

بررسی طرح اسکله وزنی با تحلیل عددی غیرخطی اندرکنش اسکله و خاک

حسن اکبری^{۱*}

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

Akbari.h@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۹/۲۱]

چکیده

اسکله‌های وزنی اصلی‌ترین گزینه اسکله‌های موازی ساحل به ویژه در شرایطی است که خاک بستر دریا ظرفیت باربری مناسبی داشته باشد. مهمترین عامل تعیین ابعاد این اسکله‌ها، فشار خاک است که معمولاً با استفاده از روابط تحلیلی مانند مونونوبه-اوکابه ارزیابی می‌شود. با توجه به عدم قطعیت این روابط تحلیلی، در این پژوهش سعی شده با استفاده از تحلیل عددی، رفتار غیرخطی خاک در اندرکنش با اسکله وزنی و همچنین اثر صلبیت واقعی بلوک‌های اسکله در بازپخش فشار خاک زیر اسکله در قیاس با روش‌های متداول طراحی بررسی شود. بدین منظور، اسکله وزنی بندر شهید بهشتی به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده و با استفاده از نرم افزارهای ANSYS و FLAC، توزیع فشار خاک زیر این اسکله در شرایط رفتار غیرخطی خاک و صلبیت بلوک‌ها شبیه‌سازی شده است. نتایج در مقایسه با روش‌های تحلیلی مندرج در آیین‌نامه‌های طراحی موجود (مانند آیین‌نامه کارهای دریایی ژاپن) نشان می‌دهد که با فرضیه واقعی‌تر، توزیع فشار زیر اسکله به دلیل رفتار غیرخطی خاک، یکنواخت‌تر از مقادیر تحلیلی بوده و همچنین با توجه به عدم صلبیت کامل بلوک‌های اسکله، محل وقوع بیشینه لنگر خمشی نیز تغییر می‌کند. این موارد در طراحی بلوک‌های اسکله به ویژه پایین‌ترین بلوک به عنوان اصلی‌ترین بلوک پایدار کننده اسکله، تاثیرگذار بوده و لزوم ارزیابی دقیق‌تر روش‌های تحلیل و طراحی کنونی را آشکار می‌سازد.

واژگان کلیدی: اسکله وزنی، فشار خاک، صلبیت بلوک، رفتار غیرخطی، تحلیل عددی

۱- مقدمه و اهمیت موضوع

شکل اسکله، مشخصات خاک پشت اسکله شامل نفوذپذیری، چگالی و چسبندگی مورد مطالعه بوده است. به عنوان نمونه، الیامی و همکاران^۱ تاثیر تغییر نفوذپذیری را در عملکرد سازه‌ای اسکله بلوکی تحت بار زلزله بررسی نمودند [1]. نیشیمورا و همکاران^۲، با مطالعه آزمایشگاهی تاثیر مثبت بهبود خاک پشت اسکله را در کاهش مقدار نیروی خاک، ارزیابی نمودند [2]. همچنین، سیهان و همکاران^۳ با استفاده از مدل عددی نرم افزار PLAXIS و همچنین مدل آزمایشگاهی، رفتار دینامیکی دو

اسکله‌های وزنی یکی از متداول‌ترین انواع اسکله‌های موازی ساحل است که با توجه به مزیت‌هایی مانند دوام مناسب در برابر خوردگی و در نتیجه عمر مفید بیشتر با هزینه نگهداری پایین‌تر از مقبولیت خاصی برخوردارند. سادگی و سرعت اجرای این نوع اسکله آن را به یکی از برترین گزینه‌ها به ویژه در نقاطی که ظرفیت باربری خاک مناسب باشد تبدیل نموده است. با توجه به اهمیت مقدار فشار خاک در طراحی اسکله‌های وزنی، مطالعات زیادی در ارتباط با مقدار فشار محرک خاک در شرایط زلزله انجام گرفته و پارامترهایی مانند

1 Alyami et al., (2009)

2 Nishimura et al., (2012)

3 Cihan et al., (2015)

استفاده از روابط تحلیلی برآورد فشار خاک بر اسکله از جمله رابطه مونونوبه-اوکابه مغایر با مقادیر واقعی فشار خاک وارد بر اسکله بوده و نمی‌توان از این روابط برای طراحی مناسب اسکله بلوکی استفاده نمود زیرا این روابط رفتار اسکله را هنگام زلزله در معادلات در نظر نمی‌گیرند [10]. عدم دقت روابط تحلیلی مونونوبه-اوکابه در برآورد مقدار فشار خاک روی اسکله وزنی و همچنین سازه‌های دیگر نگهدارنده خاک به وسیله پژوهشگران دیگر نیز تایید شده است. به عنوان نمونه، ملکی و محجوبی سعی در ارائه رابطه تحلیلی جایگزین نمودند [11] و همچنین کیم و همکاران³ یک مدل تحلیلی برای ارزیابی مقدار تغییر مکان اسکله بلوکی تحت بار زلزله را با توجه به تغییرات فشار آب حفره‌ای معرفی نمودند و آن را با آزمایش‌های انجام شده در سانتریفیوژ درستی آزمایی کردند [12].

جو و همکاران⁴ با آزمایش روی دیوار حایل به نتیجه مشابهی در ارتباط با دقت روش‌های برآورد تحلیلی نیروی خاک رسیدند [13]. در مطالعه دیگری، لین و همکاران عنوان نمودند که روابط مونونوبه-اوکابه با توجه به در نظر نگرفتن چسبندگی بین ذرات خاک، قادر به بیان رفتار غیرخطی خاک تحت بار زلزله نبوده و در نهایت با بکارگیری روش قطعات، روابط جدیدی برای ارزیابی مقدار فشار فعال خاک هنگام زلزله ارائه نمودند که پارامترهای ورودی بیشتری نسبت به روابط قبلی داشت [14].

با توجه به مشخص نبودن تاثیر استفاده از روابط تحلیلی گفته شده در عملکرد اسکله وزنی، در این پژوهش، ابتدا فرضیه و روابط استفاده شده در روش‌های معمول تحلیل و طراحی اسکله‌های وزنی مطرح شده و سپس، با استفاده از مدل‌سازی غیرخطی خاک، تاثیر استفاده از روابط تحلیلی برآورد فشار خاک در محاسبه نیروی وارد بر اسکله وزنی مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در ادامه، با مدل‌سازی بلوک اسکله به روش المان محدود، میزان تاثیر صلبیت بلوک‌ها در الگوی توزیع فشار خاک اطراف اسکله بررسی شده و نتایج با روش

بلوک مجاور هم را بررسی کرده و در نهایت دریافته‌اند که مصالح خاکی ریزدانه فشار بیشتری را به سازه اسکله وارد می‌کند [3]. در ادامه خسروجردی و پاک با استفاده از یک مدل رفتاری در روش المان محدود و منظور نمودن مقادیر مختلف نفوذپذیری برای خاک اطراف اسکله بلوکی دریافته‌اند که با افزایش نفوذپذیری و همچنین با افزایش چگالی مصالح پرکننده پشت اسکله بلوکی، مقدار تغییر مکان جانبی و فشار آب حفره‌ای کاهش می‌یابد [4].

مطالعات انجام شده در مورد شکل اسکله نیز نشان داده است که اسکله گوزپشتی دارای عملکرد مناسب‌تری به ویژه در هنگام زلزله بوده به گونه‌ای که باعث ایجاد تعادل مناسبی بین فشار خاک به عنوان نیروی محرک و وزن بلوک‌ها به عنوان نیروی مقاوم می‌شود [5]. در این شرایط فشار قائم در محل انتقال بارهای وارد شده به بستر با توجه به مرکز ثقل وزن بلوک‌ها، متعادل‌تر می‌شود. صدرکریمی و همکاران، تاثیر مثبت شکل گوزپشتی اسکله را در کاهش فشار خاک در شرایط دینامیکی بررسی نمودند [6]. در ادامه، صدرکریمی با استناد به آزمایش‌های انجام شده روی دو اسکله گوزپشتی و اسکله با شیب پشتی ثابت روی میز لرزه، به این نتیجه رسید که فشار خاک در قسمت بالایی پشت اسکله گوزپشتی افزایش و در قسمت پایینی با شیب منفی کاهش می‌یابد [7]. نتایج اندازه‌گیری او دارای هماهنگی نسبتاً خوبی با روش تحلیلی مونونوبه-اوکابه¹ بود. شفيعی فر و میرجلیلی با استفاده از روش برنامه ریزی درجه دو متوالی و بهره‌گیری از روابط مونونوبه-اوکابه در برآورد مقدار فشار خاک، طرح بهینه‌ای را برای شکل گوزپشتی بودن اسکله ارائه نمودند [8].

در بیشتر طراحی‌ها و مطالعات از روابط تحلیلی مونونوبه-اوکابه مندرج در آیین‌نامه کارهای دریایی ژاپن [9] برای ارزیابی فشار خاک هنگام زلزله استفاده شده است. لیکن مطالعات تکمیلی نشان داده است که این روابط همواره دقت کافی نداشته و استفاده از آن نیاز به پژوهش‌های بیشتری دارد. ناکامورا² با استفاده از آزمایش‌های مدل سانتریفیوژ، دریافته‌اند که

3 Kim et al., (2005)

4 Jo et al., (2014)

1 Mononobe-Okabe

2 Nakamura (2006)

های معمول مقایسه می‌شود.

این ترتیب که دیگرام آزاد اسکله تحت بارهای وارد شده تحلیل شده و مقادیر نیرو و لنگر ایجاد شده در ترازهای مورد نظر با مقادیر مجاز مقایسه می‌شود. با توجه به وابستگی شدید این محاسبات به مقدار بار وارد شده، ارزیابی مناسب این بارها می‌تواند منتج به یک طرح بهینه شود.

۲- روش طراحی معمول اسکله وزنی تحت بارهای وارد شده و فرضیه آن

برای طراحی اسکله بلوکی وزنی، مجموعه اسکله تحت شرایط استاتیکی و زلزله کنترل می‌شود. برای این منظور با استناد به روش طراحی عملکردی، از دو سطح زلزله ۷۵ ساله و ۴۷۵ ساله استفاده شده به گونه‌ای که در اثر اعمال زلزله سطح ۱، پایداری کلی اسکله با ضریب اطمینان مناسب حفظ می‌شود و تحت اثر زلزله سطح ۲، تغییر مکان‌های ایجاد شده در حد قابل قبول از نظر بهره‌برداری باقی می‌ماند [15]. برای کنترل پایداری کلی اسکله، بر اساس آیین‌نامه کارهای دریایی ژاپن [9]، مولفه‌هایی مانند لغزش و واژگونی اسکله، ظرفیت باربری مناسب خاک زیر اسکله، نشست‌های آبی و بلند مدت و همچنین خروج از مرکزیت بار وارد شده در محل تماس بلوک‌ها و در محل شالوده مطابق ضرایب اطمینان مندرج در جدول (۱) کنترل می‌شود. پس از اطمینان از پایداری کلی سازه، تغییر مکان‌های اسکله تحت اثر زلزله سطح ۲ با استفاده از مدل عددی محاسبه می‌شود و با محدودیت‌هایی مانند بیشینه جابه‌جایی مجاز روی اسکله (با توجه به محدودیت تجهیزاتی مانند پایه جرثقیل) مقایسه می‌شود. علاوه بر موارد فوق، سازه اسکله باید طی مراحل ساخت و با توجه به روند خاکریزی پشت اسکله نیز پایدار باشد. در مجموع، ابتدا ابعاد و شکل کلی بلوک‌های اسکله تحت بار استاتیکی و زلزله سطح ۱ طراحی شده و سپس این ابعاد با زلزله سطح ۲ کنترل می‌شود.

با توجه به این امر که ابعاد و چیدمان بلوک‌ها تحت شرایط استاتیکی و زلزله سطح ۱ تعیین می‌شود، بنابراین برای دستیابی به یک طرح بهینه ضروری است از روش مناسب برای ارزیابی بارهای وارد بر سازه اسکله استفاده شود. معمولاً برای کنترل ظرفیت باربری خاک، از روش دایره‌های لغزش و شرایط حدی استفاده می‌شود. لیکن کنترل لغزش و واژگونی در تراز بین بلوک‌ها و همچنین تراز زیر اسکله بر اساس بارهای وارد به اسکله انجام می‌گیرد به

جدول ۱. ضرایب اطمینان کنترل پایداری کلی اسکله

Item	Remarks	Static	Seismic
Sliding		1.2	1
Overturning		1.2	1.1
Overall Stability		1.4	1.15
Eccentricity (e/B)	Between Blocks	0.33	0.33
	Foundation level	0.16	0.33
Bearing capacity	Simplified Bishop	1.2	1
	Vesic	3	2

Table 1. Safety factors for stability of quaywall

بارهای وارد بر اسکله شامل وزن اسکله و خاک درگیر به عنوان نیروهای مقاوم و فشار آب باقیمانده، نیروی مهاربندی، نیروی جانبی زلزله، فشار آب دینامیکی حین زلزله و فشار جانبی خاک به عنوان نیروهای محرک است. فشار آب باقیمانده به دلیل اختلاف تراز سطح آب در دو سمت اسکله بوده و ناشی از تاخیر زهکشی آب پشت اسکله هنگام وقوع جزر و مد است. مقدار این اختلاف تراز مطابق توصیه آیین‌نامه کارهای دریایی ژاپن، در محدوده یک سوم تا دو سوم دامنه تغییرات جزر و مدی منطقه مورد نظر انتخاب می‌شود. از طرفی، نیروی مهاربندی تابعی از وزن کشتی بوده و اگرچه به صورت موضعی به بولارد‌ها اعمال می‌شود، لیکن با توجه به ابعاد و صلبیت تیر پیشانی، این نیرو در طول اسکله به صورت یکنواخت توزیع می‌شود. همچنین از آنجایی که برای اعمال آن به سمت دریا بوده و در تراز بالایی اسکله اعمال می‌شود، در محاسبات پایداری به عنوان

نیروی محرک منظور می‌شود. برخلاف نیروی مهاربندی، نیروی پهلوگیری به وسیله فنر^۱ها جذب شده و اگر چه در طراحی جزئیات اسکله موثر است، لیکن با توجه به جهت آن (به سمت خشکی)، در نظر گرفتن آن برای کنترل پایداری در جهت اطمینان نبوده پس از آن چشم‌پوشی می‌شود.

نیروی زلزله ماهیت پیچیده‌تری نسبت به سایر بارهای وارد شده دارد و از یک طرف باعث افزایش فشار جانی خاک شده و از طرفی به هر بلوک متناسب با جرم آن و خاک درگیر با آن وارد می‌شود. افزایش فشار جانبی خاک در روش طراحی معمول، با روابط مونونوبه-اوکابه محاسبه شده و نیروی جانبی زلزله به هر بلوک بنابر توصیه آیین‌نامه ژاپن، از طریق اعمال ضریب ضربه دینامیکی بر وزن غیر مستغرق و به روش شبه استاتیکی محاسبه می‌شود. علاوه بر دو اثر گفته شده، پاسخ توده آب آزاد جلوی اسکله به تحریک زلزله به گونه‌ای است که باعث شکل‌گیری نیروی مکشی جلوی اسکله شده و چگونگی توزیع آن در عمق آب، با رابطه وسترگارد^۲ مطابق زیر تخمین زده می‌شود [9].

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \quad (1)$$

در این رابطه، P_{dw} فشار دینامیکی خاک، γ_w وزن مخصوص آب، H عمق آب جلوی اسکله، y تراز مورد نظر نسبت به تراز ایستایی آب و k ضریب زلزله است.

از بین بارهای وارد بر اسکله، فشار جانبی خاک مهمترین نیرویی است که از طرفی مقدار قابل توجهی داشته و از طرفی برآورد دقیق آن در مقایسه با سایر بارهای وارد شده مشکل‌تر است. این امر به ویژه با توجه به پارامترهای مختلف خاک و رفتار غیر خطی توده خاکی تحت بار زلزله بارزتر می‌شود. روش معمول برای ارزیابی فشار خاک در شرایط استاتیکی و شرایط زلزله، استفاده از روابط مونونوبه-اوکابه است که اندرکنش آب و خاک را در نظر می‌گیرد. لیکن همان‌گونه که گفته شد مطالعات انجام شده دقت این

روش را تایید نمی‌کند [10، 11، 12، 13، 14]. با توجه به توضیحات ارائه شده به نظر می‌رسد استفاده از روابط تحلیلی مانند روابط مونونوبه-اوکابه برای ارزیابی فشار جانبی خاک یکی از اصلی‌ترین فرضیات ساده کننده روش‌های متداول است. از طرف دیگر، در روش ساده شده، بلوک‌ها به صورت صلب در نظر گرفته می‌شوند و به عبارتی توزیع فشار خاک مستقل از تغییر شکل بلوک‌های اسکله است. به ویژه اگر از بلوک‌های توخالی استفاده شود به این شکل که برای تامین وزن پایدارکننده، فضای داخل بلوک‌ها با خاک پر شود، میزان انعطاف پذیری بلوک بیشتر از حالتی است که کل بلوک به صورت یکپارچه بتن ریزی شود. با این وجود در شرایطی که از بلوک توپر نیز استفاده شود، فرض صلبیت کامل فرض تعیین کننده‌ای به خصوص برای طراحی پایین‌ترین بلوک اسکله است. از اینرو در این پژوهش، میزان اهمیت این دو فرض در طراحی ابعاد اولیه اسکله‌های وزنی بررسی شده و در این راستا اسکله وزنی بندر شهید بهشتی به عنوان مطالعه موردی ارزیابی شده است [16]. در ادامه، ابتدا فشار وارد بر بلوک‌های اسکله وزنی مورد نظر با روش طراحی معمول محاسبه شده و سپس اهمیت ارزیابی فشار خاک و اهمیت فرض صلبیت بلوک‌ها به ترتیب با مدل‌سازی عددی رفتار خاک و مدل‌سازی عددی بلوک‌ها به روش اجزا محدود بررسی شده و نتایج با روش معمول مقایسه می‌شود.

۳- روش معمول با استناد به روابط تحلیلی فشار خاک و فرض بلوک صلب

در طراحی به روش معمول، فشار جانبی خاک از روابط تحلیلی مونونوبه-اوکابه محاسبه می‌شود. اسکله وزنی بندر شهید بهشتی در محدوده دماغه شرقی خلیج چابهار واقع شده که با توجه به عمق آبخور اسکله، جزو یکی از اسکله‌های نسبتاً بزرگ و البته پر اهمیت در ایران است. مقطع عرضی اسکله در شکل (۱) نمایش داده شده است [16].

تراز بالای اسکله +۵ متر و تراز کف اسکله -۱۷/۵ متر نسبت به تراز CD است در حالی که تراز بستر لایروبی شده

1 Fender
2 Westergard

توجهی به کل بندر اعمال می‌شود. از طرفی، با توجه به عمق آب و وزن قابل توجه روی این بلوک، ترمیم بلوک آسیب دیده از نظر اجرایی ساده نبوده و نیاز به عملیات ویژه‌ای دارد. بدیهی است تخمین نامناسب فشار خاک زیر بلوک می‌تواند منجر به طرح نامناسب و شکسته شدن آن در بهره‌برداری از اسکله شود. از اینرو، در این پژوهش توزیع فشار زیر اسکله به عنوان مهم‌ترین عامل در طراحی این بلوک، مبنای ارزیابی روش معمول قرار گرفته است.

در روش معمول، برای تعیین فشار جانبی خاک به روش مونونوبه-اوکابه، پارامترهای خاک مورد نیاز است. با توجه به مطالعات ژئوتکنیکی انجام شده در محدوده بندر شهید بهشتی، مشخصات خاک پشت اسکله مطابق جدول (۲) است. موقعیت گمانه‌ها در مقایسه با موقعیت اسکله در شکل (۲) نمایش داده شده است [16]. همان‌گونه که پیشتر گفته شد، برای بهبود عملکرد اسکله، پشت آن با مصالح درشت دانه Rockfill پر شده است.

جدول ۲. مشخصات لایه بندی و پارامترهای خاک

E	C	ϕ	γ_{dry}	Thick.	layer
MPa	kPa	deg	kN/m ³	(m)	
80	0	40	20	13	Rock fill
120	10	36	19.1	17.5	Silty Sand
48	175	0	18.4	14	Lean Clay
120	0	37	19.1	--	Silty Sand

Table 2. Soil parameters and soil layers

شکل ۲. محل اسکله‌های وزنی در محدوده بندر شهید بهشتی



Fig. 2. Location of quaywalls in Shahid Beheshti port

ضریب زلزله افقی برای زلزله سطح یک در محدوده مطالعه شده ۰/۱۵ بوده و فشار آب دینامیکی بر اساس رابطه وسترگارد

دریا در جلوی اسکله ۱۶- متر نسبت به تراز CD است. ارتفاع بلوک‌ها معادل ۱/۵ متر بوده و مطابق شکل ارائه شده، بلوک پایینی به صورت کامل در خاک فرورفته است. با فرورفت بلوک پایینی، علاوه بر افزایش ظرفیت باربری قائم اسکله، مقاومت اسکله در برابر لغزش نیز با توجه به مقاومت خاک جلوی بلوک افزایش می‌یابد و از طرفی پای اسکله در برابر فرسایش محافظت می‌شود.

شکل ۱. مقطع عرضی اسکله مطالعه شده

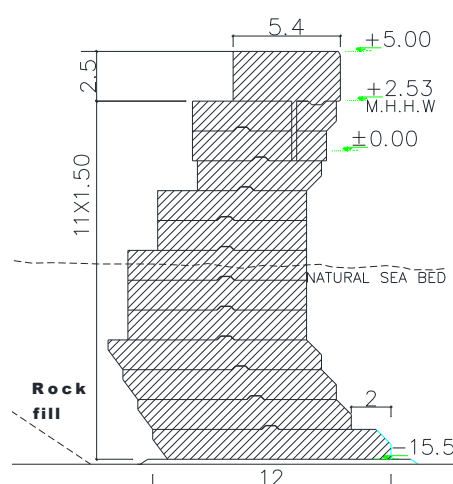


Fig. 1. Section of understudy quaywall

بطور معمول در اسکله‌های وزنی، حرکت افقی بلوک‌ها نسبت به یکدیگر به وسیله کلیدهای برشی کنترل می‌شود. همچنین، قسمتی از بلوک پایینی به صورت طره در سمت دریا ادامه می‌یابد تا با طولانی‌تر نمودن دایره‌های لغزش، ظرفیت باربری کلی را افزایش دهد. از آنجایی که فقط از وزن بلوک‌ها برای پایداری استفاده می‌شود، بلوک‌های وزنی اسکله معمولاً بدون آرماتور بوده پس، سعی می‌شود همواره در فشار باقی بمانند. لیکن، بلوک پایینی معمولاً بصورت بتن مسلح طرح می‌شود زیرا با توجه به چرخش اسکله حول نقطه پاشنه از یک طرف و شکل‌گیری تنش‌های فشاری قابل توجه از سمت خاک زیرین بلوک از طرف دیگر، ممان خمشی قابل توجهی در قسمت طره شده بلوک زیرین روی می‌دهد. پایین‌ترین بلوک اسکله، اصلی‌ترین بلوک نیز هست، زیرا در صورت شکسته شدن آن، پایداری کل اسکله از بین رفته و خسارت قابل

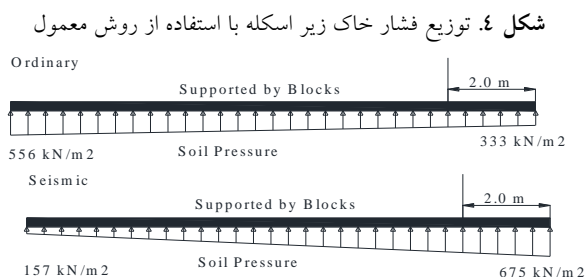


Fig. 4. Soil pressure beneath quaywall

۴- بررسی اثر فشار خاک با مدل سازی غیرخطی خاک

در روش ساده شده در بخش قبل، توزیع فشار خاک جانبی با رابطه تحلیلی مونونوبه-اوکابه محاسبه شده بود در حالی این روش تحلیلی نیاز به بررسی بیشتری دارد. در این قسمت، با استفاده از مدل عددی FLAC¹ و استفاده از مدل رفتاری مور-کولمب، اسکله و خاک مجاور آن در شرایط عادی و زلزله سطح یک شبیه سازی و اجرا شده و در نهایت فشار خاک به دست آمده از این روش در زیر اسکله با نتایج روش عادی مقایسه می شود. مبنای محاسباتی نرم افزار استفاده شده، روش عددی تفاضل محدود بوده و قابلیت مدل سازی رفتار غیرخطی، دوبعدی را به صورت استاتیکی و دینامیکی دارد. در هر گام زمانی، پاسخها با استفاده از مدل رفتاری استفاده شده به روز می شود و از آنجایی که معادلات در مختصات لاگرانژی حل می شوند، این قابلیت وجود دارد که شبکه بندی مدل در هر گام زمانی، با توجه به بار وارد شده تغییر شکل دهد. اگرچه مدل های رفتاری مختلفی برای خاک وجود دارد، لیکن مدل رفتاری مور-کولمب، مدل نسبتاً ساده ای است که کارایی آن در شبیه سازی رفتار خاک و دیوارهای باربر تحت بار زلزله به وسیله پژوهشگران مختلفی تایید شده است [18، 19، 20، 21]. پس از این مدل در این مطالعه استفاده می شود.

قسمت بزرگ شده ای از هندسه اسکله و خاک مجاور آن در شکل (۵) نمایش داده شده و همان گونه که مشاهده کردیم از شبکه بندی ریزتر در محل اسکله استفاده شده است. مرزهای پایینی مدل در هر دو جهت افقی و قائم بسته شده ولی تغییر

و فشار آب اضافه نیز با توجه به محدوده تغییرات دامنه جزر و مدی انتخاب محاسبه شده است. نیروی مهار کشتی معادل ۱۵۰ تن متناسب با کشتی با وزن DWT-100000 منظور شده و از نیروی پهلوگیری با توجه به جهت آن، در ارزیابی پایداری اسکله چشم پوشی شده است [17]. همچنین، سربار اسکله در دو شرایط عادی و زلزله به ترتیب ۵ و ۲/۵ تن بر هر متر مربع به قسمت بالایی اسکله اعمال شده است. در نهایت، توزیع بارهای وارد بر اسکله مطابق شکل (۳) است و همان گونه که در شکل نمایش داده شده است، در قسمت های پایینی اسکله با توجه به شیب منفی قسمت گورپشتی شده، مقدار فشار جانبی خاک در هر دو حالت عادی و زلزله، کاهش قابل توجهی داشته است.

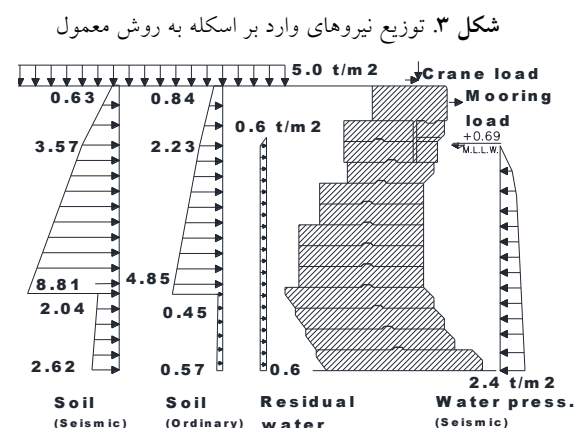


Fig. 3. Load diagram on the quaywall

بر اساس بارهای وارد بر اسکله، توزیع فشار خاک در زیر پایین ترین بلوک اسکله مطابق شکل (۴) محاسبه می شود. طول این بلوک ۱۲ متر بوده که ۲ متر انتهایی آن در سمت دریا به صورت طره است و از آنجایی که این بلوک در روش ساده شده کاملاً صلب فرض می شود، توزیع فشار زیر آن به صورت کاملاً خطی است. همان گونه که مشاهده می شود، در شرایط بارگذاری عادی، بیشینه تنش خاک در سمت خشکی روی می دهد که دلیل اصلی آن گورپشتی بودن شکل اسکله است. از طرفی، در شرایط وقوع زلزله با توجه به افزایش فشار جانبی خاک، تنش زیر اسکله در سمت دریا افزایش یافته است و به عبارتی موقعیت اعمال بیشینه تنش نسبت به شرایط عادی معکوس شده است.

پس از استخراج نتایج در موقعیت زیر اسکله، توزیع فشار خاک زیر بلوک پایینی در شرایط استفاده از مدل غیر خطی با نتایج به دست آمده از روش معمول در شکل (۷) مقایسه شده است. همان گونه که مشاهده می شود، مدل غیرخطی خاک نیز بیانگر افزایش فشار خاک زیر بلوک پایینی در سمت دریا نسبت به شرایط بارگذاری عادی است، لیکن الگوی توزیع تنش ها کاملاً متفاوت از شرایطی است که از روابط تحلیلی استفاده شود. بطور کلی، غیرخطی بودن رفتار خاک باعث یکنواختی بیشتر توزیع تنش زیر اسکله شده بگونه ای که در شرایط عادی، توزیع فشار به دست آمده زیر اسکله با روش عددی نسبتاً ثابت و در محدوده 300 kN/m^2 است. در شرایط زلزله نیز این یکنواختی مشاهده می شود و اگرچه افزایش فشار در سمت دریا به صورت تقریباً خطی است، مقدار فشار ایجاد شده کمتر از شرایطی است که از روابط تحلیلی استفاده شد. از آنجایی که فشار وارد شده به قسمت طره ای شکل بلوک پایینی، سمت راست شکل (۷)، در طراحی آرماتور آن نقش داشته و از طرفی، در این محدوده شرایط بارگذاری زلزله تعیین کننده به نظر می رسد، پس اهمیت فشار خاک در این محدود بیشتر است. لازم به توضیح است که در سمت ساحل، بلوک ها روی یکدیگر قرار گرفته و با توجه به سختی بیشتر مقطع تشکیل شده، انتقال فشار خاک از طریق تنش فشاری تماسی بین بلوک ها شکل می گیرد. اختلاف تنش محاسبه شده از دو روش عددی و تحلیلی در محدوده طره ای شکل در شرایط بارگذاری عادی نسبتاً کم بوده و لیکن استفاده از روش تحلیلی در شرایط زلزله منجر به دست بالا بودن طرح بلوک پایینی می شود. لازم به توضیح است که با توجه به افزایش ۳۳ درصدی تنش های مجاز در شرایط زلزله، حتی ممکن است در شرایطی، بارگذاری عادی تعیین کننده طرح شود، که در این صورت با توجه به نزدیک بودن نتایج مدل عددی و تحلیلی در قسمت طره ای شکل، استفاده از روش تحلیلی باید با احتیاط انجام گیرد.

با توجه به نتایج ارائه شده، مشاهده شد مدل سازی عددی خاک، منجر به هموارتر شدن توزیع فشار در زیر اسکله شده و همچنین با توجه به رفتار غیر خطی خاک، توزیع فشار از

مکان قائم مرزهای جانبی به صورت چرخش آزاد^۱ باز است و تحت شرایط دینامیکی، به صورت یک دامنه نامحدود رفتار می کند. مدل ساخته شده در شرایط عادی (بار مرده+زنده+خاک) و همچنین شرایط زلزله (بار مرده+زنده+خاک+زلزله سطح یک) تحلیل شده و برای امکان مقایسه نتایج با روش معمول، ضریب افقی زلزله در این روش نیز طبق آیین نامه کارهای دریایی ژاپن، معادل $0/15$ و به عبارتی برابر با بیشینه شتاب منطقه انتخاب شده است [22]. لازم به توضیح است که روابط استفاده شده برای ارزیابی ضریب جانبی زلزله بر مبنای داده های تجربی بوده و با توجه به ماهیت نوسانی و مدت زمان کوتاه اعمال بار زلزله، انتخاب این ضریب برابر با بیشینه شتاب منطقه، تا حدی دست بالا است [15]. اگر چه، برای طراحی می توان از این مقدار برای اطمینان استفاده نمود. با تحلیل مدل ساخته شده، توزیع فشار خاک در مجاورت اسکله محاسبه می شود که به عنوان نمونه، کانتورهای فشار در شرایط اعمال زلزله در شکل (۶) نمایش داده شده است.

شکل ۵. مدل اسکله و خاک مجاور در نرم افزار FLAC

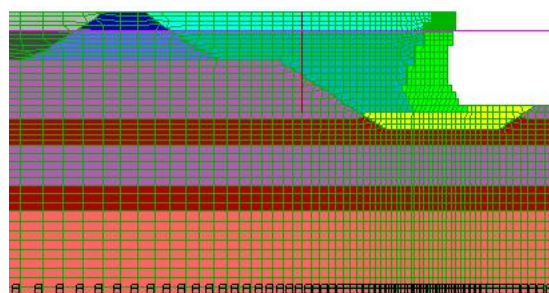


Fig. 5. Quaywall model and surrounding soils in Flac

شکل ۶. الگوی کانتورهای فشار خاک تحت شرایط بارگذاری زلزله

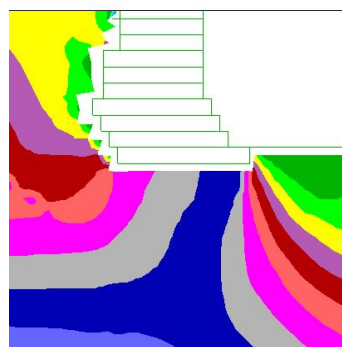


Fig. 6. Soil pressure contours due to earthquake

در تعیین آرمتور مورد نیاز تاثیر داشته که برای بررسی اهمیت این موضوع از مدلسازی المان محدود با استفاده از نرم افزار ANSYS استفاده شده است.

طول پایین ترین بلوک ۱۲ متر با ارتفاع ۱/۵ متر و عرض ۲ متر است که مطابق شکل (۸)، به صورت سه بعدی در نرم افزار المان محدود مدلسازی شده و خاک زیر این بلوک با توجه به شرایط خاک منطقه و طبق آیین نامه کارهای دریایی ژاپن، به صورت فنرهای خطی با مدول عکس العمل بستر 80 MN/m^3 مدل شده است. بدیهی است با توجه به بستر خاکی و عدم انتقال کشش بین بلوک ها، امکان جداسازی موضعی بلوک پایینی از سایر بلوک ها وجود دارد، لیکن انتقال تنش های فشاری بین بلوک ها، باعث افزایش سختی کلی سیستم می شود. بنابراین، برای در نظر گرفتن اثر سختی بلوک های بالایی، مطابق شکل ارائه شده، هندسه این بلوک ها نیز بدون اعمال وزن مدل شده است.

شکل ۸. هندسه ساخته شده در نرم افزار ANSYS برای مدلسازی بلوک

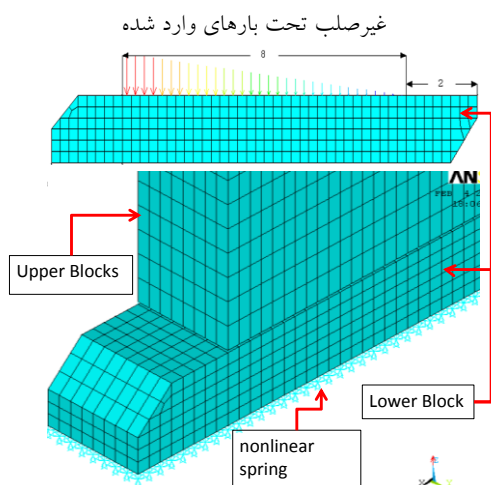


Fig. 8. Ansys model for analysis of the nonrigid block condition

از آنجایی که هدف، ارزیابی روش معمول است، نیروهای وارد بر پایین ترین بلوک مشابه روند مذکور برای روش معمول محاسبه و مطابق شکل (۹) به قسمت فوقانی این بلوک اعمال می شود. همان گونه که مشاهده می شود، با توجه به خطی بودن روابط در مدل معمول، توزیع تنش بین بلوک های بالایی و پایین ترین بلوک خطی بوده و از طرفی بیشینه تنش در سمت دریا در شرایط بارگذاری زلزله روی می دهد. همچنین، مطابق

حالت خطی خارج می شود. به عنوان نمونه در منتهی الیه سمت راست اسکله، به دلیل تحت فشار نبودن خاک بلافاصله بعد از اتمام بلوک های اسکله به سمت دریا، بیشینه فشار دقیقاً در نقطه انتهایی اسکله روی نداده و حدود یک متر قبل از آن شکل می گیرد. این امر به دلیل رفتار غیرخطی خاک است که در روش معمول منظور نمی شود. علاوه بر این فرض، صلیبیت بلوک های اسکله نیز در روش معمول در نظر گرفته نشده که در ادامه تاثیر آن بررسی می شود.

شکل ۷. توزیع فشار خاک زیر اسکله با استفاده از مدل عددی خاک و

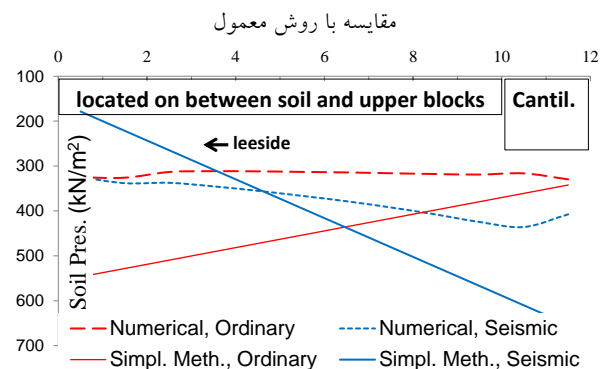


Fig. 7. Soil pressure beneath quaywall with numerical model and simplified method

۵- بررسی اثر تغییر شکل بلوک اسکله با مدل سازی صلیبیت واقعی بلوک

بلوک های اسکله در تماس با یکدیگر بوده و از آنجایی که وزن آنها به صورت تماسی به یکدیگر منقل می شود تا در نهایت پایداری وزنی اسکله را تامین نماید، هر بلوک همواره تحت تنش فشاری از دو بلوک مجاور است. لیکن پایین ترین بلوک متمایز از سایر بلوک ها است، زیرا در یک سمت آن خاک بوده و همچنین با توجه به طره ای شدن قسمتی از آن، تحت خمش قرار می گیرد. با توجه به جهت اعمال فشار خاک، طره انتهایی تمایل به دوران به سمت بالا دارد که در روش معمول فرض می شود محل گیرداری این طره در موقعیت استقرار بلوک های بالایی است. ولی با توجه به قابلیت تغییر شکل پذیری این بلوک و همچنین قابلیت تغییر شکل خاک زیر این بلوک، موقعیت گیرداری ممکن است جابه جا شود. این امر در مقدار و همچنین موقعیت بیشینه ممان خمشی و در نتیجه

تشکیل بیشینه ممان خمشی به صورت تابعی از میزان صلبیت بلوک و همچنین انعطاف پذیری خاک بستر تغییر می‌کند و بنابراین اهمیت صلب فرض نمودن آن، به موقعیت قرارگیری اسکله نیز وابسته است. از طرفی توزیع فشار خاک زیر اسکله در این شرایط خطی نبوده پس مقدار ممان خمشی نیز مغایر با مقدار منتج از روش معمول خواهد بود.

۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این پژوهش، روابط طراحی اسکله‌های وزنی به عنوان یکی از متداول‌ترین انواع اسکله‌های موازی ساحل بررسی و ارزیابی شد. ابعاد و چیدمان بلوک‌های اسکله وزنی تابعی از فشار خاک بوده که در محاسبات معمول، از روش‌های تحلیلی مانند روابط مونونوبه-اوکابه محاسبه شد. همچنین استحکام بلوک‌ها بر مبنای صلب فرض نمودن رفتار بلوک‌ها کنترل می‌شود. برای ارزیابی دو فرض گفته شده، در ابتدا، با روش معمول نیروهای جانبی وارد بر اسکله وزنی بندر شهید بهشتی به عنوان مطالعه موردی محاسبه و سپس، با مدل‌سازی عددی غیرخطی خاک، توزیع واقعی تر فشار خاک اطراف این اسکله محاسبه شد. بر اساس نتایج به دست آمده، غیر خطی بودن خاک منجر به توزیع یکنواخت تر تنش زیر اسکله شده به گونه‌ای که در شرایط بارگذاری عادی، تنش‌های زیر اسکله تقریباً ثابت است. در ادامه، با استفاده از مدل نمودن بلوک‌های اسکله به روش اجزا محدود، تاثیر میزان صلبیت بلوک پایینی بر الگوی توزیع فشار زیر اسکله سنجیده شد.

لازم به توضیح است که در این پژوهش، با هدف تاثیر سنجی هر کدام از فرضیات روش معمول، دو مدل جداگانه برای ارزیابی دقیق‌تر نیروی خاک و همچنین صلبیت اسکله، تحلیل شد و میزان اهمیت این دو فرض بطور جداگانه بررسی شد. اگر چه هر کدام از این مدل‌ها را می‌توان تحت شرایط متفاوتی اجرا نمود (به عنوان نمونه استفاده از مدل‌های رفتاری دیگر خاک و یا استفاده از فنرهای غیر خطی زیر بلوک غیر صلب و غیره)، لیکن اگر هدف، ارزیابی اثر توأم غیرخطی بودن خاک و غیرصلب بودن اسکله باشد، باید این پدیده‌ها بطور

انتظار، در شرایط عادی، بیشینه تنش در سمت ساحل شکل می‌گیرد. کاملاً مشخص است که شرایط غالب برای طراحی پایین‌ترین بلوک، شرایط بارگذاری زلزله بوده و از این رو، با تحلیل مدل در شرایط زلزله، توزیع تنش داخل بلوک پایینی مطابق شکل (۱۰) محاسبه می‌شود.

شکل ۹. توزیع فشار روی بلوک پایینی تحت شرایط بارگذاری عادی و

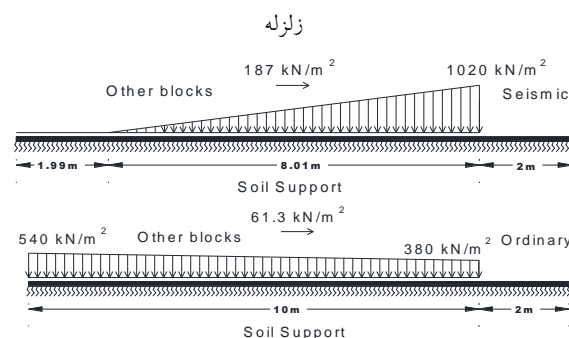


Fig. 9. Soil pressure beneath the lower block in the ordinary and seismic conditions

شکل ۱۰. الگوی توزیع تنش در پایین‌ترین بلوک اسکله با مدل‌سازی بلوک

غیرصلب تحت شرایط بارگذاری زلزله

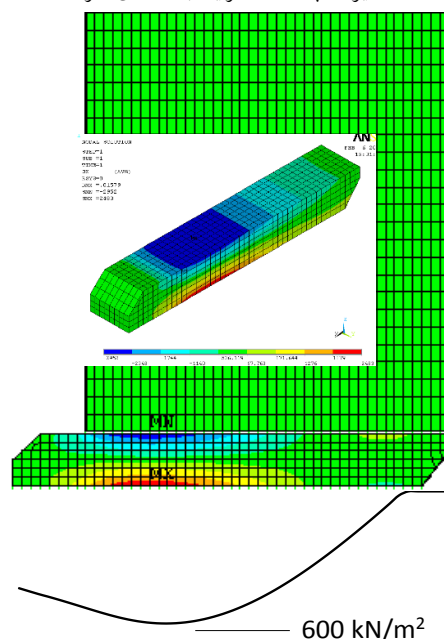


Fig. 10. Stresses in the lower block in the seismic conditions

همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود، محل وقوع بیشینه تنش‌ها در محل استقرار بلوک‌های بالایی نبوده و لذا فرض گیردار بودن در این موقعیت با توجه به عدم صلبیت کامل بلوک پایینی ناصحیح است. لازم به توضیح است که محل

بر اسکله تغییر می‌یابد و اگر چه به نظر می‌رسد استفاده از روش معمول برای طراحی، به شکل کلی برای اطمینان است، لیکن استفاده از روش‌های دقیق‌تر منجر به یک طرح بهینه خواهد شد.

شکل ۱۱. توزیع فشار زیر اسکله تحت بارگذاری زلزله به سه روش: الف) روش معمول: روابط تحلیلی فشار خاک و بلوک صلب، ب) مدل غیرخطی خاک: مدل‌سازی رفتار غیرخطی خاک و بلوک صلب، ج) مدل بلوک غیرصلب: روابط تحلیلی فشار خاک و مدل بلوک با صلبیت واقعی

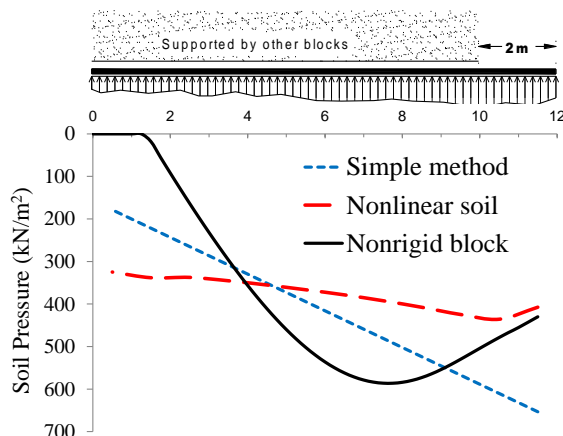


Fig. 11. Soil pressure beneath quay wall. a) simple method: analytical soil equations and rigid block, b) Nonlinear soil: nonlinear soil model and rigid block, c) Nonrigid block: analytical soil equations and actual rigidity

References

۶- مراجع

- [1] Alyami, M., Rouainia, M., Wilkinson, S.M., Numerical analysis of deformation behaviour of quay wall under earthquake loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 29 (2009) 525–536
- [2] Nishimura, S., Takahashi, H., Morikawa, Y., Observations of dynamic and non-dynamic interactions between a quay-wall and partially stabilized backfill, *Soils and Foundations* 2012; 52(1): 81–98
- [3] Cihan, H.K., Ergin, A., Cihan, K., Guler, I., Dynamic responses of two blocks under dynamic loading using experimental and numerical studies, *Applied Ocean Research* 49 (2015) 72–82
- [4] Khosrojerdi, M., Pak, A., Numerical investigation on the behavior of the gravity waterfront structures under earthquake loading, *Ocean Engineering*, Vol. 106, 2015, 152–160
- [5] E.A.U (1996) "Recommendation of Committee for Waterfront Structures, Harbors and Water Ways", 7th. ed., Berlin, Ernst and John
- [6] Sadrekarimi A., Ghalandarzadeh A., Sadrekarimi J., (2008); Static and dynamic behavior of hunchbacked gravity quay walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, J 28 (2008) 99–117.
- [7] Sadrekarimi A., (2010). Pseudo-static lateral earth

همزمان مدل‌سازی و مطالعه شود.

در هر سه روش استفاده شده (روش معمول، روش خاک غیر خطی و روش بلوک غیر صلب)، بارگذاری زلزله نسبت به بارگذاری معمول بحرانی‌تر بوده و باعث افزایش فشار خاک در سمت دریا می‌شود. با توجه به اهمیت پایین‌ترین بلوک در حفظ پایداری کلی اسکله حین چرخش حول پاشنه به ویژه در شرایط زلزله، مقدار تنش‌های خاک زیر اسکله به عنوان پارامتر مبنای مقایسه انتخاب و مقدار آن در شرایط مختلف استخراج شد. در شکل (۱۱)، مقادیر مختلف توزیع فشار خاک زیر اسکله در شرایط بارگذاری زلزله با یکدیگر مقایسه شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، می‌توان موارد زیر را برای مساله انتخاب شده عنوان نمود:

- در روش معمول، توزیع تنش زیر اسکله خطی است، لیکن اگر شرایط غیر خطی بودن خاک و یا شرایط عدم صلبیت بلوک‌ها در نظر گرفته شود، توزیع تنش غیر خطی خواهد بود.
- عکس‌العمل کلی خاک با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی کمتر از مقادیر حاصل از روابط مونتونوبه-اوکابه بوده و توزیع فشار زیر اسکله یکنواخت‌تر است به گونه‌ای که تحت بارگذاری زلزله، در صورت استفاده از روش معمول، فشار خاک زیر اسکله در سمت دریا بیش از مقدار واقعی و در سمت خشکی کمتر از مقدار واقعی برآورد می‌شود.

- با توجه به غیرخطی بودن رفتار خاک، بیشینه فشار خاک زیر اسکله، در محدوده‌ای از پاشنه اسکله و نه در یک نقطه متمرکز بسیج می‌شود حتی اگر بلوک‌ها کاملاً صلب فرض شوند.

- در صورتی که صلبیت واقعی بلوک در نظر گرفته شود، محل وقوع بیشینه فشار خاک زیر اسکله، دقیقاً در محل پاشنه اسکله نخواهد بود و با توجه به تغییر محل وقوع بیشینه ممان خمشی در پایین‌ترین بلوک، ممکن است طراحی انجام شده بر اساس روش معمول، در مقطعی از این بلوک دست بالا و در مقاطع دیگری خلاف اطمینان باشد. پس، توصیه می‌شود مقدار بیشینه آرما تورتور پیش‌بینی شده در کل طول بلوک امتداد یابد.

- در مجموع، با در نظر گرفتن آثار غیرخطی بودن خاک و عدم صلبیت بلوک‌ها، هم مقدار و هم الگوی تنش‌های وارد

- [15] PIANC (2006); Seismic Design Guidelines for Port Structures (formerly the Permanent International Association for Navigation Congress); ISBN 90 265 1818 8.
- [16] Report No.: SCE 10366 OGPD 09 CS RP 405, (2013); Shahid-Beheshti port development. "Structural Design of Multipurpose and Container Berth."
- [17] BS6349-4 (1994); British standard, maritime structures- Part 4: Code of practice for design of fendering and mooring systems.
- [18] Roth, W.H., Scott, R.F., and Cundall, P.A. 1986. "Nonlinear Dynamics Analysis of a Centrifuge Model Embankment" Proceedings of the 3rd US National Conference on Earthquake Engineering. Charleston, South Carolina.
- [19] Roth, W.H., and Inel, S. 1993. "An Engineering Approach to the Analysis of VELACS Centrifuge Tests" Verifications of Numerical Procedures for the Analysis of Soil liquefaction Problems. Arulanandan and Scott (eds.). A.A. Balkema, Rotterdam.
- [20] Dickenson, S.D. and Yang, D.S. "Seismically-Induced Deformations of Casson Retaining Walls in Improved Soils" Proceedings from the 1998 ASCE Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. Seattle, WA, USA.
- [21] McCullough, N. J. and Dickenson, S.D. "Estimation of Seismically Induced Lateral Deformations for Anchored Sheetpile Bulkheads" Proceedings from the 1998 ASCE Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. Seattle, WA, USA.
- [22] Iranian Code 631, (2013); Design Standard for coastal structures; part2: Design conditions, 1392
- pressures on broken-back retaining walls. Canadian Geotechnical Journal, J. 47: 1247-1258. doi:10.1139/T10-025.
- [8] Shafieefar M., Mirjalili A., (2006). Optimum design of gravity quaywalls using sequential quadratic programming, Journal of transportation research 3 (3) (In Persian)
- [9] OCDI (2002); Technical standard and commentaries for port and harbor facilities in japan, The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.
- [10] Nakamura, S., Reexamination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests, Soil and Foundations Vol. 46 (2006) No. 2 P 135-146
- [11] Maleki, S., Mahjoubi, S., A New Approach for Estimating the Seismic Soil Pressure on Retaining Walls, Scientia Iranica- Transaction A: Civil Engineering, Vol. 17, No. 4, pp. 273-284, Sharif University of Technology, August 2010
- [12] Kim, S.R., Jangb, I.S., Chungc, C.K., Kim, M.M., Evaluation of seismic displacements of quay walls, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25 (2005) 451-459
- [13] Jo, S.B., Ha, J.G., Lee, J.S., Kim, D.S., Seismic earth pressure on inverted T-shape retaining structures via dynamic centrifuge testing, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Frontiers of Earthquake Engineering, July 21-25, 2014, Anchorage, Alaska
- [14] Lin, Y.L., Leng, W.M., Yang, G.L., Zhao, L.H., Li, L., Yang, J.S., Seismic active earth pressure of cohesive-frictional soil on retaining wall based on a slice analysis method, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 70 (2015) 133-147

Design of gravity quaywalls via nonlinear analysis of soil-quay interaction

H. Akbari^{1*}

1- Assistant Prof., Marine Structural Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

*Akbari.h@modares.ac.ir

Abstract:

There are several quay types parallel to the shore line such as the walls constructed by piles, sheetpiles or gravity walls. Among these types of structures, the gravity quaywalls are widely used because of their simplicity of structure and ease of construction. Usually, it is the best alternative method particularly in the locations with acceptable soil strengths. Weight of the blocks provide the stability of the quaywall against overturning and sliding and therefore, their dimensions are determined based on the applied loads on the quay structure. The most important load is the soil pressure which increases the lateral loads acting on the quaywall particularly during an earthquake condition. For design, the soil pressure usually converts into a static load by utilizing the seismic coefficient method. Analytical equations such as the Mononobe-Okabe formula are usually employed to calculate the applied soil pressure. However, some researchers believe that these analytical formula do not appropriately express the real behavior of the soil, and therefore, they can not be used for a proper design. There are, actually, some simplified assumptions in calculating the applied soil pressure those decrease the accuracy of the commonly used methods for quaywall design. The main assumptions are neglecting the nonlinear behavior of the soil and neglecting the flexibility of quay blocks. Due to the importance of the soil pressure in the quaywall design, these assumptions are investigated numerically in this study by making use of two well known FLAC and ANSYS softwares. For this purpose, the quaywall of Shahid Beheshti port is selected as a case study and the soil pressure around this quaywall is calculated by modeling the nonlinear behavior of the soil via using the Mohr-Coulomb constitutive model. In addition, the effect of the block rigidity on redistribution of the soil pressure beneath the quay structure is studied by a 3-D modeling of the lowest block located on linear springs (representing the supporting soil). To study the importance of each above mentioned assumption individually, two separated models are utilized separately. According to the results, the pressure distribution under the quay wall is more uniform in the case of employing the nonlinearity of the soil. The total pressure is, however, less than the total calculated pressure by analytical formula that shows the Mononobe-Okabe formula are not accurate, but its results are overestimated for the studied problem. In addition, results show that the simplified methods can not be used for design of the lowest block because the value and the location of the maximum moment along this block changes due to its rigidity. As a result, neglecting the block deformations what is done in simplified methods is not acceptable for design purposes. It should be noted that the lowest block is so important is providing the global stability of the quaywall because its failure can lead to a total failure of the quaywall. On the other hand, all blocks are supported on this block and consequently, its repair would be too difficult even in the case of any small failure.

Keywords: Gravity quaywall, Soil pressure, Block rigidity, Nonlinear behavior, Numerical analysis.