

## Evaluation of seismic behavior of shear walls with curved foundation

Farhad Salehi Rad<sup>1</sup>, Jamshid Sabouri<sup>2</sup>, Fariba Behrouz Sarand<sup>3</sup>, Hosein Soltani Jighe<sup>4</sup>

1- phd candidate Engineering, Islamic Azad university, branch of Tabriz, Tabriz, Iran

2- Department of Civil Engineering, Islamic Azad university, branch of Tabriz, Tabriz, Iran

3- civil engineering department, Islamic, Azad, Tabriz Branch, Tabriz, Iran

4- Civil Engineering Department, Shahid Madani University, Tabriz, Iran

### ABSTRACT

Shallow foundation rocking movement include the nonlinear behavior of the foundation and soil material during strong earthquake motions that it has been proposed by researchers in recent years as a change in traditional design. In this research, the performance of rocking motion and flexibility of shallow foundations with curved surface have been discussed. For this purpose, the behavior of this type compared to normal shallow foundation and its effect on the behavior of concrete wall-foundation system with different aspect ratios have been studied. Six models of shear wall system with simple and curved foundation modeled by BNWF (Beam on Nonlinear Winkler Foundation) method in OpenSees software. In BNWF method, a series of distributed independent nonlinear soil springs are generated along the footing length and connected to footing elements to simulate the foundation movement including sliding, rocking and settlement. For investigation the behavior of wall-foundation system the pushover and force-settlement curves are extracted. In the results obtained from OpenSees software, the curved foundation with shear wall has lower base shear and ultimate settlement than a simple foundation that with increasing shear wall height the base shear difference was 30 percent increased. In the time history analysis results was observed that the maximum base shear was decreased between 14 to 17 percent in the system with curved foundation, and also has lower critical contact area that with increasing shear wall height was decreased and self-centering coefficient of wall-foundation system was increased.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 10 June 2021

**Revise Date:** 20 August 2021

**Accept Date:** 01 November 2021

**Keywords:** *curved shallow foundation, rocking, BNWF method, pushover, self-centering coefficient*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2021.289202.2468

\*Corresponding author: jamshid sabouri

Email address: j-sabouri@iaut.ac.ir

## بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی با پی انحنادار

فرهاد صالحی‌راد<sup>۱</sup>، جمشید صبوری<sup>۲\*</sup>، فریبا بهروز سرند<sup>۲</sup>، حسین سلطانی جیقه<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز، ایران،

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تبریز، دانشگاه آزاد اسلامی، تبریز، ایران

۳- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید مدنی آذربایجان، تبریز، ایران

### چکیده

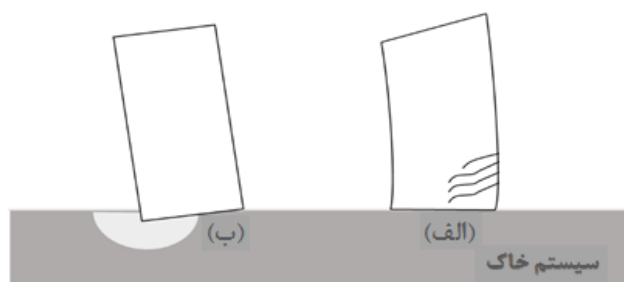
حرکت گهواره‌ای پی شامل رفتارهای غیرخطی هندسی پی و مصالح خاک در حین تحریکات قوی لرزه‌ای می‌باشد که در سال‌های اخیر توسط محققین به‌عنوان تغییری در طراحی سنتی مطرح شده است. در این تحقیق، عملکرد حرکت گهواره‌ای و انعطاف‌پذیری پی‌های سطحی با سطح انحنادار مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور، رفتار این نوع پی‌ها در مقایسه با پی‌های سطحی معمولی و تأثیر آن بر نحوه رفتار روسازه به‌صورت پی و دیوار برشی بتنی با نسبت‌های ابعادی متفاوت مطالعه شده است؛ شش مدل سیستم دیوار برشی با دو نوع پی ساده و انحنادار در نرم‌افزار *OpenSees* به روش تیر بر فونداسیون وینکلر غیرخطی (*BNWF*) مدل‌سازی شده است. در روش *BNWF* یک سری فنرهای مستقل غیرخطی برای در نظر گرفتن رفتار خاک در زیر پی قرار می‌گیرند که به اعضای پی متصل می‌گردند تا نشست، لغزش و حرکت گهواره‌ای پی را مدل‌سازی نمایند. برای بررسی رفتار سیستم پی-دیوار منحنی‌های پوش‌آور و نیرو-نشست استخراج می‌گردند. نتایج حاصل از نرم‌افزار *OpenSees* نشان داد که در سیستم پی انحنادار دارای برش پایه و نشست‌های نهایی کمتر نسبت به سیستم با پی ساده می‌باشد که با افزایش ارتفاع دیوار برشی، میزان کاهش در مقدار برش پایه تا ۳۰ درصد افزایش می‌یابد؛ در تحلیل تاریخچه زمانی انجام شده با شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل نیز مشاهده گردید مقدار برش پایه حداکثر ایجاد شده در سیستم با پی انحنادار نسبت به سیستم با پی ساده بین ۱۴ الی ۱۷ درصد کاهش می‌یابد. همچنین سیستم پی انحنادار با دیوار برشی در مقایسه با پی تخت دارای نسبت سطح تماس بحرانی کمتری بوده و با افزایش ارتفاع دیوار برشی مقدار آن کاهش و مقدار ضریب خودبازگشتی سیستم پی-دیوار افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: پی‌های سطحی، حرکت گهواره‌ای، روش *BNWF*، تحلیل پوش‌آور، ضریب خودبازگشتی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
<a href="https://doi.org/10.22065/JSCE.2021.289202.2468">https://doi.org/10.22065/JSCE.2021.289202.2468</a>	۱۴۰۱/۳/۳۱	۱۴۰۰/۸/۱۰	۱۴۰۰/۸/۱۰	۱۴۰۰/۵/۲۹	۱۴۰۰/۳/۲۰
10.22065/JSCE.2021.289202.2468					
			*نویسنده مسئول:		جمشید صبوری
			پست الکترونیکی:		J-sabouri@iaut.ac.ir

## ۱- مقدمه

پی‌های سطحی می‌توانند تحت نیروهای زلزله با انواع مدهای حرکتی شامل لغزش‌های غیرارتجاعی، نشست و حرکات گهواره‌ای مکانیزم کارآمدی جهت استهلاک انرژی ایجاد کنند که این امر می‌تواند نیروی ورودی به سازه را کاهش دهد. اگرچه تمامی مدهای حرکتی پی شامل لغزش، نشست و حرکت گهواره‌ای توانایی مستهلک کردن انرژی را دارند، مد حرکت گهواره‌ای به دلیل داشتن حرکت خودبازگشتی طبیعی برای سازه، حالت پایدارتری را برای سازه ایجاد می‌کند که این مفهوم برای نخستین بار توسط هاوسنر با استفاده از یک بلوک صلب که اجازه حرکت گهواره‌ای داشت آزمایش شد [۱]. به طور کلی، مکانیزم حرکت گهواره‌ای پی رفتارهای غیرخطی هندسی پی و تسلیم‌شدگی مصالح خاکی را برای کنترل نیروهای ورودی به سازه در حین تحریکات قوی لرزه‌ای در نظر می‌گیرد و در سال‌های اخیر توسط محققین به‌عنوان تغییری در طراحی سنتی مطرح شده است [۲]. در مکانیزم رفتاری دیوارهای برشی در قاب‌های سازه‌ای با پی گیردار، با تشکیل مفصل پلاستیک در پای دیوار مطابق شکل ۱-الف، تغییرشکل‌های زیاد در دیوار ایجاد شده و سبب آسیب‌های سازه‌ای می‌شود. برای جلوگیری از این آسیب، استفاده از رفتار گهواره‌ای سیستم دیوار و پی، با در نظر گرفتن ظرفیت بلندشدگی پی و پتانسیل تسلیم‌شوندگی سیستم خاک، می‌توان دوران‌های مفصل پلاستیک دیوار را کم نموده و آسیب سازه‌ای وارد به دیوار را تا حدود زیادی کاهش داد (شکل ۱-ب) [۳].



شکل ۱: مکانیزم‌های رفتاری دیوار برشی در اعضای سازه‌ای: الف) دیوار با پی گیردار، ب) رفتار گهواره‌ای [۲].

در تحقیقات دیگری که توسط لیو و همکاران انجام شده است، چنین نتیجه‌گیری شده است که انرژی ورودی به سیستم خاک-سازه می‌تواند بین خاک و روسازه با استراتژی طراحی متعادل، مستهلک گردد [۴]. هاردن و هوتچینسون به بررسی و مدل‌سازی عددی پی-های سطحی گهواره‌ای با پاسخ چرخه‌ای غیرخطی پرداخته‌اند [۵]. گجان و همکاران آزمایشات سانتریفیوژ متعددی برای ارزیابی حرکت گهواره‌ای پی‌های سطحی به همراه دیوار برشی با بار چرخه‌ای آرام انجام دادند؛ آن‌ها چنین نتیجه گرفتند که جداسازی قسمتی از پی و تسلیم شدن خاک که در اثر حرکت گهواره‌ای به وجود می‌آید، می‌تواند به‌عنوان مکانیسم‌های استهلاک انرژی سیستم خاک و روسازه در نظر گرفته شود [۶]. علاوه بر آن اندرکنش خاک و سازه تأثیر قابل توجهی در نیروها، تغییرمکان‌های سازه‌ای، آسیب‌پذیری لرزه‌ای و ارزیابی عملکردی دارد. [۷]. در سال ۱۸۶۷ وینکلر برای اولین بار برای در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه مدلی ارائه نمود که در آن فرض عکس-العمل پایه بر این اساس استوار است که نیروی اندرکنش خاک-پی در نقطه روی سطح پی نسبت مستقیمی با تغییرمکان قائم در آن نقطه دارد. ریچادهری و همکاران به کاربرد روش BNWF جهت بررسی لرزه‌ای سازه دیوار برشی به همراه پی سطحی و تأثیر اندرکنش خاک و سازه در نرم‌افزار Opensees [۸] پرداخته‌اند [۹]. ونگ و همکاران، تأثیر بلندشدگی پی بر بارگذاری لرزه‌ای برج توربین بادی با پی سطحی را به وسیله مدل جدید وینکلر بررسی کرده‌اند [۱۰]. در تحقیقات انجام شده توسط هخامنشی و همکاران به بررسی سازگاری تسلیم‌شدگی بین سیستم خاک-پی و روسازه پرداخته شده و نیز تأثیرات شکل پی بر روی نشست‌های ایجاد شده توسط پی‌های گهواره‌ای بررسی شده است [۱۱]. لیو و هوتچینسون در تحقیقی به بررسی سازگاری تسلیم‌شدن سیستم خاک-پی با اجزای روسازه پی پرداخته‌اند و همچنین در

<sup>1</sup> Beam on Nonlinear Winkler Foundation Model

<sup>2</sup> Open System for Earthquake Engineering Simulation

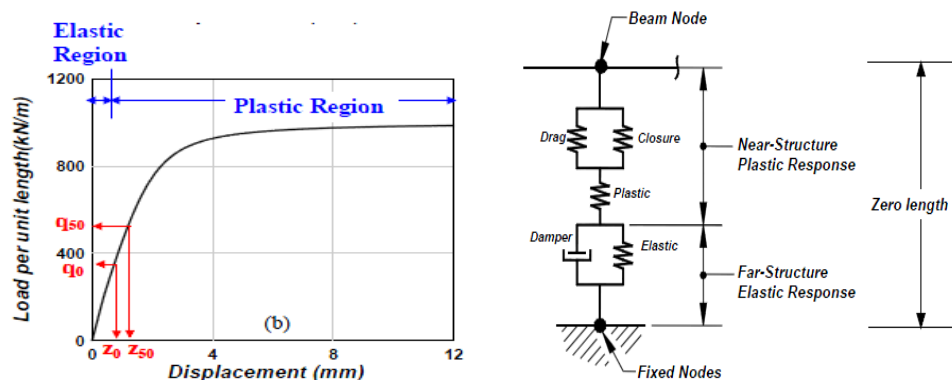
تحقیق دیگری سیستم پی گهواره‌ای و محیط خاک را با استفاده از المان‌های کرنش مسطح دو بعدی موجود در نرم‌افزار Opensees مدل-سازی نموده‌اند [۱۲]، [۱۳]. مدل عددی که در این تحقیق استفاده خواهد شد مدل BNWF یا تیر بر روی فونداسیون وینکلر غیرخطی است که بر مبنای تئوری وینکلر استوار است؛ این روش به دلیل اینکه نیازمند محاسبات کمتر بوده و نیز پیچیدگی کمتری نسبت به سایر مدل‌ها دارد، بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد [۷]. در این تحقیق، علاوه بر استفاده از مزیت‌های پی ساده گهواره‌ای در بستر انعطاف‌پذیر، با استفاده از سیستم پی انحنادار می‌توان رفتار لرزه‌ای سیستم پی-دیوار و همچنین عملکرد گهواره‌ای پی را با کاهش طول تماس بحرانی آن بعد از بلندشدگی پی، بهبود بخشید.

## ۲- مدل‌سازی

Opensees یک نرم‌افزار شیء‌گرا<sup>۳</sup> و کد باز<sup>۴</sup> بوده که قادر به حل مسائل استاتیکی، دینامیکی، ژئوتکنیکی و مسائل سازه‌ای با لحاظ کردن رفتار غیرخطی با بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد. این نرم‌افزار دارای مدل‌هایی متنوع از رفتار مواد همچون رفتار الاستیک، الاستوپلاستیک و یا رفتار پلاستیک با یک فنر یا فنرهای ترکیبی می‌باشد. به‌عنوان مثال گجان در سال ۲۰۰۶ با آزمایشاتی نشان داد که خاک‌های زیر پی‌هایی که تحت تأثیر بار قابل‌توجهی قرار می‌گیرند دچار تغییرات زیادی شده، تسلیم‌شدگی در آن‌ها اتفاق افتاده و به‌صورت غیرخطی رفتار می‌نمایند [۱۳].

### ۲-۱- مدل BNWF و پارامترهای ورودی لازم

روش BNWF یک روش ساده برای در نظر گرفتن اندرکنش غیرخطی خاک-سازه می‌باشد که این امر در تحلیل سازه موجب پایین آمدن نیروهای تقاضا می‌گردد، از طرف دیگر، اثرات جابجایی و دوران حرکت گهواره‌ای ممکن است تغییر مکان‌های ایجاد شده در سیستم سازه-پی را افزایش دهد [۱۴]، [۱۵]. در این روش از المان غیرخطی و یک بعدی فنر برای اتصال پی به خاک اطراف استفاده می‌شود. این فنرها قادر به مدل‌سازی رفتار قائم، خمشی و جانبی هستند. مدل تیر بر روی فونداسیون وینکلر غیرخطی مطابق شکل ۲ شامل فنرهای قائم با طول صفر<sup>۵</sup> و با رفتار غیرخطی است که شامل دو قسمت پاسخ الاستیک (گره ثابت واقع در خاک) و پاسخ پلاستیک (گره آزاد روی پی) می‌باشد. با بهره‌گیری از نسخه‌های اصلاح شده مدل‌های فنرهای Qzsimple2، Pxsimple1 و Txsimple1 در نرم‌افزار Opensees، توانایی مدل کردن نشست، بلندشدگی، میرایی تشعشعی و استهلاک انرژی هیسترتیک فراهم شده است [۱۶]، [۱۷].



شکل ۲: جزئیات رفتار فنر q-z و فنر zero-length [۱۵]، [۱۶]

<sup>3</sup> Object-Oriented

<sup>4</sup> Open-Source

<sup>5</sup> Zero-length

منحنی پوش با یک قسمت الاستیک مشخص می‌گردد که تا ناحیه غیرالاستیک ادامه می‌یابد؛ در قسمت الاستیک، معادله منحنی پوش به کمک رابطه (۱) تعریف می‌گردد:

$$q = k_{in}z \quad (1)$$

که در آن  $q$  بار لحظه‌ای،  $k_{in}$  سختی الاستیک اولیه (مماسی) و  $z$  تغییرمکان لحظه‌ای می‌باشد. محدوده ناحیه الاستیک نیز از رابطه (۲) بدست می‌آید:

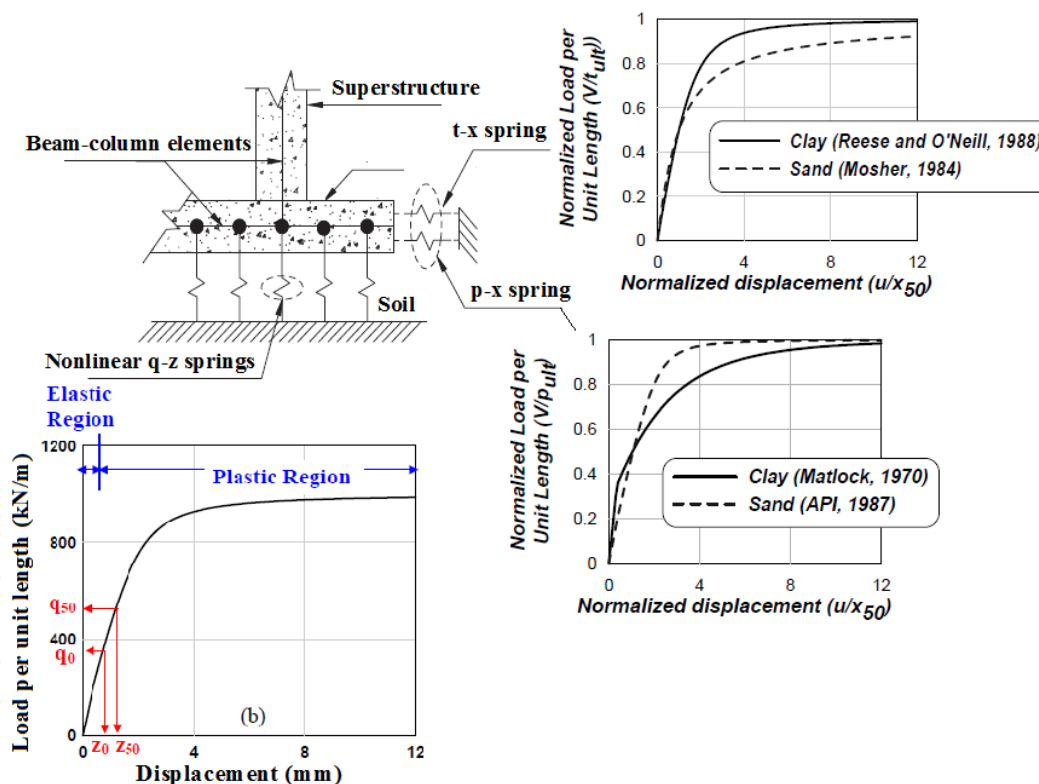
$$q_0 = C_r q_{ult} \quad (2)$$

که در آن  $q_0$  بار در نقطه تسلیم،  $q_{ult}$  بار نهایی و  $C_r$  پارامتر کنترلی ناحیه الاستیک می‌باشد.

در ناحیه غیرخطی یا پس از تسلیم، منحنی پوش به کمک رابطه (۳) تعریف می‌گردد:

$$q = q_{ult} - (q_{ult} - q_0) \left[ \frac{c z_{50}}{c z_{50} + |z^p - z_0^p|} \right]^n \quad (3)$$

$z_{50}$  تغییرمکان در ۵۰٪ از بار نهایی،  $z_0$  تغییرمکان در نقطه تسلیم،  $c$  و  $n$  پارامترهای تشکیل‌دهنده کنترلی شکل منحنی پوش در ناحیه بعد از تسلیم می‌باشد. از المان فنری zero-length برای مدل‌سازی فصل مشترک پی و خاک استفاده می‌شود که از سه نوع آن به صورت فنرهای  $q-z$  برای در نظر گرفتن مقاومت‌های قائم و دورانی پی به‌عنوان مثال بلندشدگی و نشست در حین حرکت گهواره‌ای استفاده می‌شود. میرایی تشعشعی خاک که در نرم‌افزار Opensees به صورت مصالح فنری Qzsimple2 تعریف می‌گردد. فنرهای افقی  $p-x$  برای مقاومت غیرفعال خاک در لبه‌های پی و فنرهای افقی  $t-x$  برای منظور نمودن مقاومت لغزشی پی در اثر اصطکاک پایه پی به کار گرفته می‌شوند. منحنی پوش عمومی از رفتار مصالح فنرهای قائم و افقی در شکل ۳ نشان داده شده است [۱۷]، [۲۰].



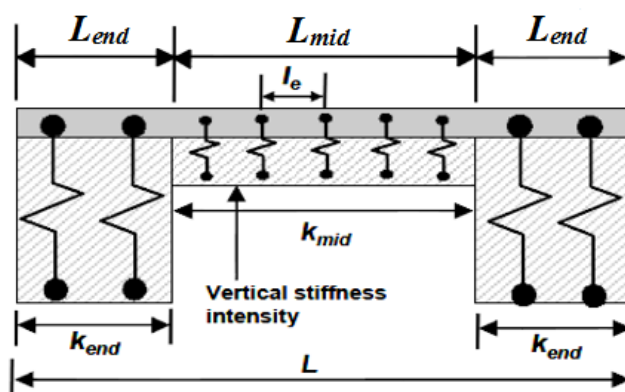
شکل ۳: جزئیات منحنی پوش عمومی از فنرهای قائم و افقی مدل وینکلر غیرخطی (BNWF) [۲۰].

پارامترهای موردنیاز برای مدل‌سازی به روش BNWF شامل دو بخش می‌گردد که بخش اول شامل پارامترهایی است که توسط کاربر به برنامه در نرم‌افزار Opensees وارد می‌شود مانند (ظرفیت باربری پی، سختی افقی و قائم پی، نوع خاک و ...)؛ روابط سختی افقی و قائم با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و پی، طبق روابط گزتاس از معادلات (۴) و (۵) محاسبه می‌گردد [۱۸].

$$K_h = \frac{GL}{2-v} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \quad (4)$$

$$K_v = \frac{GL}{1-v} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \quad (5)$$

بخش دوم پارامترهایی است که در خود کد نرم‌افزار موجود است (مانند محدوده الاستیک پی، تنش پس از تسلیم، سختی باربرداری و...). برای منظور کردن اثر دوران پی در مدل‌ها، مطابق شکل ۴، نسبت سختی انتهایی  $R_k$  که برابر  $K_{end}/K_{mid}$  می‌باشد و نسبت طول انتهایی پی  $R_e$ ، برابر  $L_{end}/L$  تعریف می‌گردد و  $l_e$  فاصله فنرها می‌باشد [۵].



شکل ۴: مش‌بندی فنرها، طول‌ها و توزیع سختی متغیر در مدل BNWF [۵].

بر اساس میزان دقت مش‌بندی معرفی شده توسط کاربر، نرم‌افزار قادر است تعداد فنرهای لازم برای مدل‌سازی را تشخیص دهد.

## ۲-۲- سطح تماس بحرانی و نسبت خودبازگشتی پی

با فرض توزیع تنش مثلثی در بلندشدگی پی و تسلیم شدن خاک بعد از بلندشدگی، طول تماس پی بعد از بلندشدگی در دو پی ساده و انحنادار با توجه به تنش بدست آمده از لبه پی (نیرو خروجی نرم‌افزار و سهم بارگیری فنر لبه) با استفاده از رابطه ۶ قابل محاسبه خواهد بود.

$$N = \frac{1}{2} \cdot x \cdot B \cdot \sigma \quad (6)$$

که در این رابطه  $N$  مجموع نیروهای قائم اعمال شده،  $x$  طول تماس پی بعد از بلندشدگی،  $B$  عرض پی و  $\sigma$  تنش در لبه پی در هنگام بلندشدگی می‌باشد. پدیده خودبازگشتی، یکی از تأثیرات مثبت مکانیزم حرکت گهواره‌ای است. دنگ و همکاران نسبت خودبازگشتی پی-های گهواره‌ای را به صورت رابطه ۷ تعریف کرده‌اند:

$$R_d = \frac{1}{2.6\rho_{ac} + 1} \quad (7)$$

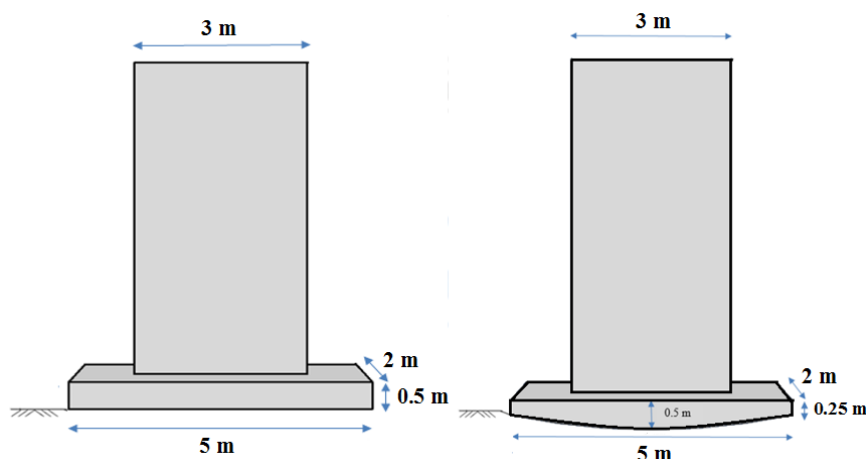
که در آن  $\rho_{ac}$  نسبت سطح تماس بحرانی پی و  $R_d$  نسبت خودبازگشتی سیستم پی-دیوار می‌باشد. سطح تماس بحرانی پی، حداقل سطحی است که بایستی پی بعد از بلندشدگی در تماس باشد تا تعادل سیستم پی-دیوار حفظ گردد [۱۱].

## ۲-۳- مدل‌های مورد بررسی در دو حالت سیستم با پی ساده و انحنادار

در این پژوهش برای ارزیابی رفتار دیوار برشی به همراه پی انحنادار، سه نوع سیستم دیوار برشی با ارتفاع متفاوت و طول دهانه برابر (با نسبت‌های ابعادی متفاوت) مختلف مطابق شکل ۵ به صورت شماتیک کلی برای پی ساده و انحنادار به روش مدل BNWF یا تیر بر فونداسیون وینکلر غیرخطی تحلیل گردید. در این شکل‌ها تمامی ابعاد یکسان و فقط ارتفاع متفاوت است. شش مدل سیستم دیوار برشی به همراه پی در نرم‌افزار Opensees به روش تیر بر فونداسیون وینکلر غیرخطی مدل‌سازی شدند که در سه مدل پی به صورت ساده و در سه مدل دیگر پی انحنادار انتخاب گردید. طول دهانه دیوار برشی در تمام مدل‌ها برابر ۳ متر و ابعاد و مشخصات سازه‌ای بتن مورد استفاده در دیوار برشی مطابق جدول ۱ می‌باشد.

جدول ۱: مشخصات ابعادی و بتن دیوار برشی

ارتفاع دیوار	ضخامت دیوار	وزن مخصوص بتن دیوار	مقاومت مشخصه بتن
۳ (m)	۰/۲ m	$\gamma=2500 \text{ kg/m}^3$	$f_c=30 \text{ MPa}$
۶ (m)			
۱۲ (m)			



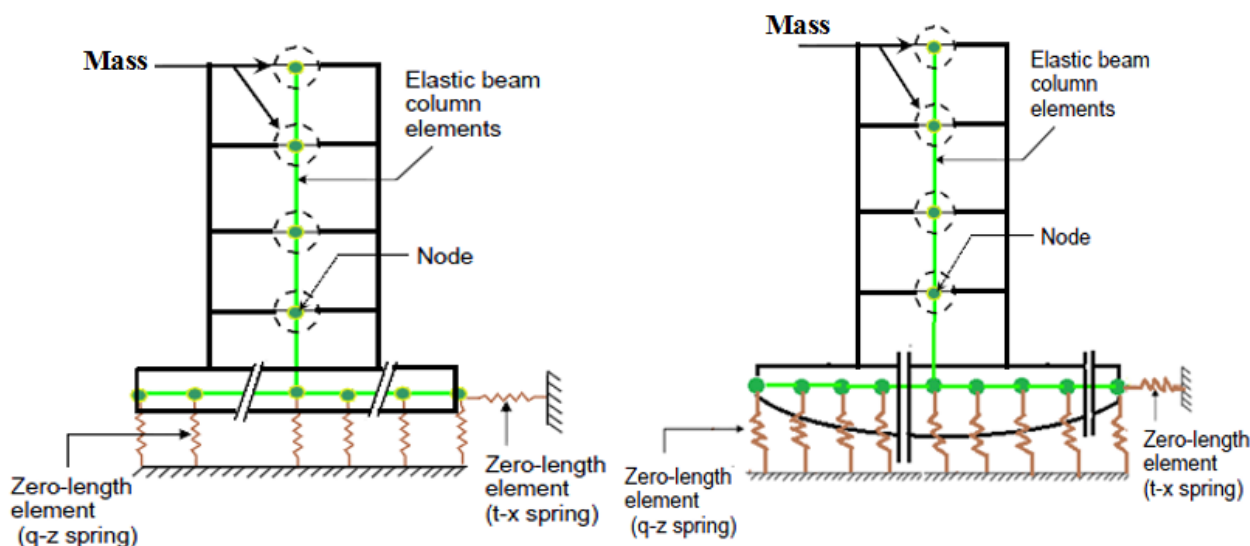
شکل ۵: شماتیک کلی دیوار برشی به همراه پی ساده و انحنادار

پی در تمامی مدل‌ها صلب در نظر گرفته شد و مطابق شکل ۶ از المان‌های تیر-ستون در نرم‌افزار Opensees ما بین گره‌ها در پی و دیوار استفاده گردید. در پی انحنادار سطح مقطع و ممان اینرسی برای این المان‌ها به صورت متغیر و برای هر گره تعریف می‌شود. معادله انحنای پی به صورت معادله ۸ به نرم‌افزار معرفی شده که در هر گره، ارتفاع پی انحنادار ( $z$ )، بدست آمده و سطح مقطع و ممان اینرسی آن محاسبه شده و در مدل‌سازی گره‌ها و المان‌های متصل‌کننده (تیر-ستون) استفاده می‌گردد.

$$z = 0/04x^2 \quad (8)$$

<sup>6</sup> Rigid

که در این رابطه  $x$  مختصات طولی پی از مرکز آن و  $z$ ، ارتفاع پی انحنادار در مختصات مورد نظر می‌باشد. مشخصات ابعادی پی ساده و انحنادار و مشبندی فنرها مطابق جدول ۲ می‌باشد که بر اساس مشخصات فنی خاک و ابعاد دیوار برشی بدست می‌آید، فاصله فنرها نیز در ناحیه میانی، ۲ درصد طول کل پی و در نواحی انتهایی ۱ درصد طول پی لحاظ شده است. ظرفیت باربری قائم پی با استفاده از روابط ترازقی محاسبه شده که ظرفیت باربری هر فنر نیز با توجه به سهم بارگیری و موقعیت آن در مدل محاسبه می‌گردد. مدل پی و ناحیه فصل مشترک آن با خاک به روش BNWF مدل‌سازی شده است و مدل رفتاری مورد استفاده برای بتن در Opensees، مشابه مدل مندر [۲۱] انتخاب گردید.



شکل ۶: المان‌های مورد استفاده در مدل BNWF سیستم پی ساده و انحنادار با دیوار برشی

جدول ۲: مشخصات ابعادی و مشبندی پی

پارامترهای مشبندی	ابعاد پی (متر)
$R_k = 5$	$L = 5$ (طول پی)
$R_e = 0.2$	$B = 2$ (عرض پی)
	$H = 0.5$ (ارتفاع پی ساده)

## ۲-۴- مدل‌سازی خاک زیر پی و اندرکنش آن با سازه

در مدل‌ها، پی بر روی خاک ماسه‌ای با تراکم متوسط مطابق مشخصات جدول ۳ [۷] در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شده است.

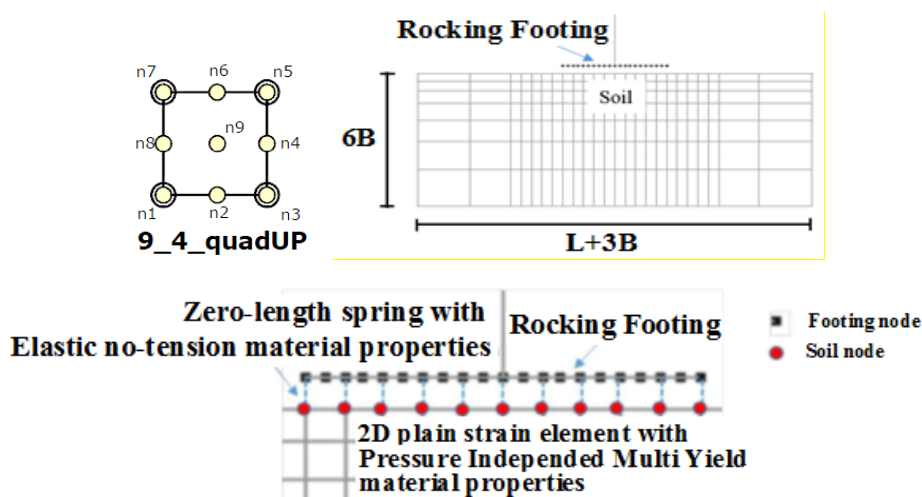
جدول ۳: مشخصات فنی خاک ماسه‌ای با تراکم متوسط [۷].

نوع خاک	$\phi$ (Degree)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	$\gamma$ (kgf/m <sup>3</sup> )	G (kgf/cm <sup>2</sup> )	$V_s$ (m/sec)
ماسه‌ای با تراکم متوسط	۲۷	۰/۱۰	۰/۴	۱۹۰۰	۷۳۲	۲۷۵

<sup>7</sup> Mander



برای مدل سازی محیط خاک و همچنین اندرکنش بین خاک، پی و سازه از مدل رفتاری Pressure Independ Multi Yield استفاده شده که توانایی مدل سازی رفتار خاک های ماسه ای را داشته و یک مدل با رفتار الاستیک-پلاستیک می باشد و این مدل به تغییر فشار شامل اتساع (افزایش یا کاهش حجم در اثر تغییر شکل برشی) حساس نیست. المان های 9-4 Quad UP (۹ گره دارای ۴ درجه آزادی) به صورت کرنش مسطح در نظر گرفته شده و شرایط مرزی دوردست، با توجه به طول و عرض پی، به صورت شکل ۷ به نرم افزار Opensees معرفی شده است [۱۳].



شکل ۷: شرایط مرزی دوردست محیط خاک و المان های مورد استفاده در آن [۱۳].

همچنین برای لحاظ کردن میرایی تشعشعی خاک، ضریبی برای تصحیح سختی سطح پی با در نظر گرفتن اثرات دینامیکی خاک روی پی محاسبه می شود و همچنین روابطی برای تعیین میرایی تشعشعی در جهات مختلف با استفاده از ضریب سختی و ابعاد پی مطابق جدول ۴، پیشنهاد شده است که در این روابط B و L ابعاد پی، G مدول برشی خاک،  $K_{surf}$  سختی سطحی پی،  $\nu$  نسبت پواسون خاک،  $\omega$  فرکانس سازه، و  $V_s$  سرعت موج برشی خاک می باشد. سختی ها و میرایی بدست آمده را می توان با فنر زیر فونداسیون مطابق شکل ۳ مدل کرد [۱۹].

جدول ۴: روابط میرایی تشعشعی در جهات مختلف جابجایی [۱۹].

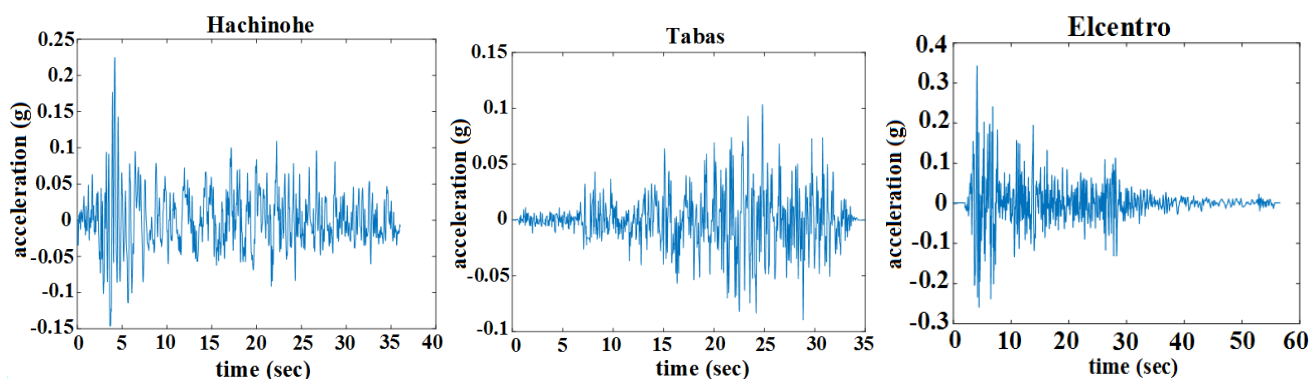
درجه آزادی	ضریب اصلاح سختی در جهت مورد نظر	رابطه میرایی تشعشعی در جهت مورد نظر
جابجایی در جهت z	$\alpha_z = 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B)}\right) + a_0^2}$ $a_0 = \omega B / V_s$	$\beta_x = 1 - \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$ $a_0 = \frac{\omega B}{V_s}; \psi = \sqrt{2(1-\nu)(1-2\nu)}$
جابجایی در جهت y	$\alpha_y = 1$	$\beta_y = 1 - \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
جابجایی در جهت x	$\alpha_x = 1$	$\beta_x = 1 - \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$

## ۲-۵- تحلیل‌های پوش‌آور و تاریخچه زمانی

در این پژوهش ابتدا به تحلیل پوش‌آور بر روی مدل‌های مورد بررسی جهت استخراج و مقایسه نیروهای برشی و تغییرمکان‌های تسلیمی در دو سیستم با پی ساده و انحنادار پرداخته می‌شود. در تحلیل پوش‌آور بر اساس کنترل تغییرمکان، مقدار تغییرمکان هدف مطابق راهنمای آیین‌نامه FEMA356 برای هر مدل ۱۵ درصد ارتفاع دیوار و گام‌های تغییرمکان در تحلیل ۰/۱ درصد ارتفاع دیوار در نظر گرفته می‌شود. در ادامه این تحقیق به بررسی رفتار لرزه‌ای مدل بلند سیستم دیوار برشی با پی ساده و انحنادار به صورت تحلیل تاریخچه زمانی تحت سه شتاب‌نگاشت دور از گسل السنترو، هاچینوهه و طبس مطابق مشخصات جدول ۵ و شکل ۸ پرداخته می‌شود.

جدول ۵: مشخصات زلزله‌های مورد بررسی

نام زلزله	فاصله از گسل (km)	PGA (g)
السنترو	۲۵/۴۱	۰/۳۵
هاچینوهه	۲۴/۱۸	۰/۲۳
طبس	۲۳/۴۵	۰/۱



شکل ۸: شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل مربوط به زلزله‌های السنترو، هاچینوهه و طبس

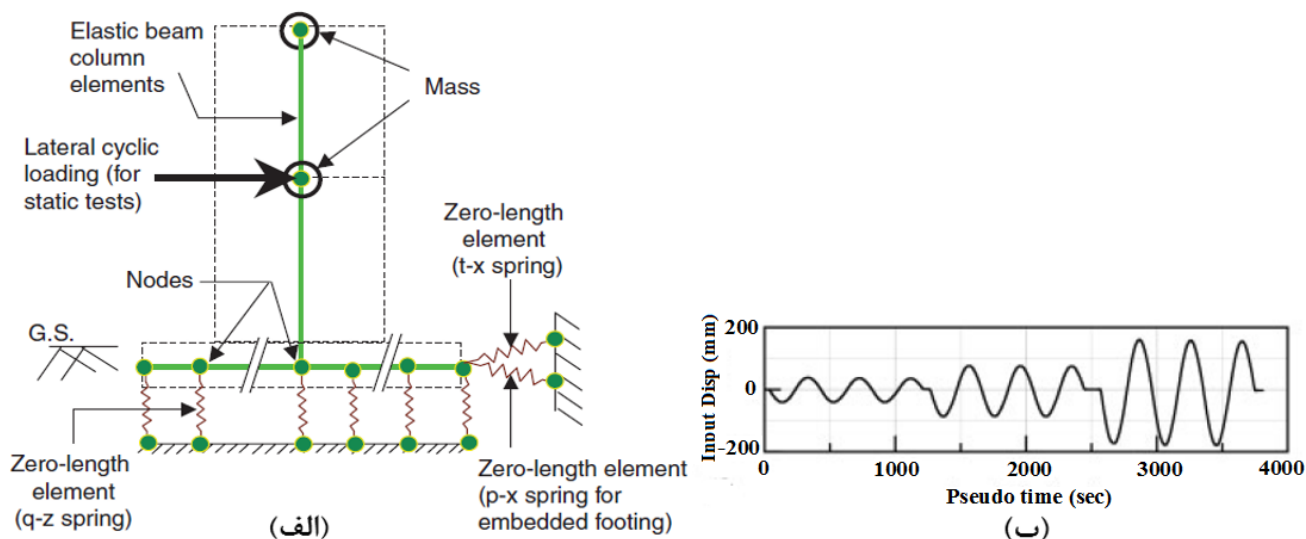
## ۳- بررسی صحت‌سنجی مدل‌ها

برای راستی‌آزمایی نتایج تحلیل‌های عددی، نیاز است تحلیل انجام شده در نرم‌افزارهای عددی مورد ارزیابی قرار گیرد. بدین منظور، مدل دیوار برشی ریچادهری [۱۶] با نسبت ابعادی متوسط در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی و تحلیل شد و نتایج حاصل از این مدل‌سازی با نتایج [۱۶] مقایسه گردید. جزئیات این تحلیل به شرح زیر است.

مطابق شکل ۹-الف، مدل صحت‌سنجی به صورت سیستم پی به طول ۲/۸ متر و عرض پی ۰/۶۸ متر به همراه دیوار برشی در نرم‌افزار Opensees به روش BNWF (تیر بر روی فونداسیون وینکلر غیرخطی) مدل‌سازی شده، گره‌ها و المان‌های بین‌گره‌ای به صورت تیر-ستون در پی و دیوار معرفی شده است. مشخصات مربوط به خاک متراکم مطابق جدول ۶ [۱۶] و سایر پارامترها و مش‌بندی‌ها به نرم‌افزار معرفی گردیده و همچنین الگوی بار چرخه‌ای به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرمکان مطابق نمودار شکل ۹-ب به دیوار اعمال می‌گردد.

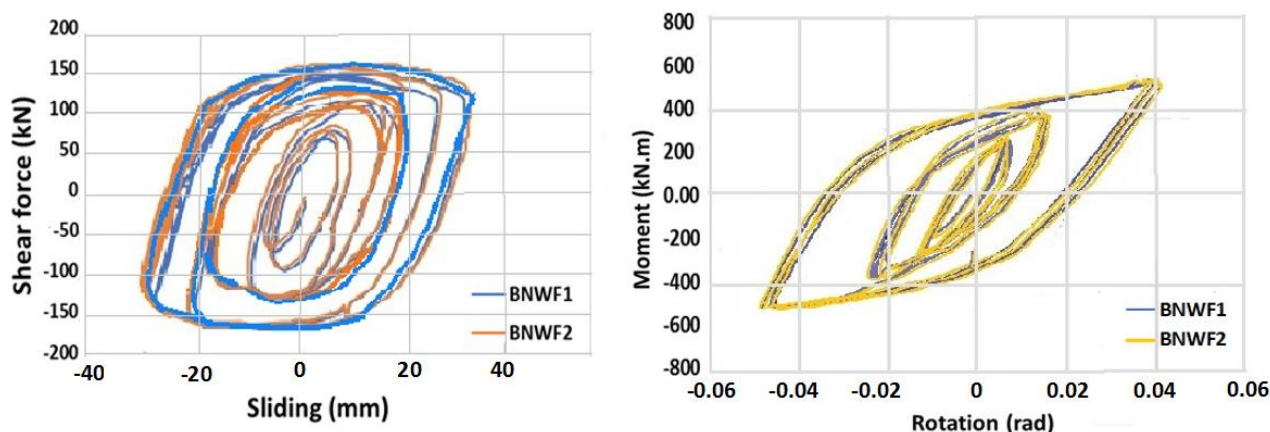
جدول ۶: مشخصات فنی خاک ماسه‌ای [۱۶].

نوع خاک	$\phi$ (Degree)	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\nu$	$\gamma$ (kgf/m <sup>3</sup> )	G (kgf/cm <sup>2</sup> )
ماسه‌ای متراکم	۳۰	۰/۱۰	۰/۳۵	۲۱۰۰	۷۳۲



شکل ۹: سیستم پی با دیوار برشی و بار چرخه‌ای وارد بر آن [۱۶].

پس از انجام تحلیل چرخه‌ای مطابق الگوی بار شکل ۹-ب، نمودارهای برش-لغزش و همچنین لنگر-دوران حاصل از خروجی نرم‌افزار Opensees در شکل ۱۰ نشان داده شده است که نمودار BNWF1 مدل مرجع (شکل ۹-الف) [۱۶] و BNWF2 مربوط به مدل‌سازی نمونه صحت‌سنج انجام شده در این پژوهش می‌باشد که انحراف میانگین مقادیر برش و لغزش به ترتیب ۳/۳ و ۵/۷ درصد و انحراف میانگین مقادیر لنگر و دوران به ترتیب ۶/۷ و ۷/۷ درصد می‌باشد.

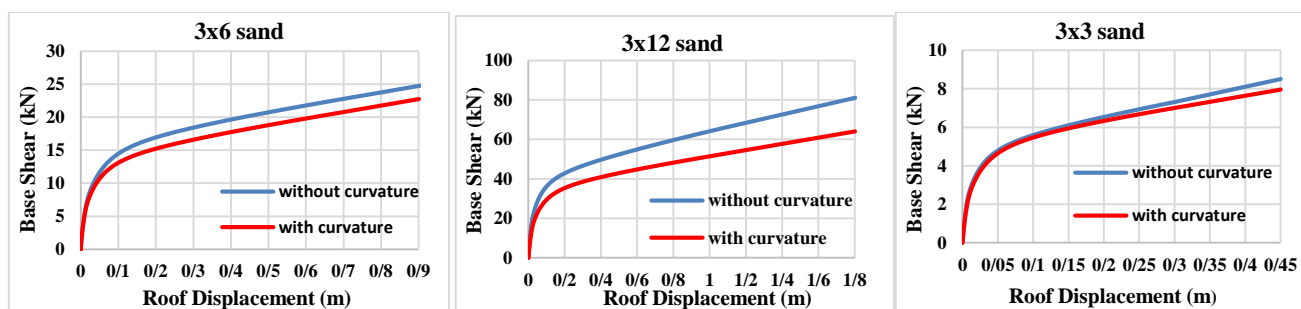


شکل ۱۰: منحنی‌های برش-لغزش (سمت راست) و لنگر-دوران (سمت چپ) حاصل از تحلیل چرخه‌ای مدل صحت‌سنج

## ۴- نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی

## ۴-۱- نتایج تحلیل پوش‌آور مدل‌های مورد بررسی از خروجی نرم‌افزار Opensees

پس از انجام تحلیل پوش‌آور به صورت کنترل شونده تغییرمکان توسط نرم‌افزار Opensees، نمودار برش پایه مربوط به سیستم‌های پی ساده و انحنادار مربوط به دیوارهای ۳×۳، ۳×۶ و ۳×۱۲ متر بر روی خاک ماسه‌ای در شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: نمودار برش پایه مربوط به سیستم‌های پی-دیوار برشی از نرم‌افزار Opensees

با استفاده از روش دوخطی در منحنی‌های پوش‌آور حاصل از شش مدل مورد بررسی، نیروها و تغییرمکان‌های تسلیم مطابق جدول ۷ بدست آمده‌اند که میزان کاهش در مقدار نیروی تسلیم دیوار مربوط به سیستم پی انحنادار با دیوار برشی نسبت به سیستم پی ساده در مدل کوتاه ۱۰ درصد، مدل متوسط ۱۴/۷ درصد و برای مدل بلند ۱۸ درصد می‌باشد و همچنین میزان افزایش در تغییرمکان تسلیم در مدل کوتاه حدوداً ۱۰ درصد، مدل متوسط ۳۰ درصد و مدل بلند ۴۲ درصد می‌باشد. مقادیر حداکثر نیروی برشی در سه مدل و میزان کاهش آن در جدول ۸ آمده است.

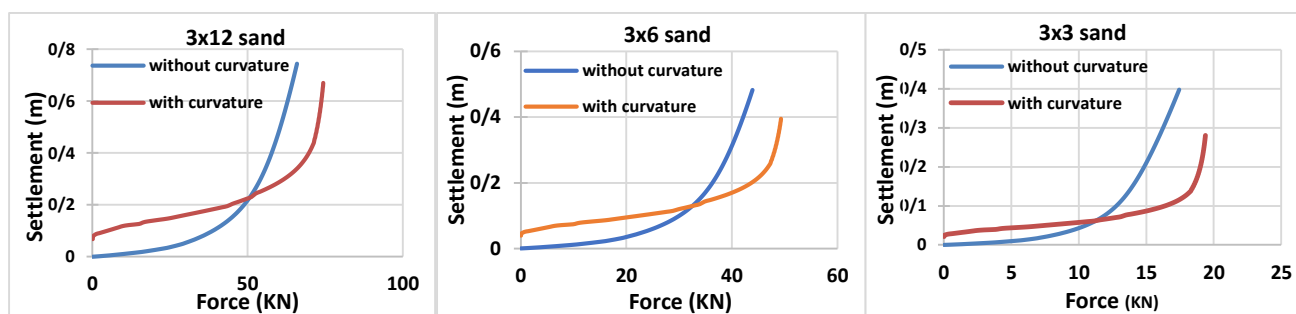
جدول ۷: نیروها و تغییرمکان‌های تسلیم مدل‌های مورد بررسی

ابعاد دیوار برشی (متر)	نیروی تسلیم سیستم با پی ساده (kN)	نیروی تسلیم سیستم با پی انحنادار (kN)	درصد کاهش نیروی تسلیم (%)	تغییرمکان تسلیم سیستم با پی ساده (cm)	تغییرمکان تسلیم سیستم با پی انحنادار (cm)	درصد افزایش تغییرمکان تسلیم (%)
۳×۳	۵/۵	۵	۱۰	۳/۰۴	۳/۳۶	۱۰/۵
۳×۶	۱۷	۱۴	۱۴/۷	۶/۴۵	۸/۴	۳۰
۳×۱۲	۴۱	۳۳/۵	۱۸	۱۳/۱	۱۸/۷	۴۲

جدول ۸: مقادیر برش پایه حداکثر حاصل از تحلیل پوش‌آور

ابعاد دیوار برشی (متر)	برش پایه حداکثر در سیستم با پی ساده (kN)	برش پایه حداکثر در سیستم با پی انحنادار (kN)	درصد کاهش برش پایه حداکثر (%)
۳×۳	۸/۷	۸	۸/۷۵
۳×۶	۲۵	۲۲/۳	۱۲
۳×۱۲	۸۰/۳	۶۱/۶	۳۰

منحنی‌های نیرو-نشست حاصل از تحلیل پوش‌آور مربوط به فنر لبه فشاری پی در دو حالت دیوار با پی ساده و انحنادار و با ابعاد  $3 \times 6$ ،  $3 \times 12$  و  $3 \times 3$  متر در شکل ۱۲ نشان داده شده است.

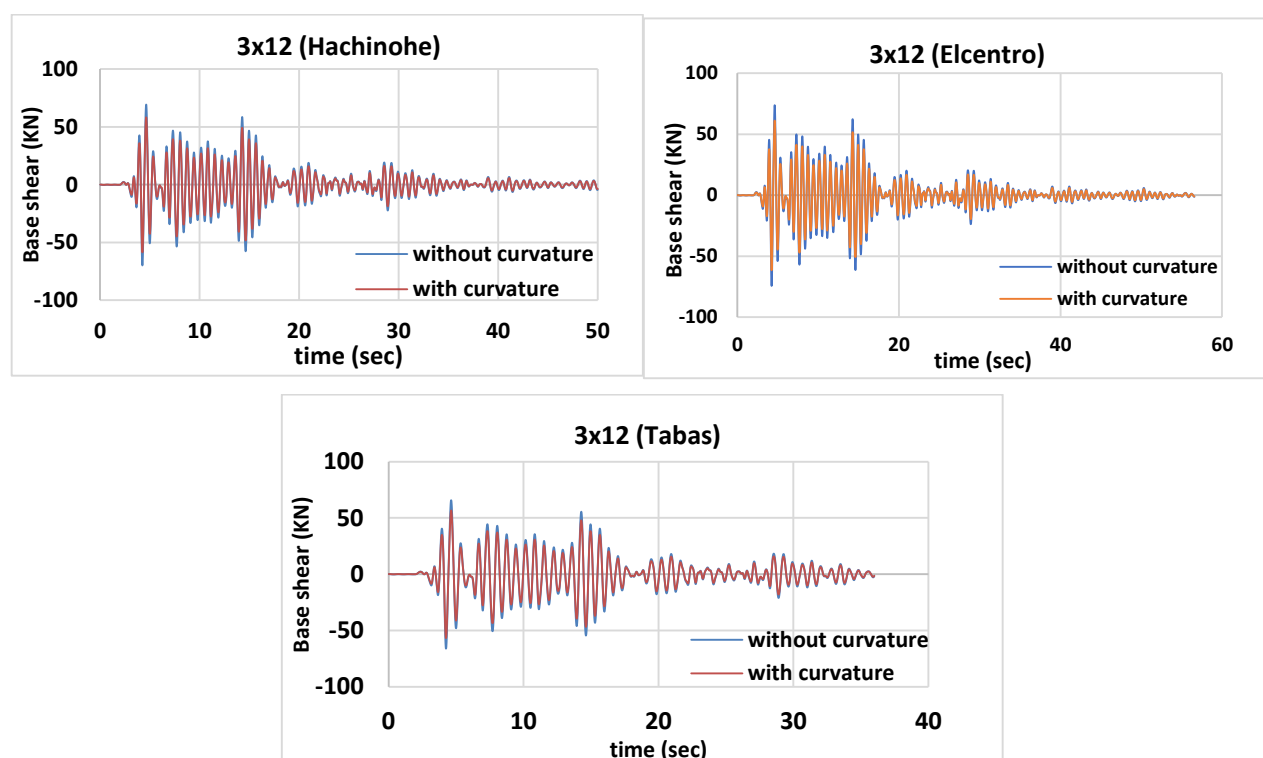


شکل ۱۲: نمودارهای نیرو-نشست مربوط به سیستم‌های پی-دیواربرشی از نرم‌افزار Opensees

همان‌طور که در نمودارهای نیرو-نشست ملاحظه می‌گردد عملکرد دو نوع پی قبل از رسیدن خاک به تسلیم در حالت پی تخت و تا محل تلاقی نمودارهای نیرو-نشست تقریباً مشابه می‌باشد. در سیستم با پی انحنادار تسلیم شدن خاک دیرتر اتفاق افتاده و سپس رفتار خاک زیر پی انحنادار به دلیل داشتن نیروی تسلیم بیشتر و استفاده از پتانسیل تسلیم‌شوندگی خاک، بهتر بوده و دارای نشست‌های کمتری نسبت به پی تخت می‌باشد. نیروی تسلیم خاک در سیستم پی تخت و انحنادار در مدل  $3 \times 3$  به ترتیب برابر  $13/5$  و  $17/5$  کیلونیوتن و در مدل  $3 \times 6$ ،  $37$  و  $49$  کیلونیوتن و در مدل  $3 \times 12$ ،  $52$  و  $70$  کیلونیوتن می‌باشد.

#### ۴-۲- نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی برای سه رکورد زلزله دور از گسل

تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از سه شتاب‌نگاشت دور از گسل السنترو، هاجینوهه و طیس بر روی مدل  $3 \times 12$  انجام گرفته که خروجی مربوط به تاریخچه زمانی برش پایه مربوط به سه شتاب‌نگاشت فوق در شکل ۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۳: نمودارهای تاریخچه زمانی برش پایه مدل  $3 \times 12$  از سه شتاب‌نگاشت دور از گسل از نرم‌افزار Opensees

میزان کاهش در مقدار برش پایه حداکثر در دیوار مربوط به سیستم پی انحنادار با دیوار برشی نسبت به سیستم پی ساده در مدل بلند برای سه شتاب‌نگاشت السنترو، هاچینوهه و طبس به ترتیب ۱۷، ۱۶ و ۱۴ درصد می‌باشد که جزئیات آن در جدول ۹ آمده است.

جدول ۹: مقادیر برش پایه حداکثر حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی

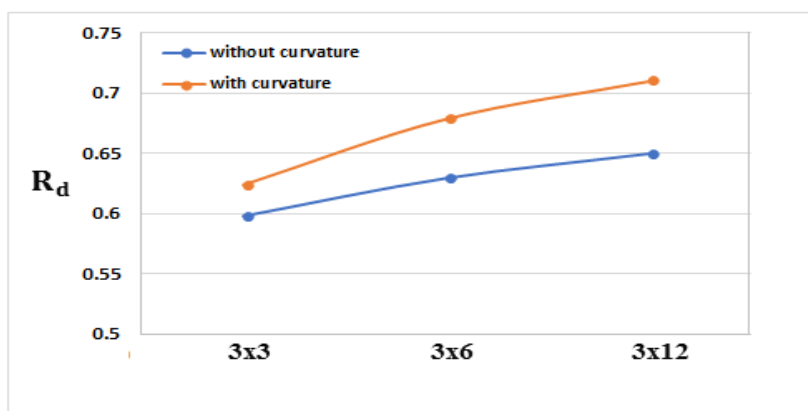
ابعاد دیوار برشی (متر)	نام زلزله	برش پایه حداکثر در سیستم با پی ساده (kN)	برش پایه حداکثر در سیستم با پی انحنادار (kN)	درصد کاهش برش پایه حداکثر (%)
۳×۱۲	السنترو	۷۲/۴۳	۶۰/۱۳	۱۷
	هاچینوهه	۶۹/۲۶	۵۸/۰۶	۱۶
	طبس	۶۵/۵۷	۵۶/۴۳	۱۴

#### ۳-۴- مقایسه نسبت‌های خودبازگشتی در پی‌های ساده و انحنادار

پس از تحلیل تمامی مدل‌ها در نرم‌افزار Opensees تنش لبه پی با توجه به نیروی خروجی و سهم بارگیر فدر بدست آمده و با استفاده از معادله ۶ طول تماس و نسبت سطح بحرانی در دو حالت پی ساده و انحنادار برای سه مدل کوتاه، متوسط و بلند محاسبه گردیده و ضرایب خودبازگشتی سیستم پی-دیوار در جدول ۱۰ و شکل ۱۴ مقایسه شده است.

جدول ۱۰: مقادیر نسبت سطح تماس بحرانی و ضرایب خودبازگشتی سه مدل سازه‌ای

ابعاد دیوار برشی (متر)	نسبت سطح تماس بحرانی پی ساده ( $\rho_{ac}$ )	ضریب خودبازگشتی پی ساده ( $R_d$ )	نسبت سطح تماس بحرانی پی انحنادار ( $\rho_{ac}$ )	ضریب خودبازگشتی پی انحنادار ( $R_d$ )
۳×۳	۰/۲۵۸۷	۰/۵۹۷۸	۰/۲۳۲	۰/۶۲۳۷
۳×۶	۰/۲۲۶۸	۰/۶۲۹۰	۰/۱۸۲۳	۰/۶۷۸۴
۳×۱۲	۰/۲۰۷۸	۰/۶۴۹۲	۰/۱۵۷۳	۰/۷۰۹۷



شکل ۱۴: نمودار مقادیر ضریب خودبازگشتی مدل‌های مورد بررسی

با توجه به جدول ۱۰، سیستم دیوار برشی با پی انحنادار در هر سه مدل دارای مقادیر نسبت سطح تماس بحرانی کمتری نسبت به سیستم با پی تخت بوده و با افزایش ارتفاع دیوار برشی مقدار آن کاهش و مقدار ضریب خودبازگشتی سیستم پی-دیوار افزایش می‌یابد و همان‌طور که از شکل ۱۴ دیده می‌شود اختلاف ضرایب خودبازگشتی سیستم پی-دیوار با افزایش ارتفاع دیوار برشی، افزایش می‌یابد و این اختلاف در مدل کوتاه حدوداً ۴ درصد و در مدل‌های متوسط و بلند به ترتیب ۷/۳ و ۸/۵ درصد می‌باشد.

## ۵- نتیجه‌گیری

هدف اصلی این تحقیق بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم پی-دیوار برشی به کمک سیستم پی انحنادار است که این سیستم با ایجاد انعطاف-پذیری بیشتر به همراه دیوار برشی به‌عنوان یک سیستم گهواره‌ای کارآمد و مقاوم در برابر زلزله می‌باشد. در این سیستم با کاهش برش پایه، ضمن حفاظت از دیوار برشی و جلوگیری از مفصل‌شدگی زود هنگام آن در برابر بارهای جانبی، می‌توان از پتانسیل تسلیم‌شوندگی خاک و همچنین هندسه پی انحنادار در کمک به استهلاک انرژی بهره‌جست. از نتایج نمودارهای پوش‌آور ملاحظه گردید که برش پایه دیوار برشی در سیستم با پی انحنادار در مقایسه با پی تخت در حدود ۸ الی ۳۰ درصد در مدل‌های کوتاه تا بلند، کاهش می‌یابد و اختلاف مقادیر آن‌ها با افزایش ارتفاع، افزایش می‌یابد. بیشترین میزان کاهش در نیروی تسلیمی در مدل بلند به میزان ۱۸ درصد بوده و همچنین بیشترین میزان افزایش در تغییرمکان تسلیمی در مدل بلند به میزان ۴۲ درصد مشاهده گردید. در تحلیل تاریخچه زمانی انجام شده با سه شتاب‌نگاشت دور از گسل برای مدل بلند پی-دیوار برشی مشاهده گردید میزان برش پایه حداکثر در سیستم با پی انحنادار به میزان ۱۴ الی ۱۷ درصد نسبت به سیستم با پی ساده کاهش می‌یابد. با توجه به نمودارهای نیرو-نشست ملاحظه شد عملکرد دو نوع پی قبل از رسیدن خاک به تسلیم، مشابه بوده و در مدل‌های بلند، نشست پی ساده تا حدودی کمتر می‌باشد ولی پس از تسلیم شدن خاک رفتار پی انحنادار به دلیل داشتن نیروی تسلیم بیشتر، بهتر بوده و دارای نشست‌های نهایی کمتری نسبت به پی تخت می‌باشد. همچنین سیستم پی انحنادار، در مقایسه با پی تخت دارای نسبت سطح تماس بحرانی کمتری بوده که با افزایش ارتفاع دیوار برشی، مقدار آن کاهش و مقدار ضریب خودبازگشتی سیستم پی-دیوار افزایش می‌یابد.

## مراجع

- [1] Raychowdhury, P. (2008). Nonlinear Winkler-Based Shallow Foundation Model for Performance Assessment of Seismically Loaded Structures. Ph.D. Dissertation, University of California, San Diego, CA.
- [2] Pelekis, I., Madabhushi, G., Dejong, M. (2019). Soil behavior beneath buildings with structural and foundation rocking, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123, 48–49.
- [3] Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Loli, M., Apostolou, M., and Gerolymos, N. (2010). Soil failure can be used for seismic protection of structures, *Bull. Earthq. Eng.* 8, 309–313.
- [4] Liu, W., Hutchinson, T. C., Kutter, B. L., Hakhmaneshi, M., Aschheim, M., and Kunnath, S. (2013). Demonstration of compatible yielding between soil-foundation and superstructure components, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 139, 1408–1409.
- [5] Harden, C.W., Hutchinson, T., Martin, G.R., Kutter, B.L. (2005). Numerical modeling of the nonlinear cyclic response of shallow foundations, Report No. PEER-2005/04. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [6] Gajan, S. (2006). Physical and Numerical Modeling of Nonlinear Cyclic Load-Deformation Behavior of Shallow foundations Supporting Rocking Shear Walls. PhD dissertation, University of California, Davis.
- [7] Mohammadi, A., Tahghighi H. (2019). Seismic performance assessment of RC MRF buildings on shallow foundations incorporating soil-structure interaction. *Journal of Civil Environ. Eng.* 48 (4): 63–77.
- [8] Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L. (2009) - Open system for earthquake engineering simulation user command-language manual - Pacific Earthquake Engineering Research center, Berkeley, CA.

- [9] Raychowdhury, P., Hutchinson, T.C. (2011). Performance of seismically loaded shear-walls on nonlinear shallow foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35 (7), 846–858.
- [10] Wang, L., Ishihara, T. (2020). A study of the effects of foundation uplift on the seismic loading of wind turbine tower and shallow foundation using a new dynamic Winkler model, *Journal of Engineering Structures*, 219, 12–13.
- [11] Hakhamaneshi, M., Kutter, B.L., Deng, L., Johnson, K., Hutchinson, T.C. & Liu, W. (2012). Observed effects of footing shape on settlements caused by foundation rocking. *15th World Congress on Engineering Education*.
- [12] Liu, W., Gavras, A.G., Hakhamaneshi, M., Kutter, B. L. and Hutchinson, T. C. (2013). “Compatible soil and structure yielding to improve system performance.” Centrifuge Data Report for Test Series MAH03, Report No. UCD/CGMDR-13/12, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis.
- [13] Liu, w., Hutchinson, T. (2015). *Modeling of Foundation-Soil Systems Using Plane-Strain Elements*, *International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch, New Zealand.
- [14] Tahghighi H., Mohammadi A. (2020). Numerical Evaluation of Soil–Structure Interaction Effects on the Seismic Performance and Vulnerability of Reinforced Concrete Buildings. *International Journal of Geomechanics.*, 117(9), 1363–1381.
- [15] Buitrago Goyez, L. (2017). Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Response of Low-Rise Eccentrically Braced Frames. Ms.c. thesis, University of Arkansas.
- [16] Raychowdhury, P. and Hutchinson, T. (2009), Performance evaluation of a nonlinear winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 679–698.
- [17] Bhaumik, L. and Raychowdhury, P. (2013), Seismic response analysis of a nuclear reactor structure considering nonlinear soil-structure interaction, *Journal of Nuclear Engineering and Design*, 265 (4), 1078–1090.
- [18] Gazetas, G. (1991). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering.*, 117(9), 1363–1381.
- [19] Pais A., Kausel E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *International Journal of Geomechanics.*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- [20] Boulanger, R., Curras, C., Kutter, B., Wilson, D., and Abghari, A. (1999), Seismic soil-pile structure interaction experiments and analyses, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125, 750–759.
- [21] Mander, J., Priestley, M. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering 1804-1826*.