

بررسی پارامتریک نشست گروه شمع‌های بتنی واقع در خاک‌های دارای قابلیت روانگرایی

محمدحسین امین فر^{۱*} و امین جلالی^۲

^۱ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۲ کارشناس ارشد مهندسی عمران - مکانیک خاک و پی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

چکیده

یکی از علل بروز آسیب در سازه‌ها به هنگام زلزله، روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای می‌باشد. آسیب‌های زیادی در اثر روانگرایی به سازه‌های مستقر بر روی این خاک‌ها وارد می‌شود؛ به ویژه زمانی که این سازه‌ها درون خاک روانگرا شده قرار می‌گیرند. شمع‌ها یکی از این نوع سازه‌ها می‌باشند. شمع‌ها در واقع ستون‌های لاغری هستند که به صورت جانبی متکی به خاک پیرامون خود می‌باشند. شمع‌هایی که از لایه‌های خاک عبور می‌کنند، در اثر روانگرایی حاصل از زلزله، تکیه‌گاه جانبی خود را تا حد زیادی از دست می‌دهند. در این حالت شمع می‌تواند همانند ستون حمایت نشده، آمادگی برای ناپایداری محوری داشته باشد. این ناپایداری می‌تواند به کمانش جانبی شمع در جهت ضعیف‌تر و ایجاد مفصل پلاستیک بینجامد. تا به حال روش‌های مختلفی برای تحلیل و طراحی شمع‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای ارائه شده است؛ ولی در این روش‌ها اثرات روانگرایی خاک روی رفتار شمع‌ها در نظر گرفته نشده است. بنابر این در این مقاله نشست قائم گروه شمع با در نظر گرفتن رفتار خاک روانگرا توسط نرم‌افزار FLAC3D مورد بررسی قرار می‌گیرد. در تحلیل‌های دینامیکی انجام شده، ضخامت لایه روانگرا و طول شمع‌ها به عنوان متغیر در نظر گرفته شده‌اند تا اثرات تغییر این دو پارامتر بر نشست گروه شمع آشکار گردد. در سال‌های اخیر، موارد زیادی از گسیختگی پی‌های شمعی در اثر روانگرایی خاک‌ها اتفاق افتاده است که این مسئله موجب تخریب سازه‌های بنا شده بر روی آن‌ها را به همراه داشته است؛ بنابر این این گونه به نظر می‌رسد که رفتار شمع‌ها و روش تحلیل آن‌ها در خاک‌های روانگرا شده به طور کامل شناخته شده نیست. با توجه به این موضوع و این که ساخت و ساز در مناطق ساحلی در نقاط مختلف کشور به طور چشمگیری افزایش یافته است، در این مقاله میزان نشست گروه شمع در خاک روانگرا مورد بررسی قرار گرفته است.

واژگان کلیدی: روانگرایی، گروه شمع، نشست، تحلیل دینامیکی.

۱- مقدمه

Seed [۲] روانگرایی را به عنوان وضعیتی تعریف کرد که در آن خاک با یک مقاومت باقی‌مانده کم ثابت یا بدون هیچ مقاومتی دچار تغییر شکل پیوسته می‌گردد. تعیین پاسخ لرزه‌ای پی‌های شمعی قرار گرفته در خاک‌های روانگرا شده مشکل بوده و مسائل مبهم زیادی در مکانیزم‌ها و اندرکنش خاک-شمع-سازه وجود دارد. با این وجود در دهه‌های اخیر مطالعات وسیعی در این زمینه صورت گرفته و آزمایش‌های گسترده‌ای با دستگاه سنتریفیوژ و میز لرزان انجام شده و همچنین روش‌های عددی متعددی در این زمینه ارائه شده است. این مطالعات را می‌توان به سه دسته بررسی‌های محلی، آزمایش‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی تقسیم‌بندی نمود. بررسی‌های محلی عمدتاً برای شناسایی الگوهای گسیختگی، نشست و تغییر مکان جانبی شمع‌ها انجام می‌گیرند. موارد زیادی در زلزله‌های به وجود آمده مشاهده گردیده است که در آن‌ها پی‌های شمعی دچار تخریب کلی یا آسیب‌های جدی شده است.

کلمه روانگرایی که ابتدا توسط Mogami و Kubo [۱] ابداع شد، از نظر تاریخی همواره در ارتباط با پدیده‌های مختلف تغییر شکل خاک‌های اشباع غیر چسبنده در شرایط زهکشی نشده تحت اثر اغتشاشات گذرا، یکنواخت و یا تکراری می‌باشد. به وجود آمدن فشار منفذی در شرایط غیر زهکش، نشان اصلی تمام پدیده‌های روانگرایی است. تمایل خاک‌های غیر چسبنده به متراکم شدن در اثر بارگذاری استاتیکی و یا سیکنی امری شناخته شده است. هنگامی که خاک‌های غیر چسبنده، اشباع می‌باشند در اثر بارگذاری سریع در شرایط زهکشی نشده، تمایل به تراکم، موجب افزایش فشار آب حفره‌ای گشته و در نتیجه تنش‌های مؤثر کاهش می‌یابند. در این حالت، خاک وضعیتی شبیه مایع خواهد داشت و کرنش‌های بزرگ و تغییر شکل زیاد و پیوسته ایجاد می‌شود که این پدیده روانگرایی نامیده می‌شود.

آزمایش‌های آزمایشگاهی انجام شده در این زمینه به دستگاه‌های سنتریفیوژ و میز لرزان انجام می‌گیرد. آزمایش‌های فراوانی در این زمینه صورت گرفته است که از مهم‌ترین پژوهش‌های انجام شده می‌توان به آزمایش‌های انجام شده توسط خمشی پی‌های شمعی در برابر گسترش جانبی خاک اطراف آن با استفاده از دستگاه سنتریفیوژ ژئوتکنیکی انجام شده است.

۲- مکانیزم وقوع روانگرایی و مدل رفتاری Finn

همچنین در داخل کشور نیز مطالعاتی در این زمینه توسط حائری و همکاران [۴] انجام گرفته است و تغییرات فشار آب حفره‌ای، لنگرهای خمشی ایجاد شده در شمع‌ها و فشار اندرکنشی میان خاک و شمع تحت نیروهای زلزله و فشارهای جانبی ناشی از گسترش جانبی خاک مورد ارزیابی قرار گرفته است. ابزارهای شبیه‌سازی عددی در بررسی مسئله روانگرایی به دلیل امکان عدم دستیابی به نتایج مطلوب در مدل‌های فیزیکی مورد استفاده در شبیه‌سازی‌های آزمایشگاهی، حائز اهمیت می‌باشند. به دلیل پیچیدگی محاسباتی و زمان زیاد مورد نیاز در تحلیل‌های دو و سه بعدی، بسیاری از محققین و طراحان در تحلیل لرزه‌ای پی‌های شمعی از مدل یک بعدی وینکلر که مبتنی بر روش عددی اجزای محدود و یا تفاضل محدود می‌باشد، استفاده می‌کنند.

در این تحقیق، سعی گردیده تا با استفاده از مدل رفتاری Finn که برای پیش‌بینی رفتار تنش-کرنش ماسه‌های اشباع در شرایط زهکشی نشده ارائه شده است، در نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC3D، اثرات روانگرایی خاک بر نشست گروه شمع شبیه‌سازی گردد. در این تحقیق از چهار شمع بتنی با مقطع دایره استفاده شده است که این شمع‌ها به وسیله کلاهک به همدیگر متصل شده و در زمین متشکل از سه لایه خاک قرار گرفته‌اند که لایه میانی مستعد روانگرایی بوده و لایه‌های بالایی و پایینی غیر قابل روانگرا می‌باشند. دلیل استفاده از پروفیل خاک سه لایه‌ای نیز در نظر گرفتن بحرانی‌ترین حالت می‌باشد؛ زیرا در این حالت بیشترین مقادیر تنش در شمع‌ها ایجاد می‌شود.

دلیل استفاده از نرم‌افزار FLAC3D برای انجام محاسبات، توانایی انجام تحلیل و مدل‌سازی پدیده روانگرایی با این نرم‌افزار می‌باشد. همچنین این نرم‌افزار دارای یک زبان برنامه‌نویسی قوی به نام FISH می‌باشد که امکان معرفی و اضافه نمودن مدل‌های رفتاری و توابع جدید به مدل وجود دارد.

برای انجام محاسبات نیز از رایانه‌ای با مدل

تنش-کرنش ماسه اشباع در شرایط زهکشی نشده ارائه کردند. این مدل مبتنی بر این نظر است که تنش‌ها و کرنش‌های برشی دینامیکی ایجاد شده به وسیله زلزله سبب ایجاد لغزش در محل تماس دانه‌ها با هم می‌شود. در ماسه‌های اشباع تحت بار زلزله به دلیل سرعت بارگذاری، شرایط نزدیک به حالت زهکشی نشده بوده و تراکم حجمی رخ نمی‌دهد، چرا که آب نمی‌تواند برای تطبیق با این تغییر حجم به صورت آبی خارج شود. بنابر این در این حالت اسکلت ماسه مقداری از تنش مؤثر را به آب منفذی منتقل می‌کند و به این ترتیب فشار آب منفذی افزایش می‌یابد. در حالت بحرانی، فشار آب منفذی ایجاد شده در اثر زلزله ممکن است تا آنجایی زیاد شود که تمامی تنش مؤثر بین دانه‌های ماسه از بین برود. در این حالت ماسه مقاومت برشی قابل توجهی نداشته و همانند یک سیال تغییر شکل می‌دهد. در چنین وضعیتی می‌گوییم که روانگرایی رخ داده است. مدل‌های زیادی برای پیش‌بینی میزان فشار آب حفره‌ای ایجاد شده در اثر زلزله وجود دارند؛ ولی از آنجایی که این مدل‌ها برای نمونه‌های خاصی در آزمایشگاه تهیه شده‌اند، برای شبیه‌سازی کامپیوتری کاربرد زیادی ندارند زیرا در برنامه‌های کامپیوتری مدل باید جامع و کلی باشد. در این مقاله از مدل Finn برای خاک ماسه-ای استفاده شده است و علت آن اولاً ساده بودن آن است و ثانیاً انطباق مناسبی با رفتار واقعی خاک دارد. در ادامه این بخش، نحوه استفاده از این مدل به طور مختصر تشریح می‌شود.

$$\tau = \frac{G_{m0} \cdot \gamma}{1 + \frac{G_{m0}}{\tau_{m0}} \cdot \gamma} \quad (1)$$

پاسخ اولیه ماسه به بارگذاری زلزله بستگی به مدول برشی اولیه، G_{m0} ، دارد. پاسخ ماسه تا زمان رسیدن به نقطه برگشت اول، از رابطه تنش-کرنش هذلولی (۱) که توسط Konder و Zelasko [۶] بیان شده، تبعیت می‌کند.

در رابطه (۱) تنش برشی، τ ، بر حسب کرنش برشی، γ ، مدول برشی مماسی ماکزیمم اولیه، G_{m0} و تنش برشی

بعد از وقوع کرنش حجمی ε_{vd} و با توجه به روابط (۵) و (۶) و روابط ارائه شده برای پارامترهای a و b ، معادلات (۷) و (۸) نتیجه می‌شود:

$$G_{mn} = G_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \cdot \varepsilon_{vd}} \right) \quad (7)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \cdot \varepsilon_{vd}} \right) \quad (8)$$

که در آن، G_{mn} ، مدول برشی ماکزیمم ماسه خشک، تنش برشی ماکزیمم ماسه خشک، ε_{vd} کرنش حجمی و H_i ها مقادیر ثابتی می‌باشند. در کرنش برشی γ ، رابطه میان افزایش فشار آب حفره ای، Δu ، در آزمایش برش ساده زهکشی نشده و نمو کرنش حجمی، $\Delta \varepsilon_{vd}$ ، در آزمایش زهکشی شده، به صورت رابطه (۹) بیان می‌شود:

$$\Delta u = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\frac{1}{E_r} + \frac{n_p}{k_w}} \quad (9)$$

که در آن E_r ، مدول برگشتی یک بعدی ماسه، n_p ، پوکی خاک و k_w ، مدول بالک آب می‌باشد. در ماسه‌های اشباع k_w بسیار بزرگ‌تر از E_r می‌باشد، بنابراین رابطه (۹) را می‌توان به صورت ساده زیر بیان نمود:

$$\Delta u = E_r \cdot \Delta \varepsilon_{vd} \quad (10)$$

در مدل Finn، نمو کرنش حجمی با رابطه (۱۱) به کرنش حجمی تجمعی، ε_{vd} ، و کرنش برشی، γ ، ارتباط می‌یابد:

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \cdot \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \cdot \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \cdot \varepsilon_{vd}} \quad (11)$$

که در آن C_i ها وابسته به تراکم نسبی و نوع ماسه هستند. برای تعیین مدول برگشتی یک بعدی ماسه نیز می‌توان از رابطه تجربی (۱۲) که بر حسب مقدار تنش مؤثر قائم می‌باشد، استفاده نمود:

$$E_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{m \cdot K_2} \cdot (\sigma'_v 0)^{n-m} \quad (12)$$

ماکزیمم اولیه τ_{m0} بیان می‌شود. Hardin و Drnevich پارامتر G_{m0} و τ_{m0} را بر حسب پوند بر فوت مربع، برای لایه‌های افقی ماسه‌ای با استفاده از روابط (۲) و (۳) بیان نمودند [۷]:

$$G_{m0} = \frac{14.76 \times (2.973 - e)^2}{1 + e} \times \left(\frac{1 + 2k_0}{3} \right)^{0.5} \times \sigma'_v{}^{0.5} \quad (2)$$

$$\tau_{m0} = \left[\left(\frac{1 + k_0}{2} \sin \phi' \right)^2 - \left(\frac{1 - k_0}{2} \right)^2 \right]^{0.5} \times \sigma'_v \quad (3)$$

روابط (۲) و (۳) بر حسب نسبت تخلخل e ، تنش مؤثر قائم σ'_v ، ضریب فشار زمین در حالت سکون K_0 و زاویه مقاومت برشی مؤثر ϕ' بیان می‌شود. اگر جهت بارگذاری در τ_r و γ_r تغییر کند، آن‌گاه رابطه منحنی تنش-کرنش در باربرداری و بارگذاری مجدد به صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad (4)$$

در صورت عدم وجود فشار آب حفره‌ای و سخت شونده‌گی، روابط (۱) و (۴) بیان‌کننده پاسخ تنش-کرنش ماسه می‌باشند و این روابط وابستگی مدول برشی با کرنش را نشان می‌دهند. Finn و Martin رابطه (۵) را جهت اعمال اثر سخت شونده‌گی بر رابطه تنش-کرنش، ارائه داده‌اند:

$$\tau_{hv} = \frac{\gamma \sqrt{\sigma'_v}}{a + b\gamma} \quad (5)$$

در این رابطه، τ_{hv} تنش برشی افقی، γ کرنش برشی افقی، σ'_v تنش مؤثر متوسط و a و b پارامترهای ثابتی هستند که با توجه به سیکل بارگذاری به دست می‌آیند. ماکزیمم مدول برشی در سیکل n ام، از رابطه (۶) به دست می‌آید:

$$G_{mn} = \frac{d \tau_{hv}}{d\gamma} \quad (6)$$

• شرایط انتقال موج در داخل مدل

در ادامه در بخش‌های جداگانه به این موضوعات پرداخته خواهد شد.

۳-۱- شرایط مرزی مدل

در تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای انتهایی مدل به صورت گیردار مدل می‌شوند و بدین صورت ویژگی‌های تکیه‌گاهی واقع در مرزهای محیط واقعی به شکل قابل قبولی شبیه‌سازی می‌شود. با این حال در تحلیل‌های دینامیکی مرزهای گیردار موجب انعکاس امواج ارتعاشی شده و استهلاک انرژی مانند آن-چه که در حالت واقعی رخ می‌دهد، اتفاق نمی‌افتد. به عبارت دیگر چنانچه مرزهای گیردار شده در حالت تحلیل دینامیکی اصلاح نشوند، زمانی که امواج به این مرزها می‌رسند به داخل محیط منعکس شده و مسئله را با خطا مواجه می‌کند.

در شبیه‌سازی زلزله‌ها، ورودی لرزه‌ای یک مدل اغلب به صورت امواج صفحه‌ای از قسمت تحتانی مدل به سمت بالا جریان می‌یابد. شرایط مرزی در قسمت‌های جانبی مدل باید این حالت را به صورت مناسب شبیه‌سازی کنند. در برخی موارد مرزهای جانبی گیردار شده به صورت معمولی می‌تواند مناسب باشد. استفاده از مرزهای گیردار باید در شرایطی باشد که این مرزها با فاصله مناسب از هم قرار داشته باشند تا انعکاس امواج در آن به حداقل برسد. در خاک‌هایی که میرایی مصالح بسیار بالا است، می‌توان مرزهای گیردار را در فواصل کوتاه از هم نیز تعبیه نمود. با این حال چنانچه میرایی مصالح پایین باشد، فاصله زیاد مرزهای گیردار موجب افزایش حجم محاسبات و به تبع آن افزایش زمان تحلیل خواهد شد. روش عملی برای این حالت تعریف کردن Free-field Boundaries برای مرزهای کناری است تا از طریق آن انعکاس امواج به حداقل ممکن برسد.

برای شبیه‌سازی Free-field Boundaries در قسمت‌های کناری مدل از میراگرهای ویسکوز استفاده می‌شود. با اعمال Free-field Boundaries در قسمت‌های جانبی، پدیده انعکاس امواج در حین تحلیل ایجاد نخواهد شد و طرفین مدل به صورتی در خواهد آمد که گویی در قسمت‌های جانبی، مصالح خاکی یا سنگی در محیط نیمه بی‌نهایت امتداد دارد.

Free-field Boundaries در مدل‌سازی دینامیکی شامل یک ستون خاک هستند که رفتار محیط جانبی بی‌نهایت خارج از مدل را شبیه‌سازی می‌کند.

که در رابطه اخیر، σ'_{v0} تنش مؤثر قائم اولیه و K_2 و m و n ثابت‌های تجربی برای یک نوع ماسه مشخص می‌باشد.

Byrne [۸]، با ساده‌سازی رابطه (۱۱) را به صورت رابطه (۱۳) بیان نمود و نشان داد که در بسیاری از موارد می‌توان از روابط (۱۴) و (۱۵) استفاده نمود:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \cdot \exp(-C_2 + \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}) \quad (13)$$

$$C_1 = 7600 \times (Dr)^{-2.5} \quad (14)$$

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (15)$$

با استفاده از روابط (۹) تا (۱۵) می‌توان نمو فشار آب حفره-ای، Δu ، را با کرنش برشی، γ ، در سیکل بارگذاری محاسبه نمود. مقدار جدید تنش مؤثر بر مدول برشی ماکزیمم، G_{mn} و تنش برشی ماکزیمم، τ_{mn} تأثیرگذار می‌باشد. در نتیجه مدول و تنش برشی ماکزیمم مطابق با فشار آب حفره‌ای و سخت‌شوندگی، برای چرخه n ام بارگذاری به صورت روابط (۱۶) و (۱۷) بیان می‌شود:

$$G_{mn} = G_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_1 + H_2 \cdot \varepsilon_{vd}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma'_{v'}}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5} \quad (16)$$

$$\tau_{mn} = \tau_{m0} \left(1 + \frac{\varepsilon_{vd}}{H_3 + H_4 \cdot \varepsilon_{vd}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma'_{v'}}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (17)$$

در نتیجه رابطه (۴) را می‌توان به صورت رابطه (۱۸) بیان نمود:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{mn}(\gamma - \gamma_r)}{1 + \frac{G_{mn}(\gamma - \gamma_r)}{2\tau_{mn}}} \quad (18)$$

۳- عوامل مؤثر بر تحلیل دینامیکی

در فرآیند مدل‌سازی دینامیکی در نرم‌افزار FLAC سه مسئله مهم مد نظر قرار می‌گیرد [۹]:

• بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی مدل

• میرایی دینامیکی اختصاص داده شده به مدل

۳-۳- انتقال موج در مدل

هنگام انتشار موج در محیط خاکی در هنگام تحلیل دینامیکی ممکن است تحت شرایط ناخواسته مدل‌سازی، اغتشاشات عددی رخ دهد. مقدار فرکانس اعمال شده بر محیط و سرعت موج بر دقت عددی شرایط انتقال موج، تأثیرگذار است. جهت دقت شرایط انتقال موج در محیط پیوسته خاک یا سنگ لازم است شرط توصیه شده توسط Lysmer و Kuhlemeyer اقناع شود. این دو محقق پیشنهاد داده‌اند اندازه زون‌های موجود در محیط پیوسته مورد مطالعه کوچک‌تر از مقدار رابطه زیر باشد:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (20)$$

در این رابطه، Δl اندازه بزرگ‌ترین المان بوده و λ طول موج، هنگام رخداد بیش‌ترین فرکانس در محیط است. از طرفی چنانچه C مقدار سرعت موج p یا s در محیط باشد و T دوره زمانی عبور موج، مقدار λ برابر خواهد بود با:

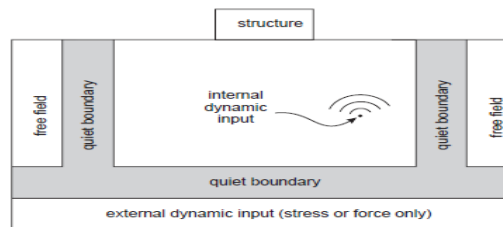
$$\lambda = CT \quad (21)$$

۴- مدل‌سازی

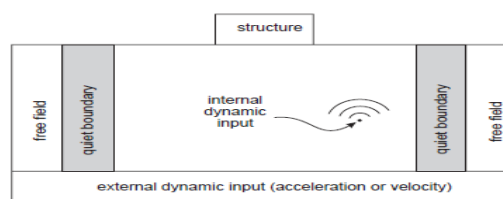
در این مقاله به بررسی اثر ضخامت و طول شمع‌ها بر نشست گروه شمع‌های بتنی پرداخته شده است. مطابق شکل (۲) پروفیل خاک مورد بررسی شامل سه لایه می‌باشد که لایه‌های بالایی و پایینی غیر قابل روانگرا و لایه میانی دارای قابلیت روانگرایی است. از مشخصات ماسه Nevada [۱۰] با تراکم نسبی ۴۰ درصد در مدل کردن لایه میانی استفاده شده است. برای ضخامت لایه میانی سه حالت به مقادیر ۲، ۴ و ۶ متر در نظر گرفته شده است که در همه حالت‌های مورد بررسی لایه روانگرا در وسط پروفیل خاک قرار دارد.

گروه شمع مورد بررسی از چهار شمع بتنی به قطر ۸۰ سانتی‌متر تشکیل شده است که این شمع‌ها به وسیله کلاhek به همدیگر متصل شده‌اند. اتصال شمع‌ها به کلاhek نیز به صورت گیردار می‌باشد. مشخصات لایه‌های خاک و گروه شمع در جدول (۱) آورده شده است [۱۰، ۱۱]. برای طول گروه شمع‌ها همراه کلاhek نیز چهار حالت به اندازه‌های ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۴ متر در نظر گرفته شده است تا تأثیر طول شمع‌ها به نشست گروه شمع معین گردد. ابعاد کلاhek نیز ۴ در ۴ متر می‌باشد که این ابعاد در طول تحلیل‌ها ثابت در نظر گرفته شده است. بار وارده بر

همچنین به دلیل وارد کردن شتاب به مرز زیرین مدل، مرز زیرین صرفاً باید گیردار باشد، زیرا مرز گیردار شتاب اعمال شده را بدون هیچ گونه تغییر در مشخصات آن به مدل انتقال می‌دهد.



(a) Flexible base



(a) Rigid base

شکل ۱- انواع شرایط مرزی برای پی‌های صلب و انعطاف‌پذیر

[۹]

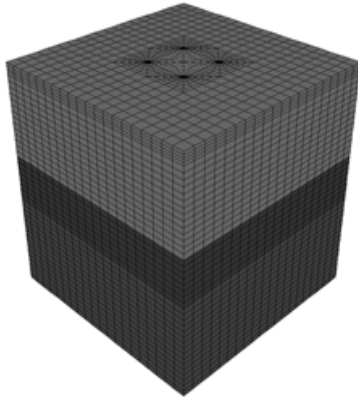
۳-۲- میرایی مکانیکی

میرایی دینامیکی به کار رفته در آنالیزهای انجام شده، میرایی موضعی می‌باشد. میرایی موضعی در ابتدا برای تحلیل‌های شبه استاتیکی مورد استفاده قرار گرفت. با این حال این میرایی ویژگی‌هایی دارد که استفاده از آن را برای شبیه‌سازی دینامیکی توجیه‌پذیر می‌کند. این نوع میرایی با اضافه نمودن یا حذف کردن یک جرم از یک نقطه‌ی گرهی در یک دوره از نوسان عمل می‌کند. هنگامی که علامت سرعت در نوسان عوض می‌شود، جرم به مدل افزوده شده و وقتی که سرعت به نقطه حداقل یا حداکثر می‌رسد، از آن نقطه کم می‌شود. از این رو افزایش انرژی جنبشی در هر دوره از نوسان دو بار حذف می‌شود. چنانچه D بخشی از میرایی بحرانی باشد، ضریب میرایی موضعی برابر خواهد بود با:

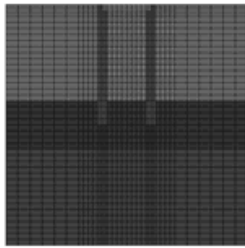
$$\alpha_L = \pi D \quad (19)$$

به دلیل این که در محاسبه ضریب میرایی موضعی، فرکانس ارتعاش مد نظر قرار نمی‌گیرد، بنابر این استفاده از ضریب میرایی موضعی نسبت به سایر ضرایب میرایی آسان‌تر است.

ذکر است که در تمامی تحلیل‌های انجام شده، سطح آب در تراز زمین در نظر گرفته شده است.



شکل ۲- پروفیل خاک و موقعیت گروه شمع در مدل



شکل ۳- مقطعی از مدل

گروه شمع 4 kg/cm^2 می‌باشد که در نتیجه کل نیروی وارده به گروه شمع برابر 640 ton می‌باشد. ابعاد مدل نیز در دو جهت افقی و قائم ۲۰ متر در نظر گرفته شده است.

به دلیل عدم پیوستگی شمع و خاک اطراف آن، مرزهای بین گروه شمع و خاک اطراف آن با المان Interface مدل شده است. المان Interface مجموعه‌ای از المان‌های مثلثی می‌باشد که با سه گره تعریف می‌شوند. از المان Interface برای مدل کردن مرزهایی استفاده می‌شود که مشخصات مصالح طرفین آن و میزان اتصال و پیوستگی آن‌ها با همدیگر تفاوت داشته باشند. برای مدل‌سازی المان Interface بایستی ویژگی‌هایی مانند زاویه اصطکاک، چسبندگی، سختی قائم و برشی تعیین شوند. در هر چرخه محاسباتی، مقادیر جابجایی قائم و سرعت برشی نسبی برای هر گره المان Interface محاسبه می‌شود و با استفاده از معیار مقاومت برشی خطی کولمب، بردارهای نیروی قائم و نیروی برشی برای المان Interface مشخص می‌گردند.

جزئیات شبکه مش بندی مدل مورد استفاده در تحلیل‌ها در شکل‌های (۲) و (۳) آورده شده است.

در این تحقیق به دلیل این که از مرزهای آزاد در طرفین مدل استفاده شده است، نمی‌توان با استفاده از تقارن مدل، نصف مدل را آنالیز نمود و بایستی کل مدل آنالیز گردد.

در تحلیل‌های انجام شده، برای لایه‌های بالایی و پایینی از مدل رفتاری Mohr-Coulomb و برای لایه وسط از مدل رفتاری Finn استفاده شده است. همچنین برای گروه شمع نیز مدل الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. همچنین لازم به

جدول ۱- پارامترهای لایه‌های خاک و گروه شمع و کلاhek [۱۰ و ۱۱]

گروه شمع و کلاhek	لایه بالایی	لایه میانی	لایه پایینی	
۲۳۰۰	۱۸۰۰	۱۵۳۷/۹۲	۱۹۰۰	دانسیته (kg/cm^3)
۰/۲	۰/۳۵	۰/۴	۰/۳۵	نسبت پواسن
$2/4 \times 10^8$	9×10^7	$10^7 \times 1$	1×10^8	مدول الاستیسیته (N/m^2)
1×10^8	$10^7 \times 3$	$10^6 \times 6$	$10^7 \times 7$	مدول برشی (N/m^2)
$1/33 \times 10^8$	1×10^8	$10^7 \times 67$	$1/11 \times 10^8$	مدول حجمی (N/m^2)
-	5×10^{-6}	$6/6 \times 10^{-5}$	3×10^{-6}	نفوذپذیری (m/s)
-	2×10^{-4}	۰	$1/5 \times 10^{-4}$	چسبندگی (N/m^2)
-	۱۵	۳۳	۳۵	زاویه اصطکاک داخلی
-	۰/۳۵	۰/۴۲۴	۰/۲۸	تخلخل

در خروجی‌ها نشان دهد. این موضوع به این دلیل است که انتگرال دقیق تاریخچه‌های زمانی هیچ وقت برابر صفر نخواهد شد. برای این کار می‌توان یک موج با فرکانس ضعیف بر روی نمودار سرعت‌نگاشت اولیه اعمال کرد تا مقدار جابه‌جایی باقی‌مانده حول محور صفر نوسان کند که به این روند اصلاح خط پایه گفته می‌شود. اصلاح خط پایه روندی است که بیشتر در مورد شتاب‌نگاشت‌ها و سرعت‌نگاشت‌های پیچیده و نامنظم به کار می‌رود. برای این مهم می‌توان از نرم‌افزارهای تجاری رایج نیز استفاده نمود که در این مقاله از نرم‌افزار Seismosignal استفاده شده است.

۶- صحت‌سنجی

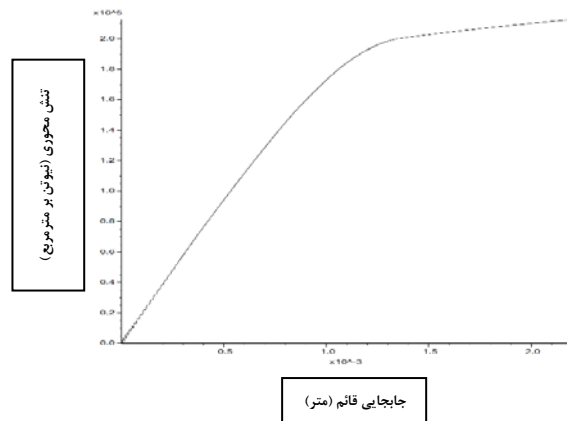
در این قسمت به بررسی صحت نتایج به دست آمده از نرم‌افزار مورد استفاده و مدل رفتاری به کار برده شده در لایه روانگرا پرداخته شده است.

به منظور بررسی صحت عملکرد نرم‌افزار FLAC3D از روش Wroth & Randolph استفاده شده است؛ بدین صورت که نشست استاتیکی شمع منفردی با طول ۱۰ متر در پروفیل خاکی با ضخامت لایه میانی ۴ متر با رابطه ارائه شده توسط Wroth & Randolph محاسبه می‌گردد و با استفاده از رابطه (۲۳) نشست گروه شمع به دست آمده و با مقدار نشست به دست از نتیجه آنالیز انجام شده توسط نرم‌افزار مقایسه می‌گردد. مقدار نشست شمع با رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta H_p = \frac{P}{G_L \cdot r_0} \left(\frac{1 + \frac{4}{\eta(1-\mu)} \frac{1}{\pi \lambda} \frac{L_p}{r_0} \frac{\tanh(\nu L_p)}{\nu L_p}}{4 + \frac{2\pi \rho}{\xi} \frac{L_p}{r_0} \frac{\tanh(\nu L_p)}{\nu L_p}} \right) \quad (22)$$

$$\delta_g = \delta \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (23)$$

قبل از بررسی رفتار دینامیکی مدل، ظرفیت باربری گروه شمع بررسی می‌گردد. بدین منظور طول گروه‌شمع ۸ متر در نظر گرفته شده است. همان‌طور که در شکل (۴) مشاهده می‌گردد، حداکثر تنش محوری ایجاد شده در گروه شمع ۰/۲ مگاپاسکال می‌باشد؛ بنابر این و با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۲/۵، بار گسترده‌ای به شدت ۴ kg/cm² به صورت بار محوری به کلاهک شمع وارد می‌شود.

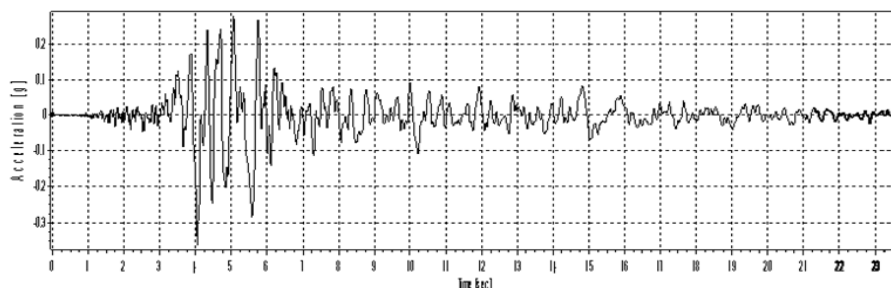


شکل ۴- تغییرات تنش محوری ایجاد شده در قسمت فوقانی شمع‌ها در برابر جابه‌جایی قائم آن‌ها

۵- شتاب‌نگاشت اعمال شده به مدل

شتاب‌نگاشت ورودی مورد استفاده در کلیه تحلیل‌ها، مطابق شکل (۵) و مربوط به زلزله Kobe می‌باشد که دارای شتاب ماکزیمم 0.345g می‌باشد. دلیل انتخاب این زلزله به عنوان شتاب‌نگاشت اعمالی در تحلیل‌ها، وقوع روانگرایی وسیع در منطقه در زمان وقوع زلزله مذکور می‌باشد.

البته بایستی این نکته را در نظر داشت که چنانچه از نمودارهای شتاب‌نگاشت خام که از مراکز ثبت زلزله استخراج شده برای مدل‌سازی استفاده شود، ممکن است برنامه مقادیری از سرعت یا جابه‌جایی باقی‌مانده را بعد از ارتعاشات انجام گرفته

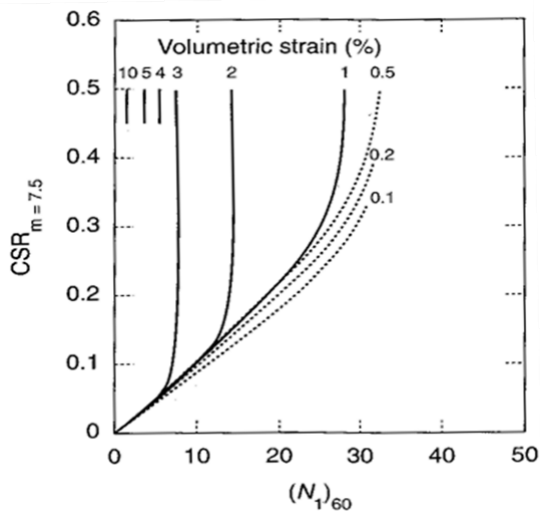


شکل ۱- شتاب‌نگاشت زلزله Kobe

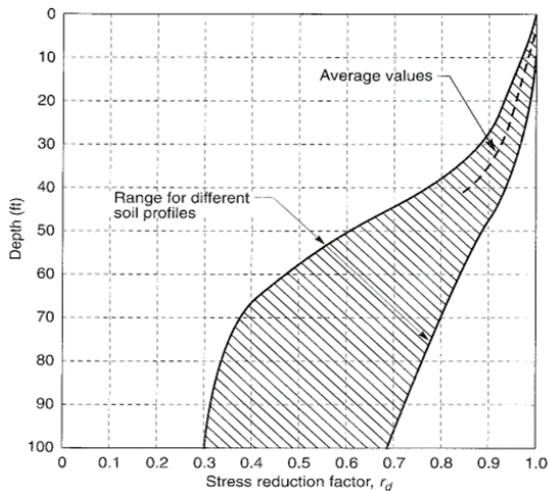
در رابطه (۲۲) با توجه به سازگاری واحدهای نیرو و طول، مدول الاستیسیته مصالح شمع، G_L' مدول برشی در نوک شمع، L_p عمق نفوذ شمع، r_0 شعاع شمع و P بار شمع می‌باشد. در رابطه (۲۳) نیز δ_g نشست گروه شمع، δ نشست شمع منفرد، B_g عرض گروه و D قطر شمع است. با توجه به پارامترهای لایه‌های خاک و گروه شمع، مقدار نشست استاتیکی گروه شمع ۹/۷۷ میلی‌متر محاسبه می‌گردد. نشست استاتیکی محاسبه شده برای گروه شمع توسط نرم‌افزار نیز در شکل (۶) آورده شده است.

$$\sigma_v = 183080 \frac{N}{m^2}$$

$$\sigma'_0 = 83080 \frac{N}{m^2}$$

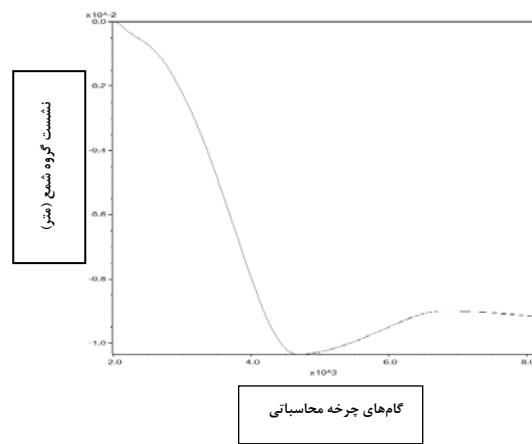


شکل ۷- تخمین کرنش حجمی در ماسه‌های اشباع با استفاده از $(N_1)_{60}$ و CSR [۱۲]



شکل ۸- تخمین عامل کاهش تنش بر اساس عمق [۱]

در رابطه (۲۲) با توجه به سازگاری واحدهای نیرو و طول، مدول الاستیسیته مصالح شمع، G_L' مدول برشی در نوک شمع، L_p عمق نفوذ شمع، r_0 شعاع شمع و P بار شمع می‌باشد. در رابطه (۲۳) نیز δ_g نشست گروه شمع، δ نشست شمع منفرد، B_g عرض گروه و D قطر شمع است. با توجه به پارامترهای لایه‌های خاک و گروه شمع، مقدار نشست استاتیکی گروه شمع ۹/۷۷ میلی‌متر محاسبه می‌گردد. نشست استاتیکی محاسبه شده برای گروه شمع توسط نرم‌افزار نیز در شکل (۶) آورده شده است.



شکل ۶- نشست استاتیکی گروه شمع

با مقایسه مقدار نشست به دست آمده از رابطه (۲۲) و شکل (۶)، می‌توان نتیجه گرفت که عملکرد نرم‌افزار مورد استفاده در انجام تحلیل‌ها مناسب می‌باشد.

همچنین به منظور صحت سنجی مدل رفتاری به کار برده شده در لایه روانگرا، از روش Tokimatsu & Seed استفاده شده است. در این روش با در دست داشتن $(N_1)_{60}$ (عدد آزمایش نفوذ استاندارد) و نسبت تنش سیکلی ناشی از زلزله، مقدار کرنش حجمی لایه روانگرا به دست آمده و با کرنش حجمی به دست آمده از تحلیل صورت گرفته مقایسه می‌گردد. مقدار تنش سیکلی ناشی از زلزله از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_0} \cdot r_d \quad (24)$$

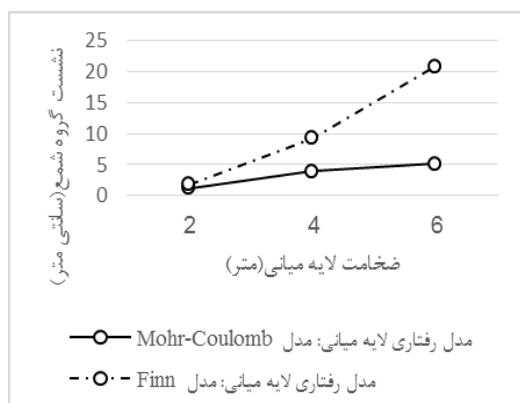
که در این رابطه، σ_v تنش قائم، σ'_0 تنش مؤثر، r_d عامل کاهش تنش در نقطه مورد نظر و a_{max} شتاب افقی زلزله بر

نظر گرفتن اثرات افزایش فشار آب حفره‌ای در لایه‌های روانگرا مورد بررسی قرار گرفته است.

۷-۱- اهمیت ملاحظه رفتار تنش- کرنش خاک‌های دارای قابلیت روانگرایی در شرایط زهکشی نشده

در این قسمت دو حالت مختلف در انجام تحلیل‌ها در نظر گرفته می‌شود. حالت نخست در انجام تحلیل‌ها، به کارگیری مدل رفتاری Mohr-Coulomb در هر سه لایه خاک می‌باشد. حالت دوم نیز، بکارگیری مدل رفتاری Mohr-Coulomb در لایه‌های بالایی و پایینی و مدل رفتاری Finn در لایه میانی که مستعد روانگرایی می‌باشد، است.

در انجام تحلیل‌های این قسمت، طول گروه شمع ۱۰ متر در نظر گرفته شده است. از مقایسه نمودارهای نشان داده شده در شکل (۱۰) می‌توان نتیجه گرفت که عدم در نظر گرفتن رفتار تنش-کرنش خاک‌های دارای قابلیت روانگرایی در شرایط زهکشی نشده، در حالی که ضخامت لایه روانگرا زیاد باشد، باعث ایجاد خطاهای بزرگ در محاسبات خواهد شد؛ به طوری که در ضخامت ۶ متر برای لایه میانی (لایه مستعد روانگرایی)، میزان نشست در صورت استفاده از مدل رفتاری Finn به جای مدل رفتاری Mohr-Coulomb، بیش از ۴ برابر خواهد بود؛ ولی اگر ضخامت لایه روانگرا کم باشد، تفاوت زیادی در نتایج به وجود نخواهد آمد.



شکل ۱۰- مقایسه نشست گروه شمع

۷-۲- تفسیر نتایج

قبل از بررسی نتایج بایستی از روانگرا شدن لایه وسط پس از اعمال بار لرزه‌ای اطمینان حاصل نمود. بدین منظور مقدار تنش مؤثر در وسط لایه میانی در طول اعمال بار لرزه‌ای بررسی

برای محاسبه عامل کاهش تنش از نمودار شکل (۸) استفاده می‌شود. البته می‌توان از فرمول Liao & whitman نیز برای محاسبه عامل کاهش تنش استفاده نمود.

با توجه به نمودار فوق، در وسط لایه روانگرا ($z=10$ m) مقدار عامل کاهش تنش برابر 0.92 خواهد بود. همچنین در زلزله Kobe، $a_{max} = 0.345g$ می‌باشد. پس خواهیم داشت:

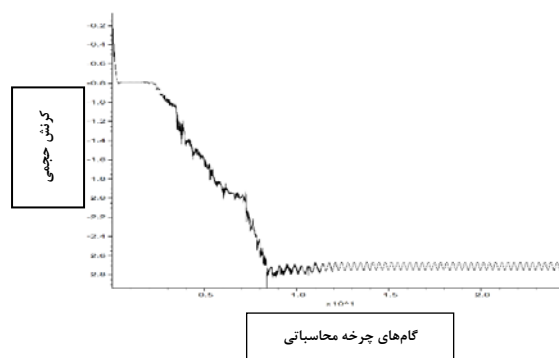
$$CSR = 0.455$$

با توجه به رابطه زیر و این که تراکم نسبی لایه میانی ۴۰ درصد می‌باشد، مقدار $(N_1)_{60}$ محاسبه می‌گردد:

$$Dr = 15 (N_1)_{60}^{0.5} \square (N_1)_{60} = 7$$

با توجه به نمودار شکل (۷)، مقدار کرنش حجمی با استفاده از روش Tokimatsu & Seed برابر ۳ درصد خواهد بود.

در شکل (۹) مقدار کرنش حجمی به دست آمده از آنالیز انجام شده در نرم‌افزار آورده شده است. بر اساس این شکل مقدار کرنش حجمی محاسبه شده برای لایه روانگرا ۲/۸ درصد می‌باشد. با توجه به اختلاف ناچیز نتایج به دست آمده می‌توان گفت که عملکرد مدل رفتاری Finn قابل قبول است.

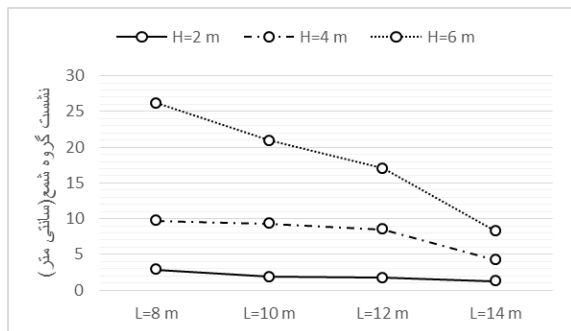


شکل ۹- کرنش حجمی محاسبه شده برای لایه روانگرا شده

۷-۳- نتایج تحلیل

همان طور که در قسمت‌های قبلی بیان گردید، متغیرهای مورد بررسی در این تحقیق ضخامت لایه روانگرا و طول شمع می‌باشد که سه حالت برای ضخامت لایه روانگرا و چهار حالت برای طول شمع‌ها در نظر گرفته شده که در مجموع ۱۲ حالت مورد بررسی قرار گرفته است؛ تا اثرات تغییر توأم این دو پارامتر بر نشست گروه شمع بررسی شود. قبل از بررسی نتایج، لزوم در

شمع و نزدیک شدن نوک شمع‌ها به لایه متراکم زیرین، مقدار نشست گروه شمع کاهش می‌یابد. مطابق شکل (۱۲)، کم‌ترین مقدار نشست در گروه شمع‌های با طول ۱۴ متر اتفاق می‌افتد؛ زیرا گروه شمع‌های با این طول به خوبی در لایه متراکم زیرین نفوذ کرده‌اند که همین امر باعث افزایش مقاومت انتهایی شمع‌ها و در نتیجه کاهش نشست آن‌ها می‌گردد.



شکل ۱۲- مقادیر نشست ایجاد شده در گروه شمع به ازای مقادیر مختلف پارامترهای متغیر

۸- نتیجه‌گیری

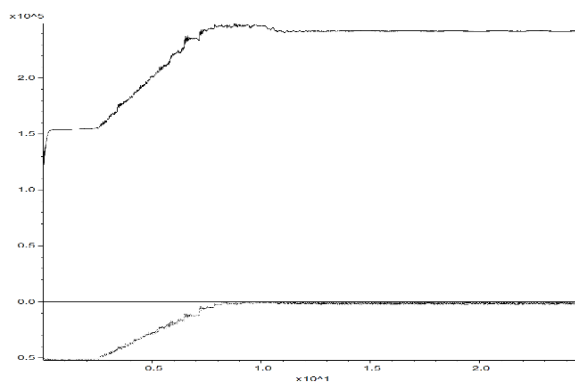
در تحقیق انجام شده، نشست گروه شمع‌های بتنی در خاک‌های روانگرا مورد بررسی قرار گرفته است. محاسبات انجام شده با استفاده از نرم‌افزار FLAC3D انجام شده است و شتاب‌نگاشت زلزله Kobe به عنوان بار دینامیکی به مدل اعمال شده است. از مشخصات ماسه Nevada به عنوان خاک روانگرا استفاده شده است.

مطابق نتایج ارائه شده، اگر ضخامت لایه روانگرا زیاد باشد، در نظر گرفتن مدل رفتاری مناسبی که افزایش فشار آب حفره‌ای را به خوبی در خاک اعمال نماید، ضرورت دارد؛ ولی با کاهش ضخامت لایه روانگرا، این امر اهمیت کمتری خواهد داشت. دلیل این موضوع را می‌توان این‌گونه بیان نمود زمانی که ضخامت لایه روانگرا کم باشد، حتی با افزایش آبی فشار آب حفره‌ای، امکان زهکشی فشار آب حفره‌ای ایجاد شده وجود دارد ولی در ضخامت‌های زیاد این امکان وجود ندارد.

بر اساس نتایج به دست آمده، با افزایش ضخامت لایه روانگرا، نشست گروه شمع افزایش می‌یابد که دلیل این امر کاهش ظرفیت باربری جداره و انتهای شمع‌ها می‌باشد. همچنین با افزایش طول شمع‌ها، رفته رفته نشست گروه شمع کاهش می‌یابد؛ دلیل این موضوع نیز افزایش مقاومت انتهایی شمع‌ها می‌باشد. بنابر این توصیه می‌شود در صورت وجود لایه روانگرا،

گردیده است. در شکل (۱۱) نمودار بالایی نشانگر تغییرات فشار آب حفره‌ای و نمودار پایینی نشانگر تغییرات تنش مؤثر در وسط لایه میانی می‌باشد. همان طوری که از شکل (۱۱) مشخص می‌باشد، از ثانیه هشتم به بعد فشار آب حفره‌ای افزایش یافته و تنش مؤثر به مقدار صفر رسیده و خاک به حالت روانگرایی اولیه می‌رسد. برای تفسیر بهتر نتایج به دست آمده از تحلیل‌های انجام شده، مقادیر نهایی نشست گروه شمع در حالات مختلف در نمودار شکل (۱۲) آورده می‌شود.

مطابق شکل (۱۲)، با افزایش ضخامت لایه میانی که روانگرا نیز شده است، میزان نشست گروه شمع افزایش می‌یابد. در ضخامت ۲ متر برای لایه روانگرا، مقدار نشست رخ داده در گروه شمع بسیار ناچیز می‌باشد؛ به طوری که می‌توان از نشست‌های ایجاد شده صرف‌نظر نمود. با افزایش ضخامت لایه روانگرا از ۲ به ۴ متر، مقدار نشست گروه شمع افزایش می‌یابد؛ به طوری که مقدار نشست $5/0 \sim 3/37$ برابر خواهد بود. همچنین با افزایش ضخامت لایه روانگرا به ۶ متر، مقدار نشست گروه شمع نسبت به حالت قبلی $2/68 \sim 1/95$ برابر می‌شود. دلیل افزایش نشست گروه شمع با افزایش ضخامت لایه روانگرا کاملاً واضح می‌باشد؛ با افزایش ضخامت لایه روانگرا، سطح تماس شمع و خاک روانگرا افزایش پیدا می‌کند که این امر باعث کاهش ظرفیت باربری گروه شمع خواهد شد. همچنین با روانگرایی خاک زیر نوک شمع‌ها، مقاومت انتهایی گروه شمع نیز به شدت کاهش می‌یابد و نشست گروه شمع‌ها افزایش می‌یابد.



شکل ۱۱- تغییرات فشار آب حفره‌ای و تنش مؤثر در وسط لایه میانی

همچنین مطابق شکل (۱۲)، با افزایش طول شمع‌ها، میزان نشست گروه شمع کاهش می‌یابد؛ به طوری که با افزایش طول

- به منظور کاهش نشست شمع‌ها، انتهای شمع‌ها به خوبی در لایه غیر روانگرایی پایینی نفوذ کنند.
- ۹- مراجع**
- [1] Kramer, S. L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall Inc., New Jersey, 1996, Vol. I, pp 348-422.
- [2] Seed, H. B., "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquake", Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, ASCE Annual Convention and Exposition, 1976, 1-104.
- [3] Abdoun, T., Dobry, R., "Evaluation of Pile Foundation Response to Lateral Spreading", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2002, 22, 1051-1058.
- [۴] حائری، س. م.، آصفزاده، آ.، کاوند، ع.، رحمانی، ا.، "بررسی پاسخ گروه شمع چهارتایی به پدیده گسترش جانبی ناشی از روانگرایی با استفاده از آزمایشات بزرگ مقیاس میز لرزان"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، اردیبهشت ۱۳۹۰.
- [5] Finn, W. D. L., Lee, K. W., Martin, G. R., "An Effective Stress Model for Liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, 103, 517-533.
- [6] Konder, R. L., Zelasko, J. S., "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands", the 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 1963, 289-324.
- [7] Hardin, B. O., Drnevich, V. P., "Shear Modulus and Damping in Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1972, 98, 603-624.
- [8] Byrne, P., "A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for sand", The 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1991, pp 47-55.
- [9] Itasca Consulting Group, "FLAC3D Version 3.00-Fast Lagrangian Analysis of Continua-User's Manual", Minneapolis, US, 2000.
- [10] Liyanapathirana, D. S., Poulos, H. G., "Analysis of Pile Behavior in Liquefying Sloping Ground", ELSEVIER, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, 37, 115-124.
- [۱۱] صالحی، ی.، امام، س. م.، "بررسی عددی عوامل مؤثر بر نشست گروه شمع در خاک‌های روانگرا"، نهمین کنگره بین-المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اردیبهشت ۱۳۹۱.

EXTENDED ABSTRACT

Parametric Study of Pile Group's Settlement in Liquefiable Soils

Mohammad Hossein Aminfar *, Amin Jalali

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

Received: 23 September 2014; **Accepted:** 13 April 2015

Keywords:

Soil liquefaction, Pile groups, Dynamic analysis, Settlement

1. Introduction

An important issue that is the reason of damages and collapses during earthquake is liquefaction of loose and saturated sands. After the reduction of soil strength, piles will behave like unsupported columns. So it seems that behavior of these piles and their analysis method isn't clear and suitable. For a better view a pile group is modeled using FLAC3D software that is connected to each other with a cap. Soil profile has three layers that middle layer is liquefiable while other two layers are not. In this research settlement of pile group in different values for liquefied layer thickness and pile length has investigated. Before the analysis of model, sensitivity analyses are carried out to achieve accurate results in less computing time.

2. Methodology

2.1. Finn model

Finn et al. [1] proposed a simple model for predicting stress-strain behavior of saturated sand in undrain condition. The important factor that must be considered when computing the response of saturated sand layers to a given earthquake are: (1) The initial shear modulus in situ; (2) the variation of shear modulus with shear strain; (3) contemporaneous generation and dissipation of pore-water pressures; (4) changes in effective mean normal stress; (5) damping; and (6) hardening. All of these factors are taken into account in the constitutive relations formulated by Finn et al [1].

2.2. Modelling

Pile group consisting of four piles with 0.8 meter diameter is modeled that connected to each other with a cap. We use Nevada sand properties [2] in middle layer that has liquefaction potential and apply Kobe earthquake accelerogram to the bottom boundary. Bottom boundary is rigid and lateral boundaries of model are free-field boundaries that prevent wave radiation in the model. Dimension of model is 20×20×20 m. Mesh size is selected with consideration of wave transition in the model (Fig. 1). Another important factor in dynamic analysis is damping of soil and structure [3] that in this research local damping is used.

* Corresponding Author

E-mail addresses: aminfar@tabrizu.ac.ir (Mohammad Hossein Aminfar), jalali.amin66@gmail.com (Amin Jalali).

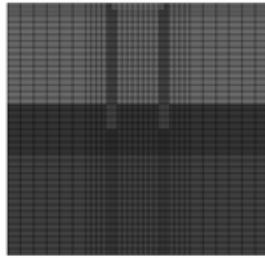


Fig. 1. A section of model

3. Results and discussion

As mentioned in last section, for consideration the effects of generation and dissipation of excess pore water pressure in performance of pile groups, we use Finn model in liquefied layer. So for verifying results, volumetric strain of liquefied layer are calculated and compared with results of Seed and Tokimatsu method that this comparison shows acceptable accordance. Before analysis of model, importance of liquefaction and assignment of a suitable constitutive model on behavior of pile group investigated and results are shown in Fig. 2. In first case of analysis, the constitutive model of middle layer was Mohr-Coulomb and in the second case was Finn model. With comparing results of these two series we can clearly see the importance of allocating suitable constitutive model for liquefied layer, especially when thickness of liquefied layer increases.

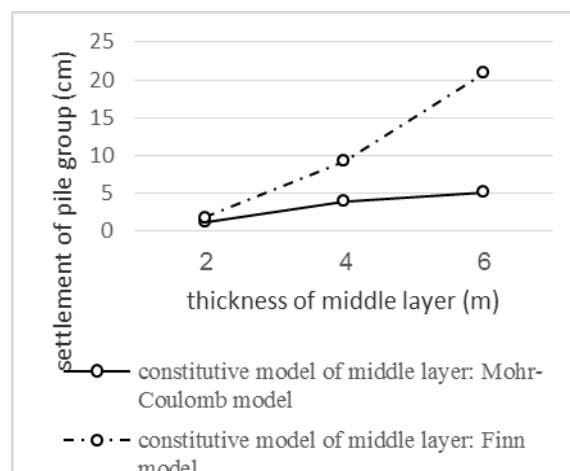


Fig. 2. Comparison of pile group settlement in two different constitutive models for liquefied layer

In this research, analysis performed for different values of pile length and liquefied layer thickness. Results have been shown in Fig. 3. According to Fig. 3, with increment of liquefied layer (middle layer) thickness, pile group settlement increases; because in this condition lateral surface between piles and liquefied layer increases; also end-bearing capacity of piles decreases. Also with increment of piles length settlement decreases; because when end of the piles are close to stiffer bottom layer, end-bearing capacity of pile group increases. So in similar positions for reduction of settlement, it's better that end of piles penetrate in stiff layer.

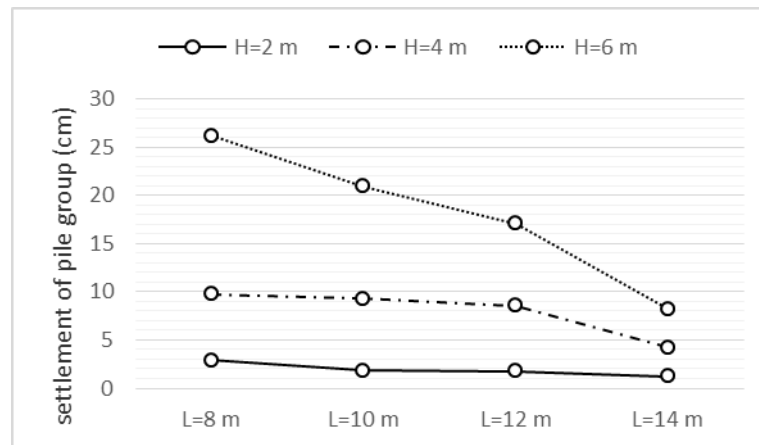


Fig. 3. Pile group's settlement

4. Conclusions

Occurrence of liquefaction in soil causes settlement in piles; especially when thickness of liquefying layer increases. Another parameter that must be considered in design of piles and group piles is their length; Piles that have no enough end-bearing capacity will have significant amount of settlement. So group piles that have been located in liquefied layers must penetrate in bottom stiff layers well. Also allocation of a constitutive model in liquefiable soils that consider generation and dissipation of excess pore water pressure is necessary.

5. References

- [1] Finn, W. D. L., Lee, K. W., Martin, G. R., "An Effective Stress Model for Liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977, 103, 517-533.
- [2] Liyanapathirana, D. S., Poulos, H. G., "Analysis of Pile Behavior in Liquefying Sloping Ground", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2010, 37, 115-124.
- [3] Itasca Consulting Group, "FLAC3D Version 3.00-Fast Lagrangian Analysis of Continua- User's Manual", Minneapolis, US, 2000.