

# مطالعه‌ی تئوری و عددی استاتیکی اثر وجود لایه‌ی سست رسی در رفتار سازه‌ی نگهبان سپری

مسعود عامل سخی\* (استادیار)

بهروز احمدپور (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قم

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۸)  
دوره‌ی ۲ - ۳۵، شماره‌ی ۱/۱، ص. ۱۳-۲۱

روش‌های متداول که برای طراحی سپری‌های فولادی به‌عنوان سازه‌ی نگهبان استفاده می‌شوند، عمدتاً مبتنی بر تعادل نیروهای وارده و روابط پیشنهادی هستند که آثار وجود لایه‌های مختلف خاک را در عمق در نظر نمی‌گیرند. در پژوهش حاضر، یک گودبرداری عمیق با استفاده از سپری‌های فولادی تعریف و مدل‌سازی شده و با استفاده از روش اجزاء محدود و روش متداول طراحی، تحلیل صورت گرفته است. عمق گود به ۳ لایه‌ی رسی تقسیم شده است. یکی از سه لایه‌ی مذکور، لایه‌ی سست رسی است که موقعیت آن در لایه‌ی بالا، وسط و پایین در مدل‌ها به‌طور جداگانه تغییر می‌کند. نتایج حاصل از تحلیل عددی با نتایج تحویل تئوری مقایسه شده و نتایج نشان داده است که روش متداول نسبت به روش عددی، نیروی مهارهای نزدیک به کف گود را ۱۵ تا ۷۰ درصد کمتر به دست می‌دهد. همچنین وجود لایه‌ی سست در عمق گودبرداری، بیشینه‌ی لنگر خمشی وارد بر سازه‌ی نگهبان را افزایش می‌دهد که در روش تئوری معمول مشاهده نمی‌شود.

واژگان کلیدی: سپری‌ها، سازه‌ی نگهبان، مهار، روش اجزاء محدود.

## ۱. مقدمه

بالاست و سپری به‌عنوان سازه‌ی نگهبان دائمی استفاده می‌شود، می‌توان به حفاظت کاندی توجه کرد.<sup>[۱]</sup> در بررسی مقاومت هیدرولیکی درزها و قفل و بست سپری‌ها به‌صورت آزمایشگاهی مشخص شد که با توجه به نوع مصالح قرارگرفته پشت دیواره‌ی سپرکوبی شده و فشار وارده، رفتار متفاوتی اتفاق می‌افتد و آزمایش‌ها وجود متغیرهای وابسته به زمان و وابسته به درزه را نشان دادند.<sup>[۵]</sup> آگسیختگی<sup>[۱]</sup>

همچنین دیواره‌ی سپرکوبی‌شده‌ی دوبل برای سازه‌های دائمی، نظیر دیواره‌ی اسکله‌های بزرگ و دیوار حائل برای انباشت ضایعات صنعتی مناسب است. برای طراحی سپری‌های دوبل به روش‌های ویژه‌ی نیاز است تا رفتار واقعی سازه را تعیین کند.<sup>[۶]</sup> ارزیابی ظرفیت باربری قائم سپری‌ها براساس تحلیل‌های معمول شمع‌هاست.<sup>[۷]</sup> ظرفیت سازه‌ی سپری، ترکیب بار محوری و یا بار برون‌محور یکنواخت و متمرکز به همراه لنگرهای خمشی وارده در اثر فشار جانبی خاک است. تحلیل سازه‌ی بی‌این صورت است که سپری مانند یک ستون در معرض بارهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته می‌شود.<sup>[۲]</sup>

در پیش‌بینی نرخ نفوذ سپری در ماسه توسط چکش ارتعاشی (۲۰۱۲)، نتایج مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی نشان داد که با مقایسه‌ی نیروی وارد بر بالای سپر با و بدون در نظر گرفتن اصطکاک قلاب، اصطکاک قلاب در دامنه‌ی نیروهای بیشینه تأثیرگذار است.<sup>[۹]</sup> در بررسی چرخش سپرهای طره‌ی، روش جدیدی بر مبنای کمینه‌سازی نسبت لنگر به‌منظور تعیین نقطه‌ی چرخش سپری‌ها استفاده شد که برای

گودبرداری شاخه‌ی مهمی از مهندسی پی است که در ساخت فونداسیون و یا زیرزمین ساختمان‌های بلندمرتبه، مخازن ذخیره، مترو و سیستم‌های حمل‌ونقل و به‌طورکلی در ساخت هر سازه‌ی زیر تراز سطح زمین نیاز به گودبرداری است. در سال‌های اخیر، مطالعات زیادی در مقوله‌ی گودبرداری‌های عمیق در مناطق شهری متمرکز شده است. سیستم‌های معمول که به‌عنوان سازه‌ی نگهبان استفاده می‌شوند، شامل دیواره‌ی دیافراگمی، سپرکوبی و ... است. در روش سپرکوبی، سپری‌های فلزی<sup>۱</sup> در زمین کوبیده و با پیشرفت عملیات گودبرداری مهارهای لازم نیز نصب می‌شود.<sup>[۱]</sup>

تاکنون بر روی سپری‌های فلزی، مطالعات مختلفی انجام شده است که برخی از آن‌ها مباحث تئوری را دنبال می‌کند و برخی دیگر هم، مباحث کاربردی و اجرایی را مطرح می‌کنند. در سال ۲۰۰۸، کاربرد ابزار دقیق و تحلیل بازگشتی بررسی شد.<sup>[۲]</sup> همچنین در سال ۲۰۱۰،<sup>[۳]</sup> در زمینه‌ی استفاده از سپری‌های فلزی به‌عنوان سازه‌ی نگهبان دائمی در ۴ پروژه‌ی واقعی در آمریکا مطالعه شد که در آن تغییرشکل سپری در دو حالت مختلف در حین احداث سازه و پس از اتمام سازه بررسی شد. برای افزایش عمر سپری‌ها در بلندمدت به‌خصوص در مناطقی که سطح آب

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۹/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱۲/۲۲، پذیرش ۱۳۹۶/۲/۹.

DOI:10.24200/J30.2018.1895.1999

هر دو خاکریز جسیبده و غیرجسیبده قابل استفاده است. روش مذکور حل مستقیم است و نیازی به فرایند تکرار ندارد. محل نقطه‌ی دوران حاصل از کمیته‌سازی نسبت لنگر با داده‌های آزمایشگاهی مقایسه شد و بررسی‌ها نشان داد که روش کمیته‌سازی نسبت لنگرها، نتایج رضایت‌بخشی را به دست می‌دهد که با محل دوران به دست آمده‌ی تجربی مطابقت دارد.<sup>[۱۰]</sup>

در برخی پروژه‌های مهندسی عمران نیاز است تا دیواره‌ی سپرکوبی‌شده در زمین شیب‌دار اجرا شود. روش‌های معمول مورد استفاده در طراحی سپرهای مهار شده براساس روش تعادل حدی است و فرایندهای حین ساخت را در نظر نمی‌گیرد. در اجرای سپرکوبی در زمین‌های شیب‌دار ممکن است هم به خاک‌برداری و هم به خاک‌ریزی نیاز باشد. تنوع در مقاطع خاک‌ریزی و خاک‌برداری، سبب بارگذاری و باربرداری متفاوت خاک‌های اطراف سپرها و در نتیجه رفتار متفاوت دیواره‌ی سپرکوبی‌شده می‌شود. نتایج بررسی با استفاده از روش اجزاء محدود نشان داد که موقعیت دیواره‌ی سپرکوبی‌شده در امتداد شیب بسیار حائز اهمیت و تأثیرگذار است. برای نمونه، نیروی مهارها وقتی دیواره از بالای شیب به پای شیب جابه‌جا می‌شود تا ۳۰٪ کاهش می‌یابد.<sup>[۱۱]</sup> همچنین یکی از مسائلی که باید در نظر گرفته شود، خزش خاک با گذشت زمان است. خاک‌های رسی و چسبیده، رفتار خرنشی از خود نشان می‌دهند که باعث افزایش تغییرشکل‌ها تحت بار ثابت در طی زمان می‌شود. آثار خزش موجب می‌شود که نیروهای مهارها کاهش و لنگرهای خمشی وارد بر قسمت بالایی دیوار افزایش یابند.<sup>[۱۲]</sup> برخی پژوهشگران (۲۰۱۳)،<sup>[۱۳]</sup> بر روی سپری‌های با پلنفرم<sup>۲</sup> که نوع جدیدی از سازه‌های نگهبان هستند، مطالعه کردند. روش مذکور بر نقاط ضعفی مانند تمرکز تنش فائق می‌آید و در برابر زمین‌لغزش مقاوم است که انتخاب خوبی برای شیب‌های تند است. گرچه در این حالت، تنش و تغییرشکل سپری به سبب وجود پلنفرم، پیچیده‌تر از سازه‌های متعارف بوده و تعیین آن مشکل‌تر است. لذا پژوهشگران مذکور، مدل عددی ساده‌شده‌ی برای محاسبه‌ی تغییرشکل سپری با پلنفرم ارائه کردند که نتایج محاسبات به‌خوبی با نتایج مدل‌سازی و پایش میدانی هم‌خوانی داشت.

رفتار سازه‌ی نگهبان یک گود عمیق با تعدادی کمیت، نظیر ۱. تغییرمکان المان‌های سازه‌ی نگهبان و توزیع فشار خاک، ۲. حرکت توده‌ی خاک اطراف گود، ۳. حرکت سازه‌های مجاور موجود و ۴. نیروهای وارد بر المان‌های سازه‌ی نگهبان بیان و تحلیل می‌شود. تلاش‌های مطالعاتی برای ارزیابی کمیت‌های مذکور عموماً در ۳ دسته‌ی کلی هستند: ۱. عملکرد تحلیل‌های عددی (و تئوری)<sup>[۱۴]</sup>، ۲. آزمایش مدل‌های فیزیکی در مقیاس کوچک و متوسط<sup>[۱۵]</sup>، ۳. جمع‌آوری داده‌های عملکرد از ابزار دقیق پروژه‌های بزرگ گودبرداری عمیق.<sup>[۱۶-۲۰]</sup>

در سال ۲۰۱۴،<sup>[۲۱]</sup> به منظور بررسی نیروی مهارها در یک پروژه‌ی گودبرداری، که در آن از سپرکوبی به‌عنوان سازه‌ی نگهبان در خاک رسی - ماسه‌یی استفاده شده بود، نیروهای مهارها اندازه‌گیری شدند که به‌طور متوسط برابر ۶۸٪ مقادیر محاسبه‌شده در فرایند طراحی با فرض شرایط کاملاً زهکشی‌شده برای خاک رسی بودند. و در فرض طراحی در شرایط زهکشی‌نشده، نیروهای محاسباتی به‌طور قابل‌ملاحظه‌یی کوچک‌تر از مقادیر اندازه‌گیری‌شده بودند. از آنجا که این حالت در جهت اطمینان نیست، فرض شرایط زهکشی‌نشده در خاک رسی سخت برای مقاصد طراحی پیشنهاد نمی‌شود. مقادیر بارهای واقعی مهارها به بار سطحی وارد بر طرفین گود بسیار وابسته است.

همچنین برخی پژوهشگران (۲۰۱۱)،<sup>[۲۲]</sup> عملکرد دیواره‌ی سپرکوبی‌شده را به‌عنوان سازه‌ی نگهبان در مناطق شهری بررسی و به داده‌های مربوط به یک سازه‌ی

نگهبان موقت در یک گود عمیق در یونان توجه کردند. نتایج حاصل نشان داده است که سازه‌ی نگهبان از نوع سپرکوبی که به‌صورت ارتعاشی نصب شده است، می‌تواند به‌صورت ایمن به‌عنوان سازه‌ی نگهبان در مناطق شهری حساس استفاده شود، به شرطی که پروفیل خاک، لایه‌های ضخیم ماسه - شن نداشته باشد و پایش ارتعاش ایجادشده در خاک، حین عمل‌کویش انجام شود. اگر مشخصات خاک محل و جزئیات مراحل اجرایی در دسترس باشد، پیش‌بینی رفتار سازه‌ی نگهبان با استفاده از تحلیل‌های عددی و نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی تجاری امکان‌پذیر است.

برای یک گودبرداری عمیق موفقیت‌آمیز، رفتار دیوار حائل و خاک مجاور گود باید در طراحی در نظر گرفته شود. رفتارهای مذکور در خاک‌های نرم به عوامل مختلفی وابسته است و برآورد آن‌ها عموماً ترکیبی از روش‌های تحلیلی و تجربی به همراه قضاوت مهندسی و تجربه است. نحوه‌ی تغییرشکل سیستم حائل فقط به خصوصیات خاک محل گودبرداری وابسته نیست، بلکه به مشخصات لایه‌های خاک زیرین نیز مرتبط است. مطالعات بر روی خاک‌های چندلایه با لایه‌های زیرین سنگی، حاکی از این است که مقدار تغییرشکل‌ها بسیار کم است.<sup>[۲۳،۲۴]</sup>

مقاومت کم خاک نگه داشته‌شده پشت دیواره‌ی سپرکوبی‌شده و ضخامت لایه‌های خاک نرم، عوامل بارزی در کنترل تغییرشکل‌هاست. تأثیر سودمند سنگ بستر ممکن است در اثر مقاومت کم خاک‌ها به شرطی که به‌اندازه‌ی کافی ضخیم باشند، تحت‌الشعاع قرار گیرد.<sup>[۲۵]</sup> در سال‌های اخیر، با پیشرفت فناوری‌های محاسباتی، استفاده از مدل‌های عددی در تحلیل و طراحی دیواره‌های سپرکوبی‌شده افزایش پیدا کرده است. همچنین به‌طور عمده، پژوهشگران از روش اجزاء محدود برای مطالعه‌ی رفتار دیواره‌های سپرکوبی‌شده استفاده می‌کنند. برخی از مطالعات صورت‌گرفته توسط روش اجزاء محدود در ادامه بیان شده است. در سال ۲۰۰۱،<sup>[۲۶]</sup> مثال‌هایی از تحلیل‌های عددی در گودبرداری‌های عمیق ارائه شده است. در مطالعات دیگری در سال ۲۰۱۰،<sup>[۲۷]</sup> نیز مدل‌سازی اجزاء محدود دیواره‌های سپرکوبی‌شده بررسی و به‌المان تیر به‌عنوان روشی مناسب برای مدل‌سازی دو بعدی دیواره‌ی سپرکوبی‌شده در تحلیل اجزاء محدود توجه شده است. ضخامت دیوار تأثیر به‌سزایی در پایداری و بیشینه‌ی لنگر خمشی وارد بر دیوار دارد. از آنجا که خیز متأثر از توزیع لنگر خمشی است، ضخامت دیوار در خیز نیز تأثیرگذار است. المان‌های تیر راه‌حلی را برای مسائل مدل‌سازی مقاطع نازک دیواره‌ی سپرکوبی‌شده فراهم می‌کند.

در سال ۲۰۱۲،<sup>[۲۸]</sup> در مطالعه‌ی فشار جانبی خاک وارد بر سپرهای مهارشده، با وجود تمرکز تنش در مهارها، روش‌های معمول طراحی تمرکز تنش در ارتفاع سپری در نظر گرفته نشد و فرض شد که فشار خاک در عمق به‌طور خطی افزایش می‌یابد. از آنجا که کل طراحی سپر وابسته به فشار جانبی خاک است، طراحی براساس توزیع فشار نادرست موجب می‌شود که طرح محافظه‌کارانه و یا در بعد پراهمیت‌تر، غیرایمن باشد. در مطالعه‌ی پارامتریک مذکور، از روش معمول طراحی و همچنین روش اجزاء محدود برای بررسی فشار جانبی خاک، لنگرهای خمشی و نیروی مهارها در خاک غیرچسبیده استفاده شد. با توجه به نتایج به‌دست آمده، برخلاف آنچه که در روش‌های معمول طراحی فرض می‌شود با افزایش عمق هیچ‌یک از فشارهای محرک یا مقاوم به‌طور خطی افزایش نمی‌یابد. همچنین لنگر خمشی وارد بر سپر در روش معمول طراحی بیشتر از مدل‌سازی عددی به دست آمد، اما نیروی مهارها حدود ۴۰٪ کمتر به‌دست آمد.

وجود لایه‌ی سست در عمق گودبرداری ممکن است آثار متفاوتی در نیروهای وارد بر سپری‌های و مهارها داشته باشد، که تاکنون به آن‌ها به‌صورت جامع در

سپرهاست.<sup>[۳۴]</sup> در صورت برخورد با چند لایه‌ی رسی (شکل ۲)، استفاده از مقدار متوسط چسبندگی و وزن مخصوص متوسط پیشنهاد می‌شود (رابطه‌های ۲ و ۳):<sup>[۳۴]</sup>

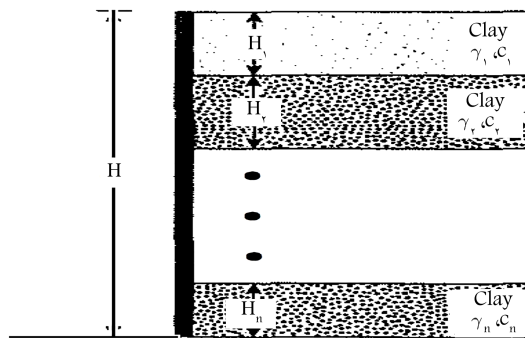
$$c_{av} = \frac{1}{H} [c_1 H_1 + c_2 H_2 + \dots + c_n H_n] \quad (2)$$

$$\gamma_a = \frac{1}{H} [\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 + \dots + \gamma_n H_n] \quad (3)$$

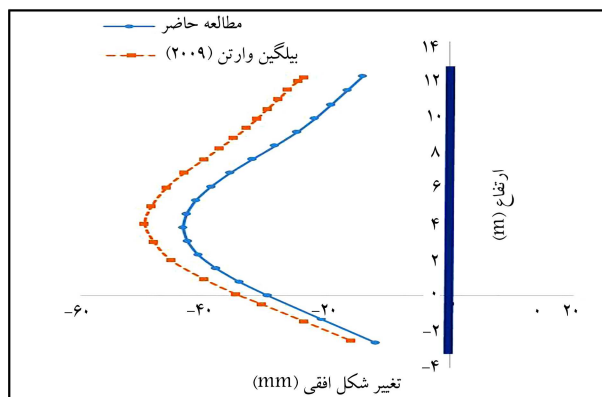
که در آن‌ها،  $c_1, c_2, \dots, c_n$  چسبندگی لایه‌های خاک،  $H_1, H_2, \dots, H_n$  ضخامت لایه‌های خاک، و  $H$  عمق گود است. با توجه به رابطه‌های ۲ و ۳، فقط ضخامت و وزن مخصوص لایه‌ها در مقادیر متوسط چسبندگی و وزن مخصوص نقش دارند و عملاً عمق قرارگیری لایه‌های مختلف در نظر گرفته نمی‌شود.

### ۳. صحت‌سنجی نرم‌افزار

جهت اطمینان از نحوه‌ی عملکرد نرم‌افزار و همچنین صحت مدل‌سازی و نتایج حاصل از آن، با استفاده از یکی از مدل‌سازی‌هایی که اخیراً توسط نرم‌افزار انجام شده و صحت آن مورد تأیید است،<sup>[۱۱]</sup> مجدداً مدل‌سازی و نتایج حاصل با نتایج نوشتار حاضر مقایسه شده است. در پژوهش مذکور، یک دیواره‌ی سپرکوبی مهارشده واقع بر شیب، که یک طرف آن خاک‌برداری شده، بررسی شده است. خاک‌برداری به‌صورت لایه‌های ۱٫۵ متری در هر مرحله انجام شده است. نتیجه‌ی مقایسه در شکل‌های ۳ و ۴، در مورد تغییرشکل جانبی دیواره‌ی سپرکوبی شده و همچنین لنگرهای خمشی وارد بر آن مشاهده می‌شود که انطباق خوبی را به لحاظ شکل و عددی نشان می‌دهد.



شکل ۲. گود مهار شده در خاک لایه‌بندی شده.<sup>[۳۴]</sup>



شکل ۳. نمودار تغییرشکل افقی سپری در مدل صحت‌سنجی.

پژوهش‌های مرتبط با سپری‌ها توجه نشده است.<sup>[۳۰،۳۹]</sup> در مطالعه‌ی دیگری در سال ۲۰۱۵،<sup>[۳۱]</sup> تحلیل‌ها براساس قابلیت اطمینان سپری‌های طره صورت گرفته و به جای استفاده از روش‌های معمول تعادل حدی از تحلیل عددی و نرم‌افزار اجزاء محدود PLAXIS به منظور شبیه‌سازی رفتار مکانیکی دیواره‌ی سپرکوبی شده استفاده شده است. براساس نتایج پژوهش مذکور، پارامتر چسبندگی خاک فونداسیون، حساسیت بیشتری دارد. همچنین عمق نفوذ لازم براساس تحلیل تعیینی، در لایه‌ی فوقانی چسبیده نسبت به لایه‌ی غیرچسبیده، بسیار کمتر است.

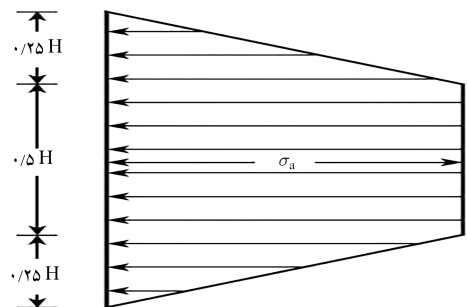
بررسی برخی مطالعات پیشین نشان می‌دهد که در سازه‌های نگهدارنده که ضخامت قابل توجهی از مصالح نرم را نگه می‌دارند، مقادیر بیشینه‌ی تغییرشکل جانبی دیواره‌ی نگهدارنده و نشست خاک مجاور به‌طور قابل ملاحظه‌ی نسبت به حالتی که ضخامت لایه‌ی نرم کم است، افزایش پیدا می‌کند.<sup>[۱۷]</sup> در سال ۲۰۱۶،<sup>[۳۲]</sup> به تحلیل آماری چندمتغیره و قابلیت اطمینان برای مطالعه‌ی تأثیر اطلاعات بیشتر از محل و مشخصات ژئوتکنیکی خاک در عمق نفوذ سپر توجه و نتیجه‌گیری شد که افزایش کیفیت شناسایی‌های ژئوتکنیکی می‌تواند در کاهش عمق نفوذ سپر مؤثر باشد. در روش تئوری متداول طراحی پک (۱۹۶۹)،<sup>[۳۳]</sup> با توجه به مشخصات خاک محل گودبرداری، نمودار پوش فشار وارد بر سپر با توجه به نمودارهای پیشنهادی تعیین می‌شود. در روش مذکور، وقتی که با چند لایه‌ی رسی برخورد شود، از مقادیر متوسط مشخصات خاک استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر، یک گود مهارشده با سازه‌ی نگهدارنده سپرکوبی تعریف شده و با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود PLAXIS، آثار وجود لایه‌ی سست رسی در عمق‌های مختلف خاک در سیستم سازه‌ی نگهدارنده از نوع سپری، به‌صورت استاتیکی و در مقایسه با روش معمول طراحی، بررسی و مقایسه شده است.

### ۲. مروری بر روش متداول طراحی سازه‌ی نگهدارنده سپری

پک،<sup>[۳۳]</sup> بعد از بررسی تعدادی ترانشه‌ی مهارشده، توزیع فشاری برای طراحی ترانشه‌های مهارشده در ماسه و رس را پیشنهاد کرد. به‌عنوان مثال، نمودار پوش فشار برای گود مهارشده در رس سخت در شکل ۱ مشاهده می‌شود. این حالت برای شرایط  $\gamma H/C \leq 4$  قابل استفاده است که در آن  $\gamma$  وزن مخصوص خاک،  $H$  عمق گود و  $c$  چسبندگی خاک است. فشار یکنواخت  $\sigma_a$  از رابطه‌ی ۱ به دست می‌آید:

$$\sigma_a = 0.2\gamma H \sim 0.4\gamma H \quad (1)$$

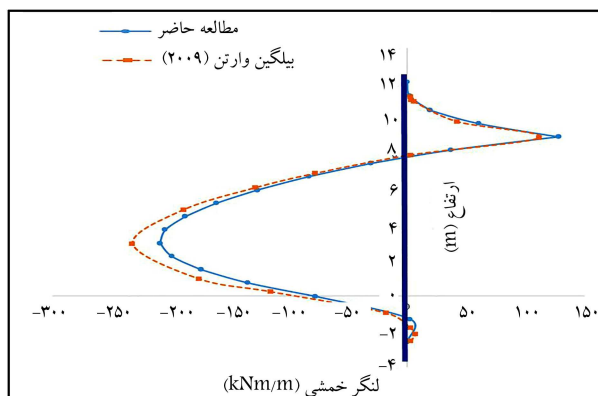
نمودارهای پوش فشار پک، نمودارهای طرح و یا نمودارهای فشار ظاهری نامیده می‌شوند. نمودار توزیع فشار واقعی تابعی از توالی اجرا و انعطاف‌پذیری نسبی



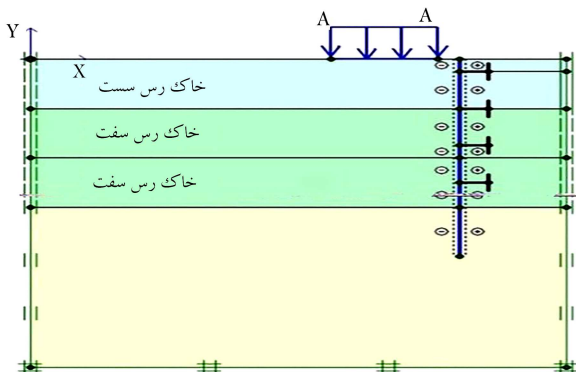
شکل ۱. نمودار پوش فشار طرح برای ترانشه‌ی مهار شده در رس سخت.<sup>[۳۳]</sup>

جدول ۱. مشخصات مصالح [۳۵]

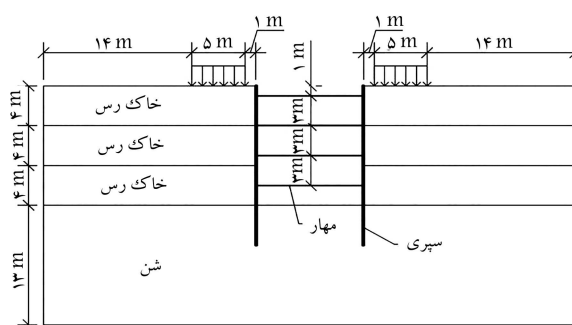
شماره	نوع خاک		خصوصیات مصالح
	رس سست	رس سخت	
۱۸	۱۷	۱۲	$\gamma (kN/m^3)$
۲۲	۱۹	۱۷	$\gamma_{sat} (kN/m^3)$
۹۰۰۰۰	۱۲۰۰۰	۳۰۰۰	$E (kN/m^2)$
۰٫۴۵	۰٫۴	۰٫۲	$\nu$
۱	۷۰	۱۰	$c (kN/m^2)$
۴۰	۲۵	۱۰	$\phi (^{\circ})$
۱	۰٫۵	۰٫۵	$R$



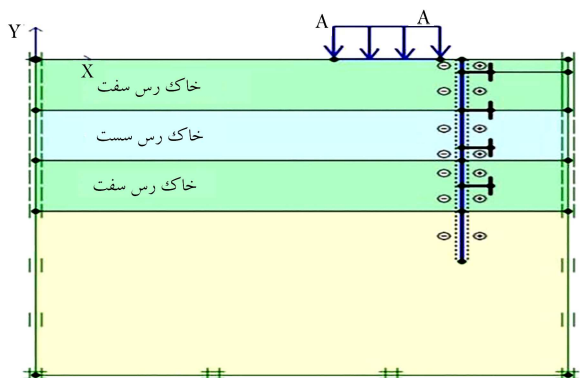
شکل ۴. نمودار لنگر خمشی وارد بر سپری در مدل صحت‌سنجی.



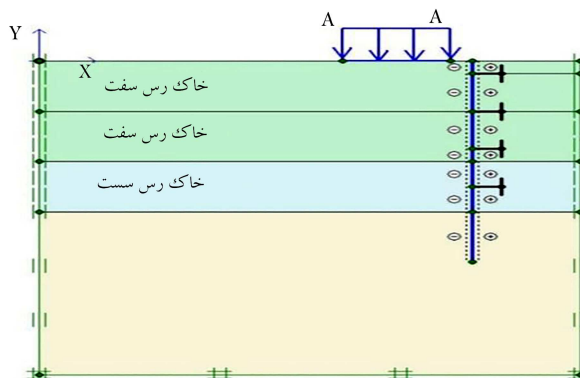
شکل ۶. مدل‌سازی گود با لایه‌ی بالایی سست (مدل ۱).



شکل ۵. هندسه‌ی مدل گودبرداری مورد مطالعه.



شکل ۷. مدل‌سازی گود با لایه‌ی میانی سست (مدل ۲).



شکل ۸. مدل‌سازی گود با لایه‌ی پایینی سست (مدل ۳).

#### ۴. مشخصات خاک و مدل مورد مطالعه

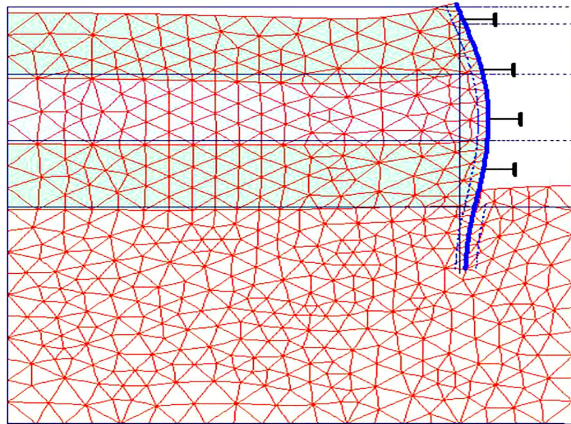
عرض و عمق گود مورد مطالعه به ترتیب ۱۰ و ۱۲ متر بوده است. از آنجا که طول گود به مقدار کافی زیاد فرض شده است، در نتیجه می‌توان مسئله را در حالت کرنش صفحه‌یی در نظر گرفت. با توجه به تقارن موجود، نیمی از مسئله مدل‌سازی شده و طول نهایی سپری‌های فلزی ۱۶ متر بوده است.

اولین مهار پس از ۱ متر گودبرداری و مهارهای دیگر با پیشرفت عملیات گودبرداری به فاصله‌ی ۳ متر از یکدیگر نصب شده‌اند، لذا در پایان گودبرداری ۴ مهار وجود داشت. فاصله‌ی مهارها در جهت طول گود ۵ متر در نظر گرفته شده بود. سربار روی سطح زمین  $5 kN/m^2$  بوده و پروفیل خاک به صورت ۴ لایه مدل‌سازی شده است. ضخامت ۳ لایه‌ی بالایی ۴ متر و رسی بودند. لایه‌ی چهارم که انتهای سپری در آن نفوذ می‌کند، ضخامت ۱۳ متر داشت و شنی بود. یکی از ۳ لایه‌ی بالایی، به صورت لایه‌ی سست در نظر گرفته شد، که محل آن در مدل‌های مختلف تغییر می‌کرد و آثار آن نسبت به مدلی که لایه‌ی سست رسی وجود ندارد، بررسی و مطالعه شده است. شکل ۵، هندسه‌ی کلی مدل را نشان می‌دهد. در ادامه، مشخصات تمام مصالح مورد استفاده در پژوهش حاضر به شرح جدول‌های ۱ و ۲ است. در پژوهش حاضر، از مدل رفتاری موهر-کولمب استفاده شده است.

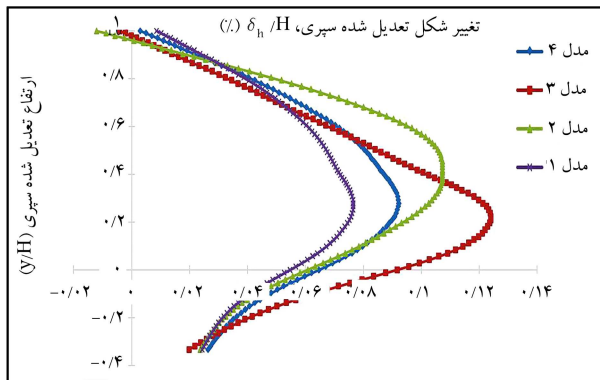
با توجه به شکل‌های ۶ الی ۹، چهار مدل مختلف در نظر گرفته شده است. در مدل ۱، لایه‌ی سست رسی در لایه‌ی اول (سطحی)، در مدل ۲، در لایه‌ی میانی و در مدل ۳، در لایه‌ی تحتانی (لایه‌ی سوم) در نظر گرفته شده است. مدل ۴، مدلی است که فاقد لایه‌ی سست است و نتایج ۳ مورد دیگر نسبت به آن مقایسه می‌شود. در پژوهش حاضر، لایه‌های خاک با استفاده از المان‌های ۱۵ گره‌یی مثلثی مدل شدند که در مجموع مش‌بندی اجزاء محدود، حدود ۱۱۶۸ المان داشت.

جدول ۲. مشخصات سپری های فلزی و مهارها.

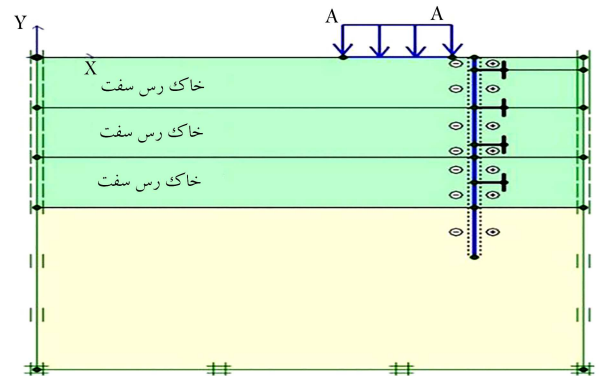
$EI(kNm^2/m)$	$EA$	$E(kN/m^2)$	مقطع استاندارد	المان
$1,341 \times 10^5$	$4,89 \times 10^6 (kN/m)$	$2 \times 10^8$	PZ40	سپری
-	$1,368 \times 10^6 (kN)$	$2 \times 10^8$	HPD3 × 200	مهار



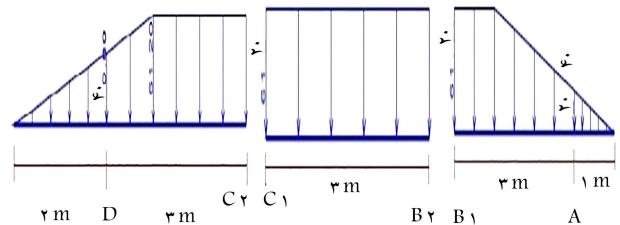
شکل ۱۱. نمای تغییرشکل یافته‌ی لایه‌های خاک و سپری در مدل ۲ پس از تحلیل اجزاء محدود.



شکل ۱۲. نمودار تعدیل شده (نرمالیزه) تغییرشکل جانبی سپری فولاد.



شکل ۹. مدل‌سازی گود بدون لایه‌ی سست (مدل ۴).



شکل ۱۰. نمودار پوش فشار طرح وارد بر گود در مدل خاک رس سخت بدون وجود لایه‌ی سست.

جدول ۳. محل وقوع لنگر خمشی بیشینه در تحلیل اجزاء محدود.

مدل ۴	مدل ۳	مدل ۲	مدل ۱	محل لنگر خمشی بیشینه
$0,74H$	$0,76H$	$0,45H$	$0,75H$	

## ۵. تحلیل مدل

با استفاده از روش متداول و اجزاء محدود، مدل معرفی شده در بخش اخیر تحلیل شده است. برای گود بدون لایه‌ی سست، نمودار پوش فشار طرح به صورت شکل ۱۰ است. با توجه به شکل مذکور و با نوشتن معادلات تعادل در هر قطعه و به دست آوردن عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی، نیروی مهارها به دست خواهد آمد که واکنش‌های تکیه‌گاهی A برابر نیروی مهار ۱، B برابر نیروی مهار ۲، C برابر نیروی مهار ۳ و D برابر نیروی مهار ۴ (آخرین مهار) است. بیشترین لنگر خمشی نیز  $M_{max} = 68,65 kN.m/m$  است که در فاصله‌ی ۵٫۵ متری از سطح زمین ( $0,46H$  که  $H$  عمق گود است) اتفاق می‌افتد.

نمای تغییرشکل یافته‌ی سپری و لایه‌های خاک در یکی از مدل‌ها پس از تحلیل اجزاء محدود در شکل ۱۱ به صورت شماتیک نشان داده شده است. شکل ۱۲، نیز تغییرشکل جانبی سپری را در پایان گودبرداری به صورت نمودار عددی نشان می‌دهد. محل وقوع لنگر خمشی بیشینه‌ی وارد بر سپری نسبت به سطح زمین در جدول ۳ ارائه شده است. شکل‌های ۱۱ و ۱۲، با نمودار پوش فشار وارد بر گود مطابقت مناسبی دارند.

## ۶. بحث و تحلیل نتایج

### ۶.۱. لنگر خمشی وارد بر سپری

در شکل ۱۳، نمودار تیپ لنگرهای خمشی وارد بر سپری حاصل از روش متداول نشان داده شده است. شکل ۱۴، نمودار لنگر خمشی حاصل از روش عددی در مدل‌های مختلف را نشان می‌دهد. با توجه به جدول ۳ و شکل‌های ۱۳ و ۱۴، در روش متداول در هر ۴ مدل، محل وقوع بیشینه‌ی لنگر خمشی در عمق مشخصی است و تغییر نمی‌کند. اما در تحلیل اجزاء محدود با تغییر در موقعیت لایه‌ی سست، محل بیشینه‌ی لنگر خمشی نیز دستخوش تغییراتی می‌شود. البته در مدل ۲، این موقعیت با سایر مدل‌ها متفاوت است، در حالی که در مدل‌های ۱، ۳ و ۴ محل بیشینه‌ی لنگر خمشی بسیار به هم نزدیک است. همچنین محل لنگر خمشی بیشینه‌ی حاصل از روش معمول به مقدار متناظر از تحلیل عددی در مدل ۲ بسیار نزدیک است. مطالعات نویسندگان نوشتار حاضر نشان می‌دهد که موقعیت تقریبی لنگر خمشی بیشینه در شرایط اشباع بودن خاک نیز مطابق جدول ۳ است.<sup>[۳۰]</sup> در شکل ۱۴، در قسمت پایین نمودار که سپری وارد خاک شده است، به دلیل

معمول و روش اجزاء محدود نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است، با افزایش عمق لایه‌ی سست، لنگر خمشی وارد بر سپری افزایش یافته است. در جدول ۴، درصد تغییر مقادیر لنگر خمشی بیشینه در روش عددی نسبت به روش معمول ارائه شده است. مقادیر جدول با استفاده از رابطه‌ی ۴ محاسبه شده‌اند:

$$\frac{U_{FE} - U_{Conv}}{U_{Conv}} \times 100 \quad (4)$$

که در آن،  $U_{FE}$  مقدار حاصل از تحلیل اجزاء محدود و  $U_{Conv}$  مقدار حاصل از روش متداول است. با توجه به جدول ۴، در بیشتر مدل‌ها، لنگر خمشی بیشتری به روش اجزاء محدود نسبت به روش متداول به دست آمده است.

## ۲.۶. نیروی مهارها

با استفاده از رابطه‌ی ۴، تغییر نیروی مهارها در تحلیل اجزاء محدود نسبت به روش متداول محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است. با توجه به جدول ۵، تغییر نیروی مهارها به گونه‌ی است که به نظر می‌رسد روش متداول نیروی مهارهای نزدیک به سطح زمین را دست‌بالا تر و نیروی مهارهای نزدیک به کف گود را دست‌پایین‌تر تخمین می‌زند. با افزایش عمق لایه‌ی سست، تغییر در نیروی مهارهای نزدیک به کف گود اهمیت بیشتری می‌یابد به طوری که در مدل ۳ نیروی مهارهای ۳ و ۴ بین ۶۰ تا ۷۰ درصد در روش عددی افزایش یافته است. در شکل‌های ۱۶ الی ۱۹، نمودار مقایسه‌ی نیروی مهارها حاصل از روش معمول و اجزاء محدود مشاهده می‌شود.

با توجه به شکل‌های ۱۶ الی ۱۹، وجود لایه‌ی سست رسی، نیروهای وارد بر مهارهایی که در فاصله‌ی بیشتر از  $H/2$  از سطح زمین در عمق گود نصب می‌شوند، را به طور قابل ملاحظه‌ی تحت تأثیر قرار می‌دهد. در واقع روش متداول طراحی با به دست دادن نیروی کمتر جهت طراحی مهارهای تحتانی می‌تواند موجبات گسیختگی گود را در مراحل پایانی گودبرداری فراهم آورد. اگرچه زمانی که خاک در عمق نسبتاً یکنواخت است، می‌توان به روش متداول، فقط در خصوص نیروی مهارها اطمینان کرد. بخش اعظمی از تفاوت در مقادیر نیروی مهارها و لنگر خمشی سپری حاصل از روش متداول و اجزاء محدود به توزیع فشار جانبی متفاوت در دو روش بر می‌گردد.

جدول ۴. مقایسه‌ی تغییرات لنگر خمشی وارد بر سپر در تحلیل اجزاء محدود نسبت به روش معمول.

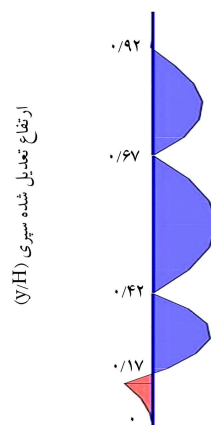
مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۴
۱۳,۸۸-	۳۲,۷۹	۹۰,۵۵	۴۱,۴۹

درصد تغییرات

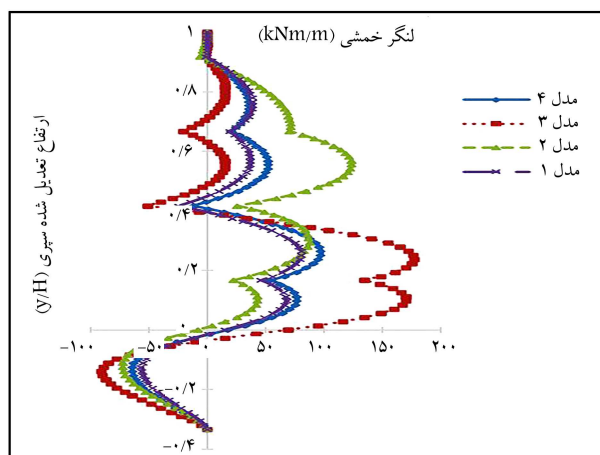
جدول ۵. مقایسه‌ی تغییر نیروی مهارها در تحلیل اجزاء محدود نسبت به روش معمول.

درصد تغییرات	مدل			
	۱	۲	۳	۴
مهار ۱ ( $m$ )	-۳۷,۴۸	۰,۴۲	-۵۲,۵۷	-۴۰,۲۲
مهار ۲ ( $m$ )	-۵۸,۸۳	-۴۵,۶۳	-۳۶,۱۲	-۵۵,۴۲
مهار ۳ ( $m$ )	۱۳,۰۵	۴۱,۱۷	۷۱,۶۷	۱۲,۵۱
مهار ۴ ( $m$ )	۱,۷۶	۱۶,۱۹	۶۵,۹۹	۴,۳۷

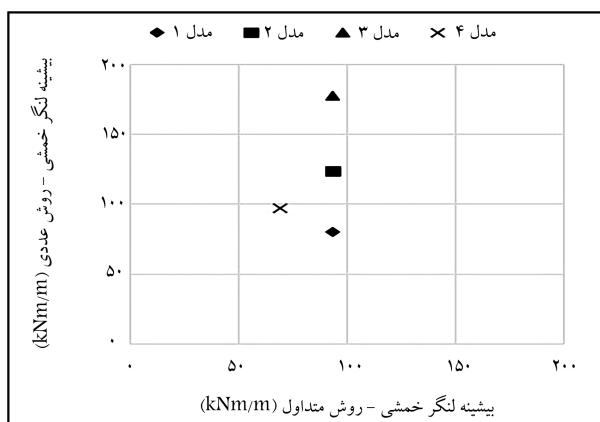
تغییر جهت عکس‌العمل خاک، نمودار لنگر خمشی جهتی مغایر با قسمت بالا پیدا کرده و مشابه حالت سینوسی شده است. مشابه این حالت در شکل ۱۳ نیز مشاهده می‌شود. ضمن اینکه در روش تئوری، محل قرارگرفتن مهار به‌عنوان تکیه‌گاه ساده در نظر گرفته شده است و هر بخش سپری جداگانه تحلیل می‌شود، بنابراین نمودار لنگر روند مشخص تری دارد. اما روش عددی، نمودار لنگر وارده را به صورت پیوسته و در سرتاسر سپری ارائه می‌دهد. در شکل ۱۵، بیشینه‌ی لنگر خمشی حاصل از روش



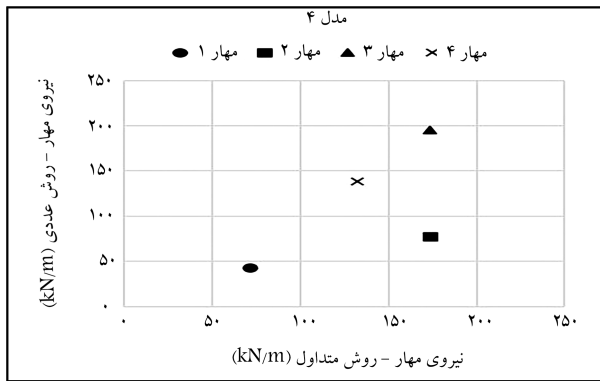
شکل ۱۳. نمودار تیپ لنگر خمشی وارد بر سپری حاصل از روش متداول.



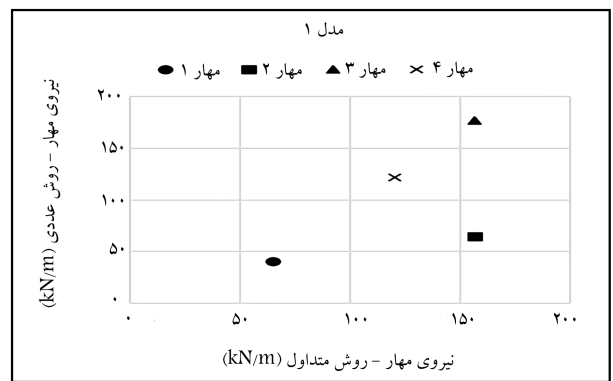
شکل ۱۴. نمودار لنگر خمشی وارد بر سپری در روش اجزاء محدود.



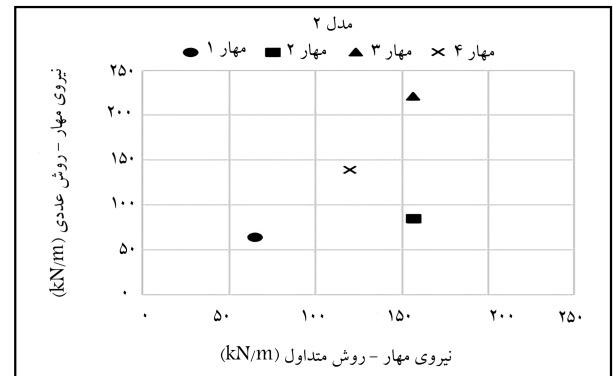
شکل ۱۵. مقایسه‌ی بیشینه‌ی لنگر خمشی حاصل از روش متداول و عددی.



شکل ۱۹. مقایسه‌ی نیروی مهارهای مدل ۴ در روش معمول و عددی.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی نیروی مهارهای مدل ۱ در روش معمول و عددی.



شکل ۱۷. مقایسه‌ی نیروی مهارهای مدل ۲ در روش معمول و عددی.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی نیروی مهارهای مدل ۳ در روش معمول و عددی.

فولادی که به‌عنوان سازه‌ی نگهدارنده استفاده می‌شوند، با استفاده از روش متداول طراحی و روش اجزاء محدود بررسی شده و این نتایج به‌دست آمده است:

۱. در خاک‌های نسبتاً یکنواخت در عمق، روش تئوری متداول گودهای مهارشده نمی‌تواند محل وقوع بیشینه‌ی لنگر خمشی وارد بر سپری را به درستی تخمین بزند.

۲. در حالت وجود لایه‌ی میانی رس سست بین دو لایه‌ی متراکم رسی با ضخامت یکسان در پشت سازه‌ی نگهدارنده، نسبت به وجود لایه‌ی سست در موقعیت‌های دیگر، محل وقوع بیشینه‌ی لنگر خمشی وارد بر سپری‌های متفاوت بوده و به مقدار حاصل از روش تئوری بسیار نزدیک است.

۳. وجود لایه‌ی سست در عمق گودبرداری، بیشینه‌ی لنگر خمشی وارد بر سپری را افزایش می‌دهد که این امر در روش تئوری متداول مشاهده نمی‌شود. به ویژه در حالتی که لایه‌ی سست در تراز نزدیک به کف گود وجود دارد، این مسئله می‌تواند بیشتر خود را نشان دهد و مراحل پایانی گودبرداری موجب گسیختگی دیواره‌ی سپرکوبی شده شود.

۴. در حالت وجود لایه‌ی سطحی رس سست، به طوری که ضخامت آن از یک سوم عمق گود تجاوز نکند، استفاده از روش متداول طراحی در جهت اطمینان است.

۵. به نظر می‌رسد روش متداول طراحی، نیروی مهارهای نزدیک به کف گود (در عمق بیش از نصف عمق گود) را دست‌پایین تخمین می‌زند، به طوری که نیروی مهارهای مذکور در مطالعه‌ی حاضر، ۱۵ تا ۷۰ درصد افزایش را در روش عددی نسبت به روش معمول نشان داده‌اند و به این امر باید در مقاصد طراحی توجه شود.

۶. استفاده از وزن مخصوص و چسبندگی معادل در خاک‌های لایه‌لایه نمی‌تواند آثار قرارگرفتن لایه‌های مختلف خاک را به درستی نشان دهد.

## ۷. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، آثار وجود لایه‌ی سست رسی بر گودهای مهارشده توسط سپرهای

## پانویس‌ها

1. sheet pile
2. sheet pile wall with relieving platform

## منابع (References)

1. Ou, C.Y. "Deep excavation, theory and practice", Taylor & Francis, London (2006).
2. Shao, Y. and Macari, E.J. "Information feedback analy-

- sis in deep excavations”, *Int. J. of Geomechanics*, **8**(1), pp. 91-103 (2008).
3. Underwood, C. and Greenlee, R. “Steel sheet pile used as permanent foundation and retention systems-design and construction”, *Earth Retention Conf.*, 3, pp. 129-136 (2010).
  4. Ramsden, M. and Griffiths, T. “Steel sheet pile wall wale rehabilitation”, *12th Triannual International Conference on Ports*, pp. 193-202 (2010).
  5. Sellmeijer, J., Cools, J., Decker, J. and et al. “Hydraulic resistance of steel sheet pile joints”, *J. of Geotech. Engrg.*, **121**(2), pp. 105-110 (1995).
  6. Ohori, K., Takahashi, K., Kawai, Y. and et al. “Static analysis model for double sheet-pile wall structures”, *J. of Geotech. Engrg.*, **114**(7), pp. 810-825 (1988).
  7. Terzaghi, K. and Peck, R.B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, NY (1996).
  8. USACE “Design of pile foundations”, US Army Corps of Engineers Engineering, Manual EM 1110-2-2906 (1991).
  9. Lee, S.H., Kim, B.I. and Han, J.T. “Prediction of penetration rate of sheet pile installed in sand by vibratory pile driver”, *KSCE J. of Civil Engrg.*, **16**(3), pp. 316-324 (2012).
  10. Gopal Madabhushi, S. and Chandrasekaran, V. “Rotation of cantilever sheet pile walls”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **131**(2), pp. 202-212 (2005).
  11. Bilgin, O. and Erten, M. “Anchored sheet pile walls constructed on sloping ground”, *Contemporary Topics in Ground Modification Problem Soils and Geo-Support*, pp. 145-152 (2009).
  12. Gurinsky, M. “Long-term strength of sheet pile bulkheads with ground anchors”, *Ports Conference*, pp. 1-8 (2001).
  13. Hu, Y., Liu, G. and Zhao, Y. “Calculation method of deformation and inner force of a sheet pile wall with relieving platform”, *ICTE 2013*, pp. 168-174 (2013).
  14. Zdravkovic, L., Potts, D.M. and St John, H.D. “Modelling of a 3D excavation in finite element analysis”, *Geotechnique*, **55**(7), pp. 497-513 (2005).
  15. Laefer, D.F., Ceribasi, S., Long, J.H. and et al. “Predicting RC frame response to excavation-induced settlement”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **135**(11), pp. 1605-1619 (2009).
  16. Son, M. and Cording, E.J. “Estimation of building damage due to excavation induced ground movements”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **131**(2), pp. 162-177 (2005).
  17. Long, M. “Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **127**(3), pp. 203-224 (2001).
  18. Leonidou, E.A., Athanasopoulos, G.A. and Pelekis, P.C. “Deep supported excavation for the underground parking of the Hellenic Parliament: measured vs. predicted behavior”, *Proceedings of the 15th Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng.*, Instanblul, Turkey, 2, pp. 1493-1496 (2001).
  19. Moorman, C. “Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database”, *J. of Soils and Foundations*, **44**(1), pp. 87-98 (2004).
  20. Zekkos, D.P., Athanasopoulos, A.G. and Athanasopoulos, G.A. “Deep supported excavation in difficult ground conditions for the construction of a two-story underground parking garage in the city of Patras, Greece”, *Proceedings of 5th Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engrg.*, New York, N.Y. (2004).
  21. Day, R.A. and Potts, D.M. “Modelling sheet pile retaining walls”, *J. of Computers and Geotechnics*, **15**(3), pp. 125-143 (1993).
  22. Bilgin, O. “Lateral earth pressure coefficients for anchored sheet pile walls”, *Int. J. of Geomech.*, **12**(5), pp. 584-595 (2012).
  23. Sahajda, K. “Ground anchor loads measured on an excavation sheet pile wall”, *Tunneling and Underground Construction*, pp. 974-983 (2014).
  24. Athanasopoulos, G., Vlachakis, V. and Pelekis, P. “Installation and performance of a steel sheet pile wall for supporting an excavation in urban environment”, *Geo-Frontiers 2011*, pp. 3370-3380 (2011).
  25. Wong, I.H., Poh, T.Y. and Chuah, H.L. “Performance of excavations for depressed expressway in Singapore”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **123**(7), pp. 617-625 (1997).
  26. Yoo, C.S. “Behavior of braced and anchored walls in soils overlying rock”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **127**(3), pp. 225-233 (2001).
  27. Ma, J., Berggren, B., Stille, H. and Hintze, S. “Deformation of anchor-sheet pile wall retaining system at deep excavations in soft soils overlying bedrock”, *Deep and Underground Excavations*, pp. 126-131 (2010).
  28. Finno, R.J. and Callvello, M. “Supported excavations: the observational method and inverse modeling”, *J. of Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, **131**(7), pp. 826-836 (2005).
  29. Ahmadvpour, B., Amel Sakhi, M. and Kamalian, M. “Study of the effects of loose clay layer existence on sheet piling excavation method”, *2nd Iranian Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Qom (2015).
  30. Ahmadvpour, B. and Amel Sakhi, M. “Static and pseudo static study of loose clay layer effects on steel sheet pile walls behaviors”, *Bulletin of Earthquack Sci. and Engrg.*, **3**(2), pp. 87-100 (In Persian) (2016).



31. GuhaRay, A. and Baidya, D. "Reliability-based analysis of cantilever sheet pile walls backfilled with different soil types using the finite-element approach", *Int. J. Geomech.*, **15**(6), pp. 06015001-11 (2015).
32. Prastings, A., Larsson, S. and Muller, R. "Multivariate approach in reliability-based design of a sheet pile wall", *J. of Transport. Geotech.*, **7**, pp. 1-12 (June, 2016).
33. Peck, R. B. "Deep excavation and tunneling in soft ground", *Proceedings of 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Mexico City, State of the Art Volume, pp, 225-290 (1969).
34. Das, B.M., *Principles of Foundation Engineering*, 7th Edition, CENGAGE Learning, Stamford, USA (2007).
35. Das, B.M. and Sobhan, Kh., *Principles of Geotechnical Engineering*, 8th Edition, CENGAGE Learning, Stamford, USA (2013).