تأثیر بهسازی خاک به روش تزریق آمیزه سیمانی بر ظرفیت باربری پی‌های سطحی تحت اثر مؤلفهٔ قائم زلزله

مهندس علی‌رضا خلدبرین، دکتر علی معصومی: گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت معلم
دکتر محمد داودی: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

تاریخ: دریافت ۸۷/۳/٦ **پذیرش** ۸۸/٦/۲۳

چکیده

در این مقاله از یک پی منفرد صلب با ابعاد و پارامترهای هندسی مشخص بر روی خاک ماسهٔ رس‌دار استفاده شده است. مدل مذکور با نرم‌افزار تحلیلی FLAC به روش تفاضل محدود در حالت استاتیکی و تحت مؤلفهٔ قائم شتاب زمین حاصل از سه شتاب‌نگاشت زلزله، تحلیل شده است. هم‌چنین تحلیل‌های دینامیکی با درصدهای مختلف سیمان مجددا تکرار شده است. منحنی‌های نشست- بار در حالت استاتیکی و دینامیکی مقایسه شده و میزان ظرفیت باربری در این حالت‌ها بررسی شده است. پس از این تحلیل‌ها با تغییر پارامترهای الاستیک و پلاستیک خاک، بر اثر تزریق درصدهای مختلف سیمان (۲، ٤ و٦ درصد)، مجدداً تحلیل‌ها برای ترسیم نمودار نشست- بار انجام شده و ظرفیت‌های باربری در حالت‌های مختلف با یک‌دیگر مقایسه شده‌اند. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که با اضافه کردن ۲، ٤ و ٦ درصد سیمان با شرایط خاص که در این پژوهش به آن اشاره می‌شود، ظرفیت باربری دینامیکی به ترتیب ۲٫۷، ٤٫۲ و ۷٫۰ درصد، نسبت به خاک معمولی، افزایش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی: نشست قائم دینامیکی، پی سطحی، نرم‌افزار FLAC، مؤلفهٔ قائم شتاب زمین، تنش نرمال

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

مقدمه

هدف از این پژوهش مرور و بررسی رفتار دینامیکی پی‌های سطحی در حالت خاک معمولی و خاک به‌سازی شده است. در دهه‌های گذشته تحقیقات بسیاری برای تعیین رفتار دینامیکی پی‌های سطحی برای رسیدن به پاسخ‌های سریع و کاربردی در طراحی پی صورت گرفته است. بسیاری از پژوهش‌گران رفتار دینامیکی پی را تحت مؤلفهٔ افقی زلزله بررسی کرده‌اند. این مقاله عمل‌کرد پی تحت مؤلفهٔ قائم شتاب زمین را بررسی، و ظرفیت باربری را در حالت استاتیکی و حالت‌های دینامیکی مقایسه می‌کند. برای مدل‌سازی عددی خاک به‌سازی شده به روش تزریق از معادلات و نمودارهایی که از بررسی‌های آزمایشگاهی به‌دست آمده‌اند، استفاده شده است.

مرور متون فنی

الف) ظرفیت باربری

تاریخچهٔ بررسی نشست و ظرفیت باربری خاک زیر شالوده‌ها در شرایط بدون زلزله، به چند دهه قبل بازمی‌گردد و توسعه تئوری‌ها و تحلیل‌های مربوط به آن از زمان ترزاقی[۱] تاکنون در ده‌ها مقاله و گزارش به چاپ رسیده است که از آن جمله می‌توان به پژوهش‌گرانی مانند میرهوف[۱] (۱۹۵۱) [۲]، کاکوت و کریست[۲] (۱۹۵۳) [۳]، وسیک[۳] (۱۹۷۳) [٤]، کین[٤] (۱۹۷۳) [٤] و بسیاری دیگر اشاره نمود. از سوی دیگر گرچه عمل‌کرد زلزله در حوزهٔ ژئوتکنیک بررسی شده است، ولی به آن‌گونه که تعداد مقالات، گزارش‌ها و تنوع و تعدد محاسبات و تحلیل‌ها و آزمایش‌ها در خصوص شرایط استاتیکی (بدون زلزله) پی در دسترس است، مباحث لرزه‌ای خاک مورد بحث و تحلیل قرار نگرفته است.

اگر یک سازه تحت ارتعاش‌های ناشی از زلزله واقع شود، بارهای وارد بر پی این سازه در هنگام زلزله عبارت خواهند بود از بارهای متناوب قائم، بارهای متناوب افقی و لنگرهای متناوب حول یک یا چند محور. هم‌چنین زلزله سبب ایجاد نیروی اینرسی در تودهٔ خاک زیر پی خواهد شد که این عامل نیز بر نشست پی تأثیرگذار است.

۱.Meyerhof ۲.Caquot and Kerisel ۳.Vesic ۴.Chen ۵.Richards

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

در تحقیقات و بررسی‌های انجام شده در زمینه تنش نرمال زیر پی، ریچارد و همکاران (۱۹۹۳) [۶] گفته‌اند که تحت مؤلفهٔ افقی زلزله، نیروهای اینرسی داخل تودهٔ خاک، مقاومت خاک موجود را کاهش می‌دهد و در نتیجه ظرفیت باربری پی سطحی کاهش می‌یابد. هم‌چنین انتقال برش در فصل مشترک خاک- سازه ظرفیت باربری را نیز کاهش می‌دهد. در سال ۱۹۹۵، دورمیو و پکر[۱] [۷]، با در نظر گرفتن سطح گسیختگی به شکل منحنی پراندل در زیر پی و کران بالا و پایین برای مدل، نتیجه گرفتند، کاهش ظرفیت باربری عمدتاً ناشی از بار مایل بوده و نیروهای اینرسی ناشی از توده خاک اثر کمی بر روی ظرفیت باربری دارند. در این زمینه محققان دیگر نظیر بودو و الکمی[۲] (۱۹۹۳) [۸]، کما و مهانرو[۳] (۲۰۰۲) [۹]، سوبرا[۴] (۱۹۹۷) [۱۰]، سارما و ایسوسیفیلز[۵] (۱۹۹۰) [۱۱] با بررسی روی سطح گسیختگی زیر پی و تعیین بار حدی، نسبت های تقلیل را برای ضرایب ظرفیت باربری در نظر گرفتند و بر این اساس نمودارهایی برای ضرایب Nc، Nq و Nγ بر حسب زاویهٔ اصطکاک ارائه کردند. اکاموتو[۶] نیز در سال ۱۹۷۳، کاهش ظرفیت باربری بر اثر زلزله‌ها را با کاهش زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک به اندازهٔ $i = \tan^{-1} K_h$ مدل‌سازی کرد [٦].

با نگاهی اجمالی به روش‌های تحلیلی ارائه شده، از سال‌های ۱۹۵۰ (یا حتی قبل از آن) به این‌سو می‌توان همهٔ محاسبات را در سه گروه قرار داد. محاسباتی که در آن‌ها اثر زلزله را به صورت یک بار افقی وارد بر سازه پی و نیز بخش سربار در نظر می‌گیرد و از اینرسی حاصل از زلزله در تودهٔ خاک زیر پی صرف‌نظر می‌کند (مانند روش مایرهوف و سوکولفسکی). در حقیقت این نوع محاسبات را باید به حساب عمل‌کرد بار مایل گذاشت. محاسباتی که در آن‌ها اثر مؤلفهٔ افقی زلزله نه تنها بر سازهٔ پی و بر سربار منظور شده، بلکه بر بخش‌های ناحیه گسیختگی خاک فونداسیون نیز منظور شده است (مانند محاسبات سارما و یوسیفلیس) و محاسبات مفصل‌تر که در آن‌ها مؤلفهٔ قائم زلزله نیز مد نظر بوده است (مانند روش کومار و رائو) [۱۲].

۱.Dormieux & Pecker ۲.Budhu & Al-Kerni ۳.Kumar & Mohan Rao
۴.Soubra ۵.Sarma & Isossifelis ۶.Okamoto

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

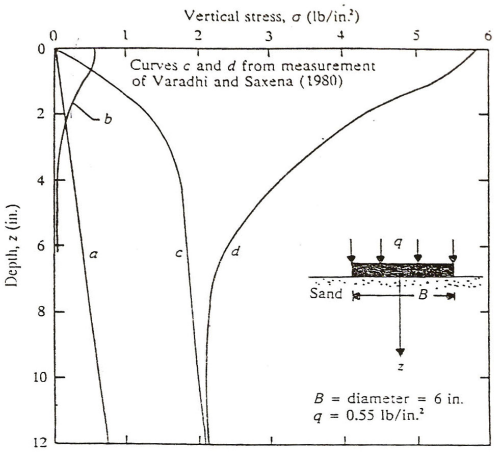
[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

در سال‌های اخیر اهمیت پرداختن به مؤلفهٔ قائم شتاب نگاشت در تحلیل‌ها و آزمایش‌ها مورد توجه و بررسی قرار گرفته است که از جمله این تحقیقات می‌توان به بررسی آزمایشگاهی که ورادی و ساکسن[۱] (۱۹۸۰) انجام داده‌اند، اشاره کرد [۱٤].

در این آزمایش از یک پی دایروی روی خاک ماسه‌ای استفاده شد و انتقال عمودی بار در زیر پی بررسی شد. تنش‌های قائم خاک نسبت به عمق در شرایط استاتیکی با و بدون وجود پی و در حالت دینامیکی با و بدون وجود پی مقایسه شدند. در این پژوهش چنان‌که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، نتایج زیر حاصل شد [۱٤] :

۱. حداکثر تنش عمودی دینامیکی در حالت وجود پی (منحنی d)، در حدود ۱۰ برابر بیش‌تر از تنش عمودی در حالت استاتیکی است.

۲. در عمق دو برابر قطر پی ($2B$)، تأثیر جرم پی روی توزیع تنش عمودی ناچیز است.



شکل ۱. تنش عمودی زیر یک پی دایروی بر اثر مؤلفهٔ قائم زلزله در خاک ماسه‌ای[۱٤]

مطابق آیین‌نامهٔ نیوزیلند (۱۹۹۲)[۱۳] در ماسه‌های غیرمتراکم اشباع، زاویهٔ اصطکاک خاک در هنگام وقوع زلزله را می‌توان از رابطه‌های ۱ و ۲ به‌دست آورد.

$$\varphi_d = \tan^{-1}[(1 - C\frac{a_{\max}}{g})\tan\varphi] \qquad (۱)$$

که در آن:

$$C = \frac{D}{-3B} + \frac{4}{3} \qquad (۲)$$

۱.Varadi & Saxena

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

در رابطه‌های ۱ و ۲، a_{max} حداکثر شتاب زلزله در سطح زمین، g شتاب جاذبه، φ زاویهٔ اصطکاک داخلی استاتیکی خاک، B عرض پی و D فاصلهٔ بین کف پی تا سطح آب زیرزمینی است ($D \le 2B$). اگر $D \succ 2B$ باشد، آن‌گاه می‌توان از اثر تولید فشار آب حفره‌ای در هنگام وقوع صرف‌نظر کرد.

روش دیگری که آیین‌نامهٔ نیوزیلند پیشنهاد می‌کند، استفاده از رابطه‌های استاتیکی تعیین ظرفیت باربری است، با این تفاوت که از ضریب اطمینان متفاوت نسبت به حالت استاتیکی استفاده می‌شود. این آیین‌نامه بیان می‌دارد که هنگام وقوع زلزله برای رس‌های متراکم می‌توان ۳۳٪ ظرفیت باربری استاتیکی را افزایش داد. هم‌چنین برای ماسهٔ متراکم اشباع و رس غیرمتراکم می‌توان به طور محافظه کارانه از همان رابطه‌های تعیین ظرفیت باربری در حالت استاتیکی استفاده کرد[۱۳].

مطابق آیین‌نامهٔ هند [۱۵] برای شن و ماسه خوب دانه‌بندی شده و ماسه رس‌دار با عدد نفوذ استاندارد (SPT) بیش از ۳۰، می‌توان ظرفیت باربری را ۵۰٪ افزایش داد. علاوه بر این برای ماسه بد دانه‌بندی شده و خاک‌های نرم می‌توان ظرفیت باربری را ۲۵٪ افزایش داد. البته باید توجه داشت که در ماسه‌های سست اشباع و رس‌های حساس اشباع، ظرفیت باربری در هنگام وقوع زلزله تا حد صفر کاهش می‌یابد.

ب) تزریق

پدیدهٔ تزریق حدود دویست سال قدمت دارد. مبتکر فن تزریق یک مهندس عمران فرانسوی به نام چارلز برینی[۱] بود که از روش تزریق رس و آهک در دیوار بنایی استفاده کرد [۱۷]. مصالح تزریق در ابتدا شامل رس، پوزولان و آهک هیدرولیکی بود. بعدها از سیمان پرتلند نیز استفاده شد. در انگلستان کینیپل[۲] در سال ۱۸۵٦ برای اولین بار تزریق در شن را تجربه کرد [۱۷]. کولین[۳] در سال ۱۸۳۸ [۱۸] و بادمولین[٤] در سال ۱۸۳۹ [۱۹] از فرانسه و وارتن[٥] در سال ۱۸٤٥ در ایالات متحده آمریکا از اولین محققانی بودند که در زمینهٔ تزریق بررسی‌هایی انجام دادند [۱۷].

۱.Charles Berigny ۲.W.E.Kinniple ۳.Collin ۴.Beaudemoulin ۵.Worten

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

لوژان[۱] میزان نفوذپذیزی در سنگ و لوفران[۲] میزان نفوذپذیری در خاک را تعیین کردند [۲۰]. این پژوهش‌گران به همراه ورسلو[۳] [۲۱] تجربیات بسیار ماندگار و مؤثری در زمینهٔ میزان نفوذپذیری از خود به جا گذاشتند. از آن پس به علت گسترش فعالیت‌های عمرانی، تزریق به عنوان یک فن‌آوری و هنر کاربردی و کارساز مورد توجه قرار گرفت به طوری که امروزه در بررسی‌های امکان‌سنجی و ارائه توجیه فنی و اقتصادی در طرح‌های عمرانی و معدنی، ارزیابی و به‌کارگیری تزریق و انواع مواد تزریقی جزء لاینفک پروژه‌های عمرانی است. در حال حاضر از تزریق برای اهداف مختلف به‌سازی، مانند افزایش ظرفیت باربری فونداسیون و ایجاد پرده‌های آب‌بند، کنترل آب زیرزمینی، پایدارسازی شیب و موارد دیگر استفاده می‌شود [۲۲]. جدول ۱ تاریخچهٔ پایه‌گذاری تزریق را به اختصار نشان می‌دهد.

جدول ۱. تاریخچه پایه‌گذاری تزریق

پژوهش‌گر	سال اجرا	کشور	نوع عملیات تزریق
چارلز برینی	۱۸۰۲	فرانسه	جلوگیری از فرسایش بین پی و خاک
کالین	۱۸۳۸	فرانسه	تزریق جهت تقویت شالوده پل
ورتن	۱۸۴۵	آمریکا	استفاده از پمپ ضربه ای برای تقویت پایه پل
کینیپل	۱۸۵۶	بریتانیا	تزریق رس و دوغاب سیمان جهت آب بندی پی سد رودخانه نیل
بارلو	۱۸۶۴	بریتانیا	پرکردن فضای بین پوشش تونل و دیواره آن
-----	تا سال ۱۹۰۴	اروپا و آمریکا	کاربرد گسترده تزریق در پایداری دیواره سازه‌های زیر زمینی و حفاظت از نفوذ آب‌های زیرزمینی و تراوش آب
فرانسیس	۱۹۰۲	آمریکا	با انجام تزریق به روش آزمایشگاهی نتایج زیر حاصل شد: – هرچه تعداد گمانه‌ها زیاد و عمق آن کم باشد، عمل تزریق بهینه انجام می‌شود. – معمولاً فشار تزریق زیاد در حدود ۵۰ تا ۲۰۰ اتمسفر راندمان بیش‌تری نسبت به فشار کم ۱۵ تا ۲۰ اتمسفر دارد.
یوستن	۱۹۲۵	عنصر	ساخت آمیزه شیمیایی (سیلیکات سدیم) و تزریق در حفره جهت به‌سازی پی‌های خاکی

۱. Lugeon ۲. Lefranc ۳. Hvorslov

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

با توجه به موارد گفته شده، برای بررسی بیش‌تر موضوع، یک مدل عددی پی، که در ادامه تشریح خواهد شد، با نرم افزار تخصصی FLAC [۲۳] ساخته شده و منحنی‌های نشست- بار برای حالت‌های مختلف تزریق و مؤلفه‌های قائم زلزله بررسی شده است.

مشخصات مدل عددی ساخته شده

ابعاد و هندسهٔ مدل به گونه‌ای انتخاب شده است که مرزها در نتایج تحلیلی مدل تأثیرگذار نباشند. مدل خاک تا سنگ بستر امتداد پیدا کرده است و شتاب زلزله از بستر سنگی به خاک اعمال می‌شود. به منظور بررسی صحت عمل‌کرد مدل، ابعاد مدل شامل تودهٔ خاک به ابعاد ۳۰×۳۰ متر در نظر گرفته شده است.

شالوده به عرض۲ متر و ارتفاع ۵۰ سانتی‌متر در وسط مرز بالایی مدل قرار گرفته است. برای مش‌بندی مدل از شبکه‌های مستطیلی به ابعاد ۰٫۵×۰٫۵ متر در مجاورت پی و ۱×۰٫۵ و ۱×۱ متر در نواحی دورتر از پی استفاده شده است (شکل۲). به‌منظور مدل‌سازی رفتار تنش و کرنش خاک، رفتار الاستیک برای پی به همراه معیار گسیختگی موهر-کولمب برای خاک در نظر گرفته است. یکی از دلایل این انتخاب، سادگی مدل است. پارامترهای اصلی این مدل C و φ هستند که از طریق آزمایش‌های معمول مکانیک خاک به‌دست می‌آیند.

در مدل استفاده شده پارامترهای دانسیته (γ)، مدول بالک (K)، مدول برشی (G)، چسبندگی (C)، زاویهٔ اصطکاک داخلی (φ) و زاویهٔ اتساع (ψ)، برای تعریف مدل خاک مورد نیاز است. برای خاک‌زیر پی از مصالح ماسه‌ای رس‌دار استفاده شده است. از آن‌جا که در برنامه مقادیر مدول برشی و مدول بالک به عنوان ورودی گرفته می‌شود، با استفاده از رابطه‌های زیر می‌توان آن‌ها را به‌دست آورد [۲۳]:

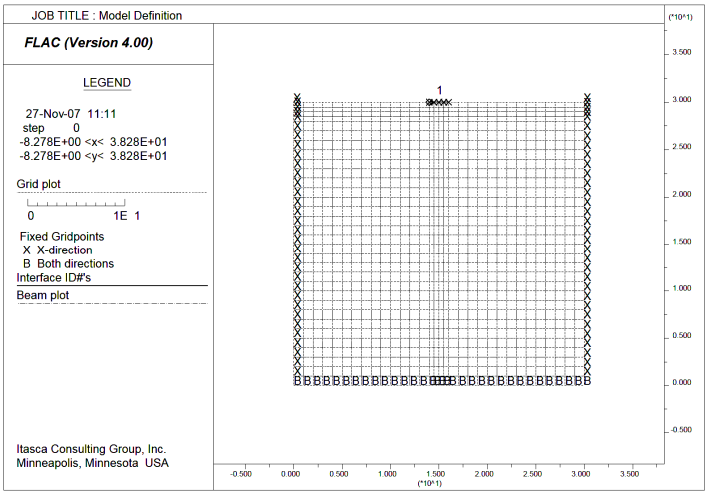
$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \qquad (۳)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad (٤)$$

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

در این رابطه‌ها، E مدول الاستیسیته و υ نسبت پواسون است. مدل پی یک مدل الاستیک عنصر خمشی است که پارامترهای مدول الاستیسیته، دانسیته، مساحت و ممان اینرسی به آن تخصیص می‌یابد.



شکل ۲. شکل کلی مدل ساخته شده

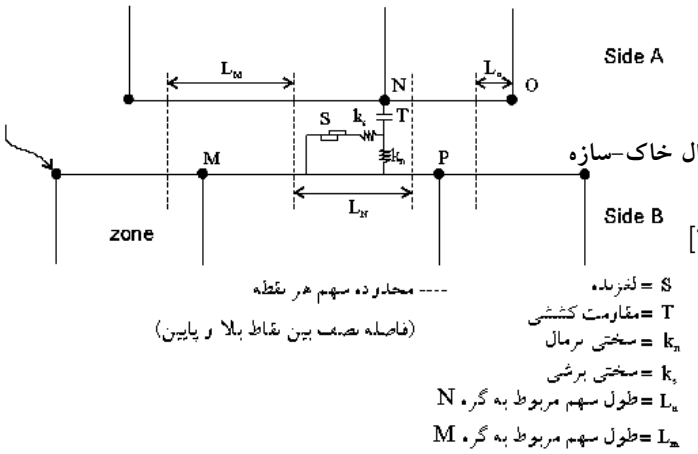
برای در نظر گرفتن مرز ناپیوستگی در محیط بین خاک و پی از عنصر مرزی یا سطح مشترک استفاده شده است. این عنصر با ضخامت صفر در یک وجه به عنصر تیر و در وجه دیگر به شبکهٔ خاک متصل است. سختی نرمال و برشی این عنصر که بیان‌گر ۱۰ برابر سختی معادل کوچک‌ترین شبکهٔ مجاور است از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود[۲۳].

$$K_n \approx K_s = 10 \max[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}}] \qquad (۵)$$

مدل مشخصه برای سطح مشترک، مدل الاستیک- پلاستیک کامل (موهرکولمب) است. پارامترهای سطح مشترک شامل چسبندگی (C)، زاویهٔ اصطکاک (φ)، زاویهٔ اتساع (ψ)، سختی نرمال (K_n)، سختی برشی (K_s) و مقاومت کششی (T) هستند. یک سطح مشترک در اتصال بین دو صفحه به‌دست می‌آید. این دو صفحه که وجوه صفحهٔ مشترک هستند، از طریق فنرهای نرمال و برشی با یک‌دیگر در تماس هستند (شکل ۳).

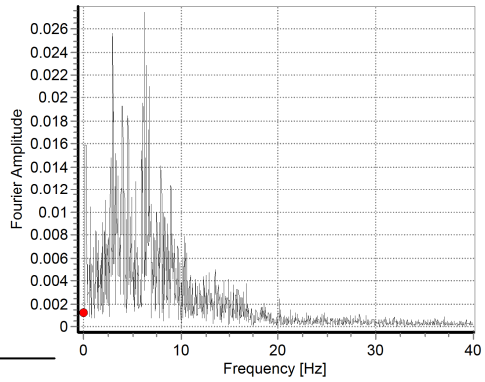
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]



شکل ۳. سطح مشترک اتصال خاک-سازه برای دو جسم اتصال یافته با فنرهای نرمال و برشی[۲۳]

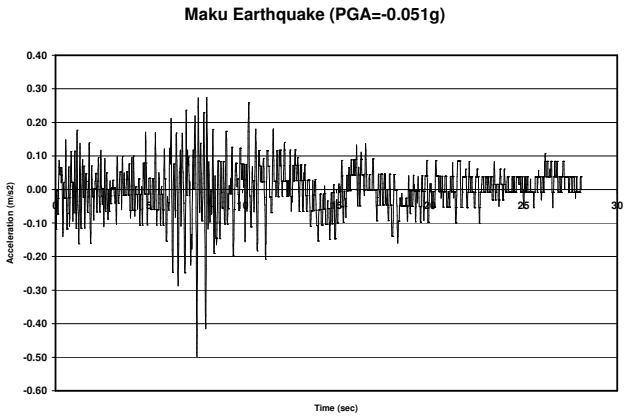
یکی از روش‌های بارگذاری در نرم‌افزار FLAC [۲۳]، استفاده از تاریخچهٔ شتاب است. به‌این منظور برای بررسی و تحلیل مدل تحت شتاب قائم، از مؤلفهٔ قائم سه شتاب‌نگاشت زلزله استفاده شده است. زلزلهٔ ماکو به بزرگی ٦٫٢ در مقیاس ریشتر و حداکثر دامنهٔ ۰٫۰۵۱g در بستر سنگی، زلزلهٔ شلمزار به بزرگی ۵٫۰ در مقیاس ریشتر با حداکثر دامنهٔ مؤلفهٔ قائم شتاب برابر ۰٫۲٦٦g و زلزلهٔ زنجیران به بزرگی ۵٫۹ در مقیاس ریشتر و حداکثر دامنهٔ ۰٫۹۸۳g در بستر سنگی رکوردهای مورد نظر در تحلیل دینامیکی هستند. نمودار شتاب- زمان این رکوردها و طیف فوریهٔ آن‌ها در شکل‌های ٤، ۵ و ٦ نشان داده شده است. در مدل‌سازی از ۱۰ ثانیه زمان حرکت قوی[۱] شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌ها، استفاده شده است.



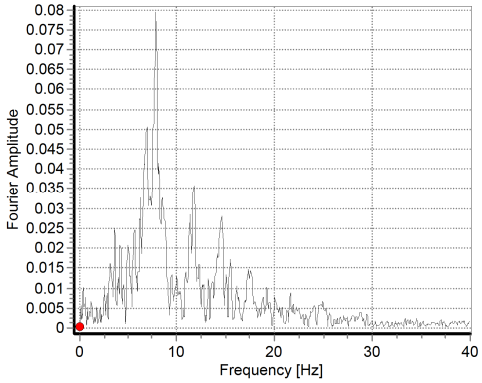
شکل ٤.

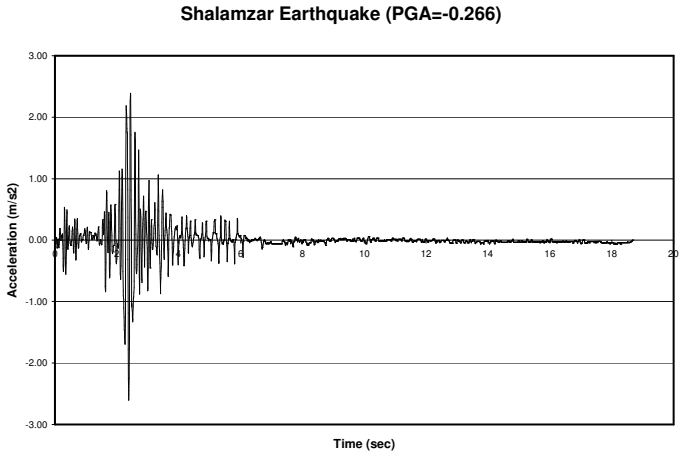
۱.Strong Motion

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]



شکل ٤. مؤلفهٔ قائم شتاب‌نگاشت و طیف فوریهٔ زلزلهٔ ماکو (PGA=0.051g)

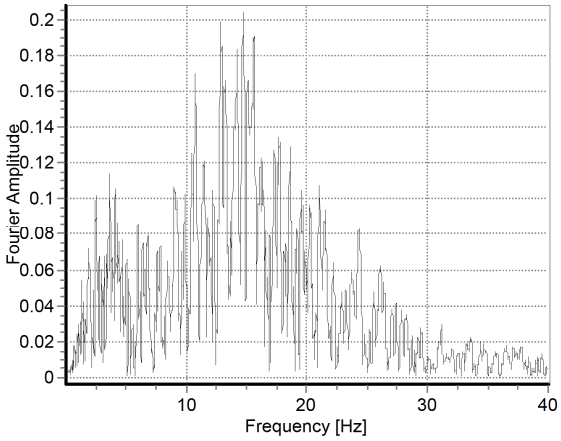


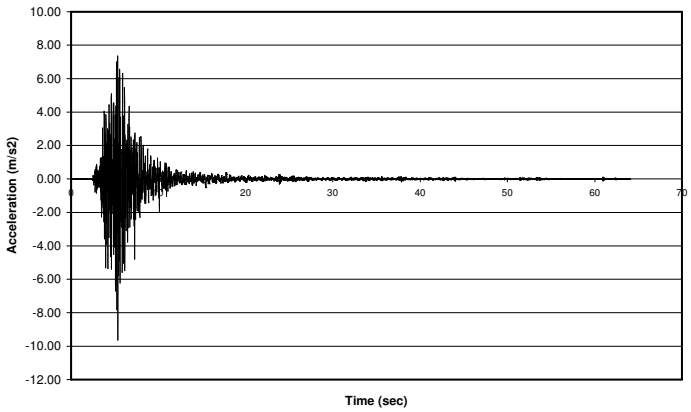


شکل ۵. مؤلفهٔ قائم شتاب‌نگاشت و طیف فوریهٔ زلزلهٔ شلمزار (PGA=0.266g)

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]





شکل ٦. مؤلفهٔ قائم شتاب‌نگاشت و طیف فوریهٔ زلزلهٔ زنجیران (PGA=0.983g)

پارامترهای استاتیکی و دینامیکی خاک از گزارش ژئوتکنیک مربوط به نیروگاه گازی چابهار (تهیه شده توسط شرکت ایران‌خاک)، به شرح زیر استخراج شده است:

پارامترهای الاستیک پی

$A = 1m^2$, $\rho = 2500kg/m^3$, $E = 2.5e7\,kPa$, $I = 0.0208\,m^4$

A: مساحت، ρ: دانسیته، E: مدول الاستیسیته، I: ممان اینرسی

پارامترهای پلاستیک خاک در حالت استاتیکی

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

$K = 1.26e4\,kPa$, $\rho = 1830kg/m^3$, $\varphi = 20$,

$G = 3.58e3\,kPa$, $C = 4.90\,kPa$, $T\ \&\ di = 0$

پارامترهای پلاستیک خاک در حالت دینامیکی

$K = 1.6e5\,kPa$, $\rho = 1830kg/m^3$, $\varphi = 18$,

$G = 4.68e4\,kPa$, $C = 7.35\,kPa$, $T\ \&\ di = 0$

پارامترهای مشخص شده، مربوط به خاکی با مدل رفتاری موهر-کولمب است که در آن، φ زاویهٔ اصطکاک داخلی، C چسبندگی، T مقاومت کششی و di زاویهٔ اتساع است. برای مدل‌سازی دینامیکی، از میرایی رایلی با فرض ضریب میرایی $D =$۰/۰۵ و فرکانس مرکزی $f =$۱/٦Hz استفاده شده است. برای مدل‌سازی شالوده از عنصرهای خمشی تیر[۱] استفاده شده که در آن گره‌ها[۲] به شبکه محاسباتی متصل هستند.

پس از تحلیل مدل، تأثیر پارامترهای مختلف بر ظرفیت باربری پی سطحی بررسی شد و نتایج آن در مرجع [۲۸] انتشار یافت. هم‌چنین رابطهٔ تنش قائم با عمق، برای سه حالت دینامیکی، استاتیکی و معادلهٔ بوسینسک، برای مقایسه با نمودار ارائه شده توسط ورادی و ساکسن (شکل۱)، بررسی و نتایج آن در مقاله‌هایی که در مراجع [۲۹]،[۳۰] به آن‌ها اشاره شده است، ارائه شد.

نتایج حاصل از تحلیل مدل عددی

بر اثر تزریق، رفتار استاتیکی و دینامیکی خاک به‌سازی شده بر حسب درصد سیمان و نسبت آب به سیمان، تغییر می‌یابد. برای اعمال تغییرات در پارامترهای استاتیکی و دینامیکی خاک، نتایج بررسی‌های آزمایشگاهی موجود در روش عددی استفاده شده است. در بررسی‌های آزمایشگاهی انجام شده، بر اساس فرض‌های اعمال شده در مدل آزمایشگاهی، نمودارهایی برای پارامترهای مختلف ارائه شده است[۲٤]، [۲۵]. در تحقیق حاضر، بر اساس نوع خاک و فرض‌هایی که در ادامه می‌آید، تغییر پارامترها بدین شرح زیر است:

برای تزریق در خاک از روش تزریق نفوذی استفاده شده است و فرض بر آن است که بر اثر تزریق، ساختار کلی خاک به هم نمی‌ریزد و ذرات نسبت به هم جابه‌جایی ندارند. میانگین

۱.Beam Element ۲.Nodes

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

فشار همه‌جانبه در خاک σ_3=۱۱۵kPa، نسبت آب به سیمان برابر۲ و فشار تزریق برابر ۵۰kPa است. میزان حداکثر کرنش محوری از نتایج استاتیکی برابر $^{-۲}$۱۰٪ و تغییر حجم خاک سیمانی شده به خاک معمولی (Δv) برابر صفر است. از آن‌جا که خاک دارای کرنش کوچک است، برای محاسبه مقاومت برشی خاک، میزان چسبندگی حاکم است و زاویهٔ اصطکاک تأثیر ناچیزی دارد [۲۶].

نسبت پواسون خاک معمولی برابر ۰٫۳۷ است. بر اثر به‌سازی خاک، نسبت پواسون تغییری نمی‌کند [۲۶]. هم‌چنین زاویهٔ اتساع نیز برای درصدهای مختلف سیمان صفر در نظر گرفته می‌شود [۲۵]. در تزریق نفوذی تغییر دانسیته خاک به‌سازی شده نسبت به خاک معمولی ناچیز است [۲۵]. تغییر میزان چسبندگی بر اساس درصدهای مختلف سیمان و نسبت آب به سیمان برابر۲، در جدول ۲ آمده است.

بر اثر به‌سازی به روش تزریق، پارامترهای دینامیکی خاک، نظیر درصد میرایی (D) و مدول برشی (G) و به تبع آن سرعت موج برشی و مدول بالک، تغییر خواهد کرد [۲۳].

جدول ۲. مقایسه پارامترهای خاک معمولی و خاک به‌سازی شده با درصدهای مختلف سیمان

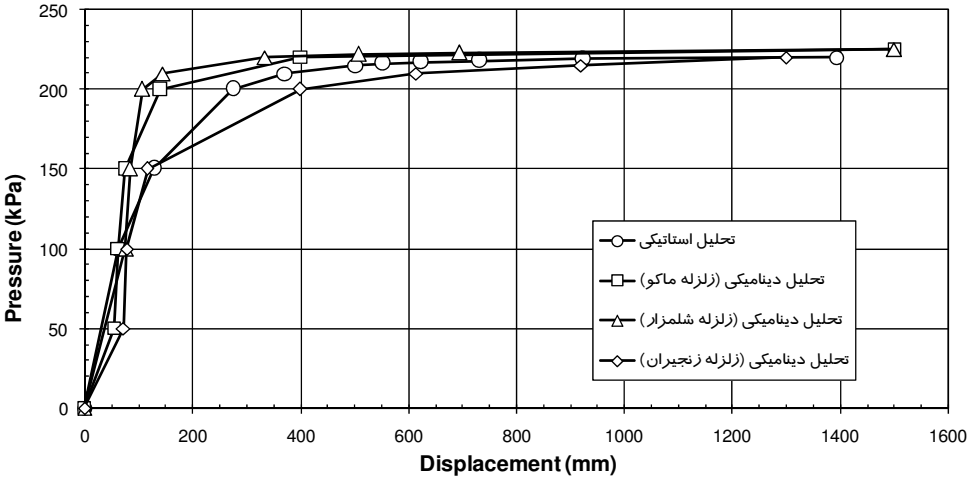
ردیف	درصد سیمان (C%)	نسبت آب به سیمان	مدول برشی (kPa)	مدول بالک (kPa)	درصد میرایی (%)	فرکانس غالب (Hz)	چسبندگی (kPa)	سرعت موج برشی (m/s)
1	0	0	4.68e4	1.6e5	5.0	1.6	7.35	192
2	2	2	9.36e4	3.28e5	5.6	1.88	30.64	226.2
3	4	2	1.33e5	4.67e5	6.4	2.25	55.34	269.6
4	6	2	2.09e5	7.34e5	12.1	2.82	102.5	337.9

در تحلیل دینامیکی برای سربارهای کم‌تر از ۱۵۰kPa در مقایسه با حالت استاتیکی افزایش نشست رخ می‌دهد (شکل۷)؛ برای مثال برای سربار ۱۰۰kPa مقدار نشست در تحلیل استاتیکی برابر ۶۳٫۵mm و در حالت دینامیکی برای زلزلهٔ ماکو میزان نشست برابر ۶۴mm، زلزلهٔ شلمزار برابر ۷۶mm و زلزلهٔ زنجیران برابر ۷۸٫۳mm است. ظرفیت باربری پی در

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

حالت استاتیکی برابر ۲۱۹kPa و در حالت دینامیکی برای زلزلهٔ ماکو و شلمزار برابر ۲۲٤kPa و برای زلزلهٔ زنجیران برابر ۲۱٦kPa است. در نتیجه برای مؤلفه‌های قائم شتاب زلزله‌های ضعیف (زلزله‌های ماکو و شلمزار) ظرفیت باربری ۳٫٦٪ افزایش می‌یابد و در زلزلهٔ زنجیران به دلیل PGA بالا به میزان ۱٫٤٪ کاهش می‌یابد.

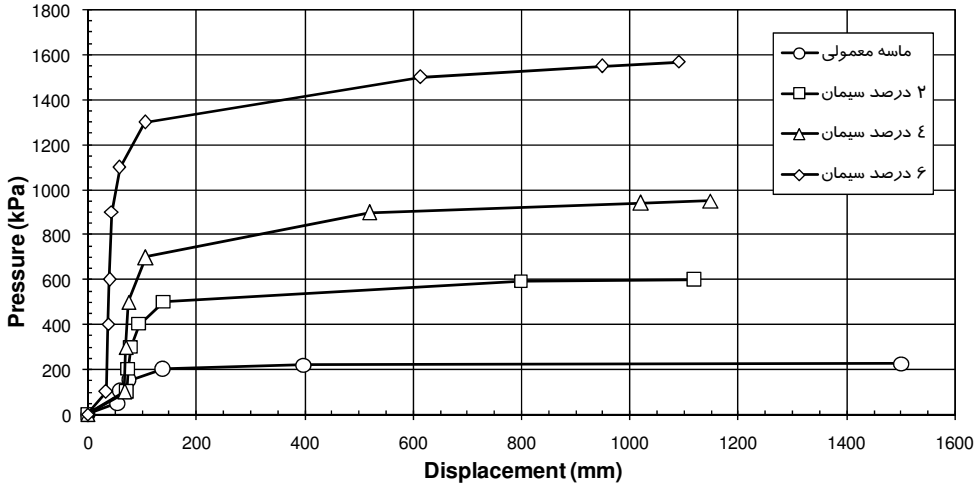


شکل ۷. مقایسهٔ نمودار نشست- بار در حالت‌های مختلف دینامیکی و استاتیکی

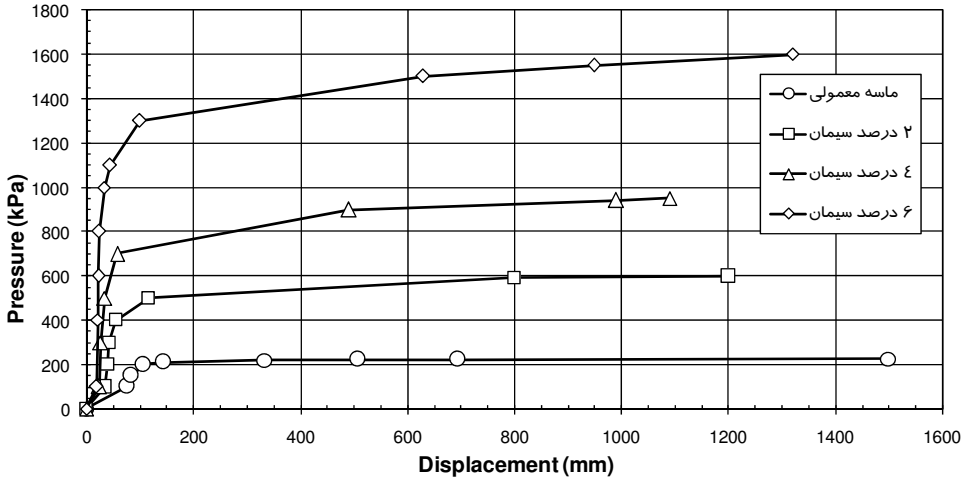
اضافه شدن آمیزه سیمانی، ظرفیت باربری خاک را افزایش می‌دهد. در مدل‌سازی میزان افزایش بررسی شد. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که با افزودن ۲ درصد آمیزهٔ سیمانی، میزان ظرفیت باربری برای زلزله ماکو ۲٫٦٦٪، زلزله شلمزار ۲٫٦٥٪ و زلزله زنجیران ۲٫۷٤٪ افزایش می‌یابد. میزان این افزایش برای خاک با ٤ درصد سیمان به ترتیب برابر ٤٫۲٪، ٤٫۲٪ و ٤٫۳٪ و برای خاک با ٦ درصد سیمان به ترتیب برابر ۷٪، ٦٫۹٪ و ۷٫۱٦٪ است (شکل‌های ۸، ۹ و ۱۰).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

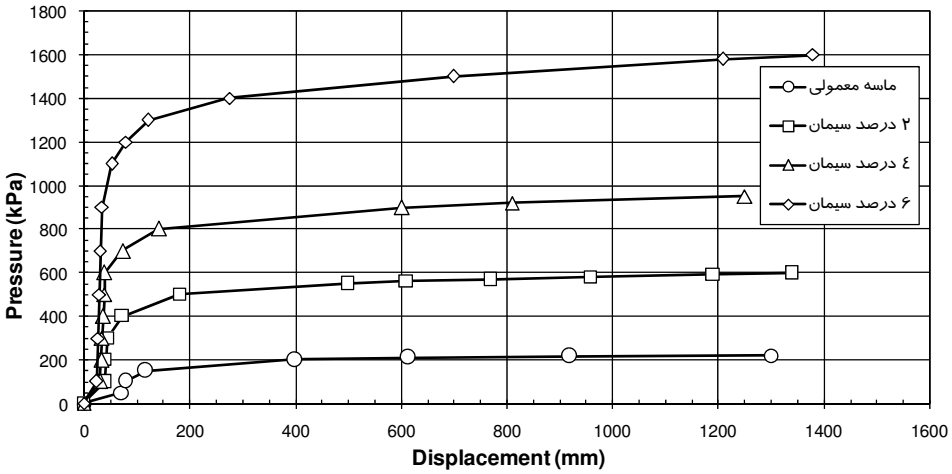


شکل ۸. مقایسهٔ نمودارهای نشست- بار برای خاک معمولی و خاک سیمانی با درصدهای مختلف سیمان (زلزلهٔ ماکو)



شکل ۹. مقایسهٔ نمودارهای نشست- بار برای خاک معمولی و خاک سیمانی با درصدهای مختلف سیمان (زلزلهٔ شلمزار)

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]



شکل ۱۰. مقایسهٔ نمودارهای نشست- بار برای ماسه معمولی و ماسه سیمانی با درصدهای مختلف سیمان (زلزلهٔ زنجیران)

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

اضافه کردن آمیزهٔ سیمانی سبب کاهش حداکثر تنش نرمال می‌شود. این امر سبب کاهش نشست در زیر پی می‌گردد. با اضافه کردن سیمان بیش‌تر، خاک در میزان سربار بزرگ‌تری به گسیختگی خواهد رسید و ظرفیت باربری آن افزایش می‌یابد. این نتایج از تحلیل‌های انجام پذیرفته، به‌دست آمده است:

۱. از نتایج تحلیل دینامیکی مدل خاک- پی نتیجه می‌شود، ظرفیت باربری دینامیکی تحت مؤلفهٔ قائم زلزله با تغییر پارامترهای الاستیک و مقاومتی خاک، بر حسب نوع زلزله و محتوای فرکانسی، می‌تواند نسبت به حالت استاتیکی افزایش یا کاهش یابد. میزان این تغییر در تحقیق حاضر برای خاک ماسه‌ای مشخص و سه نوع زلزله با حداکثر شتاب ۰٫۰۵g، ۰٫۲٦٦g و ۰٫۹۸۳g، کم‌تر از ۵٪ است.

۲. سرعت موج برشی در خاک ماسه‌ای حاوی ۲٪ وزنی سیمان نسبت به ماسهٔ معمولی با V_s =۱۹۲m/s، ۱٫۱۸ برابر، برای خاک ماسه‌ای حاوی ٤٪ وزنی سیمان ۱٫٤ برابر و برای خاک ماسه‌ای حاوی ٦٪ وزنی سیمان ۱٫۷٦ برابر می‌شود.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

۳. اضافه کردن ۲٪ وزنی سیمان، به طور متوسط ظرفیت باربری دینامیکی را ۲٫۷٪ نسبت به ظرفیت باربری ماسه معمولی افزایش می‌دهد. مقدار افزایش برای ماسه حاوی ٤٪ وزنی سیمان، ٤٫۲٪ و برای ٦٪ وزنی سیمان ۷٫۰٪ است.

منابع

1. Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York (1943).
2. Meyerhof, G.G., The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, The Institution of Civil Engineers, London, 2(1951) 301-332
3. Caquot, A. and Kerisel,, J., Sur le Terme de Surface Dans le Calculdes Foundations en Milieu Pulverulent, Proc., 3rd Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., ICOSOMES, Zurich, Vol I(1953) 336-337
4. Vesic, A.S., Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations, Proc, ASCE, 99(1) (1973) 45-73
5. Chen, W.F., Limit analysis and Soil Plasticity. Elsevier Scientific Publishing Company, London(1975) 637
6. Richards, et al., Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations. Journal of Geotechnical Eng., ASCE, 119(No.4) (1993) 662-674.
7. Dormieux, L., Pecker, A., Seismic Bearing Capacity of Foundation on Cohesionless Soil, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 121(1995) 300-303.
8. Budhu, M., Al-karni, A., Seismic Bearing Capacity of Soils, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 43(1993) 181-187.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

9. Kumar, J., Mohan Rao, V.B.K., Seismic Bearing Capacity Factors for Spread Foundations, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 25(2002) 79-88.

10. Soubra, A.H., Discussion on Seismic Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 119 (1993) 1634-1640.

11. Sarma, S.K., Iossifelis, I.S., Seismic Bearing Capacity Factors of Shallow Strip Footing, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 40(1990) 265-273.

۱۲. عسکری، فرجا...؛ فرزانه، اورنگ؛ میرابوطالبی، مسعود؛ ظرفیت باربری لرزه‌ای شالوده‌های سطحی با در نظر گرفتن اینرسی توده خاک، *نشریهٔ دانشکده فنی دانشگاه تهران*، جلد ۳۹، شماره ۳(۱۳۸۴) صص ۳۱۹-۳۲۷.

13. BIA Code, The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings, in New Zealand National Society for Earthquake Engineering, D.F.G. Release(1996).

14. Saxena, S.K., Reddy, K.R., Avramidis, A.S., Liquefaction Resistance of Artificially Cemented Sand, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 114(1998) 1395-1413

15. Durgesh C.Rai., Review of Documents on Seismic Strengthening of Existing Building, Indian code (2005).

16. Das, Braja M., Principles of Soil Dynamics, PWS-KENT Publishing Company, Boston (1992).

۱۷. نان وایلر، ای.؛ *عملیات مهندسی تزریق*، ترجمهٔ مهندسان مشاور زایند آب (۱۳۷۵).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

18. Collin., De la Reparation des Constructions Hydrauliques par la Methode D'injection, Annals des Ponts et Chausses, Series 2, vol. 1(1841).

19. Beaudemoulin., Memoire Sur les Deverses Mouvements du Pont de Tourset sur les Moyens Employes en 1836 Pour Consolider les Fondations des 9e, 10e et 11e Piles du Pont, Annals des Ponts et Chausses, 2e sem (1839).

20. Nonveiller E., Grouting Theory and Practice. Elsevier, Amsterdam (1989).

21. Hvorslev, M.J., Time Lag and Soil Permeability in Groundwater Observations, Bulletin No.36, Waterways Experimental Station, U.S. Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi (1951).

۲۲. ظهیری، مسعود؛ مجدی، عباس؛ مدل ریاضی نسبت تزریق‌پذیری خاک‌های دانه‌ای، *نشریهٔ دانشکدهٔ فنی دانشگاه تهران*، تیرماه (۱۳۸۴).

23. FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, User Manual (2000).

24. Rosquoet, F., Alexis, A., Khelidj, A., Phelipot, A., Experimental Study of Cement Grout: Rheological Behavior and Sedimentation, Pergamon, Cement and Concrete research (2002) 713-722.

25. Kwang, S.Ro., Static and Dynamic Behavior of Sands Treated with Chemical Grouts and Cementitious Admixtures, Civil Engineering, University of New Jersey (1994).

26. Dano, C., Hicher, P.Y., Tailliez, S., Engineering Properties of Grouted Sands, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 130 (2004) 328-338.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]

۲۷. خلدبرین علیرضا، *بررسی تأثیر به‌سازی خاک بر ظرفیت باربری لرزه‌ای شالوده‌های منفرد (تحت مؤلفهٔ قائم شتاب زمین)*، پایان‌نامه کارشناسی ارشد (به راهنمایی دکتر علی معصومی و مشاوره دکتر محمد داودی)، دانشگاه تربیت معلم تهران (خوارزمی)، زمستان (۱۳۸۶).

۲۸. خلدبرین علیرضا، معصومی علی، داودی محمد، مطالعه تأثیر پارامترهای مختلف خاک بر نشست دینامیکی پی‌های سطحی، *چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران*، دانشگاه تهران، اردیبهشت (۱۳۸۷).

29. Kholdebarin A.R., Massumi A., Davoodi M., Tabatabaiefar, H.R. (2008), Comparing of Normal Stress Distribution in Static and Dynamic Soil-Structure Interaction Analyses, 2008 Seismic Engineering Conference, Commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake (MERCEA'08), Italy.

30. Kholdebarin A.R., Massumi A., Davoodi M., Influence of Soil Improvement on Seismic Bearing Capacity of Shallow Foundation, 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE), China (2008).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-02]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1388.3.1.3.4]