



## مطالعه عددی و آزمایشگاهی بر روی رفتار لرزه‌ای خاک میخ‌کوبی شده به منظور ارائه ضریب شبه استاتیکی بر اساس سطوح عملکرد

مجید یزدان دوست\*

گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

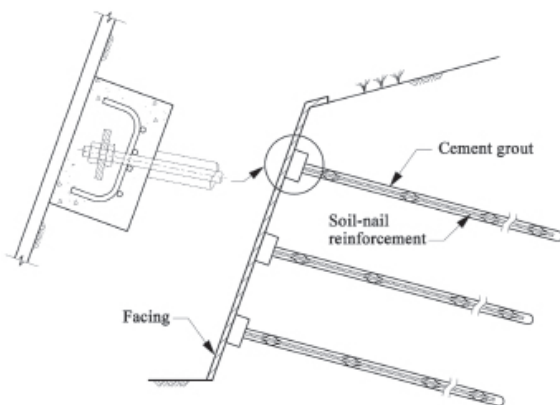
دریافت: ۲ تیر ۱۳۹۵  
بازنگری: ۲۶ آذر ۱۳۹۵  
پذیرش: ۹ بهمن ۱۳۹۵  
ارائه آنلاین: ۱۷ بهمن ۱۳۹۵

### کلمات کلیدی:

خاک میخ‌کوبی شده  
عملکرد لرزه‌ای  
ضریب شبه استاتیکی  
سطوح عملکرد  
مکانیزم گسیختگی

**چکیده:** با توجه به گسترش استفاده از روش طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای در میان سازه‌های ژئوتکنیکی طی دو دهه‌ی اخیر و محروم ماندن سیستم‌های میخ‌کوبی از این توسعه، در این تحقیق کوشش شده است تا ضریب شبه استاتیکی به عنوان تابعی از پارامترهای اصلی زلزله، ویژگی‌های ژئوتکنیکی در قالب شرایط ساخت‌گاهی و سطوح عملکرد دیوار میخ‌کوبی شده معرفی گردد. به این منظور، با استفاده از آزمایشات میز لرزه بر روی مدل فیزیکی سیستم میخ‌کوبی به تعیین مرزهای سطوح عملکرد این سیستم در شرایط لرزه‌ای و هندسی مختلف پرداخته شده است. سپس با تکیه بر نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی سیستم میخ‌کوبی در قالب تغییر شکل‌های ماندگار و تعیین ضریب شبه استاتیکی معادل هر یک از مدل‌های عددی مورد مطالعه با استفاده از آنالیزهای تعادل حدی، به ارائه‌ی ضریب شبه استاتیکی معادل با سطوح عملکرد پرداخته شده است. نتایج حاصل در قالب تقسیمات ساخت‌گاهی و لرزه‌ای مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران و بصورت مجزا ارائه شده است که بیانگر تأثیر چشمگیر نوع ساخت‌گاه و شرایط لرزه‌ای بر انتخاب ضریب شبه استاتیکی معادل با سطوح عملکرد می‌باشد. از سوی دیگر، سطح گسیختگی مشاهده شده در این سیستم، یک سطح گسیختگی منحنی‌الخط با نقطه‌ی عطف مشخص می‌باشد به نحوی که مکان هندسی آن به عنوان تابعی از طول میخ‌ها تعریف می‌شود. هم‌چنین، صرف نظر از طول میخ‌های مختلف، مقادیر  $\Delta x/H = 0/5\%$  بعنوان مرز وقوع تغییر شکل‌های پلاستیک و  $\Delta x/H = 3/75\%$  به عنوان مرز تشکیل گوه‌ی گسیختگی و وقوع تخریب برای سیستم میخ‌کوبی مشاهده شد.

امر ضمن مسجل ساختن نیاز به شناسایی پارامترهای تأثیرگذار بر عملکرد لرزه‌ای سیستم میخ‌کوبی، موجب شکل‌گیری طیف چشم‌گیری از مطالعات لرزه‌ای بر روی این سیستم شده است که می‌توان به برخی از آنها اشاره نمود.



شکل ۱: مقطع عرضی از یک سیستم خاک میخ‌کوبی شده [۱]

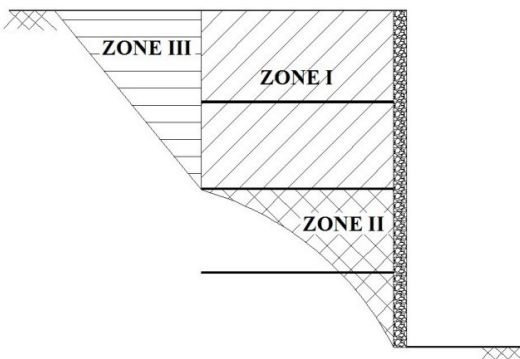
Fig. 1. The section of soil nail system

### ۱- مقدمه

فرایند میخ‌کوبی خاک عبارت است از تسلیح و مقاوم سازی توده خاک به واسطه نصب میل‌گردهای فولادی از طریق حفاری و تزریق دوغاب سیمان اطراف میل‌گردها در یک ترانشه طبیعی یا مصنوعی (شکل ۱). مفهوم پایه‌ای میخ‌کوبی شامل تسلیح خاک توسط اعضاء کششی (میخ‌ها)، فاصله گذاری دقیق برای ایجاد درجای یک سازه ثقلی یکپارچه و در نتیجه افزایش مقاومت برشی خاک محل و محدود ساختن تغییر مکان‌ها می‌باشد [۱ و ۲]. مکانیزم انتقال بار بین میخ‌ها و خاک تا حد ظرفیت از جا درآمدگی نهایی، به پارامترهای بسیاری نظیر تکنیک نصب، روش تزریق و حفاری، فشار تزریق، اندازه و شکل مسلح‌کننده، مشخصات هندسی خاک محل (خصوصاً دانسیته نسبی خاک یا نسبت پیش تحکیمی)، نفوذپذیری خاک و مشخصه‌های مقاومت برشی خاک بستگی دارد [۳ و ۴]. تجارب لرزه‌ای و عملکرد مناسب سیستم میخ‌کوبی نسبت به سایر روش‌های مسلح‌سازی توده‌خاک، سبب شده است که امروزه این سیستم به عنوان یک سیستم پایدار سازی دائمی در کانون توجه قرار گیرد. لذا این

\*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Mj.yazdandoust@srbiau.ac.ir

می‌گردد [۸].



شکل ۲: مکانیزم گسیختگی در آزمایش سانتریفیوژ دینامیکی [۷]

Fig. 2. Failure Mechanism of soil nailed wall in dynamic centrifuge test

چوکر<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۷ با گسترش روش تنش خدمت ارائه شده توسط جوران<sup>۲</sup> [۵]، روشی برای تحلیل لرزه‌ای شبه استاتیکی ارائه دادند. در این روش اثر بارگذاری لرزه‌ای بر روی مکان و مقدار ماکزیمم کشش تجهیز شده در میخ‌ها در شرایط تنش خدمت مورد بررسی قرار گرفت. طبق نتایج این روش، اضافه نمودن نیروی دینامیکی اضافی حاصل از فشار جانبی خاک پشت سطح گسیختگی باعث تخمین بیش از واقعیت نیروهای کششی در میخ‌ها خواهد شد. چوکر برای نشان دادن هر دو عامل شتاب و فرکانس در اعمال نیروی اینرسی در تحلیل شبه استاتیکی از مدل ساده جرم و فنر استفاده کرد. او با صرف نظر کردن از عامل میرایی رابطه ۱ را برای انتخاب ضریب زلزله برای تحلیل شبه استاتیکی ارائه داد:

$$k_h = (0.5(1 - (\omega/\omega_n)^2))^{0.5} \times [a/g] \quad (1)$$

که در آن  $k_h$  ضریب شبه استاتیکی،  $a$  شتاب زلزله طرح،  $\omega$  فرکانس بارگذاری و  $\omega_n$  فرکانس طبیعی سازه می‌باشد [۵ و ۶]. توفنکجیان و همکاران<sup>۳</sup> در سال ۲۰۰۰ با انجام آزمایشات سانتریفیوژ دینامیکی بر روی مدل‌های میخ‌کوبی شده، محتمل‌ترین مکانیزم گسیختگی را تحت لرزش‌های قوی نشان دادند. آنها نشان دادند که مکانیزم گسیختگی شامل دو بلوک لغزنده و سه سطح گسیختگی می‌باشد (شکل ۲). یک سطح گسیختگی در پشت میخ‌ها از بالا به پایین تشکیل می‌شود، سطح دوم از انتهای میخ‌های ردیف پایین شروع شده و از پنجه دیوار عبور می‌کند و سطح سوم از سطح زمین شروع شده تا محل اتصال دو سطح قبلی ادامه دارد که این مکانیزم در تمامی آزمایش‌ها دیده می‌شود. آنها همچنین با مطالعه اثر طول میخ‌ها بر عملکرد لرزه‌ای سیستم میخ‌کوبی دریافتند که میخ‌های طول‌تر باعث پایداری بیشتر در بارگذاری لرزه‌ای می‌شوند بگونه‌ای که مدل‌های با نسبت  $L/H \leq 0.67$  (ارتفاع دیوار و  $L$  طول میخ‌ها می‌باشد) تحت بارگذاری سیکلی، عملکرد بسیار خوبی از خود نشان دادند [۷].

آزمایشات میز لرزه بر روی پنج مدل با شیب‌های متفاوت به منظور بررسی اثرات زاویه، طول میخ‌ها و همچنین تأثیر فرکانس لرزش بر مقاومت لرزه‌ای و مکانیزم گسیختگی توسط هانگ<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۵ انجام شد. شیب‌های میخ‌کوبی شده در لرزش‌های قوی رفتار انعطاف‌پذیر از خود نشان دادند بطوری‌که تأثیر زاویه میخ‌ها بر روی جابه‌جائی‌ها چشم‌گیر و بر روی مقاومت لرزه‌ای شیب‌ها، بسیار اندک بود. همچنین مشاهده شد که افزایش طول میخ‌ها پایداری لرزه‌ای را افزایش و در لرزش‌های قوی جابه‌جائی‌ها را کاهش می‌دهد. سطح گسیختگی توده نیز تقریباً دو خطی گزارش شده و بیرون کشیده شدن پایین‌ترین میخ موجب گسیختگی سازه

نتایج مطالعات سیواکومار<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۸ بر روی مدل‌های عددی دیوار میخ‌کوبی شده بیانگر عدم توانایی روش‌های تحلیل شبه استاتیکی در تخمین دقیق تغییر شکل‌ها و ضرایب اطمینان این سیستم می‌باشد به نحوی که این امر توصیه‌های ارائه شده از سوی FHWA جهت تحلیل سیستم میخ‌کوبی را بسیار محافظه کارانه می‌سازد [۹].

مطالعات لرزه‌ای صورت گرفته توسط گیری<sup>۶</sup> و سنگ‌پوتا<sup>۷</sup> در سال ۲۰۰۹ و سنگ‌پوتا و گیری در سال ۲۰۱۰ بر روی شیب‌های میخ‌کوبی شده حاکی از وقوع بیشترین نیرو در میخ‌های تحتانی و کمترین آن در میخ‌های فوقانی می‌باشد که این امر لزوم توجه بیشتر به میخ‌های تحتانی سیستم را مسجل می‌سازد. همچنین نیروی بسج شده در میخ‌ها ضمن افزایش زاویه شیب، به طرز چشم‌گیری افزایش می‌یابد. این درحالی است که کم شدن زاویه میان راستای قرارگیری میخ‌ها با سطح روبه‌ی شیب، موجب افزایش نیروی تشکیل شده در میخ‌ها می‌گردد [۱۰ و ۱۱].

در ادامه‌ی مطالعات آزمایشگاهی، وانگ<sup>۸</sup> و همکاران با تکیه بر نتایج آزمایشات سانتریفیوژ دینامیکی انجام شده در سال ۲۰۱۰ بر روی مدل‌های میخ‌کوبی شده، علاوه بر شکل گوه گسیختگی احتمالی، روند تغییرات تغییرشکل‌های بوجود آمده در سیستم را نیز بطور بالقوه متأثر از طول میخ‌ها دانسته‌اند [۱۲].

بر اساس آنالیزهای تعادل حدی، هی<sup>۹</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۲ ضمن ارائه‌ی شتاب آستانه‌ی گسیختگی شیب‌های میخ‌کوبی شده ( $a_p$ ) به عنوان تابعی از چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی توده‌ی خاک، ارتفاع و زاویه شیب را به عنوان دو پارامتر تأثیرگذار بر  $a_p$  معرفی نمودند [۱۳].

5 Sivakumar  
6 Giri  
7 Sengupta  
8 Wang  
9 He

1 Chokeir  
2 Juran  
3 Tufenkjian  
4 Hong

و سیمونلی<sup>۱۱</sup> و پنا<sup>۱۲</sup> [۲۲] بر روی دیوارهای حائل وزنی، دوران<sup>۱۳</sup> و همکاران [۲۳] بر روی دیوارهای ساحلی و کوسکی<sup>۱۴</sup> و همکاران [۲۴] و هوانگ<sup>۱۵</sup> و همکاران [۲۵] بر روی دیوارهای خاک مسلح صورت گرفته است که در این میان سیستم‌های میخ‌کوبی شده مورد توجه قرار نگرفته‌اند.

## ۲- انتخاب ضریب شبه استاتیکی بصورت تابعی از پارامترهای عملکرد لرزه‌ای

صرف زمان زیاد و هزینه نسبتاً بالای تحلیل‌های دینامیکی سبب شده است تا تحلیل شبه‌استاتیکی به‌عنوان یک روش معادل برای تحلیل دینامیکی مطرح گردد. وابستگی نتایج تحلیل‌های دینامیکی به عملکرد لرزه‌ای سازه، متأثر بودن عملکرد لرزه‌ای سازه‌های ژئوتکنیکی از پارامترهای زلزله، پارامترهای ژئوتکنیکی و هندسه سازه و عدم لحاظ نمودن پارامترهای مذکور در تحلیل شبه استاتیکی، سبب کاهش دقت تحلیل و ارائه‌ی نتایجی دور از واقعیت شده است. لذا در راستای اصلاح این ضعف و لحاظ نمودن اثر سطوح عملکرد لرزه‌ای سیستم خاک میخ‌کوبی شده در روش شبه استاتیکی، تعریف ضریب شبه استاتیکی به عنوان تابعی از پارامترهای موثر بر عملکرد لرزه‌ای سیستم اجتناب ناپذیر است (رابطه‌ی ۳).

$$k_h = f(a_{\max}, T, t, f_s, H, S_H, S_V, \dots) \quad (3)$$

که در آن  $k_h$  ضریب شبه استاتیکی،  $T$ ،  $a$ ،  $t$  به ترتیب شتاب، پیروید و مدت زمان زلزله،  $f_s$  پارامترهای ژئوتکنیکی،  $H$  ارتفاع سازه،  $L$  طول میخ‌ها،  $S_H$ ،  $S_V$  فواصل میخ‌ها و غیره می‌باشند.

این در حالی است که در تمامی روش‌های متداول و توصیه شده در آیین‌نامه‌های معتبر، ضریب شبه استاتیکی تنها به عنوان تابعی از شتاب ماکزیمم تعریف شده است (رابطه‌ی ۴) که این امر از صحت و واقعیت نتایج بدست آمده می‌کاهد [۲].

$$k_h = [1.45 - a_{\max} / g] \quad (4)$$

به منظور تعریف ضریب شبه استاتیکی به عنوان تابعی از سطوح عملکرد و پارامترهای موثر بر عملکرد لرزه‌ای و با توجه به کثرت پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار لرزه‌ای سیستم خاک میخ‌کوبی شده، از تقسیمات ساخت‌گاهی و لرزه‌ای آیین‌نامه ۲۸۰۰ به عنوان نماینده‌ی شتاب بیشینه، پیروید غالب و پارامترهای ژئوتکنیکی و از پارامتر  $CAV$  به عنوان نماینده‌ی مدت دوام زلزله در قالب متغیرهای تأثیرگذار بر ضریب شبه استاتیکی، استفاده شده است. در راستای تعیین ضریب شبه استاتیکی به عنوان تابعی از پارامتر

تاتسوکا<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۲ با استفاده از آزمایشات میز لرزه نشان دادند که استفاده از سیستم میخ‌کوبی در دیوارهای حائل کوله‌ی پل‌ها ضمن کاهش ۷۵ درصدی نشست‌ها و تغییر شکل‌های افقی آن، موجب افزایش چشم‌گیر پایداری لرزه‌ای دیوارهای مذکور می‌گردد. هم‌چنین نتایج مطالعات نشان داد که استفاده از میخ‌های با زاویه‌ی ۱۰ درجه در تاج و پایه‌ی این دیوارها سبب افزایش فرکانس طبیعی و شتاب آستانه‌ی گسیختگی آن‌ها می‌شود [۱۴].

مجیدیان<sup>۲</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۳ با تکیه بر نتایج مطالعات عددی بر روی سیستم میخ‌کوبی در شرایط لرزه‌ای و هندسی مختلف، علاوه بر ارائه ضریب شبه استاتیکی به عنوان تابعی از شتاب حداکثر مطابق با رابطه ۲، ملاحظات توصیه شده توسط FHWA در شرایط استاتیکی را مناسب جهت طراحی در شرایط دینامیکی دانسته‌اند [۱۵].

$$k_h = 0.58 \times [a/g] \quad (2)$$

مطالعات عددی صورت گرفته بر روی عملکرد استاتیکی و لرزه‌ای دیوارهای میخ‌کوبی شده توسط زمیران<sup>۳</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۳ نشان داد که نیروهای محوری بسیج شده در میخ‌ها حین بارگذاری لرزه‌ای با رشد ۵۰ درصدی روبرو می‌شوند [۱۶].

روته<sup>۴</sup> و همکاران با استفاده از مدل‌های فیزیکی ساخته شده بر روی سانتریفیوژ و مطالعات عددی در سال ۲۰۱۴، تأثیر نوع رویه‌ی سیستم میخ‌کوبی را بر عملکرد آن، مورد بررسی قرار دادند. براساس نتایج بدست آمده، رویه‌های دائمی به عنوان یک عامل بازدارنده در شکل‌گیری گسیختگی‌های موضعی و عاملی موثر در ایجاد یک سیستم یکپارچه، معرفی شد [۱۷].

توسعه‌ی روش طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای<sup>۵</sup> جهت استفاده در سازه‌های ژئوتکنیکی، طی دو دهه‌ی اخیر رشد چشم‌گیری داشته‌است. در این روش، با تکیه بر تجارب لرزه‌ای سازه‌های مشابه و انتخاب یک معیار به عنوان معیار عملکرد، سازه‌ی مورد نظر جهت دستیابی به سطوح عملکرد مورد انتظار، تحلیل و طراحی می‌شوند. جهت توسعه‌ی روش مذکور برای سازه‌های ژئوتکنیکی مختلف، مطالعات متعددی توسط کرامر<sup>۶</sup> [۱۸] بر روی الگوریتم روش طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای سازه‌های ژئوتکنیکی، کرامر و همکاران [۱۹] و لادزما<sup>۷</sup> و بری<sup>۸</sup> [۲۰] بر روی شمع‌ها، وو<sup>۹</sup> و پراکاش<sup>۱۰</sup> [۲۱]

- 1 Tatsuoka
- 2 Majidian
- 3 Zamiran
- 4 Rotte
- 5 Performance-based design
- 6 Kramer
- 7 Ledezma
- 8 Bray
- 9 Wu
- 10 Prakash

- 11 Simonelli
- 12 Penna
- 13 Doran
- 14 Koseki
- 15 Huang

۳-۲- انتخاب پارامترهای ژئوتکنیکی بر اساس تقسیمات ساختمانی  
 از آنجا که تقسیمات ساختمانی در آیین نامه ۲۸۰۰ برای خاک‌های  
 چسبنده و غیرچسبنده بر اساس سرعت موج برشی صورت گرفته است، لذا با  
 انتخاب خاک‌های دانه‌ای به عنوان مصالح با قابلیت اجرای سیستم میخ‌کوبی  
 و استفاده از روابط موجود میان سرعت موج برشی، عدد نفوذ استاندارد و سایر  
 پارامترهای ژئوتکنیکی، به تعیین و انتخاب پارامترهای مذکور و مدل‌سازی  
 آن با استفاده از مدل رفتار مورکلمب پرداخته شده است (جدول ۲).

### ۳-۳- انتخاب بار لرزه‌ای

بار هارمونیک مورد استفاده در این تحقیق از نوع سینوسی-نمایی بوده  
 که ضمن حفظ پیروید ثابت در طول بارگذاری، قابلیت افزایش و کاهش  
 دامنه بارگذاری را دارا می‌باشد. این قابلیت تا حد زیادی این بار هارمونیک  
 را شبیه نداشت‌های طبیعی می‌سازد. مطالعات انجام شده توسط باترست<sup>۲</sup> و  
 همکاران نشان داد که بار هارمونیک مذکور می‌تواند جایگزین مناسبی برای  
 نداشت‌های طبیعی در تحلیل لرزه‌ای دیوارهای مسلح شده باشد [۲۷]. این  
 بار هارمونیک از رابطه‌ی ۶ تبعیت می‌کند و شکل عمومی آن مطابق با شکل  
 ۳ می‌باشد.

$$a(t) = \sqrt{(\beta \cdot e^{-\alpha t}) \cdot t^\xi} \cdot \sin(2\pi f t) \quad (6)$$

که در آن  $f$  فرکانس بارگذاری بوده و  $\alpha$ ،  $\xi$  و  $\beta$  ضرایبی هستند که شکل  
 بارگذاری و تعداد سیکل‌ها را مشخص می‌سازند. با توجه به رابطه‌ی مذکور،  
 تعریف پارامترهای دامنه‌ی بیشینه، پیروید غالب و تعداد سیکل‌های بارگذاری  
 (مدت دوام) به عنوان پارامترهای ورودی این بار هارمونیک، برای تعریف آن  
 ضروری می‌باشد.

CAV<sup>۱</sup> و سطوح عملکرد در شرایط لرزه‌ای و ساخت‌گاهی مختلف، از  
 عملکرد لرزه‌ای سیستم میخ‌کوبی در قالب تغییر مکان‌های افقی رویه و  
 الگوی سطح عملکرد به عنوان عامل رابط میان ضریب شبه‌استاتیکی و  
 پارامترهای لرزه‌ای استفاده شده است. در این الگو هر یک از مدل‌های  
 عددی با توجه به پارامترهای حاکم بر آن نظیر ارتفاع، طول و آرایش میخ‌ها  
 و پارامترهای ژئوتکنیکی نوع ساخت‌گاه، در آنالیزهای تعادل حدی با ضریب  
 اطمینان ۱، معادل یک ضریب شبه‌استاتیکی معین می‌باشند. از سوی دیگر  
 هر یک از مدل‌های مذکور در مواجهه با پارامترهای لرزه‌ای مشخص نظیر  
 شتاب، پیروید و مدت‌دوام، یک سطح عملکرد مشخص را تجربه خواهند  
 نمود. حال می‌توان با انتخاب سطوح عملکرد به عنوان عامل رابط، ضریب  
 شبه‌استاتیکی را تابعی از سطوح عملکرد و پارامتر لرزه‌ای مورد نظر برای  
 ساخت‌گاه‌ها و مناطق لرزه‌ای به صورت جداگانه، معرفی نمود (رابطه‌ی ۵).

$$k_h = f(\text{CAV}, \text{Displacement}) \quad (5)$$

### ۳- مراحل انجام تحقیق

#### ۳-۱- انتخاب پارامترهای لرزه‌ای بر اساس تقسیمات ساختمانی

طبق مطالعات صورت گرفته توسط یزدان دوست (۱۳۹۲)، هر ساخت‌گاه  
 با توجه به منطقه‌ی لرزه‌ای قرارگرفته در آن نماینده‌ی محدوده‌ای از شتاب  
 بیشینه و پیروید غالب می‌باشد. لذا در این تحقیق نوع ساخت‌گاه و منطقه‌ی  
 لرزه‌ای قرارگیری آن به عنوان جایگزین پارامترهای شتاب بیشینه و پیروید  
 غالب انتخاب و بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ به ۳ ساخت‌گاه تیپ I، تیپ II و تیپ  
 III و ۳ منطقه با خطرپذیری لرزه‌ای خیلی زیاد، زیاد و متوسط تقسیم بندی  
 شده است. پارامترهای لرزه‌ای بر اساس این تقسیم بندی در جدول ۱ ارائه  
 شده است [۲۶].

جدول ۱: پارامترهای لرزه‌ای در سطح زمین بر اساس نوع ساخت‌گاه و منطقه‌ی لرزه‌ای [۲۶]

Table 1. Seismic parameters on the ground level based on the site divisions

نوع منطقه	خطر پذیری خیلی زیاد			خطر پذیری زیاد			خطر پذیری متوسط		
	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳
نوع ساخت‌گاه									
پیروید غالب (s)	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۱۵	۰/۲۰	۰/۳۰
شتاب بیشینه (g)	۰/۴۵	۰/۵۳	۰/۶۷	۰/۴۰	۰/۴۷	۰/۶۱	۰/۳۵	۰/۴۰	۰/۵۵

جدول ۲: پارامترهای ژئوتکنیکی منتخب بر اساس تقسیمات ساخت‌گاهی

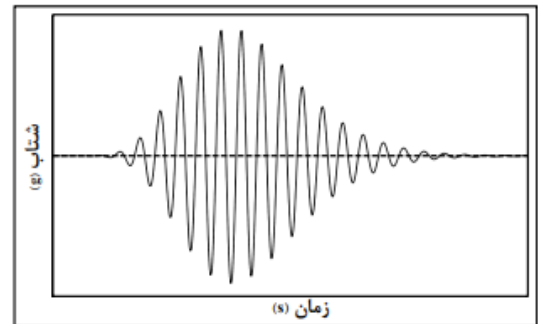
Table 2. Selected geotechnical properties based on the site divisions

نوع ساخت‌گاه				
پارامتر	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	مراجع
سرعت موج برشی (m/s)	۹۲۵	۵۶۰	۲۷۵	[۲۸]
عدد نفوذ استاندارد (NSPT)	۷۶	۳۴	۱۲	[۲۹ و ۳۰]
مدول برشی (psf)	$G_{max} = 20 \times 1000(N_1)_{60}^{1/3} (\sigma'_m)^{1/2}$ (psf)			[۳۱]
وزن مخصوص (kg/m <sup>۳</sup> )	۲۱۸۷	۱۹۰۳	۱۶۹۱	[۳۲]
زاویه اصطکاک داخلی بیشینه (درجه)	$\phi_{max} = 1.85^0 \left( \frac{N}{0.7 + \sigma'_v/P_a} \right)^{0.6} + 26^0$			
زاویه اتساع (درجه)	$\psi_{max} = \left( \frac{1}{6} \sim \frac{1}{8} \right) \phi_{max}$			[۳۳]
زاویه اصطکاک داخلی نهایی (درجه)	$\phi_{residual} = \phi_{max} - 0.8\psi$			
ضریب پواسون	$v = \frac{1 - \sin\phi}{2 - \sin\phi}$			[۳۴]
چسبندگی (kPa)	۵			

می‌شود و هر اندازه تعداد سیکل‌های موثر یک نگاشت در یک دامنه‌ی ثابت بیشتر باشد مقدار بزرگتری خواهد داشت.

$$CAV = \int_0^T |a(t)| dt \quad (7)$$

که در آن  $a(t)$  تغییرات شتاب در برابر زمان می‌باشد. لذا با انتخاب مقادیر پارامتر CAV در محدوده‌های توصیه شده، بارهای هارمونیک نظیر هر ساخت‌گاه و منطقه لرزه‌ای تولید شده است [۲۶].



شکل ۳: شکل عمومی بار هارمونیک مورد استفاده

Fig. 3. Schematic form of input acceleration time history

۳-۴- انتخاب و ساخت مدل‌های عددی دوبعدی مورد بررسی  
۳-۴-۱- نرم افزار مورد استفاده

جهت انجام تحلیل‌ها نرم‌افزار تفاضل محدود 2D FLAC مورد استفاده قرار گرفته است. استفاده از مدل‌های رفتاری متنوع خاک، توانمندی در مدل‌سازی اندرکنش مصالح، در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، مدل‌سازی مناسب رفتار مصالح حین زلزله و همچنین قابلیت کد نویسی توسط کاربر از جمله مزیت‌های این نرم افزار به شمار می‌آید [۳۵].

لذا برای تکمیل پارامترهای ورودی این بار، با استناد بر شتاب‌های بیشینه و پیروی غالب تعیین شده در بخش ۳-۱ بر اساس تقسیمات ساخت‌گاهی و لرزه‌ای، تنها کافی است تعداد سیکل‌های بارگذاری به عنوان یک پارامتر ورودی برای این بار تعیین گردد. بر اساس مطالعات صورت گرفته توسط یزدان دوست (۱۳۹۲)، پارامتر سرعت مطلق تجمعی (CAV) به عنوان جای‌گزینی مناسب برای پارامتر تعداد سیکل بارگذاری (مدت دوام) توصیه و حدود تغییرات مقادیر این پارامتر بر حسب نوع ساخت‌گاه و مناطق لرزه‌ای در قالب جدول ۳ ارائه شده است [۲۶].

CAV عبارتست از جمع مطلق تجمعی سرعت و یا سطح زیر نمودار شتاب که به صورت تجمعی و بدون در نظر گرفتن علامت منفی حاصل

جدول ۳: محدوده تغییرات CAV در سطح زمین بر اساس نوع ساخت‌گاه و منطقه‌ی لرزه‌ای [۲۶]

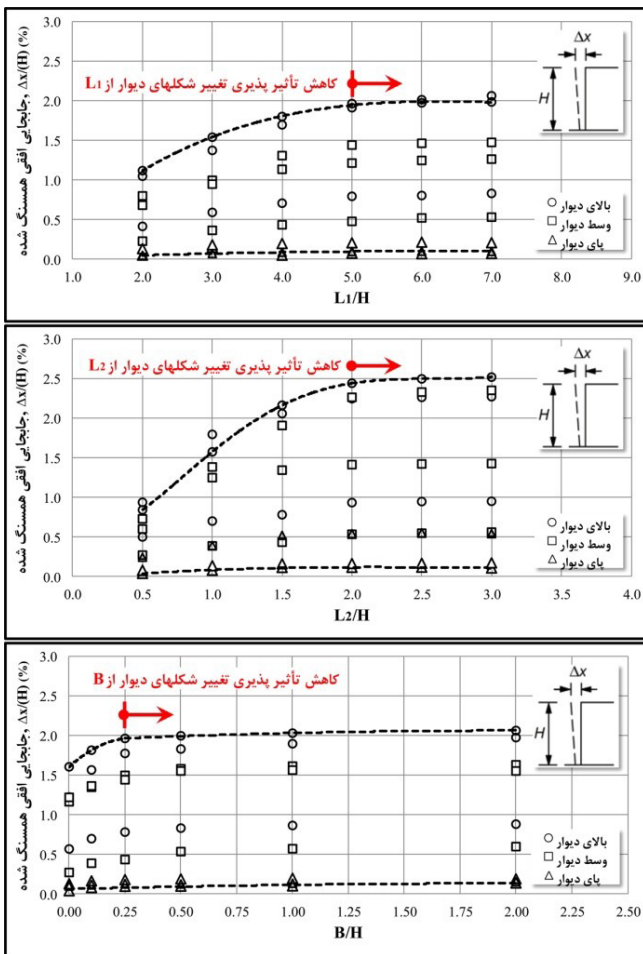
Table 3. The range of CAV on the ground level based on the site divisions

نوع منطقه	خطر پذیری خیلی زیاد			خطر پذیری زیاد			خطر پذیری متوسط		
	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳
نوع ساختگاه	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳
CAV (cm/s)	۳۰۴~۱۶۹۷	۴۹۶~۱۹۳۹	۱۰۶۳~۲۸۰۸	۳۲۷~۱۱۱۵	۳۹۵~۱۷۲۰	۷۲۴~۲۴۱۶	۲۰۴~۸۹۲	۴۲۸~۱۵۰۲	۶۰۴~۱۹۸۱

### ۳-۴-۲- مشخصات هندسی مدل عددی

از آنجا که ارتفاع سازه، طول و آرایش المان‌های میخ نقش مهمی در رفتار لرزه‌ای سیستم خاک میخ‌کوبی شده ایفا کرده و هر مدل عددی با ارتفاع، طول و آرایش المان تسلیح معین نماینده‌ی یک ضریب شبه استاتیکی منحصر بفرد می‌باشد، با ثابت در نظر گرفتن تغییرات طول المان تسلیح در ارتفاع سازه جهت حذف اثر آرایش المان‌های میخ، بررسی عملکرد لرزه‌ای این سیستم در ۵ رده‌ی ارتفاعی (۴، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ متر) و ۵ رده‌ی طولی از المان تسلیح با طول یکنواخت ( $0.6H$ ،  $0.7H$ ،  $0.8H$ ،  $0.9H$  و  $1.0H$ ) به فواصل افقی و قائم ثابت ( $S_H=S_V=2m$ ) صورت گرفته است.

مطالعات عددی بر روی یک سازه ژئوتکنیکی همواره با انتخاب محدوده‌ی در برگیرنده‌ی سازه مورد نظر از یک محدوده‌ی بی‌نهایت صورت می‌گیرد. لذا همواره انتخاب ابعاد این محدوده بر روی نتایج بدست آمده تأثیرگذار است [۲۷]. کاهش تأثیرپذیری نتایج مطالعات عددی بواسطه‌ی افزایش ابعاد محدوده‌ی انتخاب شده از یک سو و بالا رفتن حجم عملیات تحلیل در اثر افزایش ابعاد مدل از سوی دیگر، ضرورت انتخاب ابعاد بهینه‌ی محدوده‌ی مطالعاتی را مسجل می‌سازد. لذا در تحقیق حاضر، با بهره‌گیری از آنالیزهای حساسیت، تأثیر هر یک از ابعاد مدل عددی (طول توده خاک برجا واقع در پشت قسمت مسلح شده  $(L_1)$ ، طول توده خاک برجا واقع در جلوی قسمت مسلح شده  $(L_2)$  و عمق توده خاک برجا واقع در زیر قسمت مسلح شده  $(B)$ ) بر تغییر مکان‌های سیستم میخ‌کوبی در شرایط لرزه‌ای و طول میخ‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. بر اساس نتایج تحلیل‌های حساسیت انجام شده، مقادیر  $L_1$ ،  $L_2$  و  $B$  به ترتیب ۵، ۲ و  $0.25$  ارتفاع دیوار میخ‌کوبی شده انتخاب شده است. شکل‌های ۴ و ۵ به ترتیب حاوی نتایج آنالیزهای حساسیت انجام شده بر روی ابعاد مدل عددی دو بعدی و نمای شماتیک از سیستم خاک میخ‌کوبی شده با ابعاد انتخاب شده می‌باشد. هم‌چنین به جهت عبور موج از مدل و جلوگیری از فیلتر شدن امواج با فرکانس‌های بالا، ابعاد شبکه‌ها تقریباً به اندازه‌ی طول موج بزرگترین فرکانس موج ورودی، انتخاب شده است.



شکل ۴: نتایج آنالیزهای حساسیت ابعاد مدل عددی

Fig. 4. Hysteric analysis of dimension in numerical model

### ۳-۴-۳- المان‌های تسلیح و رویه

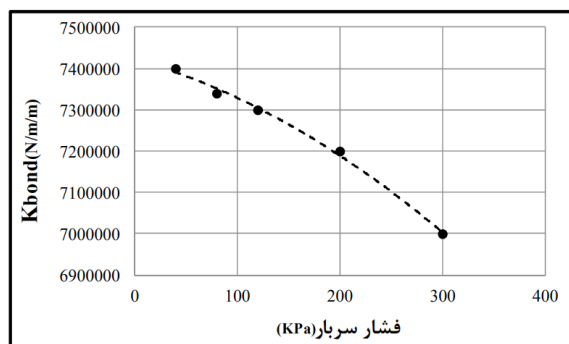
از آنجا که ابعاد چال حفاری و آرماتور مورد استفاده تابعی از آرایش میخ‌ها و شرایط محیطی و اجرایی می‌باشد لذا در این تحقیق با در نظر گرفتن تمامی حالات و شرایط مورد مطالعه و توصیه‌های آیین‌نامه FHWA، از

استفاده شده است. در این تحقیق مقدار پارامتر  $S_{bond}$  به عنوان تابعی از عدد نفوذ استاندارد ( $N_{SPT}$ ) تعریف شده است (رابطه ۸) [۳۷]. لذا بر اساس رابطه مذکور، مقدار پارامتر  $S_{bond}$  بر اساس تقسیمات ساختگاهی تعیین و به عنوان یک پارامتر ثابت و مستقل برای مدل تعریف و همراه با سایر پارامترهای مکانیکی توصیه شده توسط آیین نامه FHWA، در جدول ۴ ارائه شده است.

$$S_{bond} = a(0.05N_{SPT})^b$$

$$a = 119 \text{ (شن)}, 122 \text{ (ماسه)} \quad (۸)$$

$$b = 0.390 \text{ (شن)}, 0.469 \text{ (ماسه)}$$



شکل ۷: رابطه میان پارامتر  $K_{bond}$  تابع اندرکنشی المان Cable با فشار سربار

Fig. 7. The relationship between  $K_{bond}$  and overburden pressure

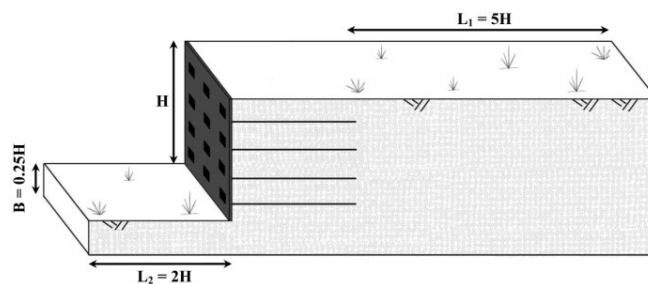
جدول ۴: پارامترهای مکانیکی المانهای میخ

Table 4. Full scale nail element properties

نوع ساختگاه		تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳
پارامتر	واحد			
ظرفیت بیرون کشیدگی ( $S_{bond}$ )	(kN/m <sup>2</sup> )	۲۱۴/۲	۱۵۱/۴	۹۶/۸
وزن مخصوص	(kg/m <sup>3</sup> )		۷۸۰۰	
مدول الاستیسیته	(GPa)		۲۰۰	
تنش گسیختگی	(MPa)		۲۳۵	

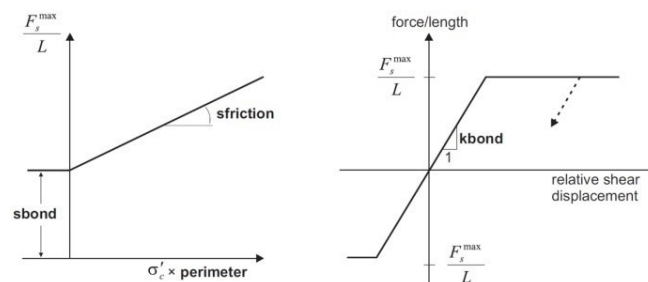
همچنین سیستم میخ کوبی بر اساس نوع کاربری به دو صورت موقتی و دائمی تعریف و طراحی می شود که نوع رویه‌ی بکار رفته در آن نیز تابعی از نوع کاربری آن می باشد. با توجه به نگرش دائمی بودن سیستم میخ کوبی در این تحقیق، در انتخاب پارامترهای رویه‌ی بکار رفته در مدل‌های عددی، از ضوابط و توصیه‌های مربوط به رویه‌های دائمی پیروی شده است. رویه‌های دائمی بصورت یکپارچه بر روی رویه‌های موقت اجرا می شوند و ظرفیت

چال حفاری با قطر ۱۰ cm و آرماتور به قطر ۲۵ mm استفاده شده است. در راستای مدل‌سازی عددی میخ‌ها از المان Cable استفاده شده است. این المان تنها با قابلیت تحمل نیروهای محوری و مدل رفتاری الاستوپلاستیک، گزینه‌ای مناسب جهت مدل نمودن رفتار میخ‌های تزریقی می باشد. از سوی دیگر توابع اندرکنشی تعریف شده برای المان Cable این امکان را فراهم می سازد تا با استفاده از نتایج آزمایشات انجام شده در زمینه‌ی رفتار اندرکنشی میخ‌ها، شرایط اندرکنش این المان با توده خاک به خوبی مدل گردد (شکل ۶) [۳۵].



شکل ۵: ابعاد مدل‌های عددی ساخته شده

Fig. 5. dimension of numerical models



شکل ۶: توابع اندرکنشی المان Cable [۳۵]

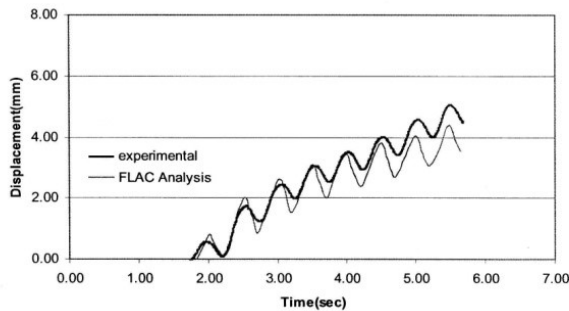
Fig. 6. Functions of interaction for cable element in FLAC software

در راستای کالیبره کردن توابع اندرکنشی المان Cable و تعیین پارامتر  $K_{bond}$  از نتایج تحقیقات آزمایشگاهی لی<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۱۰) بر روی رفتار بیرون کشیدگی میخ‌ها، بهره گرفته شده است [۳۶]. بدین منظور با ساخت یک مدل عددی جهت شبیه‌سازی آزمایش بیرون کشیدگی<sup>۲</sup> مشابه با شرایط مطالعات آزمایشگاهی مذکور، به تعیین پارامتر  $K_{bond}$  به عنوان تابعی از فشار تنش قائم و کالیبره کردن توابع اندرکنشی المان Cable متناسب با نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده است (شکل ۷). از سوی دیگر، جهت تعیین ظرفیت بیرون کشیدگی المان میخ (پارامتر  $S_{bond}$ ) که به شدت تحت تأثیر نوع خاک محیط می باشد، از نتایج مطالعات کلاتر<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۰۲)

- 1 Li
- 2 pull out
- 3 clouterre

### ۳-۴-۶- صحت سنجی مدل عددی

جهت صحت‌سنجی دینامیکی مدل‌سازی عددی، از نتایج مطالعات توفنکجیان و ویوستیک<sup>۳</sup> در زمینه‌ی آزمایشات سانتریفیوژ لرزه‌ای بر روی سیستم خاک میخ‌کوبی با مقیاس ۱ به ۵۰ انجام شده است. مدل مذکور با ارتفاع ۱۵۲ میلی‌متر توسط میخ‌هایی به طول  $0.67H$  مسلح و سپس با استفاده از بار هارمونیک با دامنه‌ی ثابت تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار گرفته است [۷]. نتایج حاصل از تحلیل عددی مدل ساخته شده در این تحقیق و مدل آزمایشگاهی در شکل ۸ ارائه شده است.



شکل ۸: مقایسه تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های بالای دیوار میخ‌کوبی شده‌ی مدل عددی با مقادیر اندازه‌گیری شده در مدل سانتریفیوژ

Fig. 8. Verification of numerical analysis

### ۳-۴-۷- انتخاب پارامترهای ژئوتکنیکی مصالح حد فاصل<sup>۴</sup>

بمنظور تحقق رفتار مناسب در فصل مشترک دو توده از مصالح ژئوتکنیکی با پارامترهای متفاوت، استفاده از یک لایه‌ی حدفاصل با مشخصات ژئوتکنیکی معادل در مدل‌سازی عددی توصیه شده است [۲۷]. لذا در این تحقیق نیز در فصل مشترک مصالح با پارامترهای متفاوت، از یک لایه با ضخامت ۵ سانتی‌متر و با مشخصات معادل مصالح ضعیفتر مطابق جدول ۶ استفاده شده است. همانند قسمت‌های قبل، تعریف این پارامترها برای مدل توسط قابلیت کُد نویسی در محیط نرم افزار FLAC صورت گرفته است (شکل ۹).

### ۳-۴-۸- ساخت مدل عددی مطابق با روش اجرای سیستم خاک میخ‌کوبی شده

در راستای نزدیک‌تر شدن هرچه بیشتر فرآیند ساخت مدل به مراحل اجرایی سیستم خاک میخ‌کوبی شده و دستیابی به توزیع واقعی تنش در مدل عددی ساخته شده، ابتدا زمین طبیعی بر اساس ملاحظات ارائه شده در بخش ۳-۴، مدل و تحت تحلیل استاتیکی قرار می‌گیرد. سپس جهت اجرای مرحله‌ی اول ابتدا لایه اول حفاری و پس از انجام تحلیل استاتیکی، المان‌های تسلیح، رویه و مصالح حد فاصل بر اساس ملاحظات موجود اجرا و

برشی و خمشی آن‌ها باید بگونه‌ای باشد تا فشار جانبی اعمال شده از خاک را به راحتی به میخ‌ها منتقل نمایند. در این پروژه طبق توصیه‌های FHWA در خصوص شرایط رویه‌های دائمی، از رویه‌ای با ضخامت ۱۰ cm و پارامترهای مکانیکی منطبق با جدول ۵ استفاده شده است. در راستای مدل‌سازی عددی رویه بتنی از المان Beam استفاده شده است. این المان با قابلیت تحمل نیروهای خمشی، برشی و محوری و مدل رفتاری الاستوپلاستیک، گزینه‌ای مناسب جهت مدل نمودن رفتار قطعات بتنی رویه می‌باشد.

### ۳-۴-۳- شرایط مرزی و تکیه‌گاهی

شرایط مرزی در تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی از اهمیت خاصی برخوردار است. در حالت استاتیکی از تکیه‌گاه‌های غلتکی برای مدل‌سازی خاک اطراف مدل استفاده شده است. به این معنی که در تکیه‌گاه‌های جانبی، حرکت خاک در جهت افقی بسته شده و در جهت قائم حرکت آزادانه انجام می‌گیرد. اما در تکیه‌گاه زیرین مدل، حرکت در جهت قائم بسته و در راستای افق رها شده است. در تحلیل‌های دینامیکی با توجه به امکان بازتاب امواج به داخل مدل و کاهش شدید دقت نتایج، مرزهای استاتیکی جای خود را به میدان آزاد<sup>۱</sup> می‌دهند.

### جدول ۵: پارامترهای مکانیکی المان‌های رویه [۲]

Table 5. Full scale facing element properties

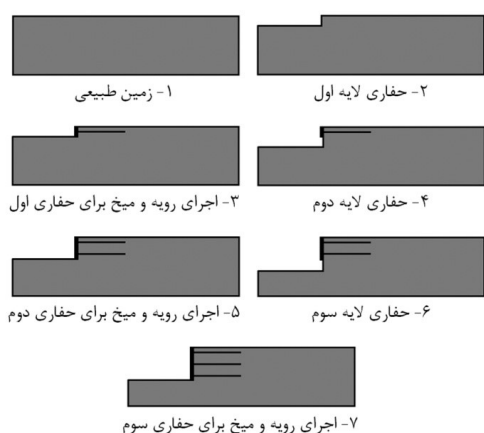
پارامتر	مقدار	واحد
وزن مخصوص	۲۵۰۰	(kg/m <sup>3</sup> )
مدول الاستیسیته	۲۰	(GPa)
ضخامت	۱۰	(cm)
تنش گسیختگی	۲۱	(MPa)

### ۳-۴-۵- میرایی

در راستای تعیین پارامترهای میرایی هیستریسیس توده‌خاک نظیر روابط  $D/G_0$  و  $G/G_0$  با کرنش برشی، از مطالعات کُکوشو<sup>۲</sup> و همکاران (۱۹۸۰) استفاده شده است. در این مطالعات تأثیر فشار همه‌جانبه بر روابط میان  $D/G_0$  و  $G/G_0$  با کرنش برشی برای خاک‌های دانه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است [۳۱]. لذا با تکیه بر نتایج مطالعات مذکور و استفاده از قابلیت برنامه نویسی در محیط FLAC، روابط میان  $D/G_0$  و  $G/G_0$  با کرنش برشی به گونه‌ای کُد نویسی شده است که نرم افزار در هر گام تحلیل بر اساس تنش‌های همه جانبه موجود، روابط مذکور را با توجه به نتایج مطالعات کُکوشو برای مدل تعریف نماید.



استاتیکی معینی که منجر به اکتساب ضریب اطمینان ۱ برای مدل شود،  $k_h$  معادل مدل در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق جهت تحلیل‌های تعادل حدی از نرم‌افزار Geo-Slope استفاده شده است. این نرم‌افزار که بر اساس روش تعادل حدی استوار است، پس ساخت مدل و اعمال  $k_h$  مشخص، مطابق با بحرانی‌ترین گوهی گسیختگی ضریب اطمینان مدل را محاسبه می‌نماید. از آنجا که ضریب شبه استاتیکی بدست آمده بر اساس این الگو یک ضریب منحصر بفرد نیست و ممکن است دو مدل با ارتفاع، طول میخ و پارامترهای ژئوتکنیکی مختلف که دارای عملکرد لرزه‌ای متفاوتند دارای یک ضریب شبه استاتیکی معادل باشند، لذا جهت جلوگیری از اغتشاشات احتمالی، در تعریف  $k_h$  به عنوان تابعی از سطوح عملکرد از ضریب شبه استاتیکی همسنگ (نرمالیزه) شده بر اساس ارتفاع استفاده شده است.



شکل ۱۰: مراحل ساخت مدل خاک میخ‌کوبی شده

Fig. 10. Construction sequence of soil nailed wall model

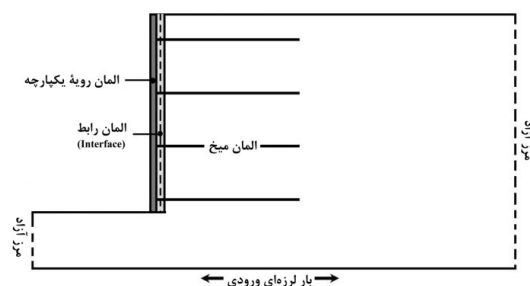
۳-۶- ساخت مدل‌های فیزیکی و انجام آزمایشات میز لرزه از آنجا که در روش طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای، مرزهای سطوح عملکرد در قالب تغییر شکل‌های نرمالیزه شده (بدون بعد) ارائه می‌شود [۳۸]، لذا مدل‌های فیزیکی کوچک مقیاس ابزاری مناسب جهت تعیین مرزهای مذکور و بررسی کیفی سازه‌ها می‌باشند [۷، ۸، ۲۵ و ۳۹]. از آنجا که تاکنون مطالعات قابل ملاحظه‌ای جهت تعیین مرزهای سطوح عملکرد دیوارهای میخ‌کوبی شده انجام نشده است، بررسی عملکرد لرزه‌ای این سیستم در قالب مدل‌های فیزیکی کوچک مقیاس در شرایط مشابه با مدل‌های عددی، در دستور کار قرار گرفت. لذا با انتخاب یک ساخت‌گاه مشخص و استفاده از بارهای هارمونیک نظیر آن ساخت‌گاه، به بررسی رفتار لرزه‌ای مدل‌های فیزیکی سیستم خاک میخ‌کوبی شده با مقیاس ۱/۱۰ بر روی میز لرزه، پرداخته شده است. بمنظور انجام آزمایشات مدل فیزیکی از میز لرزه‌ای تک محوری مستقر در آزمایشگاه مدل سازی فیزیکی دانشگاه تهران با ظرفیت بارگذاری ۵۰۰۰ کیلوگرم و سقف شتاب افقی  $g/6$  استفاده شده است. مدل‌های فیزیکی داخل یک جعبه صلب و شفاف به طول ۱/۸۲، عرض ۰/۸ و ارتفاع ۱/۲۳ متر و واقع بر عرشه‌ی میز لرزه، ساخته و مورد آزمایش قرار

جهت برقراری پایداری در سیستم و توزیع تنش‌های استاتیکی، مدل ساخته شده تحت تحلیل استاتیکی قرار می‌گیرد. این فرآیند تا اجرای مرحله‌ی آخر که دستیابی به ارتفاع یا عمق مورد نظر می‌باشد، ادامه می‌یابد. مراحل ساخت مدل به صورت شماتیک در شکل ۱۰ ارائه شده است.

جدول ۶: مشخصات ژئوتکنیکی مصالح حد فاصل [۲۷]

Table 6. Interface element properties

پارامتر	پارامتر معادل
وزن مخصوص	$\gamma_{interface} = \gamma_{soil}$
مدول برشی	$G_{interface} = G_{soil}$
ضریب پواسون	$\nu_{interface} = \nu_{soil}$
چسبندگی	$C_{interface} = 0$
زاویه اصطکاک داخلی	$\phi_{interface} = 3/2 \phi_{soil}$



شکل ۹: مدل عددی خاک میخ‌کوبی شده

Fig. 9. Numerical model of soil nail wall

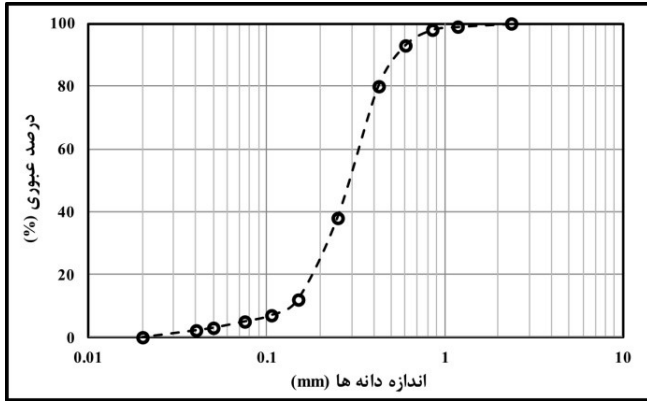
### ۳-۵- تحلیل مدل‌های عددی

#### ۳-۵-۱- تحلیل مدل‌های عددی در شرایط دینامیکی

منظور تعیین عملکرد لرزه‌ای سیستم میخ‌کوبی شده در قالب تغییر مکان‌های افقی ماندگار رویه در حالت دینامیکی، پس از انجام تحلیل استاتیکی آخرین گام اجرایی و صفر نمودن تغییر مکانهای بوجود آمده در مدل، بارگذاری دینامیکی براساس اعمال بارهای هارمونیک انتخاب شده در طول بستر پی و تحلیل دینامیکی در طول زمان هر شتاب نگاشت و با گام‌های زمانی  $10^{-7} \times 5/207$  ثانیه انجام گردیده است.

#### ۳-۵-۲- تعیین ضریب شبه استاتیکی معادل هر مدل با استفاده از آنالیزهای تعادل حدی

به‌منظور تعیین ضریب شبه استاتیکی معادل هر مدل کافی است تک‌تک مدل‌های عددی ساخته شده، با استفاده از یک نرم‌افزار تعادل حدی در شرایط شبه استاتیکی تحت تحلیل قرار گیرند. در انتهای تحلیل، ضریب شبه



شکل ۱۱: توزیع اندازه ذرات مصالح ژئوتکنیکی بکار رفته در مدل‌های فیزیکی

Fig. 11. Grain size distribution of the soil used in physical models

گرفته‌اند. انتخاب ارتفاع مدل‌ها بر اساس رنج ارتفاع‌های مورد مطالعه توسط سایر محققین [۷ و ۸] جهت مقایسه نتایج و محدودیت ارتفاع جعبه میز لرزه انجام شده‌است. بر این اساس، ۵ مدل خاک میخ‌کوبی شده به ارتفاع ۰/۸ متر در ۵ رده‌ی طولی مختلف میخ (H<sub>۰/۸</sub> H، ۰/۷ H، ۰/۶ H، ۰/۵ H) به فواصل افقی و قائم ثابت (S<sub>H</sub>=S<sub>V</sub>=0.2m) با مقیاس ۱/۱۰ آماده شد. از آنجا که آزمایشات مورد استفاده از نوع آزمایشات کوچک مقیاس 1-g می‌باشند، لذا می‌بایستی تمامی اجزاء تشکیل دهنده‌ی مدل‌ها بر اساس قوانین مدلینگ مربوط به این نوع آزمایشات تهیه شوند [۴۰]. از اینرو، با تعیین پارامترهای ژئوتکنیکی ساختگاه منتخب و با تکیه بر قوانین مدلینگ و آزمایشات تعیین پارامترهای فیزیکی و مکانیکی مصالح ژئوتکنیکی، اقدام به تهیه مصالح ساختگاه مطابق با جداول ۷ و ۸ شده است. توزیع اندازه ذرات مصالح ژئوتکنیکی بکار رفته در مدل‌های فیزیکی مطابق با شکل ۱۱ می‌باشد.

جدول ۷: پارامترهای مکانیکی مصالح مرجع و مصالح منتخب جهت استفاده در مدل فیزیکی با مقیاس ۱/۱۰

Table 7. Shear strength parameters of soil used in shaking table tests

پارامتر	ضریب تبدیل	ساختگاه تیپ ۲	مصالح ساختگاه مدل	واحد
وزن مخصوص	۱	۱۹۰۰	۱۷۰۸	(kg/m <sup>3</sup> )
زاویه اصطکاک داخلی بیشینه	۱	۳۸/۸-۴۱/۵	۳۶/۵-۴۱/۲	Deg.
زاویه اصطکاک داخلی نهایی	۱	۳۵/۴-۳۷/۸	۳۵/۱-۳۸/۸	Deg.
زاویه اتساع	۱	۴/۳-۴/۶	۱/۷-۳/۰	Deg.
چسبندگی	۱/n	۰/۰۵	۰/۰۰۸۱	(kg/cm <sup>2</sup> )

ضریب مقیاس: n

جدول ۸: پارامترهای فیزیکی مصالح منتخب جهت استفاده در مدل فیزیکی با مقیاس ۱/۱۰

Table 8. Physical parameters of soil used in shaking table tests

پارامتر	مصالح ساختگاه مدل	واحد
وزن مخصوص مرطوب	۱۷۰۸	(kg/m <sup>3</sup> )
وزن مخصوص خشک	۱۶۱۱	(kg/m <sup>3</sup> )
درصد رطوبت	۶	%
تراکم نسبی	۵۶	%
نسبت تخلخل	۰/۶۵۱	----
چگالی ویژه ذرات	۲/۶۶	----
وزن مخصوص خشک حداکثر	۱۷۵۱	(kg/m <sup>3</sup> )
وزن مخصوص خشک حداقل	۱۴۶۱	(kg/m <sup>3</sup> )

Dry Soil = Sand + Silt  
Silt = ۰/۰۵۵ Sand

**جدول ۱۲: پارمترهای هندسی و فیزیکی رخ پوش مورد استفاده در مدل فیزیکی با مقیاس ۱/۱۰**

**Table 12. Geometrical and physical parameters of facing element used in reduced scale models**

پارامتر	مقدار	واحد
ضخامت رویه	۱۰	mm
قطر مقتول مش	۰/۸	mm
ابعاد چشمه‌ی مش	۱۰	mm
نسبت آب به مصالح سیمانی	۰/۵	----
نسبت سیلت به سیمان	۰/۲	----
عیار سیمان	۳۰۰	kg/m <sup>3</sup>
عیار ماسه ۱۰۱	۱۵۵۰	kg/m <sup>3</sup>

#### ۴- نتایج و تحلیل‌ها

##### ۴-۱- بررسی تأثیر طول میخ‌ها بر تغییر مکان‌های افقی سیستم

بمنظور بررسی تأثیر طول میخ‌ها بر تغییر مکان‌های افقی سیستم میخ‌کوبی در خلال بارهای هارمونیک انتخاب شده، به ثبت تغییر مکان‌های افقی رویه در خلال بارگذاری لرزه‌ای مذکور برای هر سیستم با طول میخ معین، پرداخته شده است.

نتایج بدست آمده نشان دهنده‌ی تأثیر چشمگیر طول میخ‌ها بر تغییر مکان‌های الاستیک و پلاستیک بوجود آمده در سیستم میخ‌کوبی می‌باشد بگونه‌ای که در یک بار هارمونیک مشخص کاهش طول میخ‌ها سبب افزایش تغییر شکل‌های افقی سیستم می‌شود. این در حالی است که در خلال کاهش طول میخ‌ها، پس از عبور از مرز رده‌ی طولی  $0.7H$ ، تغییر مکان‌های افقی سیستم با رشد ناگهانی و چشمگیر ۲۷ تا ۵۲ درصدی مواجه می‌شود (شکل ۱۶). این امر صحت توصیه‌های آیین‌نامه FHWA را جهت انتخاب  $0.7H$  به عنوان طول بحرانی میخ‌ها در شرایط لرزه‌ای، مسجل می‌سازد. در مطالعاتی مشابه که توسط توفنکجیان و همکاران توسط آزمایشات سانتریفیوژ دینامیکی انجام شد، آنان نسب طول میخ‌ها برابر با  $0.67H$  را به عنوان طول بحرانی در شرایط لرزه‌ای برای دیوارهای میخ‌کوبی شده معرفی نمودند [۷].

از سوی دیگر در خلال افزایش ارتفاع دیوار، علاوه بر کاهش میزان تغییر مکان‌های افقی‌سازه، تغییرات فاحشی در مُد غالب تغییر شکل سیستم میخ‌کوبی نیز مشاهده می‌شود. به نحوی که افزایش ارتفاع سیستم سبب کم‌رنگ شدن مُد دوران و تبدیل آن به ترکیبی از مُد دوران و شکم‌دادگی می‌گردد (شکل ۱۷). این مُد تغییر شکل توسط توفنکجیان و همکاران نیز برای دیوارهای میخ‌کوبی شده گزارش شده است [۷]. علت این پدیده را می‌توان در رشد تصاعدی طول میخ‌ها در خلال افزایش ارتفاع دیوار به علت وابستگی آن به ارتفاع سیستم و تبدیل آن به یک سیستم نگهدارنده ثقلی، جستجو نمود.

هم‌چنین با استفاده از آزمایشات بیرون‌کشیدگی میخ و آزمایشات ظرفیت خمشی رویه (بر روی نمونه‌ها با ابعاد واقعی و ابعاد مقیاس شده)، اقدام به تهیه‌ی المان‌های کوچک مقیاس میخ و رخ پوش بر اساس قوانین مدلینگ و مقیاس تعریف شده، مطابق با جداول ۹ الی ۱۲ و اشکال ۱۲ و ۱۳ شده است. در انتها با ساخت مدل سیستم میخ‌کوبی بر روی میز لرزه مطابق با مراحل واقعی اجرای آن شکل ۱۴، ضمن اعمال بارهای هارمونیک انتخاب شده و افزایش گام به گام شتاب بیشینه تا رسیدن به لحظه گسیختگی، عملکرد لرزه‌ای این سیستم در قالب تغییر شکل‌های موجود آمده توسط ابزاربندی ارائه شده در شکل ۱۵ ثبت و مورد بررسی قرار گرفته است.

**جدول ۹: روابط مدلینگ حاکم بر آزمایش بیرون کشیدگی میخ**

**Table 9. Similitude rules for pull-out capacity of nail element**

پارامتر	مقدار
فشار سربار	$\sigma_{n(m)} = (\lambda/n) \sigma_{n(p)}$
سرعت بار گذاری	$V_{(m)} = (\lambda/n)^{3/4} V_{(p)}$
تنش بیرون کشیدگی المان تسلیح	$\sigma_{s(m)} = (\lambda/n) \sigma_{s(p)}$
کرنش بیرون کشیدگی المان تسلیح	$\epsilon_{s(m)} = \epsilon_{s(p)}$
مدل مقیاس شده : m	مدل واقعی : p

**جدول ۱۰: پارمترهای هندسی و فیزیکی میخ‌های مورد استفاده در مدل فیزیکی با مقیاس ۱/۱۰**

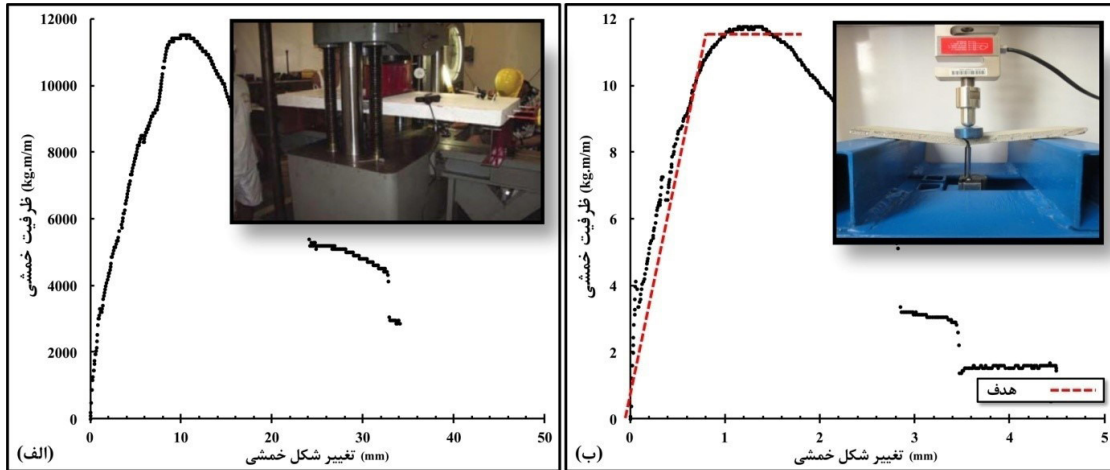
**Table 10. Geometrical and physical parameters of nail element used in reduced scale models**

پارامتر	مقدار	واحد
قطر چال حفاری میخ	۱۰	mm
قطر آرماتور	۲/۵	mm
نسبت آب به مصالح سیمانی	۰/۴۵	----
نسبت سیلت به سیمان	۰/۲۵	----

**جدول ۱۱: روابط مدلینگ حاکم بر آزمایش ظرفیت خمشی رخ پوش**

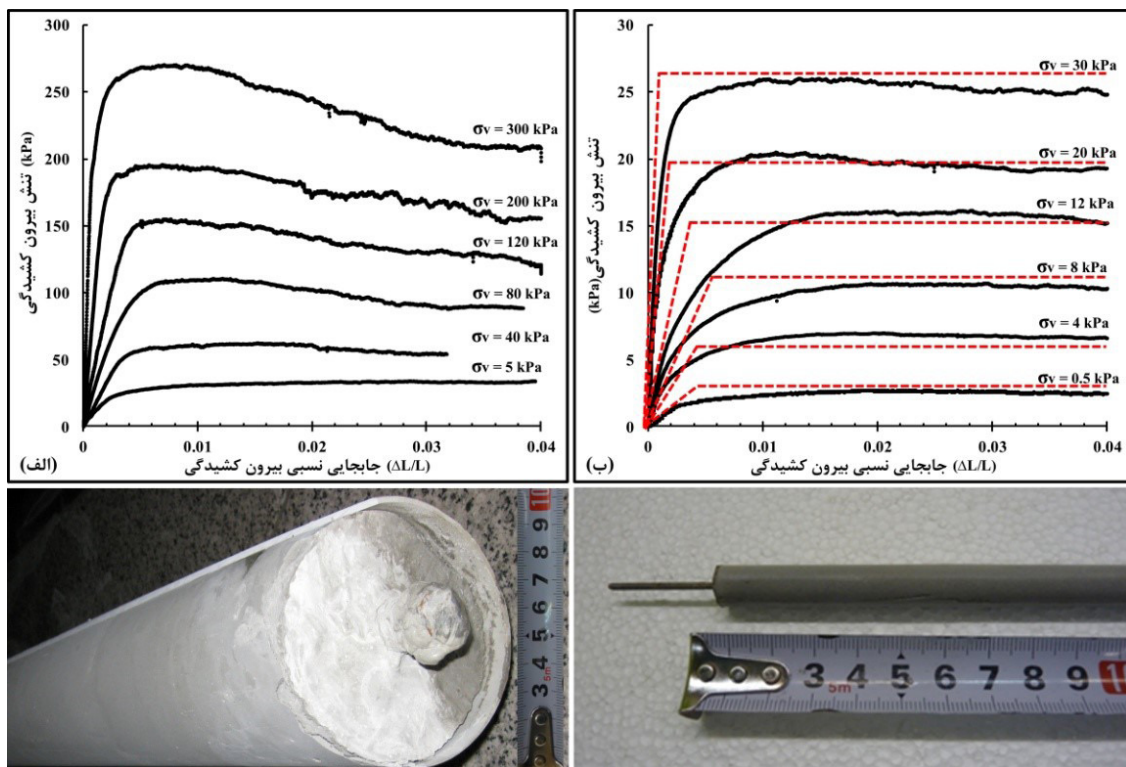
**Table 11. Similitude rules for flexural capacity of facing element**

پارامتر	مقدار
ظرفیت خمشی	$M_{(m)} = (\lambda/n)^4 M_{(p)}$
تغییر شکل خمشی	$\delta_{(m)} = (\lambda/n)^{3/2} \delta_{(p)}$
مدل مقیاس شده : m	مدل واقعی : p



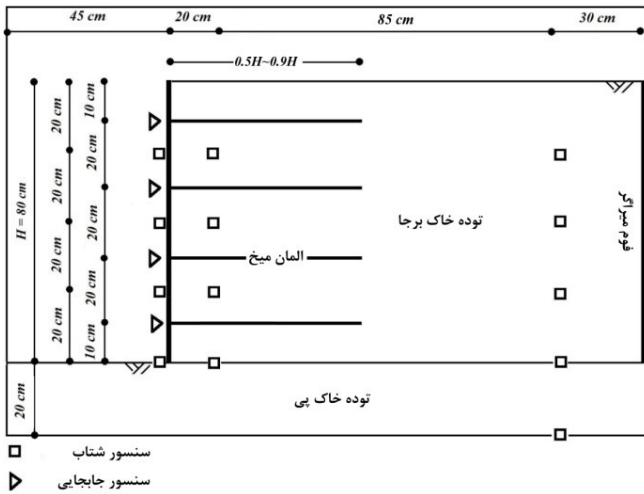
شکل ۱۲: نتایج آزمایشات ظرفیت خمشی: الف) المان رخ پوش با ابعاد واقعی، ب) المان رخ پوش با مقیاس ۱/۱۰

Fig. 12. The results of flexural capacity tests on: (a) full scale permanent facing; (b) reduced-scale facing



شکل ۱۳: نتایج آزمایشات ظرفیت بیرون کشیدگی: الف) المان میخ با ابعاد واقعی، ب) المان میخ با مقیاس ۱/۱۰

Fig. 13. The results of pull-out tests on: (a) full scale nail; (b) reduced-scale nail



شکل ۱۵: شمای کلی از ابزار بندی مدل فیزیکی سیستم خاک میخ کوبی شده بر روی میز لرزه

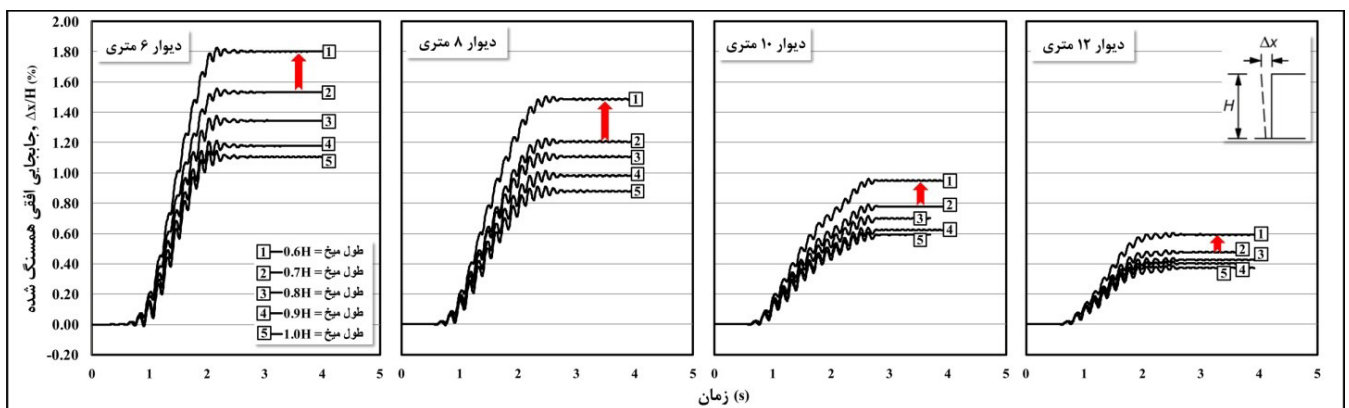
Fig. 15. The arrangement of instrumentation used in shaking table models

همچنین روند تغییرات منظم تغییر شکل‌های افقی دیوار میخ کوبی شده در ترازهای ارتفاعی مختلف را می‌توان ناشی از استفاده از یک رویه‌ی دائمی در سیستم میخ کوبی دانست. این رویه‌ی دائمی با بهره‌گیری از صلبیت مناسب سبب توزیع مناسب نیروهای دینامیکی بین تمامی میخ‌های موجود در سیستم و ایجاد یکپارچگی آنها می‌شود.



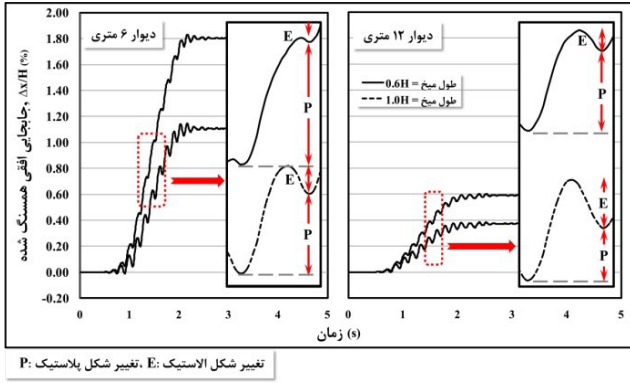
شکل ۱۴: مراحل ساخت و شمای کلی از مدل فیزیکی سیستم خاک میخ کوبی شده بر روی میز لرزه

Fig. 14. The picture of preparation sequence of soil nail wall model

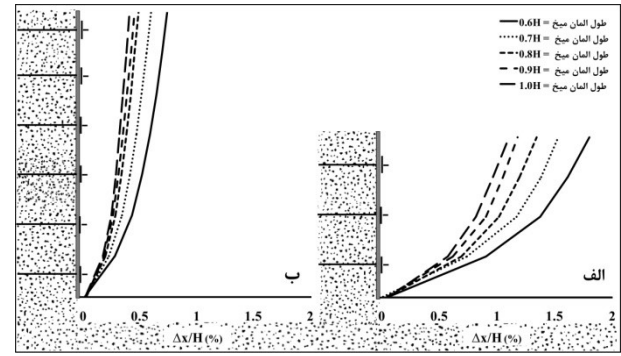


شکل ۱۶: تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های افقی قسمت فوقانی رویه‌ی سیستم میخ کوبی در رده‌های ارتفاعی و طول میخ‌های مختلف در حضور بارهای هارمونیک مربوطه

Fig. 16. The history of normalized horizontal displacements at the crest of the walls with different nail lengths



شکل ۱۸: تأثیرات تغییر شکل‌های الاستیک و پلاستیک از طول میخ‌ها



شکل ۱۷: تغییرات مد تغییر شکل سیستم میخ‌کوبی: الف) دیوار ۶ متری، ب) دیوار ۱۲ متری

Fig. 18. The effect of nail length on plastic and elastic deformations

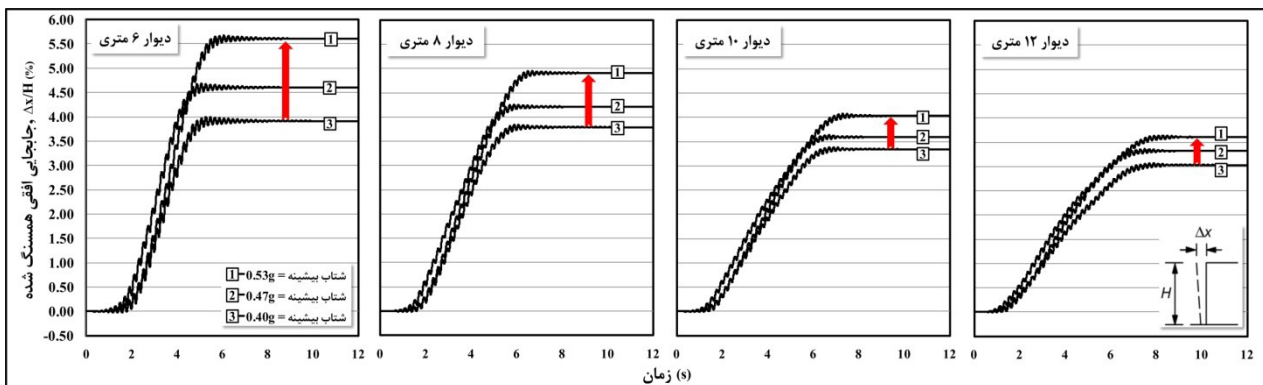
Fig. 17. The effect of nail length on deformation mode of soil nail wall: (a) the 6-meter wall; (b) the 12-meter wall

نتایج بدست آمده نشان دهنده‌ی تأثیر مستقیم شتاب بیشینه بر افزایش تغییر مکان‌های بوجود آمده در سیستم خاک میخ‌کوبی شده می‌باشد بگونه‌ای که میزان این تأثیرگذاری ضمن کاهش ارتفاع سیستم، با رشد متوسط ۵۰ درصدی مواجه می‌شود (شکل ۱۹). عامل این پدیده را می‌توان در تأثیر همزمان رشد تصاعدی طول میخ‌ها در خلال افزایش ارتفاع‌سازه و صلبیت مناسب رویه دائمی که سبب توزیع مناسب نیروهای دینامیکی بین تمامی میخ‌های موجود در سیستم و ایجاد یکپارچگی آن‌ها می‌شود، دانست. از سوی دیگر افزایش شتاب بیشینه، منجر به پر رنگتر شدن مد لغزش در سیستم میخ‌کوبی می‌گردد. این در حالی است که این پدیده با افزایش ارتفاع سیستم کمرنگ می‌شود (شکل ۲۰).

از سوی دیگر، با وجود آنکه سهم اعظم تغییر شکل‌های بوجود آمده در سیستم مربوط به تغییر شکل‌های پلاستیک می‌باشد، افزایش صلبیت توده‌ی مسلح شده در اثر افزایش طول میخ‌ها منجر به پررنگ شدن تغییر شکل‌های الاستیک در کنار تغییر شکل‌های پلاستیک می‌شود به نحوی که این امر در سازه‌هایی با ارتفاع بیشتر، مشهودتر است (شکل ۱۸).

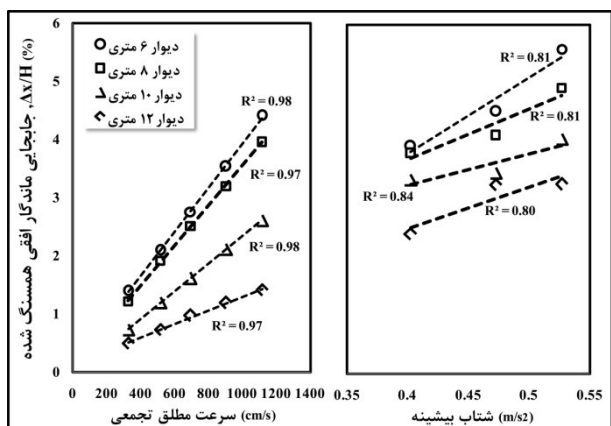
#### ۴-۲- بررسی تأثیر شتاب بیشینه بر تغییر مکان‌های افقی سیستم

در راستای بررسی تأثیر شتاب بیشینه بر تغییر شکل‌های بوجود آمده در سیستم میخ‌کوبی با طول میخ ثابت، به ثبت تغییر مکان‌های افقی رویه‌ی سیستم میخ‌کوبی با طول میخ ثابت در حضور بارهای هارمونیک مربوط به مناطق لرزه‌ای با میزان خطرپذیری متفاوت در خاک تیپ II پرداخته شده است.



شکل ۱۹: تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های افقی قسمت فوقانی رویه‌ی سیستم میخ‌کوبی در رده‌های ارتفاعی مختلف در حضور بارهای هارمونیک مربوطه با شتاب بیشینه متفاوت

Fig. 19. The history of normalized horizontal displacements at the crest of the walls due to different peak ground accelerations



شکل ۲۲: تغییرات تغییر شکل‌های افقی ماندگار سیستم میخ کوبی در مقابل پارامتر CAV و شتاب بیشینه

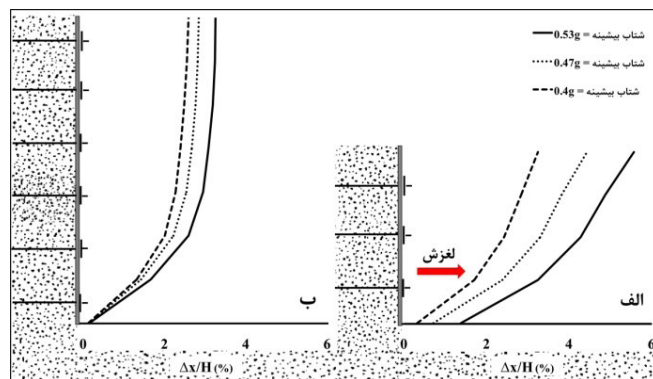
Fig. 22. The variation of horizontal residual displacement versus CAV and  $a_{max}$

#### ۴-۳- بررسی تأثیر سرعت مطلق تجمی (CAV) بر تغییر مکان‌های افقی سیستم

بمنظور بررسی تأثیر سرعت مطلق تجمی بر تغییر شکل‌های بوجود آمده در سیستم میخ کوبی، به ثبت تغییر مکان‌های افقی رویه در حضور بارهای هارمونیک منتخب با مقادیر CAV مختلف پرداخته شده است. نتایج بدست آمده نشان دهنده تأثیر مستقیم پارامتر CAV بر تغییر شکل‌های بوجود آمده در سیستم میخ کوبی می‌باشد بگونه‌ای که افزایش آن سبب رشد خطی و منظم تغییر مکان‌های بوجود آمده در سیستم می‌شود. همچنین نرخ افزایش تغییر شکل‌های دیوار میخ کوبی به ازاء افزایش پارامتر CAV، ضمن کاهش ارتفاع دیوار با رشد ۵۷ درصدی مواجه می‌شود. از سوی دیگر افزایش این پارامتر مد دوران را در سیستم میخ کوبی پر رنگ‌تر می‌سازد که این پدیده با افزایش ارتفاع سیستم کم‌رنگ می‌شود (شکل ۲۳). همچنین وجود همبستگی با شعاع همگرایی ۰/۹۸ بین پارامتر CAV و تغییر شکل‌های ماندگار بوجود آمده در سیستم میخ کوبی که در شکل ۲۲ نیز مشاهده می‌شود، بر خلاف پارامتر شتاب بیشینه، بیانگر کارآمد بودن پارامتر CAV به عنوان پارامتر شاخص در انتخاب زلزله طرح در روش طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای برای سیستم‌های خاک میخ کوبی شده نیز می‌باشد.

#### ۴-۴- تعیین مرزهای سطوح عملکرد

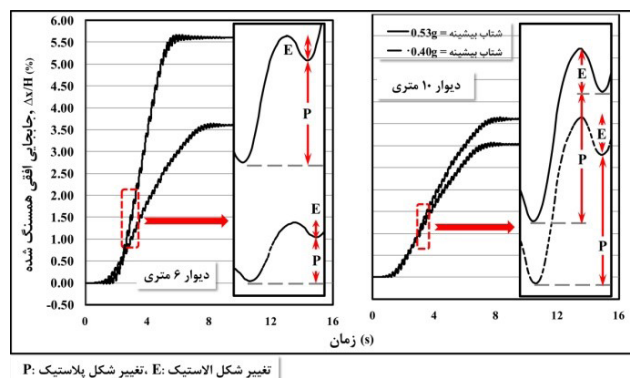
در راستای تعیین مرزهای سطوح عملکرد سیستم میخ کوبی، با انتخاب تغییر مکان رویه به عنوان معیار عملکرد و با استناد بر تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های رویه و مشاهدات مدل فیزیکی، به تعیین مرزهای عملکرد این سیستم پرداخته شده است.



شکل ۲۰: تأثیر پذیری مد لغزش از تغییرات شتاب بیشینه: الف) دیوار ۶ متری، ب) دیوار ۱۲ متری

Fig. 20. The effect of peak ground acceleration on deformation mode of soil nail wall: (a) the 6-meter wall; (b) the 12-meter wall

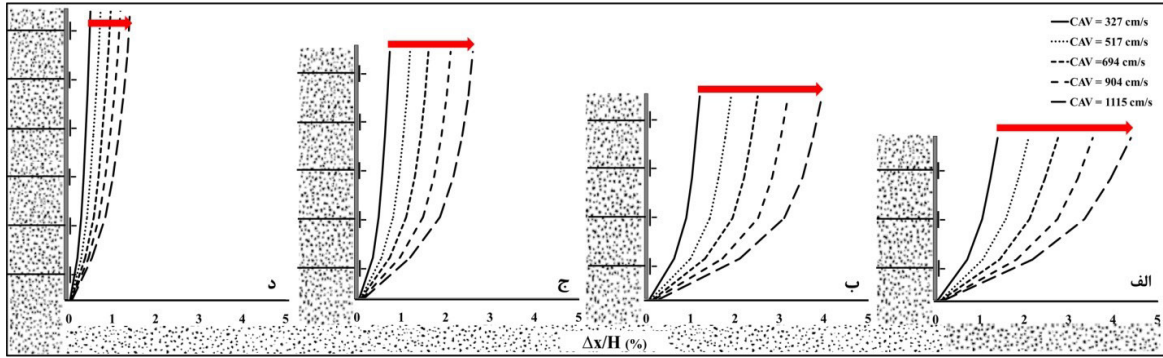
همچنین میزان تأثیر پذیری تغییر شکل‌های پلاستیک از افزایش شتاب بیشینه به مراتب بیشتر از تغییر شکل‌های الاستیک بوده است به نحوی که ضمن افزایش ۳۲ درصدی شتاب بیشینه، سیستم میخ کوبی شاهد رشد ۱/۱ تا ۲/۳ برابری تغییر شکل‌های پلاستیک برای دیوارهای بلند تا دیوارهای کوتاه در هر سیکل بارگذاری بود. لذا می‌توان شتاب بیشینه را عامل اصلی انتقال سیستم از حالت الاستیک به محدوده پلاستیک و ایجاد گسیختگی در سیستم دانست (شکل ۲۱).



شکل ۲۱: تأثیرات تغییر شکل‌های الاستیک و پلاستیک از شتاب بیشینه

Fig. 21. The effect of peak ground acceleration on plastic and elastic deformations

از سوی دیگر عدم همبستگی مطلوب با شعاع همگرایی ۰/۸ تا ۰/۸۴ بین شتاب بیشینه و تغییر شکل‌های ماندگار بوجود آمده در سیستم میخ کوبی که در شکل ۲۲ نیز مشاهده می‌شود، بیانگر عدم کارایی مطلوب شتاب بیشینه به عنوان پارامتر شاخص در انتخاب زلزله طرح در روش طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای برای توده خاک میخ کوبی شده نیز می‌باشد.

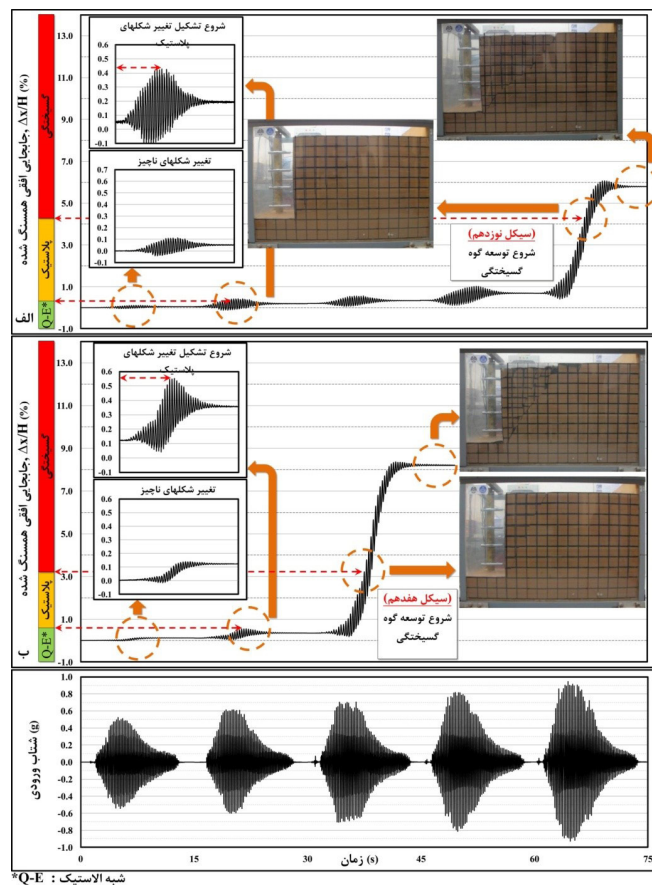


شکل ۲۳: تأثیرپذیری تغییر شکل‌های افقی دیوار از تغییرات پارامتر CAV: (الف) دیوار ۶ متری، (ب) دیوار ۸ متری، (ج) دیوار ۱۰ متری، (د) دیوار ۱۲ متری

Fig. 23. The effect of CAV on deformation mode of soil nail wall: (a) the 6-meter wall; (b) the 8-meter wall; (c) the 10-meter wall; (d) the 12-meter wall

۴/۲۵٪، به عنوان نقطه‌ی شروع تشکیل گوه‌ی گسیختگی مشاهده شده است (شکل ۲۴). بنابراین مقادیر  $\Delta x/H = 0/5\%$  بعنوان مرز وقوع تغییر شکل‌های پلاستیک و  $\Delta x/H = 3/75\%$  به عنوان مرز تشکیل گوه‌ی گسیختگی و وقوع تخریب برای سیستم میخ‌کوبی انتخاب و معرفی می‌شود.

مشاهدات صورت گرفته حاکی از وقوع ریزترک‌هایی در مدل‌های فیزیکی سیستم میخ‌کوبی با طول میخ‌های مختلف در خلال تجربه‌ی تغییر مکان‌های نرمالیزه شده‌ای در محدوده مقادیر ۰/۴۲٪ الی ۰/۵۸٪ می‌باشد. این در حالی است که محدوده‌ی تغییر مکان‌های نرمالیزه شده‌ی ۳/۲۵٪



شکل ۲۴: مرزهای سطوح عملکرد سیستم میخ‌کوبی شده با: (الف) طول میخ ۰/۹ H، (ب) طول میخ ۰/۵ H

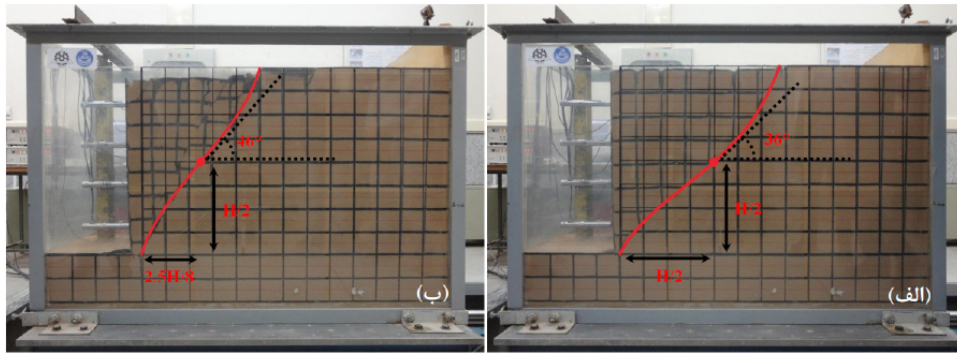
Fig. 24. Boundaries of performance levels of soil nail walls: (a) The model includes nails with length 0.9H; (b) 0.5H.



۴-۵- الگوی گوه گسیختگی سیستم خاک میخ کوبی شده

مشاهدات فیزیکی از وضعیت سیستم میخ کوبی پس از رسیدن به شرایط گسیختگی حاکی از تشکیل یک گوهی گسیختگی منحنی الخط متشکل از یک سهمی با نقطه‌ی عطف مشخص بوده که این نقطه مرکز تغییر تقعر منحنی می باشد (شکل ۲۵).

از آنجا که تعیین مرز تشکیل گوهی گسیختگی یکی از مهم‌ترین گام‌ها در روش طراحی بر مبنای عملکرد لرزه‌ای می باشد، گزارشاتی توسط محققین مختلف در این زمینه ارائه شده است. توفنجیان و همکاران میزان تغییر شکل افقی لازم جهت شکل گیری گوه گسیختگی را برای دیوارهای میخ کوبی شده  $4/8$  درصد ارتفاع دیوار گزارش کرده اند [۷]. این میزان تغییر شکل توسط هانگ و همکاران برای شیب‌های میخ کوبی شده به طور متوسط ۴ درصد ارتفاع گزارش شده است [۸].

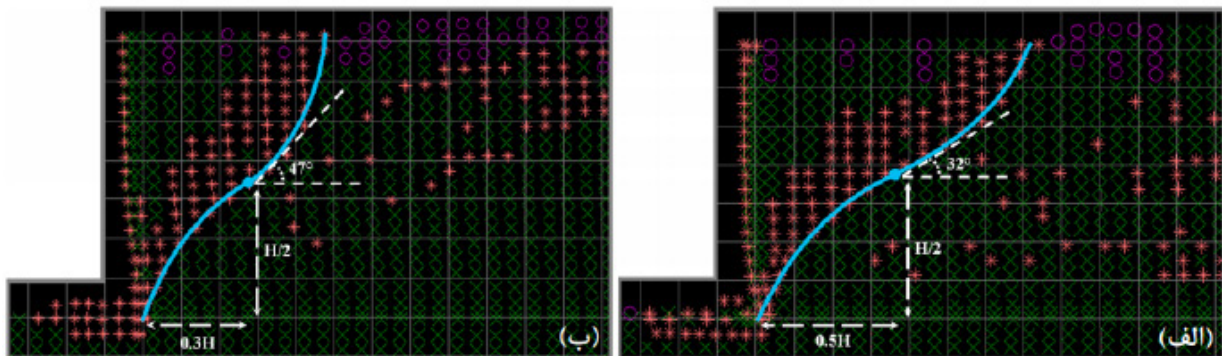


شکل ۲۵: شکل هندسی گوه گسیختگی مدل فیزیکی سیستم میخکوبی شده با: (الف) طول میخ  $0.9H$  و (ب) طول میخ  $0.5H$

Fig. 25. The geometry of the failure mechanism of the physical model includes nails with length  $0.9H$ ; (b)  $0.5H$

مطالعات عددی و آزمایشگاهی و شواهد موجود، می توان گوهی گسیختگی احتمالی در سیستم خاک میخ کوبی را به فرم شکل ۲۷ ارائه نمود. انطباق قابل توجه موجود میان مشاهدات صورت گرفته از مدل‌های فیزیکی تحقیق حاضر با گزارشات اعلام شده توسط توفنجیان و همکاران از شکل گوهی گسیختگی دیوارهای میخ کوبی شده [۷] و مشاهدات گیری و همکاران [۹] و وانگ و همکاران [۱۲] از شکل گوهی گسیختگی شیب‌های میخ کوبی شده حاکی فرض ناصحیح خطی بودن گوهی گسیختگی توسط روش‌های متداول طراحی می باشد.

مشاهدات نشان می دهد که مکان هندسی نقطه‌ی عطف تابعی از طول میخ‌ها می باشد به نحوی که مطابق شکل ۲۵ برای میخ‌هایی با طول بیشتر از  $0.7H$  در طول و ارتفاع  $H/2$  از پشت دیوار و برای میخ‌هایی با طول کمتر از  $H$  در ارتفاع  $H/2$  و طول  $H/8$  از پشت دیوار تشکیل می شود. همچنین شیب منحنی نیز تابعی از طول میخ‌ها بوده و با کاهش طول میخ‌ها افزایش می یابد. از سوی دیگر توزیع نواحی پلاستیک در مدل‌های عددی سیستم میخ کوبی نیز حاکی از تشکیل یک گوهی گسیختگی منحنی الخط متشکل از یک سهمی با نقطه‌ی عطف مشخص بوده که این نقطه مرکز تغییر تقعر منحنی می باشد (شکل ۲۶). با توجه به تطابق چشم گیر نتایج بدست آمده از



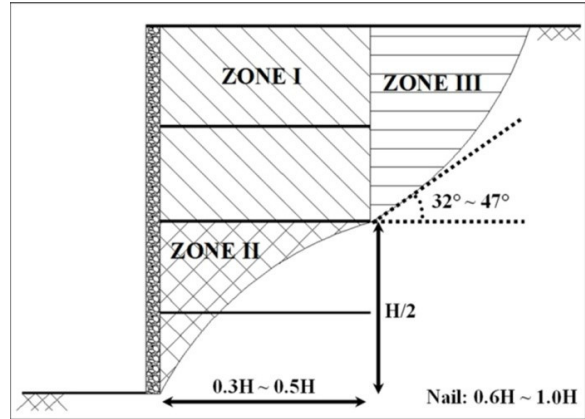
شکل ۲۶: شکل هندسی گوه گسیختگی مدل عددی سیستم میخکوبی شده با: (الف) طول میخ  $0.9H$  و (ب) طول میخ  $0.5H$

Fig. 26. The geometry of the failure mechanism of the numerical model includes nails with length  $0.9H$ ; (b)  $0.5H$

۴-۶- ارائه ضریب شبه استاتیکی بر اساس سطوح عملکرد سیستم میخ کوبی شده

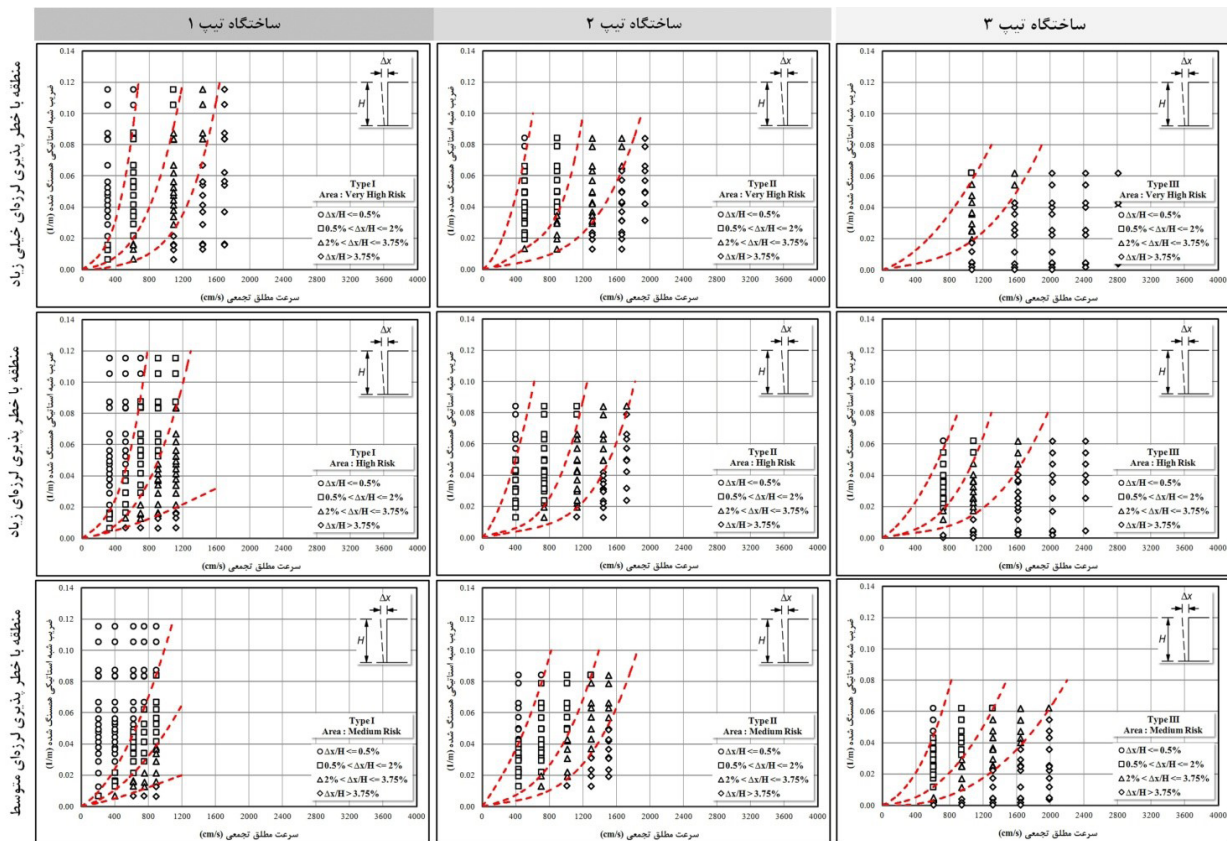
با استناد بر نتایج آنالیزهای دینامیکی هر یک از مدل‌های عددی ساخته شده در قالب تغییر شکل‌های افقی حداکثر رویه و با تکیه بر ضرایب شبه استاتیکی معادل هر مدل، ضریب شبه استاتیکی به عنوان تابعی از میزان تغییر شکل‌های ماندگار سیستم خاک میخ کوبی شده (مرزهای سطوح عملکرد) و مقدار پارامتر CAV، برای ساخت‌گاه‌ها و مناطق لرزه‌ای تعریف شده در این تحقیق به صورت مجزا در قالب نمودارهای شکل ۲۸ ارائه شده است.

لذا با استفاده از نمودارهای ارائه شده می‌توان بر اساس ساخت‌گاه و منطقه‌ی لرزه‌ای قرارگیری سیستم میخ کوبی، ضمن انتخاب پارامتر CAV زلزله‌ی طرح و سطوح عملکرد مورد انتظار از سیستم، مقدار ضریب شبه استاتیکی معادل با شرایط مذکور را تعیین نمود.



شکل ۲۷: شکل هندسی گوی‌گسیختگی احتمالی سیستم میخ کوبی

Fig. 27. The geometry of potential failure wedge in soil-nailed walls



شکل ۲۸: ضرایب شبه استاتیکی معادل سطوح عملکرد سیستم خاک میخ کوبی شده بر اساس تقسیمات ساخت‌گاهی

Fig. 28. Illustration of failure surfaces and soil zones involved in failure mechanism

## ۵- نتیجه گیری

۱۱. بر اساس شکل گیری اولیه ریزترک‌ها در خلال تجربه‌ی تغییرمکان‌های نرمالیزه شده‌ای در محدوده مقادیر  $0/42\%$  الی  $0/58\%$ ،  $\Delta x/H = 0/5\%$  به عنوان مرز سطح عملکرد قابل بهره‌برداری (شروع ناحیه پلاستیک) توصیه شد. همچنین با توجه به شروع تشکیل سطح گسیختگی در خلال تجربه‌ی تغییرمکان‌های نرمالیزه شده‌ای در محدوده مقادیر  $3/25\%$  الی  $4/25\%$ ،  $\Delta x/H = 3/75\%$  به عنوان مرز سطح عملکرد تخریب در دیوار میخ‌کوبی شده معرفی گردید.
۱۲. ارائه‌ی شکل گوه‌ی گسیختگی احتمالی در دیوارهای میخ‌کوبی شده به فرم یک منحنی که نقطه‌ی عطف آن تابعی از طول میخ‌ها می‌باشد.
۱۳. تعریف ضریب شبه استاتیکی به عنوان تابعی از سطوح عملکرد دیوارهای میخ‌کوبی شده، پارامتر CAV زلزله‌ی طرح، نوع ساخت‌گاه و لرزه خیزی منطقه طبق طبقه‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ و شرایط ژئوتکنیکی ایران

- با تکیه بر نتایج بدست‌آمده از مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام شده بر روی سیستم خاک میخ‌کوبی شده، می‌توان به موارد زیر در قالب یک نتیجه گیری جامع اشاره نمود:
۱. افزایش تغییر شکل‌های افقی سیستم میخ‌کوبی ناشی از کاهش طول میخ‌ها در تمامی تحریک‌های لرزه‌ای و وقوع رشد ناگهانی ۲۷ تا ۵۲ درصدی تغییر شکل‌های افقی ضمن عبور از مرز رده‌ی طولی  $0/7 H$  در خلال کاهش طول میخ‌ها تأییدی است بر صحت توصیه‌های آیین‌نامه FHWA در خصوص انتخاب  $0/7 H$  به عنوان طول بحرانی میخ‌ها در شرایط لرزه‌ای.
  ۲. تبدیل مُد تغییر شکل دیوار میخ‌کوبی از مُد دوران به ترکیبی از مُد دوران و شکم‌دادگی در خلال افزایش ارتفاع دیوار، در تمامی رده‌های طولی میخ
  ۳. افزایش سهم تغییر شکل‌های الاستیک از کل تغییر شکل‌های تجربه شده در هر سیکل بارگذاری در اثر افزایش طول میخ‌ها
  ۴. روند رشد تغییرمکان‌های موجودآمده در دیوارهای میخ‌کوبی شده در اثر افزایش شتاب بیشینه، ضمن کاهش ارتفاع دیوار با رشد متوسط ۵۰ درصدی مواجه می‌شود.
  ۵. پر رنگ‌تر شدن مُد لغزش در سیستم میخ‌کوبی ضمن افزایش شتاب بیشینه و کم‌رنگ شدن این پدیده در اثر افزایش ارتفاع دیوار
  ۶. تأثیرپذیری بیشتر تغییر شکل‌های پلاستیک از افزایش شتاب بیشینه نسبت به تغییر شکل‌های الاستیک و وقوع رشد  $1/1$  تا  $2/3$  برابری تغییر شکل‌های پلاستیک برای دیوارهای بلند تا دیوارهای کوتاه در هر سیکل بارگذاری ضمن افزایش ۳۲ درصدی شتاب بیشینه
  ۷. عدم همبستگی مطلوب با شعاع همگرایی  $0/8$  تا  $0/84$  بین شتاب بیشینه و تغییر شکل‌های ماندگار بوجود آمده سبب شد تا پارامتر  $\alpha_{max}$  جهت انتخاب زلزله‌ی طرح در روش طراحی بر مبنای عملکرد، برای دیوارهای میخ‌کوبی شده به عنوان یک پارامتر نامناسب معرفی گردد.
  ۸. روند رشد تغییر مکان‌های موجودآمده در دیوارهای میخ‌کوبی شده در اثر افزایش پارامتر CAV، ضمن کاهش ارتفاع دیوار با رشد متوسط ۵۷ درصدی مواجه می‌شود.
  ۹. پر رنگ‌تر شدن مُد دوران در اثر افزایش پارامتر CAV و کم‌رنگ شدن این پدیده ضمن افزایش ارتفاع سیستم
  ۱۰. وجود همبستگی مناسب با شعاع همگرایی  $0/98$  بین پارامتر CAV و تغییر شکل‌های ماندگار بوجود آمده در سیستم میخ‌کوبی سبب شد تا پارامتر CAV به عنوان یک پارامتر کارآمد جهت انتخاب زلزله‌ی طرح در روش طراحی بر مبنای عملکرد، برای دیوارهای میخ‌کوبی شده توصیه گردد.

## مراجع

- [1] GEOGUIDE 7, Guide to Soil NAIL Design and Construction, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2008.
- [2] FHWA-NHI-14-007, Soil Nail Walls Reference Manual, Federal Highway Administration and National Highway Institute, Washington DC, 2015.
- [3] L.J. Su, J.H. Yin, W.H. Zhou, Influences of overburden pressure and soil dilation on soil nail pull-out resistance, Computers and Geotechnics Journal, 37(2) (2010) 555-564.
- [4] S.A. Tan, P.H. Ooi, T.S. Park, W.L. Cheang, Rapid Pullout Test of Soil Nail, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(9) (2008) 1327-1338.
- [5] M. Choukeir, I. Juran, S. Hanna, Seismic Design of Reinforced- Earth and Soil-Nailed Structures, Ground Improvement, 1(1997) 223-238.
- [6] I. Juran, G. Baudrand, K. Farrang, V. Elias, Kinematical Limit Analysis for Design of Soil-Nailed Structures, Journal of Geotechnical Engineering, 116(1) (1990) 54-72.
- [7] M.R. Tufenkjian, M. Vucetic, Dynamic failure Mechanism of Soil- Nailed Excavation Models in Centrifuge, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(3) (2000) 227-235.
- [8] Y. Hong, R. Chen, C. Wu, J. Chen, Shaking Table Test and Stability Analysis of Steep Nailed Slopes, Canadian Geotechnical Journal, 42(2005) 1264- 1279.

- (2010) 464-476.
- [21] Y. Wu, S. Prakash, Design Charts for Retaining Walls in Seismic Areas, *GeoFlorida 2010*, pp. 2973-2981.
- [22] A.L. Simonelli, P. Penna, Performance-based design of gravity retaining walls under seismic actions, *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, Doppiavoce, Napoli, Italy, 2009, pp. 277-289.
- [23] B. Doran, J. Shen, B. Akbas, Seismic Evaluation of Existing Wharf Structures Subjected to Earthquake Excitation: Case Study, *Earthquake Spectra*, 31(2) (2015) 1177-1194.
- [24] J. Koseki, S. Nakajima, M. Tateyama, M. Shinoda, Seismic performance of geosynthetic-reinforced soil retaining walls and their performance-based design in Japan, in: *Proceedings of the international conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering*, IS-Tokyo, 2009, pp. 149-162.
- [25] C.C. Huang, S.H. Wu, H.J. Wu, Seismic displacement criterion for soil retaining walls based on soil strength mobilization, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(1) (2009) 74-83.
- [26] M. Yazdandoust, Laboratorial and Numerical Studies on Reinforced Soil and Earth with Steel Elements, Ph.D. Thesis, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran, 2013.
- [27] R. J. Bathurst, K. Hatami, Influence of Reinforcement Stiffness, Length and Base Condition on Seismic Response of Geosynthetic Reinforced Soil Wall, in: *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, USA, 1998, pp. 613-616.
- [28] No S. 2800, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Fourth Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, 2014.
- [29] K. Ishihara, A.M. Asal, Dynamic behavior of soils, soil amplification and soil structure interaction, final report for working group d, UNDP/UNESCO project on earthquake risk reduction in Balkan region, 1982.
- [30] M.K. Jafari, A. Shafiee, A. Ramzkhah, Dynamic properties of the fine grained soils in south of Tehran, *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 4(2002) 25-35.
- [31] H.B. Seed, T.R. Wong, I.M. Idriss, K. Tokimatsu, Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11) (1986) 1016-1032.
- [32] E.Y. Sharif, A.A. Al Bis, M.K. Harb, An Application of Geophysical Techniques for Determining Dynamic Properties of the Ground in Dubailand Area, UAE.”, Arab Center for Engineering Studies, 2008.
- [33] J. Chai, J.P. Carter, Deformation Analysis in Soft Ground
- [9] G.L. Sivakumar Babu, V. Pratap Singh, Numerical Analysis of Performance of Soil Nail Walls in Seismic Conditions, *ISET Journal of Earthquake Technology*, 45(1-2) (2008) 31-40.
- [10] D. Giri, A. Sengupta, Dynamic Behavior of Small Scale Nailed Soil Slopes, *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(2009) 678-698.
- [11] A. Sengupta, D. Giri, Behavior of nailed steep slopes in laboratory shake table tests, in: *Proceedings of the Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, California, 2010.
- [12] L.P. Wang, G. Zhang, J.M. Zhang, Nail reinforcement mechanism of cohesive soil slopes under earthquake conditions, *Soils and Foundations*, 50 (4) (2010) 459-469.
- [13] S. He, C. Ouyang, Y. Luo, Seismic stability analysis of soil nail reinforced slope using kinematic approach of limit analysis, *Environmental Earth Sciences*, 66(1) (2012) 319-326.
- [14] F. Tatsuoka, H. Munoz, T. Kuroda, H. Nishikiori, R. Soma, T. Kiyota, M. Tateyama, K. Watanabe, Stability of existing bridges improved by structural integration and nailing, *Soils and Foundations*, 52(3) (2012) 430-448.
- [15] S. Majidian, A. Komakpanah, 2D numerical modelling of soil-nailed structures for seismic improvement, *Geomechanics and Engineering Journal*, 5(1) (2013) 37-55.
- [16] S. Zamiran, H. Ghojavand, H. Saba, Numerical Analysis of Soil Nail Walls under Seismic Condition in 3D Form Excavations, *Applied Mechanics and Materials*, 204-208(2012) 2671-2676.
- [17] V.M. Rotte, B.V.S. Viswanadham, Centrifuge and Numerical Model Studies on the Behaviour of Soil-Nailed Slopes with and without Slope Facing, in: *Proceedings of the International Conference on Tunneling and Underground Construction*, ASCE, China, 2014, pp. 581-591.
- [18] S.L. Kramer, Performance-based design methodologies for geotechnical earthquake engineering, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(3) (2013) 1049-1070.
- [19] S.L. Kramer, C. Valdez, B. Blanchette, J.W. Baker, Performance-Based Design Factors for Pile Foundations, PEER Report Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley, 2014.
- [20] C. Ledezma, J. Bray, Probabilistic Performance-Based Procedure to Evaluate Pile Foundations at Sites with Liquefaction-Induced Lateral Displacement, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136(3)

- [38] PIANC, Seismic design guidelines for port structures, International Navigation Association, Working Group No. 34 of the Maritime Navigation Commission, Tokyo, 2001.
- [39] C.C. Huang, J.C. Horng, W.J. Chang, J.S. Chiou, C.H. Chen, Dynamic behavior of reinforced walls e Horizontal displacement response, Geotextiles and Geomembranes, 29(2011) 257-267.
- [40] D.M. Wood, Geotechnical Modeling, Version 2.2, 2014 (electronic copy).
- Improvement, Springer Science & Business Media, 2011.
- [34] S.L. Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1996.
- [35] FLAC Manual , Ver. 5.0, Itasca, USA, 2005.
- [36] L.J. Su, J.H. Yin, W.H. Zhou, Influences of overburden pressure and soil dilation on soil nail pull-out resistance, Computers and Geotechnics, 37(2010) 555-564.
- [37] NCHRP REPORT 701, Proposed Specifications for LRFD Soil-Nailing Design and Construction, in: National Cooperative Highway Research Program, 2011.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

M. Yazdandoust, Numerical and Experimental Study on Seismic Behavior of Soil-Nailed Walls to Introduce the Pseudo Static Coefficient Based on Performance Levels, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(1) (2018) 189-210.

DOI: 10.22060/ceej.2017.11737.5068



