

مدل سازی رفتار مکانیکی ماسه مسلح شده با ترکیب سیمان و الیاف

هادی ابی‌اوغلی^۱ و امیر حمیدی^{۲*}

^۱ دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی
^۲ استاد مهندسی ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

(دریافت: ۹۶/۶/۳۱، پذیرش: ۹۷/۲/۸، نشر آنلاین: ۹۷/۲/۸)

چکیده

در این پژوهش، یک مدل رفتاری اصلاح شده برای تبیین رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با ترکیب سیمان و الیاف ارائه شده است. بدین منظور، یک مدل رفتاری که بر مبنای اصول پلاستیسیته عمومی قرار دارد برای خاک ماسه‌ای انتخاب شده و براساس پارامترهای رفتاری ماسه سیمانته الیاف‌دار اصلاح می‌شود. در طی مراحل مدل‌سازی، پارامترهای الاستیک، قانون جریان و قانون سخت‌شوندگی مدل پایه برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف اصلاح می‌شوند. به منظور سنجش منطقی بودن پارامترهای افزوده شده به مدل، میزان حساسیت مدل اصلاح شده به تغییرات پارامترهای اضافه شده مورد بررسی قرار گرفته است. برای ارزیابی این مدل، نتایج مدل‌سازی به صورت منحنی‌های کرنش محوری- تنش محوری اضافی و کرنش محوری- کرنش حجمی با نتایج سه نمونه از آزمایش‌ها سه‌محوری انجام شده روی خاک‌های مختلف مقایسه شده و عملکرد مناسب آن در فشارهای همه‌جانبه متفاوت و با درصد‌های سیمان و الیاف مختلف تأیید شده است. در نهایت برای نمایش کارکرد مدل، خروجی‌های مدل به صورت منحنی‌های تنش مؤثر میانگین- مدول برشی، تنش مؤثر میانگین- مدول بالک و تنش مؤثر میانگین- نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی برای خاک‌های مختلف ارائه شده است. نتایج مدل‌سازی نشان می‌دهند که با افزایش فشار همه‌جانبه، مقاومت اوج و تنش پسماند در نمونه‌ها افزایش می‌یابد. این امر در مورد خاک ماسه‌ای مسلح شده با سیمان و الیاف و نیز خاک غیرمسلح به وضوح دیده می‌شود و در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی منطقی می‌باشد.

کلیدواژه‌ها: ماسه مسلح با سیمان و الیاف، مدل رفتاری، رفتار تنش-کرنش، تنش محوری اضافی، کرنش حجمی.

۱- مقدمه

می‌باشد. از لحاظ موضوع اقتصاد پروژه بهتر است که خصوصیات مواد را تغییر دهیم تا مشخصات مورد نیاز برآورده شوند. از این جمله می‌توان به اضافه کردن مواد چسباننده مانند سیمان پرتلند، آهک، گچ، آسفالت و یا موادی همچون الیاف‌ها و خرده لاستیک به خاک اشاره کرد. هدف علم مکانیک خاک، بررسی و شناخت رفتار و ویژگی‌های خاک در اثر اعمال بار بر آن می‌باشد که اصولاً بر پایه آزمایشات آزمایشگاهی و صحرایی استوار است. اثر افزودن مواد به خاک و نیز اصلاح خواص آن را می‌توان با آزمایش‌های مکانیک خاک تعیین نمود (Hamidi و Hoofsfand، ۲۰۱۳؛ Hamidi و Haeri، ۲۰۰۸؛ Haeri و همکاران، ۲۰۰۲ و ۲۰۰۶؛ سلطانی جیقه و همکاران، ۱۳۹۱).

خاک‌های سیمانته می‌توانند به صورت طبیعی یافت شوند یا به صورت مصنوعی برای افزایش ظرفیت باربری خاک‌های ضعیف ایجاد شوند. سیمانی شدن نقش مهمی را در رفتار مهندسی خاک‌ها ایفا می‌کند و به صورت گسترده‌ای در سراسر دنیا بررسی شده است. سیمانی شدن یک راهکار سریع برای بهسازی انواع

با گذشت زمان و افزایش جمعیت کره زمین، استفاده از سازه‌های سنگین و بلند برای جای‌دهی تعداد بیشتری از افراد در مساحت کم‌تری از زمین خاکی به صورت کاملاً واضح قابل درک است. ساختن ساختمان‌ها و احداث سازه‌های عمرانی بر روی خاک ضعیف بسیار خطرناک است، زیرا این خاک‌ها مستعد نشست‌های بیش از حد به علت مقاومت برشی ضعیف و تراکم-پذیری بالا هستند. از طرفی با پیشرفت علم و فناوری و افزایش حمل و نقل در سراسر جهان، نیاز به بستری مناسب برای تحمل بارهای ناشی از تردد و ازدحام خودروها و نیز بستری قوی برای تحمل وزن هواپیماهای گول‌پیکر در فرودگاه‌ها به وجود آمده است. با این حال همواره خاک‌های موجود جوابگوی نیازهای این چینی نیستند و فراهم آوردن خاک مناسب طرح از محل‌های دوردست پروژه از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نیست و باعث هدر رفتن سرمایه‌های ملی می‌شود. بنابراین اصلاح خاک یک کار اساسی در پروژه‌های مهندسی به خصوص پروژه‌های عمرانی

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۲۱-۸۸۸۳۰۸۹۱

همانند تابع تسلیم، اتساع و قانون جریان به خوبی توسط تئوری استاندارد پلاستیسیته بیان می‌شود.

استفاده از مدل‌های رفتاری خاک با قابلیت در نظرگیری تأثیرات سیمان و الیاف در نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی امکان برآورد صحیح رفتار این قبیل مصالح را ممکن می‌سازد. بدین ترتیب ارائه یک مدل رفتاری که بتواند رفتار خاک‌های سیمانته الیاف‌دار را به خوبی پیش‌بینی نماید، گامی مفید در تحلیل‌های ژئوتکنیکی خواهد بود.

۲- روند انجام مدل‌سازی رفتار مکانیکی خاک‌های غیر مسلح و مسلح شده با ترکیب سیمان و الیاف

برای انجام این کار ابتدا مدل رفتاری Manzanal و همکاران (۲۰۱۱) برای خاک‌های ماسه‌ای انتخاب شده است. سپس با تصحیح مدل بر اساس پارامترهای خاک‌های سیمانته الیاف‌دار، مدل موجود برای خاک‌های سیمانته الیاف‌دار اصلاح می‌شود. برای ارزیابی این روند، نتایج مربوط به آزمایش‌های انجام شده روی سه نمونه از خاک‌های مختلف توسط محققین زیر انتخاب شده است.

۲-۱- آزمایش‌های انجام شده توسط Consoli و همکاران (۱۹۹۸)

خاک مورد آزمایش ماسه لای‌دار و از منطقه پورتو آلگره در جنوب برزیل می‌باشد. نمونه‌های آزمایش سه‌محوری دارای ۳٪ الیاف و ۱٪ سیمان نسبت به وزن خشک خاک می‌باشند. نمونه‌ها با فشار همه جانبه اولیه ۲۰، ۶۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.

۲-۲- آزمایش‌های انجام شده توسط Kutanaei و Choobbasti (۲۰۱۶)

خاک مورد آزمایش ماسه بد دانه‌بندی شده و از منطقه ساحلی خزر در ایران می‌باشد. نمونه‌های آزمایش سه‌محوری دارای ۵/۰ درصد الیاف و ۵ درصد سیمان نسبت به وزن خشک خاک می‌باشند. نمونه‌ها با فشار همه جانبه اولیه ۱۰۰، ۲۵۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوپاسکال مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.

۲-۳- آزمایش‌های انجام شده توسط Haeri و همکاران (۲۰۰۰)، Hamidi و Hooresfand (۲۰۱۳)

خاک مورد آزمایش ماسه بد دانه‌بندی شده و از منطقه بابلسر در ایران می‌باشد. نمونه‌های آزمایش سه‌محوری دارای ۱٪ الیاف و ۳٪ سیمان نسبت به وزن خشک خاک می‌باشند. نمونه‌ها با فشار همه جانبه اولیه ۱۰۰، ۳۰۰ و ۵۰۰ کیلوپاسکال مورد آزمایش قرار گرفته‌اند.

خاک‌ها می‌باشد. این راهکار تأثیر بسزایی در بهبود کارایی خاک، افزایش مقاومت فشاری تک‌محوری و برشی سه‌محوری خاک دارد (Consoli و همکاران، ۲۰۱۵؛ Haeri و همکاران، ۲۰۰۵؛ Amini و Hamidi، ۲۰۱۴؛ Sasaki و Kuwano، ۲۰۱۶؛ Yu و همکاران، ۲۰۱۶؛ اوریا و بهبودی مصمم، ۱۳۹۶).

در سال‌های اخیر استفاده از خاک مسلح با استفاده از المان‌های مختلف تسلیح رو به فزونی گذاشته و کاربرد زیادی در زمینه ژئوتکنیک داشته است. الیاف‌ها به صورت طبیعی یا مصنوعی تولید می‌شوند و با اختلاط با خاک باعث افزایش مقاومت برشی و کششی خاک و اصلاح خواص مهندسی آن می‌شوند (Chauhan و همکاران، ۲۰۰۸؛ Chen و همکاران، ۲۰۱۵؛ Festugato و همکاران، ۲۰۱۷).

خاک‌های دانه‌ای سیمانته از نقطه نظر مکانیکی، رفتاری بین خاک و سنگ قرار دارند. مدل‌های رفتاری برای این مصالح باید تا حد ممکن قابلیت شبیه‌سازی ویژگی‌های بارز رفتار آنها را داشته باشند. مدل‌های رفتاری مختلفی برای خاک‌های سیمانته تاکنون انجام شده است که به برخی از آنها اشاره می‌شود. اما تا به حال مطالعه‌ای در مورد مدل‌های رفتاری خاک با قابلیت در نظرگیری تأثیرات سیمان و الیاف انجام نشده است.

Gens و Nova (۱۹۹۳) بیان کردند که نقطه تغییر رفتار خاک دارای ساختار مستقل از بارگذاری نمونه بوده و وابسته به وضعیت تنش‌ها می‌باشد.

Adachi و Oka (۱۹۹۵) یک مدلی برای سنگ‌های نرم ارائه کردند که بتواند علاوه بر رفتار سخت‌شوندگی، رفتار نرم‌شوندگی را نیز مدل کند.

Vatsala و همکاران (۲۰۰۱) مدل الاستوپلاستیک برای خاک سیمانته ارائه نمودند، که در آن رفتار خاک سیمانته، معادل با مجموع مقاومت اسکلت خاک و مقاومت باندهای سیمانی است. Gens و Vaunat (۲۰۰۴) مدلی را بر اساس در نظرگیری دو نوع مصالح مختلف در خاک سیمانته ارائه نمودند که شامل توده یا اسکلت اصلی و غیر سیمانی خاک و دیگری باندهای سیمانی که باعث پیوستگی دانه‌های خاک به همدیگر می‌شود.

Haeri و Hamidi (۲۰۰۹) یک مدل رفتاری برای خاک ماسه‌ای شن‌دار ارائه نمودند. این مدل بر اساس جدا کردن به دو بخش، قسمت غیرسیمانته و قسمت باندهای سیمانته و سپس ترکیب رفتار مکانیکی هر قسمت براساس سازگاری و معادلات تعادل انرژی انجام شد.

Zhao و Gao (۲۰۱۲)، بیان کردند که دو فاکتور باند و ساختار نسبت به عوامل مهم دیگر در ساختار درونی ماسه کنترل‌کننده هستند. مدل پیشنهادی آنها در چارچوب پلاستیسیته کلاسیک اصلاح شده و مؤلفه‌های ضروری مدل الاستوپلاستیک

نرخ اتساع (d_g) در مدل Manzanal از روابط زیر به دست می‌آید:

$$d_g = \frac{d_0}{M_g} \cdot (\eta_{PTS} - \eta) \quad (1)$$

$$\eta_{PTS} = M_g \cdot \text{Exp}(m\psi) \quad (2)$$

d_0 و m ثوابت مدل و M_g شیب خط حالت بحرانی در صفحه $q - p'$ است. ψ پارامتر حالت است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\psi = e - e_T + \lambda \cdot \left(\frac{p}{p_a}\right)^{\zeta_c} \quad (3)$$

در این رابطه λ شیب خط حالت بحرانی در صفحه $e - \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{\zeta_c}$ است.

Li (۱۹۹۷)، مقدار ζ_c را بین ۰/۶ و ۰/۸ توصیه کرده است. e_T مقدار نسبت تخلخل در فشار همه‌جانبه 1 kPa است. P_a فشار اتمسفر می‌باشد. n_g بردار نرمال بر تابع پتانسیل و n بردار نرمال بر تابع تسلیم در مدل رفتاری پلاستیسیته عمومی می‌باشد.

$$n_g = \left(\frac{d_g}{\sqrt{1+d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} \right)^T \quad (4)$$

$$n = \left(\frac{d_f}{\sqrt{1+d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}} \right)^T \quad (5)$$

$$d_f = \frac{d_0}{M_f} \cdot (M_f \cdot \text{Exp}(m\psi) - \eta) \quad (6)$$

$$\frac{M_f}{M_g} = h_1 - h_2 \cdot \left(\frac{e}{e_{cs}}\right)^\beta \quad (7)$$

β ، m ، h_1 و h_2 پارامترهای مدل، M_f پارامتر مصالح و η میزان نسبت تنش در خاک می‌باشد.

مدول پلاستیک مدل رفتاری پلاستیسیته عمومی Manzanal و همکاران (۲۰۱۱) به صورت زیر می‌باشد:

$$H_L = H_0 \cdot \sqrt{p \cdot p_a} \cdot H_{DM} \cdot f(\eta; \psi) \Rightarrow \begin{cases} \eta = 0 \Rightarrow f(\eta; \psi) = 1 \\ \eta \neq 0 \Rightarrow f(\eta; \psi) = H_f \cdot (H_v + H_s) \end{cases} \quad (8)$$

$$H_0 = H'_0 \cdot \text{Exp}[-\beta'_0 \cdot (e/e_{cs})^\beta] \quad (9)$$

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 \quad (10)$$

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\theta}\right) M_f \quad (11)$$

$$H_v = H_{v0} \cdot [\eta_p - \eta] \quad (12)$$

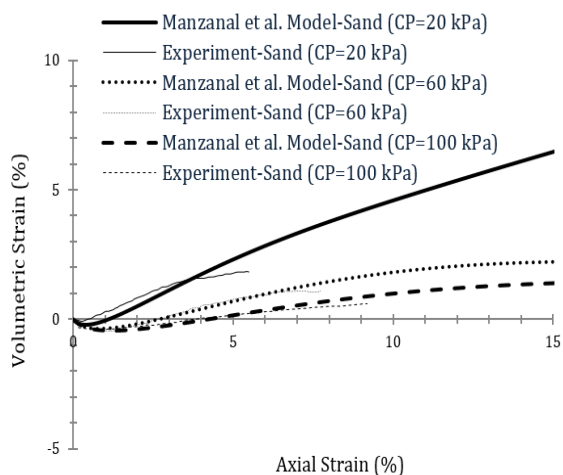
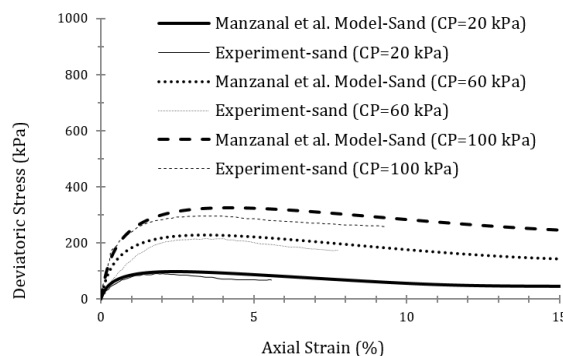
$$\eta_p = M_g \cdot \text{Exp}(-\beta_v \cdot \psi) \quad (13)$$

۳- مدل سازی رفتار مکانیکی خاک‌های غیر مسلح

ابتدا رفتار سه نوع از خاک‌های غیرمسلح با استفاده از مدل رفتاری پلاستیسیته عمومی Manzanal و همکاران (۲۰۱۱)، مدل سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند. قابل ذکر است که انتخاب آزمایش‌های خاک‌های مذکور به دلیل وجود نتایج آزمایش‌های خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف مربوط به آنها می‌باشد. در جدول (۱) ویژگی‌های فیزیکی مربوط به انواع خاک‌ها آورده شده است.

جدول ۱- ویژگی‌های فیزیکی مربوط به انواع خاک‌ها

نوع خاک	ماسه پورتو آلگره	ماسه ساحلی خزر	ماسه بابلسر
نام خاک	SM	SP	SP
ضریب یکنواختی	۴۸	۱/۷۵	۲/۱۲۸
ضریب دانه‌بندی	...	۰/۸۹	۱/۱۲۲
نسبت تخلخل حداقل	...	۰/۵	۰/۵۲۶
نسبت تخلخل حداکثر	...	۰/۷۵	۰/۸
چگالی ویژه	۲/۷	۲/۷۴	۲/۷۸



شکل ۱- مقایسه نتایج مدل سازی کرنش محوری - تنش محوری اضافی و کرنش حجمی برای خاک ماسه‌ای در آزمایش‌های Consoli و همکاران (۱۹۹۸)

۴-۱- مدلسازی رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف

روش مدلسازی خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف براساس تعمیم مدل رفتاری پلاستیسیته عمومی Manzanal می‌باشد.

۴-۱-۱- پارامترهای اصلاح شده برای تبیین رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف

در این قسمت پارامترهای اصلاح شده از مدل پایه و نحوه اصلاح آنها برای مدلسازی رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف ارائه می‌گردد. قابل ذکر است که تنها ۴ پارامتر به مجموع پارامترهای اصلی مدل پایه افزوده می‌گردد.

۴-۱-۱-۱- پارامترهای الاستیک اصلاح شده برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف

مدول برشی خاک ماسه‌ای در مدل Manzanal از رابطه پیشنهادی Richart و همکاران (۱۹۷۰)، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$G = G_{eso} \cdot \frac{(2.97-e)^2}{(1+e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a} \quad (16)$$

برای مدلسازی رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف، مدول برشی خاک ماسه‌ای در مدل Manzanal به صورت زیر تصحیح می‌شود:

$$G = G_{eso} \cdot \frac{(2.97-e)^2}{(1+e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a} \cdot \left(\frac{A}{P_a}\right) \quad (17)$$

که در این رابطه اصلاح شده، P_a فشار اتمسفر برحسب کیلوپاسکال و A شیب اولیه در صفحه $q - \varepsilon_a$ می‌باشد. همچنین مدول بالک خاک ماسه‌ای در مدل Manzanal از رابطه پیشنهادی Richart و همکاران (۱۹۷۰)، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$K = K_{evo} \cdot \frac{(2.97-e)^2}{(1+e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a} \quad (18)$$

برای مدلسازی رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف، مدول برشی خاک ماسه‌ای در مدل Manzanal به صورت زیر تصحیح می‌شود:

$$K = K_{evo} \cdot \frac{(2.97-e)^2}{(1+e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a} \cdot \left(\frac{B}{P_a}\right) \quad (19)$$

که در این رابطه اصلاح شده، P_a فشار اتمسفر برحسب کیلوپاسکال و B شیب اولیه در صفحه $\varepsilon_v - \varepsilon_a$ می‌باشد.

در روابط فوق β'_0 ، θ ، β_v ، H'_{v0} و H'_0 پارامترهای مدل می‌باشند. η_p نسبت تنش ماکزیمم در خاک است.

مدول برشی (G) و مدول بالک (K) از روابط زیر به دست می‌آیند. در این روابط G_{eso} و K_{evo} ، ثابت‌های مدل می‌باشند.

$$G = G_{eso} \cdot \frac{(2.97-e)^2}{(1+e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a} \quad (14)$$

$$K = K_{evo} \cdot \frac{(2.97-e)^2}{(1+e)} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a} \quad (15)$$

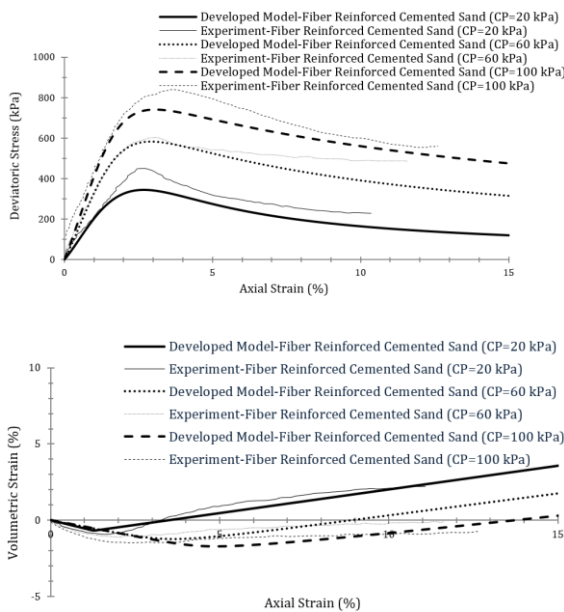
در شکل (۱) منحنی‌های مربوط به تنش محوری اضافی- کرنش محوری و کرنش حجمی- کرنش محوری به دست آمده از برنامه نویسی مدل Manzanal و همکاران (۲۰۱۱) با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند. مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از برنامه‌نویسی مدل رفتاری Manzanal با نتایج آزمایشگاهی مطابقت خوبی دارد. پارامترهای مدل رفتاری Manzanal برای انواع خاک غیر مسلح در جدول (۲) ارائه شده است. در این پژوهش به دلیل محدودیت صفحات، تنها نتایج مربوط به آزمایش‌های انجام شده توسط Consoli و همکاران (۱۹۹۸) ارائه می‌شود.

جدول ۲- پارامترهای مدل رفتاری Manzanal و همکاران (۲۰۱۱)، برای انواع خاک غیرمسلح

انواع پارامترها	ماسه پورتو آلگره	ماسه ساحلی خزر	ماسه بابلسر
G_{eso}	۱۱۶	۵۰	۲۹
K_{evo}	۴۹	۴۸	۱۳۵
M_g	۱/۳	۱/۲۵	۱/۲۶
e_r	۰/۶۰۸	۰/۹۳۲	۰/۷۲۶
λ	۰/۰۲۱	۰/۰۱۶	۰/۰۰۱
ζ_c	۰/۸	۰/۷۷	۰/۶
d_0	۰/۸۶	۰/۹	۰/۶۸
m	۱	۰/۲۵	۲/۴۴
h_1	۱/۰۹	۱/۰۲	۱/۱۴
h_2	۰/۵۵	۰/۴۹	۰/۵
H'_0	۱۱۴	۳/۸۲	۳۰۶۶
β'_0	۱/۵۷	۱/۶	۸/۷۴
β	۳/۶۶	۹/۷۲	۱
H_{v0}	۷۱	۸۷۵	۸۰۰۰
β_v	۱۰	۲/۴۵	۴/۱۲
β_0	.	.	.
β_1	.	.	.

استفاده از نرم افزار متلب نوشته شده است. برای ارزیابی مدل-ساز، نتایج مربوط به آزمایش‌های انجام شده روی خاک‌های مختلف با نتایج حاصل از مدل رفتاری اصلاح شده مقایسه می-شوند.

در شکل (۲) منحنی‌های مربوط به تنش محوری اضافی- کرنش محوری و کرنش حجمی-کرنش محوری به دست آمده از برنامه‌نویسی مدل Manzanal با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می-شوند. مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از برنامه‌نویسی مدل رفتاری اصلاح شده Manzanal با نتایج آزمایشگاهی تطابق قابل قبولی دارد. در شکل (۲) مشاهده می‌شود که نتایج مدل‌سازی برای خاک‌های سیمانته الیاف‌دار در تنش‌های محصور شده پایین، مقادیر تنش‌های پسماند با مقادیر آزمایشگاهی اختلاف ناچیزی دارد. افزودن سیمان باعث افزایش سختی، شکنندگی و مقاومت حداکثر نمونه‌ها می‌شود. مسلح‌سازی با الیاف، مقاومت سه‌محوری حداکثر و پسماند را افزایش و سختی را کاهش می‌دهد و رفتار شکننده خاک سیمانته را به رفتاری شکل پذیرتر تبدیل می‌نماید.



شکل ۲- مقایسه نتایج مدل‌سازی کرنش محوری- تنش محوری اضافی و کرنش حجمی برای خاک ماسه‌ای مسلح شده با سیمان و الیاف در آزمایش‌های Consoli و همکاران (۱۹۹۸)

در شکل (۳) منحنی‌های مربوط به تغییرات تنش مؤثر میانگین- مدول برشی به دست آمده از مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی برای خاک ماسه‌ای پورتو آلگره در هر دو حالت غیر مسلح و مسلح با سیمان و الیاف ارائه می‌شوند. همچنین در شکل (۴) منحنی‌های مربوط به تغییرات تنش مؤثر میانگین- مدول بالک به دست آمده از مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی برای خاک ماسه‌ای پورتو آلگره در هر دو حالت غیر مسلح و مسلح با سیمان و الیاف ارائه می‌شوند.

۴-۱-۲- پارامترهای اصلاح شده قانون جریان و سخت-شوندگی مدل پایه برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف

برای شبیه‌سازی بهتر مدل ارائه شده برای تعیین رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف، قانون جریان و سخت‌شوندگی در مدل Manzanal تغییر داده می‌شود. روابط ارائه شده ذیل از کالیبراسیون نتایج به دست آمده است. تصحیح پارامتر d_0 که تأثیرگذار بر قانون جریان می‌باشد، به صورت زیر است:

$$(d_0)_{Developed\ model} = C \cdot (d_0)_{Manzanal\ model} \quad (20)$$

که در این رابطه اصلاح شده، C پارامتر مدل می‌باشد و از کالیبراسیون نتایج آزمایشگاهی برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف به دست می‌آید. با توجه به تغییر پارامتر d_0 ، نرخ اتساع توابع پتانسیل و تسلیم برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف به صورت زیر تغییر می‌یابند:

$$d_g = \frac{(d_0)_{Developed\ model}}{M_g} \cdot (\eta_{PTS} - \eta) \quad (21)$$

$$d_f = \frac{(d_0)_{Developed\ model}}{M_f} \cdot (M_f \cdot Exp(m\psi) - \eta) \quad (22)$$

تصحیح پارامتر h_1 که تأثیرگذار بر M_f می‌باشد، به صورت زیر است:

$$(h_1)_{Developed\ model} = D \cdot (h_1)_{Manzanal\ model} \quad (23)$$

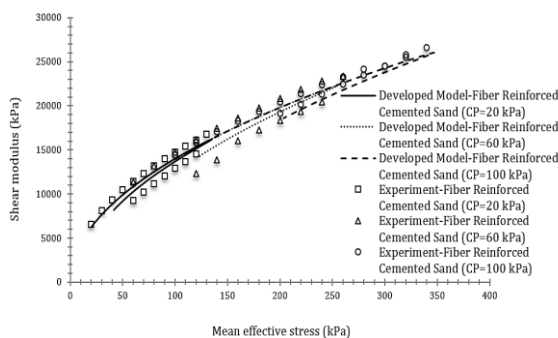
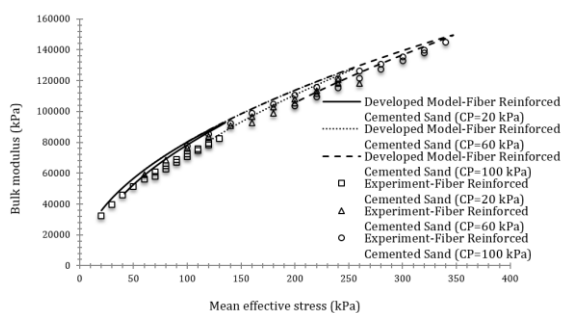
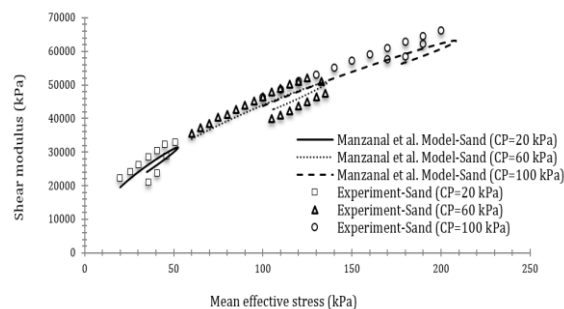
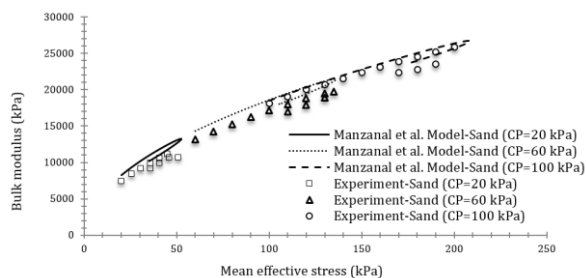
که در این رابطه اصلاح شده، D پارامتر مدل می‌باشد و از کالیبراسیون نتایج آزمایشگاهی برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف به دست می‌آید. پارامترهای اضافه شده به مدل Manzanal و همکاران (۲۰۱۱) که مربوط به مدل رفتاری اصلاح شده برای ماسه مسلح شده با سیمان و الیاف می‌باشند، در جدول (۳) آورده شده است.

جدول ۳- مقادیر پارامترهای اضافه شده به مدل Manzanal و همکاران (۲۰۱۱) برای مدل‌سازی ماسه سیمانته الیاف‌دار

پارامترهای اضافه شده	D	C	B	A
ماسه پورتو آلگره	۱/۹۷	۰/۲۳	۴۱۰	۳۰
ماسه ساحلی خزر	۱/۴۱	۰/۵	۱۳۰۴	۳۱۰
ماسه بابلسر	۱/۷۳	۰/۱۷	۶۴	۹۰

۴-۲- ارزیابی مدل اصلاح شده Manzanal و همکاران (۲۰۱۱) برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف

برنامه مربوط به محاسبات مدل رفتاری اصلاح شده Manzanal برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف با



شکل ۴- تغییرات تنش مؤثر میانگین- مدول بالک برای خاک ماسه‌ای پورتو آگره در هر دو حالت غیر مسلح و مسلح با سیمان و الیاف

شکل ۳- تغییرات تنش مؤثر میانگین- مدول برشی برای خاک ماسه‌ای پورتو آگره در هر دو حالت غیرمسلح و مسلح با سیمان و الیاف

در شکل‌های (۶) تا (۹) میزان حساسیت مدل اصلاح شده به تغییرات پارامترهای اضافه شده مورد بررسی قرار گرفته است. برای همین منظور تمامی پارامترهای اضافه شده به مدل را به مقدار ۲۵٪ و ۵۰٪ هم کاهش و هم افزایش داده‌ایم.

همان طوری که در شکل (۶) مشاهده می‌شود با افزایش پارامتر A، شیب اولیه منحنی کرنش محوری-تنش محوری اضافی افزایش می‌یابد اما تغییر در مقاومت اوج و مقاومت نهایی به وجود نمی‌آید. همچنین با افزایش پارامتر A، اتساع خاک افزایش می‌یابد.

در شکل (۷) با افزایش پارامتر B، شیب اولیه منحنی کرنش محوری-تنش محوری اضافی و مقاومت نهایی تغییر نمی‌یابد اما مقاومت اوج کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش پارامتر B، شیب اولیه منحنی کرنش محوری- کرنش حجمی و اتساع خاک افزایش می‌یابد.

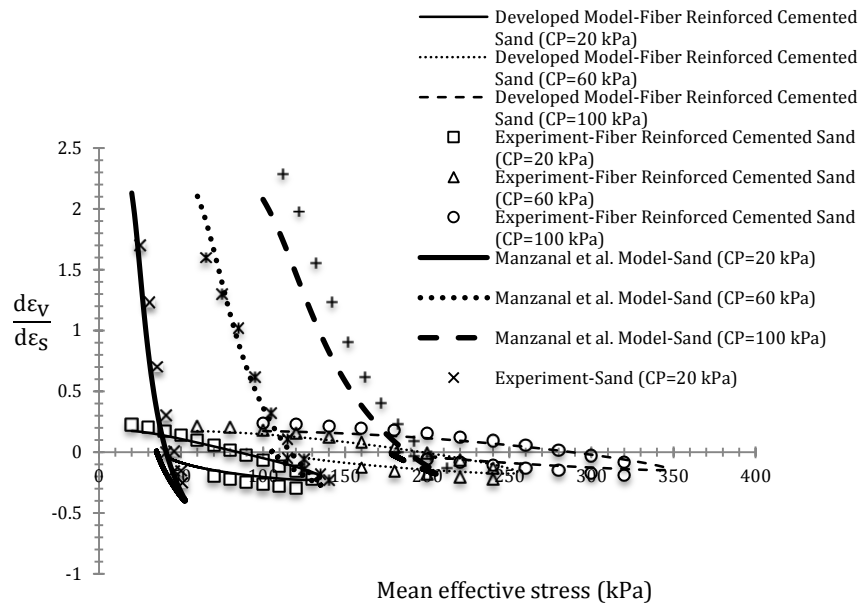
همان طوری که در شکل (۸) مشاهده می‌شود با افزایش پارامتر C، شیب اولیه منحنی کرنش محوری-تنش محوری اضافی، شیب اولیه منحنی کرنش محوری-کرنش حجمی و همچنین مقاومت اوج تغییر نمی‌یابد اما نرم‌شوندگی بعد از نقطه مقاومت اوج و همچنین اتساع خاک افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش پارامتر C، مقاومت نهایی خاک کاهش می‌یابد.

در شکل (۹) با افزایش پارامتر D، شیب اولیه منحنی کرنش محوری-تنش محوری اضافی و مقاومت نهایی تغییر نمی‌یابد اما مقاومت اوج افزایش و کرنش نظیر آن کاهش می‌یابد.

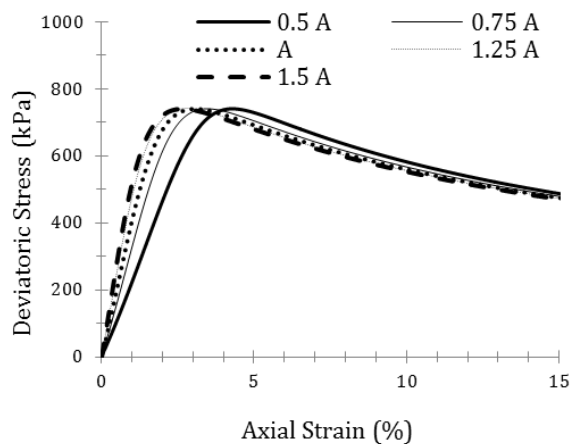
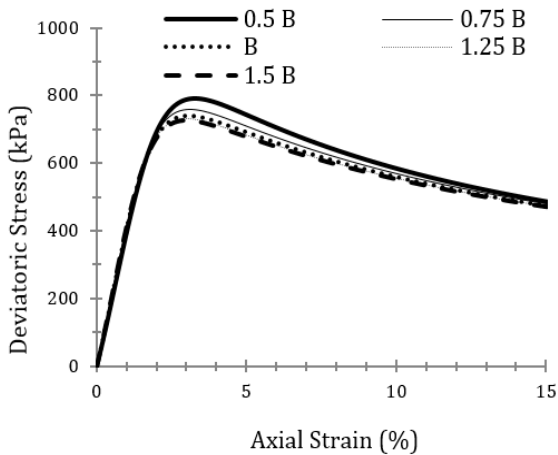
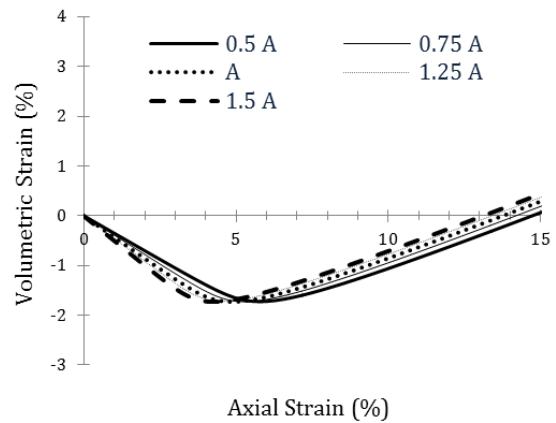
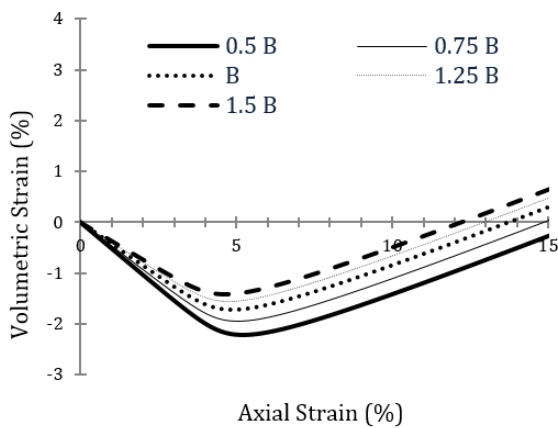
در شکل‌های (۳) و (۴) مشاهده می‌شود که خاک ماسه‌ای سیمانته الیاف‌دار میزان تنش بالاتری نسبت به نمونه‌های غیرمسلح تحمل می‌کند. همچنین با افزایش فشار همه‌جانبه میزان تحمل تنش بیشتر می‌شود.

در شکل (۴) افزایش مدول بالک خاک ماسه‌ای سیمانته الیاف‌دار نسبت به نمونه‌های غیر مسلح به وضوح دیده می‌شود. همچنین به دلیل وجود سیمان، میزان افزایش مدول بالک با افزایش تنش مؤثر نسبت به نمونه‌های غیرمسلح بسیار بیشتر می‌باشد.

در شکل (۵) منحنی‌های مربوط به تغییرات تنش مؤثر میانگین- نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی به دست آمده از مدل‌سازی و نتایج آزمایشگاهی برای خاک ماسه‌ای پورتو آگره در هر دو حالت غیرمسلح و مسلح با سیمان و الیاف ارائه می‌شوند. از نمودارهای مربوط به تغییرات تنش مؤثر میانگین- نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی، مشاهده می‌شود که با افزایش تنش مؤثر نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی کاهش یافته و به حداقل مقدار خود می‌رسد. حداقل مقدار نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی با افزایش فشار همه‌جانبه، افزایش می‌یابد. این روند در هر دو نمونه خاک ماسه‌ای غیرمسلح و خاک ماسه‌ای سیمانته الیاف‌دار دیده می‌شود.

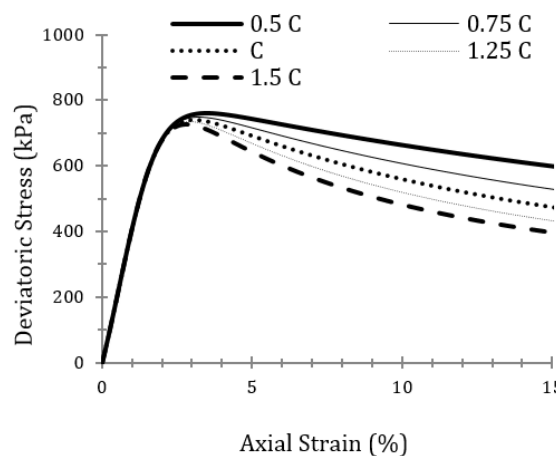
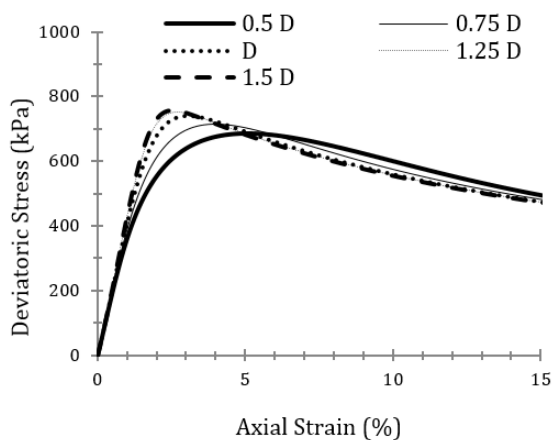
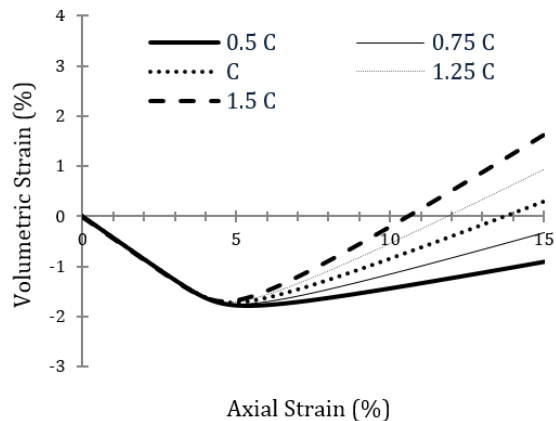
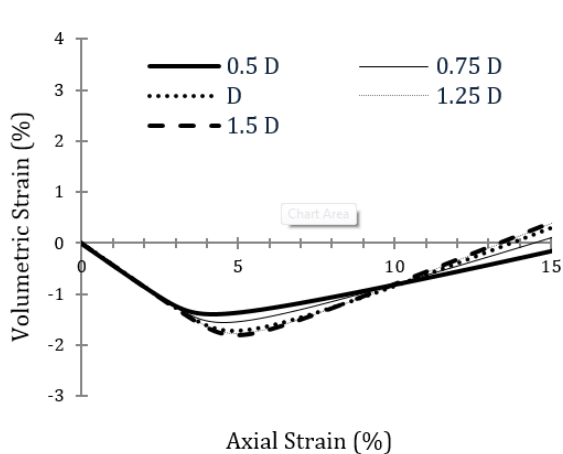


شکل ۵- تغییرات تنش مؤثر میانگین- نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی برای خاک ماسه‌ای پورتو آلگره در هر دو حالت غیرمسلح و مسلح با سیمان و الیاف



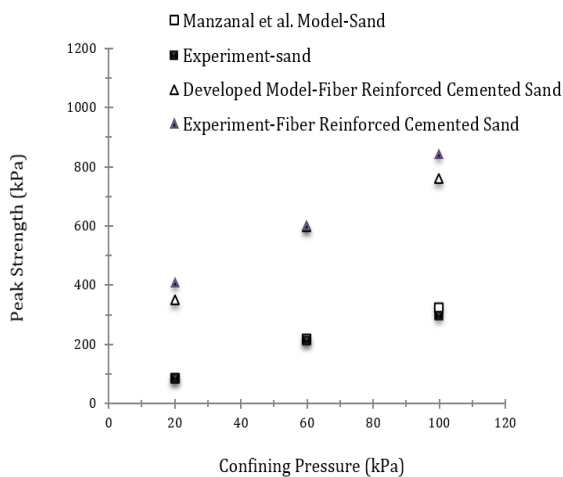
شکل ۷- بررسی منحنی‌های تنش- کرنش و تغییر حجم- کرنش با تغییر در پارامتر B

شکل ۶- بررسی منحنی‌های تنش- کرنش و تغییر حجم- کرنش با تغییر در پارامتر A



شکل ۹- بررسی منحنی‌های تنش- کرنش و تغییر حجم- کرنش با تغییر در پارامتر D

شکل ۸- بررسی منحنی‌های تنش- کرنش و تغییر حجم- کرنش با تغییر در پارامتر C



شکل ۱۰- تغییرات مقاومت اوج- فشار همه‌جانبه برای خاک ماسه‌ای پورتو آلگره در هر دو حالت غیرمسلح و مسلح با سیمان و الیاف

همچنین با افزایش پارامتر D، شیب اولیه منحنی کرنش محوری- کرنش حجمی تغییر نمی‌یابد ولی اتساع نهایی خاک افزایش می‌یابد

شکل (۱۰) تغییرات مقاومت اوج با فشار همه‌جانبه را برای خاک ماسه‌ای و خاک ماسه‌ای مسلح شده با سیمان و الیاف در آزمایش‌های Consoli و همکاران (۱۹۹۸)، نمایش می‌دهد. همان طوری که از نمودار می‌توان مشاهده نمود با افزایش فشار همه-جانبه، مقاومت اوج نمونه‌ها افزایش می‌یابد. این امر در مورد خاک ماسه‌ای مسلح شده با سیمان و الیاف نیز به وضوح دیده می‌شود و مطابق با داده‌های آزمایشگاهی است.

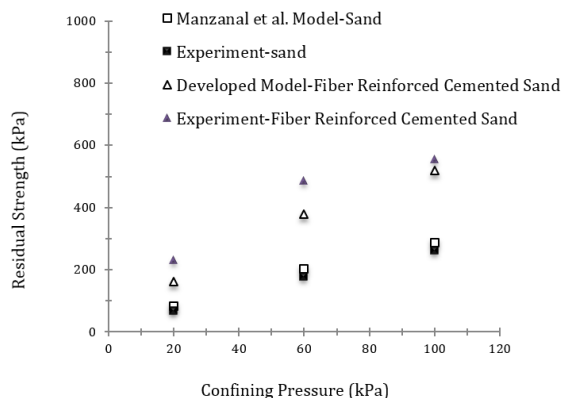
شکل (۱۱) تغییرات تنش پسماند با فشار همه‌جانبه را برای خاک ماسه‌ای و خاک ماسه‌ای مسلح شده با سیمان و الیاف در آزمایش‌های Consoli و همکاران (۱۹۹۸)، نمایش می‌دهد. همان طوری که از نمودار می‌توان مشاهده نمود با افزایش فشار همه-جانبه، تنش پسماند نمونه‌ها افزایش می‌یابد.

۶- علائم و نشانه‌ها

d_g :	نرخ اتساع
M_g :	شیب خط حالت بحرانی
ψ :	پارامتر حالت
e_T :	مقدار نسبت تخلخل در فشار همه‌جانبه یک کیلو پاسکال
P_a :	فشار اتمسفر
n_g :	بردار نرمال بر تابع پتانسیل
n :	بردار نرمال بر تابع تسلیم
M_f :	شیب خط تابع تسلیم
η :	میزان نسبت تنش در خاک
η_p :	نسبت تنش ماکزیمم در خاک
G :	مدول برشی
K :	مدول بالک

۷- مراجع

- اوربا، ا. بهبودی مصمم ت، "تراکم‌پذیری خاک‌های سست تثبیت شده با سیمان"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۳۹۶، ۴۷ (۱)، ۹-۱.
- سلطانی جیقه ح، جعفریان ک، جاجانی س، "ویژگی‌های تغییر حجمی و رفتار برشی خاک‌های رسی مخلوط"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۳۹۱، ۴۲ (۴)، ۶۷-۷۴.
- Adachi T, Oka F, "An elasto-plastic constitutive model for soft rock with strain softening", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1995, 19 (4), 233-247.
- Amini Y, Hamidi A, "Triaxial shear behavior of a cement-treated sand/gravel mixture", *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2014, 6 (5), 455-465.
- Chauhan MS, Mittal S, Mohanty B, "Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre", *Geotextiles and Geomembranes*, 2008, 26 (5), 429-435.
- Chen M, Shen SL, Arulrajah A, Wu HN, Hou DW, Xu YS, "Laboratory evaluation on the effectiveness of polypropylene fibers on the strength of fiberreinforced and cement-stabilized Shanghai soft clay", *Geotext. Geomembr*, 2015, 43 (6), 515-523.
- Consoli NC, Prietto PD, Ulbrich L A, "Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, 124 (12), 1211-1214.
- Consoli NC, Winter D, Rilho AS, Festugato L, Teixeira BS, "A testing procedure for predicting strength in artificially cemented soft soils", *Engineering Geology*, 2015, 195, 327-334.
- Festugato L, Menger E, Benezra F, Kipper ED, Consoli NC, "Fibre-reinforced cemented soils compressive and tensile strength assessment as a function of



شکل ۱۱- تغییرات تنش پسماند- فشار همه‌جانبه برای خاک ماسه‌ای پور تو آنگره در هر دو حالت غیر مسلح و مسلح با سیمان و الیاف

این امر در مورد خاک ماسه‌ای مسلح شده با سیمان و الیاف نیز به وضوح دیده می‌شود، اما در این مورد مقادیر مدلسازی با داده‌های آزمایشگاهی مقداری تفاوت دارند. چنین به نظر می‌رسد که مدل اصلاح شده برای خاک‌های مسلح شده با سیمان و الیاف در زمینه پیش‌بینی تنش‌های پسماند مقدار کمی اختلاف دارد.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، یک مدل برای نمایش رفتار مکانیکی خاک‌های مسلح شده با ترکیب سیمان و الیاف ارائه شده است. برای انجام این کار ابتدا یک مدل برای خاک‌های ماسه‌ای انتخاب شده و سپس با تصحیح مدل بر اساس پارامترهای خاک‌های سیمانته الیاف‌دار، مدل موجود برای خاک‌های سیمانته الیاف‌دار اصلاح می‌شود. برای ارزیابی این روند، سه نمونه نتایج مربوط به آزمایش‌های انجام شده روی خاک‌های مختلف با نتایج حاصل از مدل‌سازی مقایسه شده است.

مشاهده شده است که نتایج حاصل از مدل رفتاری اصلاح شده برای خاک‌های سیمانته الیاف‌دار با نتایج آزمایشگاهی مطابقت مطلوبی دارد. همچنین عملکرد مدل به صورت منحنی-های تنش مؤثر میانگین-مدول برشی، تنش مؤثر میانگین-مدول بالک و تنش مؤثر میانگین-نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی برای حالت‌های مسلح و غیر مسلح قابل ارائه می‌باشد.

پیشنهاد می‌شود که با استفاده از روش‌های برنامه‌نویسی برای چنین مدل‌های رفتاری خاک با قابلیت در نظرگیری تأثیرات سیمان و الیاف در نرم‌افزارهای ژئوتکنیکی، امکان برآورد صحیح رفتار این قبیل مصالح ممکن باشد. مسلماً این کار، گامی مفید در محاسبات عددی و تحلیل‌های مهندسی ژئوتکنیک خواهد بود.

- and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001, 127 (8), 679-687.
- Vaunat J, Gens A, "Aspects of modelling geotechnical problems in hard soil and soft argillaceous rocks", Proceedings of Numerical models in geomechanics- NUMOG IX, Pande and Pietruszczak eds., Rotterdam, Balkema, 2004, 37-43.
- Yu X, Qian C, Xue B, "Loose sand particles cemented by different bio-phosphate and carbonate composite cement", Construction and Building Materials, 2016, 113 (6), 571-578.
- filament length", Geotext. Geomembr, 2017, 45 (1), 77-82.
- Gao Z Zhao J, "Constitutive modeling of artificially cemented sand by considering fabric anisotropy", Computers and Geotechnics, 2012, 41, 57-69.
- Gens A, Nova R, "Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks", Proceedings of Geotechnical Engineering of Soft Rocks- Hard Soils, Anagnostopoulos et al. eds., Rotterdam, Balkema, 1993, 485-494.
- Haeri S M, Hamidi A, Tabatabaee N, "The effect of gypsum cementation on the mechanical behavior of gravely sands", Geotechnical Testing Journal, 2005, 28 (4), 380-390.
- Haeri SM, Hamidi A, "Constitutive modeling of cemented gravely sands", Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, 2009, 4 (2), 123-139.
- Haeri SM, Hamidi A, Hosseini SM, Asghari A, Toll DJ, "Effect of cement type on the mechanical behavior of a gravely sand", Geotechnical and Geological Engineering Journal, 2006, 24 (2), 335-360.
- Haeri SM, Noorzad R, Oskoorouchi AM, "Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand", Geotextiles and Geomembranes 2000, 18 (6), 385-402.
- Haeri SM, Yasrobi S, Asghari E, "Effects of cementation on the shear strength parameters of Tehran alluvium using the large direct shear test", 9th IAEG Congress, Durban, South Africa, 2002, 519-525.
- Hamidi A, Hooresfand M, "Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand", Geotextiles and Geomembranes, 2013, 36, 1-9.
- Hamidi A, Haeri SM, "Stiffness and deformation characteristics of cemented gravely sands", International Journal of Civil Engineering, 2008, 6 (3), 159-173.
- Kutanaei SS, Choobbasti AJ, "Triaxial behavior of fiber-reinforced cemented sand", Journal of Adhesion Science and Technology, 2016 30:6, 579-593, DOI: 10.1080/01694243.2015.1110073.
- Li XS, "Modeling of dilative shear failure", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1997, 123 (7), 609-616.
- Manzanal D, Merodo JAF, Pastor M, "Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils: Saturated state", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011, 12 (35), 1347-1362.
- Richart FE, Hall JR, Woods RD, "Vibrations of soils and foundations", Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall Inc. 1970.
- Sasaki T, Kuwano R, "Undrained cyclic triaxial testing on sand with non-plastic fines content cemented with microbially induced CaCO₃", Soils and Foundations, 2016, 56 (3), 485-495.
- Tavakoli HR, Omran OL, Shiade MF, et al., "Prediction of combined effects of fibers and nanosilica on the mechanical properties of self-compacting concrete using artificial neural network", Lat. Am. J. Solids Struct.; 2014, 11, 1906-1923.
- Vatsala A, Nova R, Srinivasa Murthy, BR, "Elastoplastic model for cemented soils", Journal of Geotechnical

EXTENDED ABSTRACT

Constitutive Modelling of the Mechanical Behavior of Fiber-Reinforced Cemented Sand

Hadi Abioghli, Amir Hamidi *

Department of Civil Engineering, School of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

Received: 21 September 2017; Accepted: 28 April 2018

Keywords:

Fiber-reinforced cemented sand, Constitutive model, Strain-stress behavior, Deviatoric stress, Volumetric strain

1. Introduction

Soil reinforcement with cement results in improvement of compressive and shear strengths, but adding the cement to soil causes more brittle behavior of soil. Fibers are used to solve this problem. The mechanical behavior of cemented granular soils is between soil and rock materials. Constitutive models for these materials should have the simulation capability of their special specifications. Up to now, different constitutive models for cemented soils have been presented. However, regarding the soil constitutive models with capability of considering the effects of cement and fiber, no study has been done. Constitutive models with capability of considering the effects of cement and fiber can be applied in geotechnical softwares to evaluate the correct behavior of such materials. However, representing a constitutive model for predicting the behavior of fiber-reinforced cemented soils is an effective step in geotechnical analysis.

2. Methodology

2.1. Modeling process for the mechanical behavior of unreinforced and fiber-reinforced cemented soils

For this, Manzanal et al. (2011) constitutive model for sand soils is selected. Then it is developed for fiber-reinforced cemented soils after its modification based on relevant parameters to these kinds of soils. For evaluating this process, the results of experiments on three types of different soils have been selected.

2.1.1. The experiments performed by Consoli et al. (1998)

The experimented soil is silty sand from the region of Proto Alegre in southern Brazil. The samples for conventional triaxial experiments contain 3% of fiber and 1% of cement. The samples have been tested with confining pressures of 20, 60 and 100 kPa.

2.1.2. The experiments conducted by Kutanaei and Choobbasti (2016)

The tested soil is poorly graded sand from the region of Khazar coastal in Iran. The samples for conventional triaxial experiments contain 0.5% of fiber and 5% of cement. The samples have been tested with confining pressures of 100, 250, 500 and 1000 kPa.

* Corresponding Author

E-mail addresses: std_abioghli@khu.ac.ir (Hadi Abioghli), hamidi@khu.ac.ir (Amir Hamidi).

2.1.3. Experiments were done by Haeri et al. (2000), Hamidi and Hooresfand (2013)

The tested soil is poorly graded sand from the region of Babolsar in Iran. The samples for conventional triaxial experiments contain 1% of fiber and 3% of cement. The samples have been tested with confining pressures of 100, 300 and 500 kPa.

3. Results and discussion

3.1. Mechanical behavioral modeling for fiber-reinforced cemented soils

The modeling method for fiber-reinforced cemented soils is based on developing Manzanal et al. (2011) general plasticity constitutive model. The calculating program of Manzanal et al. (2011) developed constitutive model for fiber-reinforced cemented soils is written with MATLAB software. For modeling validation, the results of performed experiments on different soils are compared with the output of the developed constitutive model.

Through Fig. 1. the axial strain-deviatoric stress and axial strain-volumetric strain curves from the modeling are compared with the experimental results for different soils. As it can be seen, the developed model results have acceptable corresponding to experimental data.

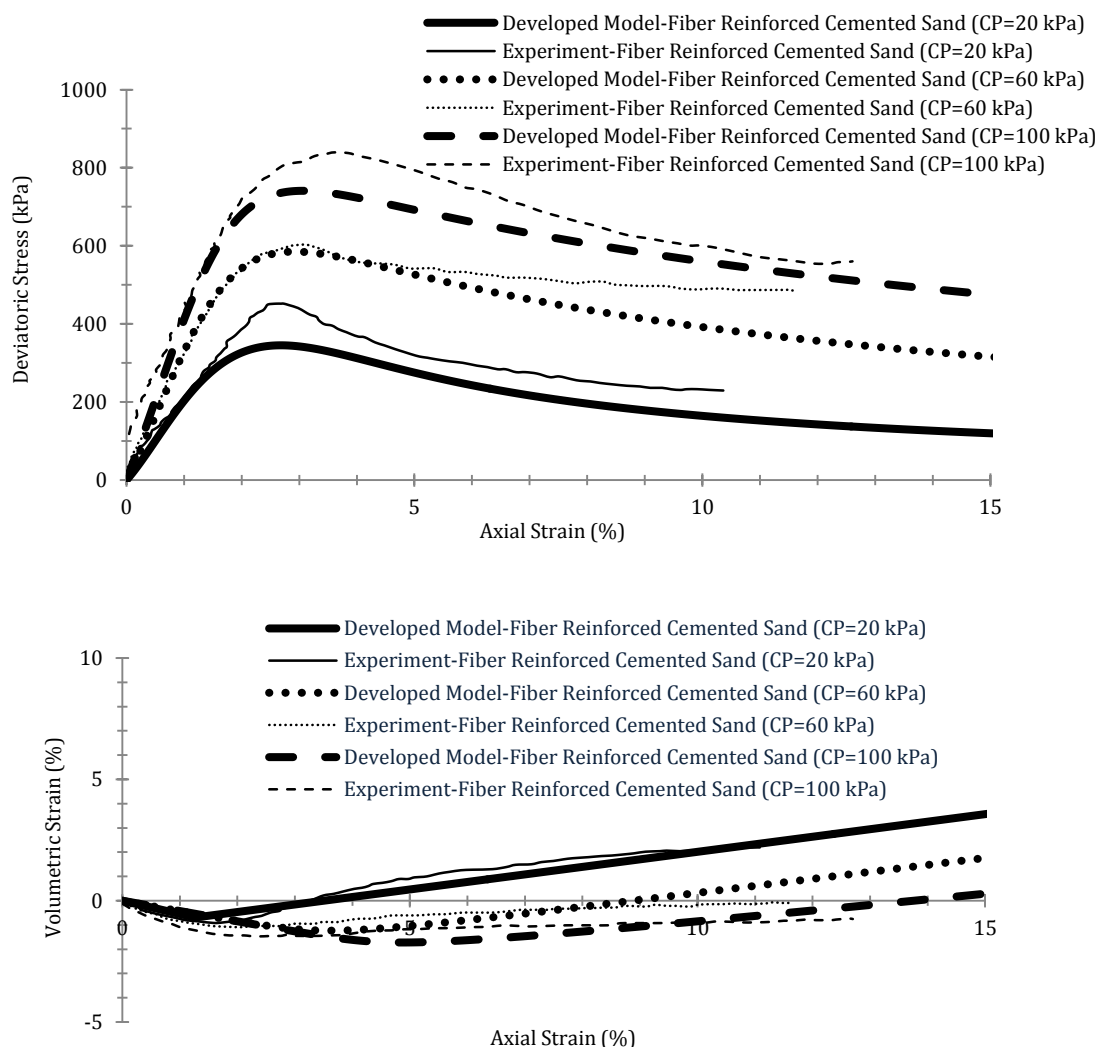


Fig. 1. The comparison of the axial strain-deviatoric stress and axial strain-volumetric strain modeling results for fiber-reinforced cemented sands with the experiments done by Consoli et al. (1998)

4. Conclusions

In this research, a model for prediction of the mechanical behavior of fiber-reinforced cemented soils is presented. For this purpose, at first a constitutive model for sand soils is selected and then it is developed for fiber-reinforced cemented soils based on relevant parameters to these kinds of soils. For evaluating this process, three sets of results from experiments conducted on different soils are compared with the modeling outputs. It is observed that the developed model outputs for fiber-reinforced cemented soils have good correspondence with experimental data. In addition, the model capability for different soils with different cement and fiber content is indicated with mean effective stress-shear modulus, mean effective stress-bulk modulus and mean effective stress- volumetric strain to shear strain ratio curves.

5. References

- Consoli NC, Prietto PD, Ulbrich L A, "Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, 124 (12), 1211-1214.
- Haeri SM, Noorzad R, Oskoorouchi AM, "Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand", *Geotextiles and Geomembranes* 2000, 18 (6), 385-402.
- Hamidi A, Hooresfand M, "Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand", *Geotextiles and Geomembranes*, 2013, 36, 1-9.
- Kutanaei SS, Choobbasti AJ, "Triaxial behavior of fiber-reinforced cemented sand", *Journal of Adhesion Science and Technology*, 2016 30:6, 579-593, DOI: 10.1080/01694243.2015.1110073.
- Manzanal D, Merodo JAF, Pastor M, "Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils: Saturated state", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2011, 12 (35), 1347-1362.