ارزیابی عددی تفاضل محدود پدیدهٔ روان‌گرایی به روش تنش مؤثر و تخمین عددی روانگرایی پروژه مسجد جامع بندرعباس (مطالعهٔ موردی)

عادل عساکره*، مهدیه شعبانی؛
دانشگاه هرمزگان، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران

تاریخ: دریافت ٩٦/٠٧/٠٧ پذیرش ٩٧/٠٥/٠٢

چکیده

تخمین روان‌گرایی یکی از اهداف مهم در مهندسی ژئوتکنیک است. بدین‌منظور روش‌های آزمایشگاهی و عددی مختلفی ارائه شده‌اند. یکی از گام‌های مهم در پیش‌بینی روان‌گرایی، پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده است. وقتی که بارگذاری لرزه‌ای به خاک ماسه‌ای اشباع اعمال می‌شود، فشار آب حفره‌ای تا زمانی که به فشار محصورکنندهٔ اولیه برسد، افزایش می‌یابد و موجب وقوع روان‌گرایی می‌شود. به‌طورکلی دو روش مهم برای تحلیل‌های دینامیک خاک وجود دارد: روش‌های غیروابستهٔ تنش کل و روش وابسته تنش مؤثر. هدف مهم این پژوهش ارزیابی ظرفیت مدل موجود در نرم‌افزار تفاضل محدود فلک بر پایهٔ روش‌های تجزیه و تحلیل تنش مؤثر برای پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری لرزه‌ای است. برای کالیبره کردن مدل عددی، آزمایش سانتریفوژ شمارهٔ یک پروژه ولاکس که روی ماسهٔ نوادا با تراکم ٤٠٪ انجام شده، مدل‌سازی شده است. پس از صحت سنجی مدل عددی، خاک محل احداث پروژه مسجد جامع شهر بندرعباس، برای بررسی روان‌گرایی با استفاده از روش عددی مدل‌سازی شده است. برای مدل‌سازی، از نتایج آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک انجام شده روی نمونه‌های خاک محل و آزمایش نفوذ استاندارد انجام شده در سایت، برای کالیبره کردن پارامترها و انتخاب ثابت‌های مدل بهره گرفته شده است. نتایج حاصل از مدل عددی با نتایج حاصل از آزمایشگاه تقریباً مطابقت

*نویسنده مسئول asakereh@hormozgan.ac.ir

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

دارد. بنابراین با انتخاب دقیق پارامترهای مدل عددی می‌توان به‌طورکلی با استفاده از نتایج مدل‌سازی دید کلی از تشکیل فشار آب حفره‌ای و تخمین عمق روان‌گرایی داشت.

واژه‌های کلیدی: روان‌گرایی خاک، اضافه فشار آب حفره‌ای، آزمایش سانتریفوژ، روش عددی، مدل رفتاری خاک.

مقدمه

روان‌گرایی به‌عنوان یکی از آسیب‌های اصلی ناشی از زلزله به سازه‌ها شناخته می‌شود. این پدیده اغلب در رسوبات سست ماسه‌ای اشباع تحت بارگذاری دوره‌ای رخ می‌دهد. در حقیقت تولید اضافه فشار آب حفره‌ای در این خاک‌ها باعث از دست رفتن مقاومت برشی خاک می‌شود. به‌دلیل اهمیت پدیده روان‌گرایی، فعالیت‌های تحقیقاتی گسترده‌ای در دو گروه روش‌های عددی و مدل‌سازی‌های آزمایشگاهی در طول چند دههٔ گذشته انجام شده است [۱]. یکی از گام‌های مهم در پیش‌بینی روان‌گرایی، پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده است. در بسیاری از تحقیقات در حال حاضر، عموماً علت اساسی روان‌گرایی خاک‌های غیرچسبنده اشباع در هنگام زلزله ایجاد اضافه فشار هیدرواستاتیکی ناشی از اعمال تنش‌های برشی دوره‌ای مربوط به حرکت‌های زمین در نظر گرفته می‌شود. در نتیجهٔ تنش‌های دوره‌ای اعمال شده، ساختار خاک غیرچسبنده تمایل به متراکم شدن دارد و در نتیجه تنش به آب منفذی انتقال می‌یابد و تنش وارد بر دانه‌های خاک کاهش می‌یابد. در نتیجه ساختار دانه‌ای خاک به میزان مورد نیاز برای ثابت نگه داشتن حجم، واگشت[1] خواهد کرد و توازن کاهش حجم و واگشت، تعیین کنندهٔ مقدار افزایش فشار آب منفذی در خاک است. تولید اضافه فشار منفذی کلید فعال شدن روان‌گرایی است. بدون تغییر در فشار منفذی تنش مؤثر تغییر نکرده و روان‌گرایی اتفاق نمی‌افتد [۲].

طی چند دههٔ گذشته محققان زیادی روش‌های عددی پیچیده‌ای را برای تخمین روان‌گرایی ارائه داده‌اند. به‌طورکلی این دستورالعمل‌های عددی را می‌توان به دو بخش تحلیل‌های تنش کل و تنش مؤثر تقسیم کرد. در حال حاضر جدیدترین روش‌های عملی[2] موجود برای تخمین روان‌گرایی، بر اساس تحلیل‌های تنش کل هستند؛ هر چند از آن‌جاکه

1. Rebound
2. State-of-Practice

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

اضافه فشار منفذی ناشی از حرکات لرزه‌ای به‌طور مستقیم در محاسبات وارد نمی‌شود، این روش‌ها قابلیت ارزیابی پتانسیل روان‌گرایی به‌صورت مطلوب را ندارند. در مقابل، استفاده از شیوهٔ تنش مؤثر برای تحلیل مسائل روان‌گرایی خاک، اساساً صحیح‌تر و منطقی‌تر است؛ چرا که در آن اثرات فشار آب منفذی به‌صورت مستقیم در نظر گرفته می‌شود. تحلیل‌های تنش مؤثر را می‌توان بسته به چگونگی در نظر گرفتن تغییرات فشار آب منفذی به محض وقوع آن، به دو دستهٔ تا حدی وابسته[1] و کاملاً وابسته[2] تقسیم کرد [۳].

در روش‌های عددی رفتار مصالح با استفاده از مدل‌های ساختاری که بر حسب پاسخ تنش و کرنش تعریف می‌شوند، مشخص می‌شود؛ به‌طوری‌که این مدل‌های ساختاری، هستهٔ اصلی روش‌های عددی را تشکیل می‌دهند. تقریباً تمام مدل‌های پیشرفتهٔ ارائه شده برای خاک‌های روان‌گرا، بر اساس نظریهٔ خمیری پایه‌گذاری شده‌اند که این امر با توجه به مشاهدهٔ کرنش‌های برگشت‌ناپذیر به‌عنوان جنبهٔ کلیدی رفتار این خاک‌ها طبیعی به‌نظر می‌رسد. جدیدترین روش‌های علمی[3] برای تحلیل عددی روان‌گرایی شامل تحلیل‌های اجزاء محدود و تفاضل محدود دینامیکی هستند که در آن‌ها از ترکیب مدل‌های ساختاری تنش مؤثر و اثرات جریان سیال استفاده شده است. این تحلیل‌ها توانایی تخمین جابه‌جایی، شتاب و فشار آب منفذی ایجاد شده در اثر یک حرکت لرزه‌ای مشخص را دارند. ارزیابی کنش روان‌گرایی، تغییر مکان‌ها و پتانسیل لغزش جریانی همگی در یک تحلیل منفرد جامع بررسی می‌شوند. محققان مختلفی دستورالعمل‌های تنش مؤثر کاملاً وابسته، که فشار منفذی ناشی از برش را در هر گام زمانی (به‌جای هر سیکل یا نیم‌سیکل) لحاظ می‌کنند، ارائه کرده‌اند. مارتین و دیگران [٤] روشی را برای مدل‌سازی افزایش فشار منفذی ناشی از بارگذاری تناوبی ارائه دادند؛ که شاید اولین مدل تنش مؤثر برای تحلیل روان‌گرایی بوده است. این روش اساساً رفتار اسکلت خاک را تحت بارگذاری تناوبی مدل کرده و محدودیتی حجمی را برای در نظر گرفتن افزایش فشار منفذی اعمال می‌کند. به‌دلیل فرض اولیه تئوری مارتین، که در آن اضافه فشار آب حفره‌ای مستقیماً وابسته به تغییرات حجم است ممکن است مقادیر پیش‌بینی شده

1. Loose-Coupled
2. Fully-Coupled
3. State-of-the-art

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

از مدل عددی کم‌تر از مقدار اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه باشد. مدل ساختاری موهر کولمب وقتی که بردار نرخ کرنش به سطح تسلیم می‌رسد تمایل به اتساع نشان می‌دهد. این تمایل به اتساع، تغییرات حجم (فشردگی) را در طول بارگذاری سیکلی کاهش می‌دهد. بنابراین، مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای کم‌تری نسبت به مقدار واقعی، در مدل‌سازی عددی تخمین زده می‌شود. از طرف دیگر، مدل مارتین برای اندازه‌گیری کرنش برشی یک‌بعدی طراحی شده است. در حالی که در تحلیل‌های دوبعدی، تحت لرزش افقی و قائم سه نرخ کرنش اندازه‌گیری می‌شود. ضعف نرم‌افزار فلک نیز این است که از برخی فرضیه‌ها و ساده‌سازی‌ها برای حل این مشکل استفاده می‌کند که ممکن است باعث به‌وجود آمدن خروجی‌های متفاوت با مقادیر اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه شود .

هدف مهم این پژوهش ارزیابی ظرفیت مدل موجود در نرم‌افزار فلک[1] برای پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری لرزه‌ای است. به این منظور آزمایش سانتریفوژ شمارهٔ یک پروژه ولاکس[2] [٥] در حالت زمین تراز[3] که روی ماسهٔ نوادا[4] با تراکم ٤٠٪ انجام شده است، مدل‌سازی می‌شود. برای کالیبره کردن پارامترها از نتایج آزمایش‌های سیکلی و استاتیکی انجام شده روی ماسه نوادا [٦] در طول پروژه ولاکس و نتایج بررسی‌های نبیلی و دیگران [٧]و کوک[5] [٨] استفاده شده است.

در نهایت برای مدل‌سازی یک سایت واقعی، خاک محل احداث پروژه مسجد جامع شهر بندرعباس، برای بررسی روان‌گرایی با استفاده از روش‌های عددی مدل‌سازی شده است. برای مدل‌سازی، از نتایج آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک انجام شده روی نمونه‌های خاک محل و آزمایش نفوذ استاندارد[6] انجام شده در سایت، برای کالیبره کردن پارامترها و انتخاب ثابت‌های مدل بهره گرفته شده است.

مبانی نظری

کدهای عددی متفاوتی برای تحلیل‌های لرزه‌ای ژئوتکنیک موجود است. در این پژوهش،

1. FLAC
2. VELACS
3. Level ground
4. Nevada
5. Cook
6. Standard Penetration Test (SPT)

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

فرمول نویسی وابسته u-p برای مدل‌سازی دو فاز محیط متخلخل و ماسه اشباع به‌کار گرفته شده است. مجهول‌های این فرمول نویسی جابه‌جایی فاز جامد (u) و فشار سیال حفره‌ای (p) هستند [۹]. یکی از مزیت‌های تحلیل‌های وابسته توانایی در نظر گرفتن اثر هم‌زمان و متقابل مکانیسم‌ها و پدیده‌های مختلف مانند جابه‌جایی و فشار آب حفره‌ای بر یک‌دیگر در هر گام زمانی است [۱]. در نرم‌افزار فلک می‌توان تحلیل‌های هم‌زمان دینامیکی و سیال در محیط متخلخل را با هم انجام داد. به‌طورکلی مدل‌های گوناگونی برای محاسبه فشار آب حفره‌ای وجود دارد. در نرم‌افزار فلک برای مدل‌سازی حالت روان‌گرایی در خاک از مدل‌های جامع و مؤثر برن[1] [۱۰] و فین[2] [۱۱] استفاده می‌شود.

برخلاف تصور عموم در بارگذاری دوره‌ای، فرآیند ایجاد فشار آب حفره‌ای یک فرآیند ثانویه محسوب می‌شود. در واقع این اتفاق به‌طور مستقیم به بارگذاری متناوب مرتبط نیست. اثر مستقیم و اصلی، حبس اجباری در فضای خالی دانه‌های خاک در زمان بارگذاری متناوب است. در اثر این فرآیند فضای خالی بین دانه‌ها به‌دلیل ایجاد تنش‌های محصور کننده کاهش می‌یابد. چنان‌چه این فضای خالی با ماده سیال اشباع شده باشد، آن‌گاه فشار سیال افزایش یافته و از اینرو، تنش‌های مؤثر وارد شده بر دانه‌های جامد به سیال موجود در فضای خالی بین دانه‌ها انتقال داده می‌شود. این مکانیزم به‌خوبی به‌وسیلهٔ مارتین[3] و دیگران فرمول‌بندی شده است [٤]. آن‌ها رابطهٔ تجربی (۱) را برای ارتباط میان کاهش حجم توده خاک ($\Delta\varepsilon_{vd}$) و میزان بزرگی کرنش‌های برشی متناوب (γ) به‌دست آوردند [۱۲].

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \qquad (۱)$$

که در آن رابطه $\Delta\varepsilon_{vd}$، کاهش حجم تودهٔ خاک، ε_{vd}، کرنش حجمی تجمعی، γ، کرنش برشی متناوب و C_1, C_2, C_3, C_4 ثابت‌های مدل وابسته به دانسیته نسبی ماسه هستند.

برن [۱۰] رابطهٔ ساده‌تری نسبت به رابطهٔ مارتین [٤] برای محاسبه $\Delta\varepsilon_{vd}$ ارائه کرد:

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1 exp\left(-C_2\left(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \qquad (۲)$$

در این رابطه C_1, C_2 ثابت‌هایی هستند که با ثابت‌های رابطهٔ (۱) متفاوت است. در برخی از

1. Byrne
2. Finn
3. Martin

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

مواقع می‌توان رابطهٔ $C_2 = \frac{0.4}{C_1}$ را بین دو ثابت برقرار دانست و در نتیجه رابطهٔ (۲) تنها یک ثابت نامعلوم خواهد داشت. مارتین و دیگران [٤] نحوهٔ محاسبات ضرایب مربوط به رابطهٔ (۱) را با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی خاصی ارائه داده‌اند. با این حال برن [۱۰] مقدار C_1 در رابطهٔ (۲) را با تراکم نسبی دانه‌های ماسه مرتبط دانسته و رابطهٔ (۳) را برای محاسبه این ثابت ارائه داده است.

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (۳)$$

بین مقدار تراکم نسبی خاک و عدد حاصل از آزمایش نفوذ استاندارد اصلاح شده رابطهٔ (٤) برقرار است:

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2} \quad (٤)$$

در این رابطه $(N_1)_{60}$ عدد آزمایش نفوذ استاندارد است. در نتیجه ثابت C_1 را می‌توان از رابطهٔ (۵) نیز استخراج کرد:

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1/2} \quad (۵)$$

کالیبره کردن پارامترها

در آغاز پروژهٔ ولاکس ماسه نوادا برای انجام آزمایش‌ها انتخاب شد. مؤسسهٔ تکنولوژی زمین[1] آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک و تعدادی آزمایش‌های برش ساده و سیکلی و سه محوری استاتیکی و دینامیکی را روی ماسه نوادا انجام داده‌اند. آزمایش شمارهٔ یک پروژه ولاکس که در این تحقیق برای صحت‌سنجی مدل عددی به‌کار رفته است، یک لایهٔ افقی همگن از ماسهٔ نوادا با تراکم٤۰٪ است. پارامترهای عمومی ماسه مانند وزن مخصوص، نفوذپذیری، تخلخل، زاویهٔ اصطکاک و اتساع و چسبندگی از نتایج این آزمایش‌ها استخراج شده است. سایر پارامترها از نتایج پژوهش‌های نبیلی و همکاران [۷] و کوک [۸] به‌دست آمده‌اند.

نبیلی و همکاران [۷] در پژوهش خود بیان داشتند که، مدل‌های مختلف آزمون‌های آزمایشگاهی برای بررسی و شبیه‌سازی تش‌های سیکلی القا شده در حالت زمین تراز، به‌وسیلهٔ زلزله، درتوده‌های خاک به‌کار رفته‌اند. از آن‌جاکه هدف آزمایش سیکلی، بازتولید

1. Earth technology

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

تنش‌های اعمالی به تودهٔ خاک به‌وسیله زلزله است، آزمایش برش ساده سیکلی، شرایط واقعی (صحرایی) را بهتر به نمایش می‌گذارد. بنابراین پارامترهای کالیبره مدل برای ماسهٔ نوادا ۴۰٪ با استفاده از نتایج آزمایش برش سادهٔ سیکلی ارائه شده در پروژه ولاکس استخراج شده‌اند. به‌علاوه، آزمایش‌های زهکشی شده استاتیکی و سیکلی زهکشی نشده به‌ترتیب برای تخمین منطقی زاویهٔ اتساع و مدول برشی اولیه خاک به‌کار رفته‌اند [۷].

مدول برشی اولیه (Gmax) از پارامترهای اساسی لازم برای تحلیل‌های دینامیک است. روابط متفاوتی برای تخمین مدول برشی در خاک‌های غیرچسبنده ارائه شده است. این روابط مدول برشی را به‌عنوان تابعی از فشار محصور کننده متوسط و نسبت تخلخل ارائه می‌دهند [۷].

سید و ادریس[1] رابطهٔ (۶) را ارئه دادند [۱۳]:

$$G_{max} = 1000K_{2max}(\sigma'_m)^{0.5} \qquad (۶)$$

که G_{max}، بیشینهٔ مدول برشی بر حسب پوند بر فوت مربع، K_{2max} عدد مدول برشی (سید و ادریس [۱۳]) و σ'_m، تنش محصورکنندهٔ متوسط بر حسب پوند بر فوت‌مربع است. در معادلهٔ (۶) برای ماسه نوادا ۴۰٪، مقدار K_{2max}، ۳۵ پوند بر فوت‌مربع به‌دست می‌آید. این رابطه برای هر نوع خاکی در هر شرایط بارگذاری دقیق نیست. نبیلی و همکاران با استفاده از داده‌های آزمون‌های آزمایشگاهی و شیب نمودار تنش برشی-کرنش برشی، مقدار K_{max} و n در معادلهٔ (۷) را به‌دست آورده‌اند [۷].

$$G_{max} = K_{max}(\sigma'_m)^n \qquad (۷)$$

این پروسه برای آزمایش‌های سیکلی در فشار محصور کننده‌های متفاوت اما دانسیتهٔ یک‌سان (Dr=٪۴۰) انجام شد. آن‌ها معادلهٔ (۸) را برای محاسبهٔ مدول برشی ماسه نوادا پیشنهاد دادند [۷].

$$G_{max} = 16828.17(\sigma'_m)^{0.341} \qquad (۸)$$

مرحلهٔ بعد تعیین ضریب پواسون است. ضریب پواسون را می‌توان با معلوم بودن K_0، از رابطهٔ (۹) محاسبه نمود.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \qquad (۹)$$

1. Seed & Idriss

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

در تحلیل‌های زمین تراز بهتر است که تنش افقی مساوی تنش قائم در نظر گرفته شود. با این کار تنش قائم وقتی که تنش افقی صفر می‌شود، به صفر می‌رسد (رابطهٔ (۱۰))، شرایطی که در آن زمین به ذات روان‌گرا می‌شود. در این شرایط، روان‌گرایی وقتی که فشار حفره‌ای برابر با سربار می‌شود، اتفاق می‌افتد [۱٤].

$$\sigma_h = \sigma_v K_0 \qquad (۱۰)$$

کوک [۸] در پژوهش خود چند آزمایش سانتریفوژ را بررسی کرد، او این چنین بیان کرده است که برای شرایط زمین تراز، قبل از احداث هر سازهٔ سطحی، فرض می‌شود که K_0، تقریباً برابر یک باشد، بدون در نظر گرفتن دانسیتهٔ خاک، این فرض برای جلوگیری از وقوع روان‌گرایی زود هنگام است.

از طرف دیگر گازتاس[1] بیان داشته است که، به‌طور معمول، نسبت پواسون به نوع خاک، فشار محصورکننده و نسبت تخلخل کم‌تر حساس است، اما به درجهٔ اشباع و شرایط زهکشی کاملاً وابسته است [۱۵]. بنابراین با دانستن شرایط اشباع و زهکشی، تخمین نسبت پواسون چندان مشکل نیست. او برای ماسهٔ اشباع مقدار ۰/۵ و برای ماسهٔ تقریباً خشک مقدار ۰/۲۵ را پیشنهاد می‌دهد.

در این پژوهش مقدار نسبت پواسون حدود ۰/٤٦ در نظر گرفته شده است. مقدار مدول بالک و مدول برشی از رابطهٔ (۱۱) به‌هم مرتبط هستند.

$$B = \frac{2G(1+\upsilon)}{3(1-2\upsilon)} \qquad (۱۱)$$

که با معلوم بودن نسبت پواسون و مدول برشی، مدول بالک به‌دست می‌آید.

نبیلی و همکاران [۷] در پژوهش‌هایی، برای به‌دست آوردن زاویه تساع، آزمایش CIDC40-107 از پروژهٔ ولاکس را مدل‌سازی کردند. نتایج نشان می‌دهد که در تراکم ٤۰٪ و فشار محصورکنندهٔ ٤۰kPa، زاویهٔ اتساع ۰/۲ قابل قبول است. این زاویهٔ اتساع کوچک تراکم کم ماسهٔ نوادا را نشان می‌دهد و صحت رفتار انقباضی و سخت‌شدگی چنین خاک سستی را بیان می‌کند.

برای به‌دست آوردن ثابت‌های مدل مارتین یک آزمایش برش سیکلی از پروژه ولاکس با

1. Gazetas

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

فشار محصورکنندهٔ ۸۰ kPa به‌وسیلهٔ نبیلی و همکاران مدل‌سازی شد [۷]. جدول ۱ ثابت‌های مدل مارتین را که بهترین انطباق بین مدل عددی و داده‌های آزمایشگاهی دارند، نشان می‌دهد.

جدول ۱. مقادیر ثابت‌های فرمول نویسی مارتین، [۷]

پارامتر	C_1	C_2	C_3	C_4
مقدار	۰/۸	۰/۷۵	۰/۴۳۸	۰/۷۳

کوک در رسالهٔ دکتری خود از فرمول‌نویسی برن برای مدل‌سازی تعدادی آزمایش سانتریفوژ و یک سایت واقعی استفاده کرد. ماسه استفاده شده در آزمایش‌های سانتریفوژی که او مدل‌سازی کرد نیز ماسه نوادا با تراکم ۴۰٪ بود. کوک از نتایج آزمایش‌های انجام شده در پروژه ولاکس برای محاسبهٔ ثابت‌های فرمول برن بهره گرفت. مقادیر انتخابی او در جدول ۲ آورده شده است [۸].

جدول ۳ ویژگی‌های خاک که در مدل‌سازی‌های این بررسی، به‌کار رفته‌اند را ارائه می‌کند

جدول ۲. مقادیر ثابت‌های فرمول نویسی برن، [۸]

پارامتر	C_1	C_2
مقدار	۰/۵	۰/۸

جدول۳. مقادیر پارامترهای خاک، برای استفاده در مدل‌سازی عددی [۷]، [۶]، [۸]

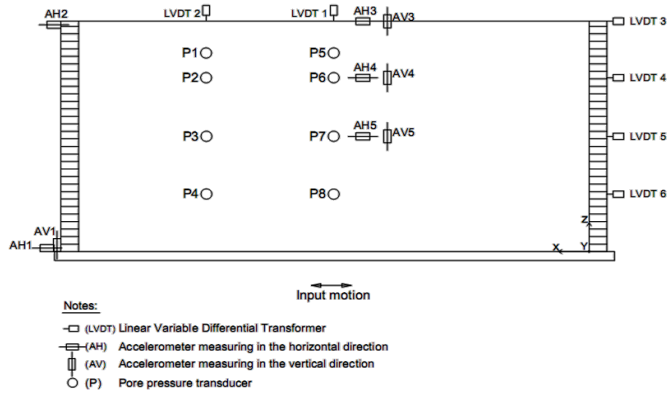
پارامتر	دانسیتهٔ خشک (γ) (kg/m^3)	تخلخل (n) ---	زاویهٔ اصطکاک (φ) (درجه)	زاویهٔ اتساع (ψ) (درجه)	نفوذپذیری (k) $(m^2/Pa-sec)$	مدول برشی (G) (Pa)	مدول بالک (B) (Pa)
مقدار	۱۵۲۷	۰/۴۱	۳۳	۰/۲	$۶/۷\times۱۰^{-۹}$	$۰/۷۵\times۱۰^{۸}$	$۹/۱۳\times۱۰^{۸}$

روند مدل‌سازی عددی

در بخش ۳، پارامترهای کالیبره برای مدل عددی، با استفاده از پژوهش‌های انجام شده در گذشته و نتایج آزمایش‌های سیکلی و استاتیکی انجام شده روی ماسهٔ نوادا با تراکم ۴۰٪ به‌دست آمدند. در این بخش به مدل‌سازی آزمایش ۱ پروژه ولاکس پرداخته شده است.

طرح مخزن لایه‌ای مؤسسهٔ RPI و ابزار نصب شده برای مدل شمارهٔ یک در شکل ۱ آورده شده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]



شکل ١. نمایی از مدل شمارهٔ یک [٥]

جدول ٤ شتاب بیشینه و فرکانس بار وارد شده را نشان می‌دهد. ماسهٔ نوادا با دانسیتهٔ نسبی ٤٠٪ در مخزن قرار گرفته است. ماسه به‌صورت کامل با آب اشباع شده است و سانتریفوژ با شتاب ٥٠g می‌چرخد. مخزن تحت شتاب افقی پیشنهادی مطابق آن‌چه در شکل ٢ نشان داده شده است قرار می‌گیرد [٥].

جدول٤. شتاب بیشینه و فرکانس بار دینامیکی [٥]

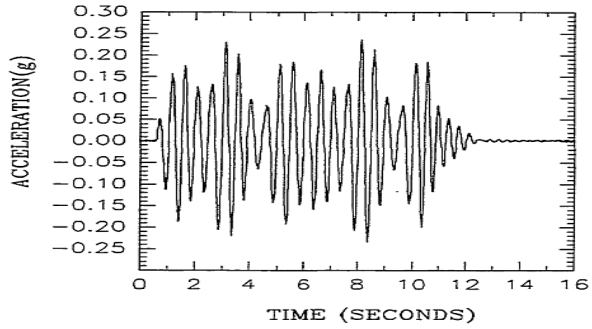
N	f (Hz)	a_{max} (g)	
٢١/٥	٢	٠/٢٥	مدل شمارهٔ یک

توجه:

a_{max} : شتاب بیشینه ورودی در مقیاس واقعی

f : فرکانس بار دینامیکی وارد شده در مقیاس واقعی

N: تعداد سیکل‌های لرزش

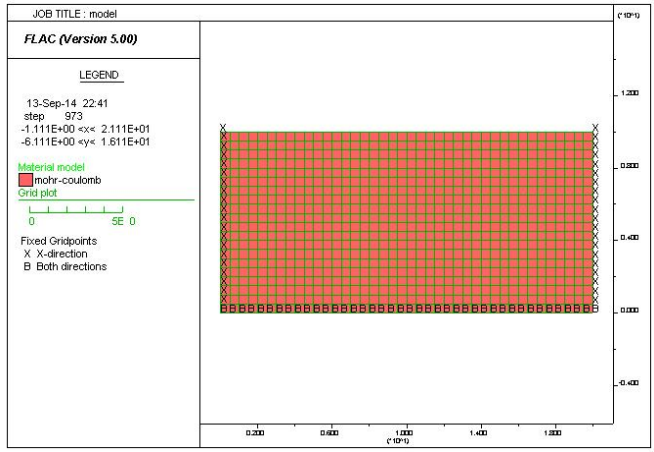


شکل٢. شتاب افقی ورودی [٥]

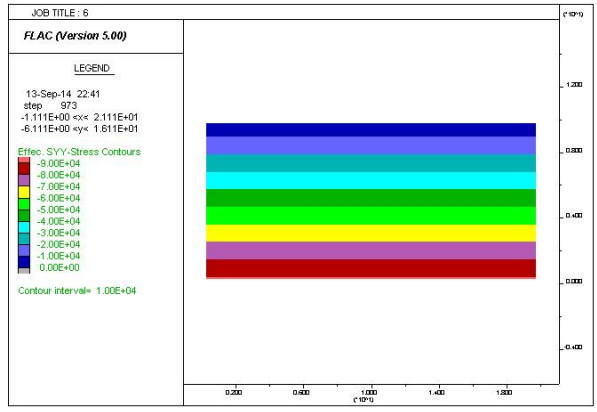
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

آزمایش سانتریفوژ شامل مخزنی لایه‌ای است که از روی هم قرار گرفتن حلقه‌های لغزنده تشکیل شده است. این حلقه‌های لغزنده اجازهٔ جابه‌جایی افقی به مدل را می‌دهند. این شرایط در نرم‌افزار فلک با تعریف مرزهای منطقهٔ آزاد، که از عکس‌العمل موج در دیواره‌های کناری جلوگیری می‌کند، مدل شده است. تحلیل‌های استاتیکی قبل از تجزیهٔ دینامیکی برای رسیدن به وضعیت پایدار و تعیین تنش و کرنش‌های اولیه روی مدل انجام شده است. هندسهٔ مدل در شکل ٣ و کانتورهای تنش مؤثر، در شکل ٤ نشان داده شده است.



شکل ٣. هندسه مدل شده در نرم‌افزار فلک



شکل ٤. کانتورهای تنش مؤثر قائم در تحلیل استاتیکی مدل

در فرآیند مدل‌سازی دینامیکی در نرم‌افزار فلک سه مسئله مهم مد نظر قرار می‌گیرد. این

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

مسائل عبارتند از:

۱. بارگذاری دینامیکی و شرایط مرزی مدل، ۲. میرایی مصالح اختصاص داده شده به مدل و ۳. شرایط انتقال موج در داخل مدل.

۱. بارگذاری دینامیکی

در مدل‌سازی فلک بارگذاری دینامیکی را می‌توان به دو طریق انجام داد. روش اول اعمال بارگذاری دینامیکی به مرزهای مدل است و روش دوم اعمال بارگذاری به نقاط گره‌ای داخلی. اثر نامطلوب بازتاب موج‌ها در مدل می‌تواند با استفاده از میراگرهای تعبیه شده در مرزها تا حدی از بین برود.

در فلک ورودی بارگذاری دینامیکی می‌تواند به یکی از چهار طریق به مدل اعمال شود: ۱. تاریخچهٔ شتاب، ۲. تاریخچهٔ سرعت، ۳. تاریخچهٔ تنش یا فشار و ٤. تاریخچهٔ نیرو.

چنان‌چه بار ورودی زلزله به‌صورت تنش یا نیرو به بستر زمین اعمال شود، هم مرزهای کناری و هم مرز تحتانی باید با استفاده از مرزهای آرام مدل‌سازی شود. در حالی که چنان‌چه بار ورودی زلزله به‌صورت سرعت یا شتاب به بستر زمین اعمال شود، مرز تحتانی باید مشابه با تحلیل استاتیکی، گیردار شود و از مرزهای آرام صرفاً در مرزهای کناری مدل استفاده شود [۱۲].

در تحقیق حاضر، اعمال بارگذاری به‌صورت تاریخچهٔ شتاب و تنش هر دو امتحان شد، در حالت بارگذاری با استفاده از تاریخچهٔ تنش، نتایج بسیار قابل قبول‌تری حاصل شدند. برای بارگذاری تنش از نمودار سرعت نگاشت می‌توان از روابط (۱۲) و (۱۳) استفاده کرد.

$$\sigma_n = 2(\rho.c_p)v_n \qquad (۱۲)$$

$$\sigma_s = 2(\rho.c_s)v_s \qquad (۱۳)$$

که در این روابط، σ_n تنش نرمال وارد شده، σ_s تنش برشی وارد شده، ρ چگالی مصالح، c_p سرعت متوسط موج P و c_s سرعت متوسط موج S هستند [۱۲].

مقدار c_p یا c_s با توجه به معلوم بودن مدول بالک، مدول برشی و دانسیته خشک خاک، از روابط (١٤) و (١٥) قابل محاسبه هستند [١٦]:

$$\mathrm{Cp} = \sqrt{\frac{\mathrm{k}+4\mathrm{G}/3}{\rho}} \qquad (١٤)$$

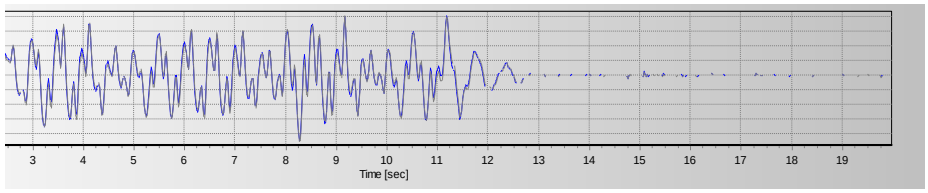
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

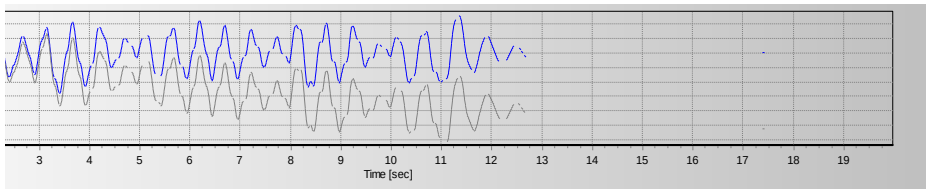
$$Cs = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad (۱۵)$$

که در رابطه‌های مذکور، G مدول برشی بر حسب Pa، $\mathbf{K}$ مدول برشی بر حسب Pa و ρ دانسیته خشک بر حسب (kg/m3) هستند.

چنانچه از نمودارهای شتاب نگاشت یا سرعت نگاشت خام برای مدل‌سازی در فلک استفاده شود، ممکن است برنامه، مقادیری از سرعت یا جابه‌جایی باقی‌مانده را بعد از ارتعاشات انجام گرفته در خروجی‌ها نشان دهد. این موضوع به‌این دلیل است که انتگرال دقیق تاریخچه‌های زمانی هیچ وقت برابر صفر نخواهد شد. اصلاح خط پایه روندی است که بیش‌تر در مورد شتاب نگاشت‌ها و سرعت نگاشت‌های پیچیده و نامنظم به‌کار می‌رود. متون مرجع مهندسی زلزله روش‌های مختلفی را برای اصلاح خط پایه ارئه داده‌اند. برای این مهم می‌توان از نرم‌افزارهای تجاری رایج نیز استفاده کرد. یکی از نرم‌افزارهای قدرتمند برای اصلاح خط پایه نرم‌افزار سیسموسیگنال[1] است. از طریق این نرم‌افزار می‌توان نمودار سرعت نگاشت متناظر با داده‌های رقومی مربوط به شتاب زلزله را استخراج کرد. پس از درج داده‌های رقومی در نرم‌افزار فرآیند اصلاح خط پایه بر روی داده‌های موجود انجام می‌شود. شکل ۵ نمودار شتاب نگاشت آزمایش ۱ پروژه ولاکس فراخوانی شده به نرم‌افزار و شکل ٦ نمودار سرعت نگاشت قبل و بعد از اصلاح خط پایه را نشان می‌دهند



شکل۵. نمودار شتاب نگاشت فراخوانی شده در نرم‌افزار سیسموسیگنال



شکل ٦. نمودار سرعت نگاشت، قبل و بعد از اصلاح خط پایه

1. Seismosignal

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

برای معرفی تنش به‌سطوح مرزی به مقادیر نمودار سرعت نگاشت محاسبه شده در نرم‌افزار سیسموسیگنال نیاز خواهد بود. بارگذاری لرزه‌ای با توجه به روابط (١٢) و (١٣) به صورت تاریخچهٔ تنش به مدل اعمال شد.

٢. شرایط مرزی

در تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای انتهایی مدل گیردار شده‌اند، با این روش ویژگی‌های تکیه‌گاهی واقع در مرزهای محیط واقعی به شکل قابل قبولی شبیه‌سازی می‌شود. با این حال در تحلیل‌های دینامیکی مرزهای گیردار موجب انعکاس امواج ارتعاشی شده و استهلاک انرژی مانند آن‌چه‌که در حالت واقعیت رخ می‌دهد، اتفاق نمی‌افتد. به‌عبارت دیگر چنان‌چه مرزهای گیردار شده در حالت دینامیکی اصلاح نشوند، زمانی که امواج به این مرزها می‌رسند به داخل محیط منعکس شده و مسئله را با خطا مواجه می‌کنند (در حالت واقعی موج‌های مذکور از مرز سیستم عبور می‌کنند).

استفاده از مدل‌های بزرگ‌تر می‌تواند این مشکل را جبران کند. به این دلیل که میرایی مصالح در هندسه‌های بزرگ، موجب استهلاک مناسب انرژی خواهد شد و انعکاس امواج پس از برخورد به مرزهای گیردار به‌اندازهٔ کافی ناچیز خواهد بود. با این حال، این روش باعث افزایش حجم محاسبات و به تبع آن افزایش زمان تحلیل می‌شود. روش بهتر برای جلوگیری از انعکاس ناخوشایند امواج به داخل مدل استفاده از مرزهای آرام و جذب‌کنندهٔ انرژی است.

برای مرزهای تحتانی چنان‌چه بارگذاری از نوع تنش یا نیرو باشد، استفاده از مرزهای آرام لازم است، که در مدل‌سازی تحقیق حاضر برای مرزهای تحتانی از مرزهای آرام استفاده شده است. در مورد مرزهای جانبی بهترین حالت استفاده از مرزهای آرام زمانی است که منبع انرژی دینامیکی در داخل شبکه مش‌بندی شده باشد. هنگامی که منبع انرژی دینامیکی از قسمت تحتانی یا فوقانی محیط اعمال می‌شود، مانند آن‌چه در مدل‌سازی آزمایش ١ پروژهٔ ولاکس در این تحقیق انجام شده، مرزهای جانبی نباید با استفاده از مرزهای آرام میرا شوند، به این دلیل که انرژی امواج از قسمت‌های جانبی نشت پیدا کرده و هدر می‌رود. در این حالت برای مرزهای جانبی باید از مرزهای منطقه آزاد استفاده شود. مرزهای منطقه آزاد در مدل‌سازی دینامیکی شامل یک ستون خاک با عرض واحد هستند که رفتار محیط جانبی

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

بی‌نهایت خارج از مدل را شبیه‌سازی می‌کنند. هم‌چنین ارتفاع مرزهای آزاد برابر ارتفاع مرزهای جانبی مدل خواهد بود.

۳. میرایی مصالح

سیستم‌های دینامیکی طبیعی دارای درجه‌ای از میرایی است که انرژی ارتعاشات وارده را جذب می‌کنند. در نرم‌افزار فلک برای معرفی میزان میرایی در مصالح بررسی شده از دو نوع میرایی ریلی و موضعی می‌توان استفاده کرد.

در این تحقیق، پس از چندین مرحلهٔ مدل‌سازی و کنترل نتایج، از میرایی ریلی به‌دلیل خروجی مناسب‌تر، استفاده شده است. در فلک میرایی ریلی با اختصاص دادن پارامترهای $f_{\min}$ (فرکانس) و ξ (نسبت میرایی) معرفی می‌شود.

برای محاسبهٔ فرکانس طبیعی خاک در حالتی که خاک محدود به یک یا دو لایه باشد و سرعت موج برشی ناشی از زلزله نیز ثابت فرض شده باشد، با استفاده از روابط (۱۶) و (۱۷) می‌توان فرکانس طبیعی خاک را به‌دست آورد [۱۷].

$$\mathrm{T_n} = \frac{4\mathrm{H}}{V_s} \qquad (۱۶)$$

$$\mathrm{f_n} = \frac{1}{\mathrm{T_n}} \qquad (۱۷)$$

که در آن، $\mathbf{H}$ ضخامت لایه، V_s سرعت موج برشی و $\mathrm{T_n}$ پریود طبیعی زمین است.

٤. شرایط انتقال موج

هنگام انتشار موج در محیط خاکی در هنگام تحلیل دینامیکی ممکن است تحت شرایط ناخواسته در مدل‌سازی، اغتشاشات عددی رخ دهد. مقدار فرکانس اعمال شده بر محیط و سرعت موج بر دقت عددی شرایط انتقال موج تأثیرگذار است. برای دقت شرایط انتقال موج در محیط پیوسته خاک یا سنگ لازم است شرط توصیه شده به‌وسیلهٔ کوهلمیر و لیسمر[1] اقناع شود [۱۸]. این دو محقق پیشنهاد داده‌اند اندازهٔ زون‌های موجود در محیط پیوسته بررسی شده کوچک‌تر از مقدار رابطهٔ (۱۸) باشد:

$$\Delta l \leq \lambda/10 \qquad (۱۸)$$

1. Kuhlemeyer & Lysmer

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

در این رابطه Δl اندازهٔ بزرگ‌ترین المان است و λ طول موج، هنگام رخ دادن بیش‌ترین فرکانس در محیط است. از طرفی چنان‌چه C مقدار سرعت موج p یا s در محیط باشد و T دورهٔ زمانی عبور موج، مقدار λ برابر است با:

$$\lambda = CT \qquad (١٩)$$

مقدار Cp یا Cs با توجه به معلوم بودن مدول بالک، مدول برشی و دانسیتهٔ خشک خاک، از روابط (١٤) و (١٥) که پیش‌تر اشاره شد، قابل محاسبه هستند. از طرفی داریم:

$$T = \lambda / C_s \qquad (٢٠)$$

و یا:

$$f = C_s / \lambda \qquad (٢١)$$

در نتیجه شرط کوهلمیر و لیسمر [١٨] به‌صورت رابطهٔ (٢٢) بررسی می‌شود:

$$\Delta l \leq C_s / 10f \qquad (٢٢)$$

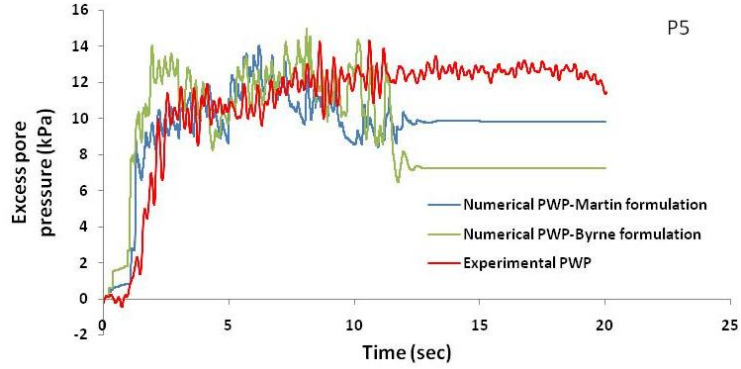
با توجه به مقادیر مدول برشی، دانسیته خشک (جدول ٣) و فرکانس بارگذاری (جدول ٤)، بیش‌ترین اندازهٔ زون مجاز برای مدل‌سازی بـه‌دست می‌آید. از این‌رو، شبکه مش‌بنـدی مورد نیاز برای ساخت مدل باید کم‌تر از این مقدار باشد.

مقایسه نتایج

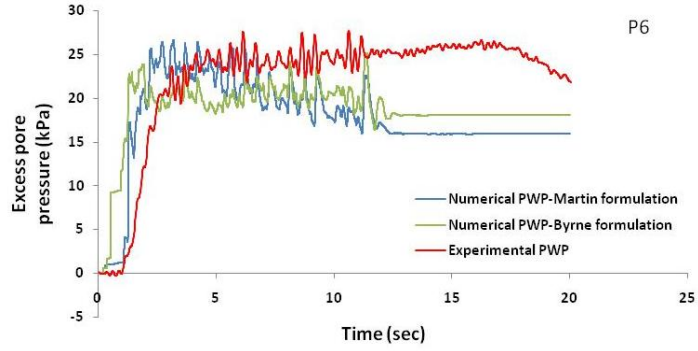
بعضی المان‌ها در مدل عددی، برای ثبت تاریخچهٔ فشار آب حفره‌ای انتخاب شده‌اند. این المان‌ها متناظر با محل نصب پیزومترها در مدل واقعی سانتریفوژ هستند. شکل‌های ٧ تا ١٠ اضافه فشار آب حفره‌ای ثبت‌شده به‌وسیلهٔ پیزومترهای میانی در مدل واقعی آزمایش سانتریفوژ و المان‌های انتخاب شدهٔ متناظر در مدل عددی را نشان می‌دهند. هر دو فرمول‌نویسی مارتین و برن تطابق خوبی را با هم و با نتایج آزمایش سانتریفوژ به‌ویژه برای پیزومترهای سطحی‌تر نشان می‌دهند. منحنی‌های تغییرات فشار آب حفره‌ای که در شکل‌های مذکور رسم شده است، شبیه سایر منحنی‌هایی است که در هنگام روان شدن ماسه در آزمایش‌های دیگر ملاحظه شده است. در لحظهٔ شروع آزمایش و مدل‌سازی، افزایش نسبتاً سریعی در فشار آب حفره‌ای ایجاد شده و سپس افزایش ملایم و تدریجی ادامه داشته، در پیزومترهای سطحی‌تر این افزایش تا رسیدن به تنش مؤثر اولیه ادامه دارد و ماسه شروع به روان شدن کرده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

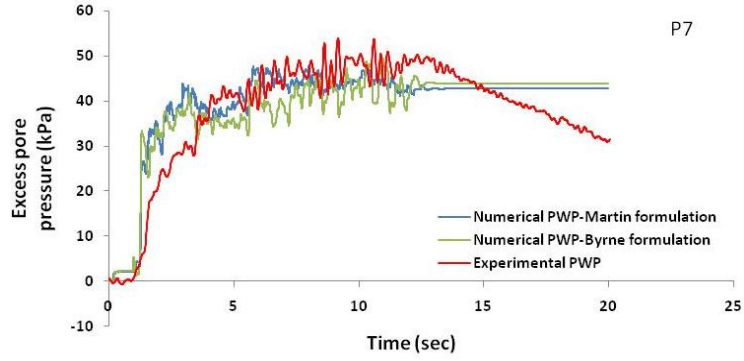
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]



شکل ۷. مقایسهٔ تاریخچهٔ فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ۱/٤٥ متر



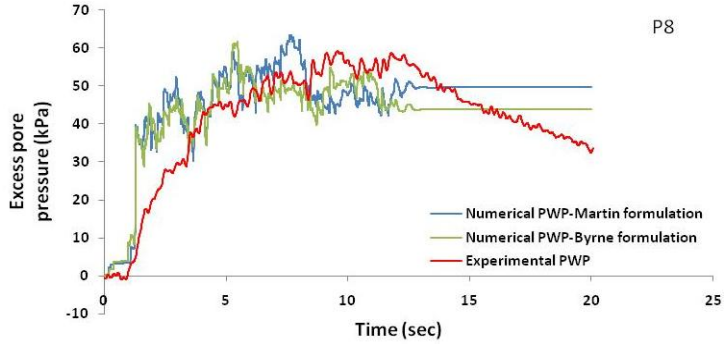
شکل ۸. مقایسهٔ تاریخچهٔ فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ۲/٦ متر



شکل ۹. مقایسهٔ تاریخچهٔ فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ۵ متر

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

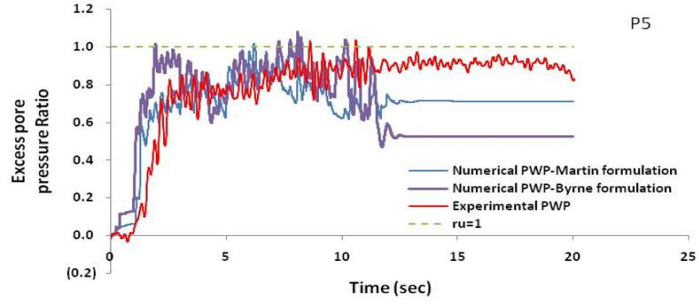
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]



شکل ١٠. مقایسهٔ تاریخچهٔ فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ٧/٥ متر

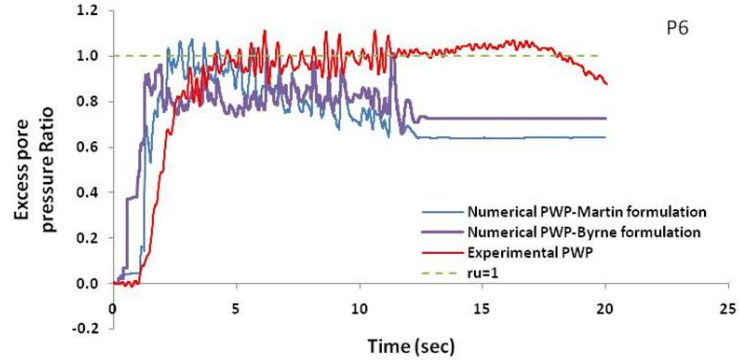
منحنی‌های تغییرات فشار آب حفره‌ای آزمایشگاهی در انتهای زمان بارگذاری یک افت نشان می‌دهند، این افت به خصوص در منحنی‌های شکل ٩ و ١٠ به‌خوبی قابل مشاهده است. اما در تحلیل‌های عددی این افت دیده نمی‌شود. این موضوع به این دلیل است که تحلیل‌های عددی به‌صورت زهکشی نشده انجام شده است و مدل آزمایشگاهی به‌صورت زهکشی شده تحلیل شده است.

شکل‌های ١١ تا ١٤ تاریخچه‌های زمانی شکل‌های ٧ تا ١٤ را برای هر دو فرمول‌نویسی مارتین و برن تکرار می‌کنند، اما بر اساس σ'_{v0} نرمالایز شده‌اند. تغییرات نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی به فشار سربار مؤثر اولیه رسم شده است. مقدار یک برای چنین نسبتی معرف وقوع روان‌گرایی است. این گراف‌ها تأکید می‌کند، که بارگذاری لرزه‌ای، خاک اطراف پیزومترهای P6, P5 را روان‌گرا می‌کند. اما خاک عمیق‌تر نزدیک پیزومتر P8 روان‌گرا نمی‌شود، جایی که حداکثر r_u=٠/٨ است.

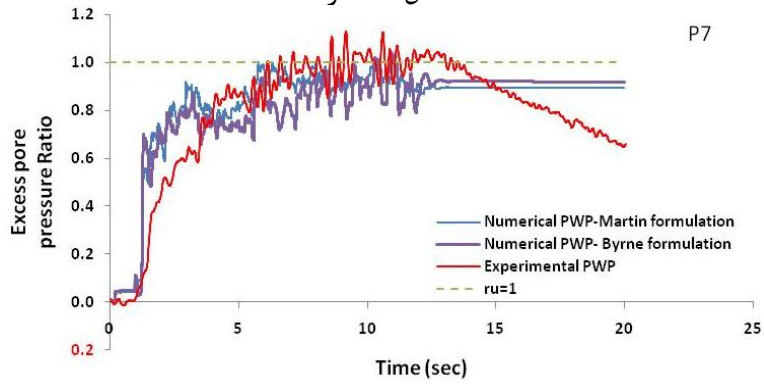


شکل ١١. مقایسهٔ تاریخچهٔ نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ١/٤٥ متر

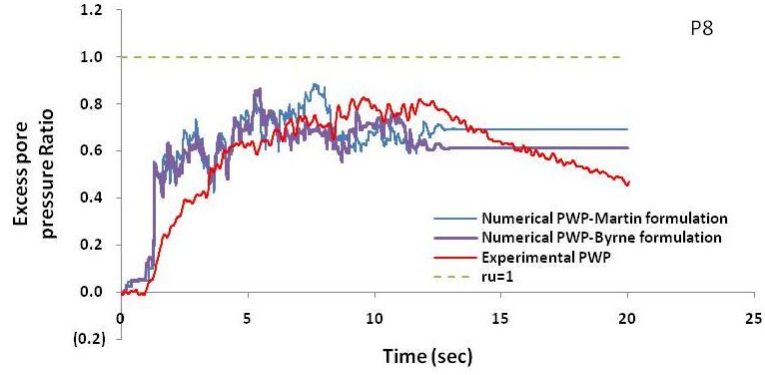
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]



شکل ١٢. مقایسهٔ تاریخچهٔ نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ٢/٦ متر



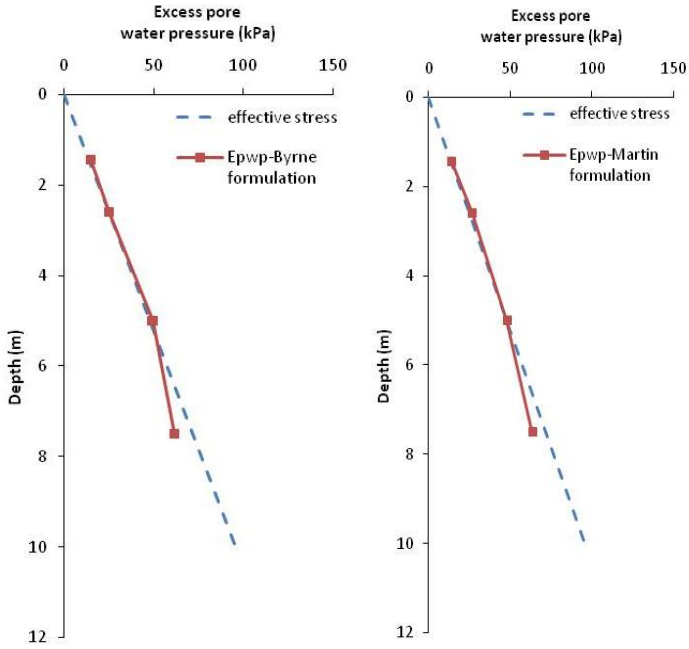
شکل ١٣. مقایسهٔ تاریخچهٔ نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ٥ متر



شکل ١٤. مقایسهٔ تاریخچهٔ نسبت فشار آب حفره‌ای مدل‌سازی عددی و آزمایش سانتریفوژ در عمق ٧/٥ متر

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

شکل ۱۵ خروجی‌های پیزومترهای مرکزی را در پایان لرزش برای هر دو فرمول نویسی مارتین و برن ارائه می‌دهد. خط‌چین مشخص شده روی شکل، خط تنش مؤثر قائم و به تبع آن رسیدن به روان‌گرایی را نشان می‌دهد. نمودارها بیان می‌کنند که با اتمام لرزش، روان‌گرایی تا عمق حدود ۵-٤ متری ادامه پیدا می‌کند. یعنی خاک اطراف پیزومترهای P5 و P6 کاملاً روان‌گرا می‌شوند. در مدل آزمایش سانتریفوژ روان‌گرایی تا عمق حدود ۵ متری یعنی پیزومتر P7 نیز واقع می‌شود. بنابراین در مدل‌سازی با نرم افزار فلک برای هر دو فرمول نویسی مارتین و برن باید یک ضریب اطمینان کوچک در نظر گرفت، تا انطباق خوبی بین نتایج مدسازی عددی و نتایج آزمایشگاهی حاصل شود.



شکل ۱۵. مقایسه اضافه فشار آب حفره‌ای و تنش مؤثر

مطالعهٔ موردی سایت مسجد جامع بندرعباس

پروژه مسجد جامع بندرعباس در بلوار امام خمینی (ره) شهر بندرعباس، به فاصلهٔ تقریبی۵۰۰ متر از ساحل قرار دارد. بررسی‌های مکانیک خاک طبق روش‌های استاندارد، به‌منظور دست‌یابی به مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک با حفر سه گمانهٔ ۱۵ متری تهیه

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

شده است. بنا به گزارش آزمایشگاه، خاک محل احداث پروژه مسجد جامع بندرعباس از عمق حدود ۲ تا ۵ متری روان‌گرا است. مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار فلک، با توجه به مشخصات ارائه شده از طرف آزمایشگاه مکانیک خاک و مقادیر رایج برای ماسه با همین درصد تراکم انجام شده است. در ادامه مراحل مدل‌سازی عددی شرح داده می‌شود.

۱. جنس لایه‌های خاک

به‌منظور تعیین نوع و ضخامت لایه‌های خاک و نیز تراکم لایه‌ها عملیات حفاری در محل گمانه‌ها به طریق دورانی انجام شد. با توجه به نوع خاک، نمونه‌گیری به‌صورت دست‌خورده از لایه‌های مختلف به‌عمل آمد. جنس خاک عمدتاً، ماسهٔ لای دار و ماسه بد دانه‌بندی شده همراه با لای است و سطح آب زیرزمینی در محل پروژه از ۱/۷۵- تا ۱/۹۰- اعلام شده است.

به‌منظور تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی خاک، آزمایش‌های طبقه‌بندی مقاومتی و تغییر شکل‌پذیری بر روی نمونه‌های معرف، مطابق با استانداردها انجام گرفته‌است که نتایج آزمایش‌ها به‌شرح جدول ۵ است [۱۹].

جدول ۵. مقادیر پیشنهادی پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک [۱۹]

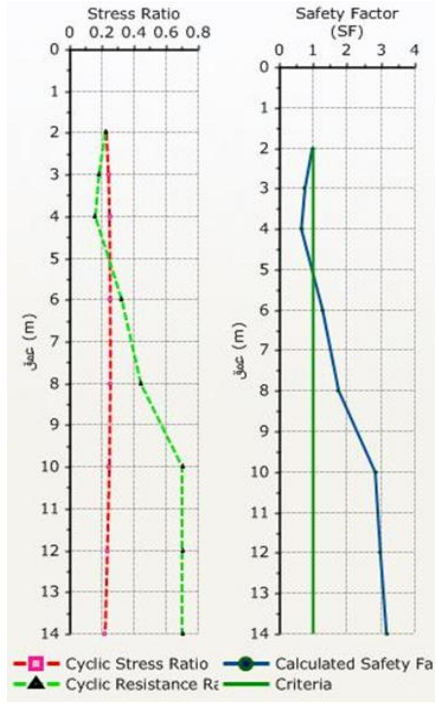
پارامتر	مقدار	واحد
زاویهٔ اصطکاک داخلی	۲۸-۳۲	درجه
ضریب چسبندگی	۰/۰ -۰/۱۲	gr/cm^2
دانسیتهٔ خشک خاک	۱/٤٥-۱/٦٥	
مدول الاستیسیته خاک	۲۰۰-۳۰۰	kg/cm^2

۲. بررسی پتانسیل روان‌گرایی

در پروژه مذکور با توجه به بالا بودن سطح آب زیرزمینی و وجود لایه‌های سست سیلتی، بررسی پتانسیل وقوع روان‌گرایی در محل ضروری است. سید و ادریس پیشنهاد کردند، خاک‌های با درصد بالای ریزدانه نیز بر اساس حدود خمیری خود از نظر رون‌گرایی بررسی شود [۱۳]. برای بررسی پتانسیل روان‌گرایی در لایه‌های خاک موجود از نرم‌افزار پی‌سنج چهار و از روش سید و همکاران استفاده شد که نتایج حاصل بیان‌گر وجود پتانسیل

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

روان‌گرایی در اعماق ۲ تا ۵ متر در گمانه‌ها است. شکل ١٦ نتایج ارزیابی روان‌گرایی در محل را نشان می‌دهد



شکل ١٦. نتایج ارزیابی روان‌گرایی در محل گمانه‌ها

۳. مدل‌سازی عددی

قبل از مدل‌سازی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس در نرم‌افزار فلک، تعیین پارامترهای خاک برای استفاده در مدل‌سازی لازم است. مقادیر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی، با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی ارائه شده به دست آمده‌اند. در مواردی که داده‌های آزمایشگاهی کافی در اختیار نبود از مقادیر رایج برای ماسه با همین درصد تراکم استفاده شده است.

برای مدل‌سازی در نرم‌افزار فلک از مدل رفتاری فین با فرمول نویسی برن استفاده شده است. دلیل استفاده از فرمول نویسی برن این است که با توجه به انجام آزمایش نفوذ

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

استاندارد، به راحتی با استفاده از رابطه‌های (۳) تا (۵) می‌توان ثابت‌های فرمول نویسی برن را برای خاک محل پروژه محاسبه کرد.

۳-۱. کالیبره کردن پارامترها

با توجه به انجام آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک و آزمایش برش ساده انجام شده روی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس، و با استفاده از روابط معمول مکانیک خاک، وزن مخصوص، تخلخل، زاویه اصطکاک و چسبندگی از نتایج آزمایش انتخاب شده‌اند.

برای محاسبهٔ مدول بالک و مدول برشی، با توجه به این‌که هیچ آزمایش دینامیکی انجام نشده است، با استفاده از روابط (۱۸) و (۱۹) مقادیر مدول بالک و مدول برشی محاسبه شده‌اند [١٦].

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \qquad (۱۸)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \qquad (۱۹)$$

جدول ٦، ویژگی‌های خاک که در مدل‌سازی‌های عددی این بخش، به‌کار رفته‌اند، ارائه می‌کنند.

جدول ٦. مقادیر پارامترهای خاک، برای استفاده در مدل‌سازی عددی [١٦]، [٨] و [١٧]

پارامتر	دانسیته خشک (γ) (kg/m^3)	تخلخل (n) ---	زاویه اصطکاک (φ) (درجه)	زاویه اتساع (ψ) (درجه)	نفوذپذیری (k) (m/sec)	مدول برشی (G) (Pa)	مدول بالک (B) (Pa)
مقدار	۱۵۳۰	۰/٤	۳۰	۰/۲	$۱۰^{-۵}$	$۰/۲۳۱*۱۰^{۸}$	$۱/۰٤*۱۰^{۸}$

توجه:

مقدار زاویهٔ اتساع بر اساس بررسی‌های کوک [۵]، برای مدل‌سازی ماسهٔ لای دار با همین درصد تراکم انتخاب شده است.

مقدار ضریب نفوذپذیری بر اساس مقادیرارائه شده در کتاب‌های مکانیک خاک برای ماسه لای دار با همین درصد تراکم انتخاب شده است [١٦].

با استفاده از رابطه‌های (۳) تا (۵) ثابت‌های فرمول نویسی برن برای خاک محل پروژه با توجه به میانگین اعداد نفوذ استاندارد در نظر گرفته شده، به‌صورت مقادیر ارائه شده در جدول ۷ در نظر گرفته شده‌اند.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

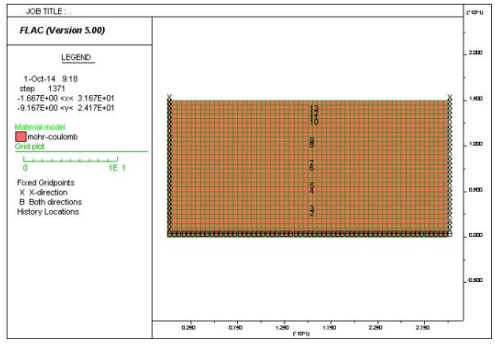
جدول ۷. مقادیر ثابت‌های فرمول نویسی برن

پارامتر	C_1	C_2
مقدار	۰/٤۹	۰/۸

۳-۲. هندسه مدل و تحلیل استاتیکی

برای مدل‌سازی خاک محل پروژهٔ مسجد جامع بندرعباس، کل محدودهٔ بین گمانه‌های یک و سه، که در یک راستا هستند، به طول حدود ۳۰ متر مدل شده‌است. ارتفاع مدل نیز، هم‌ارتفاع با هر دو گمانه ی یک و سه حدود ۱۵ متر انتخاب شده است.

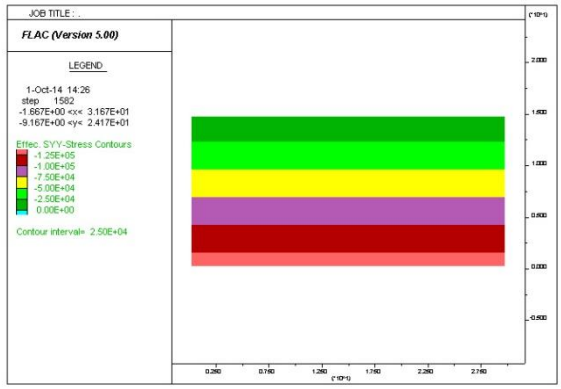
برای مش‌بندی مدل با توجه به شرایط انتقال موج، که در بخش (٤) اشاره شد، بیش‌ترین اندازهٔ زون مجاز حدود شش متر، است. از این‌رو، شبکه مش‌بندی مورد نیاز برای ساخت مدل باید کم‌تر از این مقدار باشد. در مدل‌سازی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس، پس از چند مرحله مدل‌سازی از شبکه مش‌بندی با ابعاد ۰/۵ متر مانند مدل‌سازی‌های مراحل قبل استفاده شده است. برای ثبت و بررسی اضافه فشار آب حفره‌ای و به تبع آن پیش‌بینی روان‌گرایی، المان‌هایی در عمق‌های مختلف انتخاب شده اند. شکل ۱۷ هندسه کلی مدل را نشان می‌دهد. تحلیل‌های استاتیکی قبل از آنالیز دینامیکی برای رسیدن به وضعیت پایدار و تعیین تنش و کرنش‌های اولیه روی مدل انجام شده است. مدل خاکی که در این فاز استفاده شده است، مدل الاستیک خطی با مدول بالک و مدول برشی ثابت است. در تحلیل‌های استاتیکی، مرزهای انتهایی مدل گیردار شده و با این روش ویژگی‌های تکیه‌گاهی واقع در مرزهای محیط واقعی به شکل قابل قبولی شبیه‌سازی شده‌اند. کانتورهای تنش مؤثر، در شکل ۱۸ نشان داده شده است.



شکل ۱۷. هندسه کلی مدل عددی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]



شکل ۱۸. کانتورهای تنش مؤثر قائم در تحلیل استاتیکی مدل

۳-۳. تحلیل‌های دینامیکی

در مدل‌سازی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس نیز مانند مدل آزمایش سانتریفوژ، اعمال بارگذاری به‌صورت تاریخچه تنش به مرزهای تحتانی مدل انجام شده است. نمودار سرعت نگاشت برای یک تاریخچهٔ شتاب با بیشینهٔ شتاب ۰/۳g، معادل با نسبت شتاب مبنای طرح در شهر بندرعباس انتخاب شده است.

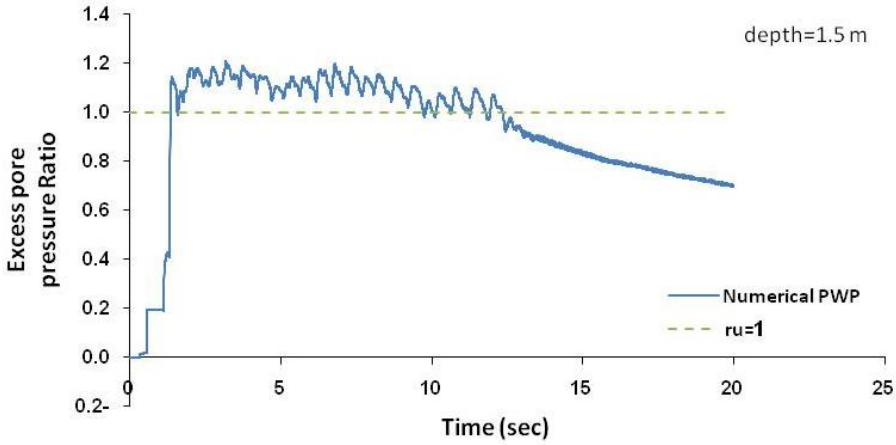
چنان‌که قبلاً هم گفته شد برای مرزهای تحتانی چنان‌چه بارگذاری از نوع تنش باشد، استفاده از مرزهای آرام لازم است، که در مدل‌سازی این بخش برای مرزهای تحتانی از مرزهای آرام استفاده شده است. در مورد مرزهای جانبی هنگامی که منبع انرژی دینامیکی از قسمت تحتانی یا فوقانی محیط اعمال می‌شود، برای مرزهای جانبی باید از مرزهای منطقه آزاد استفاده شود.

٤. نتایج مدل‌سازی عددی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس

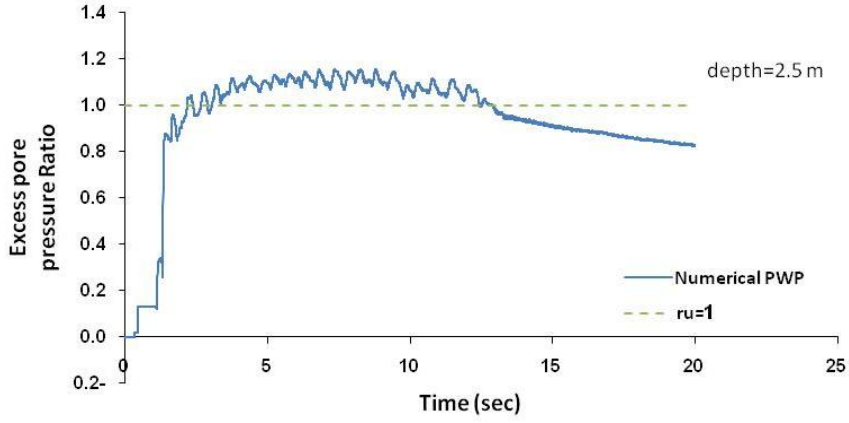
مدل‌سازی عددی خاک محل پروژه مسجد جامع بندرعباس با استفاده از مدل فین و فرمول نویسی برن با استفاده از انتخاب ویژگی‌های مناسب مقاومتی، پارامترهای تنش-کرنش و پارامترهای مربوط به فشار آب حفره‌ای، انجام شد. در این قسمت نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار فلک ارائه می‌شود. بعضی المان‌ها در مدل عددی، برای ثبت تاریخچهٔ فشار آب حفره‌ای انتخاب شده‌اند.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

شکل‌های ۱۹ تا ۲۵ تاریخچه‌های زمانی فشار آب حفره‌ای را برای فرمول نویسی برن که بر اساس σ'_{v0} نرمالایز شده‌اند، نشان می‌دهد. تغییرات نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی به فشار سربار مؤثر اولیه رسم شده است. مقدار یک برای چنین نسبتی معرف وقوع روان‌گرایی است. این گراف‌ها نیز مانند آن‌چه آزمایشگاه اعلام کرده است، تأکید می‌کند، که بارگذاری لرزه‌ای، خاک محل پروژه را تا ۵- متری روان‌گرا می‌کند. اما خاک‌های عمیق‌تر روان‌گرا نمی‌شود.

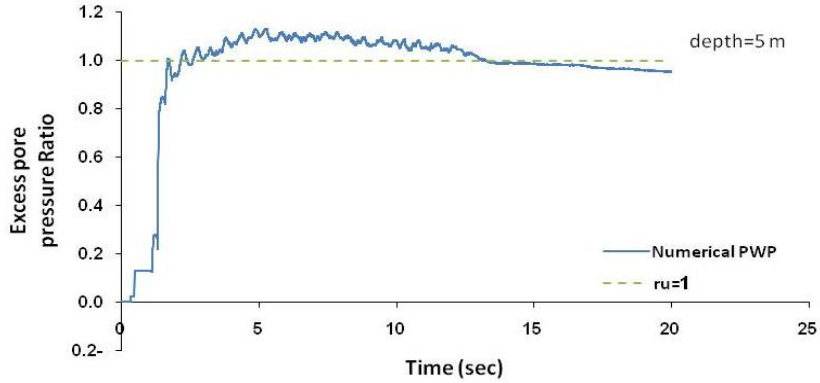


شکل ۱۹. تاریخچهٔ نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۱/۵ متر

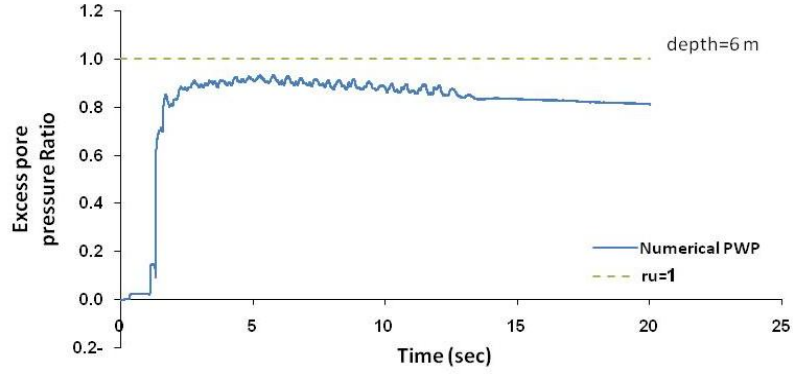


شکل ۲۰. تاریخچهٔ نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۲/۵ متر

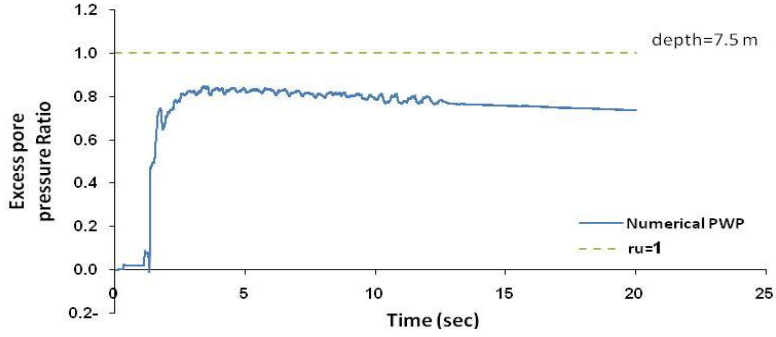
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]



شکل ۲۱. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۵ متر

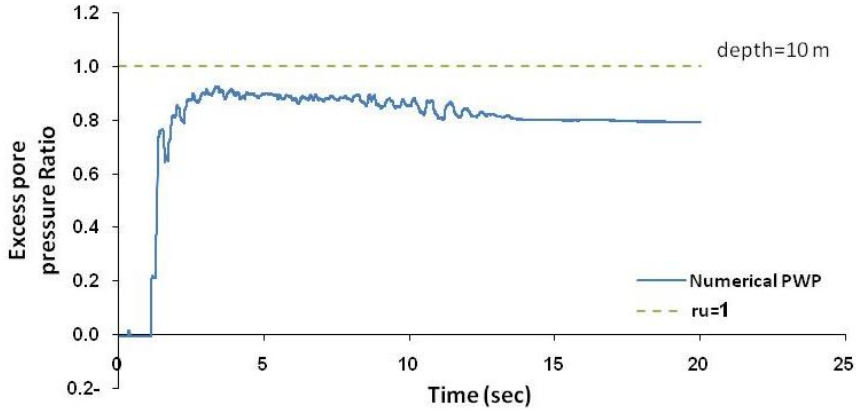


شکل ۲۲. تاریخچهٔ نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ٦ متر

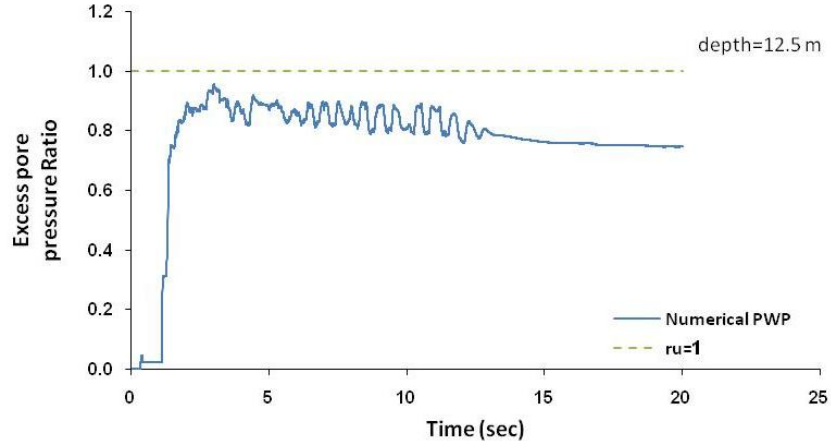


شکل ۲۳. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ۷/۵ متر

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]



شکل ٢٤. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ١٠ متر



شکل ٢٥. تاریخچه نسبت فشار آب حفره‌ای برای سایت پروژه مسجد جامع بندرعباس در عمق ١٢/٥ متر

نتیجه‌گیری

تخمین روان‌گرایی یکی از اهداف مهم در مهندسی ژئوتکنیک است. به این منظور روش‌های آزمایشگاهی و عددی مختلفی ارائه شده‌اند. یکی از گام‌های مهم در پیش‌بینی روان‌گرایی، پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای ایجاد شده است. محققان همواره در تلاش

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

هستند که اضافه فشار آب حفره‌ای را با استفاده از مدل‌های ساختاری و روش‌های عددی، به‌منظور تخمین پتانسیل روان‌گرایی، به‌طور صحیح پیش‌بینی کنند. در این تحقیق مدل عددی برای پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌ای در هنگام زلزله با استفاده از تحلیل‌های کاملاً وابستهٔ تنش مؤثر انجام شد. ابتدا مدل‌سازی عددی برای دست‌یابی به تشکیل فشار آب حفره‌ای طی بارگذاری سیکلی در یک آزمایش سانتریفوژ ارائه شد. و پس از بررسی صحت‌سنجی مدل‌سازی، یک مدل عددی برای پیش‌بینی فشار آب حفره‌ای و به تبع آن پیش‌بینی روان‌گرایی برای یک سایت واقعی (محل احداث مسجد جامع شهر بندرعباس) ساخته شد.

مدل‌سازی عددی تفاضل محدود با استفاده از نرم‌افزار فلک، برای شبیه‌سازی تاریخچهٔ زمانی تشکیل فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری سیکلی انجام شده است. در نرم‌افزار تفاضل محدود فلک از مدل رفتاری فین با استفاده از فرمول نویسی فشار آب حفره‌ای مارتین و برن برای مدل‌سازی آزمایش سانتریفوژ بهره‌گرفته شد. مدل عددی خاک محل احداث پروژه مسجد جامع بندرعباس با توجه به این‌که نتایج آزمایش نفوذ استاندارد در دسترس بودند با فرمول نویسی برن که تعداد ثابت‌های آن کم‌تر از فرمول‌نویسی مارتین است و به راحتی با استفاده از اعداد نفوذ استاندارد اصلاح شده قابل محاسبه هستند، ساخته شد.

برای مدل‌سازی آزمایش سانتریفوژ داده‌های آزمایش‌های استاتیکی و سیکلی که روی ماسه نوادا با تراکم ٤٠٪ در طول پروژهٔ ولاکس انجام شده بود، برای کالیبره کردن ثابت‌های مدل به‌کار رفتند. البته به جز نتایج آزمایش‌ها از پژوهش‌های نبیلی و همکاران [۷] و کوک [۸] نیز بهره گرفته شد. سپس آزمایش شمارهٔ یک پروژه ولاکس با استفاده از ثابت‌های به‌دست آمده از تحلیل‌های اولیه برای کالیبره کردن مدل، شبیه سازی شد.

طبق نتایج به‌دست آمده، فشار آب حفره‌ای پیش‌بینی شده با استفاده از هر دو فرمول‌نویسی مارتین و برن تطابق نسبتاً خوبی با نتایج آزمایش سانتریفوژ دارند. تنها در یکی از پیزومترها (عمق ۵ متری) مقدار پیش بینی‌شده از مدل عددی کم‌تر از مقدار اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه است. که این موضوع ممکن است به‌دلیل فرض اولیه تئوری مارتین باشد، که در آن اضافه فشار آب حفره ای مستقیماً وابسته به تغییرات حجم است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

مدل ساختاری موهر کولمب وقتی که بردار نرخ کرنش به سطح تسلیم می‌رسد تمایل به اتساع نشان می‌دهد. این تمایل به اتساع، تغییرات حجم (فشردگی) را در طول بارگذاری سیکلی کاهش می‌دهد. بنابراین، مقدار اضافه فشار آب حفره‌ای کم‌تری نسبت به مقدار واقعی در مدل‌سازی عددی تخمین زده می‌شود. از طرف دیگر، مدل مارتین برای اندازه‌گیری کرنش برشی یک‌بعدی طراحی شده است. در حالی که در تحلیل های دوبعدی، تحت لرزش افقی و قائم سه نرخ کرنش اندازه‌گیری می‌شود. فلک از برخی فرضیه‌ها و ساده سازی‌ها برای حل این مشکل استفاده می‌کند که ممکن است باعث به وجود آمدن چنین خروجی شده باشد [۷].

برای مدل‌سازی خاک محل احداث پروژه مسجد جامع شهر بندرعباس نیز از نتایج آزمایش‌های عمومی مکانیک خاک انجام شده روی نمونه‌های خاک محل و آزمایش نفوذ استاندارد انجام شده در سایت، برای کالیبره کردن پارامترها و انتخاب ثابت‌های مدل بهره گرفته شد. کل محدودهٔ بین دو گمانهٔ یک و سه به فاصلهٔ تقریباً ۳۰ متر مدل‌سازی شد. ارتفاع مدل نیز برابر ارتفاع گمانه حدود ۱۵ متر انتخاب شد. نتایج حاصل از مدل عددی خاک محدوده پروژه را تا عمق حدود ۵- متری روان‌گرا نشان داد که با نتایج حاصل از آزمایشگاه که عمق ۲- تا ۵- متری را روان‌گرا اعلام کرده بود تقریباً مطابقت دارد.

بنابراین با انتخاب دقیق پارامترهای مدل عددی می‌توان به‌طورکلی با استفاده از نتایج مدل‌سازی دید کلی از تشکیل فشار آب حفره‌ای و تخمین روان‌گرایی داشت.

بنابراین با انتخاب دقیق پارامترهای مدل عددی می‌توان به‌طورکلی با استفاده از نتایج مدل‌سازی دید کلی از تشکیل فشار آب حفره‌ای و تخمین روان‌گرایی داشت.

منابع

1. A. Rahmani A., Ghasemi Fare O., Pak A. "Investigation of the influence of permeability coefficient on the numerical modeling of the liquefaction phenomenon", Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, Scientia Iranica A 19 (2) (2012) 179-187.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

2. Seed H. B., Idriss I. M., "Ground motions and soil liquefaction", Earth quake Engineering Research Institute, university of California, Berkeley (1983).
3. No. 525, "Guideline for Assessment of Soil Liquefaction Potential, Consequences and Mitigation Methods", Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs, Iran, in Persian (2012).
4. Martin G. R., "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading" J. Geotech. Div, ASCE, 101(GT5) (1975) 423-438.
5. Taboada V., "Centrifuge modeling of earth quake-induced lateral spreading in sand using laminar box", Thesis submitted for the degree of Doctro of Philosophy, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NewYork, Aug. (1995).
6. Arulmoli K., Muraleetharan K. K., Hossain M. M., Fruth L. S., "VELACS -Laboratory testing program- soil data report", The earth technology corporation, Project No. (1992) 90-0562.
7. Nabili S., Jafarian Y., Baziar M. H., "Evaluation of the Martin et al. (1975) pore pressure build up model using laboratory test data", 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Arlington, paper No. 3.41 (2008).
8. Cook H. G., "Ground improvement for liquefaction mitigation at an existing highway bridge", Thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy, Virginia polytechnic institute and state university, (2000).
9. Shahir H., Mohammadi-Haji B., Ghassemi A., "Employing a variable permeability model in numerical simulation of saturated sand behavior under earthquake loading", Computers and Geotechnics 55 (2014) 211-223,.
10. Byrne P. M., "A cyclic shear-volume couplinh and pore pressure model for sand proceeding", second conference on recent advances in

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]

geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, March (1991) 11-15.

11. Finn W. D. L., "An effective stress model for liquefaction", J. Geotech Div, ASCE, Vol. 6 (1977).
12. Zamiran S. Modeling and analysis of soil and rock structures in FLAC with practical examples", Noavar, Tehran, Iran, In Persian (2013).
13. Seed H. B. and Idriss I. M., "Soil moduli and damping factor for dynamic response analyses", Report EERC 70-10, Earth quake engineering research center, university of California, Berkeley, CA, (1970).
14. Quak/w example file, "Level ground response analysis", Geo-Slope International Ltd., Calgary, Alberta, Canada, www.geo-slope.com.
15. Gazatas G.m., "Foundation vibrations", Foundation Engineering Handbook, H-Y.Fang, second edition, chapter 15 (1990).
16. Bowles J. E., "Foundation analysis and design", fifth edition, Peoria, Illinois (2006).
17. Dobry R., Oweis I., Urzua A., "simplified procedures for estimating the fundamental period of soil profile", Bulletin of the seismological society of America, Vol. 66 (1976) 1293-1321.
18. Kuhlmeyer R. L., Lysmer J., "Finite element method accuracy for wave propagation problems", Jornal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 99, No. SM5 (1973) 421-427.
19. "Soil investigation report of BandarAbbas's central Mosque", Kavosh Azama Persia consultant engineering (2012).

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOR: 20.1001.1.22286837.1398.13.4.4.1]