

تأثیر بهسازی خاک در رفتار لرزه‌ی دیوارهای ساحلی سپری در ساختگاه مستعد روان‌گرایی

اشرف ذکری* (دکتری)

محمدحسین امین‌فر (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

عباس قلندرزاده (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تهران

محمدعلی لطف‌اللهی یقین (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

پویان فاسمی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۵ (ص. ۶۷-۵۵)
دوری ۲ - ۳۲، شمار ۱/۱

پاسخ دینامیکی دیوار ساحلی سپری مهارشده‌ی که لایه‌ی مستعد روان‌گرایی بخش مدفون دیوار را در بر گرفته است، به‌طور عددی تحلیل، علل بروز ناپایداری شناسایی، و اثر بخشی بهسازی مناطق مختلف پی در کاهش جابه‌جایی دیوار و تغییر مد گسیختگی بررسی شده است. پس از تشخیص منطقه‌ی بهسازی مناسب، به مطالعه‌ی تأثیر طول این ناحیه پرداخته و کمینه و بیشینه‌ی طول مؤثر عملیات بهسازی معرفی شده است. تحلیل با نرم‌افزار DIANA و مدل رفتاری توهاتا - یایی انجام شده است. ناحیه‌ی جلوی ریشه‌ی دیوار در سمت دریا، مستعدترین منطقه برای شروع روان‌گرایی است. تراکم این منطقه جابه‌جایی‌ها را کاهش می‌دهد، اما از مد گسیختگی پای دیوار جلوگیری نمی‌کند. بهسازی خاک پشت دیوار از وقوع این مد پیشگیری می‌کند و جابه‌جایی‌ها را به‌طور قابل ملاحظه‌ی کاهش می‌دهد. کمینه‌ی طول مؤثر برای بهسازی برابر مجموع طول گوه‌ی گسیختگی در لایه‌ی نشست و ناحیه‌ی مرزی بین خاک نشست و متراکم است.

ashrafzekri@gmail.com
aminfar@tabrizu.ac.ir
aghaland@ut.ac.ir
lotfollahi@tabrizu.ac.ir
pooyan_pta@yahoo.com

واژگان کلیدی: دیوار ساحلی، روان‌گرایی، بهسازی، DIANA، ماسه‌ی فیروزکوه.

۱. مقدمه

طراحی استاتیکی این سازه‌ها دو روش اصلی وجود دارد: الف) پای مفصلی، ب) پای گیردار. در روش پای گیردار فرض می‌شود پای سپر در مقابل دوران گیردار است، در حالی که در روش مفصلی یا ساده، چنین تکیه‌گاهی برای پای دیوار در نظر گرفته نمی‌شود.^[۱] با این حال رفتار دینامیکی دیوارهای سپری مهارشده، پیچیدگی بیشتری دارد. علت اصلی این پیچیدگی تعدد عوامل مؤثر در رفتار و تأثیرگذاری متقابل آنها در یکدیگر است. در واقع، پاسخ این سازه‌ها علاوه بر پاسخ اجزاء سازه‌ی، به شدت به رفتار دینامیکی خاک نسبت به حرکت ورودی وابسته است.^[۲]

پایداری سازه‌های مذکور علاوه بر ویژگی‌های بخش سازه‌ی (سپر، میله‌ی مهار، و مهار) به شرایط ژئوتکنیکی بستر و خاکریز وابسته است. در یک تقسیم‌بندی کلی می‌توان مدهای گسیختگی نشان داده‌شده در شکل ۱ را برای این سازه‌ها در نظر گرفت. مطابق شکل ۱ الف، با وقوع گسیختگی در میله‌ی مهار یا سپر، گسیختگی مجموعه در رده‌ی «تغییر شکل/گسیختگی میله‌ی مهار/سپر» قرار می‌گیرد. در صورتی که تغییر مکان‌های مجموعه به‌علت تغییر شکل یا گسیختگی مهار باشد (شکل ۱ ب)، گسیختگی مجموعه به نام «تغییر شکل/گسیختگی در مهار» خوانده می‌شود. در

استفاده از سازه‌های دیوارهای سپری مهارشده برای کنترل فشار جانبی خاک/آب، یکی از روش‌های رو به گسترش در حیطه‌ی سازه‌های نگهبان به‌شمار می‌رود. در سازه‌های مذکور، دیوار از اجزاء مجزایی، که توسط روش‌های مختلف وصله به هم متصل می‌شوند، ساخته و انتهای آن در طولی موسوم به طول مدفون در خاک بستر مدفون می‌شود. به‌منظور افزایش مقاومت مجموعه در برابر لنگر وارده از سوی بارهای جانبی، بخش بالایی دیوار توسط میله‌ی مهار به اجزاء مهار از قبیل شمع یا صندوقه، مهار می‌شود. یکی از ویژگی‌های مهم دیوارهای سپری، مقاومت خمشی بدنه‌ی دیوار است، که به علت استفاده از مقاطع فولادی یا بتن مسلح در سپر تأمین می‌شود. این قابلیت باعث می‌شود در مناطق با اختلاف تراز زیاد و جاهایی که خاک بستر ظرفیت کافی باربری ندارد، نسبت به دیوارهای حائل وزنی اقتصادی‌تر باشند. رفتار استاتیکی این سازه‌ها براساس روش‌های متداول برآورد فشار جانبی خاک در حالات حدی و برقراری روابط تعادل نیرو و لنگر مطالعه می‌شود. برای

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۹/۶، اصلاحیه: ۱۳۹۳/۲/۲۰، پذیرش: ۱۳۹۳/۲/۳۱

آنی از نوع گسیختگی بخش مدفون پیش‌بینی شود (شکل ۱ج)، بررسی بهسازی ژئوتکنیکی اولویت بیشتری دارد.

بهسازی ژئوتکنیکی بر پایه‌ی این سازوکارهای کلی مورد استفاده قرار می‌گیرد: الف) بهبود عملکرد اسکلت خاک تحت بارگذاری لرزه‌ای، ب) افزایش سرعت زائل‌شدن فشار آب حفره‌ای، ج) ترکیبی از دو عملکرد الف و ب.

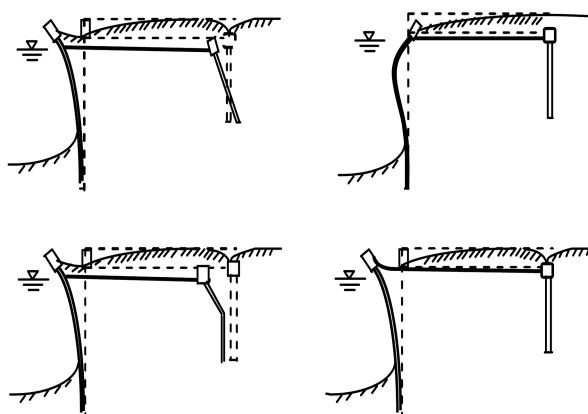
روش‌های ژئوتکنیکی متداول برای مقابله با روان‌گرایی عبارت‌اند از: تراکم، زهکشی، جایگزینی خاک روان‌گرا، و جامدسازی. تراکم لایه‌های روان‌گرا اغلب به روش ارتعاشی انجام می‌پذیرد. در این روش میله یا میله‌های لرزاننده به عمق موردنظر فرستاده و با حرکت لرزشی میله، خاک اطراف به همراه فشار جت آب یا هوا متراکم می‌شود. فضای خالی ناشی از تراکم با استفاده از مصالح مرغوب، که مستعد روان‌گرایی نیستند، پر می‌شود. ستون‌های متشکل از خاک پرشده با ایفاء نقش مسلح‌کننده و/یا زهکش قائم، پتانسیل روان‌گرایی مجموعه را کاهش می‌دهند.^[۴]

با توجه به اهمیت سازه‌های ساحلی در کاهش خسارت‌های حین زلزله و پس از آن، رفتار دیوارهای سپری در ساخت‌گاه‌های مستعد روان‌گرایی به‌طور ویژه‌ی مورد مطالعه‌ی پژوهشگران قرار دارد. هدف اصلی این مطالعات شناسایی سازوکار گسیختگی دیوارهای سپری در ساخت‌گاه‌های روان‌گراست. مطالعات در این زمینه با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی و عددی انجام پذیرفته است.

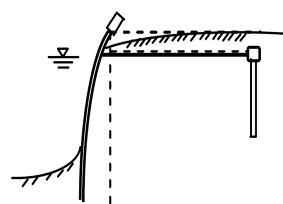
در حالی که مطالعات آزمایشگاهی به‌صورت مدل‌سازی‌های فیزیکی مقیاس کوچک در میدان ثقلی g ۱ (آزمایش‌های میز لرزه) یا میدان ثقلی ng (آزمایش‌های سانتریفیوژ)،^[۶،۵] و گاه مدل‌سازی با مقیاس واقعی،^[۷] انجام می‌شوند، مطالعات عددی سعی دارند رفتار آنها را به طریق عددی مدل‌سازی و پیش‌بینی کنند.

چالش مهم مدل‌سازی عددی پدیده‌ی روان‌گرایی، که طی آن کرنش‌های بزرگی در خاک رخ می‌دهد، معرفی قوانین رفتاری مناسب برای خاک‌های مستعد روان‌گرایی است. چنین قوانینی باید بتوانند مسیر تنش در نزدیکی خط گسیختگی را طی بارگذاری تناوبی دنبال کرده، حلقه‌ی تنش - کرنش را تولید نموده، افزایش دامنه‌ی کرنش برشی را محاسبه، و همچنین رفتار خاکی را که به‌طور غیرایزوتروپیک تحکیم یافته است، تحلیل کنند. یکی از مدل‌هایی که این الزامات را تأمین می‌کند، مدل رفتاری براساس مکانیسم‌های برشی چندگانه است.^[۴] این مدل که توسط یابی و همکاران معرفی شده است،^[۸-۱۱] با نرم‌افزار FLIP،^[۳] و DIANA،^[۱۲] به‌کار گرفته شده‌اند. تحلیل‌های دینامیکی و مطالعات پارامتریک مرجع^[۴] نیز با استفاده از این مدل انجام شده است.

مؤسسه‌ی پژوهشی NIED ژاپن برای بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار سپری با خاکریز روان‌گرا، آزمایش‌هایی با استفاده از میز لرزه‌ی بزرگ به ابعاد $۱۲ \times ۳/۵ \times ۶$ متر انجام داده است. مهاجری و همکاران، نتایج این آزمایش‌ها را با تحلیل دینامیکی غیرخطی دو بعدی به روش تنش مؤثر با استفاده از مدل رفتاری توهاتا - یابی پیش‌بینی کرده‌اند. در این پژوهش نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای سه‌المان در زیر دریا، وسط خاکریز و پی خاکریز، همچنین جابه‌جایی تاج دیوار با مقادیر اندازه‌گیری شده مقایسه شده است. بیشینه‌ی محاسبه‌شده نسبت اضافه فشار آب حفره‌ای $(r_u = \Delta u / \sigma'_{v0})$ برای این نقاط به ترتیب ۸۰٪، ۴۲٪، و ۳۶٪ بزرگ‌تر از مقدار اندازه‌گیری شده است. با این حال، جابه‌جایی ماندگار تاج دیوار ۷۲٪ کمتر از مقدار اندازه‌گیری پیش‌بینی شده است.^[۱۳] در رابطه‌ی مذکور، اضافه فشار آب حفره‌ای با Δu و تنش مؤثر قائم اولیه با σ'_{v0} نشان داده شده است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۰، رفتار دینامیکی یکی از دیوارهای ساحلی سپری آسیب‌دیده طی زلزله‌ی سال ۱۹۶۴ نیگاتای ژاپن با استفاده از مدل رفتاری توهاتا - یابی و شتاب ثبت‌شده در نزدیک‌ترین ایستگاه بررسی شده است. جابه‌جایی افقی به‌دست‌آمده از تحلیل عددی در حدود ۳۳٪



الف) تغییر شکل / گسیختگی میله‌ی مهار / سپر؛
ب) تغییر شکل / گسیختگی در مهار؛



ج) گسیختگی بخش مدفون.
شکل ۱. مدهای گسیختگی.

شرایطی که خاک اطراف طول مدفون نتواند از «در رفتن» پای دیوار جلوگیری کند (شکل ۱ج)، گسیختگی از نوع «گسیختگی بخش مدفون» ایجاد می‌شود.^[۴] با افزایش شناخت از رفتار دینامیکی خاک‌ها، پدیده‌ی روان‌گرایی به عنوان یکی از عوامل اصلی ناپایداری سازه‌های ساحلی شناسایی شده است. طی زلزله‌های اخیر، سازه‌های ساحلی بسیاری دچار آسیب شده‌اند. با اینکه علت عمده‌ی خرابی‌ها وقوع روان‌گرایی تشخیص داده شده است، اما موقعیت لایه‌ی روان‌گرا، گستردگی یا عدم گستردگی این لایه به مجاورت مهار و جلوی سیر اختلاف معنی‌داری در میزان آسیب‌ها ایجاد کرده است.^[۴] با توجه به چنین تفاوت‌هایی لازم است رفتار لرزه‌ای این دیوارها را در نظر گرفتن موقعیت‌های مختلف برای لایه‌ی روان‌گرا مطالعه شود. زیرا انتظار می‌رود عمق قرارگیری، ضخامت، و گستردگی این لایه نه فقط میزان جابه‌جایی‌ها را تغییر دهد، بلکه عملکرد پای دیوار (مفصلی یا گیرداری) را نیز تغییر دهد و باعث بروز مدهای مختلف گسیختگی شود.

علاوه بر دیوارهای موجودی که بدون توجه به خطر روان‌گرایی در خاک‌های مستعد روان‌گرایی احداث شده‌اند، موارد عملی متعددی از قرارگیری چنین لایه‌هایی در بخش‌های حساس دیوار ساحلی وجود دارد. با توجه به اینکه دیوارها اغلب طول قابل ملاحظه‌ای دارند، تغییر اجتناب‌ناپذیر نوع لایه‌ها می‌تواند باعث ظهور لایه‌ی مستعد روان‌گرایی در یک یا چند بخش حساس سازه شود.

موضوع دیگری که در ارتباط با دیوارهای ساحلی در ساخت‌گاه‌های مستعد روان‌گرایی مطرح است، امکان سنجی و برآورد بازده روش‌های مختلف بهسازی جهت کاهش آسیب است. در این خصوص می‌توان گفت پیش‌بینی مد گسیختگی، یکی از تأثیرگذارترین عوامل در بررسی روش‌های مناسب بهسازی است. مثلاً در صورتی که گسیختگی از نوع «تغییر شکل / گسیختگی میله‌ی مهار / سپر» (شکل الف) یا «تغییر شکل / گسیختگی در مهار» (شکل ب) باشد، می‌توان عملیات بهسازی را بر افزایش مقاومت اجزاء سازه‌ی ضعیف متمرکز کرد. با این حال در مواردی که آسیب

که در آن، σ' تنش مؤثر، ε کرنش کل، و ε_p کرنش خمیری است. همچنین ضریب B از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$B = \left(\frac{\sigma'_{ma} k_{ma}}{\sigma'_{ma}} \right)^2 \quad (5)$$

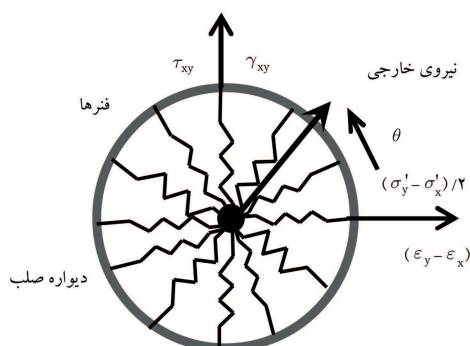
که در آن، σ'_{ma} و k_{ma} به ترتیب تنش مؤثر متوسط مرجع و مدول حجمی خاک در آن تنش هستند. جمله‌ی دوم رابطه‌ی ۴، تغییرشکل برشی خاک را نشان می‌دهد، که برابر مجموع تغییرشکل برشی ($i = 1, I$) است، که در آن I مکانیسم است. این مکانیسم‌های فرضی یک بعدی فقط دچار تغییرشکل برشی می‌شوند و با توجه به تغییر بردار جهت آنها، اثر دوران محورهای اصلی تنش در نظر گرفته می‌شود. اسکالر $Q_i(\gamma_i)$ به نحوی تعریف می‌شود که عبارت $\frac{dQ_i}{d\gamma_i}$ ، نشان‌دهنده‌ی مدول برشی مماسی نسبت به $\Delta\theta$ ، یعنی $R_{L/U}^{(i)}$ باشد (روابط ۶ و ۷):

$$\Delta\theta = \pi/I \quad (6)$$

$$R_{L/U}^{(i)} = \frac{dQ_i}{d\gamma_i} \Delta\theta \quad (7)$$

شکل ۲، طرح مکانیسم یا فنرهای چندگانه را نشان می‌دهد.

مکانیسم تغییرات حجمی، روابطی برای تبدیل تنش مؤثر به کرنش‌های حجمی ارائه می‌کند؛ که در آن علاوه بر تغییر حجم خاک، تراکم‌پذیری آب حفره‌ی نیز لحاظ شده است. تنش مؤثر از مسیر تنش محاسبه‌شده توسط جبهه‌ی روان‌گرایی به دست می‌آید. جبهه‌ی روان‌گرایی، پوش نقاط تحت تأثیر کار برشی تجمعی یکسان است، که به صورت کانتور در فضای تنش ترسیم می‌شود. کار برشی تجمعی تا هر گام از بارگذاری، مساحت زیر نمودار کرنش برشی - تنش برشی از مبدأ نمودار تا آن گام است، که بخشی از آن طی رفتار کشسان خاک و بخش دیگر طی رفتار خمیری ایجاد می‌شود. توهاتا و ایشهارا نشان داده‌اند که رابطه‌ی بین کار برشی تجمعی و اضافه فشار آب حفره‌ی رابطه‌ی منحصر به فرد و مستقل از مسیر تنش، دامنه‌ی تنش برشی، و دوران محور تنش‌های اصلی است؛ هر چند تا رسیدن به مقداری از کار برشی، اضافه فشار آب حفره‌ی رشد نمی‌کند. [۸] بای این رابطه را به فضای تنش‌های بی‌بعد منتقل کرده و با استفاده از مفهوم خط تغییر فاز، فضای تنش را به دو بخش اتساعی و فشرده‌شونده تقسیم کرده است. [۹،۸] مطابق شکل ۳، با بی‌بعدکردن محورها به صورت $s = \sigma'_{m}/\sigma'_{m}$ و $r = \tau/(-\sigma'_{m})$ ، جبهه‌ی روان‌گرایی به صورت یک تابع دوخطی از متغیری به نام پارامتر جبهه‌ی روان‌گرایی یا S_0 ظاهر می‌شود. S_0 خود تابعی از کار برشی تجمعی خمیری بی‌بعد است. عامل بی‌بعدکردن در هر گام محاسباتی، به صورت تابعی از مدول برشی خاک در سطح



شکل ۲. طرح شماتیک مکانیسم یا فنرهای چندگانه.

کمتر از مقدار ثبت شده بوده است. [۱۴] در مطالعه‌ی دیگری در سال ۲۰۰۴، رفتار یکی دیگر از دیوارهای سپری آسیب دیده طی زلزله‌ی ۱۹۸۳ در بندر آکیتای ژاپن با استفاده از مدل ذکرشده تحلیل و دیوار ۱۶ متری مذکور به علت روان‌گرایی خاکریز، ۱/۱ الی ۱/۸ متر به سمت دریا جابه‌جا و در عمق ۶ متری از تراز دریا به علت تسلیم سپر فولادی، دچار ترک خوردگی شده بود. در مطالعه‌ی مذکور، که فقط رفتار پیش از تسلیم دیوار فلزی مدل شده است، جابه‌جایی تاج دیوار با دقت مناسبی ۱/۳ متر برآورد شده است. [۱۵] صرف نظر از میزان دقت نتایج محاسباتی، با توجه به نزدیکی شکل مدل عددی بعد از گسیختگی به مشاهدات و پیش‌بینی مناسب روند تغییرات فشار آب و جابه‌جایی‌ها، نتایج به دست آمده از چنین مطالعاتی برای شناخت بهتر رفتار دینامیکی سپرها مفید تشخیص داده شده‌اند.

در این نوشتار تأثیر قرارگیری لایه‌ی روان‌گرا در اطراف طول مدفون دیوار (ریشه‌ی دیوار) ساحلی سپری مهارشده به روش عددی مورد بررسی قرار گرفته است. پس از معرفی علت اصلی ناپایداری سازه، تأثیر بهسازی مناطق مختلف با استفاده از تراکم ارتعاشی در کاهش جابه‌جایی سپر مطالعه شده است. همچنین اثر طول منطقه‌ی بهسازی‌شده در رفتار مجموعه بررسی و طول بهینه‌ی اصلاح معرفی شده است. تحلیل‌های دینامیکی با استفاده از نرم‌افزار DIANA و مدل رفتاری توهاتا - بای در فضای تنش‌های مؤثر انجام شده‌اند.

۲. معرفی مدل رفتاری عددی

یکی از مدل‌های رفتاری خاک‌های درشت‌دانه تحت بارگذاری تناوبی، مدل پیشنهادی توسط توهاتا - بای است. این مدل غیرخطی خمیری بر مبنای مشاهدات وسیع آزمایشگاهی رفتار ماسه‌ها تحت بار تناوبی در شرایط زهکشی نشده توسعه یافته است. از مهم‌ترین ویژگی‌های آن، در نظر گرفتن آثار دوران محور تنش اصلی در تنش مؤثر، تحکیم غیرایزوتروپیک، و تاریخی بارگذاری در رفتار خاک است. تأثیر این عوامل با استفاده از دو مفهوم ویژه به نام مکانیسم مجازی برشی ساده و جبهه‌ی روان‌گرایی بیان شده است.

با در نظر گرفتن رفتار دو بعدی تحت شرایط کرنش مسطح، مؤلفه‌های تنش مؤثر و کرنش عبارت از روابط ۱ الی ۳ هستند:

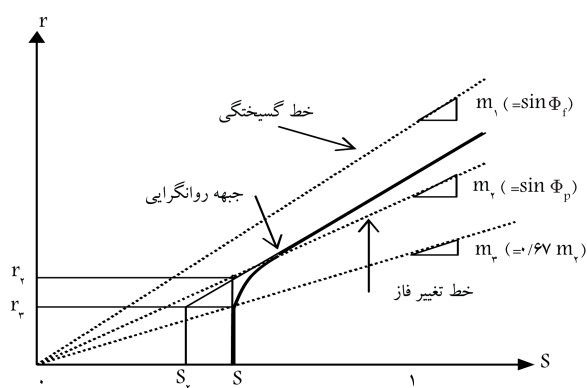
$$\sigma'_z = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{2} \quad (1)$$

$$\varepsilon^T = (\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}) \quad (2)$$

$$\sigma'^T = (\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xy}) \quad (3)$$

در واقع، با توجه به معادله‌ی اساسی مدل (رابطه‌ی ۴)، این مدل سازوکار حرکت تناوبی را به دو بخش تجزیه می‌کند، که یکی از آنها مکانیسم تغییرات حجمی (جمله‌ی اول سمت راست رابطه‌ی ۴) و دیگری نماینده‌ی تغییرشکل برشی خاک بدون تغییر حجم است (جمله‌ی دوم سمت راست رابطه‌ی ۴):

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{xy} \end{Bmatrix} = -B(\varepsilon_p - (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}))^2 \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} + \sum_{i=1}^I Q_i(\gamma_i) \Delta\theta_i \begin{Bmatrix} \cos \theta_i \\ -\cos \theta_i \\ \sin \theta_i \end{Bmatrix} \quad (4)$$



شکل ۳. جبهه‌ی روان‌گرایی.

جدول ۱. معرفی پارامترهای مدل توهاتا - یایی.

شرح	عملکرد	ماهیت	پارامتر
جرم حجمی اشباع	-	-	ρ_{sat}
تنش مؤثر همه‌جانبه‌ی مرجع	-	-	P_{sat}
مدول تغییرشکل حجمی	حجمی	کشسان	K_{ma}
مدول برشی	برشی	کشسان	G_{ma}
زاویه‌ی اصطکاک داخلی	برشی	خمیری	φ_f
زاویه‌ی تغییر فاز	اتساعی	خمیری	φ_p
کنترل اثر تجمعی کار برشی	اتساعی	خمیری	W_1
تعیین آستانه‌ی کار برشی	اتساعی	خمیری	C_1
کنترل فاز اول افزایش فشار حفره‌یی	اتساعی	خمیری	P_1
کنترل فاز دوم افزایش فشار حفره‌یی	اتساعی	خمیری	P_2
کنترل حد پایین جبهه‌ی روان‌گرایی	اتساعی	خمیری	S_1
ضریب میرایی هیستریک	برشی	خمیری	H_v

تنش مؤثر متوسط آن مرحله به‌هنگام می‌شود. به‌طور خلاصه، روند محاسبات در مدل توهاتا - یایی به این شرح است:

در هر گام از فرایند تغییرشکل، پس از محاسبه‌ی کار برشی تجمعی خمیری، پارامتر جبهه‌ی روان‌گرایی S_0 محاسبه می‌شود. با این پارامتر و نسبت تنش انحرافی (r)، نسبت تنش مؤثر متوسط (s) از روابط میانی مدل تعیین و پس از ضرب s به تنش مؤثر متوسط اولیه (σ'_{m0})، کرنش حجمی خمیری (ε_p) از رابطه‌ی میانی دیگری به‌دست می‌آید. با محاسبه‌ی مکانیسم برشی (رابطه‌ی ۴)، تنش‌های مؤثر در انتهای آن گام محاسبه می‌شوند. باید توجه کرد که S_0 بیانگر وضعیت روان‌گرایی خاک است و طی گام‌های زمانی تغییر می‌کند. $S_0 = 1$ ، نشان‌دهنده‌ی شرایط اولیه (تنش‌های برشی کوچک) و $S_0 = 0$ ، بیانگر حالت حدی گسیختگی به علت روان‌گرایی است. [۸-۱۱]

پارامترهای مورد نیاز این مدل به شرح جدول ۱ است، که در این میان پارامترهای اختصاصی مدل (C_1 ، S_1 ، P_1 و W_1) تغییرات مرحله‌ی رفتار خاک تحت کار برشی را محاسبه می‌کنند. این پارامترها براساس روش سعی و خطا و با برازش بهترین نمودار بر نتایج آزمایش‌های سیکلی خاک از قبیل آزمایش سه محوری یا برش ساده‌ی تناوبی تعیین می‌شوند. برای تعیین آنها، منحنی مقاومت در برابر روان‌گرایی

(تنش برشی تناوبی - تعداد سیکل‌های لازم برای رسیدن به کرنش برشی ۵٪) و منحنی رشد اضافه فشار آب حفره‌یی طی سیکل‌های بارگذاری مورد نیاز است. پس از مدل‌سازی شرایط نمونه‌ی خاک تحت آزمایش تناوبی با استفاده از نرم‌افزار، این مراحل سعی و خطا برای برآورد پارامترهای مدل طی می‌شوند:

۱. برای تخمین اولیه و جهت جلوگیری از بی‌نهایت شدن کرنش‌ها، مقدار مثبت کوچکی حدود ۰/۰۰۵ گرفته می‌شود، تا S_0 دقیقاً برابر صفر نشود.

۲. C_1 میزان کار برشی نرمال‌شده‌یی است، که در مقادیر کمتر از آن اضافه فشار آب حفره‌یی تولید نمی‌شود. به‌عنوان حدس اولیه C_1 برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. چون این پارامتر تأثیر قابل توجهی در کرنش‌های بزرگ‌تر ندارد، P_1 و P_2 برای کرنش‌های بزرگ، براساس حدس اولیه‌ی ۱ $C_1 = 1$ تعیین می‌شود.

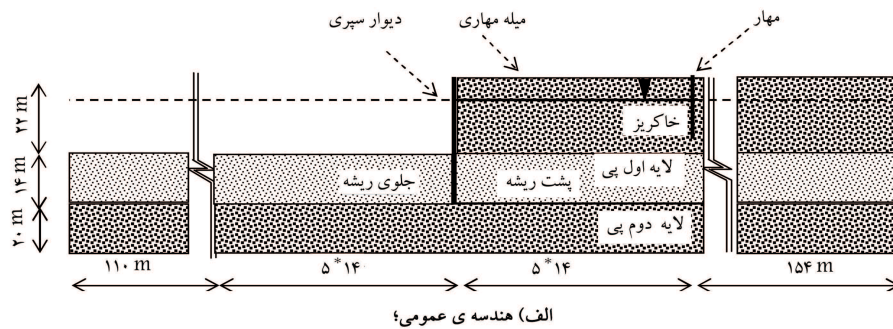
۳. مقدار W_1 و P_1 با مقایسه‌ی منحنی‌های رشد اضافه فشار آب حفره‌یی تحلیل شده و آزمایشگاهی و با توجه به بخش $r_u < 0/6$ تعیین می‌شود. چون W_1 تأثیر زیادی از p_1 نمی‌گیرد، ابتدا W_1 با فرض مناسبی از P_1 تعیین می‌شود. فرض مناسب اولیه برای P_1 عددی بین ۰/۴ تا ۰/۷ است. پس از تعیین W_1 ، P_1 تدقیق می‌شود. به‌طور کلی W_1 و p_1 بزرگ‌تر به معنی رشد کندتر اضافه فشار آب هستند.

۴. P_2 نیز با مقایسه‌ی منحنی‌های رشد اضافه فشار آب حفره‌یی محاسبه شده و آزمایشگاهی، اما با توجه به بخش $r_u > 0/6$ تعیین می‌شود. با این حال در مسائلی که محاسبه‌ی تغییرشکل‌های سازه‌های خاکی و پی مورد نیاز است، بهتر است این پارامتر با مقایسه‌ی منحنی‌های محاسباتی و آزمایشگاهی کرنش برشی - سیکل بارگذاری برآورد شود. P_2 بزرگ‌تر به معنی افزایش سریع‌تر دامنه‌ی کرنش برشی است.

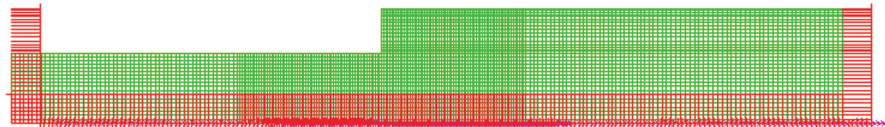
۵. پس از برآورد پارامترهای فوق برای کرنش‌های بزرگ، مناسب بودن آنها در کرنش‌های کوچک بررسی می‌شود. در صورتی که تحلیل نرم‌افزاری مدل با مقادیر مذکور، نزدیکی مناسبی به مقادیر آزمایشگاهی در کرنش‌های پایین نشان ندهد، C_1 تغییر می‌یابد. [۹] برای خاک‌های سست این مقدار می‌تواند از ۱ بزرگ‌تر باشد. [۱۶، ۱۱]

۳. شبیه‌سازی عددی

به‌منظور حفظ ارتباط مدل عددی با پروژه‌ی واقعی، مشخصات هندسی و خصوصیات مصالح اجزاء سازه‌یی با استفاده از مقادیر متناظر در دیوار ساحلی بندر شهید رجایی معرفی شده‌اند. این دیوار ساحلی با ارتفاع کلی ۳۵ متر و طول مدفون ۱۴ متر است. بدنه‌ی دیوار از المان‌های T شکل بتنی تشکیل شده است، که پس از جای‌گذاری در محل، توسط میلگردهای پیش‌تنیده به شمع‌های مدفون در خاکریز مهار شده‌اند. بررسی‌های زیرسطحی پس از ساخت نشان می‌دهند که یک لایه‌ی مستعد روان‌گرایی در قسمتی از طول دیوار، بخش مدفون را در بر می‌گیرد. پیش‌بینی می‌شود رفتار دینامیکی این لایه و روان‌گرایی آن طی زلزله تأثیر قابل ملاحظه‌یی در رفتار کل مجموعه داشته باشد. مطالعات بهسازی چنین دیوارهایی جهت کاهش آسیب‌های آتی یکی از اهداف پژوهش کنونی است. بدین منظور رفتار دیوارهای ساحلی با شرایط مشابه با استفاده‌ی هم‌زمان از مدل‌سازی فیزیکی، [۱۷] و مدل‌سازی عددی مورد مطالعه قرار گرفته است، که روش پژوهش و نتایج عمده‌ی بخش مدل‌سازی عددی در این نوشتار ارائه شده است.



Model : OTEXAMQU ۴
Analysis : DIANA
Model Type : Structural plane strain



ب) پیکربندی اجزاء محدود.
شکل ۴. مدل های تحلیل شده.

دقیق تر، المان ها در منطقه ی خاکریز و در مجاورت سپر تا جلوی مهار کوچک تر در نظر گرفته شده است. با توجه به مراحل اجرایی احداث دیوارهای سپری و به منظور محاسبه ی تنش های اولیه، روش تحلیل مرحله یی به کار گرفته شده است. بدین منظور:

۱. زمین مسطح تحت بار وزن تحلیل شده است. ۲. با فعال شدن المان های سپر و مهار، مجموعه به تعادل رسانده شده است. ۳. خاک جلوی دیوار تا تراز میله ی مهاری برداشته شده و پس از برقراری وضعیت تعادل، المان میله ی مهاری فعال شده است. ۴. میله ی مهاری با اعمال نیروی محوری معادل شرایط کرنش مسطح به گره انتهایی آن پیش تنیده شده است. با تعریف نیروی مشابه اما در جهت مخالف به گره متناظر میله ی مهاری در روی سپر و برقراری شرایط «حرکت همنان» برای این دو گره، میله ی مهاری به دیوار متصل شده است. ۵. خاک جلوی دیوار تا رسیدن به خط لایروبی (تراز ۲۲- متر) برداشته شده است. تحلیل های انجام شده تا این مراحل از نوع استاتیکی است و با توجه به حجم المان های فعال یا برداشته شده، بار اعمالی در هر مرحله در چندین گام به مجموعه اعمال شده است. در مراحل تحلیل استاتیکی از مدل موهر - کولمب و شرایط زهکشی استفاده و تنش های مرحله ی پنجم به عنوان تنش های اولیه به مرحله ی تحلیل دینامیکی منتقل شده اند. با توجه به پایداری سیستم طی مراحل استاتیکی و کوچک بودن کرنش ها، کرنش های این مراحل به مرحله ی تحلیل دینامیکی منتقل نشده اند. چنین انتخابی باعث می شود کرنش ها و جابه جایی های محاسبه شده در مرحله ی تحلیل دینامیکی فقط ناشی از بارگذاری لرزه یی باشند.

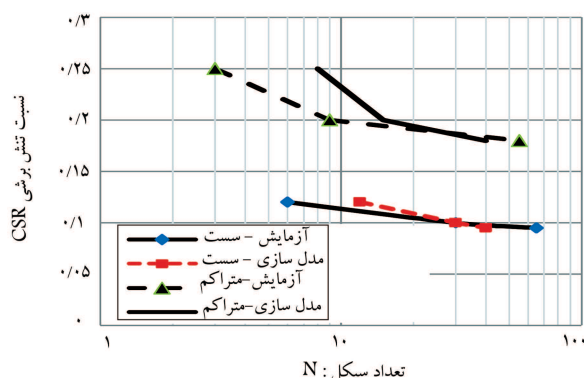
در ابتدای مرحله ی تحلیل دینامیکی، شرایط به شرایط زهکشی نشده و مدل رفتاری به مدل توهاتا - یایی تغییر داده شده است و این مدل از معیار تسلیم موهر - کولمب به عنوان معیار گسیختگی استفاده می کند.^[۱۸] شتاب پایه به مدت ۱۰ ثانیه و با گام های زمانی ۰/۰۱ ثانیه اعمال شده است. محاسبات در گام های زمانی اتوماتیک با بیشینه ی ۱ ثانیه و کمینه ی ۰/۰۰۰۱ ثانیه و با استفاده از کنترل کننده ی خطای زمان انگرال انجام شده است. این کنترل کننده وابستگی جواب به دست آمده به اندازه ی گام زمانی را بررسی و در صورت وابستگی، گام زمانی را اصلاح می کند. کنترل کننده ی مذکور در روش انگرال زمانی رانگ - کوتا^۱ دو مرحله یی استفاده شده است. انگرال گیری در هر گام زمانی از روش نیوتن - رافسون انجام و معیار هم گرایی

۱.۳. معرفی مدل های عددی

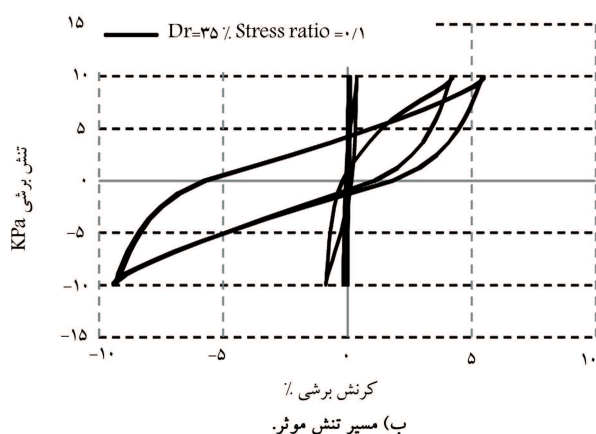
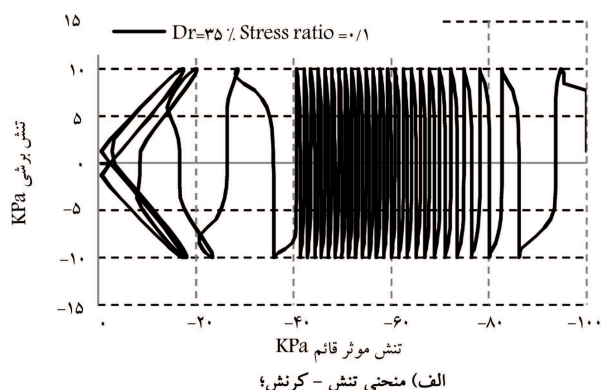
شکل ۴، طرح عمومی و پیکربندی اجزاء محدودی مدل های عددی را نشان می دهد. مطابق شکل ۴ الف، مناطق خاکی به ۳ بخش به نام های: خاکریز، لایه ی اول پی، و لایه ی دوم پی تقسیم بندی شده اند. در لایه ی اول پی، دو منطقه ی مجاور بخش مدفون سپر با نام منطقه ی پشت ریشه و جلوی ریشه مشخص شده اند. در حالی که در تمام تحلیل ها، خاکریز و لایه ی دوم پی با مصالح متراکم مدل شده اند، زیرمجموعه های لایه ی اول پی در تحلیل های مختلف با مشخصات متفاوتی معرفی شده اند. به همین علت نامگذاری مدل ها با توجه به اختلاف جنس مصالح در اطراف بخش مدفون انجام شده است. بر همین اساس مدل بدون بهسازی مجموعه یی است که در آن هیچ طولی از جلو یا پشت ریشه ی دیوار متراکم نشده است. در مدل هایی که با نام های ج. ۵ و پ. ۵ خوانده می شوند به ترتیب، خاک جلو و پشت ریشه در طولی معادل ۵ برابر عمق مدفون سپر بهسازی شده اند. طرح ج. ۵ - پ. ۵ نیز مجموعه یی است که در آن خاک جلو و پشت ریشه تا ۵ برابر عمق مدفون سپر تا رسیدن به وضعیت بسیار متراکم بهسازی شده است. (شکل های ۱۶ و ۱۷) در هر مدل بخش های بهسازی نشده ی لایه ی اول پی با پارامترهای مصالح سست معرفی شده است. پس از بررسی تأثیر بهسازی این دو منطقه (جلو و پشت ریشه)، طول بخش بهسازی شده در محدوده ی ۱ تا ۱۲ برابر عمق مدفون تغییر داده شده و نتایج حاصل در بخش اثر طول بهسازی ارائه شده اند.

۲.۳. پیکربندی اجزاء محدود و روند تحلیل

مطابق شکل ۴ ب، پیکره ی اصلی اجزاء محدود این مدل، ابعاد ۵۶ × ۴۰۴ متر دارد؛ که سازی حائل در بخش مرکزی آن واقع است. مصالح خاکی با المان های چهارضلعی ۸ گرهی و ویژه ی کرنش مسطح، میله ی مهاری با المان های فشری دو نقطه یی و سپر و مهار با المان های پوسته ی نامحدود شبکه بندی شده اند.^[۱۸] به منظور جلوگیری از مشکلات عددی لازم است ابعاد المان ها با توجه به طول موج ورودی به محیط انتخاب شوند.^[۱۹] لذا ابعاد بزرگ ترین المان، با توجه به بسامد شتاب پایه و طول موج در سست ترین مصالح انتخاب شده است. به منظور اخذ جواب های



شکل ۵. مدل سازی مقاومت ماسه‌ای فیروزکوه در برابر روان‌گرایی.



شکل ۶. عملکرد مدل رفتاری توهاتا - یایی در برآورد رفتار دینامیکی ماسه‌ای فیروزکوه.

که در آن، e نسبت تخلخل و σ'_{ma} تنش مؤثر محصورکننده‌ی متوسط مرجع بر حسب kPa است.

با توجه به مقادیر کمینه و بیشینه‌ی نسبت تخلخل ماسه‌ی فیروزکوه ۱۶۱، که به ترتیب $e_{max} = ۰/۹۴۳$ و $e_{min} = ۰/۶۰۳$ است،^[۲۳] و مقدار e لایه‌های مختلف براساس چگالی نسبی آنها، D_r مطابق رابطه‌ی ۹،^[۱] محاسبه شده است:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (۹)$$

k_{ma} مدول حجمی خاک در تنش مؤثر محصورکننده‌ی متوسط مرجع، یعنی محاسبه شده در σ'_{ma} ، با فرض ضریب پواسون $\nu = ۰/۳۳$ و براساس روابط توری

به صورت افزایش نسبت نیروی غیرمتعادل به نیروی خارجی انتخاب شده است.^[۱۷] در حالی که مرز پایین مدل در جهت افقی و عمودی مقید شده است، در مرزهای کناری از الزام‌های لزج استفاده شده است. همان‌گونه که در شکل ۴ ب مشاهده می‌شود، شتاب پایه به عنوان بار دینامیکی به مرز پایین مدل قابل اعمال است.

به منظور بررسی اثر شتاب پایه، مدل‌ها در معرض شتاب پایه با بیشینه‌ی دامنه‌ی $۰/۱۲۵g$ ، $۰/۲۵g$ و $۰/۳۵g$ قرار داده شده‌اند. حرکت ورودی، هارمونیک با بسامد ۱ هرتز و تداوم ۱۰ ثانیه است. با توجه به اصول طراحی بر مبنای عملکرد، حرکات ورودی مذکور به عنوان زلزله‌ی سطح ۱ (با احتمال وقوع ۵۰٪ در طول عمر مفید سازه)، زلزله‌ی سطح ۲ (با احتمال وقوع ۱۰٪)، و زلزله‌ی سطح ۳ (با احتمال وقوع ۵٪) فرض و به نحوی انتخاب شده‌اند که علاوه بر وقوع روان‌گرایی در مجموعه‌ی بدون بهسازی، تأثیر تداوم اعمال بار تناوبی پیش و پس از وقوع روان‌گرایی قابل مطالعه باشد.

۳.۳. انتخاب پارامترهای مصالح

مشخصات اجزاء سازه‌ی براساس مشخصات دیوار ساحلی بندر شهید رجایی (جدول ۲)، انتخاب شده است.

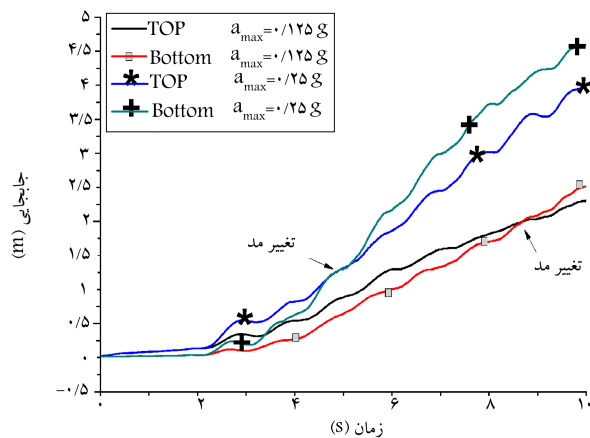
با توجه به کاربرد ماسه‌ی فیروزکوه شماره‌ی ۱۶۱ در بخش مدل‌سازی فیزیکی این پژوهش،^[۱۷] طی مطالعات عددی نیز از مصالح خاکی مشابه استفاده شده است. برای تعیین پارامترهای خاک در وضعیت تراکمی سست و متراکم جهت استفاده در مدل توهاتا - یایی، آزمایش‌های برش سیکلی بر نمونه‌های ماسه‌ی فیروزکوه با درجه تراکم حدوداً ۳۵٪ و ۷۵٪ به طور معکوس تحلیل شده‌اند.^[۲۰] بدین منظور پس از مدل‌سازی عددی شرایط نمونه در آزمایش برش سیکلی و مقایسه‌ی هم‌زمان اضافه فشار آب حفره‌ی و کرنش برشی با مقادیر اندازه‌گیری شده، پارامترهای مدل توهاتا - یایی به روش سعی و خطا تعیین شده‌اند. با توجه به اهمیت بیشتر کرنش برشی نسبت به اضافه فشار آب حفره‌ی، در تعیین پارامترها از معیار روان‌گرایی رسیدن به دامنه‌ی کرنش $DA = ۵\%$ استفاده شده است.^[۹] خاک مناطق بهسازی شده با پارامترهای خاک بسیار متراکم و نامستعد برای روان‌گرایی مدل شده است. شکل ۵، نتایج حاصل از مدل عددی برای این نمونه‌ها را با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه کرده است. عملکرد مدل در برآورد تغییرات تنش برشی - کرنش برشی و مسیر تنش در شکل ۶ و پارامترهای مورد استفاده برای تحلیل در جدول ۳ ارائه شده است.

با توجه به مشابهت ماسه‌ی فیروزکوه به ماسه‌ی استاندارد تایورا،^[۲۱] برای تعیین مدول برشی بیشینه‌ی G_{ma} بر حسب kPa، از رابطه‌ی پیشنهاد شده برای ماسه‌ی تایورا،^[۲۲] استفاده شده است (رابطه‌ی ۸):

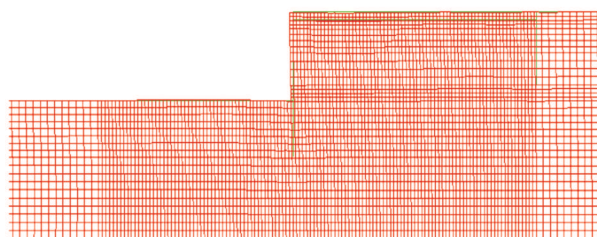
$$G_{ma} = ۸۴۰۰ \frac{(۲/۱۷ - e)^2}{1 + e} \sigma'_{ma} \quad (۸)$$

جدول ۲. مشخصات مصالح اجزاء سازه‌ی یایی.

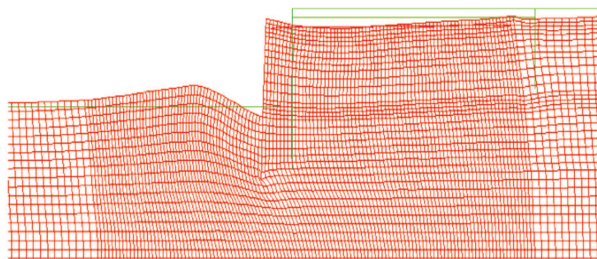
عضو		پارامتر
مهار	دیوار	
۲۵۰۰	۲۵۰۰	وزن مخصوص (kg/m ^۳)
دایره	T	شکل مقطع
۱	۴ × ۴	ابعاد بیرونی/ قطر (m)
-	۴	طول بال (m)
-	۰/۸	ضخامت (m)



شکل ۷. مقایسه‌ی روند گسیختگی دیوار در ساختگاه بهسازی نشده طی شتاب‌های پایه‌ی ۰/۱۲۵ g و ۰/۲۵ g.



الف) t=3 s



ب) t=10 s

شکل ۸. شبکه‌ی اجزاء محدود تغییر شکل یافته‌ی مدل بدون بهسازی در اثر شتاب پایه‌ی ۰/۲۵ g.

گسترده‌ی آسیب و دشواری‌های اجرایی، تعمیر دیوار پس از رخ دادن چنین شکستی پُرهزینه و گاه غیرممکن است.

مقایسه‌ی تاریخی زمانی تغییر مکان دیوار در سطوح مختلف شتاب پایه بیان‌گر آن است که با افزایش شدت شتاب وارده به سیستم، گسیختگی پای دیوار سریع‌تر رخ می‌دهد. علاوه بر این دیوارهایی که در معرض شتاب بزرگ‌تر واقع می‌شوند، جابه‌جایی‌های بزرگ‌تری را در تمام لحظات تجربه می‌کنند. با مراجعه به مجدد به شکل ۷، که در آن تاریخی تغییر مکان کل تاج دیوار (Top) و پای دیوار (Bottom) در شتاب‌های پایه‌ی ۰/۱۲۵ g و ۰/۲۵ g نشان داده شده است، ملاحظه می‌شود در حالی که این دیوار طی شتاب پایه‌ی ۰/۱۲۵ g، پس از حدود ۸/۷ ثانیه دچار گسیختگی در بخش مدفون شده است، اعمال شتاب ۰/۲۵ g باعث بروز چنین شکستی در ۵ ثانیه شده است. روند تسریع در رفتگی پای دیوار و افزایش تغییر مکان‌ها با افزایش سطح شتاب پایه طی شتاب پایه‌ی ۰/۳۵ g نیز مشاهده می‌شود. جهت

جدول ۳. مشخصات مصالح خاکی.

پارامتر	لایه‌ی نُسْت	لایه‌ی متراکم	لایه‌ی بسیار متراکم
P_{sat} (kg/m ^۳)	۱۹۰۰	۱۹۸۰	۲۰۰۰
K_{ma} (MPa)	۲۲۳	۳۰۰	۳۲۴
G_{ma} (MPa)	۸۵۸۵	۱۱۵	۱۲۴/۵
φ_f (°)	۳۴	۴۰	۴۲
φ_p (°)	۲۸	۲۸	۲۸
$W\%$	۴	۴۰	۴۲
$C\%$	۱/۵	۱	۱
$P\%$	۰/۳	۰/۱	۰/۱
$P\%$	۳/۸	۱	۰/۸
$S\%$	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵
H_v	۰/۲۴	۰/۲۴	۰/۲۴

کشسانی از رابطه‌ی ۱۰، [۱۸] محاسبه شده است:

$$k_{ma} = \frac{2 G_{ma}(1 + v)}{3(1 - 2v)} \quad (۱۰)$$

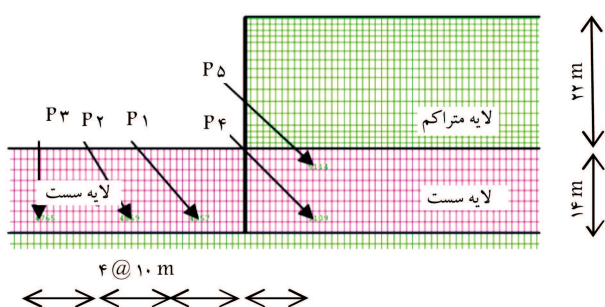
زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک‌ها، از طریق آزمایش برش مستقیم به‌دست آمده است. زاویه‌ی تغییر فاز و ضریب میرایی هیستریک با توجه به منابع موجود برای شرایط مشابه انتخاب شده است. [۱۶، ۱۱]

۴. تفسیر نتایج عددی

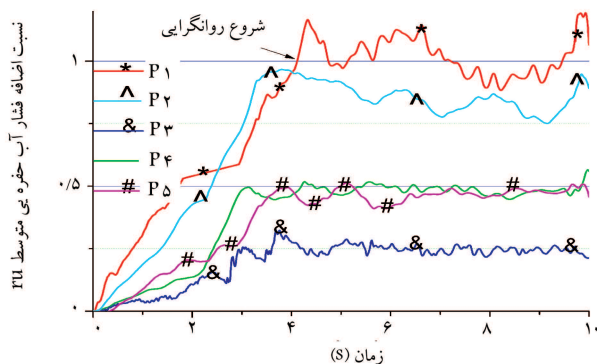
در این بخش پس از معرفی نتایج اصلی، تحلیل مدل بدون بهسازی با تأکید بر عوامل ناپایداری، نقش بهسازی بخش‌های مختلف بررسی شده است.

۱.۴. عملکرد کلی مدل بدون بهسازی

مطابق شکل ۷، برای بررسی روند تغییر مکان دیوار می‌توان از تاریخی زمانی تغییر مکان نقاط مهم دیوار استفاده کرد. در این پژوهش با توجه به صلیبیت قابل ملاحظه‌ی دیوار، تغییر مکان کلی تاج و پای سپر به‌عنوان نقاط مهم انتخاب و به ترتیب با علائم Top و Bottom نشانه‌گذاری شده‌اند. براساس همین شکل با وجود لایه‌ی مستعد روان‌گرایی در اطراف بخش مدفون، الگوی جابه‌جایی دیوار طی لرزش پایه به‌طور چشمگیری دچار تغییر شده است. با اینکه در لحظات ابتدایی تاج دیوار بیشتر از پای دیوار حرکت می‌کند، اما با گذشت زمان و شروع نرم‌شدگی خاک پای دیوار، حرکت این مناطق شتاب بیشتری می‌گیرد و به‌تدریج جابه‌جایی پای دیوار بیشتر از جابه‌جایی تاج دیوار می‌شود. چنین تغییر شکلی به بروز مد گسیختگی بخش مدفون منجر می‌شود و هم‌زمان با آن، جابه‌جایی خاکریز به‌طور قابل ملاحظه‌ی افزایش می‌یابد. در پی حرکت خاکریز، شمع‌های مهار نیز به‌همراه گوه‌ی فعال، دچار جابه‌جایی می‌شوند و مجموعه‌ی سازه‌ی حائل گسیخته می‌شود. در شکل ۸، هندسه‌ی تغییر یافته‌ی مدل بدون بهسازی تحت شتاب پایه‌ی ۰/۲۵ g در زمان‌های ۳ و ۱۰ ثانیه (با بزرگ‌نمایی ۲ برابر جابه‌جایی‌ها) ارائه شده است، که در آن تغییر روند جابه‌جایی دیوار و در رفتگی پای آن مشهود است. همچنین افزایش نشست خاکریز و بالا آمدگی تدریجی کف دریا در چنین شرایطی قابل توجه است. به‌علت

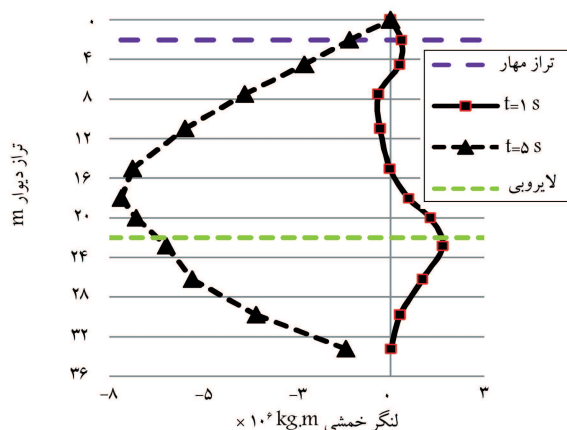


الف) موقعیت المان‌ها؛

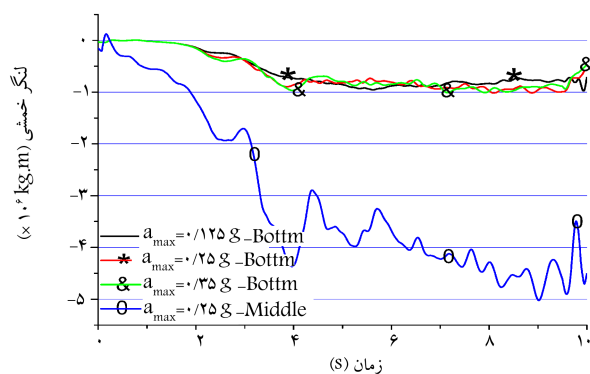


ب) ru المان‌های جلو و پشت ریشه دیوار.

شکل ۹. وضعیت روان‌گرایی المان‌ها تحت شتاب پایه‌ی $g/0.25$.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی تغییرات لنگر خمشی دیوار در ساخت‌گاه بهسازی‌نشده در زمان‌های ۱ و ۵ ثانیه طی شتاب پایه‌ی $g/0.25$.



شکل ۱۱. تاریخچه‌ی لنگر خمشی وسط و پای دیوار در ساخت‌گاه بهسازی‌نشده.

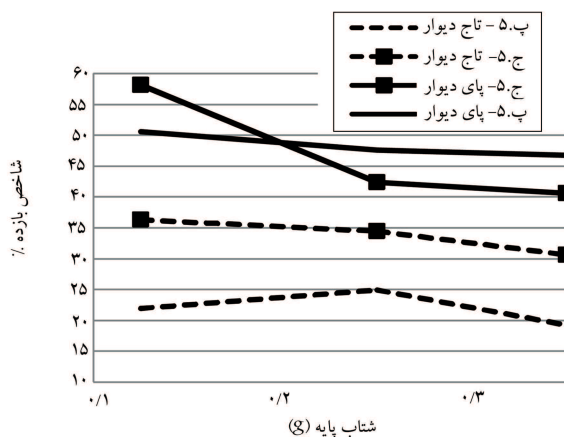
مقایسه، این تذکر لازم است که پای این دیوار در شتاب پایه‌ی $g/0.125$ به اندازه‌ی ۲/۵ متر (۱۷/۸٪ طول مدفون)، طی شتاب $g/0.25$ به اندازه‌ی ۴/۶ متر (۳۳٪ طول مدفون)، و در اثر شتاب پایه‌ی $g/0.35$ به اندازه‌ی ۵/۴۷ متر (۳۹٪ طول مدفون) جابه‌جا شده است.

اطلاعات حاصل از تحلیل دینامیکی می‌تواند تغییرات لحظه‌ی قابل ملاحظه‌ی داشته باشد، به نحوی که مقایسه‌ی نتایج مختلف با همدیگر را دشوار کند. در این صورت با جداسازی مؤلفه‌ی مونوتونیک می‌توان روند تغییرات را با سادگی بیشتری تشخیص داد. یکی از روش‌های تعیین این مؤلفه، که نشان‌دهنده‌ی روند دائمی یک عامل است، استفاده از روش میانگین متحرک است، که در آن مقدار یک عامل در هر لحظه برابر میانگین مقادیر آن عامل در چند نقطه‌ی مجاور است [۵].

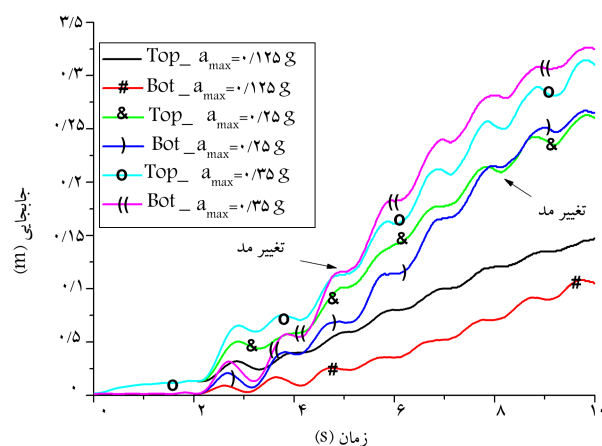
از دیدگاه روان‌گرایی، لایه‌ی سست بیشتر از لایه‌های متراکم مستعد افزایش فشار آب حفره‌ی است. این مسئله می‌تواند در مناطقی با تنش مؤثر اولیه کمتر به بروز روان‌گرایی منجر شود. شکل ۹ الف، موقعیت چند المان بررسی‌شده را در لایه‌ی سست نسبت به بخش مدفون نمایش می‌دهد. فاصله‌ی افقی المان‌های $P1$ ، $P2$ و $P3$ از ریشه‌ی دیوار به ترتیب ۱۰، ۲۰ و ۳۰ متر و فاصله‌ی افقی المان‌های $P4$ و $P5$ برابر ۱۰ متر است. المان‌های بررسی‌شده از ردیف دوم المان‌های لایه‌ی سست انتخاب شده‌اند، که تنش مؤثر قائم اولیه‌ی بزرگ نسبت به المان‌های ترازهای فوقانی دارند و در عین حال گره‌ی مشترکی با المان‌های واقع در مصالح متراکم ندارند. مطابق شکل ۹ ب، مؤلفه‌ی مونوتونیک نسبت اضافه فشار آب حفره‌ی (r_u) در المان‌های جلو و نزدیک به ریشه‌ی دیوار نسبت به المان‌های هم‌تراز بیشتر رشد می‌کند و با افزایش فاصله از ریشه‌ی دیوار با نرخ قابل ملاحظه‌ی کاهش می‌یابد. علت این امر آن است که المان‌های نزدیک به مرز گودبرداری، تنش برشی استاتیکی دارند که باعث تولید کرنش برشی بزرگ‌تر می‌شود و پتانسیل روان‌گرایی خاک را افزایش می‌دهند. [۱۸] وجود سربار مؤثر کوچک‌تر و تنش برشی اولیه سبب می‌شود که چنین مناطقی در صورت سست‌بودن خاک، به‌عنوان ضعیف‌ترین منطقه‌ی مجموعه رفتار کنند و در شتاب پایه‌ی قوی روان‌گرا شوند. مطابق شکل مذکور، در حالی که المان‌های واقع در ۱۰ متری جلوی دیوار طی شتاب پایه‌ی $g/0.25$ دچار روان‌گرایی شده‌اند، خاک واقع در ۳۰ متری (تقریباً دو برابر عمق بخش مدفون)، اضافه فشار کوچکی در حد ۲۵٪ تنش اولیه را تحمل می‌کند. همچنین مشاهده می‌شود طی این بارگذاری در المان‌های خاک سست پشت دیوار به علت سربار بزرگ‌تر، اضافه فشار آب حفره‌ی بزرگی تولید نشده و نیز خطر روان‌گرایی در این مناطق ایجاد نشده است.

با توجه به مراحل طراحی این دیوارها که براساس فرض عملکرد پای مفصلی یا گیرداری انجام می‌پذیرد و به منظور شناخت تغییرات لنگر خمشی پای دیوار در این وضعیت، مؤلفه‌ی مونوتونیک لنگر خمشی پای دیوار استخراج شده است. بارگذاری دینامیکی، در صورتی که لنگر وارده بر پای دیوار در خلاف جهت لنگر وارد بر بخش میانی طول آزاد دیوار باشد، می‌توان نتیجه گرفت که خاک اطراف ریشه‌ی دیوار به‌عنوان تکیه‌گاه عمل کرده و به پای دیوار رفتاری گیرداری داده است.

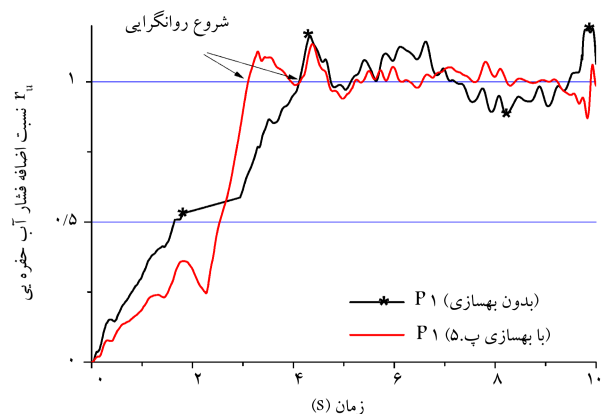
در شکل ۱۰، نمودارهای لنگر خمشی دیوار در زمان‌های ۱ و ۵ ثانیه طی شتاب پایه‌ی $g/0.25$ مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود در ابتدای بارگذاری، لنگر مقاوم وارد بخش مدفون در خلاف جهت لنگر وارد بر بخش میانی طول آزاد دیوار اثر می‌کند. با این حال با گذشت زمان نه فقط لنگر مقاوم از بین می‌رود، بلکه لنگری هم‌جهت با لنگر وارد بر طول آزاد به بخش مدفون اثر می‌کند. تاریخچه‌ی زمانی مؤلفه‌ی مونوتونیک لنگر خمشی پای دیوار (شکل ۱۱)، بیانگر آن است که رشد این لنگر از لحظات ابتدایی اعمال هر سه شتاب پایه آغاز شده است. شکل ۱۱،



شکل ۱۲. اثر طرح‌های ج. ۵ و پ. ۵ در کاهش جابه‌جایی دیوار.



شکل ۱۳. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی کل تاج و پای دیوار در طرح ج. ۵ طی شتاب‌های مختلف.



شکل ۱۴. نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در طرح بهسازی پ. ۵.

آن است که با بهسازی پشت ریشه، با وجود روان‌گرایی خاک جلوی ریشه، در تمام لحظات و طی هر ۳ شتاب، جابه‌جایی پای دیوار از جابه‌جایی تاج کمتر شده است. به علت تشابه نتایج، در شکل ۱۵ فقط مقایسه‌ی جابه‌جایی تاج و پای دیوار طی شتاب‌های پایه‌ی ۰/۲۵ g و ۰/۳۵ g ارائه شده است. در صورت بهسازی خاک طرفین دیوار در طولی معادل ۵ برابر طول مدفون از هر طرف (طرح ج. ۵ - پ. ۵) علاوه بر جلوگیری از روان‌گرایی خاک جلوی ریشه،

همچنین لنگر وارد بر بخش میانی طول آزاد دیوار را طی شتاب پایه‌ی ۰/۲۵ g نشان می‌دهد. به علت عدم تغییر علامت لنگر مونتونیک وارد بر بخش میانی دیوار در شتاب‌های مختلف و با توجه به هم علامت بودن این لنگر با لنگر وارد بر پای دیوار، می‌توان گفت با وجود لایه‌ی سست در اطراف بخش مدفون، نه فقط لنگر مقاومتی در این بخش تولید نمی‌شود، بلکه لنگری هم‌جهت با لنگر وارد بر بخش میانی به وجود می‌آید، که حالت محرک دارد و در جهت ناپایداری دیوار عمل می‌کند. وجود لنگر محرک در پای دیوار بیان‌گر آن است که حتی با فرض عملکرد پای مفصلی در ساخت‌گاه مستعد روان‌گرایی، در صورتی که تمام بخش مدفون در لایه‌ی روان‌گرا قرار داشته باشد، فرض مذکور به ضرر اطمینان است.

۲.۴. اثرات بهسازی مناطق مختلف

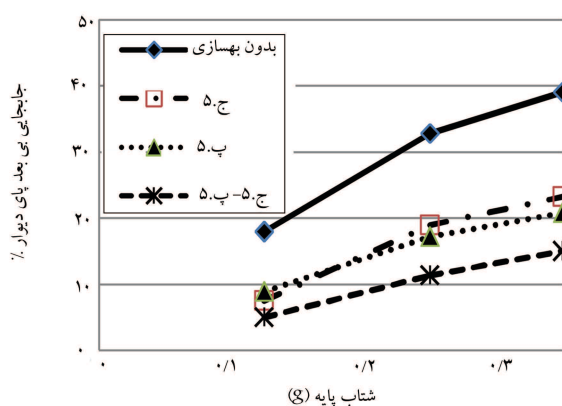
همان‌گونه که پیشتر اشاره شده است، روش بهسازی مورد مطالعه در این پژوهش، روش تراکم عمیق است. در این بخش اثرات تراکم جلو، پشت، و طرفین بخش مدفون با تأکید بر جابه‌جایی دیوار و مد گسیختگی بررسی شده است. مبنای انتخاب منطقه‌ی جلوی دیوار برای بهسازی آن است که روان‌گرایی ابتدا از خاک این منطقه شروع می‌شود و به نظر می‌رسد بهسازی این بخش، جابه‌جایی‌های مجموعه را کاهش و/یا مد گسیختگی را تغییر دهد. همچنین با توجه به اینکه فشار جانبی خاک سست بیشتر از خاک متراکم است، به نظر می‌رسد بهسازی خاک پشت دیوار فشار جانبی وارد بر دیوار را کاهش دهد. تأثیرگذاری این دو عامل به ترتیب در طرح‌های ج. ۵ و پ. ۵ مطالعه شده است. به منظور مقایسه‌ی کمی بازده طرح‌ها، نویسندگان این نوشتار از شاخص بازده‌ی (EI) مطابق رابطه‌ی ۱۱ استفاده کرده‌اند:

$$EI = \frac{X_{Before} - X_{After}}{X_{Before}} \quad (11)$$

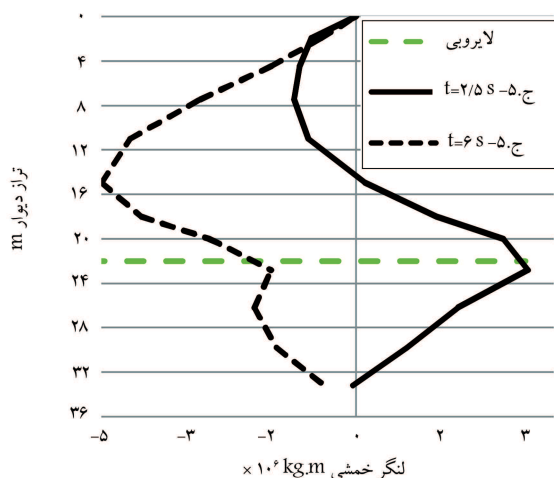
که در آن، X_{After} و X_{Before} مقدار کمیت موردنظر، قبل و بعد از بهسازی است. شکل ۱۲، بازده دو طرح ج. ۵ و پ. ۵ را در کاهش جابه‌جایی تاج و پای دیوار، پس از اتمام لرزش نشان می‌دهد. مقایسه‌ی بازده این دو طرح بیان‌گر آن است که بازده طرح‌های مذکور در کاهش جابه‌جایی پای دیوار بیشتر از کاهش جابه‌جایی تاج دیوار است. نکته‌ی جالب توجه در شکل مذکور آن است که از لحاظ کاهش جابه‌جایی تاج، در تمام شتاب‌های بررسی‌شده بهسازی پشت دیوار نسبت به بهسازی جلوی دیوار تأثیر کمتری داشته است. با این حال بازده این طرح در کاهش جابه‌جایی پای دیوار در شتاب‌های متوسط و قوی بیشتر از بازده طرح بهسازی جلوی دیوار بوده است.

به استناد تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی (شکل ۱۳)، طرح ج. ۵ باعث می‌شود طی تمام لحظات شتاب پایه‌ی ضعیف (۰/۱۲۵ g)، پای دیوار به‌طور قابل ملاحظه‌ی کمتر از تاج آن جابه‌جا شود. اما با افزایش شدت تحریک شتاب پایه به ۰/۲۵ g، پای دیوار شتاب بیشتری گرفته و در زمان $t = 8$ Sec از تاج پیش افتاده است. براساس شکل مذکور، کارایی طرح در شتاب پایه‌ی ۰/۳۵ g به مراتب کمتر است، به نحوی که فقط پس از ۵ ثانیه، جابه‌جایی پای دیوار به جابه‌جایی تاج رسیده و مد گسیختگی به گسیختگی بخش مدفون تبدیل شده است. بر این اساس می‌توان گفت با وجود کاهش جابه‌جایی‌ها، به علت نوع گسیختگی، طرح بهسازی جلوی دیوار موفقیت مورد انتظار را نداشته است.

مطابق شکل ۱۴، با بهسازی پشت دیوار (طرح پ. ۵)، مؤلفه‌ی مونتونیک تغییرات نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی، تفاوت قابل ملاحظه‌ی نسبت به مدل بهسازی‌نشده نشان نمی‌دهد. اما تاریخچه‌ی جابه‌جایی کل تاج و پای دیوار بیان‌گر



شکل ۱۸. جابه‌جایی بی‌بُعد شده‌ی پای دیوار نسبت به عمق بخش مدفون.

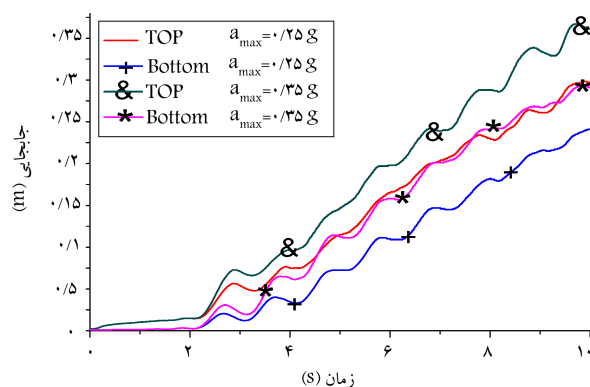


شکل ۱۹. لنگر خمشی دیوار مدل ج. ۵ طی شتاب پای‌یهی $g/0.35$.

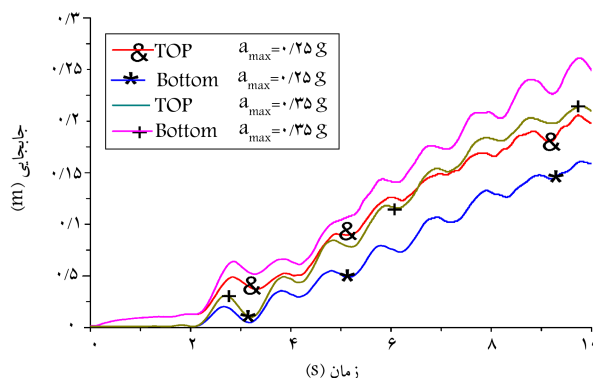
بهبودی نشده و بهسازی شده در طرفین ریشه با مشاهدات آزمایشگاهی انجام شده توسط مؤلفان این نوشتار با استفاده از میز لرزه مشابه است. [۱۷]

در بررسی علت این تأثیر می‌توان به تغییرات لنگر خمشی پای دیوار استناد کرد. شکل ۱۹، نمودار لنگر خمشی دیوار بهسازی شده در جلوی بخش مدفون را در زمان‌های $2/5$ و 6 ثانیه طی شتاب پای‌یهی $g/0.35$ نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود با اینکه لنگر خمشی وارد بر بخش مدفون در زمان $2/5$ ثانیه مخالف جهت لنگر وارد بر طول آزاد دیوار است، اما در زمان 6 ثانیه، لنگری همسو با لنگر وارد بر طول آزاد دیوار، بخش مدفون را تحت تأثیر قرار داده است. وجود چنین لنگری نشان‌دهنده‌ی زائل شدن اثر تکیه‌گاهی خاک در اطراف طول مدفون است. افزایش سطح زیر لنگر خمشی در طول آزاد دیوار با گذشت زمان، بیانگر افزایش فشار جانبی خاکریز است. با استخراج مؤلفه‌ی مونوتونیک لنگر خمشی پای دیوار طی شتاب پای‌یهی $g/0.35$ (شکل ۲۰)، مشاهده می‌شود که بهسازی خاک جلوی بخش مدفون فقط در لحظات ابتدایی با ایجاد لنگر مثبت به پای دیوار رفتار گیردار نشان داده است. با این حال با بزرگ‌تر شدن فشار فعال در پای دیوار، به علت نرم‌شدگی خاک، این اثر زائل شده و پای دیوار تحت تأثیر لنگر محرک (لنگر منفی) قرار گرفته است. این در حالی است که با بهسازی خاک پشت دیوار، حتی در صورت سست بودن خاک جلو (همان شکل نتایج طرح پ. ۵)، لنگر محرکی در پای دیوار تولید نمی‌شود و به دلیل حذف این لنگر و ایجاد لنگر مقاوم از بروز مد گسیختگی بسیار مخرب

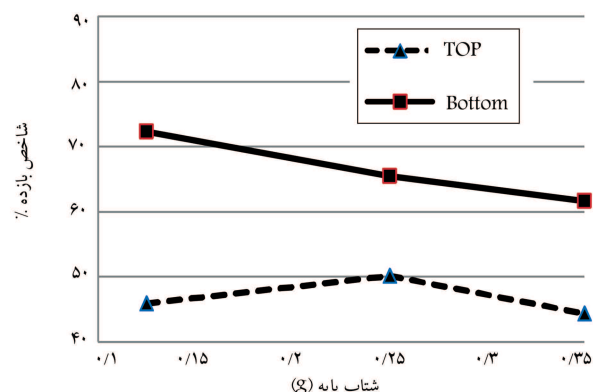
فشار فعال اعمالی بر پای دیوار کاهش می‌یابد و از مد گسیختگی بخش مدفون در هر ۳ شتاب پیشگیری می‌شود. تاریخچه‌ی زمانی حرکت دیوار طی تحریک شتاب‌های پای‌یهی $g/0.25$ و $g/0.35$ در شکل ۱۶ ارائه شده است. همچنین بازده این طرح (شکل ۱۷)، در کاهش جابه‌جایی تاج و پای دیوار از طرح‌های قبلی (شکل ۱۲)، به‌طور قابل توجهی بالاتر است. با توجه به تغییر مد گسیختگی و کاهش قابل توجه جابه‌جایی بی‌بعد شده‌ی پای دیوار نسبت به طول بخش مدفون (شکل ۱۸)، می‌توان طرح ج. ۵ - پ. ۵ را موفقیت‌آمیز تلقی کرد. مد گسیختگی تشریح شده در مدل‌های



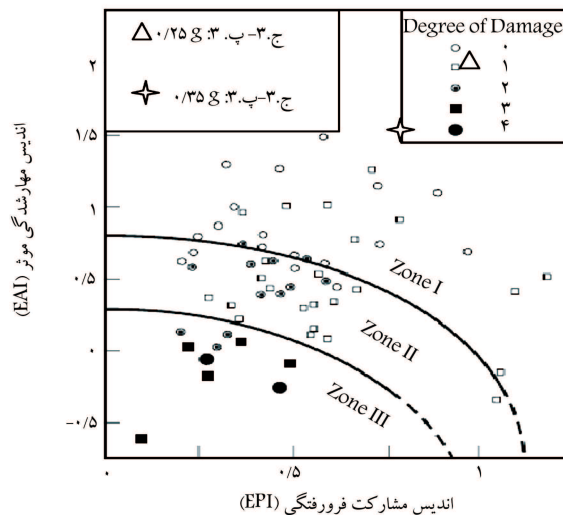
شکل ۱۵. مقایسه‌ی تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی کل تاج و پای دیوار در طرح بهسازی پ. ۵ طی شتاب‌های پای‌یهی $g/0.35$ و $g/0.25$.



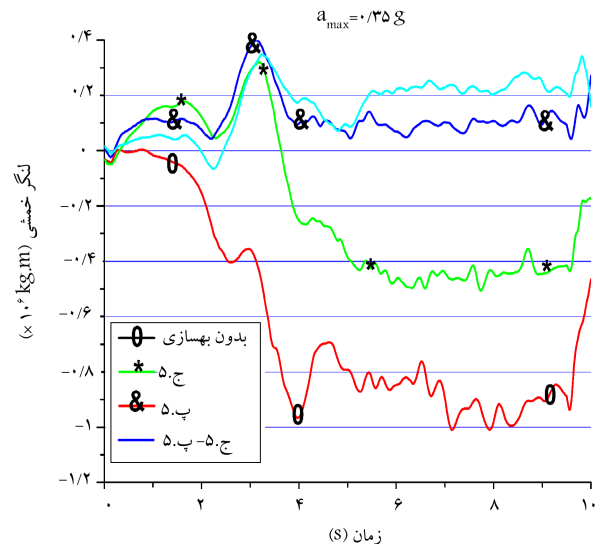
شکل ۱۶. تاریخچه‌ی زمانی جابه‌جایی کل تاج و پای دیوار در طرح بهسازی ج. ۵ - پ. ۵ طی شتاب‌های پای‌یهی $g/0.35$ و $g/0.25$.



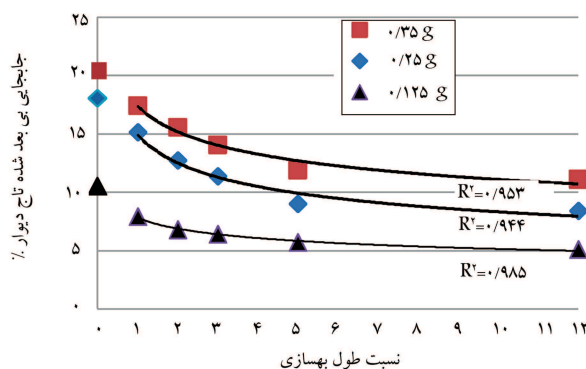
شکل ۱۷. بازده طرح بهسازی ج. ۵ - پ. ۵ در کاهش جابه‌جایی.



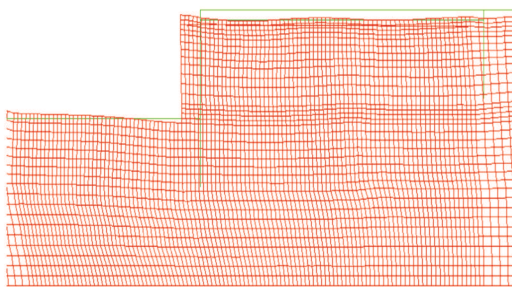
شکل ۲۱. ارزیابی عملکرد طرح ج. ۳ - پ. ۳ طی شتاب‌های پایه‌ی ۰/۲۵ g و ۰/۳۵ g روی نمودار طراحی لرزه‌یی.



شکل ۲۰. لنگر خمشی پای دیوار طی شتاب پایه‌ی ۰/۳۵ g.



شکل ۲۲. اثر طول بهسازی بر جابه‌جایی بی‌بُعد شده.



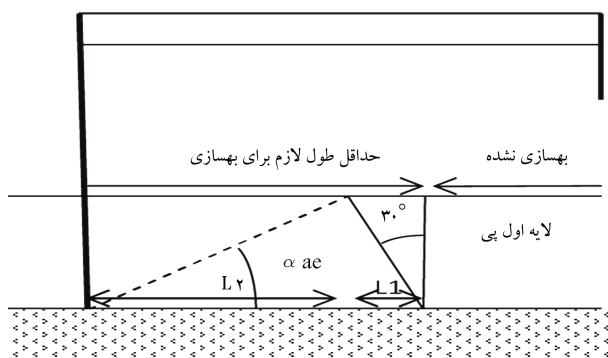
شکل ۲۳. هندسه‌ی نهایی طرح ج. ۳ - پ. ۳ طی شتاب پایه‌ی ۰/۲۵ g.

علی‌رغم پیشگیری از روان‌گرایی نتوانسته‌اند از بروز مد گسیختگی پای دیوار جلوگیری کنند. هر چند شکل کلی دیوار پس از لرزش حفظ شده است، به علت وسعت خسارات و نوع مد گسیختگی، آسیب وارده در این طرح‌ها دست‌کم از درجه‌ی ۳ است. این در حالی است که خسارت وارده، با توجه به دامنه‌ی کمتر آسیب‌ها در طرح ج. ۳ - پ. ۳، درجه‌ی ۱ خواهد داشت. هندسه‌ی تغییر یافته‌ی نهایی این طرح طی شتاب پایه‌ی ۰/۲۵ g با بزرگ‌نمایی دو برابر (شکل ۲۳)، در مقایسه با شکل ۸، محدود شدن خسارات را نمایش می‌دهد. موقعیت طرح ج. ۳ - پ. ۳ نیز طی شتاب‌های پایه‌ی ۰/۲۵ g و ۰/۳۵ g (شکل ۲۱)، مؤید قرارگیری سازه در

بخش مدفون جلوگیری می‌شود. با بهسازی هم‌زمان خاک طرفین ریشه (طرح ج. ۵ - پ. ۵)، لنگر مثبت پای دیوار بزرگ‌تر و جابه‌جایی‌ها به نحو بهتری کنترل می‌شوند. همین روند در شتاب‌های پایه‌ی ۰/۲۵ g و ۰/۱۲۵ g نیز ملاحظه می‌شود.

۳.۴. اثر طول منطقه‌ی بهسازی شده

با توجه به اهمیت شناسایی تأثیر طول بهسازی در عملکرد مجموعه، رفتار مدل در طرح‌های ج. ۱ - پ. ۱، ج. ۲ - پ. ۲، ج. ۳ - پ. ۳، ج. ۴ - پ. ۴، ج. ۵ - پ. ۵ نیز مطالعه شده است. در این طرح‌ها مناطق جلو و پشت ریشه‌ی دیوار به ترتیب در طولی معادل ۱، ۲، ۳ و ۱۲ برابر طول مدفون دیوار با مصالح بسیار متراکم بهسازی و به منظور برآورد میزان موفقیت طرح‌ها از روش تجربی گزتاس و همکاران به نام نمودار طراحی لرزه‌یی برای ساختگاه غیر روان‌گرا استفاده شده است. در این روش دو متغیر بی‌بعد شامل اندیس مهارشدگی مؤثر (EAI) و اندیس مشارکت فرورفتگی (EPI) تعریف و به میزان خرابی ثبت شده برای ۷۵ دیوار ساحلی سپری در بنادر ژاپن مرتبط شده است. اندیس مهارشدگی مؤثر به نوعی معرف ظرفیت المان مهاری و اندیس مشارکت فرورفتگی تابعی از فشار جانبی فعال خاکریز، فشار جانبی مقاوم خاک جلوی ریشه، عمق مدفون و ارتفاع آزاد دیوار است. فشارهای جانبی براساس ضرایب مربوط در زلزله محاسبه شده‌اند. مطابق شکل ۲۱، براساس نوع عملکرد دیوارهای مطالعه‌شده، سه ناحیه‌ی I، II و III عملکردی با درجات معرفی‌شده‌ی آسیب بین صفر الی ۴ دارند. درجه‌ی آسیب صفر، نشان‌دهنده‌ی عدم خرابی و درجه‌ی ۱ بیانگر خرابی ناچیز در دیوار ساحلی به همراه خرابی زیاد برای سازه‌های مجاور دیوار نظیر عرشه است. در حالی که خرابی‌های چشمگیر دیوار با درجه‌ی آسیب ۲ نام‌گذاری می‌شوند، در صورت باقی ماندن شکل کلی دیوار پس از گسیختگی قابل ملاحظه، آسیب‌ها به نام درجه‌ی ۳ خوانده می‌شوند. در مواردی که شکل اولیه‌ی دیوار پس از اتمام زلزله به سختی قابل تشخیص باشد، دامنه‌ی آسیب، درجه‌ی ۴ خواهد بود.^[۳] براساس شکل ۲۲، با اصلاح خاک مجاور ریشه‌ی دیوار طی هر ۳ سطح شتاب، جابه‌جایی تاج دیوار با الگوی نمایی، با ضریب رگرسیون بالا کاهش می‌یابد. روند مشابهی بر جابه‌جایی پای دیوار نیز حاکم است. با این حال طرح‌های ج. ۱ - پ. ۱ و ج. ۲ - پ. ۲ طی شتاب پایه‌ی ۰/۳۵ g و طرح ج. ۱ - پ. ۱ طی شتاب پایه‌ی ۰/۲۵ g،



شکل ۲۴. طول لازم برای بهسازی.

۵. نتیجه‌گیری

در این پژوهش تأثیر لایه‌ی مستعد روان‌گرایی در اطراف بخش مدفون دیوار ساحلی سپری مهارشده به طور عددی بررسی و اثربخشی بهسازی مناطق پشت و جلوی بخش مدفون در کاهش جابه‌جایی دیوار و تغییر مد گسیختگی آن مطالعه شده است. به منظور بررسی اثر شتاب مینا، مدل عددی با شتاب‌های پایه‌ی مختلف تحلیل شده است. نتایج بیانگر آن است که با وجود لایه‌ی مستعد روان‌گرایی در اطراف ریشه‌ی دیوار، به علت بروز روان‌گرایی در جلوی ریشه و بزرگ‌بودن فشار جانبی وارد بر پشت ریشه، احتمال بروز مد گسیختگی بخش مدفون بسیار افزایش می‌یابد. عامل اصلی بروز چنین شکستی زائل‌شدن اثر تکیه‌گاهی خاک اطراف بخش مدفون و اعمال لنگر محرک در این بخش تشخیص داده شده است. هرچند بهسازی جلوی بخش مدفون، میزان جابه‌جایی تاج و پای دیوار را کاهش می‌دهد، اما در صورت اعمال شتاب پایه‌ی قوی، سازه همچنان در مد گسیختگی بخش مدفون دچار شکست خواهد شد. بهسازی پشت بخش مدفون علی‌رغم عدم تأثیر در جلوگیری از روان‌گرایی خاک جلوی ریشه، باعث ایجاد لنگر مقاوم در پای دیوار می‌شود و جابه‌جایی پای دیوار را به میزان زیادی کاهش می‌دهد. با بهسازی خاک در دو طرف علاوه بر جلوگیری از گسیختگی بخش مدفون، جابه‌جایی تاج و پای دیوار به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. کمینه‌ی طول لازم برای بهسازی پشت دیوار بزرگ‌تر از مجموع طول گوه‌ی گسیختگی در لایه‌ی اول پی و طول منطقه‌ی مرزی بین لایه‌ی سست و بخش بهسازی‌شده و طول بهینه‌ی اصلاح برای سازه‌های مشابه با مدل بررسی‌شده بین ۳ تا ۵ برابر عمق بخش مدفون شناسایی شده است.

پانویس

1. Runge-Kutta

منابع (References)

1. Das, B., *Principles of Foundation Engineering*, Translated by: Tahooni, S., pp. 443-514, Pars Ain, Iran (1998).

ناحیه‌ی کم آسیب (I) است. از سوی دیگر، کاهش بسیار اندک جابه‌جایی‌ها در طرح ج. ۱۲ - پ. ۱۲ نسبت به طرح ج. ۵ - پ. ۵، بیانگر آن است که در سازه‌ی موردنظر طول بهینه‌ی تراکم بین ۳ تا ۵ برابر عمق مدفون سیر است.

در توجیه عدم موفقیت برخی طرح‌ها لازم به توجه است که براساس آزمایش‌های سانتریفیوژ^[۲۴] و تحلیل‌های عددی^[۲۵] در مرز قائم دو منطقه از خاک مستعد روان‌گرایی و خاک بهسازی‌شده، بخشی از خاک بهسازی‌شده به علت مهاجرت آب از لایه‌ی مستعد روان‌گرایی دچار افزایش فشار آب حفره‌یی می‌شود. طول این منطقه (L۱) بین ۰/۵ الی ۰/۸ عمق لایه‌ها برآورد و توصیه شده است که در تعیین طول بهسازی از تأثیر این منطقه‌ی مرزی صرف‌نظر شود. مقایسه‌ی طول گوه‌ی گسیختگی در لایه‌ی اول پی (L۲) در طرح بهسازی ج. ۱ - پ. ۱، طی شتاب پایه‌ی ۰/۲۵ g نشان می‌دهد با اینکه در طرح مذکور، طول اصلاح‌شده (۱۴ متر) بزرگ‌تر از طول گوه‌ی گسیختگی در لایه‌ی اول پی (۱۱/۵۷ متر) است، به علت دررفتگی پای دیوار عملکرد مناسبی از مجموعه دیده نمی‌شود. عدم پیشگیری از مد گسیختگی پای دیوار طی شتاب پایه‌ی ۰/۳۵ g (L۲ = ۱۶/۲۱ m) در طرح‌های ج. ۱ - پ. ۱ و ج. ۲ - پ. ۲ نیز مؤید آن است که کمینه‌ی طول لازم برای بهسازی پشت دیوار بزرگ‌تر از طول گوه‌ی گسیختگی در لایه‌ی اول پی است. این طول با توجه به زاویه‌ی گسیختگی لایه از رابطه‌ی ۱۲ محاسبه می‌شود:

$$\alpha_{a\alpha} = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} - 13.5^\circ K_e'^{1/25} \quad (12)$$

که در آن $\alpha_{a\alpha}$ و φ به ترتیب زاویه‌ی گوه‌ی گسیختگی لایه‌ی اول پی نسبت به افق و زاویه‌ی اصطکاک داخلی این لایه هستند. با توجه به قرارگیری لایه‌ی مذکور در زیر سطح آب زیرزمینی می‌توان رابطه‌ی ۱۳ را نوشت:

$$K_e' = \frac{(a_h/g)_{\max}}{1 - (\frac{2}{3}(a_v/g))_{\max}} \quad (13)$$

که در آن، K_e' ضریب زلزله‌ی مؤثر، a_h بیشینه‌ی شتاب افقی زلزله، و a_v بیشینه‌ی شتاب قائم زلزله روی سطح زمین است.^[۲۴] با توجه به شکل نهایی و میزان جابه‌جایی‌ها، طرح‌هایی که در آن طول متراکم‌شده از مجموع طول ناحیه‌ی مرزی بین خاک سست و اصلاح‌شده و طول گوه‌ی گسیختگی در لایه‌ی اول پی بزرگ‌تر است، از لحاظ بهسازی موفق عمل کرده‌اند. بر این اساس به نظر می‌رسد که کمینه‌ی طول لازم برای بهسازی خاک پشت ریشه برابر (L۱ + L۲) است. این ایده در شکل ۲۴ نشان داده شده است.

2. Psarropoulos, P.N., Klonaris, G. and Gazetas, G. "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **25**(7-10), pp. 795-809 (2005).
3. International Navigation Association, "Seismic design guidelines for port structures", pp. 35, 106-111, 271-299, Balkema, Tokyo, Japan (2001).
4. Towhata, I. "Mitigation of liquefaction-induced damage", *Geotechnical Earthquake Engineering*, pp. 588-642 (2008).
5. Motamed, R. and Towhata, I. "Shaking table model tests on pile groups behind quay walls subjected to lateral

- spreading", *J. of Geotechnical and Geoenv. Eng.*, **136**(3), pp. 477-489 (2010).
6. Ueda, K., Tobita, T. and Iai, S. "A Numerical study of dynamic behavior of a self-supported sheet pile wall", *14th W. Conf. on Earthq. Eng.*, China (2008).
7. Kohama, E., Sugano, T., Shiozaki, Y. and Mitoh, M. "Dynamic behavior of a steel sheet pile quay wall in the full scale experiment with regard to liquefaction", *13th W. Conf. on Earthq. Eng.*, Canada, P.No. 3485 (2004).
8. Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. "Strain space plasticity model for cyclic mobility", *Report of the Port and Harbour Research Institute of JAPAN*, **29**(4), pp. 1-15 (1990).
9. Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. "Parameter identification for a cyclic mobility model", *Report of The Port and Harbour Reserch Institute of JAPAN*, **29**(4) pp. 57-83 (1990).
10. Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K. "Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, **35**(3), pp. 360-392 (2011).
11. Iai, S. and Ozutsumi, O. "Yield and cyclic behaviour of a strain space multiple mechanism model for granular materials", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, **29**(4), pp. 417-442 (2005).
12. Manie, J. and Kikstra, W.P., *DIANA User's Manual: Matlib*, 1st Edn., pp. 475-479, TNO DIANA BV, Netherlands (2009).
13. Mohajeri, M., Kobayshi, Y., Kawaguchi, K. and Sato, M. "Numerical study on lateral spreading of liquefied ground behind a sheet pile model in large scale shake table test", *13th W. Conf. on Earthq. Eng.*, Vancouver, Canada, P. No. 2515 (2004).
14. Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S. "Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay walls: Analysis by FLIP", *12th W. Conf. on Earthq. Eng.*, New Zealand, P. No. 2484 (2000).
15. Nozu, A., Ichii, K. and Sugano, T. "Seismic design of port structures", *J. of Japan Association for Earthquake Engineering*, **4**(3), pp. 195-208 (2004).
16. Ichii, K., Iai, S., Sato, Y. and Liu, H. "Seismic performance evaluation chart for gravity type quay walls", *J. Structural Eng./ Earthquake Eng., JSCE*, **19**(1), pp. 21-31 (2002).
17. Ghasemi, P., Ghalandarzadeh, A. and Zekri, A. "Mitigation of seismic deformation of anchored quay walls by backfill compaction", *10th Int. Conf. on Coasts, Ports and Marine*, Tehran, Iran, pp. 568-575 (2012) (In Persian).
18. Manie, J. and Kikstra, W.P., *DIANA User's Manual: Analys*, 1st Edn., TNO DIANA BV, Netherlands, pp. 497-499 (2009).
19. Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 672 pp. (1996).
20. Ahmadi, M. and Shirasb, A. "Liquefaction resistance of Firoozkuh sand using cyclic sipmle shear test", *6th N. Confr. on Civil Eng.*, Semnan, Iran (2011) (In Persian).
21. Ghalandarzadeh, A. and Akbari-Paydar, N. "Shaking table tests of flexible quay walls subjected to backfill liquefacti", *ASIAN Reg. Conf. on Soil Mech And Geo. Eng.*, New Delhi, India , **1**, pp. 690-693 (2007).
22. Arablouei, A., Ghalandarzadeh, A., Mostafagharabaghi, A.R. and Abedi, K. "A numerical study of liquefaction induced deformation on caisson-type quay wall using a partially coupled solution", *J. Offshore Mech. Arct. Eng.*, **133**(2), pp.021101 (2010).
23. Moghadam, A., Ghalandarzadeh, A., Towhata , I., Moradi, M., Ebrahimian, B. and Hajialikhani, P. "Studying the effect of deformable panel on seismic displacement of gravity quay walls", *Ocean Eng.*, **36**(15-16), pp. 1129-1148 (2009).
24. Adalier, K. and Elgemal, A.-W. "Sesmic response of adjacent dense and loose saturated sand columns", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **22**(2), pp. 115-127 (2002).
25. Iai, S. "Remediation of liquefiable soils for port structures in Japan-analysis, design and performance", *J. of Earthq. Eng.*, **9**(001), pp. 77-103 (2005).