

# توسعه یک مدل برای نمایش رفتار مکانیکی خاک‌های ماسه‌ای سیمانی شده

امیر حمیدی<sup>۱\*</sup>، احسان روان‌بخش<sup>۲</sup>

۱-دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی

۲-دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشگاه خوارزمی

hamidi@tmu.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۰۴/۲۲

تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۱۰/۲۶

**چکیده-** در این پژوهش، یک مدل برای نمایش رفتار مکانیکی خاک ماسه‌ای سیمانی شده ارائه شده است. این مدل بر اساس جدا کردن رفتار خاک سیمانی شده به دو بخش بافت غیرسیمانی و باندهای سیمانی و ترکیب رفتار مکانیکی دو بخش با استفاده از معادلات سازگاری تغییر شکل‌ها و انرژی، طراحی شده است. برای بخش غیرسیمانی از یک مدل برپایه‌ی پلاستیسیته عمومی استفاده شده که با یک مدل رفتاری برای باندهای سیمانی ترکیب شده است. ترکیب این دو بخش، نتایج دلخواه برای مدل‌سازی رفتار خاک سیمانی شده در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده فراهم کرده است. برای کالیبراسیون این مدل، نتایج مدل‌سازی به صورت منحنی‌های تنش محوری اضافی- کرنش برشی، کرنش حجمی-کرنش برشی و تنش محوری اضافی-تنش مؤثر میانگین با آزمایش‌های سه‌محوری انجام شده بر خاک ماسه‌ای سیمانی شده با عامل سیمان‌تاسیون گچی، مقایسه شده و کارکرد مناسب آن در بازه‌ی گسترده‌ای از فشارهای همه‌جانبه و درصد سیمان تایید شده است.

**واژگان کلیدی-** ماسه سیمانی شده، مدل رفتاری، آزمایش سه محوری، منحنی تنش-کرنش، فشار حفراهی

## ۱- مقدمه

شیب زمین و خاک‌برداری‌های قائم برای مدت زیادی پایدار است. در دهه‌های نزدیک، مطالعات چشم‌گیری درباره‌ی رفتار خاک‌های سیمانی شده انجام شده است؛ می‌توان به تحقیقات ساکسنا و لاستریکو [۱]، کلاف و همکاران [۲ و ۳]، دوپاس و پکر [۴]، المن و پولوس [۵]، لد و اورتون [۶]، کوپ و اتکینسون [۷]، کوکویلو و کوپ [۸، ۹ و ۱۰]، هوانگ و ایری [۱۱ و ۱۲]، کنسولی و همکاران [۱۳، ۱۴، ۱۵ و ۱۶]، اشنید و همکاران [۱۷]، تول

عوامل محیطی و گذشت زمان، اغلب باعث ایجاد ساختار در خاک‌های طبیعی می‌شود. ساختار و بافت خاک نقش مهمی در ویژگی‌های ژئوتکنیکی آن دارد. این ساختار را می‌توان به صورت سیمان‌تاسیون در خاک‌های درشت‌دانه دید. خاک‌های سیمانی شده درشت‌دانه (ماسه، ماسه شن‌دار، شن ماسه‌دار) در بیشتر نقاط جهان دیده می‌شود. برای نمونه در آبرفت درشت‌دانه تهران، بیشتر دیده شده است که

## ۲- مدل‌سازی رفتار خاک سیمانی شده با ترکیب مدل رفتاری بافت غیرسیمانی و باندهای سیمانی شده

مدل‌سازی رفتار خاک سیمانی شده بر پایه‌ی روش ونت و جنز [۳۴]، با جداسازی به دو بخش خاک غیرسیمانی و باندهای سیمانی شده بیان می‌شود. برای بیان رفتار بافت خاک غیرسیمانی، مدل مانزانال و همکاران [۳۵] و برای بیان باندهای سیمانی، مدل پیشنهادی حائری و حمیدی [۲۷]، به کار برده می‌شود. سپس این دو بخش با استفاده از روابط زیر با هم تلفیق می‌شوند:

$$p = (1 + \chi)p_M + \chi(p_b - p_{b0}) \quad (1)$$

$$q = (1 + \chi)q_M + \chi(q_b - q_{b0}) \quad (2)$$

$$\chi = (\varepsilon_{vb} / \varepsilon_v) \text{Exp}(-L) = \chi_0 \text{Exp}(-L) \quad (3)$$

$p$  و  $q$  به ترتیب تنش مؤثر میانگین و تنش محوری اضافی وارد بر خاک سیمانی شده،  $p_M$  و  $q_M$  متناظر این تنش‌ها در بافت غیرسیمانی و  $p_b$  و  $q_b$  مقادیر متناظر در باندهای سیمانی است.  $p_{b0}$  و  $q_{b0}$  نیز تنش اولیه در باندهای سیمانی است که در این پژوهش، صفر در نظر گرفته می‌شوند. پارامتر  $\chi$  ضریب وزنی است که میزان مشارکت هر یک از دو بخش ماتریس غیرسیمانی و باندهای سیمانی را در رفتار خاک بیان می‌کند. مقدار  $\chi_0$  از کالیبراسیون مدل تعیین می‌شود.  $\varepsilon_v$  کرنش حجمی در خاک سیمانی شده و  $\varepsilon_{vb}$  کرنش حجمی باندهای سیمانی است. پارامتر  $L$  که بیانگر میزان افت مدول برشی باندهای سیمانی است از رابطه ۴ به دست می‌آید:

$$L = \ln\left(\frac{E_{b0}}{E_b}\right) \quad (4)$$

و مالاندراکي [۱۸ و ۱۹]، اسماعیل [۲۰]، اسماعیل و همکاران [۲۱]، حائری و همکاران [۲۲، ۲۳ و ۲۴]، اصغری و همکاران [۲۵]، حمیدی و حائری [۲۶]، حائری و حمیدی [۲۷]، حمیدی و حسن‌زاده [۲۸] و بکستر و همکاران [۲۹] اشاره کرد. اوکا [۳۰]، یک مدل ویسکوالاستیک بر اساس تئوری تانسور تاریخچه تنش ارائه کرد. جنز و نووا [۳۱]، رفتار خاک داری ساختار را همسان در نظر گرفتند که در این صورت، تابع تسلیم و تابع پتانسیل، توابع مشابهی از نامتغیرهای تنش است. همچنین تأثیر باندهای سیمانی<sup>۱</sup> روی منحنی تحکیم ایزوتروپ را بررسی کردند. آداجی و اوکا [۳۲]، یک مدل برای سنگ‌های نرم که رفتاری نزدیک به خاک‌های سفت یا سیمانی شده دارند، ارائه کردند که بتواند افزون بر رفتار سخت‌شوندگی، رفتار نرم‌شوندگی را نیز مدل کند. واتسالا و همکاران [۳۳]، مدل الاستوپلاستیک برای خاک سیمانی شده ارائه کردند که در آن، رفتار خاک سیمانی شده، برابر با مجموع مقاومت اسکلت خاک و مقاومت باندهای سیمانی بود. حائری و حمیدی [۲۷] نیز یک مدل رفتاری برای خاک ماسه‌شن‌دار ارائه کردند. اساس این مدل جدا کردن رفتار خاک سیمانی شده به دو بخش، قسمت غیرسیمانی و باندهای سیمانی شده و سپس ترکیب رفتار مکانیکی آن‌ها بر اساس سازگاری و معادلات تعادل انرژی است. با وجود کارکرد مناسب مدل به کار رفته در بخش غیرسیمانی تحت فشارهای همه‌جانبه بالا، این مدل در پیش‌بینی کرنش‌های حجمی تحت فشارهای همه‌جانبه کم، نتایج رضایت‌بخشی ارائه نمی‌دهد. برای بهبود این امر، در این پژوهش از یک مدل رفتاری جدید در بخش غیرسیمانی مدل استفاده شده تا نتایج به دست آمده در بازه‌ی گسترده‌ای از فشارهای همه‌جانبه، رضایت‌بخش باشد.

$$n = \left( \frac{d_f}{\sqrt{1+d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}} \right)^T \quad (9)$$

$$d_f = \frac{d_0}{M_f} \cdot (M_f \cdot \text{Exp}(m\psi) - \eta) \quad (10)$$

$$\frac{M_f}{M_g} = h_1 - h_2 \cdot \left( \frac{e}{e_{cs}} \right)^\beta \quad (11)$$

در روابط ۱۰ و ۱۱،  $\beta$ ،  $m$ ،  $h_1$  و  $h_2$  پارامترهای مدل و  $M_f$  شیب خط تابع تسلیم است.  $\eta$  مبین نسبت تنش در خاک است. مانزانال و همکاران [۳۵]، مدول پلاستیک را به صورت زیر ارائه دادند:

$$H_L = H_0 \cdot \sqrt{p \cdot p_a} \cdot H_{DM} \cdot f(\eta; \psi) \quad (12)$$

اگر  $\eta = 0$

$$f(\eta; \psi) = 1 \quad (13)$$

و اگر  $\eta \neq 0$

$$f(\eta; \psi) = H_f \cdot (H_v + H_s) \quad (14)$$

$$H_0 = H'_0 \cdot \text{Exp}[-\beta'_0 \cdot (e/e_{cs})^\beta] \quad (15)$$

$$H_f = \left( 1 - \frac{\eta}{\eta_f} \right)^4 \quad (16)$$

$$\eta_f = \left( 1 + \frac{1}{\theta} \right) M_f \quad (17)$$

$$H_v = H_{v0} \cdot [\eta_p - \eta] \quad (18)$$

$$\eta_p = M_g \cdot \text{Exp}(-\beta_v \cdot \psi) \quad (19)$$

در روابط بالا،  $\beta_v$ ،  $\theta$ ،  $\beta'_0$ ،  $H_{v0}$  و  $H'_0$  پارامترهای مدل است.  $\eta_p$  نسبت تنش بیشینه در خاک است. مدول برشی

$E_{b0}$  سختی اولیه باندهای سیمانی و  $E_b$  سختی باندهای سیمانی در کرنش مورد نظر است.

## ۲-۱- مدل سازی رفتار بافت غیرسیمانی

مدل سازی بخش غیرسیمانی بر اساس مدل مانزانال و همکاران [۳۵] انجام می شود. کالیبراسیون مدل برای بافت غیرسیمانی با استفاده از نتایج آزمایش های اصغری و همکاران [۲۵] بر خاک ماسه شن دار تهران انجام می شود. در شکل ۱ منحنی دانه بندی و در جدول ۱ ویژگی های فیزیکی خاک غیرسیمانی نشان داده شده است. نرخ اتساع ( $d_g$ ) در مدل مانزانال و همکاران [۳۵] از رابطه به دست می آید:

$$d_g = \frac{d_0}{M_g} \cdot (\eta_{PTS} - \eta) \quad (5)$$

$$\eta_{PTS} = M_g \cdot \text{Exp}(m\psi) \quad (6)$$

$d_0$  و  $m$  ثابت های مدل و  $M_g$  شیب خط حالت بحرانی است.  $\psi$  پارامتر حالت<sup>۱</sup> است که از رابطه ۷ به دست می آید:

$$\psi = e - e_1 + \lambda \cdot \left( \frac{p}{p_a} \right)^{\zeta_c} \quad (7)$$

در رابطه ۷،  $\lambda$  شیب خط حالت بحرانی است. لی [۳۶] برای  $\zeta_c$  مقداری بین ۰/۶ و ۰/۸ پیشنهاد کرده است.  $e_1$  نسبت تخلخل در فشار همه جانبه ۱ کیلو پاسکال است.  $p_a$  فشار اتمسفر است.  $n_g$  در رابطه ۸ و  $n$  در رابطه ۹ به ترتیب نقش بردارهای نرمال بر تابع پتانسیل و تابع تسلیم در نظریه خمیری کلاسیک را ایفا می کند.

$$n_g = \left( \frac{d_g}{\sqrt{1+d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} \right)^T \quad (8)$$

1- State parameter

(G) و مدول بالک (K) از روابط ۲۰ و ۲۱ به دست می‌آیند. کیلوپاسکال ارزیابی شده است.

در این روابط  $G_{eso}$  و  $K_{evo}$ ، ثابت‌های مدل است:

$$G = G_{eso} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sqrt{p \cdot p_a} \quad (20)$$

$$K = K_{evo} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sqrt{p \cdot p_a} \quad (21)$$

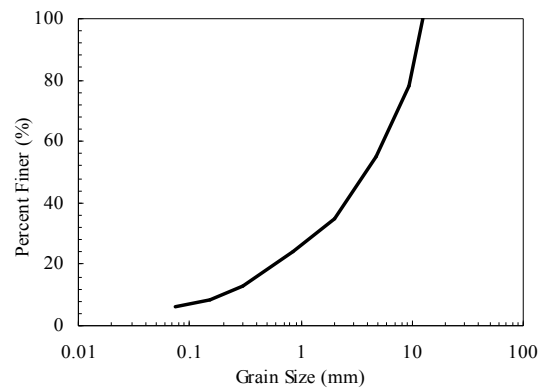
جدول (۲) پارامترهای مدل مانزانال و همکاران [۳۵] برای خاک

غیرسیمانی

پارامترها	شرایط زهکشی نشده	شرایط زهکشی شده
$G_{eso}$	۱۱۰	۱۱۰
$K_{evo}$	۱۱۵	۱۱۵
$M_g$	۱/۵	۱/۵
$e_\Gamma$	۰/۴۸	۰/۴۸
$\lambda$	۰/۰۲۶	۰/۰۲۶
$\zeta_c$	۰/۷	۰/۷
$d_0$	۱/۵	۰/۳
$m$	۲/۸۵	۲/۸۵
$h_1$	۱/۱۵	۱/۱۵
$h_2$	۰/۷۸	۰/۷۸
$H'_0$	۱۴۰	۱۴۰
$\beta'_0$	۲/۷	۰/۲
$\beta$	۱/۸	۱/۸
$H_{vo}$	۲۱۰	۲۱۰
$\beta_v$	۲/۱۱	۲/۱۱
$\theta$	۰/۴۵	۰/۴۵

جدول (۱) مشخصات فیزیکی خاک غیرسیمانی [۲۵]

مقدار	مشخصات
۲/۵۸	نسبت چگالی دانه‌ها ( $G_s$ )
۰/۲	میلی‌متر ( $D_{10}$ ) اندازه مؤثر
٪۴۵	درصد شن
٪۴۹	درصد ماسه
٪۶	درصد ریزدانه
٪۴۴	حد روانی برای عبوری از الک ۴۰
٪۱۶	حد خمیری برای عبوری از الک ۴۰
SW-SM	نام خاک در سامانه طبقه‌بندی متحد



شکل (۱) منحنی دانه‌بندی خاک ماسه‌ای [۲۵]

## ۲-۲- مدل‌سازی رفتار تنش- کرنش باندهای

### سیمانی در حالت زهکشی شده

برای بیان رفتار باندها از مدل پیشنهادی حائری و حمیدی [۲۷] استفاده می‌شود. در منحنی تنش-کرنش باندهای سیمانی، بر اساس مدل واتسالا و همکاران [۳۳] می‌توان رابطه ۲۲ را در بخش نرم‌شوندگی رفتار در نظر گرفت:

$$\frac{\partial q_b}{\partial \varepsilon_s} = -\alpha q_b \quad (22)$$

$\varepsilon_s$  کرنش برشی است. همچنین پارامتر  $\alpha$  در مدل‌سازی رفتار مکانیکی باندهای سیمانی نقش مؤثری داشته و میزان نرم‌شدگی بعد از نقطه اوج تنش را مشخص می‌کند. رفتار باندها قبل از

پارامترهای مدل مانزانال و همکاران [۳۵] برای خاک غیرسیمانی در جدول ۲ ارائه شده است. شکل ۲ نمودار تنش-کرنش خاک غیرسیمانی در فشارهای همه‌جانبه مختلف در شرایط زهکشی شده را نشان می‌دهد. در این شرایط، مدل برای فشارهای همه‌جانبه ۲۵، ۱۰۰ و ۵۰۰ کیلوپاسکال کالیبره و برای فشار همه‌جانبه ۳۰۰

برای ارتباط مقاومت و سختی باندهای سیمانی با فشار همه جانبه بر حسب درصد سیمان، از روابط زیر استفاده شد که از مزایای مدل در بیان رفتار تنش- کرنش باندهای سیمانی است. در بسیاری از مدل‌های رفتاری قبلی، تأثیر درصد وزنی سیمان بر رفتار مکانیکی خاک سیمانی شده در نظر گرفته نمی‌شود [۲۷].

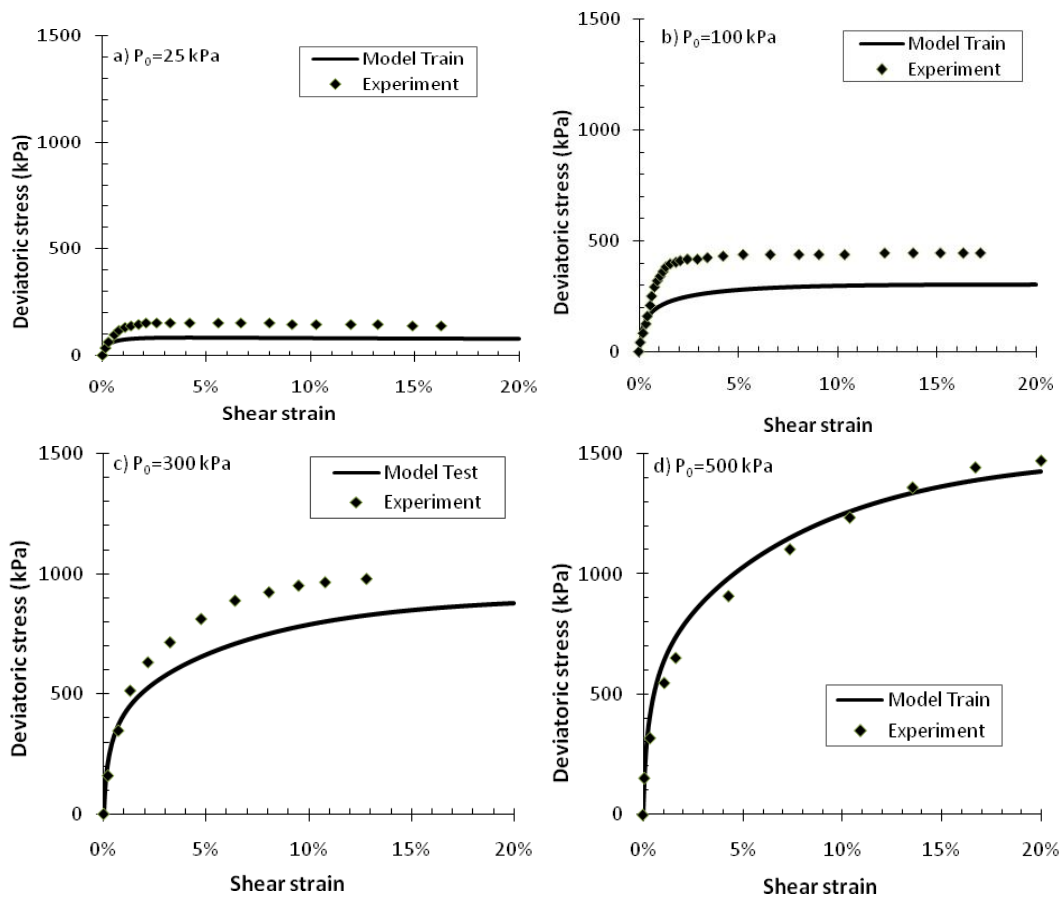
$$q_b = (130 CC + 290) \left(1 - \frac{p_0}{p_c}\right)^{1.5+0.1CC} \quad (24)$$

$$K_b = 17.5(CC - 0.75) \left(1 - \frac{p_0}{p_c}\right)^{2.1+0.3CC} \quad (25)$$

گسیختگی به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته می‌شود که این فرض با طبیعت ترد باندها هم‌هنگ است.

حائری و حمیدی [۲۷] نشان دادند که با افزایش فشار همه جانبه از تأثیر سیمان‌تاسیون و باندهای سیمانی بر رفتار خاک سیمانی شده کاسته شده و حتی در فشارهای همه جانبه بالا، این تأثیر به نزدیک صفر می‌رسد؛ چرا که باعث خرد شدن باندهای سیمانی در تنش‌های همه جانبه بالا یا بی‌تأثیر شدن باندها بر مقاومت برشی خاک سیمانی شده است. ایشان فشار ایزوتروپ مورد نظر برای کاهش باندهای سیمانی با گچ را به صورت رابطه زیر ارائه کردند [۲۷]:

$$p_c = 726.6 \text{Exp}(0.1CC) \quad (23)$$



شکل (۲) نتایج مدل‌سازی رفتار تنش-کرنش خاک غیرسیمانی در شرایط زهکشی شده

تنش- کرنش به دست آمده از مدل ارائه شده برای فشارهای همه جانبه مختلف در درصد‌های سیمان گچی را در شرایط زهکشی شده نشان می‌دهد. در این شرایط برای فشارهای همه جانبه ۲۵، ۱۰۰ و ۵۰۰ کیلوپاسکال، خاک سیمانی شده کالیبره شده و برای فشار همه جانبه ۳۰۰ کیلوپاسکال، عملکرد مدل ارزیابی شده است. بررسی‌ها نشان داده است که  $\chi_0$  وابسته به فشار همه جانبه و درصد سیمان است که رابطه کلی آن به صورت زیر است. لازم است گفته شود که این رابطه فقط برای درصد‌های سیمان بیشتر از صفر درست است:

$$\chi_0 = 0.0027 \text{Exp}[(0.0003p_0 + 0.15)CC] \quad (28)$$

$p_0$  فشار همه جانبه اولیه بر حسب کیلوپاسکال است. پارامتر  $\alpha$  در بیان رفتار نرم‌شونده خاک‌سیمانی شده پس از نقطه اوج، نقش مؤثری دارد. بر خلاف  $\chi_0$ ، فشار همه جانبه، تأثیر چندانی بر  $\alpha$  ندارد و تنها عامل مؤثر، درصد سیمان است. تعریف  $\alpha$  در خاک سیمانی شده با گچ به صورت زیر است:

$$\alpha = 4CC + 3.5 \quad (29)$$

### ۳- مدل سازی رفتار تنش- کرنش خاک سیمانی شده در شرایط زهکشی نشده

اصول کلی مدل‌سازی حالت زهکشی نشده تقریباً مانند حالت زهکشی شده است. بدین ترتیب مانند حالت زهکشی شده، خاک سیمانی شده از دو بخش خاک غیرسیمانی و باندهای سیمانی تشکیل شده است.

#### ۳-۱- مدل سازی رفتار تنش- کرنش خاک غیرسیمانی

برای مدل‌سازی بخش غیرسیمانی مانند حالت زهکشی شده

CC درصد وزنی سیمان در خاک سیمانی شده است. بدین ترتیب کرنش نظیر اوج مقاومت در باندهای سیمانی از رابطه ۲۶ محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_{peak} = \frac{q_b}{K_b} \quad (26)$$

افزایش سختی و تردی مصالح سیمانی شده با افزایش درصد سیمان، موجب کاهش کرنش نظیر نقطه اوج مقاومت می‌شود. این موضوع با مشاهدات آزمایشگاهی سایر محققین مانند حائری و همکاران [۲۴ و ۲۵] هماهنگ است. با مشخص شدن منحنی تنش- کرنش باندهای سیمانی، تعیین  $L$  که بیانگر میزان افت مدول برشی باندهای سیمانی با افزایش کرنش برشی است، بر اساس رابطه زیر ممکن می‌شود:

$$L = \ln \left( \frac{K_b}{\alpha \cdot q_u \cdot \text{Exp}[-\alpha(\varepsilon_s - \varepsilon_{peak})]} \right) \quad (27)$$

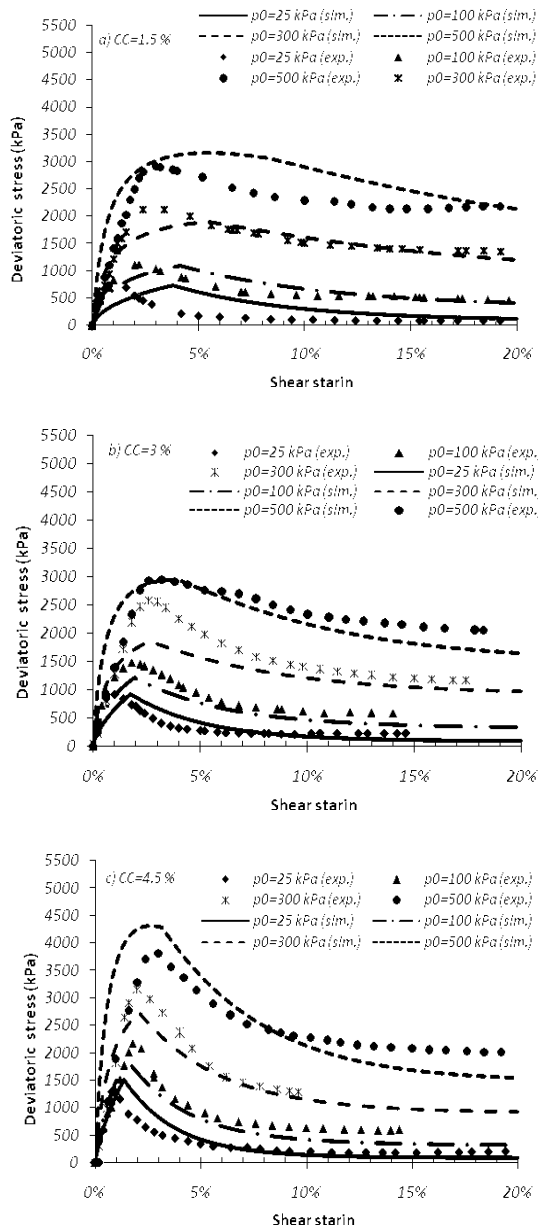
شکل ۳ منحنی تنش- کرنش باندهای سیمانی را در فشارهای همه جانبه و درصد‌های مختلف سیمان در شرایط زهکشی شده نشان می‌دهد. مدل برای فشارهای همه جانبه ۲۵، ۱۰۰ و ۵۰۰ کیلوپاسکال، کالیبره شده و برای فشار همه جانبه ۳۰۰ کیلوپاسکال، ارزیابی شده است.

#### ۳-۲- مدل سازی رفتار تنش- کرنش خاک سیمانی شده در شرایط زهکشی شده

تاکنون هر دو بخش غیرسیمانی و باندهای سیمانی شده رفتار تنش- کرنش، جداگانه تعیین شده است.

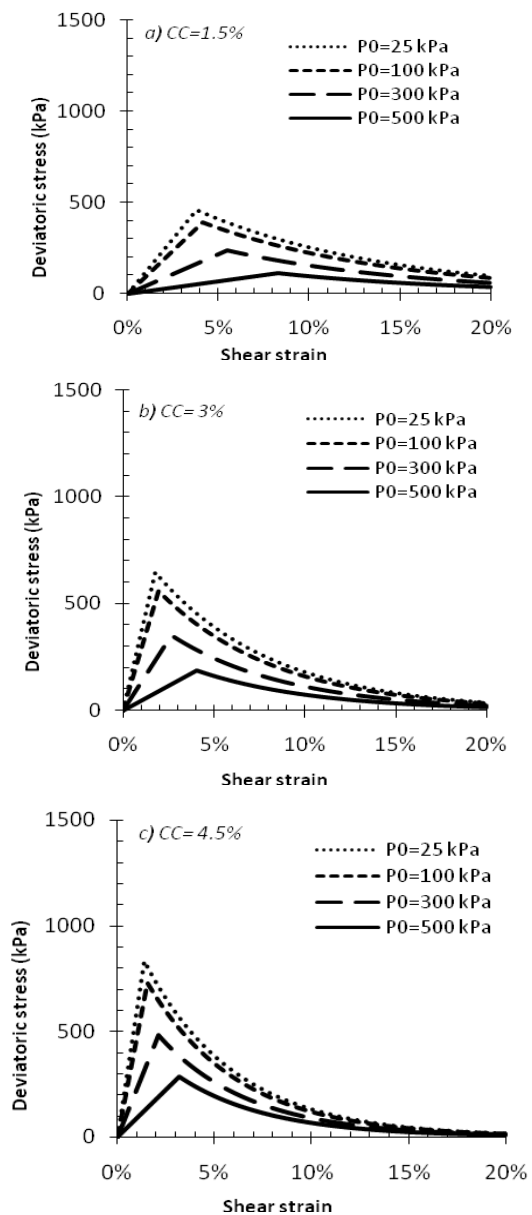
رفتار تنش- کرنش خاک سیمانی شده با ترکیب دو بخش به وسیله روابط ۱ و ۲ تعیین می‌شود. پارامترهای  $\alpha$  و  $\chi_0$  با کالیبراسیون و مقایسه نتایج مدل با نتایج آزمایش‌ها به دست می‌آیند. شکل ۴، منحنی‌های

مختلف در شرایط زهکشی نشده را نشان می‌دهد. در این شرایط، مدل برای فشارهای همه جانبه ۱۰۰ و ۵۰۰ کیلوپاسکال کالیبره شده و برای فشار همه جانبه ۳۰۰ کیلوپاسکال، مورد ارزیابی شده است.



شکل (۴) منحنی تنش-کرنش خاک سیمانی شده با فشارهای همه جانبه مختلف و درصد‌های مختلف سیمان در شرایط زهکشی شده  
 CC=۰.۱/۵ (a) CC=۰.۳ (b) CC=۰.۴/۵ (c)

مدل مانزانال و همکاران [۳۵] به کار برده می‌شود.



شکل (۳) منحنی تنش-کرنش باندهای سیمانی با فشارهای همه جانبه مختلف و درصد‌های مختلف سیمان در شرایط زهکشی شده  
 CC=۰.۱/۵ (a) CC=۰.۳ (b) CC=۰.۴/۵ (c)

پارامترهای این مدل برای خاک غیرسیمانی در شرایط زهکشی نشده در جدول ۲ ارائه شده است. شکل ۵ نمودار تنش-کرنش خاک غیرسیمانی در فشارهای همه جانبه

شکل ۶ منحنی تنش-کرنش باندهای سیمانی را در فشارهای همه جانبه و درصد‌های سیمان مختلف در شرایط زهکشی نشده نشان می‌دهد. در این شرایط برای فشارهای همه جانبه ۱۰۰ و ۵۰۰ کیلوپاسکال، خاک سیمانی شده کالیبره شده و برای فشار همه جانبه ۳۰۰ کیلوپاسکال، عملکرد مدل ارزیابی شده است. بررسی‌ها نشان داده است که  $\chi_0$  وابسته به فشار همه جانبه و درصد سیمان است. رابطه کلی برای سیمان گچی در شرایط زهکشی نشده به صورت زیر است:

$$\chi_0 = (0.014CC + 0.015) \text{Exp}(-0.0022p_0) \quad (30)$$

همچنین رابطه کلی  $\alpha$  در خاک سیمانی شده با گچ در شرایط زهکشی نشده تابعی از فشار همه جانبه است که به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\alpha = 0.0075 p_0 + 2.4 \quad (31)$$

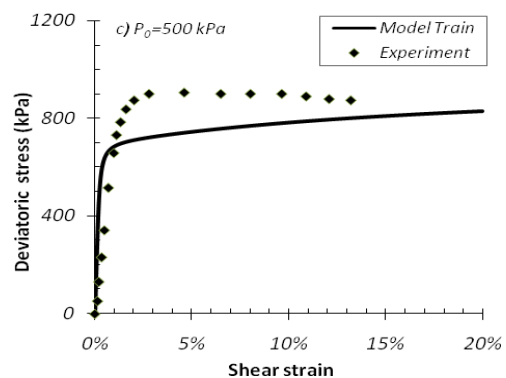
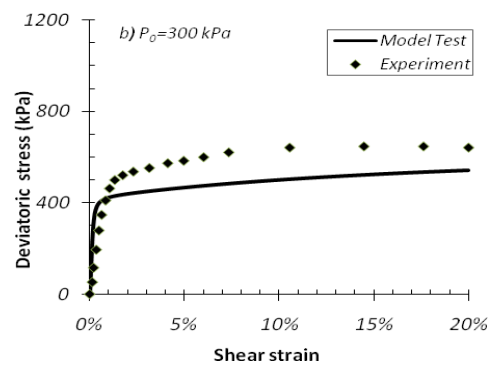
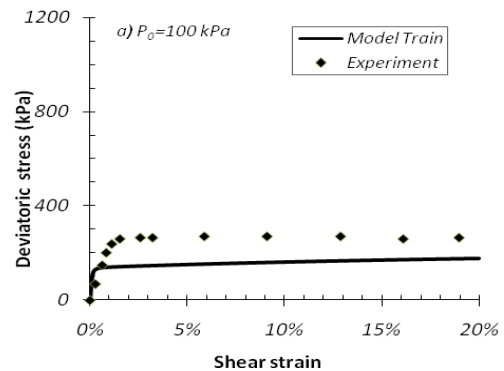
شکل ۷ منحنی‌های تنش-کرنش به دست آمده از مدل ارائه شده را برای فشارهای همه جانبه مختلف و در درصد‌های سیمان گچی در شرایط زهکشی نشده نشان می‌دهد. اگر چه روند پیش‌بینی مدل برای نتایج آزمایش‌ها مناسب است، مقادیر مدول برشی اولیه، دست بالا برآورد شده است.

#### ۴- تعیین فشار حفره‌ای در خاک سیمانی شده

حائری و حمیدی [۲۷] فشار منفذی در خاک سیمانی شده را بر اساس قوانین بقای انرژی و روابط ۱ و ۲ به صورت زیر ارائه دادند. بر اساس این رابطه، فشار حفره‌ای در خاک سیمانی شده ( $u$ ) به صورت تابعی از فشار حفره‌ای در ماتریس غیرسیمانی ( $u_m$ ) و باندهای سیمانی شده ( $u_b$ ) بیان می‌شود. پارامتر  $\chi$  برابر مقدار نظیر در شرایط

#### ۳-۲ مدل‌سازی رفتار تنش-کرنش باندهای سیمانی در حالت زهکشی نشده

همان‌گونه که گفته شد، مدل‌سازی رفتار تنش-کرنش خاک سیمانی شده، با جداسازی آن به دو بخش بافت اصلی خاک و باندهای سیمانی انجام می‌شود. برای نمایش رفتار باندها مانند حالت زهکشی شده از روابط ۲۴ و ۲۵ استفاده می‌شود.



شکل (۵) منحنی تنش-کرنش خاک غیرسیمانی در فشارهای همه

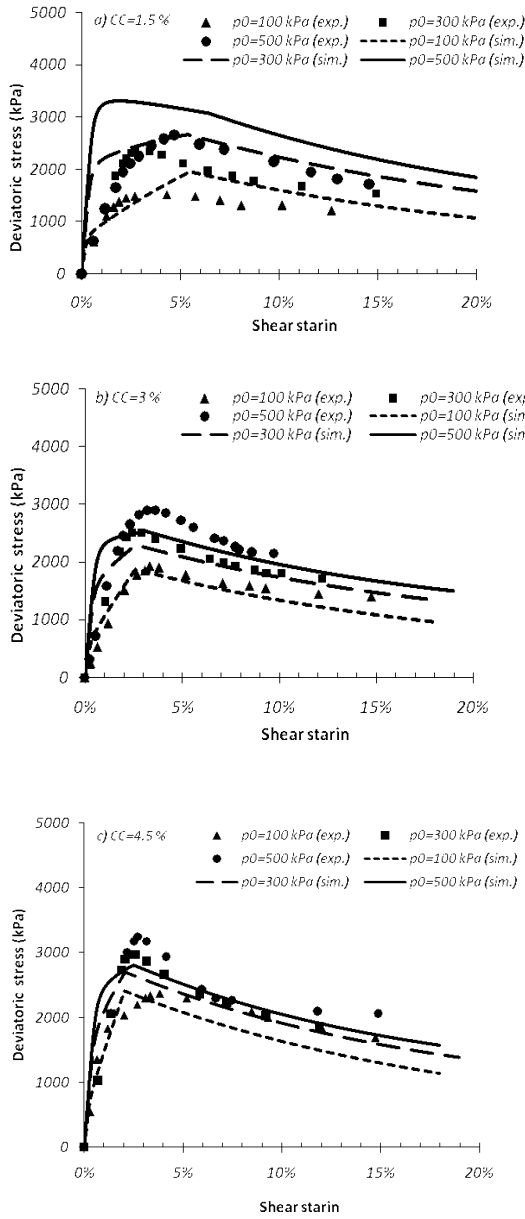
جانبه مختلف در شرایط زهکشی نشده

۱۰۰ kPa (a) ۳۰۰ kPa (b) ۵۰۰ kPa (c)



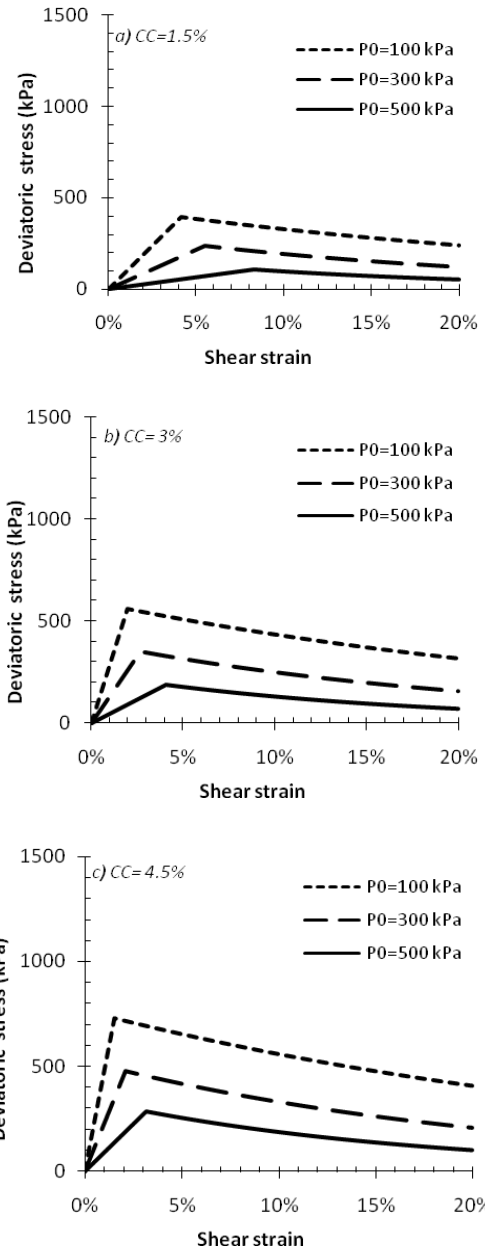
زهکشی نشده است و گویای سهم در یکی از دو بخش فشار حفره‌ای خاک سیمانی شده است.

$$u = (1 + \chi)u_m + \chi(u_b - u_{b0}) \quad (32)$$



شکل (۷) منحنی تنش-کرنش خاک سیمانی شده در فشارهای همه جانبه مختلف در شرایط زهکشی نشده  
 CC=۱/۵ (a) CC=۳/۳ (b) CC=۴/۵ (c)

بدین ترتیب برای محاسبه فشار منفذی خاک سیمانی شده نیاز به تعیین فشار منفذی باند سیمانی و خاک غیرسیمانی است تا با ترکیب آن‌ها با رابطه ۳۲، فشار منفذی در خاک سیمانی شده محاسبه شود.



شکل (۸) منحنی تنش-کرنش باندهای سیمانی با فشارهای همه جانبه مختلف و درصدهای مختلف سیمان در شرایط زهکشی نشده  
 CC=۱/۵ (a) CC=۳/۳ (b) CC=۴/۵ (c)

شکل ۸ مسیر تنش خاک سیمانی شده در فشارهای همه جانبه مختلف را در شرایط زهکشی نشده با درصدهای مختلف سیمان نشان می‌دهد.

#### ۵- محاسبه تغییر حجم خاک سیمانی شده

برای محاسبه تغییر حجم خاک سیمانی شده، نخست تغییر حجم خاک غیرسیمانی و تغییر حجم باندهای سیمانی، جداگانه محاسبه شده و سپس بر اساس معادله سازگاری تغییر شکل‌ها با هم جمع می‌شوند.

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{vm} + d\varepsilon_{vb} \quad (36)$$

$$\varepsilon_{vm} = \frac{u_m}{E_r} \quad (37)$$

$$\varepsilon_{vb} = \frac{u_b}{\alpha E_{rb}} \quad (38)$$

$u_m$  و  $u_b$  فشار حفره‌ای در خاک غیرسیمانی و باندهای سیمانی و  $E_r$  و  $E_{rb}$  نیز مدول برگشتی<sup>۱</sup> برای خاک غیرسیمانی و باندهای سیمانی است.  $\alpha$  از رابطه ۳۱ به دست می‌آید. برای به دست آوردن تغییر حجم‌های بخش غیرسیمانی و باندهای سیمانی، مدول برگشتی باید تعیین شود. حائری و حمیدی [۲۷] با استفاده از نتایج آزمایش‌ها و با تکیه بر مقادیر تغییر حجم نهایی در آزمایش‌های زهکشی شده و فشار حفره‌ای نهایی در آزمایش‌های زهکشی نشده، متوسط مدول برگشتی برای خاک غیرسیمانی را حدود ۵/۵ مگاپاسکال تعیین کردند. برای محاسبه تغییر حجم بخش باندهای سیمانی، از مدل ارائه شده برای تعیین فشار حفره‌ای استفاده می‌شود. با استفاده از رابطه ۳۳ و بر پایه‌ی فشار حفره‌ای به دست آمده، با تعیین مدول برگشتی بخش باندهای سیمانی امکان محاسبه تغییر حجم باندهای سیمانی شده وجود دارد. با توجه به این‌که

#### ۴-۱- محاسبه و تعیین فشار حفره‌ای در خاک غیرسیمانی

فشار حفره‌ای برای خاک غیرسیمانی با استفاده از مدل رفتاری مانزانال و همکاران [۳۵] به دست آمده است.

#### ۴-۲- محاسبه و تعیین فشار حفره‌ای در باندهای سیمانی

با توجه به طبیعت ترد باندهای سیمانی، رفتار زهکشی نشده خاک سیمانی شده با ایجاد فشار حفره‌ای مثبت در کرنش‌های کم و پس از آن، بروز فشار حفره‌ای منفی همراه است. به نظر می‌رسد تابعی که در آن فشار حفره‌ای منفی از ابتدا در باندها ایجاد شد و به تدریج در راستای منفی افزایش یابد به خوبی بیانگر رفتار باندهای سیمانی است. حائری و حمیدی [۲۷] فشار منفذی در باندهای سیمانی را به صورت زیر تعریف کردند:

$$u_b = C(1 - \text{Exp}(-\mu\varepsilon_s)) \quad (33)$$

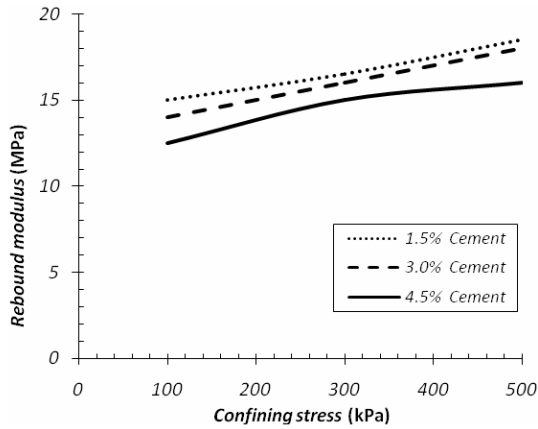
$C$  و  $\mu$  پارامترهای مدل است که از کالیبراسیون و مقایسه نتایج به دست آمده برای فشار منفذی با مقادیر آزمایشگاهی تعیین می‌شود. با توجه به نبود داده‌های آزمایشگاهی، برای سنجش مدل ارائه شده برای باندهای سیمانی، ابتدا بر اساس رابطه ۳۳ فشار منفذی در باندها به ازای چند مقدار ویژه مانند فشار نهایی یا فشار حفره‌ای مثبت بیشینه تعیین می‌شود. با تعیین فشار حفره‌ای مدل برای خاک سیمانی شده و مقایسه آن با نتایج آزمایش‌ها، دو پارامتر  $C$  و  $\mu$  تعیین می‌شود. پارامتر  $\mu$  وابسته به درصد سیمان و پارامتر  $C$  افزون بر درصد سیمان، به فشار همه جانبه نیز وابسته است. پارامترهای  $\chi_0$  و  $\alpha$  نیز از روابط ۳۰ و ۳۱ به دست می‌آید.

$$C = (-1.1CC + 14)p_0 + 3000 \quad (34)$$

$$\mu = 6.6CC + 5 \quad (35)$$

1- Rebound modulus

شکل ۹ تغییرات مدول برگشتی باندهای سیمانی را با فشار همه جانبه. شکل ۱۰ نمودار کرنش حجمی در مقابل کرنش برشی را نشان می‌دهد.

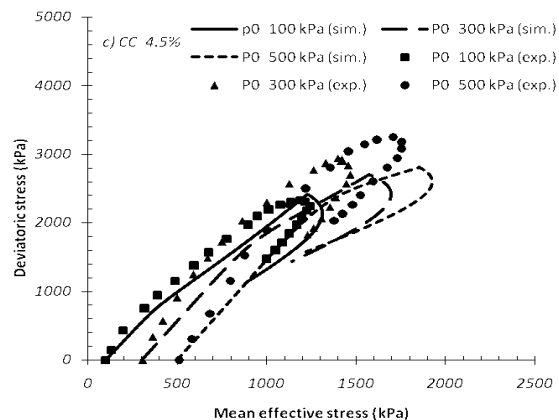
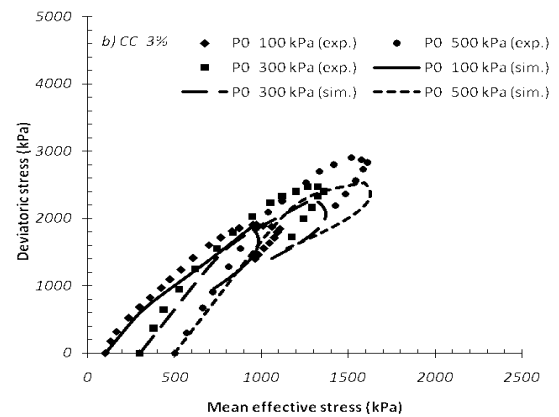
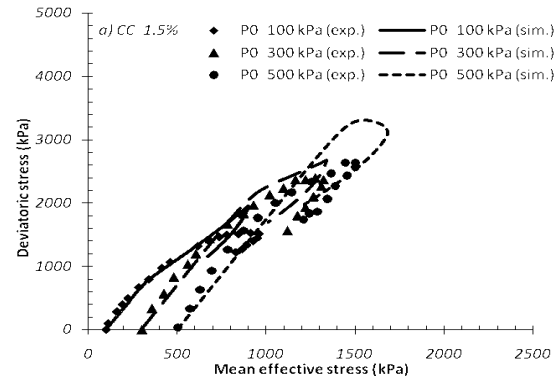


شکل (۹) مدول برگشتی برای باندهای سیمانی

## ۶- نتیجه گیری

در این پژوهش مدلی برای نمایش رفتار مکانیکی خاک ماسه‌ای سیمانی شده ارائه شده است. مدل‌سازی بر اساس جدا کردن رفتار خاک سیمانی شده به دو بخش بافت غیرسیمانی و باندهای سیمانی است. در این مطالعه، هر دو قسمت جداگانه مدل شده و با استفاده از معادلات سازگاری و انرژی با هم ترکیب می‌شوند. برای مدل‌سازی بخش غیرسیمانی از یک مدل ارتجاعی-خمیری بر پایه تئوری پلاستیسیته عمومی و برای باندهای سیمانی از یک مدل الاستوپلاستیک استفاده شده است. عملکرد مناسب مدل در نمایش رفتار تنش-کرنش خاک سیمانی شده در بازه درصد‌های سیمان و فشارهای همه جانبه به کار رفته در این پژوهش در شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده مانند مقاومت اوج، کرنش برشی مانند مقاومت اوج، رفتار نرم‌شوندگی پس از مقاومت اوج و میزان مقاومت نهایی، در حد قابل قبول است. از ویژگی‌های این مدل، تعیین پارامترهای خاک سیمانی شده بر اساس درصد وزنی سیمان

شواهد آزمایشگاهی برای تعیین مدول برگشت در بخش باندهای سیمانی وجود ندارد، مقادیر مدول برگشتی باندهای سیمانی با کالیبراسیون نتایج مدل برای خاک سیمانی شده بر اساس آزمایش‌های انجام شده تعیین می‌شود.



شکل (۸) مسیر تنش خاک سیمانی شده در فشارهای همه جانبه

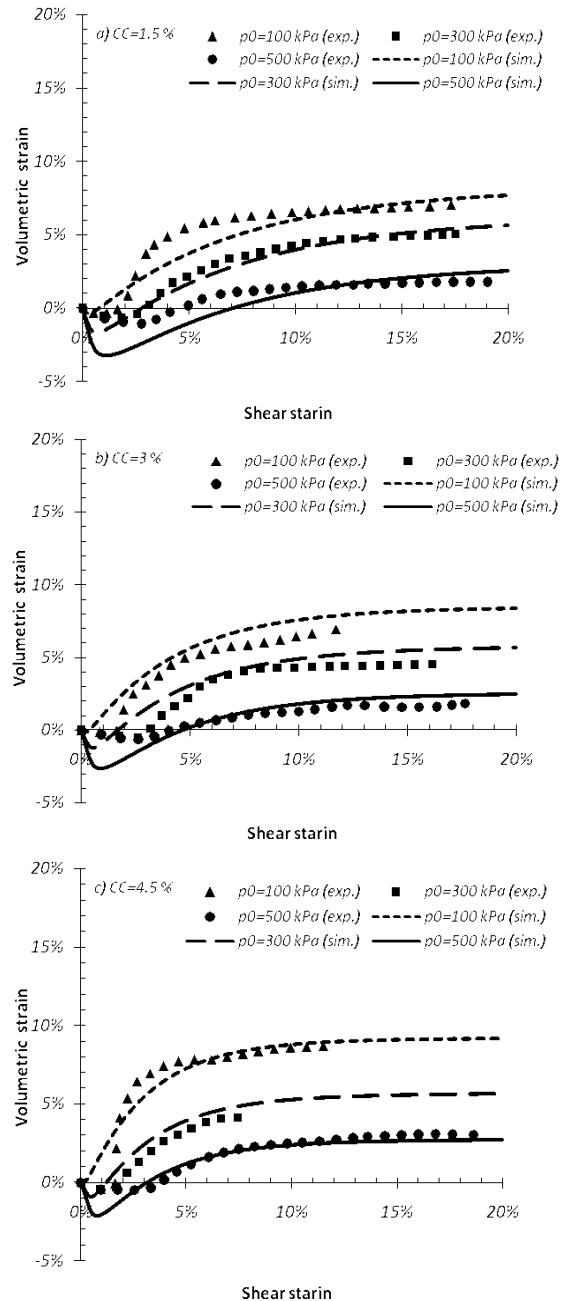
مختلف در شرایط زهکشی نشده

CC=۰.۱/۵ (a) CC=۰.۳ (b) CC=۰.۴/۵ (c)

## ۷- مراجع

- [1] Saxena, S.K. and Lastrico, R.M. (1978) Static properties of lightly cemented sand, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104(12), 1449–1465.
- [2] Clough, G.W., Kuck, W.M. and Kasali, G. (1979) Silicate-stabilized sands, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(1), 65–82.
- [3] Clough, G.W., Sitar, N., Bachus, R.C. and Rad, N.S. (1981) Cemented sands under static loading, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 107(6), 799–817.
- [4] Dupas, J. and Pecker, A. (1979) Static and dynamic properties of sand cement, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(3), 419–436.
- [5] Allman, M.A. and Poulos, H.G. (1988) Stress-strain behaviour of an artificially cemented calcareous soil, Proceedings of the International Conference on Calcareous Sediments, Perth, Western Australia, Vol. 1, 51-60.
- [6] Lade, P.V. and Overton, D.D. (1989) Cementation Effects in frictional materials, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(10), 1373–1387.
- [7] Coop, M.R. and Atkinson, J.H. (1993) The mechanics of cemented carbonate sands, Geotechnique, 43(1), 53–67.
- [8] Cuccovillo, T. and Coop, M. (1993) The influence of bond strength on the mechanics of carbonated sands, Proceedings, Geotechnical Engineering of Soft Rocks-Hard Soil, Anagnostopoulos et al. eds., Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 447–455.
- [9] Cuccovillo, T. and Coop, M.R. (1997) Yielding and pre-failure deformation of structured sands, Geotechnique, 47(3), 481–508.
- [10] Cuccovillo, T., and Coop, M.R. (1999) On the mechanics of structured sands, Geotechnique, 49(6), 741-760.
- [11] Huang, J.T. and Airey, D.W. (1993) Effects of cement and density on an artificially cemented sand, Proceedings, Geotechnical Engineering of Soft Rocks-Hard Soil, Anagnostopoulos et al. eds., Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 553-560.

است؛ همچنین عملکرد دلخواه آن در بازه گسترده‌ای از فشارهای همه جانبه، امکان کاربرد آن را در محاسبات عددی و مسائل شرایط مرزی در مهندسی ژئوتکنیک فراهم می‌کند.



شکل (۱۰) نمودار کرنش حجمی در مقابل کرنش برشی در فشارهای همه جانبه مختلف

CC=۰.۴/۵ (c) CC=۰.۳ (b) CC=۰.۱/۵ (a)

- [21] Ismail, M.A., Joer, H.A., Sim, W.H. and Randolph, M. F. (2000) Effect of cement type on shear behaviour of cemented calcareous soil, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 128(6), 520-529.
- [22] Haeri, S.M., Yasrobi, S. and Asghari, E. (2002) Effects of cementation on the shear strength parameters of Tehran alluvium using the large direct shear test, 9<sup>th</sup> IAEG Congress, Durban, South Africa, 519-525.
- [23] Haeri, S.M., Hamidi, A., and Tabatabaee, N. (2005) The effect of gypsum cementation on the mechanical behavior of gravely sands, *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 28(4), 180-190.
- [24] Haeri, S.M., Hamidi, A., Hosseini, S.M., Asghari, A. and Toll, D.J. (2006) Effect of cement type on the mechanical behavior of a gravely sand, *Geotechnical and Geological Engineering Journal*, 24 (2), 335-360.
- [25] Asghari, E., Toll, D.G. and Haeri, S.M. (2003) Triaxial behavior of a cemented gravely sand, Tehran alluvium, *Geotechnical and Geological Engineering Journal*, 21(1), 1-28.
- [26] Hamidi, A. and Haeri, S.M. (2008) Stiffness and deformation characteristics of a cemented gravely sand, *International Journal of Civil Engineering*, 6(3), 159-173.
- [27] Haeri, S.M. and Hamidi, A. (2009) Constitutive modeling of cemented gravely sands, *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*, 4(2), 123-139.
- [۲۸] حمیدی، امیر و حسن‌زاده، امین (۱۳۹۰) ارزیابی رفتار تراکم پذیری و تغییر حجم خاک های ماسه ای سیمانته، *مجله علمی-پژوهشی عمران مدرس*، دوره یازدهم، شماره ۳، صفحات ۱۵-۲۶.
- [29] Christopher D.P., Baxter, M.S. Sharma, R., Moran, K., Vaziri, H. and Narayanasamy, R. (2011) Use of  $A = 0$  as a failure criterion for weakly cemented soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(2), 161-170.
- [12] Huang, J.T. and Airey, D.W. (1998) Properties of artificially cemented carbonate sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124 (6), 482-499.
- [13] Consoli, N.C., Prietto, D.M. and Ulbrich, L.A. (1998) Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124(12), 1211-1214.
- [14] Consoli, N.C., Foppa, D., Festugato, L., Heineck, K.S. (2007) Key parameters for strength control of artificially cemented soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 133(2), 197-205.
- [15] Consoli, N.C., Cruz, R.C., Floss, M.F. and Festugato, L. (2010) Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 136(5), 759-763.
- [16] Consoli, N.C., Cruz, R.C. and Floss, M.F. (2011) Variables controlling strength of artificially cemented sand: Influence of curing time, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(5), 692-696.
- [17] Schnaid, F., Prietto, P.D.M. and Consoli, M.H.T. (2001) Characterization of cemented sand in triaxial compression, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(10), 857-867.
- [18] Toll, D. G. and Malandraki, V. (1993) Triaxial testing of a weakly bonded soil, *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering. of Soft Rocks-Hard Soils*, Anagnostopoulos et al., Balkema, Rotterdam, 817-823.
- [19] Toll, D. G. and Malandraki, V. (2000) The engineering behaviour of structured soils, *Proceedings of 1<sup>st</sup> Central Asian Geotechnical Symposium*, Vol. 2, 629-634.
- [20] Ismael, N.F. (1996) Loading tests on circular and ring plates in very dense cemented sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122(4), 281-287.

- [34] Vaunat, J. and Gens, A. (2004) 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, 37-43.
- [35] Manzanal, D., Fernandez Merodo, J.A., Pastor, M. (2011) Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils, Part 1: Saturated state, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 35(12), 1347-1362.
- [36] Li XS. (1997), Modeling of dilative shear failure, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(7), 609-616.
- [30] Oka, F. (1993) An elasto-viscoplastic constitutive model for clay using a transformed stress tensor, Mechanics of Materials, 16(1&2), 47-53.
- [31] Gens, A. and Nova, R. (1993) 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, 485-494.
- [32] Adachi, T. and Oka, F. (1995) An elasto-plastic constitutive model for soft rock with strain softening, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 19(4), 233-247.
- [33] Vatsala, A., Nova, R. and Srinivasa Murthy, B.R. (2001) Elastoplastic model for cemented soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(8), 679-687.

# **Development of a Constitutive Model for the Mechanical Behavior of Cemented Sands**

**A. Hamidi<sup>1\*</sup>, E. Ravanbakhsh<sup>2</sup>**

1- Assistant Professor, Civil Engineering Department, Kharazmi University

2- M.Sc. Student, Civil Engineering Department, Kharazmi University

hamidi@khu.ac.ir

## **Abstract:**

Cemented sandy soils can be found in different parts of nature. Slopes and natural cuts are observed to be stable for long periods of time. Indeed the stability is related to the cementation and bonding between soil grains which induces an equivalent cohesion for coarse grained soil. Several experimental and theoretical studies have been performed to investigate the mechanical behavior of this category of geomaterials. In present research, a constitutive model is proposed for simulating the mechanical behavior of cemented sandy soils. The model is based on separating the mechanical behavior of cemented soil to two different parts; firstly the uncemented soil matrix and secondly the cemented bonds. The generalized plasticity model developed by Manzanal et al. (2011) is used for predicting the mechanical behavior of the uncemented soil matrix. The model is based on critical state concepts and is able to simulate the behavior of sandy soil in a wide range of confining pressures. It contains sixteen parameters which can be determined using ordinary geotechnical tests for the base soil. Also the elastic-plastic damage bond model proposed by Haeri and Hamidi (2009) is used for cemented bonds. The model has two additional parameters and is able to predict the brittle behavior of cemented bonds besides their degradation with increase in shear strain. Peak shear resistance of cemented bonds increases with confining pressure, however, the axial strain associated to the peak shear strength decreases with enhancement of confining stress. Also cement content is considered in this bond model which is its advantage in comparison with similar ones. Both components have been combined together based on deformation consistency and energy equilibrium equations. Deviatoric stress-shear strain curves besides volumetric strain-shear strain ones have been compared with the results of consolidated drained triaxial tests on a gypsum cemented sand to verify the proposed model. Also deviatoric stress-axial strain besides deviatoric stress-mean effective stress curves of model are compared with results of tests in consolidated undrained state. Results of verification indicate good performance of developed model in a wide range of cement contents and confining pressures. The proposed model has two distinct advantages. At first it considers the effect of cement content as a model parameter and shows variation of the results with this parameter. Secondly, it simulates the soil behavior in a wide range of confining pressures which enables using it in the boundary value problem in geotechnical engineering. However, it should be noted that the model predicts the mechanical behavior of cemented sand in cement contents less than floating limit. Increasing the cement content from the floating threshold changes its role from effective bonding between soil grains to a filler of voids. In this condition, the model can not predict the behavior of cemented soil due to the limitations in the elastic-plastic damage bond model applied in present constitutive model.

**Keywords:** cemented sand, constitutive model, triaxial test, stress strain curve, pore pressure