Archive of SID

مهندسی عمران شریف (پاییز ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۳/۲، ص. ۵۵-۶۴

Original Article

تحلیل تنش مؤثر نیمه وابسته بر مبنای انرژی کرنشی برای مدل‌سازی روانگرایی ماسه‌ها

یاسر جعفریان* (استادیار)
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
رضا محملی ایانه (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

در این مطالعه یک مدل غیرخطی نیمه وابسته به‌منظور پیش‌بینی رفتار سیکلی زهکشی‌نشده و روانگرایی ماسه‌ها ارائه شده است. از مدل هایپربولیک کندر ـ زلاسکو اصلاح‌شده، که به صورت نیمه وابسته با یک مدل پیش‌بینی کننده‌ی فشار آب حفره‌یی بر مبنای انرژی کرنشی کار می‌کند استفاده شده است، تا تحلیل تنش مؤثر انجام شود. اگر چه روش‌های بسیار زیادی برای تحلیل تنش مؤثر و مدل سازی روانگرایی در دسترس هستند، اما این روش‌ها غالباً نیازمند پارامترهای بسیاری هستند، که تعیین برخی از آن‌ها نیاز به صرف وقت و هزینه‌ی بسیار دارد. مدل ارائه شده در این نوشتار ساده است و پارامترهای اندک و قابل تعیین دارد و در عین سادگی پیش‌بینی قابل قبولی را نیز ارائه می‌کند. نتایج مدل سازی نشان می‌دهد با وجود اینکه مدل ارائه‌شده تحرک سیکلی را در نظر نمی‌گیرد، حد بالای اضافه فشار آب حفره‌یی و روانگرایی را به دقت پیش‌بینی می‌کند و از آن می‌توان در تحلیل یک بُعدی غیرخطی پاسخ زمین به‌منظور ارزیابی رخداد روانگرایی استفاده کرد.

واژگان کلیدی: تحلیل پاسخ زمین، روانگرایی خاک، فشار آب منفذی، مدل هایپربولیک.

yjafarianm@iiees.ac.ir
r.mahmeli@students.semnan.ac.ir

۱. مقدمه

هنگامی که نهشته‌های دانه‌یی اشباع تحت اثر تکان‌های ناشی از زلزله قرار می‌گیرند، چنانچه نرخ زهکشی فشار آب کمتر از نرخ تولید آن باشد، فشار آب منفذی به صورت مداوم افزایش می‌یابد، تا جایی که تنش مؤثر صفر می‌شود. در این حالت مقاومت برشی خاک به شدت کاهش یافته و ناچیز می‌شود و در اصطلاح، خاک روانگرا می‌شود. روانگرایی خاک تقریباً در تمام زلزله‌های بزرگ دنیا، که در آن‌ها شرایط اولیه‌ی ایجاد روانگرایی یعنی وجود رسوبات شسته و اشباع مهیا بوده است، مشاهده شده است، که به عنوان مثال می‌توان به وقوع پدیده‌ی روانگرایی در زلزله‌های نیگاتا (۱۹۶۴)، لوماپریتا (۱۹۸۹)، و منجیل ـ رودبار (۱۹۹۰) اشاره کرد. اگرچه روش‌های ساده‌شده‌یی نظیر روش تنش، کرنش، و انرژی برای محاسبه‌ی پتانسیل روانگرایی رسوبات خاک و تنش برشی در هر نقطه‌یی از زمین، که در معرض زلزله قرار گرفته است، موجود هستند، اما این روش‌ها دقت یکسانی برای تمامی زلزله‌ها ندارند و علاوه بر این، توانایی پیش‌بینی فشار آب منفذی تولیدشده‌ی ناشی از زلزله را ندارند. بنابراین برای تعیین فشار آب منفذی و تنش برشی در خاک به‌علت بارگذاری زلزله، تحلیل پاسخ زمین لازم است.[۱]

به‌طورکلی دو روش تنش کل و تنش مؤثر برای مطالعه‌ی رفتار خاک‌هایی که در معرض زلزله قرار گرفته‌اند، وجود دارد. مهم‌ترین ضعف روش تنش کل را می‌توان عدم درنظرگرفتن کاهش پیش‌رونده و مداوم مقاومت خاک در اثر افزایش فشار آب منفذی دانست. همچنین طبیعتاً این روش قادر به محاسبه‌ی تاریخچه‌ی فشار آب منفذی در نقاط مختلف نیست. اولین تجزیه و تحلیل تنش کل در سال ۱۹۶۷ انجام شده است.[۲] فقط روش تنش مؤثر قادر به درنظرگرفتن کاهش مقاومت خاک در اثر افزایش فشار آب حفره‌یی است. روش تنش مؤثر اولین بار در سال ۱۹۷۵،[۳] معرفی شده است. این روش در پژوهشی در سال ۲۰۰۲،[۱] به ۴ گروه مختلف تقسیم شده است:

۱. مدل‌های مبتنی بر تئوری حالت خمیری، شامل: مدل‌های رفتاری چندسطحی، مدل‌های با سطح تسلیم تو در تو، و مدل‌های با سطح تسلیم محصور؛
۲. مدل‌های مبتنی بر مسیر تنش؛
۳. مدل‌هایی که مبنای ارتباط بین افزایش فشار آب حفره‌یی در حالت زهکشی‌نشده و تغییر حجم در حالت زهکشی‌شده (خاک خشک) ارائه شده است؛
۴. روش‌هایی که در آن مستقیماً از نتایج آزمایش‌های زهکشی‌نشده استفاده شده است.

نقطه ضعف اصلی تمام روش‌های فوق به جز مورد چهارم، تعداد زیاد پارامترهای مدل است. بنابراین توسعه‌ی روش‌های تحلیلی، که کاهش سختی و مقاومت ناشی

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۶/۲۴، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱۱/۱۲، پذیرش ۱۳۹۳/۱۱/۲۸.

www.SID.ir

Archive of SID

از افزایش فشار آب منفذی را محاسبه می‌کند و شامل تعداد کمی از پارامترهاست، بسیار مفید است.

در این نوشتار، مدل فشار آب حفره‌یی بر مبنای انرژی کرنشی ارائه‌شده توسط جعفریان و همکاران،[۴] همراه با مدل هایپربولیک کندر ـ زلاسکو اصلاح‌شده[۱]،[۵] و با استفاده از چارچوب اندیس کاهش[۲] پیشنهادی ماتاسویک (۱۹۹۳)،[۶] ترکیب شده است. با ترکیب مدل‌های مذکور، یک مدل هایپرولیک جدید ساده ــ که توانایی پیش‌بینی فشار آب منفذی در هر لحظه را دارد ــ برای استفاده در تحلیل تنش مؤثر پاسخ زمین ارائه شده است. از نتایج آزمایش‌های سیکلی استوانه‌ی تو خالی برش ساده‌ی کرنش کنترل بر روی ماسه‌ی تایورا[۳]، برای ارزیابی مقدماتی مدل پیشنهادی استفاده شده است. مقایسه‌ی منحنی‌های تنش ـ کرنش و فشار آب حفره‌یی نشان داده است که مدل پیشنهادی به طور معقولانه رفتار ماسه‌ها را در طی بارگذاری سیکلی توصیف می‌کند. با اینکه مدل ساده‌شده توانایی لحاظ‌کردن تحرک سیکلی و اتساع در طی آن را ندارد، به‌صورت نسبتاً دقیقی تولید فشار آب منفذی طی بارگذاری سیکلی را پیش‌بینی می‌کند و می‌تواند در تحلیل یک بُعدی غیرخطی تنش مؤثر پاسخ زمین به منظور ارزیابی رخداد روانگرایی در ماسه‌ها استفاده شود.

۲. معرفی روش‌های غیرخطی

محدوده‌ی وسیعی از مدل‌های ساختاری پیشرفته و ساده‌شده‌ی خاک برای تجزیه و تحلیل غیرخطی پاسخ زمین به کار گرفته می‌شود. برخی مدل‌های ساختاری پیشرفته، توانایی پیش‌بینی خصوصیات رفتار خاک نظیر: ناهمسان‌گردی، تولید فشار آب حفره‌یی، و اتساع را دارند. جدول ۱، برخی از مدل‌های ساختاری پیشرفته را معرفی می‌کند. استفاده از مدل‌های ساختاری پیشرفته‌ی خاک، هنگامی مناسب است که اطلاعات کامل خاک در دسترس باشد، اما در بیشتر موارد فقط منحنی‌های تغییرات مدول برشی و میرایی در برابر کرنش برشی در دسترس هستند، که در این حالت از مدل‌های ساده‌تری استفاده می‌شود. مدل‌های غیرخطی ساده‌یی برای تعیین رفتار خاک وجود دارد، که در برخی نرم‌افزارهای تحلیل یک بُعدی پاسخ زمین (مانند: Deepsoil، TESS و...) استفاده شده است. رابطه‌ی تنش ـ کرنش سیکلی معمولاً توسط یک منحنی اسکلتی و مجموعه‌یی از قوانین برای توصیف رفتار باربرداری ـ بارگذاری مجدد، تولید فشار آب حفره‌یی، و کاهش سختی خاک مشخص می‌شود.[۷] منحنی اسکلتی خاک، رابطه‌ی تنش برشی ـ کرنش برشی برای بارگذاری هارمونیک، در شکل ۱ مشاهده می‌شود.

رابطه‌های مختلفی برای توصیف منحنی اسکلتی ارائه شده است (همانند: مدل‌های رمبرگ اسکود،[۸] پایک،[۹] و...)، که خلاصه‌ی برخی از آن‌ها در جدول ۲ ارائه شده است. برای توصیف رفتار باربرداری ـ بارگذاری مجدد روش‌های مختلفی از جمله: قوانین میسینگ[۴]،[۱۰] قوانین توسعه‌یافته‌ی میسینگ،[۹] و روش پیشنهادی موراواسیکی،[۱۱] موجود است.

قوانین میسینگ (قانون‌های ۱و۲) و قوانین توسعه‌یافته‌ی میسینگ (قانون‌های ۱ تا ۴)، (شکل ۲) به این شرح هستند:

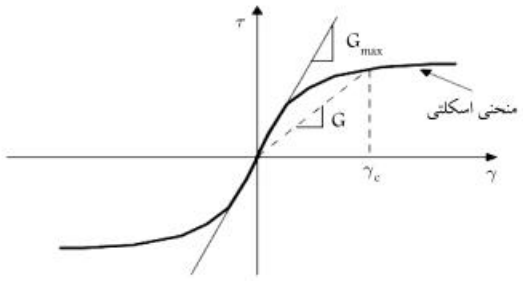
۱. بارگذاری اولیه، (تنش ـ کرنش) از منحنی اسکلتی تبعیت می‌کند (رابطه‌ی ۱):

$$\tau = f_{bb}(\gamma) \qquad (۱)$$

۲. اگر بازگشت تنش در نقطه‌ی $(\tau_{rev}, \gamma_{rev})$ رخ دهد، منحنی تنش ـ کرنش مسیری را تبعیت می‌کند که طبق رابطه‌ی ۲ بیان می‌شود:

$$\frac{\tau - \tau_{rev}}{۲} = f_{bb}\left(\frac{\gamma - \gamma_{rev}}{۲}\right) \qquad (۲)$$

۳. اگر منحنی باربرداری ـ بارگذاری مجدد منحنی اسکلتی را قطع کند، تا بازگشت تنش بعدی از منحنی اسکلتی پیروی می‌کند.



شکل ۱. منحنی اسکلتی.[۷]

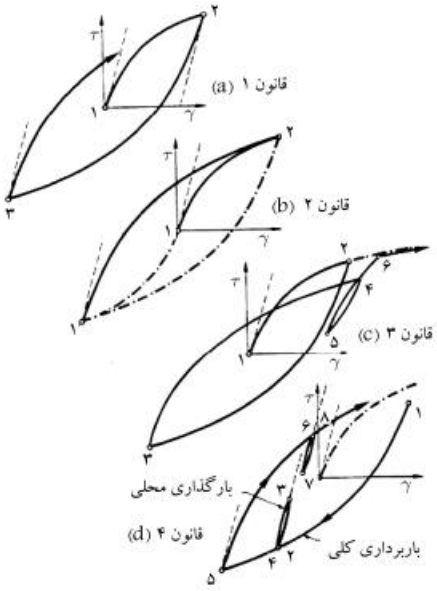
جدول ۱. مدل‌های ساختاری پیشرفته.[۱۲]

نوع مدل	مدل ساختاری یا کد	مرجع	مؤلفه‌های حالت خمیری			تعداد
			نوع سطح تسلیم	قانون جریان	پارامترهای سخت‌شوندگی	پارامترها
خمیری سطح تسلیم محصور	DYSAC۲	[۱۳]	کلاهک بیضوی	غیرهمراه	کرنش برش خمیری و کرنش حجمی	۱۳
	MIT-Sl	[۱۲و۱۵]	خم‌شدگی نواری*	غیرهمراه	کرنش برش خمیری و کرنش حجمی	۱۳
خمیری چندسطحی	ALTERNAT	[۱۶]	مخروطی	همراه و غیرهمراه	کرنش برش خمیری و کرنش حجمی	۲۲
	DYNAFLOW	[۱۷]	مخروطی	همراه یا غیرهمراه	مدول سخت‌شدگی کار**	۸
خمیری عمومی	DIANA-SWANDYNE II	[۱۸]	کلاهک بیضوی	غیرهمراه	کرنش برش خمیری و کرنش حجمی	۱۱
خمیری حالت بحرانی	NorSand	[۱۹]	به شکل گلوله***	همراه	کار خمیری****	۹
خمیری موهر ـ کلمب	UBCSAND	[۲۰]	مخروطی	غیرهمراه	کرنش برشی خمیری	۶
	UBCSAND ۲	[۲۱]	دو مخروطی	غیرهمراه	کرنش برشی خمیری	۷

* distorted lemniscate
** work-hardening moduli
*** bullet-shaped
**** plastic work

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۲. تشریح تصویری قوانین چهارگانه‌ی میسینگ.[۷]

جدول ۲. مدل‌های غیرخطی.

مدل غیرخطی	منحنی اصلی	مرجع
رمبرگ ـ اسکود	$\tau = \frac{\gamma G_0}{1+\alpha\left(\left\lvert\frac{\tau}{\tau_f}\right\rvert\right)^{r-1}}$	[۸]
کندر زلاسکو*	$\tau = \frac{\gamma G_0}{1+\left(\frac{\lvert\gamma\rvert}{\gamma_r}\right)}$	[۲۲]
پایک*	$\tau = \frac{\gamma G_0}{1+\left(\frac{\lvert\gamma\rvert}{\gamma_r}\right)}$	[۹]
کندر زلاسکو اصلاح شده**	$\tau = \frac{\gamma G_0}{1+B\left(\frac{\lvert\gamma\rvert}{\gamma_r}\right)^S}$	[۵]
کندر زلاسکو اصلاح شده تعمیم‌یافته**	$\tau = \frac{\gamma G_0}{1+B\left(\frac{\lvert\gamma\rvert}{\gamma_r}\right)^S}$	[۲۳]

* و ** تفاوت این مدل‌ها در معادله‌ی باربرداری ـ بارگذاری مجدد است.

جدول ۳. کدهای رایانه‌یی برای تحلیل یک بُعدی غیرخطی پاسخ زمین.

برنامه	مدل غیرخطی	مرجع
DEEPSOIL	کندر زلاسکو اصلاح‌شده‌ی تعمیم‌یافته	[۲۳و۲۲]
DESRA-۲	کندر زلاسکو	[۲۵]
DESRAMOD	کندر زلاسکو	[۲۶]
D-MOD_۲	کندر زلاسکو اصلاح‌شده	[۲۷]
OpenSees	حالت خمیری چندسطحی	[۲۸]
SUMDES	حالت خمیری سطح تسلیم محصور	[۲۹]
TESS	HDCP	[۳۰]

۴. اگر منحنی باربرداری ـ بارگذاری مجدد، منحنی باربرداری ـ بارگذاری مجدد سیکل قبلی را قطع کند، منحنی تنش کرنش از سیکل قبلی پیروی می‌کند.

موراواسیکی،[۱۱] یک روش برای شکل‌دادن منحنی‌های باربرداری و بارگذاری مجدد براساس تابع عمومی ارائه داده است، که جایگزینی برای مقیاس منحنی اسکلتی توسط قانون دوم میسینگ است. در این روش از ۳ تابع مختلف برای شکل‌دادن منحنی‌های باربرداری و بارگذاری مجدد استفاده می‌شود. در جدول ۳، به معرفی برخی کدهای رایانه‌یی تحلیل پاسخ زمین پرداخته شده است. گرولیموس

جدول ۴. توابع نمایی کاهش مقاومت و سختی در ماسه‌ها.[۳۱]

توابع کاهش	پارامترها	
	ϑ	T
$\delta_\tau = (1 - ru)^{2.5}$	—	—
$\delta_\tau = (1 - (ru)^{\vartheta})$	۵ – ۱	—

وگازتاس،[۳۲] یک مدل ساختاری برای تجزیه و تحلیل یک بُعدی خاک‌های لایه‌یی ارائه داده‌اند. مدل ارائه‌شده، نوع خاصی از مدل ویسکو خمیری بوک ـ ون،[۳۳و۳۲] است، که توانایی توصیف رفتار غیرخطی انواع مختلفی از خاک‌ها را دارد و علاوه بر این توانایی تولید هم‌زمان منحنی‌های کاهش مدول و افزایش میرایی در برابر کرنش را نیز دارد. مدل ارائه‌شده نیازمند اطلاعاتی از رفتار ناهمسان‌گرد خاک و همچنین شکل حلقه‌های باربرداری و بارگذاری مجدد است، که این اطلاعات برای بیشتر خاک‌ها در دسترس نیست.

براساس فرضیه‌یی که توسط دارندلی،[۳۵] پیشنهاد شده و شامل ضریبی برای کاهش میرایی هیسترزیس است، فیلیپس و حشاش،[۳۶] فرمولاسیونی را ارائه داده‌اند که ضوابط بارگذاری ـ باربرداری مجدد قانون میسینگ را اصلاح می‌کند. این فرمولاسیون یک ضریب کاهش، $F(\gamma_m)$ را معرفی می‌کند که معادله‌ی آن به‌صورت رابطه‌ی ۳ است:

$$F(\gamma_m) = P_1 - P_2\left(1 - \frac{G_{\gamma_m}}{G_0}\right)^{P_3} \qquad (۳)$$

که در آن، G_0 بیشینه‌ی مدول برشی؛ G_{γ_m} مدول برشی سکانت متناظر بیشینه‌ی کرنش برشی؛ p_1، p_2 و p_3 ضرایب بی بُعدی هستند که از برازش‌کردن منحنی میرایی تعیین می‌شوند.

۳. معرفی روش غیرخطی پیشنهادی

در این مطالعه از مدل غیرخطی کندر ـ زلاسکو اصلاح‌شده،[۵] استفاده شده است، که رابطه‌ی اصلی مدل ذکرشده به‌صورت رابطه‌ی ۴ است:

$$\tau = \frac{\gamma G_0}{1 + \beta(\frac{\gamma}{\gamma_r})^s} \qquad (۴)$$

که در آن، τ تنش برشی، γ کرنش برشی، G_0 بیشینه‌ی مدل برشی، γ_r کرنش مرجع، s و β پارامترهای کالیبراسیون هستند. برای تعیین کرنش مرجع ۲ روش موجود است: در روش اول، که به روش کلاسیک معروف است، کرنش مرجع برابر نسبت مقاومت برشی خاک (τ_f) به بیشینه‌ی مدول برشی (G_0) است. روش دوم، تعیین کرنش مرجع از طریق منحنی کاهش مدول است، به این صورت که مقدار کرنش متناظر با $\frac{G}{G_0} = 0.5$ را برابر کرنش مرجع انتخاب می‌کنند. پارامترهای کالیبراسیون s و β از طریق منحنی اسکلتی خاک تعیین می‌شوند. از قوانین توسعه‌یافته‌ی میسینگ،[۹] برای ارتباط بین منحنی اسکلتی و رفتار باربرداری ـ بارگذاری مجدد استفاده می‌شود. برای درنظرگرفتن کاهش مقاومت و سختی مصالح در طی بارگذاری سیکلی از توابع نمایی کاهش سختی (δ_G) و کاهش مقاومت (δ_τ) استفاده می‌شود. توابع کاهش مورد استفاده برای ماسه‌ها در جدول ۴ نشان داده شده است.

بنابراین مدل ارائه‌شده در این نوشتار با ترکیب مدل غیرخطی کندر ـ زلاسکو اصلاح‌شده،[۵] و قوانین توسعه‌یافته‌ی میسینگ،[۹] و همچنین با استفاده از توابع کاهش سختی و مقاومت،[۳۱] تعریف می‌شود، که روابط آن به‌صورت روابط ۵ و ۶

www.SID.ir

Archive of SID

است. رابطه‌ی ۵، برای بارگذاری اولیه و قانون سوم میسینگ و نیز رابطه‌ی ۶، برای باربرداری و بارگذاری مجدد است:

$$\tau = \frac{\gamma G . \delta_G}{1 + \beta(\frac{\delta_G}{\delta_r})^s(\frac{\gamma}{\gamma_r})^s} \quad (5)$$

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{\left(\frac{\gamma-\gamma_r}{2}\right) G . \delta_G}{1 + \beta(\frac{\delta_G}{\delta_r})^s(\frac{\left(\frac{\gamma-\gamma_r}{2}\right)}{\gamma_r})^s} \quad (6)$$

۴. مدل فشار آب حفره‌یی

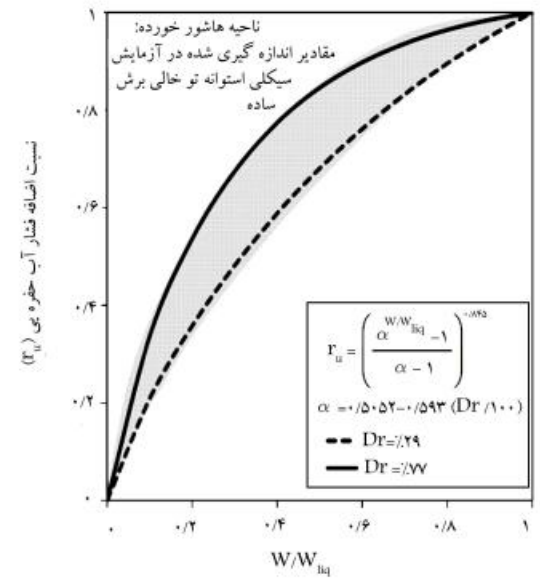
تولید، اتلاف، و توزیع مجدد اضافه فشار آب حفره‌یی در لایه‌های خاک به شکل قابل توجهی سختی و پاسخ لرزه‌یی خاک را تغییر می‌دهد. مدل‌سازی پاسخ فشار آب منفذی در تحلیل غیرخطی پاسخ زمین براساس نتایج تحقیقات میدانی ماتاسویک و وستیک،[۵] و آزمون‌های آزمایشگاهی ایشیهارا و همکاران،[۳۷] شاهد توسعه‌ی گسترده‌یی بوده است. مدل‌های فشار آب حفره‌یی را به‌صورت عمومی می‌توان در ۳ گروه، مدل‌های مبتنی بر تنش (مدل سید و همکاران[۵]) مدل‌های مبتنی بر کرنش (مدل دابری و همکاران[۳۸]) و مدل‌های مبتنی بر انرژی (مدل جعفریان و همکاران[۲]) تقسیم‌بندی کرد. در حالی که مدل‌های اولیه براساس نتایج حاصل از آزمایش‌های سیکلی تنش کنترل بوده‌اند، پژوهش‌های دیگر نشان داده است که فشار آب حفره‌یی ارتباط بهتری با سطح کرنش برشی،[۳۹و۳۰] و یا انرژی تلف‌شده در خاک،[۳۱] دارد. در تحلیل ارائه‌شده در این نوشتار از مدل ارائه‌شده توسط جعفریان و همکاران،[۲] که یک مدل مبتنی بر انرژی کرنشی است، استفاده شده است.

جعفریان و همکاران،[۲] با الهام از مدل سید و همکاران،[۲۲] و استفاده از مزایای روش انرژی کرنشی مدلی را ارائه داده‌اند که در آن از نسبت انرژی کرنشی تلف‌شده در خاک به انرژی کرنشی لازم برای روانگرایی استفاده می‌شود. آن‌ها با بررسی آزمون‌های سیکلی مختلف دریافته‌اند که نسبت فشار آب حفره‌یی اضافی به تنش مؤثر اولیه در برابر نسبت انرژی کرنشی تلف‌شده در خاک به انرژی کرنشی لازم برای روانگرایی در یک محدوده‌ی خاص و محدودی قرار می‌گیرد و از همین موضوع برای ارائه‌ی مدل خود استفاده کرده‌اند. سپس ۳۷ آزمایش سیکلی استوانه‌ی تو خالی برش ساده‌ی کرنش کنترل بر روی ماسه‌ی تایورا با تراکم نسبی ۳۰-۷۵ درصد، تنش همه جانبه‌ی ۵۵-۱۶۶ کیلوپاسکال، با و بدون اعمال تنش برشی اولیه انجام داده‌اند. شکل ۳، محدوده‌ی نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در برابر نسبت انرژی کرنشی به دست‌آمده از نتایج آزمون‌های سیکلی استوانه‌ی تو خالی برش ساده‌ی کرنش کنترل بر روی ماسه‌ی تایورا را همراه با حد بالا و پایین اضافه فشار آب حفره‌یی نمایش می‌دهد. براساس شکل ۳، معادله‌ی ۷ را به‌عنوان مدلی که توانایی پیش‌بینی فشار آب حفره‌یی را دارد، ارائه داده‌اند:

$$ru = \left(\frac{\frac{w_s}{w_{liq}} - 1}{\alpha_{ru} - -1}\right)^{\beta_{ru}} \quad (7)$$

که در آن، ru اضافه فشار آب حفره‌یی، w_s انرژی تلف‌شده در واحد حجم خاک، w_{liq} انرژی لازم برای روانگرایی خاک است (انرژی ظرفیت) و α و β نیز پارامترهای کالیبراسیون هستند، که برای ماسه‌ی تایورا از روابط ۸ و ۹ به دست می‌آیند:

$$\alpha_{ru} = ۰/۵۰۵۲ - ۰/۵۹۳\left(\frac{D_r}{۱۰۰}\right) \quad (8)$$



شکل ۳. محدوده‌ی نسبت اضافه فشار آب حفره‌یی در برابر نسبت انرژی کرنشی به دست‌آمده از نتایج آزمون‌های ماسه‌ی تایورا همراه با حد بالا و پایین مدل فشار آب حفره‌یی جعفریان و همکاران.[۲]

که در آن، D_r تراکم نسبی است.

$$\beta_{ru} = ۰/۸۴۵ \quad (9)$$

برای شرایط برش ساده، w_s را می‌توان از رابطه‌ی ۱۰ به دست آورد:

$$w_s = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n-1}(\tau_{i+1} + \tau_i)(\gamma_{i+1} - \gamma_i) \quad (10)$$

که در آن، τ_i و τ_{i+1} به ترکیب تنش برشی در نمو بار i و $i+1$، و γ_i و γ_{i+1} به ترکیب کرنش برشی در نمو بار i و $i+1$ و n تعداد نمو بار وارد شده به نمونه است.

مدل ارائه‌شده در این نوشتار با استفاده از قوانین توسعه‌یافته‌ی میسینگ،[۹] همراه با مدل غیرخطی کندر ـ زلاسکو اصلاح‌شده،[۲۱] رفتار بارگذاری، باربرداری، و بارگذاری مجدد ماسه‌ها طی بارگذاری سیکلی را توصیف می‌کند. با توجه به اینکه در بارگذاری سیکلی از مقاومت برشی و سختی خاک به طور مداوم کاسته می‌شود و در مدل غیرخطی (رابطه‌ی ۱) این موضوع لحاظ نشده است، از توابع کاهش سختی و مقاومت خاک استفاده شده است، که به ترتیب در مدول برشی بیشینه و مقاومت برشی خاک ضرب می‌شوند. توابع کاهش سختی و مقاومت ضرایبی کوچکتر از ۱ هستند، که با افزایش اضافه فشار آب حفره‌یی کوچکتر می‌شوند و در نهایت در هنگام روانگرایی که اضافه فشار آب حفره‌یی برابر ۱ است، و خاک تقریباً مقاومت برشی و سختی خود را از دست می‌دهد، برابر صفر می‌شوند.

منطق مدل ارائه‌شده به صورتی است که ابتدا براساس شرایط بارگذاری (بارگذاری اولیه، باربرداری، بارگذاری مجدد) تنش برشی از روابط ۵ یا ۶، و سپس براساس تنش برشی محاسبه می‌شود. کرنش برشی موجود نیز با استفاده از رابطه‌ی ۹ انرژی تلف‌شده در واحد حجم خاک محاسبه می‌شود، که با استفاده از آن و رابطه‌ی ۷ اضافه فشار آب حفره‌یی تعیین می‌شود، سپس با مشخص‌بودن اضافه فشار آب حفره‌یی و روابط توابع کاهش (جدول ۴)، ضرایب کاهش سختی و مقاومت برشی برای مرحله‌ی بعدی محاسبه می‌شود. بنابراین با توجه به منطق برنامه می‌توان بیان کرد که مدل ارائه‌شده، توانایی شبیه‌سازی رفتار ماسه‌ها تحت بارگذاری سیکلی را

www.SID.ir

Archive of SID

دارد، لکن باید از طریق داده‌های موجود آزمایشگاهی عملکرد مدل ارائه‌شده بررسی شود.

۵. تحلیل و ارزیابی مدل

در این بخش نتایج به دست‌آمده از مدل توصیف‌شده در قسمت قبل با نتایج آزمایش‌های سیکلی استوانه‌ی تو خالی کرنش ـ کنترل و برش ساده‌ی سیکلی تنش ـ کنترل مقایسه شده است.

مدل ارائه‌شده در این نوشتار، ۴ پارامتر کالیبراسیون (β، S، α_{ru}، β_{ru}) و نیز ۳ پارامتر بیشینه‌ی مدول برشی (G_0)، کرنش مرجع (γ_r) و انرژی لازم برای روانگرایی را (W_{liq}) دارد، که نحوه‌ی تعیین هر کدام از آن‌ها در ادامه بررسی شده است. پارامترهای β و S از طریق منحنی اسکلتی خاک یا منحنی تغییرات مدول خاک تعیین می‌شوند. روش کار به این صورت است که با استفاده از رابطه‌ی ۴ و نتایج آزمایشگاهی به تعیین این پارامترها پرداخته می‌شود. شکل ۴، یک نمونه از فرایند منطبق‌کردن منحنی کاهش مدول برای تعیین پارامترهای β و S ماسه‌ی تایورا را نشان می‌دهد.

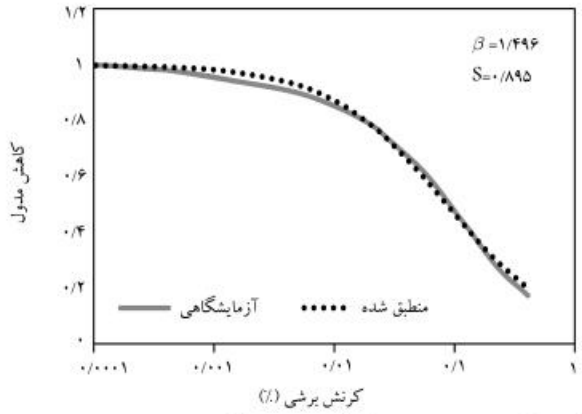
پارامترهای α_{ru} و β_{ru} برای ماسه‌ی تایورا توسط جعفریان و همکاران،[۲] تعیین و از روابط ۸ و ۹ محاسبه شده‌اند. با استفاده از تجزیه و تحلیل برگشتی، پارامترهای معادله‌ی فشار آب حفره‌یی برای ماسه‌ی فرایزر ریور[۵] تعیین شده است. بیشینه‌ی مدول برشی ماسه‌ی تایورا براساس رابطه‌ی ۱۱، که از رگرسیون نتایج آزمایش‌های کوکاشو،[۲۳] به دست آمده است، محاسبه می‌شود:

$$G_0 = ۲۵۹۶۹۰/۴ \times \frac{(۲/۱۷ - e)^۲}{۱ + e} \times P'^{۰/۵} \qquad (۱۱)$$

که در آن، G_0 (Pa) بیشینه‌ی مدول برشی، e تخلخل، P' (Pa) تنش همه‌جانبه است. چیلارگیک و همکاران،[۲۴] با انجام آزمایش Bender element بر روی ماسه‌ی فرایزر ریور رابطه‌ی ۱۲ را برای تعیین بیشینه‌ی مدول برشی ارائه کرده‌اند:

$$G_0 = \rho[(۲۹۵ - ۱۴۳e)\,(\frac{P'}{Pa})^{۰/۲۶}]^۲ \qquad (۱۲)$$

همان‌طورکه در بخش معرفی روش غیرخطی اشاره شده است، دو روش برای تعیین پارامتر γ_r وجود دارد. در این مطالعه از روش کلاسیک برای تعیین کرنش مرجع استفاده شده است. بدین منظور نیاز به تعیین مقاومت برشی نهایی خاک است.



شکل ۴. یک نمونه از فرایند منطبق‌کردن منحنی کاهش مدول برای تعیین پارامترهای β و S ماسه‌ی تایورا.

برای تعیین مقاومت برشی زهکشی‌نشده‌ی ماسه‌ی تایورا و فرایزر ریور به ترتیب از نتایج آزمایش برش پیچشی مونوتونیک زهکشی‌نشده‌ی چیارو و همکاران،[۲۵] و آزمایش برش ساده‌ی مونوتونیک سیواتایلان،[۲۶] استفاده شده است. w_{liq} برای ماسه‌ی تایورا از رابطه‌ی ۱۳، که توسط جعفریان و همکاران،[۲] ارائه شده است، به دست آمده و برای ماسه‌ی فرایزر ریور، انرژی کرنشی با استفاده از رابطه‌ی ۱۰ محاسبه و انرژی کرنشی متناظر با $ru = ۱$ برابر w_{liq} در نظر گرفته شده است.

$$w_{liq} = ۱۳۶/۳۴\,P'(\frac{D_r}{۱۰۰})^{۲/۹۲۵} + ۵/۳۷۵ \times ۱۰^{-۳}P' \qquad (۱۳)$$

۱.۵. ماسه‌ی تایورا

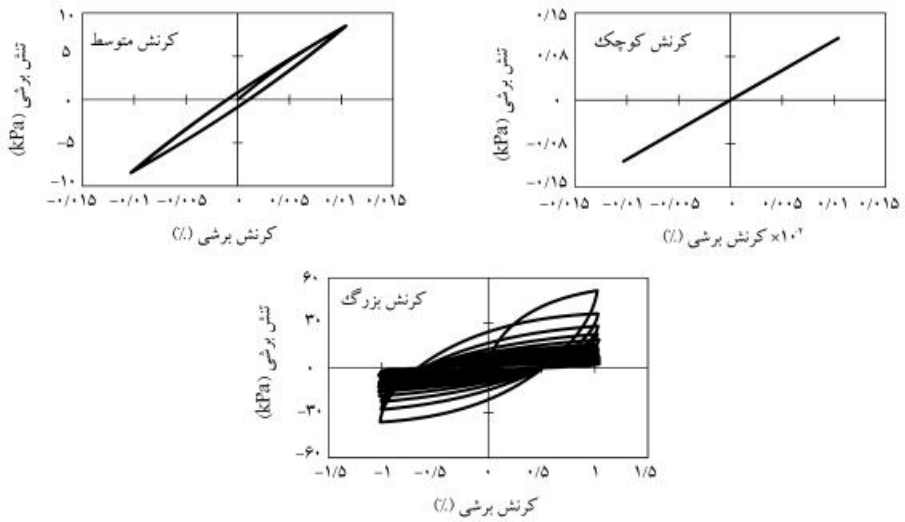
ماسه‌ی تایورا استفاده‌شده در آزمایش سیکلی استوانه‌ی تو خالی برش ساده‌ی کرنش ـ کنترل به ترتیب دارای بیشینه و کمینه‌ی تخلخل، قطر متوسط دانه‌ها و ضریب یکنواختی برابر ۰/۹۸، ۰/۶۱، ۰/۲ و ۱/۵ mm است. این آزمایش در تراکم نسبی ۳۰-۷۵ درصد و تنش همه‌جانبه‌ی ۵۵-۱۶۶ kPa انجام شده است.[۲]

در مفاهیم ژئوتکنیک لرزه‌یی، دو کرنش برشی آستانه وجود دارد. اولین کرنش برشی، کرنش برشی آستانه‌ی خطی است، که در مقادیر کرنش برشی کمتر از آن، خاک‌ها رفتار کشسان خطی نشان می‌دهند. دومین کرنش برشی، کرنش برشی آستانه‌ی حجمی است، که کمینه‌ی کرنش لازم برای لغزش دانه به دانه (تغییرشکل‌های برگشت‌ناپذیر) است. با توجه به این مفاهیم، در صورتی که کرنش برشی کمتر از کرنش برشی آستانه‌ی خطی باشد، رفتار خاک خطی است، و در صورتی که کرنش برشی بزرگ‌تر از کرنش برشی آستانه‌ی خطی و کمتر از کرنش برشی آستانه‌ی حجمی باشد، رفتار خاک غیرخطی و بدون اُفت[۶] است و در صورتی که کرنش برشی بزرگ‌تر از کرنش برشی آستانه‌ی حجمی باشد، رفتار خاک غیرخطی و همراه با اُفت است. با توجه به مطالب ذکرشده مدلی مناسب است که توانایی پیش‌بینی رفتار غیرخطی خاک در سطح کرنش‌های برشی مختلف را دارد.

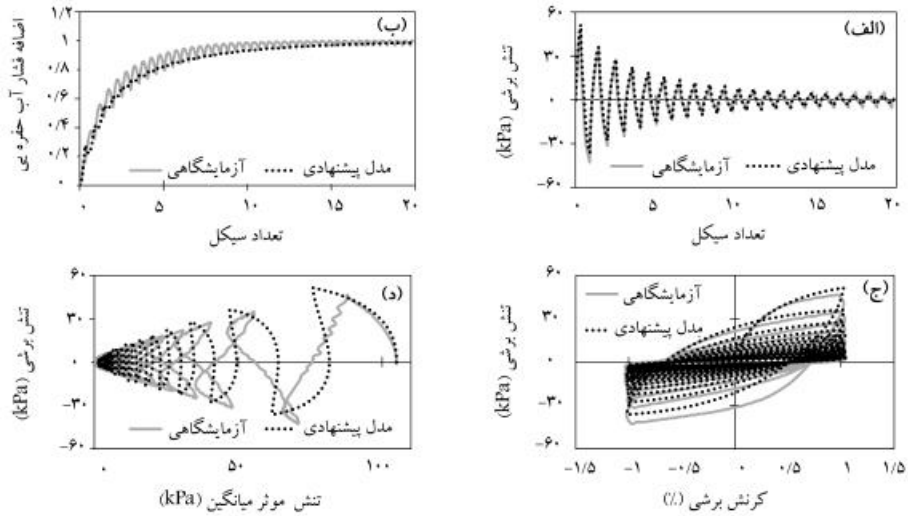
شکل ۵، نتایج مدل‌سازی ماسه‌ی تایورا با تراکم نسبی ۷۵٪ و تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۵ کیلو پاسکال در سطح کرنش‌های مختلف را نمایش می‌دهد. مطابق شکل مذکور، مدل ارائه‌شده در کرنش‌های برشی کمتر از کرنش برشی آستانه‌ی خطی رفتار خاک را کشسان خطی، در کرنش‌های برشی بزرگ‌تر از کرنش برشی آستانه‌ی خطی و کوچک‌تر از کرنش برشی آستانه‌ی حجمی، رفتار خاک را غیرخطی و بدون اُفت، و در کرنش‌های برشی بزرگ‌تر از کرنش آستانه‌ی حجمی، رفتار خاک را غیرخطی همراه با اُفت پیش‌بینی می‌کند. شکل ۶، مقایسه‌ی نتایج منحنی آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده را برای ماسه‌ی تایورا متراکم نشان می‌دهد. مقایسه‌ی منحنی‌های تنش برشی، توانایی مدل پیشنهادی در پیش‌بینی تنش برشی و کاهش مقاومت و سختی خاک را در اثر بارگذاری سیکلی تأیید می‌کند و همچنین منحنی‌های اضافه فشار آب حفره‌یی نیز توانایی مدل پیشنهادی در پیش‌بینی هنگام رخداد پدیده‌ی روانگرایی را مورد تأیید قرار می‌دهد. منحنی‌های تنش برشی در برابر کرنش برشی نشان می‌دهند که در مدل پیشنهادی در سیکل اول، روند کاهش تنش برشی در باربرداری بیشتر و در بارگذاری مجدد کمتر از واقعیت است، که این موضوع در سیکل‌های بعدی کمتر شده و منحنی پیش‌بینی‌شده نزدیک‌تر به منحنی آزمایشگاهی می‌شود، که دلیل این رفتار را می‌توان پیش‌بینی بیش از حد میرایی توسط قوانین میسینگ در کرنش‌های بزرگ دانست. منحنی‌های تنش برشی در برابر تنش مؤثر قائم، انطباق خوبی دارند. شکل ۷، مقایسه‌ی نتایج منحنی آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده را برای ماسه‌ی تایورا سُست نشان می‌دهد. مقایسه‌ی منحنی‌های تنش برشی نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی به طور قابل قبولی تنش برشی را پیش‌بینی می‌کند و همچنین

www.SID.ir

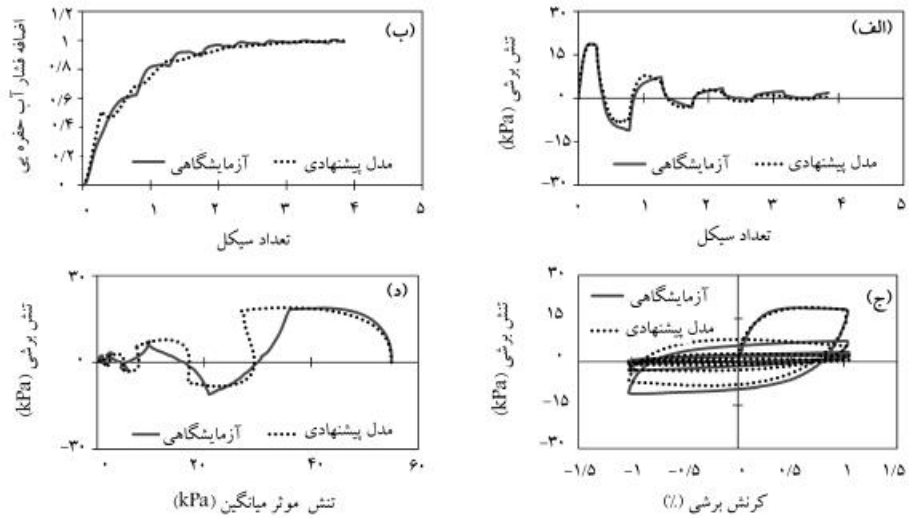
Archive of SID



شکل ۵. نتایج مدل‌سازی ماسه‌ی تایورا در سطح کرنش‌های مختلف ($Dr = ٪۷۵, P' = ۱۰۵\,kPa$).



شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی‌های اندازه‌گیری‌شده و پیش‌بینی‌شده ـ ماسه‌ی تایورا ($Dr = ٪۷۵, P' = ۱۰۵\,kPa$).



شکل ۷. مقایسه‌ی منحنی‌های اندازه‌گیری‌شده و پیش‌بینی‌شده ـ ماسه‌ی تایورا ($Dr = ٪۲۳, P' = ۵۵\,kPa$).

www.SID.ir

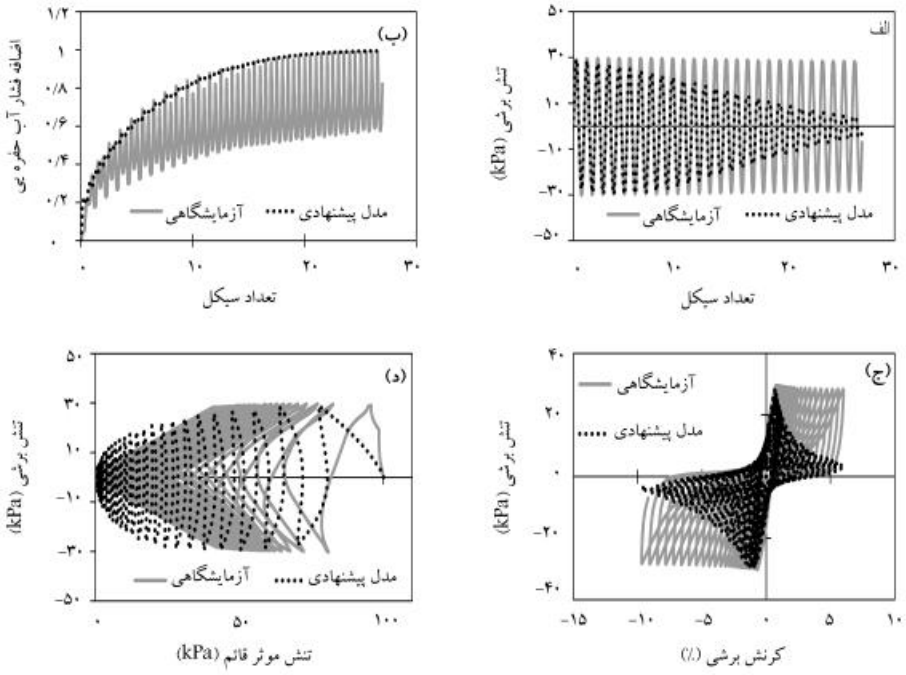
Archive of SID

می‌تواند کاهش تنش برشی ناشی از کاهش مقاومت و سختی خاک را به‌صورت محافظه‌کارانه‌یی مدل کند. بررسی نمودارهای اضافه فشار آب حفره‌یی مشخص می‌کند که مدل پیشنهادی توانایی پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌یی را دارد و نیز هنگام وقوع روانگرایی را به‌خوبی پیش‌بینی می‌کند. با بررسی نمودارهای تنش برشی در برابر کرنش برشی مشخص می‌شود که مدل پیشنهادی، بارگذاری اولیه و نیز ابتدای باربرداری را به خوبی پیش‌بینی می‌کند، اما پس از آن روند کاهش بیشتر شده است، به صورتی که در انتهای باربرداری، مقدار تنش برشی پیش‌بینی‌شده کمتر از تنش برشی اندازه‌گیری‌شده بوده و نیز در انتهای بارگذاری مجدد، مقدار تنش برشی پیش‌بینی‌شده بیشتر از مقدار اندازه‌گیری‌شده بوده است، اما این روند در سیکل‌های بعدی کاهش یافته است و تقریباً منحنی‌های اندازه‌گیری‌شده و پیش‌بینی‌شده نزدیک به یکدیگر هستند. دلیل این رفتار را می‌توان بیش از حد پیش‌بینی‌شدن میرایی توسط قوانین میسینگ در کرنش‌های بزرگ دانست، که این موضوع را برخی پژوهشگران پیشین هم تأکید کرده‌اند.[۷] منحنی‌های تنش برشی در برابر تنش مؤثر قائم نشان می‌دهند که مدل پیشنهادی، روند کاهش تنش مؤثر در طی بارگذاری سیکلی و افزایش فشار آب حفره‌یی را به خوبی پیش‌بینی می‌کند.

۲.۵. ماسه‌ی فرایزر ریور

ماسه‌ی فرایزر ریور استفاده‌شده در آزمایش برش ساده‌ی سیکلی تنش ـ کنترل به ترتیب دارای بیشینه و کمینه‌ی تخلخل، قطر متوسط دانه‌ها و ضریب یکنواختی برابر ۰/۹۴، ۰/۶۲، ۰/۲۶ و ۱/۶ mm است. این آزمایش‌ها در تراکم نسبی ۴۰ و ۸۰ درصد و تنش همه‌جانبه‌ی ۱۰۰ و ۲۰۰ kPa و CSR ۰/۳-۰/۸ انجام شده‌اند.[۲۷]

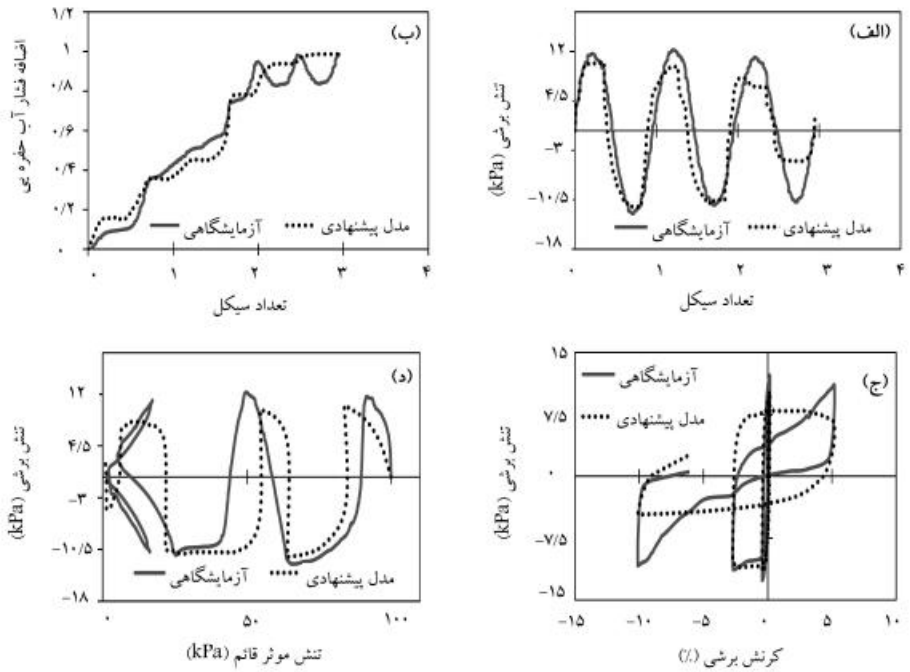
شکل ۸، مقایسه‌ی نتایج منحنی آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده را برای ماسه‌ی فرایزر ریور متراکم نشان می‌دهد. مقایسه‌ی نمودارهای تنش برشی پیش‌بینی‌شده و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که در سیکل‌های ابتدایی، مدل پیشنهادی تقریباً پیش‌بینی قابل قبولی را دارد، اما پس از آن با افزایش اضافه فشار آب حفره‌یی و به دنبال آن کاهش مقاومت و سختی آن تنش برشی پیش‌بینی‌شده کمتر از مقادیر آزمایشگاهی است. مقایسه‌ی نمودارهای اضافه فشار آب حفره‌یی پیش‌بینی‌شده و آزمایشگاهی مشخص می‌کند که مدل پیشنهادی، توانایی پیش‌بینی نوسانات فشار آب حفره‌یی را ندارد. بررسی منحنی‌های تنش برشی در برابر کرنش برشی آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی در سیکل‌های ابتدایی، رفتار تنش ـ کرنش را تقریباً مناسب پیش‌بینی می‌کند، اما پس از آن به دلیل تولید اضافه فشار آب حفره‌یی و به دنبال آن کاهش مقاومت و سختی خاک، منحنی تنش ـ کرنش خوابیده‌تر می‌شود، که این مسئله در آزمون‌های تنش کنترل به دلیل ثابت‌بودن بیشینه وکمینه‌ی تنش برشی در طول آزمایش مشاهده نمی‌شود. مقایسه‌ی منحنی‌های تنش برشی در برابر تنش مؤثر قائم آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده مشخص می‌کند که مدل پیشنهادی، توانایی مدل‌سازی نوسانات اضافه فشار آب حفره‌یی را ندارد. شکل ۹، مقایسه‌ی نتایج منحنی آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده را برای ماسه‌ی فرایزر ریور سست نشان می‌دهد. بررسی منحنی‌های آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده مشخص می‌کند که در مدل پیشنهادی با افزایش اضافه فشار آب حفره‌یی و به دنبال آن کاهش مقاومت و سختی خاک، مقدار تنش برشی کاهش می‌یابد؛ اما در آزمون‌های تنش، کنترل بیشینه و کمینه‌ی تنش برشی در طول آزمایش ثابت است. مقایسه‌ی نمودارهای اضافه فشار آب حفره‌یی آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده، توانایی مدل پیشنهادی در پیش‌بینی اضافه فشار آب حفره‌یی و هنگام وقوع پدیده‌ی روانگرایی را تأیید می‌کند. مقایسه‌ی منحنی‌های تنش برشی در برابر کرنش برشی آزمایشگاهی و پیش‌بینی‌شده نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی، سیکل اول را به خوبی پیش‌بینی می‌کند؛ اما در سیکل‌های بعدی، با توجه به اینکه اضافه فشار آب حفره‌یی تولیدشده و براساس آن مقاومت و سختی خاک در مدل پیشنهادی کاهش می‌یابد، مقادیر بیشینه و کمینه‌ی تنش برشی کمتر از واقعیت پیش‌بینی‌شده است. در حالی‌که در آزمون‌های تنش کنترل، بیشینه وکمینه‌ی تنش برشی در سراسر آزمایش ثابت می‌ماند. مقایسه‌ی منحنی‌های تنش برشی در برابر تنش مؤثر قائم نشان می‌دهد که روند کاهش تنش مؤثر در مدل پیشنهادی، سرعت بیشتری نسبت به نتایج آزمایشگاهی



شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی‌های اندازه‌گیری‌شده و پیش‌بینی‌شده ـ ماسه‌ی فرایزر ریور ($Dr = ٪۸۰, P' = ۱۰۰\ kPa$).

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۹. مقایسه‌ی منحنی‌های اندازه‌گیری‌شده و پیش‌بینی‌شده ماسه‌ی فرایزر ریور ($Dr = ٪۴۰, P' = ۱۰۰\ kPa$).

جدول ۵. پارامترهای تعیین‌شده برای تحلیل.

ماسه	w_{liq} (j/m³)	α_{ru}	β_{ru}	$\gamma_{(r)}$	S	β	G_0 (Pa)
تایورا ($Dr = ٪۲۳, P' = ۵۵ kPa$)	۵۱۰٫۵۲۹۸	۰٫۳۶۸۸۱	۰٫۸۴۵	۳٫۰۰ E-۰۴	۰٫۶۴	۱٫۶۴	۵٫۲۳ E+۰۷
تایورا ($Dr = ٪۷۵, P' = ۱۰۵ kPa$)	۴۱۴۵٫۸۷	۰٫۰۹۰۱	۰٫۸۴۵	۸٫۳۳ E-۰۴	۰٫۸۴۵	۱٫۴۹۶	۱٫۰۳ E+۰۸
فرایزر ریور ($Dr = ٪۴۰, P' = ۱۰۰ kPa$)	۱۱۲۱٫۹۸۵	۰٫۲	۰٫۴۵	۴٫۲۹ E-۰۴	۰٫۸۵۵	۱٫۴۴۵	۶٫۷۸ E+۰۷
فرایزر ریور ($Dr = ٪۸۰, P' = ۱۰۰ kPa$)	۱۷۱۹۱٫۸۶	۰٫۰۳	۰٫۴۵	۵٫۹۹ E-۰۴	۰٫۹۳۴	۱٫۲۰۹	۷٫۹۳ E+۰۷

دارد. جدول ۵، پارامترهای تعیین‌شده برای تحلیل را معرفی می‌کند. بنابراین همان طورکه مشاهده می‌شود، مدل پیشنهادی ارائه‌شده، پارامترهای اندک و قابل تعیینی دارد. شکل‌های ۵ الی ۹، نتایج مدل‌سازی را نشان می‌دهند. بنابراین همان‌طورکه مشاهده می‌شود، مدل پیشنهادی روند پاسخ خاک را به خوبی پیش‌بینی می‌کند.

۶. نتیجه‌گیری

تحلیل‌های دینامیکی شامل دو نوع تحلیل تنش کل و تنش مؤثر می‌شوند. مهم‌ترین ضعف روش تنش کل را می‌توان در نظر گرفته‌نشدن کاهش پیش‌رونده و مداوم مقاومت خاک در اثر افزایش فشار آب حفره‌یی دانست، که این خود باعث ایجاد خطا در نتایج می‌شود. همچنین طبیعتاً این روش قادر به محاسبه‌ی تاریخچه‌ی فشار حفره‌یی در نقاط مختلف نیست. بنابراین به منظور دست‌یافتن به نتایج مطلوب، نیازمند روشی هستیم که در آن شرایط واقعی خاک طی بارگذاری سیکلی در نظر گرفته شود. روش تنش مؤثر، توانایی پیش‌بینی تولید، اتلاف و توزیع مجدد فشار آب حفره‌یی و نیز کاهش پیش‌رونده و مداوم مقاومت خاک، طی بارگذاری سیکلی را دارد. در این مطالعه، مدل تنش مؤثر که از آن می‌توان در شبیه‌سازی پدیده‌ی روانگرایی خاک استفاده کرد، معرفی شده است. بدین صورت که مدل ساختاری هایپربولیک ساده‌شده‌یی همراه با مدل فشار آب حفره‌یی بر مبنای انرژی کرنشی و با توانایی کاهش سختی و مقاومت خاک در حین بارگذاری لرزه‌یی، برای پیش‌بینی روانگرایی و فشار آب حفره‌یی ناشی از زلزله‌ها ارائه شده است. پارامترهای خاک مورد نیاز برای تجزیه و تحلیل بیشینه‌ی مدول برشی، بیشینه‌ی مقاومت برشی و انرژی لازم برای روانگرایی هستند، که برای تعیین این پارامترها نیازمند تخلخل، تراکم نسبی، جرم مخصوص، و تنش همه‌جانبه هستیم، و همچنین به منظور تعیین پارامترهای کالیبراسیون، نیازمند منحنی اسکلتی خاک هستیم.

عملکرد مدل پیشنهادی با مدل‌سازی نتایج آزمایش سیکلی استوانه‌ی تو خالی برش ساده، کرنش کنترل بر روی ماسه‌ی تایورا و آزمایش برش ساده‌ی سیکلی تنش کنترل بر روی ماسه‌ی فرایزر ریور مورد مطالعه قرارگرفته است. مدل‌سازی نمونه‌هایی با سطح کرنش مختلف مشخص کرده است که از مدل ارائه‌شده می‌توان در تمامی سطوح کرنش استفاده کرد. مدل ارائه‌شده، در کرنش‌های کمتر از کرنش آستانه‌ی خطی، رفتار خطی را برای خاک پیش‌بینی می‌کند، در کرنش‌های ما بین کرنش آستانه‌ی خطی و حجمی، رفتار غیرخطی و بدون اُفت را برای خاک پیش‌بینی می‌کند، و در کرنش‌های بزرگ‌تر از کرنش آستانه‌ی حجمی، رفتار غیرخطی همراه با اُفت را برای خاک پیش‌بینی می‌کند. مقایسه‌ی نتایج مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی نشان داده است که مدل ارائه‌شده، توانایی شبیه‌سازی رفتار ماسه‌ها طی بارگذاری سیکلی را دارد و همچنین با توجه به اینکه از قوانین توسعه‌یافته‌ی میسینگ برای توصیف رفتار باربرداری ـ بارگذاری مجدد استفاده شده است و این قوانین در

www.SID.ir

Archive of SID

کرنش‌های کوچک و بزرگ به ترتیب میرایی را کمتر و بیشتر از واقعیت پیش‌بینی می‌کنند، اما مدل ارائه‌شده پیش‌بینی قابل قبولی از پاسخ تنش ـ کرنش، روند کاهش مقاومت و سختی، انرژی کرنشی، و به خصوص تولید فشار آب منفذی طی بارگذاری لرزه‌یی را دارد و نیز مدل فشار آب حفره‌یی جعفریان و همکاران،[۲] برای ماسه‌ها با مقادیر مختلف تراکم و درصد ریزدانه قابل‌اعتماد است. ضمناً با توجه به اینکه مدل ارائه‌شده تحرک سیکلی (اتساع) را در نظر نمی‌گیرد، اضافه فشار آب حفره‌یی پیش‌بینی‌شده تحت تأثیر این محدودیت قرار نگرفته است و مدل پاسخ قابل قبولی را ارائه می‌دهد.

مدل ارائه‌شده در این نوشتار، ساده، و پارامترهای اندک و قابل تعیین دارد و نیز یکی از جنبه‌های مهم مدل ارائه‌شده این است که براساس اتلاف انرژی است، بنابراین می‌توان از آن برای محاسبه‌ی اضافه فشار آب حفره‌یی در ماسه‌ها تحت بارگذاری‌های منظم، تصادفی، سیکلی و لرزه‌یی استفاده کرد. همچنین مدل فشار آب حفره‌یی بر مبنای انرژی تلف‌شده است و در نتیجه به مسیر تنش آزمایش خاص مربوط نیست.

بنابراین نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که می‌توان با اطمینان از این مدل ساده در تحلیل غیرخطی پاسخ زمین به منظور ارزیابی رخداد روانگرایی استفاده کرد.

پانوشت‌ها

1. modified Kondner – Zelasko
2. degradation index functions
3. Toyoura sand
4. Masing rule
5. Fraser river sand
6. non-degradable

منابع (References)

1. Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G. "Numerical simulation of soil liquefaction due to earthquake loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**(7), pp. 1007-1015 (2002).
2. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "Analysis of soil liquefaction: Niigata earthquake", *J. Soil Mech. Found. Div.*, **93**(3), pp. 83-108 (1967).
3. Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B. "Fundamentals of liquefaction under cyclic loading", *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, **101**(5), pp. 422-438 (1975).
4. Jafarian, Y., Towhata, I., Baziar, M.H., Noorzad, A. and Bahmanpour, A. "Strain energy based evaluation of liquefaction and residual pore water pressure in sands using cyclic torsional shear experiments", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **35**, pp. 13-28 (2012).
5. Matasovic, N. and Vucetic, M. "Cyclic characterization of liquefiable sands", *J. of Geotech. Eng.*, **119**(11), pp. 1805-1822 (1993a).
6. Matasovic, N., *Seismic Response of Composite Horizontally – Layered Soil Deposits*, University of California, Los Angeles: xxix, 452 p. (1993).
7. Stewart, J.P., Kwok, A.O.-L., Hashash, Y.M.A., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z. and Yang, Z., *Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures*, PEER Report 2008/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley (August 2008).
8. Ramberg, W. and Osgood, W. "Description of stress strain curves by three parameters", Technical Note No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, DC (1943).
9. Pyke, R.M. "Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings", *J. Geotech. Eng.*, **105**(GT6), pp. 715-726 (1979).
10. Masing, G. "Eigenspannungen and verfertigung beim messing", *Proc. 2nd Int. Congress on Applied Mech.*, Zurich, Switzerland (1926).
11. Muravskii, G. "On description of hysteretic behaviour of materials", *International Journal of Solids and Structures*, **42**(9-10), pp. 2625-2244 (2005).
12. Park, S.S. "A two-mobilized plane model and its application for soil liquefaction analysis", Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of British Columbia, BC, 215 p. (2005).
13. Muraleetharan, K.K., Deshpandeet, S. and Adalier, K. "Dynamic deformations in sand embankments: centrifuge modeling and blind, fully coupled analyses", *Canadian Geotechnical Journal*, **41**(1), pp. 48-69 (2004).
14. Pestana, J.M., Biscontin, G., Nadim, F. and Andersen, K. "Modeling cyclic behavior of lightly overconsolidated clays in simple shear", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **19**(7), pp. 501-519 (2000).
15. Pestana, J.M., Whittle, A.J. and Salvati, L.A. "Evaluation of a constitutive model for clays and sands: Part I - sand behaviour", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **26**(11), pp. 1097-1121 (2002).
16. Woodward, P.K. and Molenkamp, F. "Application of an advanced multi-surface kinematic constitutive soil model", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **23**(15), pp. 1995-2043 (1999).
17. Azizian, A. and Popescu, R. "Back analysis of the 1929 ground bank submarine slope failure", *An Earth Odyssey*, pp. 808-815 (2001).
18. Aydingun, O. and Adalier, K. "Numerical analysis of seismically induced liquefaction in earth embankment foundations, Part 1: Benchmark model", *Canadian Geotechnical Journal*, **40**, pp. 753-765 (2003).

www.SID.ir

Archive of SID

19. Been, K., Jefferies, M.G., Hachey, J.E. and Rothenburg, L. "Numerical prediction for model No 2", *In Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Balkema, Rotterdam (1993).
20. Byrne, P.M., Park, S.-S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L. and Abdoun, T. "Numerical modeling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", *Canadian Geotechnical Journal*, **41**(2), pp. 193-211 (2004).
21. Park, S.-S., Byrne, P.M. and Wijewickreme, D. "A swinging plane model for soil liquefaction analysis", *In Proceedings of the Sixteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Osaka, Japan (September 2005).
22. Kondner, R.L. and Zelasko, J.S. "A hyperbolic stress-strain formulation of sands", *Proc. 2nd Pan Am. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Brazilian Association of Soil Mechanics, Silo Paulo, Brazil, pp. 289-324 (1963).
23. Hashash, Y.M.A. and Park, D. "Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment", *Eng. Geology, Amsterdam*, **62**(1-3), pp. 185-206 (October 2001).
24. Hashash, Y.M.A. and Park, D. "Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in nonlinear site response analysis", *Soil Dynamics and Earthquake Engrg.*, **22**(7), pp. 611-624 (2002).
25. Lee, M.K.W. and Finn, W.D.L., *DESRA-2: Dynamic Effective Stress Response Analysis of Soil Deposits with Energy Transmitting Boundary Including Assessment of Liquefaction Potentia*, Soil Mechanics Series 36, Dept. of Civil Eng., Univ. of British Columbia, Vancouver, Canada, 60 p. (1978).
26. Vucetic, M. and Dobry, R., *Pore Pressure Buildup and Liquefaction at Level Sandy Sites During Earthquakes*, Research report CE-86-3, Dept. Civil Eng., Rensselaer Polytechnic Institute, New York (1986).
27. Matasovic, N. "D-MOD_2 – A computer program for seismic response analysis of horizontally layered soil deposits, earthfill dams, and solid waste landfills", User's Manual, GeoMotions, LLC, Lacey, Washington, 20 p. (plus Appendices) (2006).
28. McKenna, F. and Fenves, G.L. "The openSees command language manual, version 1.2.", Pacific Earthquake Engrg. Research Center, Univ. of Calif., Berkeley (2001).
29. Li, X.S., Wangand, Z.L. and Shen, C.K. "SUMDES: A nonlinear procedure for response analysis of horizontally-layered sites subjected to multi-directional earthquake loading", Dept. of Civil Eng., Univ. of Calif., Davis (1992).
30. Pyke, R.M., *TESS: A Computer Program for Nonlinear Ground Response Analyses*, TAGA Engineering Systems & Software, Lafayette, Calif. (2000).
31. Matasovic, N. and Vucetic, M., *Seismic Response of Horizontally Layered Soil Deposits*, Report No. ENG. 93-182, School of Engineering and Applied Science, University of California, Los Angeles (1993b).
32. Gerolymos, N. and Gazetas, G. "Constitutive model for 1-D cyclic soil behaviour applied to seismic analysis of layered deposits", *Soils and Foundation*, **45**(3), pp. 147-159 (2005).
33. Bouc, R. "Modelde mathematique dhysteresisg", *Acustica*, **21**, pp. 16-25 (1971).
34. Wen, L.-K. "Method for random vibration of hysteretic systems", *J. Engrg. mech., ASCE*, **102**(2), pp. 249-263 (1976).
35. Darendeli, M. "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves", Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Eng., Univ. of Texas, Austin (2001).
36. Phillips, C. and Hashash, Y.M. "Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(7), pp. 1143-1158 (2009).
37. Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S. and Hirao, H. "Prediction of liquefaction in sand deposits during earthquakes", *Soils and Foundations*, **16**(1), pp. 1-16 (1976).
38. Dobry, R., Pierce, W.G., Dyvik, R., Thomas, G.E. and Ladd, R.S., *Pore Pressure Model for Cyclic Straining of Sand*, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York (1985a).
39. Youd, T. L. "Compaction of sands by repeated shear straining", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, American Society of Civil Engineers, **98**(7), pp. 709-725 (1972).
40. Dobry, R., Vasquez-Herrera, A., Mohamad, R. and Vucetic, M. "Liquefaction flow failure of silty sand by torsional cyclic tests", Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, Detroit, MI, pp. 29-50 (1985b).
41. Green, R.A., Mitchell, J.K. and Polito, C.P. "An energy-based excess pore pressure generation model for cohesionless soils", *Proceedings of the John Booker Memorial Symposium-Developments in Theoretical Geomechanics*, Publisher: A.A. Balkema, Rotterdam, Editors: D.W. Smith, J.P. Carter, pp. 383-390 (2000).
42. Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J., *The Generation and Dissipation of Pore Water Pressure During Soil Liquefaction*, EERC 75-26, University of California, Berkeley (1975).
43. Kokusho, T. "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range", *Soils and Foundations*, **20**(2), pp. 45-60 (1980).
44. Chillarige, A.V., Robertson, P.K., Morgenstem, N.R. and Christian, H.A. "Evaluation of the in situ state of fraser river sand", *Canadian Geotechnical Journal*, **34**(4), pp. 510-519 (1997).
45. Chiaro, G., Koseki, J. and Nalin De Silva, L.I. "A density- and stress-dependent elasto-plastic model for sands subjected to monotonic undrained torsional shear loading", *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, **44**(2), pp. 18-26 (June 2013).
46. Sivathayalan, S. "Static, cyclic and post liquefaction simple shear rsponse of sands", Ms. Thesis, The University of British Columbia, Vancouver (1994).
47. Sriskandakumar, S. "Cyclic loading response of Fraser river sand for numerical models simulating centrifuge tests", Ms. Thesis, Civil Eng. Dept., University of British Columbia, Vancouver, B.C. (2004).

www.SID.ir