_a = 1.53 \text{ g}$ )

نزدیک می شود. به طور نمونه، برای سطح عملکرد ایمنی جانی، مقدار میانه تابع شکنندگی برای تکیه گاه ثابت با خروج از مرکزیت صفر و  $0/25$  به ترتیب برابر  $2/034$  و  $1/741$  بوده است؛ اما برای تکیه گاه انعطاف پذیر (با سرعت موج برشی  $100$  متر بر ثانیه)، این مقادیر به ترتیب برابر  $1/573$  و  $1/408$  شده است که نشان از کاهش تأثیر خروج از مرکزیت دارد.

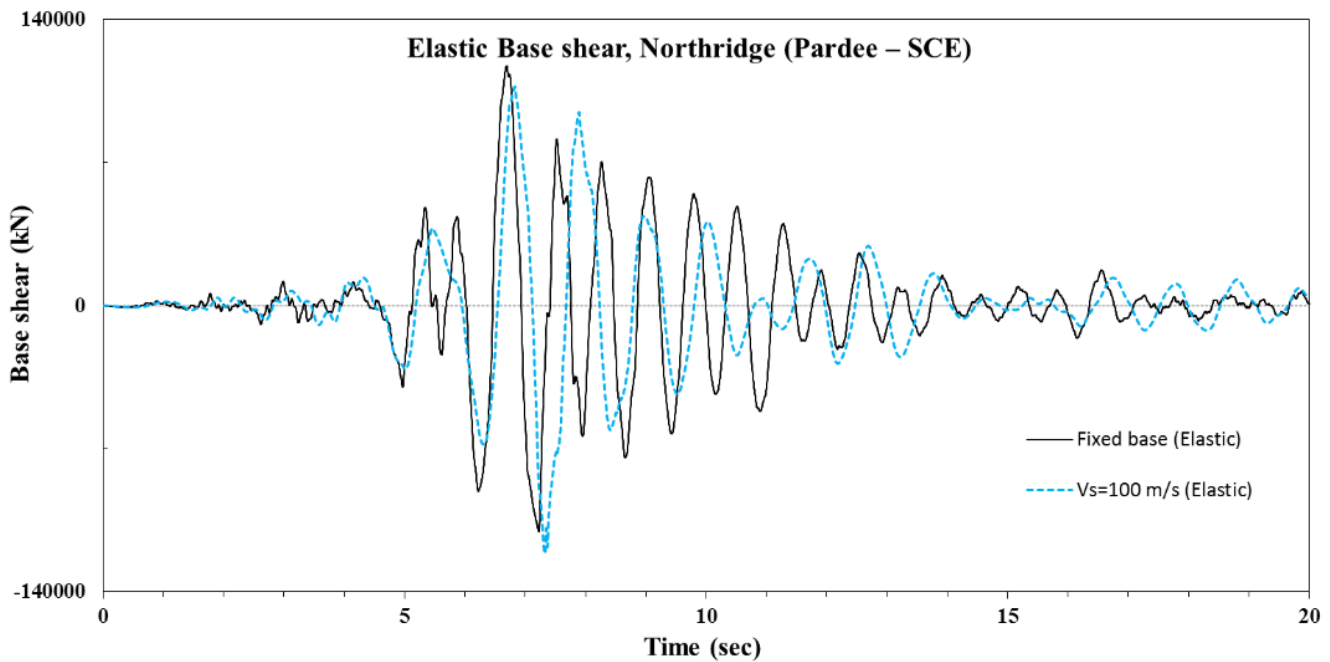
نتایج مرجع [۱۲] برای همین سازه و تحت همین رکوردها نشان می دهد که افزایش خروج از مرکزیت برای حالت تکیه گاه ثابت و حالت سرعت موج برشی  $200$  متر بر ثانیه، منجر به افزایش احتمال فروریزش سازه برای زلزله های با شدت قابل توجه می شود که این نتیجه در سطوح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه و ایمنی جانی نیز در مطالعه حاضر مورد تایید قرار گرفت.

در پایان، به منظور تشریح بیشتر تأثیرات اندرکنش خاک و سازه بر این سازه، حداکثر دررفت طبقات و تاریخچه برش پایه برای حالت تکیه گاه ثابت و انعطاف پذیر ارائه می گردد. ابتدا در شکل ۱۴، این مقایسه برای حداکثر دررفت طبقات تحت زلزله Northridge (Pardee-SCE) با مقیاس

را تغییر می دهد. بنابراین واضح است که امکان کاهش یا افزایش بیشینه خسارت نسبت به حالت تکیه گاه ثابت وجود خواهد داشت.

با توجه به این منحنی ها و جداول مشاهده می شود که با افزایش خروج از مرکزیت، تأثیرات شرایط تکیه گاهی کاهش می یابد. می توان این موضوع را به تغییر زمان تناوب سازه به ازای خروج از مرکزیت های مختلف دانست؛ زیرا افزایش خروج از مرکزیت جرم منجر به افزایش زمان تناوب مود اول سازه می شود. از طرفی در نظر گرفتن شرایط تکیه گاهی انعطاف پذیر نیز منجر به همین افزایش زمان تناوب خواهد شد. بنابراین اگر خروج از مرکزیت جرم زمان تناوب مود اول را افزایش دهد، میزان تغییر پریود ناشی از اثرات شرایط تکیه گاهی تا حدی کنترل می شود؛ به عبارت دیگر، سازه با خروج از مرکزیت جرم دیگر صلبیت سازه اولیه را ندارد تا به شدت تحت تأثیر پدیده اندرکنش خاک و سازه قرار گیرد.

بررسی نتایج نشان می دهد که با انعطاف پذیرتر شدن تکیه گاه، تأثیرات خروج از مرکزیت کاهش می یابد و پاسخ سازه نامتقارن و متقارن به یکدیگر



شکل ۱۵. برش پایه الاستیک برای حالت تکیه گاه ثابت و انعطاف پذیر ( $V_s=100$  m/s) تحت زلزله (Northridge (Pardee-SCE) با شدت  $S_a=3.40$  g

Fig. 15. Elastic base shear for the fixed base and flexible base ( $V_s=100$  m/s) structure under the Northridge (Pardee-SCE) earthquake for the intensity of  $S_a=3.40$  g

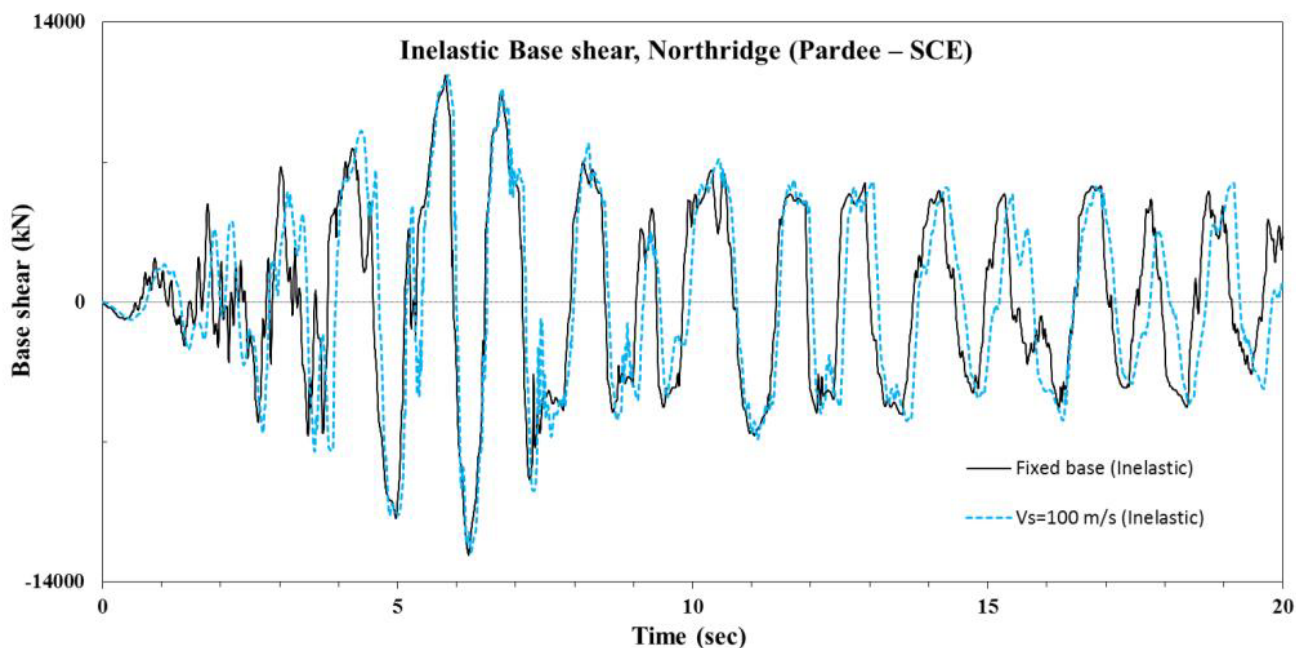
پدیده اندرکنش خاک و سازه در جهت اطمینان نخواهد بود.

#### ۴- نتیجه گیری

در این تحقیق برای استخراج منحنی های شکنندگی برای سطوح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه و ایمنی جانی، به جای استفاده از معیارهای پیشینه دریافت طبقه ای، از معیارهای دقیق تر بر اساس کرنش فولاد و بتن استفاده شده است. به بیان دیگر، معیارهای میکرو جایگزین معیارهای ماکرو شده است تا سطوح عملکرد، دقیقتر ارزیابی شود. مهم ترین نتایجی که منحنی های شکنندگی و جداول مربوط نشان داده است در ادامه خلاصه خواهد شد. مطابق انتظار، افزایش خروج از مرکزیت، منجر به افزایش احتمال از دست رفتن عملکرد مورد نظر سازه برای زلزله های شدید میشود. بنابراین باید مقدار خروج از مرکزیت، به دقت تعیین شود. صرف نظر کردن از پدیده اندرکنش خاک و سازه برای چنین سازه هایی، در سطوح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه و ایمنی جانی، در جهت اطمینان نیست و ظرفیت سازه

طبیعی (شدت برابر  $S_a = 1.53$  g) ارائه شده است. همانگونه که مشاهده میشود با انعطاف پذیر شدن تکیه گاه، حداکثر دریافت طبقات افزایش می یابد که این موضوع با نتایج منحنی های شکنندگی (جدول های ۴ و ۵) همخوانی دارد؛ زیرا در منحنی های شکنندگی نیز با انعطاف پذیر شدن تکیه گاه، مقدار میانه تابع شکنندگی کاهش یافته بود و این به معنی افزایش خسارت به ازای شدت ثابت است.

در شکل های ۱۵ و ۱۶ تاریخچه برش پایه الاستیک و غیرالاستیک تحت زلزله Northridge (Pardee-SCE) با شدت  $S_a = 3.40$  g برای حالت تکیه گاه ثابت و انعطاف پذیر ( $V_s = 100$  m/s) نمایش داده شده است. همچنین مقادیر پیشینه این نیروها در جدول ۶ ارائه شده است. همانگونه که در این جدول مشاهده می شود، تحت این رکورد زلزله، مقدار پیشینه برش پایه با انعطاف پذیر شدن تکیه گاه در حالت الاستیک  $3/71$  درصد افزایش و در حالت غیر الاستیک  $0/99$  درصد کاهش یافته است. این اعداد نیز مانند منحنی های شکنندگی، تأیید می کند که صرف نظر کردن از



شکل ۱۶. برش پایه غیرالاستیک برای حالت تکیه گاه ثابت و انعطاف پذیر ( $V_s=100$  m/s) تحت زلزله (Northridge (Pardee-SCE) با شدت  $S_a=3.40$  g

Fig. 16. Inelastic base shear for the fixed base and flexible base ( $V_s=100$  m/s) structure under the Northridge (Pardee-SCE) earthquake for the intensity of  $S_a=3.40$  g

Demand of 3D R/C Frame Structures, Master's Thesis, Isfahan University of Technology (2008) (in Persian).

- [4] M. Nakhaei, M. A. Ghannad, The effect of soil-structure interaction on damage index of buildings, *Engineering Structures*, 30 (2008) 1491-1499.
- [5] M. E. Rodriguez, R. Montes, Seismic response and damage analysis of buildings supported on flexible soils, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29 (2000) 647-665.
- [6] W. H. Wu, J. F. Wang, C. C. Lin, Systematic assessment of irregular building-soil interaction using efficient modal analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30 (2001) 573-594.
- [7] A. Fuladgar, Effect of Multicomponent Earthquakes on Asymmetric Buildings by Considering Sliding Supports

را بیش از مقدار واقعی ارزیابی می کند. با افزایش خروج از مرکزیت جرم، تأثیرات شرایط تکیه گاهی کاهش می یابد و در نتیجه اهمیت مدل سازی پدیده اندرکنش خاک و سازه نیز کمتر خواهد شد. همچنین با انعطاف پذیرتر شدن تکیه گاه، تأثیرات خروج از مرکزیت کاهش می یابد و پاسخ سازه نامتقارن و متقارن به یکدیگر نزدیک می شود.

## منابع

- [1] M. Halabian, M. S. Birzhandi, Inelastic response of bi-eccentric plan asymmetric RC buildings, *Journal of Structures and buildings*, 167 (SB8) (2014) 469-485.
- [2] B. Crouse, Commentary on soil-structure interaction in U.S. seismic provisions, *Proc. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Boston* (2002).
- [3] R. Emami, Effect of Foundation-Flexibility on Ductility

- Ontario.
- [17] K. Li, CANNY, (2002), Technical Manual (Version CO2): 3-Dimensional Nonlinear Static/ Dynamic Computer Program.
- [18] J. W. Baker, Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5) (2007) 1486–1501.
- [19] A. Liel, The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk, Award Number: G10AP00041, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, (2010).
- [20] S. L. Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Upper Saddle River, New Jersey, 1996.
- [21] FEMA, *Quantification of Building Seismic Performance Factors: FEMA P695*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2009.
- [22] FEMA, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 356*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- [23] ASCE, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings: ASCE/SEI 41-06*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2009.
- [24] A. Kircher, A. A. Nassar, O. Kustu, W. T. Holmes, Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra* 13(4) (1997) 663–682.
- [25] ICBO (1997) *Uniform Building Code*, 1997 Edition. International Conference of Building Officials: Whittier, CA, 1997.
- [26] M. J. N. Priestley, G. M. Calv, M. J. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS Press, 2007.
- and Flexible Foundation, Ph.D. Thesis, Tarbiat Modares University, (2001) (in Persian).
- [8] H. Shakib, Evaluation of dynamic eccentricity by considering soil–structure interaction: a proposal for seismic design codes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24 (2004) 369–378.
- [9] E. Saez, F. Lopez-Caballero, A. Modaressi-Farahmand-Razavi, Effect of the inelastic dynamic soil–structure interaction on the seismic vulnerability assessment, *Structural Safety*, 33 (2011) 51–63.
- [10] A. Barcena, L. Esteva, Influence of dynamic soil–structure interaction on the nonlinear response and seismic reliability of multistorey systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36 (2007) 327–346.
- [11] Y. Tang, J. Zhang, Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects, *Engineering Structures*, 33(1) (2011) 218-229.
- [12] M. S. Birzhandi, A. M. Halabian, Probabilistic assessment of plan-asymmetric structures under the near-fault pulse-like events considering soil–structure interaction, *Advances in Structural Engineering*, 22(3) (2019) 702–721.
- [13] F. Homaei, H. Shakib, Probabilistic confidence level evaluation of vertically irregular steel buildings considering soil–structure interaction, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 33.2(3.2), (2017) 17-27, (in Persian).
- [14] J.P. Wolf, *Dynamic Soil-Structure Interaction*; Prentice-Hall: New Jersey, 1985.
- [15] F. E. Richart, J. R. Hall, R. D. Woods, *Vibrations of soils and foundations*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J, (1970).
- [16] J.P. Wolf, Spring-dashpot-mass models for foundation vibrations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26 (1997) 931–949.
- [17] M. Novak, M. Sheta, L. El-Hifhawy, H. El-Marsafawi, O. Ramadan, (1993) *DYNA5: A Computer Program for Calculation of Foundation Response to Dynamic Loads*. Geotechnical Research Center, University of Western

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*M. S. Birzhandi, Evaluation of Fragility Curves of Asymmetric-Plan Reinforced Concrete Structures in the Near-Fault Earthquakes under the Effect of Torsion Considering Soil-Structure Interaction, Amirkabir J. Civil Eng., 53(11) (2022) 4703-4722.*

**DOI:** 10.22060/ceej.2020.18443.6874



