

چکیده

با توجه به کاربرد وسیع پی‌های شمعی، ایمنی شمع‌ها در زمان زلزله از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. تحقیقات نشان داده است که علاوه بر نیروی ناشی از روسازه، اثرات اندرکنش کینماتیکی خاک - شمع باعث اعمال تقاضای لرزه‌ای قابل توجهی به شمع‌ها در محیط‌های با خاک لایه‌ای می‌شود. در این مقاله از نرم‌افزار اجزاء محدود سه‌بعدی ABAQUS برای تحلیل لرزه‌ای اندرکنش کینماتیکی گروه شمع در خاک‌های لایه‌ای دارای رفتار غیرخطی استفاده شده است. پس از ارزیابی صحت نتایج روش تحلیل عددی تحت بارگذاری‌های استاتیکی و دینامیکی، اثرات اندرکنش کینماتیکی روی رفتار مکانیکی گروه شمع واقع در خاک دو لایه‌ای (لایه‌ی نرم بر روی لایه‌ی سخت) بحث و بررسی می‌گردد. مطالعات پارامتری شامل عوامل مؤثر بر پاسخ سیستم خاک - شمع نشان می‌دهد که نسبت فاصله به قطر شمع، تعداد شمع‌ها در گروه، قطر شمع، نحوه‌ی اتصال شمع به کلاهک و تغییر مشخصات لایه‌های خاک، تأثیر قابل ملاحظه‌ای در رفتار گروه شمع در برابر زلزله دارد.

کلمات کلیدی: تحلیل غیرخطی، زلزله، گروه شمع، اندرکنش کینماتیکی، خاک لایه‌ای

تحلیل لرزه‌ای غیرخطی گروه شمع واقع در خاک‌های لایه‌ای ناشی از اثرات اندرکنش کینماتیکی

حسین تحقیقی (نویسنده مسؤول)

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه کاشان

E-mail: tahghighi@kashanu.ac.ir

مجید شبخوان

کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد کاشان

1 - مقدمه

ناشی از ارتعاش روسازه (اندرکنش اینرسی) عکس‌العمل نشان می‌دهند. این پدیده‌ها سبب تغییر (افزایش و یا کاهش) در تقاضاهای لرزه‌ای سازه با پی منعطف نسبت به سازه با پای ثابت می‌شود. پیش از کسب دانش کافی در زمینه‌ی اندرکنش خاک و سازه، از این مسأله با فرض اثرگذاری آن در جهت افزایش ضریب اطمینان (کاهش در نیروی برش پایه) با توجه به افزایش پروود اصلی و میرایی انرژی امواج لرزه‌ای در خاک صرف‌نظر می‌شد. عدم قطعیت در صحت این فرض هنگامی آشکار شد که مطالعات نشان دادند پدیده‌ی اندرکنش، بسته به شرایط خاک - پی - سازه و مشخصات تحریک، می‌تواند دارای نقش مخرب باشد و صرف‌نظر کردن از آن خلاف جهت اطمینان بوده و در نتیجه به طراحی ناایمن در سازه منجر می‌گردد [4-5]. از آثار مخرب اندرکنش می‌توان به افزایش تقاضای تغییر مکان جانبی و تغییر در سطح عملکرد سازه، اثر $P-\Delta$ و ضربه بخصوص در

در سازه‌های نیروگاهی، دریایی، پل‌ها، برج‌ها و ... کاربرد پی‌های عمیق روشی متداول برای کاهش نشست و انتقال نیرو از خاک نرم سطحی به ترازهای مقاوم‌تر در عمق زمین می‌باشد. این پی‌ها ممکن است تحت اثر بارهای دینامیکی ناشی از زلزله، باد، امواج، ضربه، انفجار و یا ارتعاشات حاصل از ماشین‌آلات قرار گیرند. خسارات و خرابی‌های گسترده در زلزله‌های اخیر نورتریج در آمریکا (1994)، کوبه در ژاپن (1995)، زمیت در ترکیه (1999)، چی - چی در تایوان (1999) و توهوکو در ژاپن (2011) توجه محققین مختلف را به بررسی عملکرد سازه‌های متکی بر شمع جلب نموده است [1-3]. وقوع این زلزله‌ها نشان داد که حرکت سنگ بستر می‌تواند در پای سازه به‌طور چشمگیری تشدید شود و پاسخ سازه را دستخوش تغییرات قابل توجهی نماید. هنگام زمین‌لرزه، پی‌های شمعی منعطف در برابر جنبش وارده (اندرکنش کینماتیکی) و همچنین نیروهای اینرسی



هزینه‌ی بالای آن، کاربرد این روش را با محدودیت‌هایی روبرو می‌کند؛ اما با پیشرفت‌های نرم‌افزاری و سخت‌افزاری، پاره‌ای از این مشکلات برطرف شده است تا در نتیجه روش تحلیل اجزاء محدود در سال‌های اخیر بیشتر مورد استقبال قرار گیرد [5، 18، 19، 20].

اگرچه طراحی لرزه‌ای پی‌های شمع‌ی توسط نیروهای اینرسی روسازه (بدون در نظر گرفتن اثرات اندرکنش کینماتیکی) باعث افزایش سرعت محاسبات و ساده‌سازی در مدل‌سازی می‌شود لیکن این فرض می‌تواند با توجه به ساختار زمین اطراف شمع، طرحی دور از واقعیت باشد. بر اساس مطالعات میدانی پس از زلزله‌ی چی - چی تایوان، گسیختگی شمع‌ها علاوه بر مناطق فوقانی در محل اتصال شمع و کلاهک (ناشی از نیروهای اینرسی) در امتداد طول شمع‌ها نیز گسترش یافتند [21]. این موضوع نشان می‌دهد که نیروهای کینماتیکی سهم قابل توجهی در خسارت‌های ایجاد شده در فونداسیون شمع‌ها داشته و نایستی در تحلیل از آن چشم‌پوشی شود. به عبارت دیگر، تأثیر مشخصات واقع‌بینانه‌تر خاک به صورت محیط غیرهمگن و نیز نقش فصل مشترک لایه‌های خاک بر پایداری شمع از اهمیت به‌سزایی برخوردار خواهد بود. لذا در طراحی پی‌های عمیق و سازه‌های متکی بر آن باید اثرات اندرکنش کینماتیکی محاسبه شود.

در پژوهش‌های گذشته، به‌ندرت تحلیل لرزه‌ای اندرکنش کینماتیکی گروه شمع در خاک‌هایی با پروفیل غیر همگن به‌طور کامل شبیه‌سازی شده است. در این تحقیقات معمولاً شمع و خاک با رفتار الاستیک، مدل شده است و یا در صورت لحاظ کردن رفتار غیرخطی، نیروهای کینماتیکی در امتداد شمع‌ها برآورد نشده است [22-25]. در نوشتار حاضر با ادامه‌ی مطالعات اخیر نویسندگان این مقاله [26]، به بررسی اثرات اندرکنش کینماتیکی گروه شمع و خاک لایه‌ای (لایه‌ی نرم بر روی لایه‌ی سخت) پرداخته می‌شود. برای تحلیل سه‌بعدی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی از نرم‌افزار اجزاء محدود Abaqus که در مدل‌سازی این قبیل مسائل از قابلیت‌های خوبی برخوردار است استفاده شده

سازه‌های بلند و یا لاغر اشاره کرد. بدین ترتیب مسأله‌ی تأثیر انعطاف‌پذیری پی بر عملکرد سازه‌ها سبب افزایش پژوهش‌ها به منظور تجدید نظر در آیین‌نامه‌ها و رویکردهای طراحی در سال‌های اخیر گردیده است تا بتواند زیان‌های انسانی و اقتصادی مرتبط را کاهش دهد.

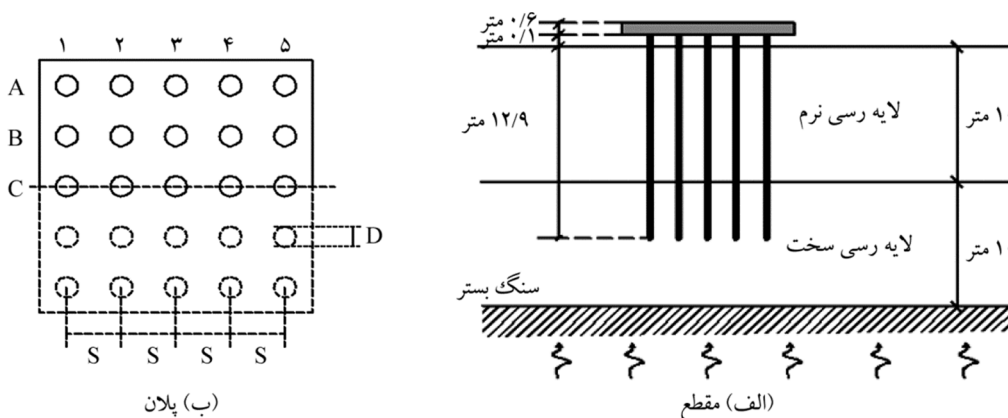
برای تحلیل اندرکنش دینامیکی شمع - خاک - سازه، با توجه به نحوه‌ی برخورد با محیط خاک، از سه روش کلی محیط پیوسته‌ی ارتجاعی، مدل وینکلر و اجزاء محدود استفاده شده است. روش‌های مبتنی بر محیط پیوسته‌ی ارتجاعی شبیه المان لایه‌ای نازک [6-8] و المان مرزی [9-11] هر چند راه‌حل‌هایی مستقیم و دقیق برای بررسی بازتاب شمع‌های منفرد و گروهی محسوب می‌شوند اما دارای فرضیاتی غیر واقعی هستند. از این فرضیات می‌توان به رفتار الاستیک خاک و سازه اشاره نمود؛ اما در زلزله‌ی قوی، رفتار غیرخطی محیط خاک در محل تماس با پی تأثیر زیادی بر بازتاب شمع دارد؛ بنابراین در تحلیل‌های مهندسی معمولاً از روش کاربردی وینکلر که در آن شمع‌ها روی فنر و میراگر متکی هستند استفاده می‌شود [12-15]. روش وینکلر علی‌رغم سادگی به دلیل ضعف‌های ذاتی، قادر به توصیف رفتار واقعی خاک نیست. از ضعف‌های این روش می‌توان به موارد زیر اشاره نمود: 1- لایه‌های روی هم قرار گرفته‌ی خاک، مستقل از هم فرض شده‌اند و تأثیری در یکدیگر ندارند. 2- تمرکز اصلی این روش بر حوزه‌ی نزدیک در مجاور شمع است و از اثرات فضای نامحدود خاک صرف‌نظر می‌شود. 3- مقادیر سختی فنرها به ابعاد پی وابسته بوده و تخمین آنها مشکل است. به‌منظور برطرف کردن این نقاط ضعف، مطالعات گسترده‌ای در جهت تعیین منطقی پارامترهای مدل وینکلر بر مبنای تئوری الاستو-دینامیک و استفاده‌ی مستقیم از ماتریس امپدانس محیط نامحدود خاک انجام شده است [16-17]. با این همه، روش اجزاء محدود با قابلیت مدل‌سازی غیرخطی، دقیق‌ترین شبیه‌سازی را برای سیستم شمع - خاک - سازه ارائه می‌دهد. اگرچه پیچیدگی تنظیم پارامترهای عددی برای مدل‌سازی، زمان زیاد تحلیل و در نتیجه

کینماتیکی در گروه شمع واقع در خاک‌های لایه‌ای ناشی از انتشار امواج زلزله می‌باشد. شکل (1) مدل یک گروه شمع 5×5 را نشان می‌دهد. شمع‌های فولادی به قطر $0/28$ متر، ضخامت جدار $0/01$ متر، طول کل 13 متر با $0/1$ متر بیرون زدگی از سطح زمین و نسبت فاصله به قطر (S/D) برابر $3/6$ می‌باشند. شمع‌ها به یک کلاهک فولادی به ابعاد 5×5 متر و ضخامت $0/6$ متر متصل شده‌اند. توده‌ی خاک به صورت دولا به لایه با ضخامت کلی، طول و عرض هر یک برابر 20 متر شامل یک لایه رس نرم بر روی یک لایه رس سخت در نظر گرفته می‌شود. جدول (1) خصوصیات مصالح خاک و شمع را معرفی می‌کند. برای تحلیل دینامیکی، شتاب‌نگاشت افقی زلزله‌ی 1978 طبس در ایستگاه دیهوک (Dayhook) با شتاب بیشینه‌ی $0/33 g$ (شکل 2)، به پایین مدل خاک به عنوان سنگ بستر اعمال می‌گردد. با توجه به این که توده‌ی خاک بر سنگ بستر قرار گرفته است، به منظور واقعی‌تر نمودن شبیه‌سازی، از ایستگاهی استفاده شده است که رکورد ثبت شده در آن تطابق خوبی با رکوردهای بستر سنگی داشته باشد.

است [27]. پس از ارزیابی صحت روش تحلیل برای پی‌های شمعی منفرد تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی، ابتدا به تحلیل پاسخ لرزه‌ای گروه شمع، ناشی از اثرات غیرخطی خاک می‌پردازیم و سپس با انجام مطالعات پارامتری، عوامل مؤثر بر نیروهای کینماتیکی در گروه شمع شامل نسبت فاصله به قطر شمع، تعداد شمع در گروه، اثر قطر شمع، شرایط اتصال شمع به کلاهک و تغییر مشخصات لایه‌های خاک به تفصیل بحث و بررسی می‌گردد.

2- بیان مسأله

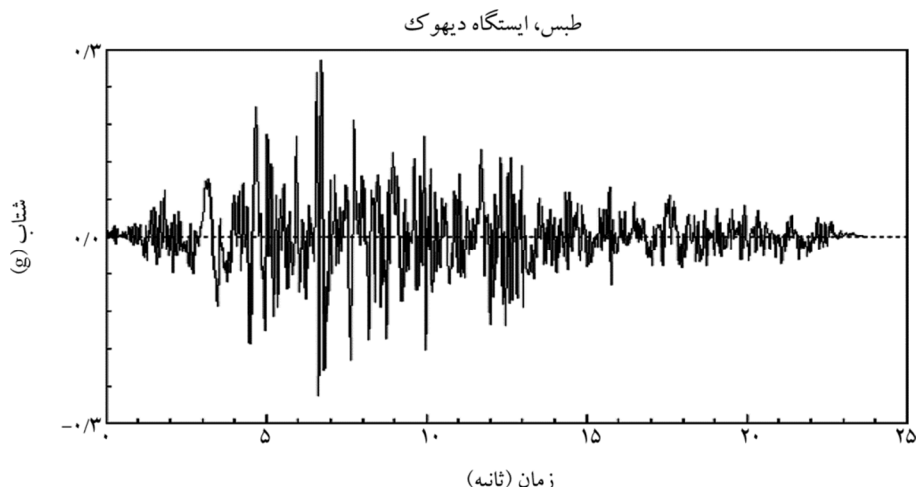
اگر بر چند شمع انعطاف‌پذیر که در فواصل نسبتاً کم از همدیگر قرار دارند نیروی جانبی اعمال گردد، هم‌پوشانی تنش در خاک باعث کاهش راندمان باربری گروه شمع می‌شود و در نتیجه نیروی ایجاد شده در هر یک از شمع‌ها نسبت به شمع منفرد متناظر، کاهش می‌یابد. این مسأله به همراه اثرات اندرکنش شمع - خاک - شمع همواره مورد توجه محققین بوده است. در این راستا، هدف مطالعه‌ی حاضر بررسی نیروهای



شکل (1): مدل خاک دو لایه و گروه شمع 5×5

جدول (1): خصوصیات مصالح خاک و شمع

جز مدل	مصالح	مدول ارتجاعی E (MPa)	زاویه‌ی اتساع Ψ (deg)	زاویه‌ی اصطکاک Φ (deg)	ضریب پواسون ν	چگالی ρ (Kg/m^3)	نسبت میرایی ξ	سرعت موج برشی V(m/s)
خاک لایه‌ی اول	رس نرم	100	0	0	0/49	2100	0/05	126
خاک لایه‌ی دوم	رس سخت	$4/48 \times 10^3$	0	0	0/4	2500	0/02	800
شمع و کلاهک	فولادی	$2/1 \times 10^5$	-	-	0/3	7850	-	-

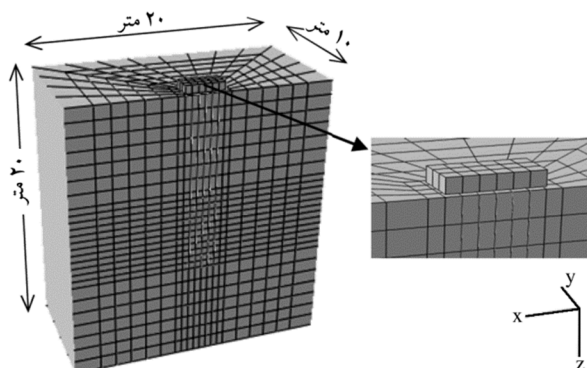


شکل (2): شتاب‌نگاشت افقی ناشی از زلزله‌ی طبس در ایستگاه دیهوک

3- مدل اجزاء محدود

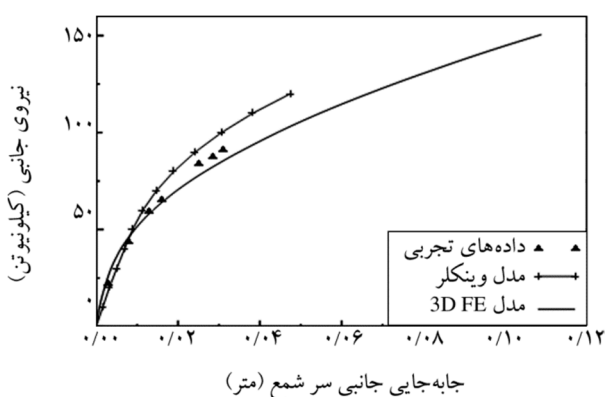
تا تنش و کرنش خمیری ایجاد شده در این مناطق با دقت بیشتری در مدل‌سازی لحاظ گردد. به‌طور مشابه، در راستای Z ابعاد المان‌ها در نزدیکی مرز جدایی لایه‌ها ریزتر فرض شده است. مشابه مطالعات پیشین، در ارزیابی اثر رفتار خمیری خاک بر بازتاب کینماتیکی شمع از قانون تسلیم دراگر-پراگر استفاده می‌شود [19، 1]. از طرف دیگر، مدل کردن تماس خاک و شمع در تحلیل اندرکنش خاک-سازه می‌تواند نقش مهمی داشته باشد. مشاهدات میدانی پس از زلزله‌های نسبتاً قوی، امکان جداسازی شمع و خاک در نواحی نزدیک به سطح زمین را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که پدیده‌ی جداسازی به دلیل کاهش فشار همه‌جانبه‌ی خاک در مناطق مجاور به سر شمع و عمدتاً ناشی از اندرکنش اینرسی شکل می‌گیرد. لذا با توجه به هدف مطالعه‌ی حاضر در بررسی نیروهای کینماتیکی گروه شمع در مقاطع نزدیک به فصل مشترک دو لایه خاک در عمق زمین، از تأثیر ناچیز این پدیده در نتایج مذکور صرف‌نظر شده است و سطح تماس خاک و شمع به‌صورت کاملاً چسبیده مدل‌سازی شده است. همچنین، میرایی سیستم به‌صورت مصالح و هندسی (تشعشی) در مدل‌سازی لحاظ شده است. میرایی مصالح که در اثر اتلاف انرژی ناشی از رفتار پسماند خاک به وجود می‌آید توسط مدل رایلی در نظر گرفته شده است؛ اما میرایی هندسی عامل اتلاف انرژی در اثر انتشار امواج از پی سازه به محیط

برای مدل‌سازی سه‌بعدی سیستم خاک-شمع، نرم‌افزار Abaqus 6.9.3 به کار رفته است. شبکه‌ی اجزاء محدود شامل المان‌های مکعبی (solid) هشت‌گره‌ی برای توصیف خاک و کلاهک فولادی و نیز المان تیر دو گره‌ی برای شمع می‌باشد. بنا بر تقارن، نصف مدل در نظر گرفته شده و درجات آزادی در جهت عمود بر صفحه‌ی تقارن، بسته می‌شود (شکل 3). با توجه به قرار گرفتن لایه‌ی خاک بر روی سنگ بستر، کف مدل نیز در هر سه جهت انتقالی بسته شده است. مش‌بندی به‌گونه‌ای انجام شده است که از یک سو زمان محاسبات بسیار طولانی نگردد و از سوی دیگر دقت لازم در نتایج فراهم گردد. در شبکه‌ی اجزاء محدود، ابعاد المان‌های خاک در نزدیکی شمع‌ها به دلیل قوی‌تر بودن اثرات اندرکنش، ریزتر در نظر گرفته می‌شود



شکل (3): شبکه‌ی اجزاء محدود سه‌بعدی سیستم خاک و گروه شمع

می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشهود است نتایج حاصل از روش عددی اجزاء محدود در مطالعه‌ی حاضر با مقادیر اندازه‌گیری شده از آزمایش و نیز نتایج روش وینکلر تطابق خوبی دارد.



شکل (4): مقایسه‌ی نتایج تحلیل استاتیکی مدل اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی و روش وینکلر

4-2- ارزیابی دینامیکی

گام بعدی، صحت‌سنجی دینامیکی مدل است. در این مرحله، مطالعه‌ی تحلیلی که به روش المان مرزی توسط فان و همکاران [29] برای تأثیر اندرکنش کینماتیکی خاک - شمع روی پاسخ میدان آزاد انجام شده است مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مرجع فوق، ضریب پاسخ کینماتیکی توسط تابع انتقال وابسته به فرکانس، مطابق رابطه‌ی (2) تعریف می‌گردد.

$$I_u(a_0) = \frac{|U_p|}{|U_{ff}|} \quad (2)$$

در رابطه‌ی (2)، $|U_p|$ دامنه‌ی تغییر مکان افقی سر شمع، $|U_{ff}|$ دامنه‌ی حرکت افقی میدان آزاد و فرکانس بی‌بعد a_0 از رابطه‌ی (3) به‌دست می‌آید.

$$a_0 = \frac{\omega D}{V_s} \quad (3)$$

که در آن D قطر شمع، ω فرکانس زاویه‌ای ارتعاش و V_s سرعت موج برشی خاک می‌باشد. مدل مورد بررسی، یک شمع فولادی منفرد سر آزاد با نسبت طول به قطر $\frac{L}{D}$ برابر 40 و ضخامت جدار 0/01 متر است که در محیط خاک همگن به ارتفاع 20 متر بر یک بستر سنگی قرار دارد. سایر مشخصات شامل

نامحدود است و می‌تواند با استفاده از مرزهای جاذب به‌گونه‌ای مدل‌سازی شود که از برگشت موج به داخل سیستم و اثر جعبه‌ای جلوگیری کند. در این تحقیق، از المان‌های نامحدود برای مدل‌سازی قسمت‌های دور استفاده شده است که از مزایای آنها نسبت به میراگرها می‌توان به سادگی کاربرد، سرعت بالا و دقت بیشتر اشاره کرد. معادله‌ی حاکم بر سیستم خاک و شمع را می‌توان به صورت رابطه‌ی (1) نوشت.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\} \quad (1)$$

که در آن، $[M]$ ، $[C]$ ، و $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های کلی جرم، میرایی و سختی است، همین‌طور $\{u\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{\ddot{u}\}$ به ترتیب بردار تغییر مکان، سرعت و شتاب هستند و $\{R(t)\}$ نیز تابع نیرو است.

4-1- ارزیابی صحت مدل

4-1-1- ارزیابی استاتیکی

برای بررسی صحت استاتیکی، از مشخصات سیستم خاک - شمع در تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده در دانشگاه هوستون (Houston) استفاده می‌شود [28]. سپس نتایج حاصل از تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌گردد. مدل مورد استفاده شامل یک شمع فولادی منفرد با سر آزاد به طول 13 متر، قطر 0/28 متر و ضخامت جدار 0/01 متر است که در یک لایه رس نرم به ضخامت 20 متر قرار دارد. شمع از سطح زمین 0/1 متر بیرون‌زدگی دارد و مشخصات خاک رس مطابق (جدول 1) است. از المان‌های مکعبی هشت‌گره‌ای برای شمع و خاک در مدل اجزاء محدود استفاده می‌شود. برای جزئیات بیشتر در مورد مدل‌سازی به مرجع [26] مراجعه شود. در این مدل، رفتار خاک توسط معیار تسلیم دراگر - پراگر و تماس خاک و شمع به صورت سطح به سطح با خصوصیات رفتاری از نوع تماس سخت بدون اصطکاک در نظر گرفته شده است. بار افقی استاتیکی به سر شمع وارد شده و تغییر مکان جانبی متناظر با آن محاسبه می‌شود. شکل (4) نتایج تغییر مکان افقی سر شمع در مقابل نیروی وارد بر آن را به کمک سه روش متفاوت نشان

تابع انتقال به دست آمده در این تحقیق، تطابق قابل قبولی با نتایج روش دقیق محیط پیوسته دارد. اگرچه برای شمع با نسبت سختی برابر 1000، اختلاف بین نتایج در محدوده‌ی فرکانس‌های بالا ملموس می‌شود لیکن در مسائل کاربردی و بنا بر محتوای فرکانسی غالب در بیشتر زلزله‌ها، مقدار ضریب a_0 معمولاً از 0/2 کمتر است؛ بنابراین، مدل اجزاء محدود مورد استفاده به خوبی قادر به پیش‌بینی پاسخ دینامیکی شمع در محدوده‌ی فرکانسی رایج در مهندسی زلزله می‌باشد. همچنین از شکل (5) می‌توان نتیجه گرفت که برای این محدوده‌ی فرکانسی، پاسخ سر شمع (حرکت پی) با تقریب نزدیک از حرکت میدان آزاد در سطح زمین پیروی می‌کند.

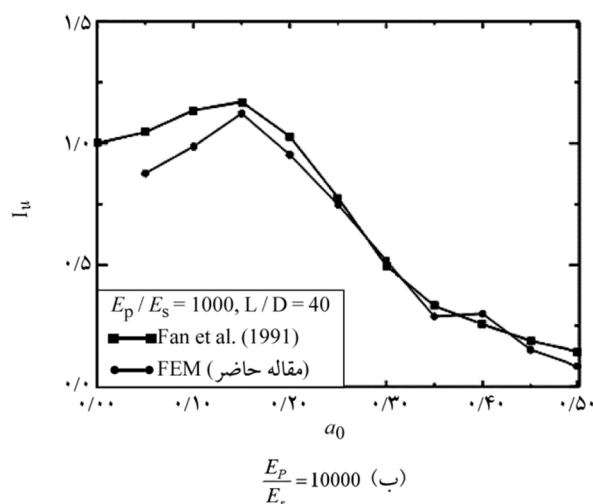
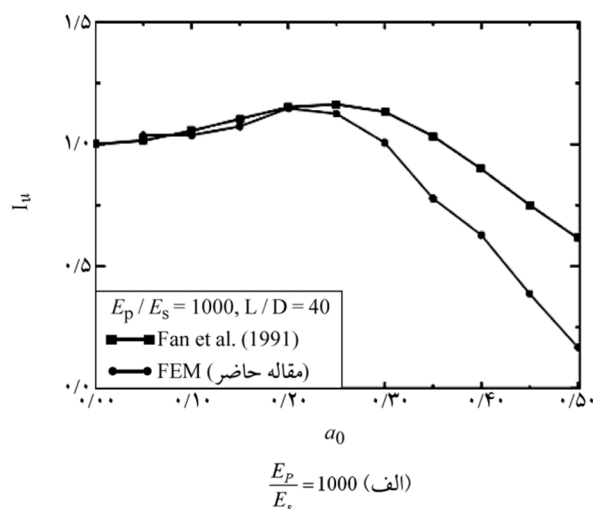
5- نتایج تحلیل

پس از ارزیابی صحت مدل، بر اساس پارامترهایی که در بخش دو برای سیستم خاک و شمع معرفی گردید به بررسی نتایج تحلیل گروه شمع واقع در خاک لایه‌ای می‌پردازیم. تحلیل‌ها به صورت غیرخطی و با استفاده از انتگرال گیری ضمنی برای محاسبه‌ی پاسخ دینامیکی گذرای سیستم در برنامه‌ی اجزاء محدود Abaqus انجام شده است. مطابق شکل (1) گروه شمع 5×5 با توجه به محور تقارن به ردیف‌های A، B و C و ستون‌های 1، 2، 3، 4 و 5 تقسیم‌بندی شده است. به دلیل تشابه در عملکرد، از شمع‌های واقع در ستون 1 و 2 صرف نظر کرده و فقط نتایج نه شمع در ردیف‌های A، B و C و ستون‌های 3، 4 و 5 در نظر گرفته می‌شود. همچنین فرض می‌شود سر شمع‌ها در برابر دوران مقید باشند.

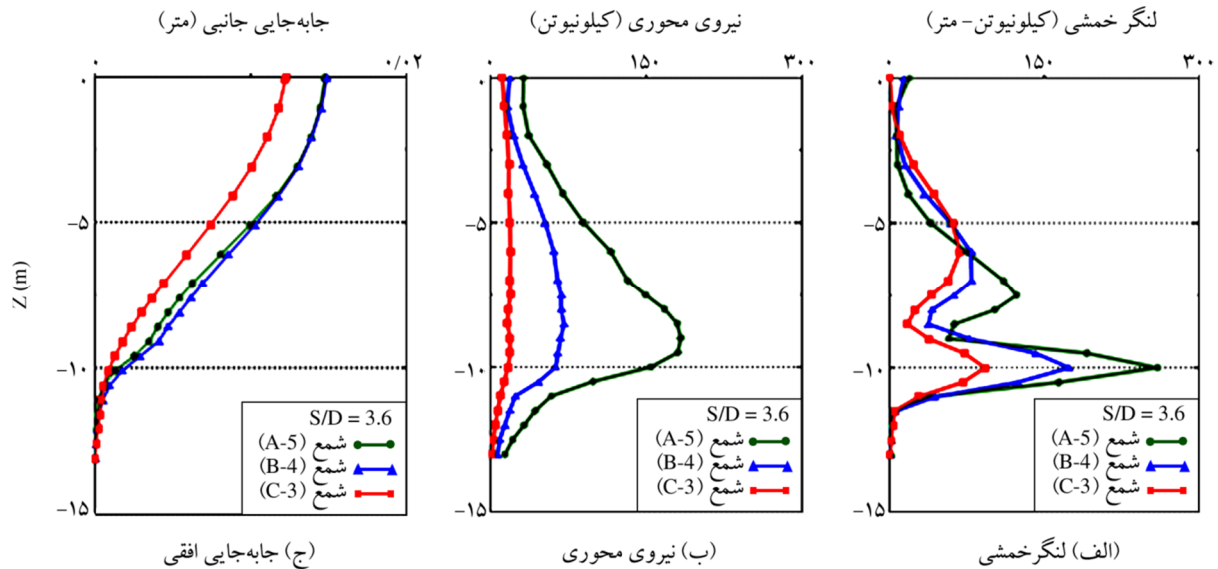
شکل (6) منحنی‌های پوش لنگر خمشی، نیروی محوری و جابه‌جایی افقی در امتداد شمع‌های A-3، B-4 و A-5 که در راستای قطر مربعی شکل گروه شمع 5×5 قرار دارند را نشان می‌دهد. در این شکل مشاهده می‌شود که لایه‌بندی و تفاوت سختی زیاد در محیط خاک باعث بیشینه شدن نیروی محوری و لنگر خمشی شمع‌ها در نقاط نزدیک به مرز دو لایه خاک شده است. مقایسه‌ی منحنی‌های پوش لنگر خمشی در شکل (6-الف)

نسبت جرم مخصوص خاک به شمع برابر $\frac{\rho_s}{\rho_p} = 0.4$ ، ضریب پواسون خاک $\nu_s = 0.4$ ، نسبت میرایی مصالح $\xi = 5\%$ و نسبت مدول الاستیسیته شمع به خاک $\frac{E_p}{E_s} = 1000, 10000$ می‌باشد. سایر مراحل مدل‌سازی سه‌بعدی اجزاء محدود به طور مشابه با توضیحات بخش 4-1 صورت می‌گیرد.

برای تحلیل دینامیکی، تحریک ورودی به صورت شتاب توسط یک تابع سینوسی با فرکانس متغیر و دامنه‌ی $0/3g$ به گره‌های کف مدل در جهت افقی اعمال می‌شود. شکل (5) تغییرات تابع انتقال بر حسب فرکانس بدون بعد a_0 را که از مدل اجزاء محدود محاسبه شده است، در مقایسه با نتایج تحلیلی مقاله‌ی مرجع نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که روند تغییرات

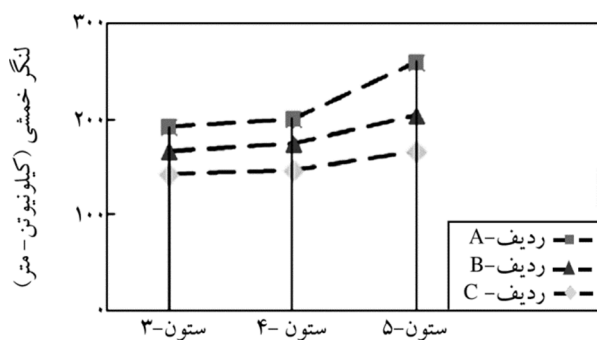


شکل (5): مقایسه‌ی تغییرات توابع انتقال محاسبه شده در مطالعه‌ی حاضر با نتایج بلانی و اونیل [28]



شکل (6): مقایسه‌ی منحنی‌های پوش در امتداد شمع‌ها در جهت قطر مربع گروه شمع 5×5

نشان می‌دهد که هر چه محل قرارگیری شمع‌ها به مرکز گروه نزدیک‌تر باشد، هم‌پوشانی تنش در خاک افزایش یافته و در نتیجه لنگرهای خمشی کمتری در امتداد شمع‌ها به وجود می‌آید. لازم به ذکر است که بیشترین تغییرات لنگر خمشی کینماتیکی در مرز مشترک لایه‌ها اتفاق می‌افتد. از طرف دیگر مقایسه‌ی منحنی‌های پوش نیروی محوری در شکل (6-ب) نشان می‌دهد که هر چه شمع‌ها در فاصله‌ی دورتری از مرکز گروه قرار داشته باشند، مقدار نیروی محوری در امتداد شمع‌ها بیشتر می‌باشد. این مسأله به این دلیل رخ می‌دهد که شمع‌های کناری نسبت به شمع‌های داخلی تحت اثر جابه‌جایی قائم بزرگ‌تری قرار دارند. همچنین از شکل (6-ج) مشاهده می‌شود که تغییر مکان‌های پیشینه‌ی شمع‌ها عمدتاً ناشی از اولین مود ارتعاش توده‌ی خاک رخ می‌دهد به طوری که جابه‌جایی در سر شمع دارای بیشترین مقدار و با افزایش عمق از مقدار آن‌ها کاسته می‌شود.



شکل (7): مقایسه‌ی لنگر خمشی در محل فصل مشترک دو لایه خاک در گروه شمع 5×5

در شکل (7) نمودار تغییرات لنگر خمشی پیشینه مربوط به نه شمع واقع در ردیف‌های A، B و C و نیز ستون‌های 3، 4 و 5 از گروه شمع 5×5 در مرز مشترک دو لایه نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار لنگر خمشی شمع‌ها از ستون 3 تا 5 و نیز ردیف C تا A افزایش می‌یابد. درصد افزایش لنگر خمشی پیشینه‌ی شمع‌ها از ستون شماره‌ی 3 به ستون 4 و از ستون

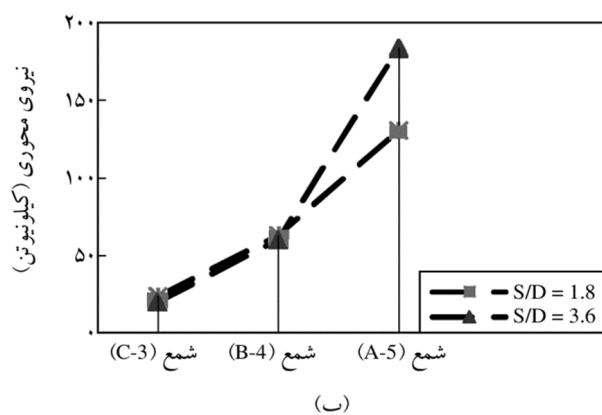
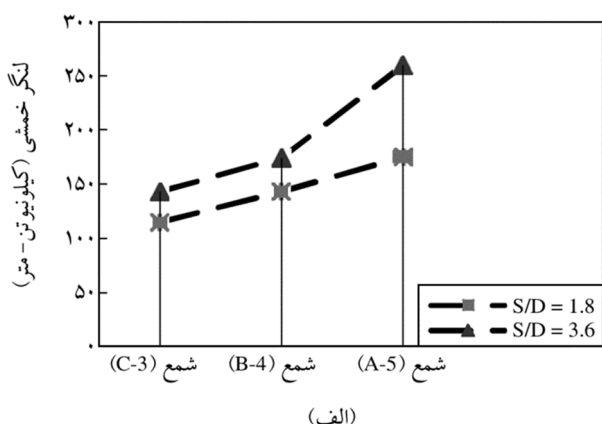
نشان می‌دهد که هر چه محل قرارگیری شمع‌ها به مرکز گروه نزدیک‌تر باشد، هم‌پوشانی تنش در خاک افزایش یافته و در نتیجه لنگرهای خمشی کمتری در امتداد شمع‌ها به وجود می‌آید. لازم به ذکر است که بیشترین تغییرات لنگر خمشی کینماتیکی در مرز مشترک لایه‌ها اتفاق می‌افتد. از طرف دیگر مقایسه‌ی منحنی‌های پوش نیروی محوری در شکل (6-ب) نشان می‌دهد که هر چه شمع‌ها در فاصله‌ی دورتری از مرکز گروه قرار داشته باشند، مقدار نیروی محوری در امتداد شمع‌ها بیشتر می‌باشد. این مسأله به این دلیل رخ می‌دهد که شمع‌های کناری نسبت به شمع‌های داخلی تحت اثر جابه‌جایی قائم بزرگ‌تری قرار دارند. همچنین از شکل (6-ج) مشاهده می‌شود که تغییر مکان‌های پیشینه‌ی شمع‌ها عمدتاً ناشی از اولین مود ارتعاش توده‌ی خاک رخ می‌دهد به طوری که جابه‌جایی در سر شمع دارای بیشترین مقدار و با افزایش عمق از مقدار آن‌ها کاسته می‌شود.

در شکل (7) نمودار تغییرات لنگر خمشی پیشینه مربوط به نه شمع واقع در ردیف‌های A، B و C و نیز ستون‌های 3، 4 و 5 از گروه شمع 5×5 در مرز مشترک دو لایه نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار لنگر خمشی شمع‌ها از ستون 3 تا 5 و نیز ردیف C تا A افزایش می‌یابد. درصد افزایش لنگر خمشی پیشینه‌ی شمع‌ها از ستون شماره‌ی 3 به ستون 4 و از ستون

نیز تغییرات ارتفاعی لایه‌های خاک بر نیروهای کینماتیکی شمع منفرد در مرجع [26] مد نظر بوده است.

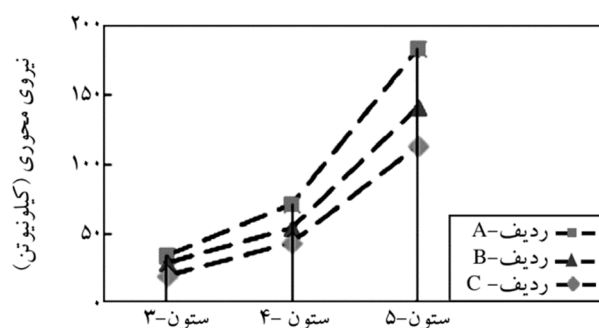
6-1- بررسی نسبت فاصله به قطر شمع

شکل (9) تغییر لنگر خمشی و نیروی محوری کینماتیکی پیشینه را برای شمع‌های C-3، B-4 و A-5 به ازای دو نسبت متفاوت فاصله به قطر شمع برابر $1/8$ و $3/6$ نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشهود است با کاهش نسبت فاصله به قطر شمع و در نتیجه افزایش میزان هم‌پوشانی تنش در خاک، مقدار لنگر خمشی و نیروی محوری بیشینه در شمع‌ها کاهش می‌یابد. ضمناً، بیشترین و کمترین مقدار کاهش به ترتیب در شمع‌های A-5 و C-3 اتفاق می‌افتد. به‌علاوه با توجه به شکل (9) می‌توان نتیجه گرفت که هر چقدر شمع‌ها در یک گروه در فاصله‌ی کمتری از یکدیگر قرار گیرند نرخ تغییر نیروی محوری و لنگر خمشی در بین آن‌ها کمتر می‌باشد.



شکل (9): الف) تغییرات لنگر خمشی پیشینه‌ی شمع‌ها در فصل مشترک دو لایه؛ ب) تغییرات نیروی محوری پیشینه در امتداد شمع‌ها به ازای نسبت‌های فاصله به قطر شمع برابر $1/8$ و $3/6$

به شکل (8) میزان افزایش نیروی محوری پیشینه‌ی شمع‌ها از ستون شماره‌ی 3 به 4 و از ستون 4 به 5 به ترتیب در ردیف A حدود $2/17$ و $2/7$ برابر و در ردیف B حدود $2/35$ و $2/7$ برابر و در ردیف C حدود 2 و $2/9$ برابر است. درحالی‌که این افزایش نیرو از ردیف C به B و از ردیف B به A به ترتیب در ستون شماره‌ی 3 برابر 15 و 33 درصد و در ستون 4 برابر 36 و 22 درصد و در ستون 5 برابر 27 و 25 درصد می‌باشد. از تغییرات لنگرهای خمشی و نیروهای محوری نشان داده شده در شکل‌های (7) و (8) می‌توان نتیجه گرفت که شدت اثرات اندرکنش کینماتیکی لرزه‌ای شمع - خاک - شمع روی نیروی محوری شمع‌ها نسبت به لنگر خمشی بیشتر است. نتایج به‌دست آمده در این مطالعه تطابق بسیار خوبی با نتایج سایر محققین دارد [23، 30].



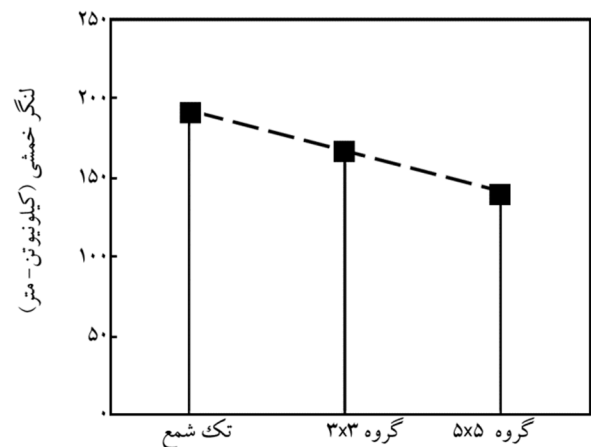
شکل (8): مقایسه‌ی نیروی محوری پیشینه در امتداد شمع‌ها در گروه 5x5

6- عوامل مؤثر در اندرکنش کینماتیکی

پارامترهای متعددی روی نیروهای اندرکنش کینماتیکی شمع - خاک - شمع تأثیرگذار هستند که از جمله‌ی این پارامترها می‌توان به نسبت فاصله به قطر شمع، تعداد شمع‌ها در گروه، شرایط گیرداری سر شمع و اثرات قطر شمع اشاره کرد. در ادامه با انجام مطالعات پارامتری، تأثیر هر یک از آن‌ها روی نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در گروه شمع‌های واقع در خاک لایه‌ای شکل (1) مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. برای تحلیل‌های دینامیکی، از شتاب‌نگاشت زلزله‌ی طیس در شکل (2) استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که عوامل مؤثر دیگری شامل تغییر مشخصات خاک در دو لایه‌ی رسی نرم و سخت و

2-6- بررسی تعداد شمع‌ها

برای بررسی اثر تعداد شمع‌ها بر نیروهای کینماتیکی، تحلیل‌های لرزه‌ای برای شمع منفرد و گروه‌های شمع 3×3 و 5×5 واقع در خاک دو لایه‌ای مطابق شکل (1) انجام گرفته است. در این تحلیل‌ها، نسبت فاصله به قطر شمع برابر $3/6$ فرض شده است. مقادیر لنگر خمشی بیشینه در شمع منفرد و در شمع‌های مرکزی گروه‌های 5×5 و 3×3 در شکل (10) نشان داده شده است. از مقایسه نتایج، مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد شمع در گروه و در نتیجه افزایش هم‌پوشانی فشار خاک محصور بین شمع‌ها، لنگر خمشی بیشینه در شمع کاهش می‌یابد. این کاهش لنگر در شمع‌های مرکزی گروه‌های 3×3 و 5×5 نسبت به شمع منفرد به ترتیب حدود 12 و 35 درصد می‌باشد. بررسی نتایج در طول شمع‌ها نشان می‌دهد که بیشترین تأثیر تعداد شمع در این کاهش برای فصل مشترک دو لایه خاک اتفاق می‌افتد.

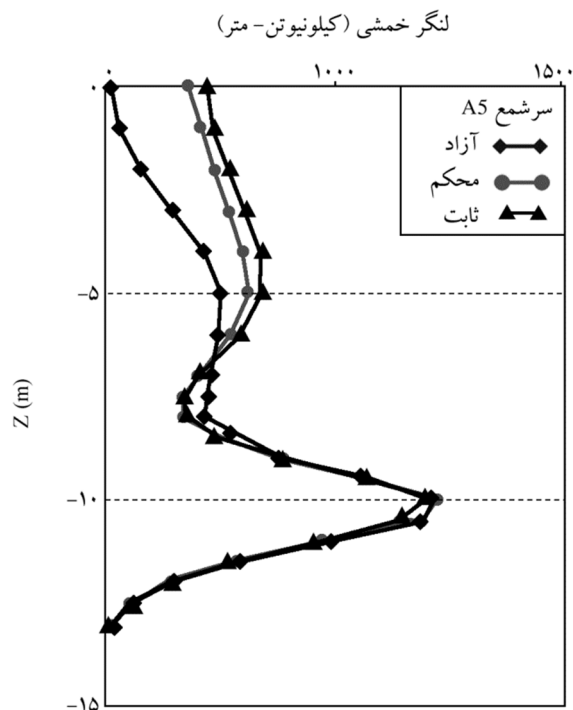


شکل (10): مقایسه لنگر خمشی بیشینه در فصل مشترک دو لایه برای شمع منفرد و شمع مرکزی در گروه‌های 3×3 و 5×5

3-6- بررسی گیرداری سر شمع

به منظور بررسی تأثیر وضعیت گیرداری سر شمع روی نیروهای کینماتیکی، تحلیل‌های لرزه‌ای در سه حالت متفاوت شامل: 1- سر شمع با چرخش آزاد (free rotation)، 2- اتصال صلب شمع به کلاهک با در نظر گرفتن یک قاب بین سر شمع‌ها و کلاهک (rigid connection) و 3- سر شمع به صورت گیردار

(fixed head) انجام شده است. شکل (11) منحنی‌های پوش لنگر خمشی شمع A-5 به قطر $D = 0.9\text{m}$ را در این سه حالت سرحدی نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با مقید کردن دوران سر شمع، اندازه‌ی لنگر در نزدیک سطح زمین در محل اتصال شمع به کلاهک افزایش می‌یابد. بر اساس شکل (11) بیشترین تغییر لنگر خمشی در سر شمع اتفاق می‌افتد و با افزایش عمق، این تأثیر ناچیز می‌شود.



شکل (11): مقایسه‌ی پوش لنگر خمشی شمع A-5 به قطر $D = 0.9\text{m}$ در گروه شمع 5×5 برای شرایط گیرداری متفاوت

4-6- بررسی قطر شمع

شکل (12)، منحنی پوش لنگر خمشی شمع A-5 را در گروه شمع 5×5 به ازای قطرهای مختلف برابر $0/3$ ، $0/6$ ، $0/9$ و $1/2$ متر نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که با افزایش قطر شمع، مقدار لنگر خمشی در امتداد شمع افزایش یافته به طوری که شدت این افزایش برای قطرهای بزرگ‌تر ($0/9$ و $1/2$ متر) نسبت به قطرهای کوچک‌تر ($0/3$ و $0/6$ متر) بیشتر می‌باشد. به علاوه، بیشترین تغییرات لنگر خمشی در نقاط سر شمع و مرز بین دو لایه اتفاق می‌افتد. ضمناً با کاهش قطر شمع، طول گیرداری شمع

مشاهده شد که:

1. در نظر گرفتن لایه بندی و تأثیر تغییر مشخصات خاک باعث طراحی واقع بینانه تر گروه شمع در برابر بارهای ناشی از زلزله می شود. در تمامی نمودارهای به دست آمده، نیروهای کینماتیکی بیشینه ی شمع ها در مناطق نزدیک به مرز مشترک دو لایه ایجاد گردید.
2. با کاهش فاصله ی محل قرارگیری شمع از مرکز گروه، مقادیر لنگر خمشی و نیروی محوری در شمع کاهش می یابد. ضمناً، بیشترین تأثیر اندرکنش کینماتیکی شمع - خاک - شمع در مقاطع نزدیک به فصل مشترک، دو لایه، اتفاق می افتد.
3. با افزایش نسبت فاصله به قطر شمع، مقدار نیروهای کینماتیکی در شمع ها افزایش می یابد.
4. افزایش تعداد و قطر شمع ها در گروه به ترتیب باعث کاهش و افزایش لنگر خمشی شمع ها می گردد. ضمناً، این تغییرات در مرز دو لایه خاک نسبت به سایر مناطق شدیدتر است.
5. شرایط گیرداری شمع ها در اتصال به کلاهک، تأثیر زیادی بر لنگر خمشی کینماتیکی در سر شمع دارد و با افزایش عمق، این تأثیر ناچیز می شود.

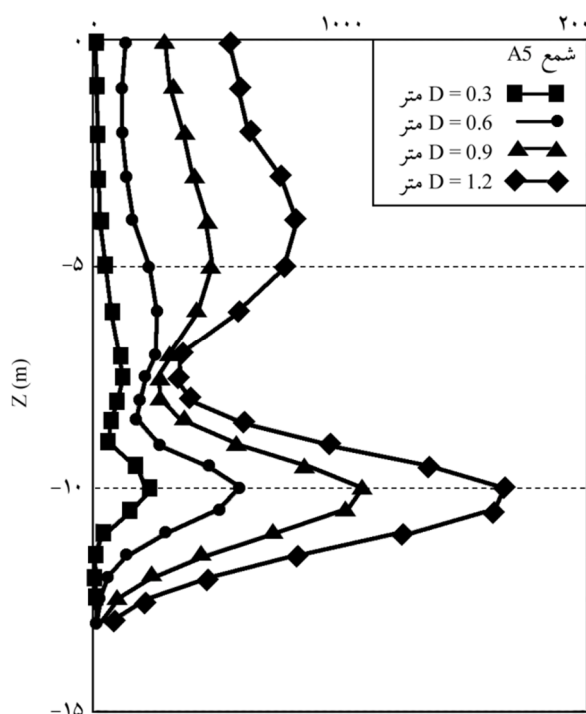
در انتها، می توان نتیجه گرفت که مدل عددی در نوشتار حاضر از قابلیت خوبی برای در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش کینماتیکی در طراحی گروه شمع واقع در خاک لایه ای برخوردار است. ضمناً، پیشنهاد می شود برای ارزیابی دقیق تر عملکرد گروه شمع ها به منظور ارائه ی روابط طراحی، مطالعات پارامتری موجود با استفاده از یک مجموعه رکورد مناسب حرکت زمین، توسعه داده شود.

مراجع

1. Bentley, K.J. and El Nagger, M.H. (2000) Numerical analysis of kinematic response of single piles. *Canadian Geotechnical Journal*, **37**, 1368-1382.
2. Tahghighi, H. (2011) Earthquake fault-induced surface rupture - A hybrid strong ground motion

در لایه ی دوم افزایش می یابد. نتایج مذکور با آنچه که در مقاله ی دزی و همکاران [25] گزارش شده است مطابقت دارد.

لنگر خمشی (کیلو نیوتن - متر)



شکل (12): اثرات قطر شمع بر روی منحنی پوش لنگرهای خمشی در گروه شمع 5×5

7- نتیجه گیری

در این تحقیق، تحلیل های سه بعدی دینامیکی برای بررسی اندرکنش کینماتیکی بین گروه شمع و خاک لایه ای، تحت اثر اعمال یک رکورد واقعی زلزله انجام شد. در این تحلیل ها، رفتار الاستو - پلاستیک خاک توسط معیار دراگر - پراگر و اتلاف انرژی به صورت میرایی مادی و تشعشعی در نرم افزار اجزاء محدود Abaqus مدل شده است. ارزیابی صحت مدل عددی تحت بارگذاری های استاتیکی و دینامیکی نشان داد که روش تحلیل به کار رفته قادر به تعیین پاسخ کینماتیکی شمع ها می باشد. در ادامه با انجام مطالعات پارامتری گسترده، عوامل مؤثر بر نیروهای کینماتیکی لرزه ای شمع ها شامل اثرات غیر خطی خاک، نسبت فاصله به قطر شمع، تعداد شمع در گروه، نحوه ی اتصال شمع به کلاهک و اثر قطر شمع مورد بحث و بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج تحلیل،

13. Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. (1974) Analysis of laterally loaded piles in sand. *Proceedings of the Sixth Offshore Technology Conference, Houston, TX*, Paper 2080, 473-483.
14. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999) Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *J. Geotech Geoenviron Eng.*, ASCE **125**(9), 750-759.
15. Rovithis, E., Kirtas, E., and Pitilakis, K. (2009) Experimental p-y loops for estimating seismic soil-pile interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **7**(3), 719-736.
16. Tahghighi, H. and Konagai, K. (2005) Impedance-based Winkler spring method for soil-pile interaction analysis, JSCE. *J. Earthquake Eng.*, **28** [CD-ROM].
17. Tahghighi, H. and Konagai, K. (2007) Numerical analysis of nonlinear soil-pile group interaction under lateral loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **27**, 463-474.
18. Wu, G. and Finn, W.D.L. (1997) Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain. *Canadian Geotechnical Journal*, **34**(1), 44-52.
19. Jeremic, B., Jie, G., Preisig, M., and Tafazzoli, N. (2009) Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **38**(5), 699-718.
20. Chau, K.T., Shen, C.Y., and Guo, X. (2009) Nonlinear seismic soil-pile-structure interactions: Shaking table tests and FEM analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(2), 300-310.
21. Konagai, K. (2007) *Infrastructures Near Seismic Faults, Data Archives Prepared for the Report of JSPS Research Project*. Grant-in-Aid for Scientific Research, No. 16208048.
22. Nikolaou, A., Mylonakis, G., Gazetas, G., Tazoh, T. (2001) Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. *Geotechnique*, **51**(5), 425-440.
- simulation technique and discussion for structural design, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **40**, 1591-1608.
3. Motosaka, M. and Mitsuji, K. (2012) Building damage during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. *Soils and Foundations*, **52**(5), 929-944.
4. Mylonakis, G. and Gazetas, G. (2000) Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental. *Journal of Earthquake Engineering*, **4**(3), 277-301.
5. Jeremic, B., Kunnath, S., and Xiong, F. (2004) Influence of soil-foundation- structure interaction on seismic response of the I-880 viaduct. *Eng. Structures*, **26**, 391-402.
6. Tajimi, H. and Shimomura, Y. (1976) Dynamic analysis of soil-structure interaction by the thin layered element method (in Japanese). *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, **243**, 41-51.
7. Kausel, E. (1994) Thin-layer method: formulation in the time domain. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **37**(6), 927-941.
8. Konagai, K., Ahsan, R., and Maruyama, D. (2000) Simple expression of the dynamic stiffness of grouped piles in sway motion. *J. Earthquake Eng.*, **4**(3), 355-376.
9. Kaynia, A. and Kausel, E. (1982) *Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups*. NSF Report, NSF/CEE-82023.
10. Banerjee, P.K. and Sen, R. (1987) Dynamic behavior of axially and laterally loaded piles and piles group. *Developments in Soil Mech. Found. Eng.*, **3**, 95-133.
11. Maheshwari, B.K., Truman, K.Z., El Naggar, M.H., and Gould, P.L. (2004) Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**(4), 343-356.
12. Matlock, H. (1970) Correlations of design of laterally loaded piles in soft clay. *Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, TX*, **1**(1204), 577-594.



23. Maiorano, R.M.S., Aversa, S., and Wu, G. (2007) Effects of soil non-linear on bending moments in piles due to seismic kinematic interaction. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Greece, Paper No. 1574.
24. Dezi, F., Carbonari, S., and Leoni, G. (2009) A model for the 3D kinematic interaction analysis of pile groups in layered soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **38**(11), 1281-1305.
25. Dezi, F., Carbonari, S., and Leoni, G. (2010) Kinematic bending moments in pile foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**, 119-132.
26. شبخوان، مجید، تحقیقی، حسن و استاد حسین، حسن (1393) نیروهای کینماتیکی لرزه‌ای در شمع‌های منفرد واقع در محیط خاک لایه‌ای غیرخطی. هشتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، بابل، ایران.
27. ABAQUS (2009) *General finite element analysis program, Abaqus Manual*. Version 6.9.3, HKS, Inc.
28. Blaney, G.W. and O'Neill, M.W. (1986) Measured lateral response of mass on single pile in clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **112**(4), 443-457.
29. Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., and Ahmad, S. (1991) Kinematic seismic response of single pile and pile groups. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **117**(12), 1860-1879.
30. Basile, F. (2010) Pseudostatic analysis of pile groups under earthquake loading. 14th Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering, "From Research to Design in European Practice", Bratislava, Slovakia, 19p.

Nonlinear Seismic Analysis of Pile Groups in Layered Soils due to Kinematic Interaction Effects

Hossein Tahghighi¹ and Majid Shabkhan²

1. Assistant Professor, University of Kashan, Kashan, Iran, Corresponding Author, e-mail: tahghighi@kashanu.ac.ir
 2. M.Sc. Student in Structural Engineering, Islamic Azad University of Kashan, Kashan, Iran

During earthquakes, piles undergo stresses due both motion of the superstructure (i.e. inertial interaction) and that of the surrounding soil (i.e. kinematic interaction). In practice, structural engineers commonly take into account stresses induced by the inertial interaction, which is responsible for pile head failure, but they neglect the effects of the kinematic interaction that is responsible for failures along pile’s length in the case of layered soils with highly contrasting mechanical characteristics even in the absence of the superstructure. Thus, the evaluation of kinematic forces developing in piles during earthquakes has been receiving increased interest from the researchers.

Numerical methods for the analysis of kinematic soil-pile interaction can be classified into two groups; continuum-based approaches and Winkler methods [1-3]. It has been customary in professional engineering and research practices to assume a linear behaviour for the soil and the pile foundation. However, under strong excitation, the nonlinear behaviour of soil media at the soil-pile interface has a strong influence on the response of the pile foundation. The aim of this study is to investigate the influence of soil nonlinearities on the kinematic interaction forces of pile groups embedded in layered soil deposits during seismic actions. Figure (1) shows the assumed soil-pile group case with 5 by 5 piles embedded in two layer subsoil profile. The pile has been considered as an elastic beam, while the soils have been modelled using the elastic-plastic solid element. The corresponding 3D finite element mesh has been shown in Figure (2). Based on the symmetry, only half of the model is meshed.

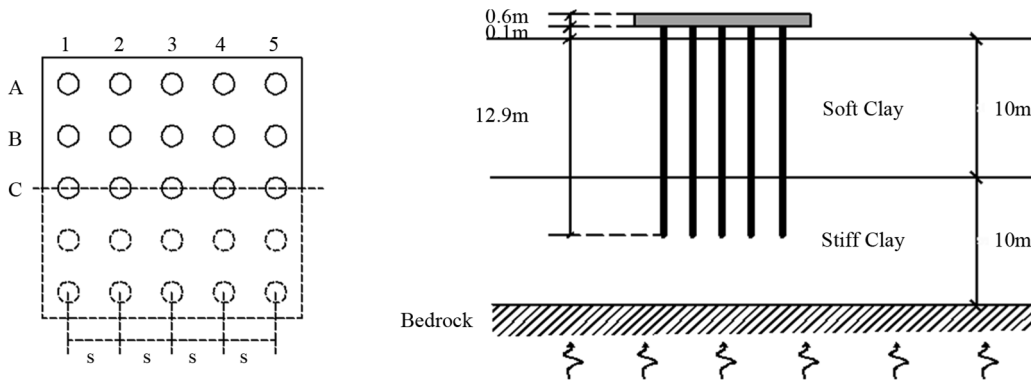


Figure 1. Soil-pile group model.

Dynamic numerical analysis has been performed using the FE program ABAQUS [4]. Necessary parameters to simulate the examined cases are listed in Table (1). It is worth noticing that the comparison with available experimental and theoretical results in the literature has been made to validate the numerical model. The maximum displacements and the envelopes of kinematic bending moments and axial forces along the piles depth have been reported in Figure (3) due to the 1978 Tabas, Iran earthquake ground motion at the Dayhook station. As shown, it can be observed that the kinematic force distributions present relative maximum values very close to the layer

interface. On the other hand, the diagram of the maximum displacements is characterized by a shape very similar to the first vibration mode of the soil deposit with maximum value at the piles head and almost zero value near the bedrock. In addition, the effects of kinematic group interaction lead to a decrease of bending moments at the pile head and also the layer interface as compared to the results from the single pile. Finally, the influence of main parameters governing the seismic response of piles like the space-diameter ratio, number of piles in the group, pile diameter, pile-to-cap fixity condition and the variation of soil layers properties are discussed.

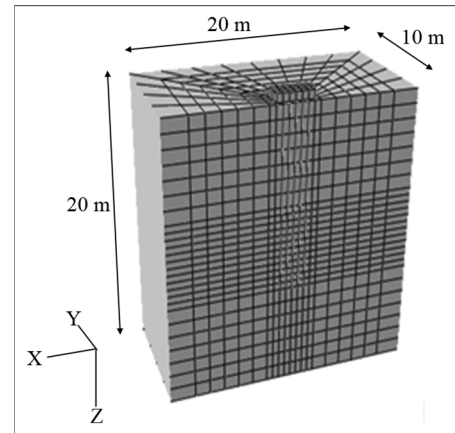


Figure 2. FE model for soil-pile group with 5 by 5 piles.

Keywords: Pile Group; Kinematic Interaction; Nonlinear Seismic Response; Finite Element

Table 1. Geotechnical parameters of the soils and piles

Model Elements	Material	Density, $(\text{Kg/m}^3)\rho$	Poissons Ratio, ν	Friction Angle, Φ (deg)	Dilatancy Angle, ψ (deg)	Young Modulus, E (MPa)	Damping Ratio, ξ	s-Wave Velocity, v_s (m/s)
Upper Soil Layer	Soft Clay	2100	0.49	0	0	100	0.05	126
Lower Soil Layer	Stiff Clay	2500	0.4	0	0	4.48×10^3	0.02	800
Piles and Cap	Steel	7850	0.3	-	-	2.1×10^5	-	-

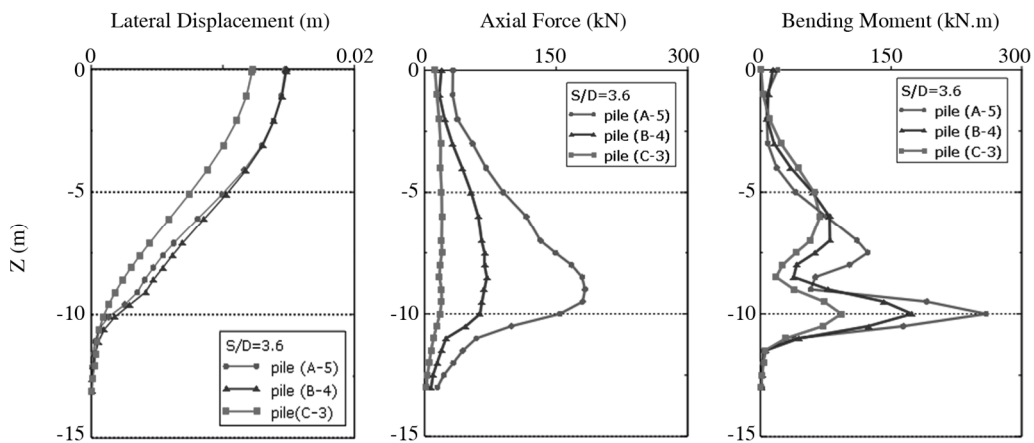


Figure 3. Maximum lateral displacement, axial force and bending moment within the piles

References

1. Nikolaou, A., Mylonakis, G., Gazetas, G., and Tazoh, T. (2001) Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. *Geotechnique*, **51**(5), 425-440.
2. Tahghighi, H. and Konagai, K. (2007) Numerical analysis of nonlinear soil-pile group interaction under lateral loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **27**, 463-474.
3. Dezi, F., Carbonari, S., and Leoni, G. (2009) A model for the 3D kinematic interaction analysis of pile groups in layered soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **38**(11), 1281-305.
4. ABAQUS (2009) General finite element analysis program, Abaqus manual, Version 6.9.3, HKS, Inc.