

معرفی دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای در مدل رفتاری پاستور-زینکوویچ*

امین ایرجی^(۱)

چکیده دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای توسط مدل رفتاری خمیری تعمیم‌یافته (Generalized plasticity) پاستور-زینکوویچ (Pastor-Zienkiewicz, PZ) معرفی شده است. اصلاح اول برای در نظر گرفتن پدیده اثر سست‌شوندگی در بارگذاری متناوب خاک‌های دانه‌ای متراکم و اصلاح دوم برای بهبود پیش‌بینی پدیده رچتینگ (Ratcheting) یعنی کرنش‌های خمیری پیش‌رونده در خاک‌های دانه‌ای تحت بارگذاری متناوب اعمال شده است. از سه آزمایش سه‌محوری و سه آزمایش کرنش مسطح تحت بارگذاری متناوب برای صحت‌سنجی مدل اصلاح شده استفاده شده است. در هر دو اصلاح مذکور، پیش‌بینی تغییرات تنش در مقابل کرنش و هم‌چنین تغییرات کرنش حجمی رضایت‌بخش بوده‌اند؛ با این حال نتایج پیش‌بینی تغییرات کرنش حجمی در اصلاح دوم نسبت به اصلاح اول تطابق بیشتری با آزمایش‌ها داشتند.

واژه‌های کلیدی نظریه خمیری تعمیم‌یافته، اصلاح مدل رفتاری، خاک‌های دانه‌ای متراکم، شبیه‌سازی بارگذاری متناوب، سست‌شوندگی، رچتینگ.

Introducing Two Effective Modifications for Pastor-Zienkiewicz Model for Improvement of Dynamic Simulation Capability of Granular Soils

A. Irajji

Abstract Two effective modifications were introduced for Pastor-Zienkiewicz (PZ) model to improve the prediction of dynamic behavior of granular soils. The first modification was implementation of degradation effect for dense granular soils under cyclic loading, and the second was improvement of ratcheting effect for granular soils under cyclic loading. Three cyclic triaxial tests and three cyclic plane strain test were used to validate the introduced modifications. Predictions of stress versus strain for both of modifications were satisfactory. However, predictions of volumetric strain for the second modification were better than those of the first modification.

Key Words Generalized plasticity theory; Modification of constitutive law; Dense granular soils; Simulation of cyclicloading; Degradation; Ratcheting

* تاریخ دریافت مقاله ۹۶/۱/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۷/۱۲/۱۲ می‌باشد.

Email: a.irajji@urmia.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول، استادیار، دانشکده فنی مهندسی خوی، دانشگاه ارومیه.

مقدمه

تحلیل و طراحی دقیق سازه‌های ژئوتکنیکی تحت بارهای دینامیکی و لرزه‌ای یکی از چالش‌های مهندسان و محققان در دهه‌های اخیر می‌باشد. بسیاری از سازه‌های ژئوتکنیکی در شرایط بهره‌برداری عادی و تحت بارهای استاتیکی به‌طور معمول معیارهای طراحی را برآورده می‌کنند. با این حال در شرایط ویژه از جمله بارهای لرزه‌ای، مشکل پایداری یا تغییرشکل‌های بیش از حد مجاز بروز می‌کند که امکان بهره‌برداری را مختل می‌کند. به‌طور کلی روش‌های مذکور را می‌توان در چند دسته اصلی شامل تعادل حدی، تحلیل حدی و روش‌های عددی دسته‌بندی کرد. از آنجا که تعیین مقاومت و تغییرشکل سازه‌ها همواره دو هدف اصلی محققان در این خصوص بوده‌است، لذا روش‌های عددی همواره کامل‌ترین روش به‌خصوص برای شبیه‌سازی دینامیکی معرفی شده‌است. مدل رفتاری دینامیکی مصالح به‌عنوان اصلی‌ترین مسأله در روش‌های عددی دینامیکی مطرح می‌باشد؛ خصوصاً این‌که رفتار مصالح ژئوتکنیکی عمدتاً به‌صورت غیرخطی و ارتجاعی خمیری می‌باشد. محققان مختلف مدل‌های رفتاری دینامیکی متنوعی را برای پیش‌بینی رفتار مصالح ژئوتکنیکی معرفی کرده‌اند. با این حال تعداد بسیاری از آنها تنها در حالت‌های مشخص تنش و شرایط مرزی، جواب‌های قابل قبولی ارائه می‌دهند؛ لذا اهمیت تحقیق و توسعه در خصوص مدل‌های رفتاری دینامیکی بیش از پیش نمایان می‌شود.

مدل رفتاری PZ (Pastor-Zienkiewicz) بر پایه تئوری خمیری تعمیم‌یافته تعریف شده‌است. نظریه اخیر توسط مروز و زینکوویچ [1] و زینکوویچ و مروز [2] معرفی شده و توسط پژوهشگران دیگر از قبیل زینکوویچ و همکاران [3] و پاستور و همکاران [4-6] توسعه داده شده‌است. این مدل قادر است تا رفتار ماسه‌های سست و متراکم را تحت شرایط استاتیکی و دینامیکی پیش‌بینی نماید. در مدل PZ از سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری استفاده نشده و به‌جای آنها از گرادیان‌های سطح تسلیم

و پتانسیل خمیری استفاده شده‌است. این گرادیان‌ها در رابطه بین نرخ تنش و نرخ کرنش لحاظ می‌شوند. مهم‌ترین مزیت مدل PZ حالت نموی رابطه بین تنش و کرنش است که قادر است به‌آسانی رفتار خاک دانه‌ای را تحت بارگذاری‌های پیچیده دینامیکی شبیه‌سازی کند. پاستور و همکاران [6] این مدل را برای شبیه‌سازی روان‌گرایی و رفتار زهکشی‌نشده ماسه به‌کار بردند.

پژوهشگران مختلفی بر روی نظریه خمیری تعمیم‌یافته مطالعه نموده و آن را به روش‌های مختلفی توسعه داده‌اند. پاستور و همکاران [7] اثر ناهمسانی (Anisotropy) را در این مدل لحاظ کرده‌اند. باهدا و همکاران [8] مدل اصلی را تغییر داده‌اند و اثر پارامتر حالت و قانون سخت‌شوندگی دوگانه‌ای (Double hardening model) را در آن اعمال کرده‌اند. هم‌چنین نظریه خمیری تعمیم‌یافته برای مدل‌سازی خاک‌های نیمه‌اشباع و با روش عددی انتگراسیون غیرصریح (Implicit integration method) توسعه داده شده‌است [9]. در مطالعه دیگر، پدیده تشکیل باند برشی (Shear band) در خاک‌های کاملاً اشباع و نیمه‌اشباع با روش dynamic strain localization و محیط چندفازی (فازهای جامد، مایع و گاز)، با استفاده از نظریه خمیری تعمیم‌یافته بررسی شده‌است [10]. لینگ و لیو [11] اثر وابستگی پارامترها را به سطح تنش و رفتار تراکمی ماسه تحت بارگذاری یک‌سویه و متناوب در نظر گرفتند. مرودو و همکاران [12] یک مدل توسعه‌یافته خمیری تعمیم‌یافته را ارائه نمودند که قادر به شبیه‌سازی پدیده شکست (Damage phenomenon) در مصالح ژئوتکنیکی می‌باشد. میرا و همکاران [13] در بخش الاستیک مدل و تغییرشکل‌های برگشت‌پذیر به‌جای فرمولاسیون هیپو-الاستیک (Hypo-elastic) که در مدل پایه به کار برده شده‌است، از فرمولاسیون هیپر-الاستیک (Hyper-elastic) استفاده کردند.

لشکری و لطیفی [14] یک اصلاحیه برای بهبود پیش‌بینی پدیده روان‌گرایی در ماسه توسط مدل رفتاری

مدل PZ، تغییر شکل‌های نهایی پیش‌بینی شده در نمونه‌های تحت بارگذاری متناوب، به‌خصوص با سیکل‌های کوچک بارگذاری و باربرداری بسیار بیشتر از نتایج واقعی می‌باشد. به‌عبارت دیگر مدل PZ قادر به پیش‌بینی مطلوب پدیده رچتینگ نیست و یک اصلاح دیگر در این خصوص ضروری به‌نظر می‌رسد (لازم به ذکر است که مفهوم پدیده رچتینگ بیشتر در مهندسی مکانیک و متالورژی کاربرد دارد و در این رشته‌ها نیز تاکنون معادل فارسی مناسبی برای این کلمه انتخاب نشده‌است. بیشترین کاربرد این واژه در ادبیات فنی به‌صورت «رچتینگ» است. با این حال در موارد کمی از عبارت «خزش سیکلی» نیز استفاده شده‌است). اصلاحیه اول مدل منجر به افزایش تعداد پارامترهای مدل نمی‌شود درحالی‌که در اصلاحیه دوم تعداد پارامترهای مدل به‌اندازه دو پارامتر افزایش می‌یابد. سه آزمایش سه-محوری و سه آزمایش کرنش مسطح تحت بارگذاری متناوب بر روی خاک‌های ماسه‌ای برای صحت‌سنجی استفاده شده‌اند. تغییرات تنش درمقابل کرنش و هم‌چنین تغییرات کرنش حجمی بررسی شده‌اند. در تمام شبیه‌سازی‌های انجام‌شده شرایط زهکشی شده در نظر گرفته شده‌است. خاطرنشان می‌شود که مدل اصلاح‌شده تنها توانایی شبیه‌سازی رفتار دینامیکی در شرایط زهکشی شده را دارد و قابلیت شبیه‌سازی در شرایط زهکشی‌نشده را ندارد. مدل PZ ابتدا در زبان برنامه‌نویسی فرتن (FORTRAN) و سپس با استفاده از زبان برنامه‌نویسی فیش (FISH) در نرم‌افزار FLAC نوشته شده‌است.

تشریح مدل پاستور-زینکوویچ

مدل PZ | سا سا در فضای سه‌محوری p, q, θ تعریف شده‌است. این مدل در بارگذاری یکسویه (Monotonic) به ۷ پارامتر و در بارگذاری متناوب به ۱۰ پارامتر نیاز دارد.

رابطه بین نرخ تنش و نرخ کرنش برای مصالحی که رفتار آنها تابع زمان نیست، به‌صورت زیر تعریف

پاستور-زینکوویچ-چان معرفی کردند. این اصلاحیه قابلیت پیش‌بینی روانگرایی ماسه در هنگام چرخش محورهای تنش اصلی را به مدل مذکور اضافه می‌کند. گلچین و لشکری [15] پدیده تغییرات ویژگی‌های ارتجاعی مصالح دانه‌ای در اثر تغییرات کرنش خمیری را با وارد کردن یک مدل هیپرالاستیک در چهارچوب نظریه خمیری سطح مرزی حالت حدی بررسی کردند. شبیه‌سازی‌ها حاکی از رضایت‌بخش بودن نتایج به‌دست‌آمده بود. ایرجی و همکاران [16] یک اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی پدیده اثر سست‌شوندگی ماسه متراکم تحت بارگذاری متناوب را در چهارچوب نظریه خمیری تعمیم‌یافته ارائه کرده‌اند. گورانی و حمیدی [17] یک مدل خمیری تعمیم‌یافته اصلاح‌شده را برای پیش‌بینی رفتار مصالح دانه‌ای حاوی مخلوط ماسه و شن ارائه کرده‌اند. آنها برای این منظور خط حالت بحرانی مدل مذکور را برای مصالح مخلوط شن و ماسه اصلاح کرده‌اند. روانبخش و حمیدی [18] با اصلاح خط حالت بحرانی برای ماسه سیمانته در نظریه خمیری تعمیم‌یافته چهارچوب جدیدی را برای پیش‌بینی رفتار این نوع ماسه ارائه کردند. نجمه و لطیفی [19] یک روش تحلیلی برای روانگرایی ماسه سست و بر مبنای مفهوم و تعریف پایه‌ای روانگرایی ارائه داده‌اند. آنها برای این منظور از مدل رفتاری دافالیاس-منزاری (Dafalias-Manzari) استفاده کرده و نسبت تنش در لحظه شروع روانگرایی را به‌صورت تابعی از پارامترهای مدل ارائه داده‌اند.

ماسه‌های سست و متراکم، طی بارگذاری دینامیکی رفتارهای متفاوتی را در بارگذاری مجدد بروز می‌دهند. در طول بارگذاری مجدد بر روی ماسه سست، سختی ماسه سست افزایش پیدا می‌کند. این پدیده در مدل رفتاری PZ لحاظ شده‌است؛ با این حال در ماسه متراکم به‌علت دانسیته نسبی بالا در طی بارگذاری مجدد، کاهش سختی و رفتار اتساعی مشاهده می‌شود؛ که مدل PZ قادر به شبیه‌سازی چنین رفتاری نیست و یک اصلاح مؤثر در این خصوص ضروری به‌نظر می‌رسد. از سوی دیگر در

حالت بحرانی در فضای $p - q$ ، $\eta = q/p$ نسبت تنش می‌شود: و α پارامتر ثابت مدل هستند. M_g با زاویه اصطکاک داخلی در حالت بحرانی ϕ_c و زاویه لود (Lode)، θ ، روابط زیر را دارد:

$$M_g = \frac{6 \sin \phi_c}{3 - \sin \phi_c \sin 3\theta} \quad (6)$$

$$\sin 3\theta = \frac{3\sqrt{3} J_3}{2 \sqrt{J_2^3}} \quad (7)$$

که در آن J_2 و J_3 به ترتیب نامتغیرهای دوم و سوم تنش می‌باشند.

بردار گرادیان سطح تسلیم بردار جهت بارگذاری یعنی n و بردار گرادیان سطح پتانسیل خمیری بردار جهت جریان خمیری یعنی n_g است. قانون جریان خمیری (Flow rule)، غیروابسته است، به طوری که دو بردار گرادیان ذکر شده یکسان نیستند و به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$n = \left(\frac{\partial f}{\partial p}, \frac{\partial f}{\partial q}, \frac{\partial f}{\partial \theta} \right)^T$$

$$= (df, 1, -qM_f \cos 3\theta / 2)^T \quad (8)$$

$$n_g = \left(\frac{\partial g}{\partial p}, \frac{\partial g}{\partial q}, \frac{\partial g}{\partial \theta} \right)^T$$

$$= (dg, 1, -qM_g \cos 3\theta / 2)^T \quad (9)$$

f و g به ترتیب سطوح تسلیم و پتانسیل خمیری مدل هستند. M_f ثابت مدل است که در اندازه سطح تسلیم تأثیرگذار است و $d_f = (1 + \alpha)(M_f - \eta)$ ضریب خمیری در شرایط بارگذاری اولیه به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_L = H_0 p H_f \{H_v + H_s\} \quad (10)$$

H_0 ضریب خمیری اولیه و H_v ، H_f و H_s ضرایب خمیری هستند که به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 \quad (11)$$

$$d\sigma = D^{ep} : d\varepsilon \quad (1)$$

که در آن $d\sigma$ و D^{ep} به ترتیب نرخ تانسور تنش و تانسور سختی الاستوپلاستیک هستند. عملگر « $:$ » بیانگر ضرب عددی دو تانسور است. تانسور سختی الاستوپلاستیک در نظریه خمیری تعمیم یافته به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D^{ep} = D^e - \frac{D^e : n_{gL/U} : n^T : D^e}{H_{L/U} + n^T : D^e : n_{gL/U}} \quad (2)$$

که در آن D^e ، n ، $n_{gL/U}$ و $H_{L/U}$ به ترتیب تانسور سختی الاستیک، بردار جهت بارگذاری و باربرداری، بردار جهت جریان خمیری تحت شرایط بارگذاری یا باربرداری و ضریب پلاستیک بارگذاری یا باربرداری می‌باشند. هم‌چنین اندیس‌های L و U به ترتیب حالت بارگذاری و باربرداری را نشان می‌دهند.

رفتار الاستیک از قانون هوک (Hoek) پیروی می‌کند. ضریب برشی ارتجاعی توسط رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$G = G_0 \left(\frac{p}{p_a} \right) \quad (3)$$

در رابطه بالا p تنش مؤثر میانگین G_0 ، p_a فشار اتمسفر، I_1 اولین نامتغیر تنش و $(p = \frac{I_1}{3})$ مدول برشی پایه می‌باشند. هم‌چنین مقدار p_a ، $101/325 \text{ kPa}$ لحاظ می‌شود. مدول حجمی ارتجاعی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$K = K_0 \left(\frac{p}{p_a} \right) \quad (4)$$

که در آن K_0 مدول حجمی پایه است. براساس رابطه پیشنهادی نووا و وود [20]، پاستور و همکاران رابطه زیر را برای اتساع خاک پیشنهاد نمودند که در مدل PZ به کار برده شده است:

$$d_g = \frac{\varepsilon_v^p}{\varepsilon_s^p} = (1 + \alpha)(M_g - \eta) \quad (5)$$

که در آن ε_v^p و ε_s^p به ترتیب نرخ کرنش حجمی خمیری و نرخ کرنش انحرافی خمیری، M_g شیب خط

که در آن:

$$\eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) M_f \quad (12)$$

$$H_v = 1 - \frac{\eta}{M_g} \quad (13)$$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (14)$$

η_f پارامتر نسبت تنش است. β_0 و β_1 پارامترهای ثابت مدل هستند. همچنین ξ کرنش انحرافی پلاستیک تجمعی است: $\xi = \int |\dot{\epsilon}_s^p|$. ξ نرخ کرنش انحرافی خمیری است.

ضریب خمیری برای بارگذاری مجدد به صورت زیر تعریف می شود:

$$H_L = H_0 p H_f (H_v + H_s) H_{DM} \quad (15)$$

در رابطه بالا ضریب H_{DM} به منظور در نظر گرفتن تاریخچه تنش می باشد و به صورت زیر تعریف می شود:

$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{max}}{\zeta}\right)^{\gamma} \quad (16)$$

$$\zeta = p \cdot \left(1 - \frac{\alpha \eta}{1 + \alpha M_f}\right)^{-1/\alpha} \quad (17)$$

در رابطه بالا ζ تنش بسیج شده (Mobilized stress) در هر لحظه بارگذاری است. همچنین γ پارامتر ثابت مدل رفتاری می باشد. ضریب خمیری مدل در باربرداری به صورت زیر تعریف شده است:

$$H_U = H_{U0} \left(\frac{M_g}{\eta_U}\right)^{\gamma_U} \quad \text{for } \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| > 1$$

$$H_U = H_{U0} \quad \text{for } \left|\frac{M_g}{\eta_U}\right| \leq 1 \quad (18)$$

در این رابطه، H_{U0} ضریب خمیری باربرداری اولیه می باشد. η_U نیز نسبت تنش در نقطه ای است که از آنجا باربرداری شروع می شود. γ_U یک پارامتر ثابت مدل است. اندیس U حالت باربرداری را نشان می دهد. بردار n_g در هنگام باربرداری به صورت زیر تعریف شده است:

$$n_{gu} = (n_{gu}^p, n_{gu}^q, n_{gu}^\theta) = (-|n_{gL}^p|, n_{gL}^q, n_{gL}^\theta)$$

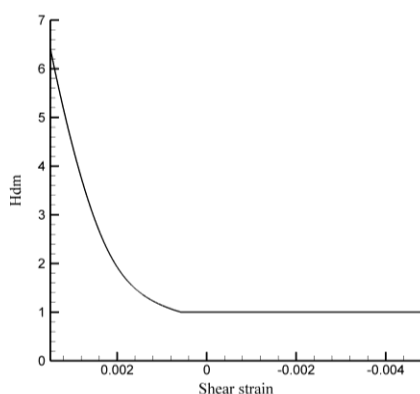
(۱۹)

بردار n در بارگذاری و باربرداری یکسان است؛ بنابراین داریم:

$$n_u = (n_{uL}^p, n_{uL}^q, n_{uL}^\theta) = (n_{gL}^p, n_{gL}^q, n_{gL}^\theta) \quad (20)$$

تعیین پارامترهای مدل PZ

در مدل رفتاری PZ، G_0 از شیب اولیه نمودار تنش-کرنش به دست می آید. K_0 از آزمایش فشاری همگن (Isotropic compression test) یا با برازش دادن شیب-های اولیه نمودار $\epsilon_1 - p$ یا $\epsilon_v - p$ در آزمایش و شبیه سازی حاصل می شود. M_g شیب نمودار $q - p'$ در حالت بحرانی است. برای تعیین مقدار اولیه برای M_f معمولاً از فرمول تقریبی $M_f/M_g = D_f$ استفاده می شود. این نسبت برای ماسه متراکم حدود ۰/۹ الی ۱/۱ و برای ماسه سست حدود ۰/۳ الی ۰/۶ است. مقدار تقریبی M_f از ضرب این نسبت در مقدار M_g به دست می آید. مقدار دقیق آن نیز از کالیبره کردن آن با نتایج آزمایشگاهی تعیین می شود. مقدار α از شیب نمودار اتساع $(\frac{\epsilon_v^p}{\epsilon_s^p})$ - نسبت تنش (η) به دست می آید (رابطه ۵). با این حال این پارامتر در بیشتر شبیه سازی ها ۰/۴۵ فرض می شود. H_0 در آزمایش سه-محوری یا کرنش مسطح از شیب اولیه نمودارهای تنش برشی-کرنش محوری یا شیب اولیه نمودار کرنش حجمی-کرنش محوری در آزمایش های زهکشی شده یا شیب اولیه مسیر تنش $q - p'$ در آزمایش های زهکشی-نشده به دست می آید. β_0 و β_1 از نمودارهای تنش برشی-کرنش محوری آزمایش به دست می آید. مقادیر β_0 و β_1 با استفاده از روش سعی و خطا و طوری انتخاب می شوند تا نمودار شبیه سازی شده بیشترین تطابق را با نمودار آزمایش داشته باشد. مقادیر اولیه توصیه شده برای این پارامترها به ترتیب ۴/۲ و ۰/۲ است. بازه توصیه شده برای این پارامترها به ترتیب برابر با ۱/۵ الی ۵/۰ و ۰/۱ الی ۰/۲ هستند.



شکل ۱ تغییرات H_{DM} در برابر کرنش برشی در مرحله بارگذاری مجدد یک آزمایش سه‌محوری متناوب (پرادهان و همکاران [21]) بر روی ماسه متراکم در مدل PZ و در حالت کششی (extension)

خاک‌های ماسه‌ای سست یا نسبتاً سست در بارگذاری‌های مجدد در طول بارگذاری متناوب، رفتاری سخت‌شونده دارند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که نحوه تعریف پارامتر H_{DM} در مدل PZ مناسب خاک‌های دانه‌ای سست است. در ماسه‌های متراکم، همان‌گونه که نتایج آزمایش‌های پرادهان و همکاران [21] و ماسودا و همکاران [22] نشان می‌دهند، نمونه در بارگذاری مجدد کاهش سختی دارد، شیب منحنی بارگذاری آن کمتر است و تراکم نمونه‌ها کمتر می‌شود. بنابراین پارامتر H_{DM} در مدل PZ قادر به شبیه‌سازی چنین رفتاری نخواهد بود.

برای شبیه‌سازی نرم‌شوندگی ماسه متراکم لازم است تا ضریب H_{DM} مقداری بین صفر و یک داشته باشد. هم‌چنین مقدار γ باید منفی باشد. بنابراین در رابطه (۱۶) بایستی یک عبارت در γ ضرب شود تا علامت آن منفی شود. این عبارت بایستی طوری تعریف شود که قادر به تشخیص حالت متراکم یا سست خاک دانه‌ای باشد. در تعریف جدید به جای γ از γ' استفاده می‌کنیم. رابطه جدید زیر به‌عنوان جایگزین رابطه (۱۶) معرفی شده است:

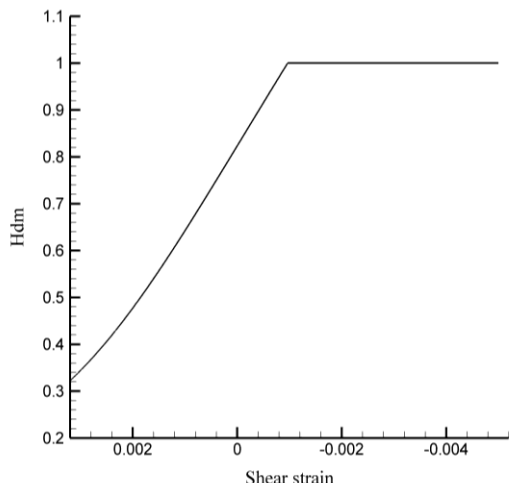
$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{max}}{\zeta} \right)^{\gamma' \left(0.5 - \frac{M_f}{M_g} \right)} \quad (21)$$

H_{U0} از شیب اولیه نمودار تنش برشی - کرنش محوری در اولین باربرداری به دست می‌آید. γ_U از کالیبره کردن با نرخ تغییر شیب نمودار تنش برشی - کرنش محوری در اولین باربرداری به دست می‌آید. γ از کالیبره کردن با شیب نمودار تنش برشی - کرنش محوری در اولین بارگذاری مجدد به دست می‌آید. واحد K_0 و G_0 برحسب کیلوپاسکال و بقیه پارامترها بدون بعد می‌باشند.

اصلاح پیشنهادی اول: اعمال اثر سست‌شوندگی

پارامتر H_{DM} در مدل PZ اثر تاریخچه تنش را در بارگذاری مجدد و در بارگذاری متناوب نشان می‌دهد (روابط ۱۶ و ۱۷). برای این‌که اثر سست‌شوندگی یا به عبارت دیگر کاهش سختی در بارگذاری مجدد ماسه متراکم لحاظ شود، مقدار H_{DM} بایستی در بازه $0.0 < H_{DM} \leq 1.0$ تغییر کند. لازمه این شرایط این است که مقدار γ در رابطه (۱۶) منفی باشد؛ درحالی‌که این مقدار در مدل PZ همواره مثبت است. در مدل PZ مقدار بیشینه کمیت ζ در پایان بارگذاری اولیه ذخیره می‌شود و برای محاسبه H_{DM} در بارگذاری مجدد استفاده می‌شود. مقدار H_{DM} در بارگذاری اولیه برابر یک است. در ابتدای بارگذاری همواره شرایط $\zeta < \zeta_{max}$ برقرار است، بنابراین مطابق رابطه (۱۶) مقدار H_{DM} از یک بیشتر می‌شود. با این حال زمانی که مقدار ζ در طول بارگذاری افزایش می‌یابد و از ζ_{max} نیز بیشتر می‌شود، مقدار H_{DM} از یک کمتر خواهد بود. شکل (۱) تغییرات مقدار H_{DM} در برابر کرنش برشی در اولین بارگذاری مجدد در یکی از آزمایش‌های سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده انجام شده توسط پرادهان و همکاران [21] بر روی ماسه متراکم و در حالت کشش (extension) را نشان می‌دهد.

را در برابر کرنش برشی در اولین بارگذاری مجدد در یکی از آزمایش‌های سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده انجام‌شده توسط پرادهان و همکاران [21] بر روی ماسه متراکم و در حالت کشش (extension) نشان می‌دهد.



شکل ۲ تغییرات H_{DM} اصلاح‌شده در برابر کرنش برشی در مرحله بارگذاری مجدد یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی (پرادهان و همکاران [21]) بر روی ماسه متراکم در مدل PZ و در حالت کشش (extension)

اعتبارسنجی اصلاح پیشنهادشده برای اعمال اثر

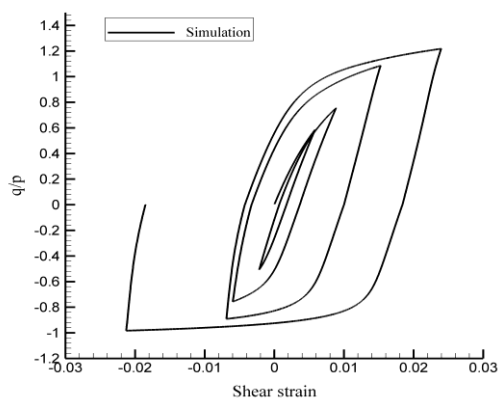
سست شونده

دو آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده توسط تاتسوکا و ایشیهارا [23] بر روی ماسه سست و توسط پرادهان و همکاران [21] بر روی ماسه متراکم و دو آزمایش کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده توسط ماسودا و همکاران [22] بر روی ماسه متراکم توسط مدل-های PZ و PZ اصلاح‌شده شبیه‌سازی شده‌اند. شبیه‌سازی ماسه سست توسط مدل‌های PZ و PZ اصلاح‌شده نتایج یکسانی را می‌دهند. با این حال، مدل PZ اصلاح‌شده نتایج بسیار بهتری را برای ماسه متراکم نسبت به مدل PZ ارائه می‌دهد.

عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ حالت سست یا متراکم خاک دانه‌ای را تشخیص می‌دهد. بازه معمول برای دانسیته نسبی خاک‌های دانه‌ای بین ۰/۳ تا ۰/۷ است. بنابراین مقدار ۰/۵ به عنوان دانسیته نسبی متوسط در نظر گرفته می‌شود. مقدار $\frac{M_f}{M_g}$ نیز تقریباً مساوی با دانسیته نسبی خاک (D_r) در نظر گرفته می‌شود. مطابق رابطه (۲۱) هنگامی که نوع خاک ماسه متراکم است، عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ منفی می‌شود. با توجه به این که مقدار γ' مثبت است، بنابراین مقدار H_{DM} کوچک‌تر از یک خواهد بود. با ضرب مقدار H_{DM} در H_L ، ضریب خمیری در بارگذاری مجدد کاهش خواهد یافت. هنگامی که نوع خاک ماسه سست است، عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ مثبت و بنابراین مقدار H_{DM} برابر یا بزرگ‌تر از یک خواهد شد که نتیجه آن بزرگ‌تر بودن سختی ماسه سست در بارگذاری مجدد خواهد شد. مقادیر پارامترها را می‌توان طوری کالیبره کرد که مقدار عبارت $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})\gamma'$ در مدل PZ اصلاح‌شده با پارامتر γ در مدل PZ در ماسه سست یکسان شود. بنابراین اصلاح معرفی‌شده تنها در خصوص پیش‌بینی رفتار دینامیکی ماسه متراکم کارساز است.

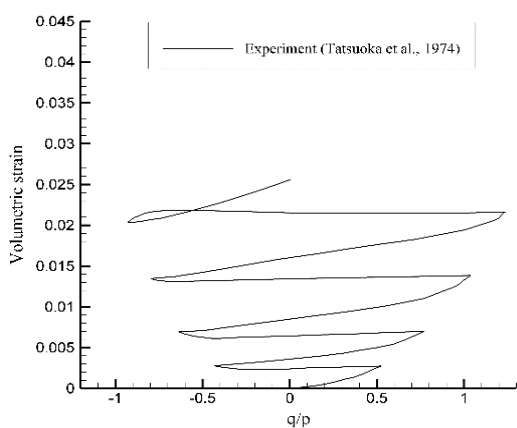
خاطر نشان می‌شود که در صورت تخصیص مقدار ۰/۵ برای $\frac{M_f}{M_g}$ در رابطه $(0.5 - \frac{M_f}{M_g})$ ، مقدار این عبارت صفر می‌شود، در نتیجه H_{DM} در رابطه (۲۱) برابر با یک خواهد شد. به عبارت دیگر نمونه تراکم متوسطی خواهد داشت و اثر این رابطه بر تغییرات سختی نمونه در بارگذاری‌های مجدد از بین خواهد رفت.

در مدل PZ اصلاح‌شده در ابتدای بارگذاری مجدد ماسه متراکم، مقدار تنش بسیج‌شده (ζ) کوچک‌تر از مقدار بیشینه آن است. بنابراین مقدار H_{DM} عددی بین صفر و یک خواهد بود. زمانی که مقدار تنش بسیج‌شده به مقدار بیشینه قبلی می‌رسد و از آن مقدار نیز تجاوز می‌کند، H_{DM} نیز بیشتر می‌شود و به مقدار بیشینه‌اش، یعنی یک می‌رسد. شکل (۲) تغییرات مقدار H_{DM} اصلاح‌شده

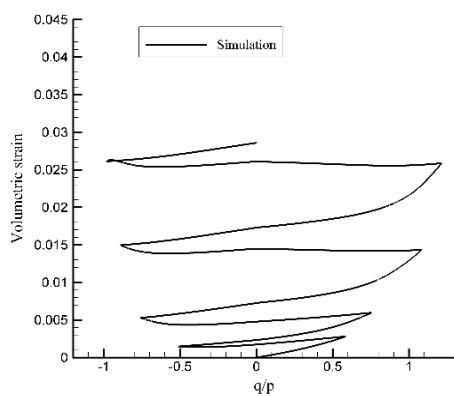


(ب)

شکل ۳ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده دینامیکی ماسه سست، نمودار نسبت تنش - کرنش برشی (الف) آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] (ب) شبیه‌سازی با مدل PZ و اصلاح‌شده (هر دو یکسان می‌باشند)



(الف)



(ب)

شکل ۴ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با نتایج آزمایش سه‌محوری زهکشی‌شده دینامیکی ماسه سست، نمودار نسبت تنش - کرنش حجمی (الف) آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] (ب) شبیه‌سازی با مدل PZ

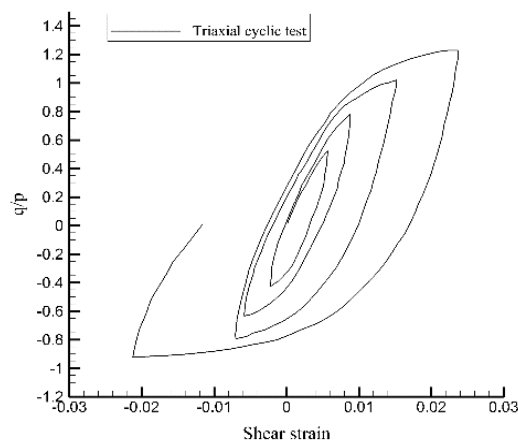
ماسه سست

شبیه‌سازی آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا

تاتسوکا و ایشیهارا [23] یک سری آزمایش سه-محوری دینامیکی بر روی ماسه فوجی ریور (Fuji river) با دانسیته‌های نسبی مختلف انجام داده‌اند. تخلخل این نوع ماسه در بازه ۰/۵۳ تا ۱/۰۸ متغیر بوده‌است. نمونه‌ها اشباع‌شده بوده و ارتفاع آنها ۱۰ cm و قطر آنها ۵ cm بوده‌است.

آزمایش دینامیکی بر روی نمونه نسبتاً سست ماسه با تخلخل اولیه ۰/۷۴ و تنش جانبی ۲۰۰ kPa انجام شده‌است. تنش‌ها و کرنش‌ها بدین شرح تعریف شده‌اند: σ'_a تنش محوری مؤثر، σ'_r تنش شعاعی مؤثر، $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ (تنش انحرافی، $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ ، تنش میانگین، ϵ_a کرنش محوری، ϵ_r کرنش شعاعی، و $\gamma = \epsilon_a - \epsilon_r$ کرنش برشی).

شکل‌های (۳-الف) و (۴-الف) به ترتیب نمودار نسبت تنش - کرنش برشی و نسبت تنش - کرنش حجمی را در آزمایش نشان می‌دهند و شکل‌های (۳-ب) و (۴-ب) شبیه‌سازی آنها را بدون اعمال اصلاح مدل نشان می‌دهند. بررسی نمودارها مشخص می‌کند که مدل PZ رفتار دینامیکی ماسه را به خوبی پیش‌بینی کرده‌است. همان‌گونه که در شکل (۳-ب) مشاهده می‌شود، شیب‌های بارگذاری، باربرداری و بارگذاری مجدد در شبیه‌سازی تطابق خوبی با شیب‌های متناظر در آزمایش دارند.



(الف)

نمونه‌ها در ابتدای آزمایش‌ها تنها در یک امتداد تحکیم شده‌اند. ماسه تویورا متشکل از دانه‌های تیز گوشه تا نسبتاً تیز گوشه کوارتز (۹۰٪) و دانه‌های سیلیسی (۱۰٪) است. پارامترهای فیزیکی این ماسه به شرح زیر است:

$$G_s = 2.64, D_{50} = 0.16\text{mm}, U_c = 1.46,$$

$$e_{\max} = 0.977, e_{\min} = 0.605$$

تنش همه‌جانبه (p) ثابت در آزمایش‌های سه-محوری انجام شده ۹۸/۱ kPa می‌باشد. تنش‌ها و کرنش‌ها بدین شرح تعریف شده‌اند: σ'_a تنش محوری مؤثر، σ'_r تنش جانبی مؤثر، $q (= \sigma'_a - \sigma'_r)$ تنش انحرافی، $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ تنش میانگین مؤثر، ϵ_a کرنش محوری، ϵ_r کرنش جانبی، و $\gamma (= \epsilon_a - \epsilon_r)$ کرنش برشی می‌باشد. در آزمایش انتخاب شده برای مطالعه حاضر (نمونه شماره CYCD09، پرادهان و همکاران [21]) تخلخل ماسه در تنش همه‌جانبه 0.3 kg/cm^2 برابر $e = 0.653$ است که حاکی از تراکم بالای ماسه می‌باشد. پارامترهای این ماسه برای مدل PZ و PZ اصلاح شده، در جدول (۲) معرفی شده‌اند، که از کالیبراسیون با نتایج آزمایش پرادهان و همکاران [21] به دست آمده‌اند.

جدول ۲ پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح شده در آزمایش سه-محوری دینامیکی (پرادهان و همکاران [21]) برای ماسه تویورا

مقدار	پارامتر مدل
$8/5 \times 10^4$	مدول حجمی پایه K_0 (kPa)
$2/5 \times 10^4$	مدول برشی پایه G_0 (kPa)
۰/۶۸	پارامتر ثابت مدل M_f
۱/۲۵	شیب خط حالت بحرانی M_g
$3/0 \times 10^4$	ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0
$0/5 \times 10^4$	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}
۱/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a
۳۰/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) $\gamma^{b,c}$
۱۵/۰	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U
۷/۰	پارامتر ثابت مدل β_0
۰/۱۵	پارامتر ثابت مدل β_1

^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح شده

ماسه شبیه‌سازی شده نسبتاً سست است. مقدار M_f/M_g برابر با ۰/۴۳ می‌باشد که از دیدگاه اصلاح معرفی شده حاکی از یک نمونه نسبتاً سست است. مقدار H_{DM} یعنی γ در مدل PZ (به طوری که نمودار پیش-بینی، بهترین مطابقت را با آزمایش داشته باشد) برابر با یک است. این توان در مدل اصلاح شده برابر با $\gamma' (0.5 - \frac{M_f}{M_g}) = 0.07\gamma'$ می‌شود. با فرض مقدار ۱۴ برای γ' داریم: $\gamma' (0.5 - \frac{M_f}{M_g}) = 1.0$. در این حالت سیکل بارگذاری مجدد بهترین مطابقت را با آزمایش خواهد داشت. بنابراین اصلاح ارائه شده برای نمونه‌های با مقدار M_f/M_g کوچک‌تر از ۰/۵ یا برای ماسه‌های سست کاربردی نخواهد داشت. پارامترهای مدل PZ برای ماسه فوجی ریور (Fuji river) در جدول (۱) آمده‌است که از کالیبراسیون با نتایج آزمایش تاتسوکا و ایشیهارا [23] به دست آمده‌است.

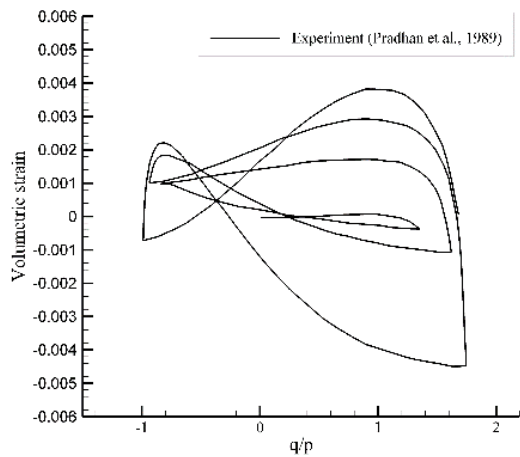
جدول ۱ پارامترهای مدل PZ و در آزمایش سه‌محوری دینامیکی (تاتسوکا و ایشیهارا [23]) برای ماسه فوجی ریور (Fuji river)

مقدار	پارامتر مدل
2×10^4	مدول حجمی پایه K_0 (kPa)
$0/8 \times 10^4$	مدول برشی پایه G_0 (kPa)
۰/۶	پارامتر ثابت مدل M_f
۱/۴	شیب خط حالت بحرانی M_g
$0/8 \times 10^4$	ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0
$0/2 \times 10^4$	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}
۱/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ'
۱۰/۰	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U
۵/۰	پارامتر ثابت مدل β_0
۰/۲	پارامتر ثابت مدل β_1

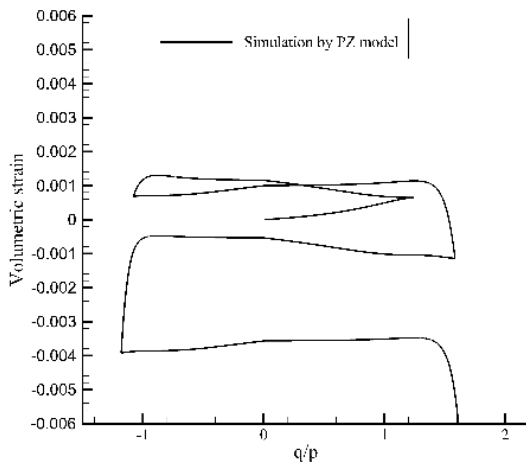
ماسه متراکم

شبیه‌سازی آزمایش پرادهان و همکاران

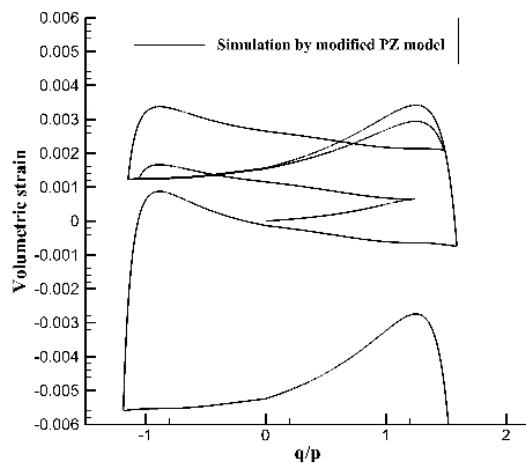
پرادهان و همکاران [21] یک سری آزمایش‌های سه-محوری دینامیکی را روی نمونه‌های ماسه اشباع تویورا (Toyoura) تحت شرایط زهکشی شده انجام داده‌اند.



(الف)



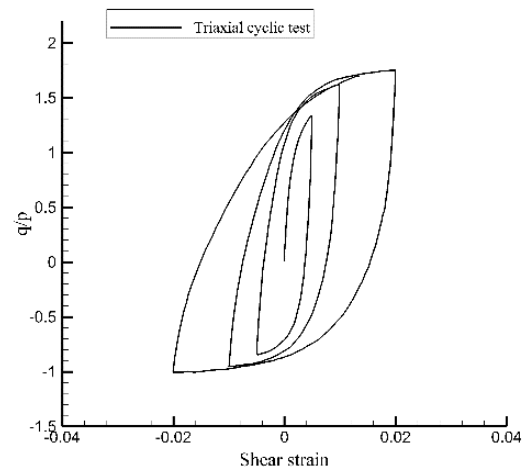
(ب)



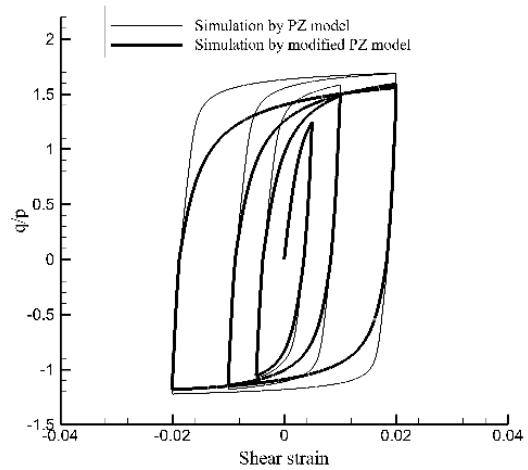
(ج)

شکل ۶ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با مدل PZ، اصلاح شده و نتایج آزمایشگاهی برای ماسه متراکم، (الف) نسبت تنش- کرنش حجمی، آزمایش پرادهان و همکاران [21] (ب) نسبت تنش- کرنش حجمی، شبیه‌سازی

شکل‌های (۵) و (۶) آزمایش دینامیکی ماسه متراکم توپورا و شبیه‌سازی آن را نشان می‌دهند. مقدار M_f/M_g بیشتر از ۰/۵ یعنی ۰/۵۴ می‌باشد که نشان‌دهنده متراکم بودن ماسه است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با اصلاح انجام‌شده، نمودار شبیه‌سازی در شکل‌های (۵) و (۶) به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۵ مقایسه نتایج شبیه‌سازی با مدل PZ، اصلاح شده و نتایج آزمایشگاهی برای ماسه متراکم، (الف) نسبت تنش- کرنش برشی، آزمایش پرادهان و همکاران [21] (ب) نسبت تنش- کرنش برشی، شبیه‌سازی

شبیه‌سازی آزمایش‌های ماسودا و همکاران

ماسودا و همکاران [22] رفتار تناوبی ماسه تویورا را در حالت متراکم در دستگاه آزمایش کرنش مسطح مورد آزمایش قرار داده‌اند. پارامترهای فیزیکی این ماسه به شرح زیر است:

$$G_s = 2.64, D_{50} = 0.162 \text{ mm}, U_c = 1.46$$

$$e_{\max} = 0.973, e_{\min} = 0.612$$

آنها تعدادی آزمایش دینامیکی با مقدار فشار جانبی ثابت σ_h انجام داده‌اند. تعدادی از نمونه‌ها در ابتدای آزمایش به صورت همگن و تحت شرایط $\sigma_h = \sigma_v = 78.5 \text{ kPa}$ و تعدادی دیگر به صورت غیرهمگن و تحت شرایط $\sigma_h = 78.5 \text{ kPa}$ و $\sigma_v = 29.5 \text{ kPa}$ تحکیم یافته‌اند. تنش عمودی وارد بر نمونه است. تخلخل اولیه نمونه تحکیم یافته به صورت همگن $e_0 = 0.654$ و تخلخل اولیه نمونه تحکیم یافته به صورت غیرهمگن $e_0 = 0.659$ می‌باشد. ارتفاع نمونه‌ها 20 cm ، طول آنها 16 cm و عرض آنها (در امتداد σ_h) 8 cm است. نتایج

آزمایش‌ها برحسب زاویه اصطکاک داخلی بسیج شده $\sin \phi_{\text{mob}} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\sigma_v + \sigma_h}$ و کرنش برشی $\varepsilon_v - \varepsilon_h$ ارائه شده‌اند.

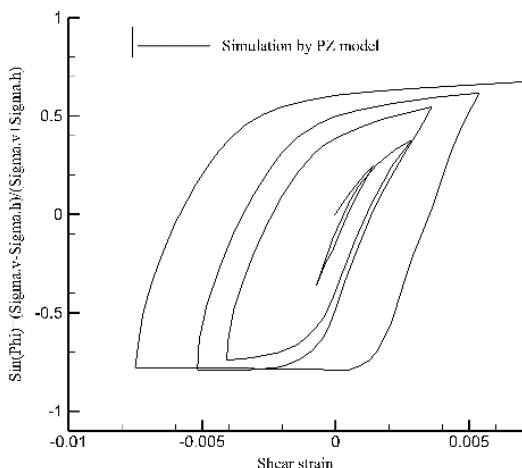
در تحقیق حاضر، آزمایش‌های شماره 5-6 case و 2-5 case انتخاب شده و شبیه‌سازی شده‌اند. در طول مدت بارگذاری تنش جانبی ثابت $78/5 \text{ kPa}$ برای حالت تحکیم یافته همگن (case 5-6) و تنش جانبی ثابت $29/5 \text{ kPa}$ برای حالت تحکیم یافته غیرهمگن (case 2-5) بر مرزهای جانبی مدل اعمال شده است. جدول (۳) پارامترهای مدل PZ و اصلاح شده را برای ماسه تویورا در آزمایش کرنش مسطح نشان می‌دهد.

پارامترهای مدل PZ اصلاح شده همانند پارامترهای مدل PZ در جدول (۳) است. تنها پارامتر γ' به جای γ استفاده خواهد شد. شکل‌های (۷) تا (۱۰) نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های case 5-6 و case 2-5، به همراه نتایج پیش‌بینی مدل PZ و مدل اصلاح شده را نشان می‌دهند.

جدول ۳ پارامترهای مدل PZ و اصلاح شده در آزمایش کرنش مسطح دینامیکی برای ماسه تویورا

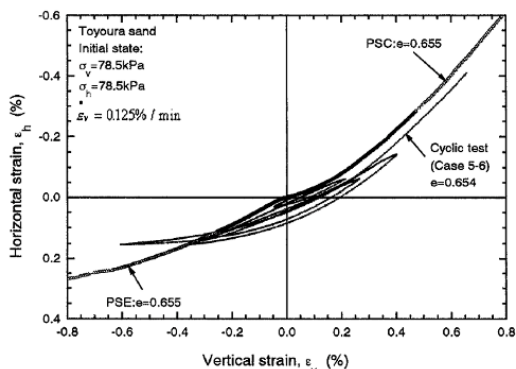
پارامتر مدل	مقدار (Case 5-6)	مقدار (Case 2-5)
مدول حجمی پایه (kPa) K_0	$4/0 \times 10^4$	$4/2 \times 10^4$
مدول برشی پایه (kPa) G_0	$3/0 \times 10^4$	$4/3 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل M_f	۰/۹	۰/۹۵
شیب خط حالت بحرانی M_g	۱/۲	۱/۱
ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0	$0/4 \times 10^4$	$0/15 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}	$1/0 \times 10^4$	$1/0 \times 10^4$
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a	۱/۰	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^b	۲/۰	۱/۰
پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U	۱/۰	۱۵/۰
پارامتر ثابت مدل β_0	۴/۰	۱۰/۰
پارامتر ثابت مدل β_1	۰/۱	۰/۱

^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح شده

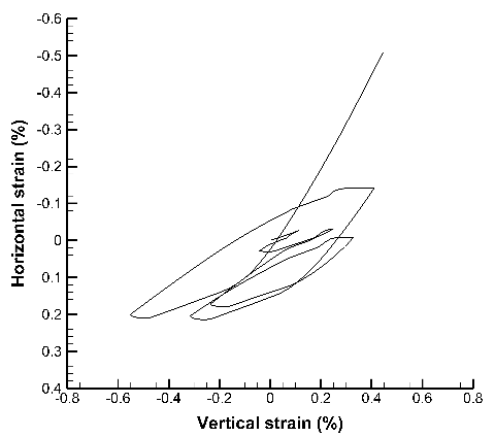


(ج)

شکل ۷ مقایسه نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی شده ماسه متراکم با نتایج مدل PZ و مدل اصلاح شده، case 5-6، تنش بسیج شده- کرنش برشی، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه‌سازی با مدل PZ اصلاح شده و ج) شبیه‌سازی با مدل PZ

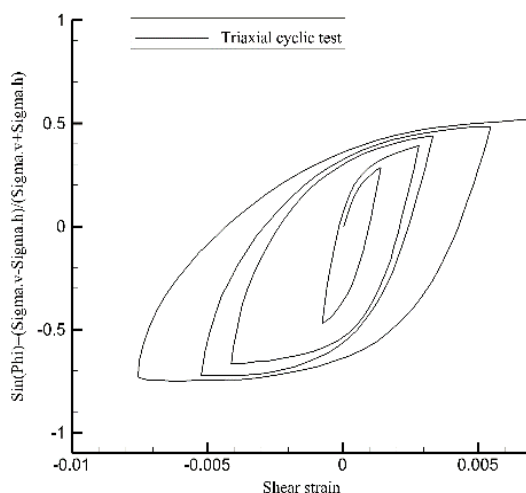


(الف)

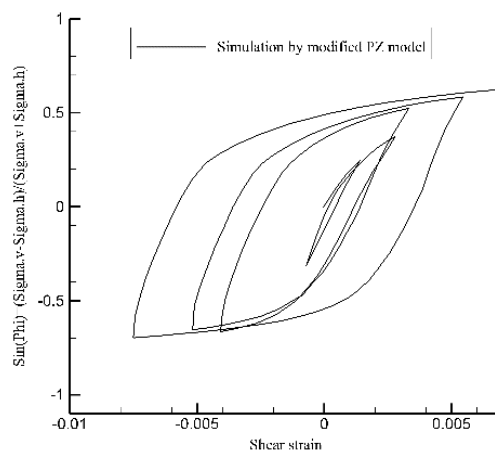


(ب)

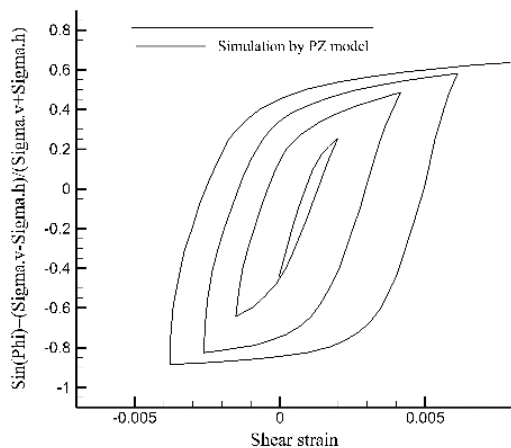
شکل‌های (۷-الف) و (۹-الف) نشان می‌دهند که در طول آزمایش دینامیکی سختی نمونه به تدریج کاهش می‌یابد. پیش‌بینی مدل‌های آزمایش توسط مدل PZ اصلاح شده نیز نشان‌دهنده کاهش سختی در سیکل‌های بارگذاری مجدد است، درحالی‌که این کاهش سختی در نتایج مدل PZ قابل مشاهده نیست. شکل‌های (۸) و (۱۰) نمودارهای کرنش جانبی-کرنش قائم را در آزمایش‌ها و مدل‌های PZ و PZ اصلاح شده نشان می‌دهند. نتایج حاکی از بهبود نتایج در اثر اصلاح اعمال شده هستند.



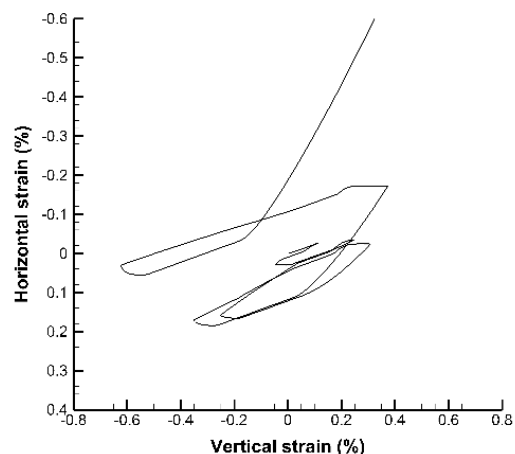
(الف)



(ب)



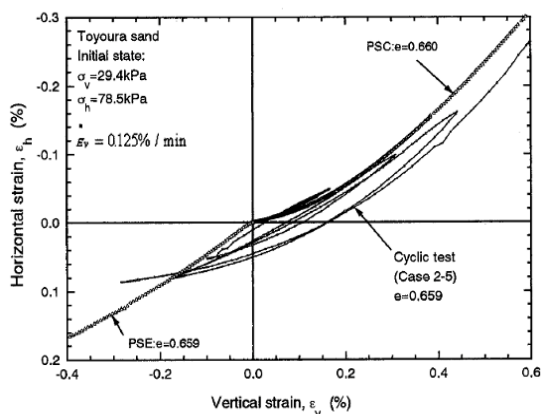
(ج)



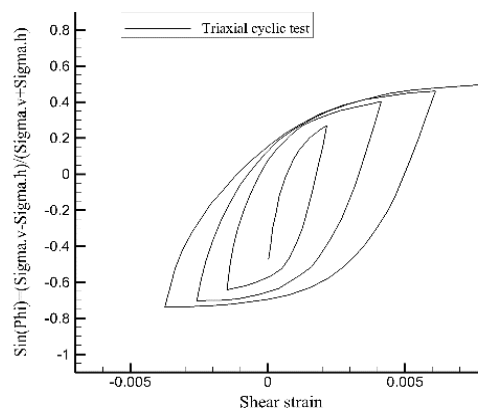
(ج)

شکل ۹ مقایسه نتایج آزمایشگاهی سه محوری دینامیکی ماسه متراکم با مدل PZ و مدل اصلاح شده در شرایط زهکشی شده، case 2-5، الف) آزمایش سه محوری دینامیکی ماسودا و همکاران [22]، ب) مدل اصلاح شده و ج) مدل PZ

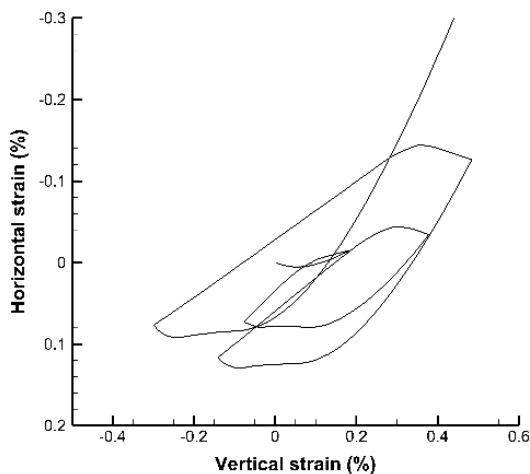
شکل ۸ مقایسه نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی شده ماسه متراکم با نتایج مدل PZ و مدل اصلاح شده، case 5-6، کرنش جانبی - کرنش قائم، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه سازی با مدل اصلاح شده و ج) شبیه سازی با مدل PZ



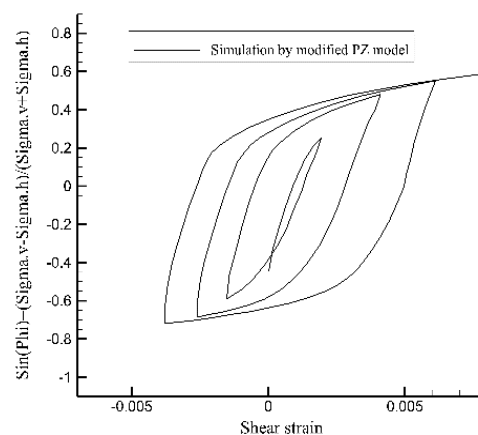
(الف)



(الف)



(ب)



(ب)

در رابطه بالا β_2 و β_3 پارامترهای جدید مدل رفتاری هستند. ضریب خمیری بارگذاری مجدد و باربرداری در مدل رفتاری PZ به صورت زیر بازتعریف می‌شوند:

$$H_L = H_r H_{0p} H_f \{H_v + H_s\} H_{DM} \quad (23)$$

و

$$H_U = H_r H_{U0} \left(\frac{M_g}{\eta_u}\right)^{Y_U} \text{ for } \left|\frac{M_g}{\eta_u}\right| > 1 \quad (24)$$

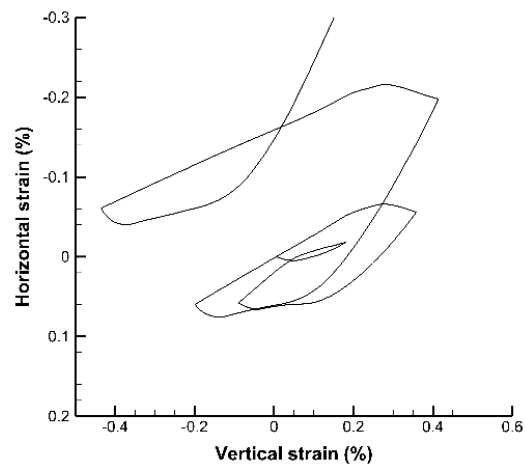
$$H_U = H_r H_{U0} \text{ for } \left|\frac{M_g}{\eta_u}\right| \leq 1 \quad (25)$$

در سیکل‌های اولیه بارگذاری و تغییرات محدود تنش، مقدار کرنش خمیری انحرافی تجمعی بسیار پایین است، بنابراین H_r و در نتیجه مقادیر H_L و H_U بالا خواهد بود و تغییرشکل‌های برگشت‌ناپذیر نیز کوچک خواهند بود. با ادامه سیکل‌های بارگذاری، مقدار ξ افزایش و در نتیجه مقدار H_r کاهش پیدا می‌کند و نزدیک عدد یک می‌شود؛ بنابراین اثر پارامتر H_r بر ضرایب خمیری بارگذاری و باربرداری کم می‌شود و در نهایت بسیار ناچیز می‌شود. پارامترهای β_2 و β_3 طوری انتخاب می‌شوند که شیب نمودار تنش-کرنش در بارگذاری‌های بعدی بیشترین تطابق را با آزمایش داشته باشد و هم‌چنین تعداد سیکل‌های بارگذاری لازم در شبیه‌سازی و آزمایش برای تولید یک مقدار مشخص کرنش خمیری یکسان باشد.

اعتبارسنجی اصلاح پیشنهاد شده برای پدیده رچتینگ
از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی [25] و یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی [26] برای صحت‌سنجی اصلاح پیشنهادی استفاده شده است. در ادامه، آزمایش‌ها توسط هر دو مدل رفتاری PZ و اصلاح‌شده شبیه‌سازی شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده‌اند.

شبیه‌سازی آزمایش کریمی و همکاران

در این بخش از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی که توسط کریمی و همکاران [25] بر روی ماسه متراکم



(ج)

شکل ۱۰ مقایسه نتایج آزمایشگاهی کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده ماسه متراکم با نتایج مدل PZ و مدل اصلاح‌شده، case 2-5، کرنش جانبی-کرنش قائم، الف) آزمایش ماسودا و همکاران [22]، ب) شبیه‌سازی با مدل PZ اصلاح‌شده و ج) شبیه‌سازی با مدل PZ

اصلاح پیشنهادی دوم: اصلاح اثر رچتینگ

رچتینگ به حالتی گفته می‌شود که در آن، نمونه تحت بارگذاری متناوب کرنش‌های خمیری پیش‌رونده ایجاد شود [24]. در مراحل اولیه وقوع زلزله معمولاً شتاب ناشی از زلزله پایین است و در نتیجه دامنه کرنش در سازه‌های ژئوتکنیکی نیز پایین می‌باشد. مدل PZ در این شرایط مقادیر کرنش خمیری تجمعی بالایی را نشان می‌دهد، به طوری که منجر به بروز تغییرشکل‌های قابل‌توجه خواهد شد. تغییرشکل پیش‌بینی شده در این شرایط بیشتر از تغییرشکل واقعی است. شبیه‌سازی آزمایش‌های دینامیکی المانی بر روی خاک‌های دانه‌ای توسط مدل PZ این موضوع را نشان می‌دهد.

پارامتر H_r برای اعمال اصلاح اثر پدیده رچتینگ در مدل PZ معرفی می‌شود. این پارامتر به پارامترهای H_L و H_U به ترتیب در مرحله بارگذاری مجدد و باربرداری ضرب می‌شود. مقدار H_r طوری تعریف می‌شود که تابع کرنش انحرافی خمیری تجمعی $(\xi = \int |d\epsilon_s^p|)$ باشد:

$$H_r = \beta_2 \exp(-\beta_3 \xi) + 1.0 \quad (22)$$

بارگذاری و باربرداری منجر به کرنش ۲/۶٪ می شود که به نتایج آزمایش نزدیک تر است.

جدول ۴ پارامترهای مدل PZ و اصلاح شده برای ماسه متراکم تویورا در شبیه سازی آزمایش کرنش مسطح دینامیکی

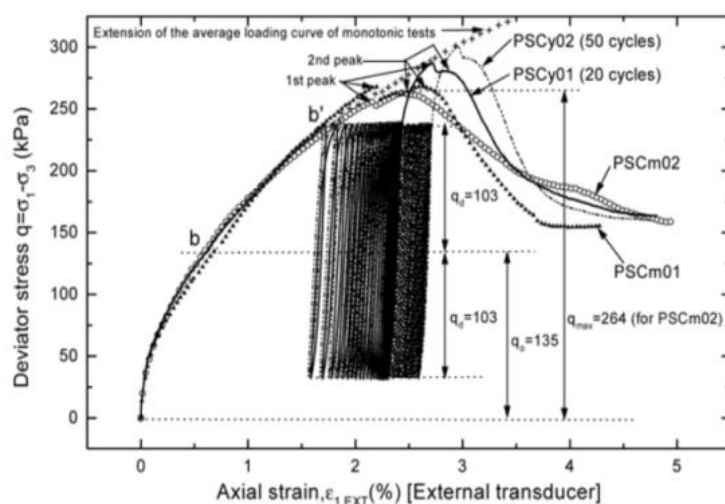
مقدار	پارامتر مدل
$1/0 \times 10^5$	مدول حجمی پایه K_0 (kPa)
$4/0 \times 10^4$	مدول برشی پایه G_0 (kPa)
۰/۶۹	پارامتر ثابت مدل M_f
۰/۸۲	شیب خط حالت بحرانی M_g
$2/0 \times 10^3$	ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0
$5/0 \times 10^4$	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}
-۴۴/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a
۱/۱	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) $\gamma^{b'}$
۳۰/۰	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U
۵/۰	پارامتر ثابت مدل β_0
۰/۲	پارامتر ثابت مدل β_1
۱۰۰/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_2^a
۱/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_3^a

^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح شده

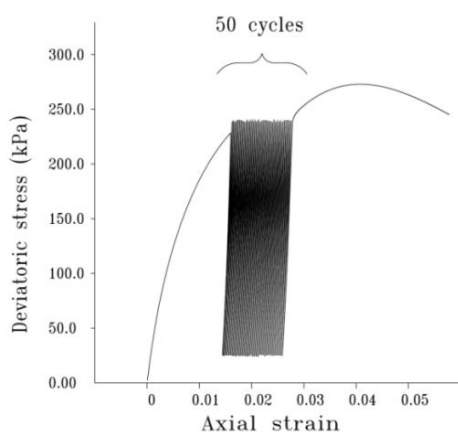
تویورا و در شرایط زهکشی شده انجام شده، برای صحت سنجی اصلاحیه پیشنهادی استفاده می شود. مشخصات ماسه شامل: $e_{max}=0.961$, $D_{50}=0.2$ mm, $D_f=90\%$, $G_s=2.635$, $e_{min}=0.601$ ارتفاع نمونه آزمایش ۱۶۰ mm، عرض آن ۶۰ mm و طول آن ۸۰ mm می باشد. تنش جانبی ثابت اعمالی به نمونه ۴۹ kPa است. آزمایش شماره PSCy02 (کریمی و همکاران [25]) برای شبیه سازی انتخاب شده است.

جدول (۴) پارامترهای مدل PZ را برای این آزمایش نشان می دهد. تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری برای این آزمایش گزارش نشده است؛ بنابراین مقدار K_0 از سعی و خطا به دست آمده است.

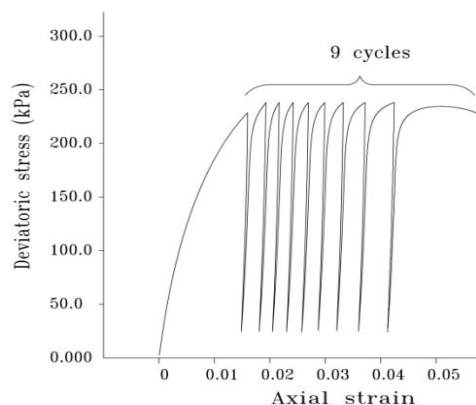
شکل (۱۱) نتایج آزمایش کرنش مسطح دینامیکی را نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود، پس از ۵۰ سیکل بارگذاری و باربرداری، بارگذاری به صورت یک سوپه تا مرحله گسیختگی ادامه می یابد. شکل (۱۱-ب) نشان می دهد که در مدل PZ پس از ۹ سیکل بارگذاری و باربرداری، گسیختگی روی می دهد. در حالی که با استفاده از مدل PZ اصلاح شده، ۵۰ سیکل



(الف)



(ج)



(ب)

شکل ۱۱ آزمایش کرنش مسطح دینامیکی زهکشی‌شده بر روی ماسهٔ تویورا، نمودار تنش انحرافی- کرنش محوری: (الف) آزمایش کریمی و همکاران [25]، (ب) مدل PZ و (ج) مدل PZ اصلاح‌شده

آزمایش نزدیک‌تر است. کرنش حجمی تجمعی پیش-بینی شده با مدل PZ اصلاح‌شده در شکل (۱۴-ب) برابر ۱/۶۵٪ است که تطابق مناسبی با مقدار واقعی آن در آزمایش یعنی ۱/۷٪ دارد. کرنش حجمی تجمعی پیش-بینی شده با مدل PZ معادل ۳/۵٪ است.

جدول ۵ پارامترهای مدل PZ و مدل PZ اصلاح‌شده برای شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی بر روی ماسهٔ توکاچی

مقدار	پارامتر مدل
$9/4 \times 10^3$	مدول حجمی پایه K_0 (kPa)
$6/5 \times 10^3$	مدول برشی پایه G_0 (kPa)
۰/۵۳	پارامتر ثابت مدل M_f
۱/۳۵	شیب خط حالت بحرانی M_g
$6/0 \times 10^3$	ضریب خمیری اولیه (بارگذاری) H_0
$1/0 \times 10^2$	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) H_{U0}
۱۴۰/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^a
۱/۰	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری مجدد) γ^{1b}
۱/۰	پارامتر ثابت مدل (باربرداری) γ_U
۱/۰	پارامتر ثابت مدل β_0
۰/۱	پارامتر ثابت مدل β_1
$1/0 \times 10^3$	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_2^a
۰/۵	پارامتر ثابت مدل (بارگذاری و باربرداری) β_3^a

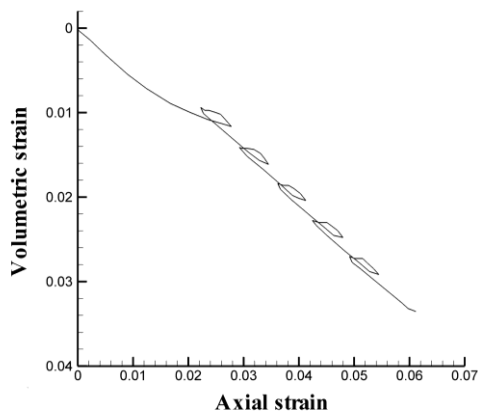
^a فقط مدل PZ ^b فقط مدل PZ اصلاح‌شده

شبیه‌سازی آزمایش لینگ و همکاران

لینگ و همکاران [26] یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده بر روی ماسهٔ توکاچی (Tokachi) انجام دادند. در این آزمایش تنش جانبی ۷۰ kPa و دانسیتهٔ نسبی نمونهٔ آزمایش ۵۵٪ است. جدول (۵) پارامترهای مدل PZ و PZ اصلاح‌شده را برای ماسهٔ توکاچی نشان می‌دهد. این پارامترها براساس نتایج آزمایش سه‌محوری بر روی ماسه کالیبره شده‌اند.

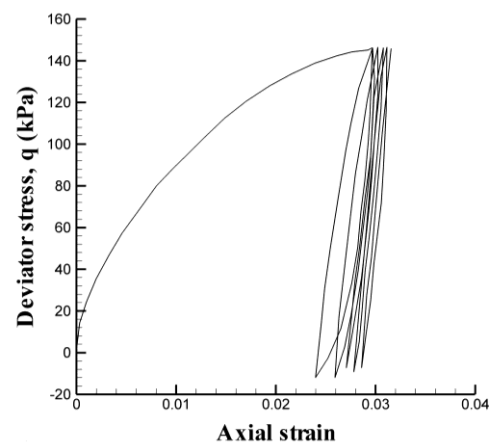
شکل (۱۲) رفتار ماسهٔ توکاچی را در آزمایش سه-محوری نشان می‌دهد. نمودارها شامل تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری هستند. شکل (۱۳) شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری با مدل PZ را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۱۴) نتایج شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری را با مدل PZ اصلاح‌شده نشان می‌دهد. در شکل (۱۲-الف) مقدار کرنش محوری پس از ۵ سیکل بارگذاری و باربرداری ۳/۱۵٪ است.

مدل PZ، ۶٪ کرنش محوری و مدل PZ اصلاح‌شده، ۳/۴٪ کرنش محوری پس از ۵ سیکل بارگذاری و باربرداری را محاسبه می‌کند. کرنش محوری پیش-بینی شده توسط مدل PZ اصلاح‌شده به میزان واقعی آن در

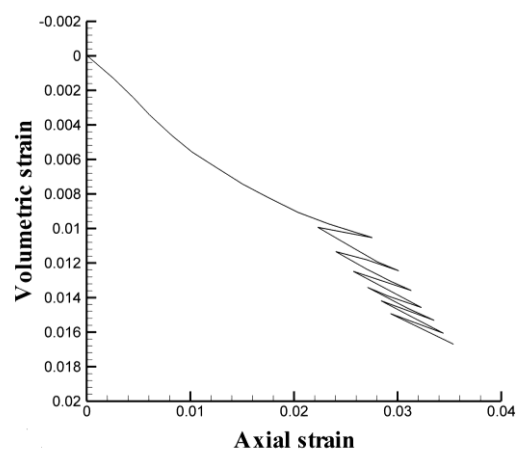


(ب)

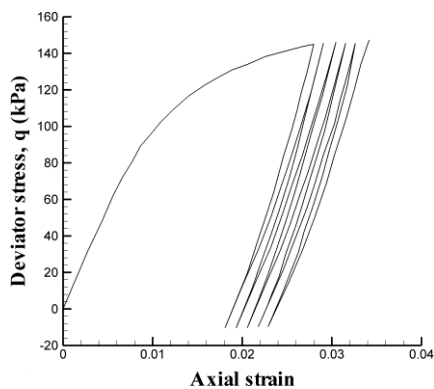
شکل ۱۳ شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی لینگ و همکاران [26] با مدل PZ: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری



(الف)

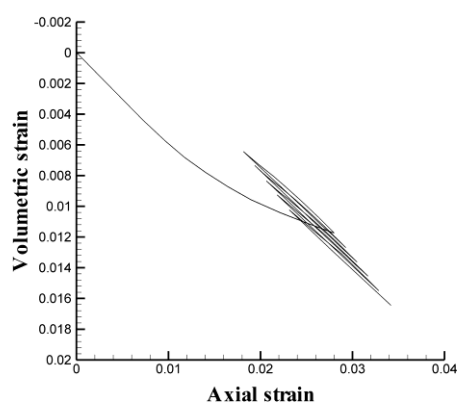


(ب)



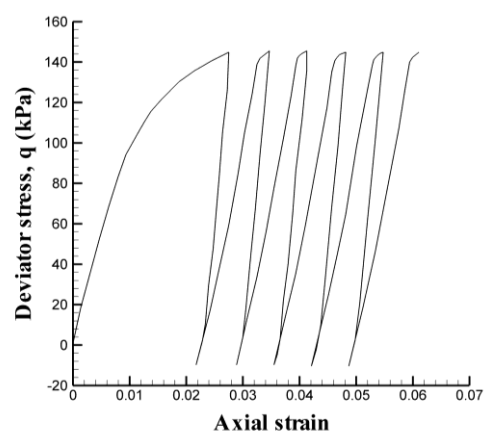
(الف)

شکل ۱۲ رفتار ماسه توکاجی در آزمایش سه‌محوری دینامیکی زهکشی‌شده لینگ و همکاران [26]: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری



(ب)

شکل ۱۴ شبیه‌سازی آزمایش سه‌محوری دینامیکی لینگ و همکاران [26] با مدل PZ اصلاح‌شده: (الف) تغییرات تنش انحرافی در برابر کرنش محوری و (ب) تغییرات کرنش حجمی در برابر کرنش محوری



(الف)

نتیجه‌گیری

کوچک بارگذاری و باربرداری است. برای بهبود پیش‌بینی این رفتار یک اصلاح دیگر به مدل اعمال شد.

اصلاح مذکور نیاز به دو پارامتر جدید دارد که منجر به بهبود پیش‌بینی پدیدهٔ رج‌تینگ می‌شود. ابتدا از یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی فرضی استفاده شد. سپس از یک آزمایش کرنش مسطح دینامیکی و یک آزمایش سه‌محوری دینامیکی برای تأیید صحت اصلاح اعمال‌شده استفاده شد. در خصوص اصلاح دوم بایستی اشاره نمود که اصلاح مذکور قادر به پیش‌بینی دقیق پدیدهٔ هیستریزس در سیکل‌های بارگذاری و باربرداری به‌خصوص در سطوح تنش پایین‌تر نیست.

از مدل رفتاری اصلاح‌شده می‌توان برای شبیه‌سازی دینامیکی سازه‌هایی استفاده کرد که عمدتاً از مصالح دانه‌ای متراکم تشکیل شده‌اند. همچنین در سازه‌هایی که تحت بارهای دینامیکی نسبتاً طولانی قرار گرفته و کرنش‌های خمیری جمع‌شونده در آنها قابل توجه است، می‌توان از مدل اصلاح‌شده استفاده کرد.

دو اصلاح مؤثر برای بهبود پیش‌بینی رفتار دینامیکی خاک‌های دانه‌ای متراکم و هم‌چنین بهبود پیش‌بینی کرنش‌های خمیری پیش‌رونده تحت بارهای متناوب (رج‌تینگ) ارائه شد. در ابتدا دو سری آزمایش سه‌محوری دینامیکی بر روی ماسهٔ سست و متراکم انتخاب شد و رفتار آنها توسط مدل رفتاری PZ پیش‌بینی گردید. در طول این بررسی مشخص شد که مدل رفتاری PZ قادر به شبیه‌سازی پدیدهٔ سست‌شوندگی ماسهٔ متراکم در طول بارگذاری متناوب نیست و لازم است یک اصلاح مؤثر بدین منظور در مدل اعمال شود. اصلاح مذکور با شبیه‌سازی دو سری آزمایش سه‌محوری دینامیکی بر روی ماسه صحت‌سنجی شد.

مدل PZ در خاک‌های دانه‌ای تحت بارهای متناوب و با سیکل‌های تنش نسبتاً کوچک کرنش‌های برشی خمیری پیش‌روندهٔ بیشتری را نسبت به آزمایش پیش‌بینی می‌کند. این مسئله ناشی از نقص مدل PZ در پیش‌بینی مطلوب پدیدهٔ رج‌تینگ به‌خصوص در سیکل‌های

مراجع

1. Mroz, Z., and Zienkiewicz, O., "Uniform Formulation of Constitutive Equations for Clays and Sands" *Mechanics of engineering materials*, Vol. 12, Pp. 415-449, (1984).
2. Zienkiewicz, O., and Z. Mroz., "Generalized Plasticity Formulation and Applications to Geomechanics", *Mechanics of engineering materials*, Vol. 44, No. 3, Pp. 655-679, (1984).
3. Zienkiewicz, OC, Leung, KH, and Pastor, M., "Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis I Basic Model and its Application", *Int J Num Anal Meth Geomech*, 9, Pp. 453-476, (1985).
4. Pastor, M., Zienkiewicz, O., & Leung, K., "Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis. II. Non- Associative Models for Sands", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 9, No. 5, Pp. 477-498, (1985).
5. Pastor, M., & Zienkiewicz, O., "A Generalized Plasticity, Hierarchical Model for Sand under Monotonic and Cyclic Loading", *Numerical Methods in Geomechanics*, Pp. 131-150, (1986).
6. Pastor, M., Zienkiewicz, O., and Chan, A., "Generalized Plasticity and the Modelling of Soil Behavior" *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 14, No. 3, Pp. 151-190, (1990).

7. Pastor, M., Zienkiewicz, O., Xu, G., and Peraire, J., "Modeling of Sand Behavior: Cyclic Loading, Anisotropy and Localization" *Modern Approaches to Plasticity*, D. Kolymbas (ed.), Pp. 469-492, (1993).
8. Bahda, F., Pastor, M., & Saitta, A., "A Double Hardening Model based on Generalized Plasticity and State Parameters for Cyclic Loading of Sands", *Numerical models in Geomechanics*. The Netherlands, Rotterdam, Pp. 33-38, (1997).
9. Zhang, H., Heeres, O., De Borst, R., & Schrefler, B., "Implicit Integration of a Generalized Plasticity Constitutive Model for Partially Saturated Soil", *Engineering Computations*, Vol. 18, No. 1/2, Pp. 314-336, (2001).
10. Schrefler, B., Zhang, H., Pastor, M., & Zienkiewicz, O., "Strain Localisation Modelling and Pore Pressure in Saturated Sand Samples", *Computational Mechanics*, Vol. 22, No. 3, Pp. 266-280, (1998).
11. Ling, H. I., and Liu, H., "Pressure-level Dependency and Densification Behavior of Sand through Generalized Plasticity Model", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 129, No. 8, Pp. 851-860, (2003).
12. Merodo, J., A., Tamagnini, R., Pastor, M., Mira, P., "Modelling Damage with Generalized Plasticity", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. 4, Pp.32-42, (2005).
13. Mira, P., Tonni, M., Pastor, M., and Fernandez Merodo, A., "A Generalized Midpoint Aalgorithm for the Integration of a Generalized Plasticity Model for Sands", *Int J Numer Meth Engng*, Vol. 77, No. 9, Pp. 1201-1223, (2009).
14. Lashkari, A., & Latifi, M., "A Constitutive Model for Sand Liquefaction under Continuous Rotation of Principal Stress Axes", *Mechanics Research Communications*, Vol. 36, No. 2, 215-223, (2009).
15. Golchin, A., & Lashkari, A., "A Critical State Sand Model with Elastic-plastic Coupling", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 51, No. 15-16, 2807-2825, (2014).
16. Iraj, A., Farzaneh, O. and Seyedi Hosseininia, E., "A Modification to Dense Sand Dynamic Simulation Capability of Pastor-Zienkiewics-Chan Model", *Acta Geotechnica*, Vol. 9, No. 2, Pp. 343-353, (2014).
17. Goorani, M., and Hamidi, A., "A Generalized Plasticity Constitutive Model for Sand-gravel Mixtures", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 13, No. 2, Pp. 133-145, (2015).
18. Ravanbakhsh, E., and Hamidi, A., "Development of a Generalized Plasticity Constitutive Model for Cemented Sands Using Critical State Concept", *International Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 7, No. 4, Pp. 364-373, (2013).
19. Najma, A. and Latifi, M., "Predicting Flow Liquefaction, a Constitutive Model Approach", *Acta Geotechnica*, Vol. 12, No. 4, Pp. 793-808, (2017).
20. Nova, R., and Wood, D. M., "A Constitutive Model for Sand in Triaxial Compression", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol. 3, No. 3, Pp. 255-278, (1979).

21. Pradhan, T. B. S., Tatsuoka, F., Sato, Y., "Experimental Stress-dilatancy Relations of Sand Subjected to Cyclic Loading", *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, Pp. 45-64, (1989).
22. Masuda, T., Tatsuoka, F., Yamada, S., & Sato, T., "Stress-Strain Behavior of Sand in Plane Strain Compression, Extension and Cyclic Loading Tests", *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 5, Pp. 31-45, (1999).
23. Tatsuoka, F, and Ishihara, K., "Drained Deformation of Sand under Cyclic Stresses Reversing Direction", *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, Pp. 51-65, (1974b).
24. Niemunis, A., and Herle, I., "Hypoplastic Model for Cohesionless Soils with Elastic Strain Range", *Mechanics of Cohesive- frictional Materials*, Vol. 2, No. 4, Pp. 279-299, (1997).
25. Karimi, J., Sato, T., & Koseki, J., "Plane Strain Compression Tests with Image Analysis on Dense Toyoura Sand", *Bulletin of ERS*, No. 38, Pp. 81-92, (2005).
26. Ling, H. I., Yang, S., Leshchinsky, D., Liu, H., and Burke, C., "Finite-element Simulations of Full-scale Modular-block Reinforced Soil Retaining Walls under Earthquake Loading", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 136, No. 5, Pp. 653-661, (2010).