

بررسی رفتار برشی ماسه کربناته براساس مدل رفتاری منظری و دافالیاس

مقداد حمیدزاده^{۱*}، محمود حسنلوراد^۲، رسول محمدپور سلوط^۳

^۱ خاک و پی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران
^۲ گروه عمران، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۷ دی ۱۳۹۶
بازنگری: ۱ مرداد ۱۳۹۷
پذیرش: ۲۸ مرداد ۱۳۹۷
ارائه آنلاین: ۱۳ شهریور ۱۳۹۷

کلمات کلیدی:

خاک
مدل رفتاری منظری و دافالیاس
ماسه کربناته
پارامتر حالت
آزمایش سه محوری

چکیده: در این مقاله توانایی و قابلیت مدل رفتاری منظری و دافالیاس که مدل پیشرفته‌ای در زمینه مدل رفتاری خاک است، جهت پیش‌بینی رفتار برشی خاک ماسه کربناته با دانه‌های شکننده، ارزیابی می‌گردد. پارامترهای خاک مورد نظر و چگونگی تأثیر آن‌ها بر نمایش رفتار خاک بررسی می‌شود. با مقایسه نمودارهای تنش-کرنش حاصل از آزمایش سه محوری و مدل در نمونه‌های سست و متراکم، مشاهده شد که نتایج حاصل از مدل رفتاری با نتایج آزمایشگاهی تطابق خوبی دارد؛ ولی با بررسی نمودارهای کرنش حجمی در برابر کرنش محوری مشاهده می‌شود که خروجی‌های مدل رفتاری منظری و دافالیاس در مقایسه با نتایج آزمایش، دقت کافی را ندارد. دلیل اصلی این امر آن است که خردشدگی دانه‌های خاک و اثر آن بر روی تغییر حجم خاک در مدل دافالیاس و منظری در پیش‌بینی کرنش حجمی مد نظر قرار نگرفته است. با این وجود، مدل رفتاری مذکور، روند تغییرات را به طور مناسبی پیش‌بینی می‌کند. این مدل رفتاری در تنش‌های همه‌جانبه‌ی زیاد، نتایج بهتری در مقایسه با تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم در بررسی کرنش حجمی نمونه‌ها دارد.

۱- مقدمه

مثل سخت‌شوندگی^۵ جنبشی، پلاستیسیته چند صفحه‌ای و پلاستیسیته سطح مرزی برای مدل‌سازی شرایط بارگذاری سیکلیک همچنین برای شرایط یکنواخت معرفی شده است. مدل‌های پلاستیسیته پیشنهاد شده توسط مروز^۶ و همکاران در سال ۱۹۷۸، پریوست^۷ در سال ۱۹۷۸ و دافالیاس^۸ و هرمن^۹ در سال ۱۹۸۰ و ۱۹۸۶ از جمله اولین تلاش‌ها بوده است که توسط بسیاری از محققان پیروی شده است. مفاهیم مکانیک خاک حالت بحرانی، هنوز احتیاج به پژوهش بیشتری دارد؛ اما معمولاً هزینه‌ای که برای افزایش توانایی‌های مدل‌ها باید پرداخت شود، بسیار پیچیده‌تر است، از جمله ثابت‌های بیشتر برای کالیبره کردن و سختی بیشتر در کاربرد عددی [۲۹].

مدل مناسب برای ماسه باید بتواند ویژگی‌های مذکور را شبیه‌سازی کند. بسیاری از مدل‌های موجود، نمونه‌های نوعی ماسه با چگالی‌های مختلف را به‌عنوان خاک‌های مختلف در نظر می‌گیرند. برگزیدن چنین رویکردی نیاز به تعیین مجموعه‌ای از پارامترها برای آن نوع خاک دارد و از طرف دیگر هیچ کنترل قاطعی بر تغییر حالت در طی بارگذاری وجود ندارد [۳]. به‌طور

معمولاً در بارگذاری زه‌کشی شده، خاک ماسه‌ای سست رفتار انقباضی و خاک ماسه‌ای متراکم رفتار اتساعی از خود نشان می‌دهند. همچنین ماسه چه سست باشد و چه متراکم، در کرنش‌های بزرگ به وضعیتی خواهد رسید که مؤلفه‌های تنش و حجم نمونه ثابت می‌ماند. این حالت نهایی توسط روسکو^۱ و همکاران حالت بحرانی نام‌گذاری شده است [۳]. مکانیک خاک حالت بحرانی، برای تشریح رفتار تنش - کرنش خاک‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد (روسکو و همکاران، سال ۱۹۵۸ و اسکافیلد^۲ و راث^۳ سال ۱۹۶۸). مکانیک خاک حالت بحرانی می‌تواند برای مطالعه رفتار خاک بدون هر مرجعی برای هر مدل رفتاری خاص مورد استفاده قرار گیرد (روسکو و همکاران، سال ۱۹۵۸ و وود^۴، سال ۱۹۹۰). همچنین می‌تواند پایه نظری را فراهم کند که در ترکیب با مفاهیم نظریات رفتاری کلی مثل الاستوپلاستیسیته، برای مدل رفتاری مربوط مورد استفاده قرار گیرد. مفاهیم پیشرفته‌تر مدل‌سازی پلاستیسیته

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: meghdad.hamidzadeh@gmail.com

5 Hardening
6 Mroz
7 Prevost
8 Dafalias
9 Herrmann

1 Roscoe
2 Schofield
3 Wroth
4 Wood

از تلاش‌های مهم دیگر، مدل ارائه شده توسط منظری^۷ و دافالیاس در سال ۱۹۹۷ بود. آنان بر اساس پیشنهاد وود^۸ و همکاران در سال ۱۹۹۴، وجود رابطه خطی بین نسبت تنش انتقال فاز و پارامتر حالت را پذیرفته و با این شرط که با صفر شدن مقدار پارامتر حالت، میزان اتساع نیز صفر شود، مدلی ارائه نمودند که در بازه بزرگی از تنش‌ها، توانایی شبیه‌سازی نمونه‌های سست و تراکم ماسه را دارا بود. موضوع اصلی، توسعه مدل رفتاری جامع برای ماسه‌ها است که از اشکالات مذکور قبلی جلوگیری کند و هم‌زمان قابل فهم‌تر باشد. دو مفهوم شناخته‌شده استفاده شده عبارتند از: ۱- مفهوم گسیختگی مرزی یا فرمولاسیون پلاستیسیته دو صفحه‌ای (دافالیاس و پوپوف^۹ در سال ۱۹۷۵ و کریگ^{۱۰} در سال ۱۹۷۵)، و ۲- مفهوم پارامتر حالت (بین و جفریز در سال ۱۹۸۵) به عنوان متغیر ضروری در قالب مکانیک خاک حالت بحرانی. در عمل این دو مفهوم مستقل بر اساس بهبود پیشنهاد دوم توسط وود و همکاران در سال ۱۹۹۴ مربوط به نسبت تنش حداکثر و پارامتر حالت با هم تلفیق شده‌اند [۳].

لطیفی و لشکری در سال ۱۳۸۱ با اتخاذ رویکرد مشابهی با منظری و دافالیاس در سال ۱۹۹۷، مدل پیشنهادی منظری در سال ۱۹۹۴ را از طریق ایجاد وابستگی اتساع به پارامتر حالت اصلاح کردند. آنان با توجه به شواهدی مبتنی بر غیرخطی بودن رابطه میان نسبت تنش انتقال فاز و پارامتر حالت، رابطه میان تنش انتقال فاز و پارامتر حالت را غیرخطی پیشنهاد کردند. این در حالی بود که منظری و دافالیاس در مدل پیشنهادی خود در سال ۱۹۹۷، این رابطه را خطی فرض نمودند. آنان زاویه انتقال فاز را به عنوان تابعی از پارامتر حالت در فرمول‌بندی عمومی مدل به کار بردند. در حالی که در مدل اصلاح نشده منظری ۱۹۹۴، مقدار زاویه انتقال فاز به عنوان یک پارامتر ثابت مدل به کار برده شده بود. در کار آنان بهبود قابل توجهی در توانایی مدل‌سازی خاک در حالت‌های مختلف بارگذاری با یک دسته پارامتر، تنها با به کار بردن مجموعه محدودی از پارامترهای قابل درک بر پایه مفاهیم مکانیک خاک، در عین سادگی فرمول‌بندی و حجم اندک محاسبات عددی مورد نیاز است. در سال ۲۰۰۴ دافالیاس و منظری بر اساس کار خود در سال ۱۹۹۷ ساده‌سازی از مدل و همچنین ادامه آن برای محاسبه تأثیر تغییرات ساختار طی بارگذاری را ارائه دادند. یکی از فرض‌های ساده و اساسی مدل این است که فقط تغییرات نسبت تنش می‌تواند باعث برش و غلتیدن دانه‌های ماسه شود که به عنوان برش پلاستیک و تغییرات حجم مدل‌سازی شده است. افزایش تنش طی نسبت تنش ثابت برای ایجاد کرنش الاستیک به شرط عدم خردشدن دانه‌ها، مفروض است. کرنش پلاستیک طی افزایش تنش تحت نسبت تنش ثابت می‌تواند با معرفی مکانیزم بارگذاری پلاستیک مثل سطح بارگذاری از نوع درپوشی (ونگ^{۱۱} و همکاران در سال ۱۹۹۰) که در

خاص در ماسه‌ها، نمونه‌ها در تراکم‌های مختلف با وجود مصالح یکسان، در برابر تنش متفاوت عمل می‌کنند. زنگ^۱ در سال ۱۹۹۳ پارامترهای کالیبره شده‌ی مورد استفاده را در دو نسبت تخلخل متفاوت گزارش کرد. در کارهای دیگر در رفتار ماسه‌ها با استفاده از ثابت‌های رفتاری مشابه در تمام تراکم‌ها، جفریز^۲ در سال ۱۹۹۳ و کراچ^۳ و همکاران در سال ۱۹۹۴ مدل‌هایی بر اساس مکانیک خاک حالت بحرانی معرفی کردند. هر دو مدل، دقت لازم را در شبیه‌سازی پاسخ بارگذاری سیکلیک نداشتند. کراچ و ولف^۴ در سال ۱۹۹۴ کار قبلی آنان را با دافالیاس ادامه دادند که امیدبخش، ولی بسیار پیچیده بود [۲۹].

پارامتر حالت به صورت فاصله میان نسبت تخلخل نمونه و نسبت تخلخل روی خط حالت دائمی، متناظر با فشار همه‌جانبه‌ای که نمونه آن را تحمل می‌کند، تعریف می‌شود [۲]. با توجه به ناتوانی شاخص تراکم نسبی در تبیین پدیده‌های فوق، Been & Jefferies پارامتر حالت که به صورت $\Psi = e - e_c$ تعریف می‌شود را به عنوان جایگزینی برای شاخص تراکم نسبی معرفی نمودند. در تعریف پارامتر حالت، e_c مقدار نسبت تخلخل حالت بحرانی متناظر با مقدار کنونی تنش موثر همه‌جانبه می‌باشد. در این تعریف، خط حالت بحرانی ماسه (در صفحه نسبت تخلخل بر حسب تنش موثر همه‌جانبه) معرف یک حالت مرجع رفتار خاک می‌باشد و بر اساس علامت و مقدار پارامتر حالت می‌توان درباره نوع رفتار و شدت (انقباضی یا اتساعی بودن) رفتار قضاوت نمود. پارامتر حالت^۵ در واقع اثر ترکیبی تراکم و تنش را ارائه می‌دهد. با توجه به داده‌های تجربی ملاحظه شد که رفتار ماسه به شدت تابع تنش و نسبت تخلخل کنونی آن است. اثر ترکیبی نسبت تخلخل و فشار همه‌جانبه، نه فقط در بارگذاری‌های تک سویه، بلکه در بارگذاری‌های رفت و برگشتی و همچنین در پدیده‌هایی چون روانگرایی و تحریک سیکلیک نیز حائز اهمیت است. این در حالی است که مدل‌های کشسان - خمیری ارائه شده برای ماسه‌ها، از چنین تأثیری عمدتاً صرف‌نظر می‌کردند. بعدها در سال ۱۹۸۵ بین^۶ و جفریز با مطالعه جامع‌تر روی پارامتر حالت، آن را به طور رسمی به منزله پارامتر کارآمدی در نشان دادن رفتار کلی ماسه در بارگذاری معرفی کردند. سادگی و کارآمد بودن این پارامتر باعث شد رفته‌رفته محققانی که در زمینه مدل‌های رفتاری کار می‌کردند، به استفاده از این پارامتر علاقه‌مند شوند. به این ترتیب بعضی محققان، در مدل‌های رفتاری خود از پارامتر حالت استفاده کرده و تلاش کردند تا با مطالعه رفتار ماسه‌ها، پارامتر حالت مناسب‌تری ارائه دهند. از این‌رو پارامترهای حالت دیگری معرفی شد تا این پارامترها بتوانند به شکل صحیح و کارآمدتری رفتار ماسه را نشان دهند. از جمله شاخص‌ترین این پارامترها می‌توان به پارامترهای Is [۱۸] و RSR [۳۵] اشاره کرد [۲].

- 1 Zeng
- 2 Jefferies
- 3 Crouch
- 4 Wolf
- 5 State Parameter
- 6 Been

- 7 Manzari
- 8 Wood
- 9 Popov
- 10 Criag
- 11 Wang

۲- مشخصات خاک مورد استفاده

مشخصات خاک مورد نظر از پایان نامه دکتری محمود حسنلو راد با عنوان بررسی رفتار ماسه‌های کربناته غیرسیمانه و سیمان به روش تزریق تحت بارگذاری برشی استخراج شده است که این نمونه از بخش شمالی جزیره هرمز واقع در استان هرمزگان و نزدیک تنگه هرمز به دست آمده است. دلیل انتخاب این محل برای نمونه‌گیری، بروز یک سری مشکلات در جزیره از جمله نشست‌های ساختمان‌های نوساز و قدیمی و خرابی سازه‌ها به دلیل بریدگی‌های ممتد در جزیره است [۱]. این خاک ماسه کربناته و با ۷۴ درصد کربنات معادل است. نمودار دانه‌بندی خاک در شکل ۱ و مشخصات آن در جدول ۱ و ۲ ارائه شده است. مطابق با روش طبقه بندی یونیفاید (USCS) ماسه هرمز، ماسه متوسط بد دانه‌بندی شده است. تصاویر میکروسکوپ الکترونیکی دانه‌های ماسه در شکل ۲ نشان داده شده است. بر اساس این شکل ملاحظه می‌گردد که دانه‌های خاک بررسی شده متخلخل و دارای ساختار بیولوژیکی هستند. کانی اصلی خاک کربناته کلسیت است که دارای سختی سه در مقیاس موس است، بنابراین موضوع و اشکال دانه‌ها و متخلخل بودن آنها، معمولاً دانه‌ها در حین بارگذاری دچار خردشدگی می‌شوند [۱].

اینجا در نظر گرفته نشده منطبق شود [۱۳].

به طور کلی خاک‌های کربناته از نظر منشأ تولید و نیز ویژگی مهندسی با خاک‌های کوارتزی متفاوت هستند. رسوبات کربناته دارای تنوع بسیار زیادی هم از نظر منشأ تولید و نیز ویژگی‌های مهندسی هستند و انواع مختلفی از آن‌ها به صورت خوب سیمان شده تا غیرسیمانه در طبیعت یافت می‌شود که دارای رفتار مهندسی منحصر به فرد هستند (شارما و مصطفی، ۲۰۰۶). عمدتاً دانه‌های کربناته، خاک‌های آواری و خرد شده و یا با منشأ موجودات زنده دریایی بوده و جنس ضعیفی دارند. معمولاً این خاک‌ها به دلیل تخلخل زیاد بین دانه‌ای و داخل دانه‌ای و نامنظمی و شکنندگی، قابلیت فشردگی زیاد به ویژه ناشی از خرد شدگی دارند.

همان‌طور که بیان شد، یکی از فرضیات مدل منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) عدم خردشدگی دانه‌های خاک است؛ در حالی که یکی از ویژگی‌های ماسه کربناته خردشدگی دانه‌های آن است. از این جهت در این تحقیق مدل مذکور و قابلیت آن در پیشبینی رفتار برشی خاک ماسه‌ای کربناته بررسی می‌شود.

جدول ۱. مشخصات دانه‌بندی خاک [۱]

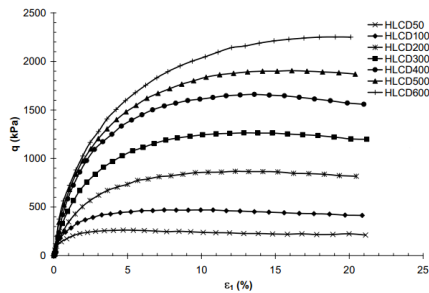
Table 1. Soil aggregation characteristics

خاک	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _u	C _c
هرمز	۰/۱۸	۰/۳۰	۰/۵۱	۰/۶۴	۳/۶۰	۰/۷۸

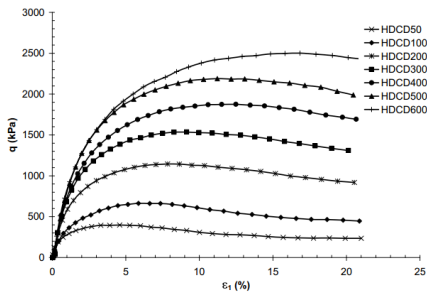
جدول ۲. عناصر تشکیل دهنده ماسه مورد بررسی (به روش XRF) [۱]

Table 2. The constituents of the investigated sand by the XRF method

خاک	انحراف معیار	درصد وزنی	عنصر	انحراف معیار	درصد وزنی	عنصر
هرمز	۰/۱۷	۴۵/۹۷	Ca	۰/۲۴	۶۴/۳۰	CaO
	۰/۱۰	۱۰/۶۹	Si	۰/۲۱	۲۲/۸۷	SiO ₂
	۰/۰۷	۳/۰۸	Fe	۰/۱۰	۴/۴۰	Fe ₂ O ₃
	۰/۰۵	۱/۹۳	Mg	۰/۰۹	۳/۲۰	MgO
	۰/۰۴	۱/۴۱	Al	۰/۰۸	۲/۶۶	Al ₂ O ₃



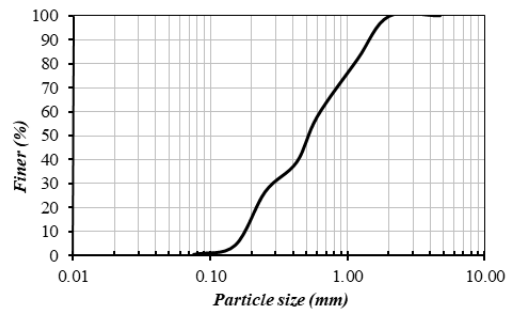
(الف)



(ب)

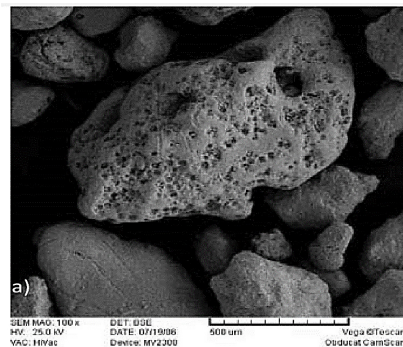
شکل ۳. تنش انحرافی در برابر کرنش محوری در ماسه هرمز در حالت الف) سست و ب) متراکم [۱]

Fig. 3. Deviant stress versus axial strain in Hormuz sand in a) loose and b) dense state



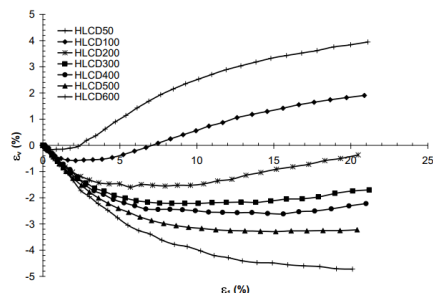
شکل ۱. منحنی دانه‌بندی خاک [۱]

Fig. 1. Soil aggregation curve

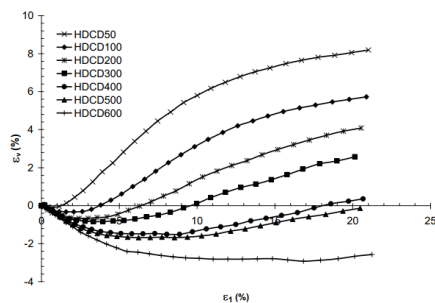


شکل ۲. تصویر میکروسکوپ الکترونیکی دانه‌های خاک [۱]

Fig. 2. Electron microscope image of soil grains



(الف)



(ب)

شکل ۴. کرنش حجمی در برابر کرنش محوری در ماسه هرمز در حالت الف) سست و ب) متراکم [۱]

Fig. 4. Volumetric Strain versus axial strain in Hormuz sand in a) loose and b) dense state

۳- رفتار برشی ماسه انتخابی

نتایج آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته‌زده‌کشی شده بر روی خاک ماسه‌ای هرمز تحت تنش‌های همه‌جانبه ۵۰ تا ۶۰۰ کیلوپاسکال در دو حالت سست و متراکم در شکل ۳ و ۴ نشان داده شده است. در راهنمای اشکال مذکور LDCD معرف نمونه خاک سست هرمز تحت آزمایش تحکیم یافته‌زده‌کشی شده و HDGD معرف نمونه خاک متراکم هرمز تحت آزمایش تحکیم یافته‌زده‌کشی شده است و اعداد مندرج بیان‌گر میزان تنش‌های همه‌جانبه در آزمایش نمونه می‌باشد. با توجه به نتایج، مشاهده می‌شود که ماسه هرمز در حالت سست عمدتاً رفتار سخت‌شونده و در حالت متراکم کمی نرم‌شوندگی از خود نشان داده است؛ هر چند مقدار تنش‌های همه‌جانبه نیز بر روی این رفتار مؤثر است. این ماسه، چه در حالت سست و چه در حالت متراکم و در تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم، رفتار کاملاً اتساعی از خود نشان داده است. مقدار اتساع با افزایش تنش‌های همه‌جانبه کم شده و به تدریج از بین رفته است و همچنین در تنش‌های همه‌جانبه ۶۰۰ کیلوپاسکال و در حالت سست روند کاهش حجم تدریجی پیوسته‌ای تا انتهای آزمایش ادامه یافته است. رفتار این خاک توسط حسنلوراد و همکاران [۱] تشریح شده است.

$$K=(2(1+v))/3(1-2v) \quad G \quad (2)$$

۵-۳- ثابت‌های پارامتر مدول سخت شونده پلیاستیک (H) طبق روابط (۳)، (۴) و (۵) برای به دست آوردن مدول سخت‌شوندگی پلیاستیک، پارامترهای نسبت تنش، نسبت تنش در ابتدای بارگذاری و پارامترهای h_0 و c_h نیاز است. درباره مفهوم مقادیر مثبت، منفی و صفر پارامتر مدول سخت‌شوندگی، به ترتیب نمایان‌گر حالت سخت‌شوندگی، نرم‌شوندگی و گسیختگی است:

$$H=h(M^b-\eta) \quad (3)$$

$$h=b_0/|\eta-\eta_{in}| \quad (4)$$

$$b_0=G_0 h_0 (1-c_h e)(p/p_{at})^{-1/2} \quad (5)$$

مقادیر نسبت تنش از داده‌های آزمایشگاهی و مقادیر h_0 و c_h نیز با لحاظ تقریب به دست می‌آید. با استفاده از برنامه‌نویسی و سعی و خطا، مقدار c_h برابر یک در نظر گرفته شد. ملاحظه گردید که مقدار h_0 وابسته به تنش همه‌جانبه است. مقادیر به دست آمده این پارامتر مطابق جدول ۳ است.

جدول ۳. مقادیر h_0 برای تنش‌های همه‌جانبه‌ی مختلف

Table 3. The values of h_0 for all different All-round stresses

h_0		σ_3 (kPa)
متراکم	سست	
۶/۳۰	۱۸/۸۶	۵۰
۷/۳۱	۱۱/۴۵	۱۰۰
۶/۹۲	۱۱/۱۳	۳۰۰
۸/۹۱	۱۰/۱۱	۵۰۰
۴/۸۷	۸/۴۳	۶۰۰

برای به دست آوردن M^b طبق رابطه (۶)، داشتن مقادیر Ψ ، M و n^b لازم است. مقادیر M و Ψ از داده‌های آزمایشگاهی به دست می‌آید. مقدار n^b نیز از رابطه (۶) به دست می‌آید:

$$n^b=\ln(MM^b)/\Psi^b \quad (6)$$

که در آن Ψ^b و M^b مقادیر Ψ و M در حالت نسبت تنش حداکثر هستند که از مقادیر و نمودارهای آزمایشگاهی به دست می‌آیند. داده‌های مختلف می‌تواند منجر به مقادیر n^b متفاوتی شود، اما می‌توان مقدار متوسطی از آن‌ها را انتخاب کرد. مقادیر به‌دست آمده پارامتر n^b مطابق جدول ۴ است:

۴- روش انجام تحقیق

همانطور که گفته شد، در این مقاله از مدل‌های رفتاری منظری و دافالیاس (۱۹۹۷) و دافالیاس و منظری (۲۰۰۴) استفاده شده است. در فرمولاسیون این مدل از پارامترهایی از جمله h_0 ، n_d ، n_b ، ξ ، λ_c استفاده شده است. این پارامترها برای خاک هرمز در هر یک از فشارهای همه‌جانبه ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ۴۰۰، ۵۰۰ و ۶۰۰ کیلوپاسکال تعیین شده است. همچنین مقادیر کرنش محوری و کرنش حجمی استخراج شده از این مدل با مقادیر آن، که از آزمون‌های آزمایشگاهی به دست آمده، مقایسه می‌گردد. در واقع پارامترهای مدل با نزدیک کردن مقادیر کرنش به دست آمده از مدل به مقادیر آزمایشگاهی به صورت آزمون و خطا به دست آمده است. این پارامترها با معیار درصد خطای میانگین ماتریس کرنش محوری آزمایشگاهی و مدل منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) با هم قیاس شده و بهترین نتایج با کمترین درصد خطای میانگین ملاک عمل قرار گرفته است. همچنین به دلیل اهمیت آخرین درایه ماتریس کرنش محوری که بیان‌گر کرنش نهایی است، قیاس این درایه ماتریس نیز در درجه دوم مقایسه پارامترها قرار گرفت. بدین ترتیب کرنش به دست آمده از مدل از لحاظ درصد خطای کلی و نیز از مقدار کرنش نهایی به مقادیر آزمایشگاهی نزدیک شد. این کار با کدنویسی انجام شد و برای پارامترهای متغیر، بازه‌ای با لحاظ تقریب تعیین شد و مقادیر گام بازه، با توجه به اهمیت هر پارامتر و مقادیر بازه معین گردید. بدین ترتیب تمام حالات ممکن پارامترها در بازه‌های تعیین شده با معیارهای مذکور، مورد بررسی قرار گرفت.

۵- ثابت‌های مدل

همان‌طور که گفته شد، مدل دارای ثابت‌هایی است. این ثابت‌های مدل خاک به این شرح برای خاک کربناته هرمز به دست آمدند:

۵-۱- ثابت‌های پارامتر مدول برشی الاستیک (G)

با توجه به رابطه (۱) مقدار G_0 مطابق مدل منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) انتخاب شدند.

$$G=G_0 p_{at} (2.97-e)^2/(1+e) (p/p_{at})^{1/2} \quad (1)$$

طبق این رابطه G تابعی از تنش همه‌جانبه (p) و نسبت تخلخل (e) است. G_0 مقدار ثابت، v نسبت پواسون و p_{at} فشار اتمسفر است. با لحاظ تقریب مقدار G_0 برابر ۱۲۵ به دست آمد. مقادیر نسبت تخلخل و تنش همه‌جانبه از داده‌های آزمایشگاهی به دست آمد و مقدار فشار اتمسفر برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته شد.

۵-۲- ثابت‌های پارامتر مدول افزایشی بالک (K)

با استفاده از مدول برشی الاستیک و مقدار نسبت پواسون طبق رابطه (۲) مدول افزایشی توده یا کلی به دست می‌آید.

مطابق رابطه (۷) برای به دست آوردن مقدار پارامتر اتساع، به پارامترهای M^d ، A_d و η احتیاج است. همان طور که گفته شد، پارامتر η از داده‌های آزمایشگاهی به دست می‌آید. پارامتر A_d هم با لحاظ تقریب به دست می‌آید.

$$d = A_d (M^d - \eta) \quad (7)$$

برای یافتن مقدار M^d ، با توجه به رابطه (۷) به مقادیر Ψ ، M و n^d احتیاج است. مقدار n^d از رابطه (۸) به دست می‌آید:

$$n^d = \ln (M^d / M) / \Psi^d \quad (8)$$

که در آن Ψ^d و M^d ، مقادیر Ψ و η در نقطه انتقال فاز هستند که از مقادیر و نمودارهای آزمایشگاهی به دست می‌آیند. داده‌های مختلف می‌تواند منجر به مقادیر n^d متفاوتی شود؛ اما می‌توان مقدار متوسطی از آن‌ها را انتخاب کرد. مقادیر به دست آمده پارامتر n^d مطابق جدول ۵ است. در نهایت با توجه به مقادیر جدول ۴ و سعی و خطا مقدار ۲/۵ برای پارامتر n^d در نظر گرفته شد.

جدول ۵. مقادیر به دست آمده n^d با استفاده از رابطه (۸)

Table 5. The values obtained n^d using the equation (8)

n^d		σ_3 (kPa)
متراکم	سست	
-۰/۱۲۸۷	۲/۱۸۹۴	۵۰
-۰/۲۴۸۲	۱/۰۲۱۵	۱۰۰
-۰/۰۷۸۵	-۱/۰۱۶۰	۳۰۰
-۰/۴۲۵۳	-۵/۵۴۵۵	۵۰۰
-۰/۸۲۹۰	-	۶۰۰

۶- نتایج و بحث

۶-۱- نمودارهای تنش کرنش نمونه سست

اشکال ۶ تا ۱۰ نمودارهای تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل را در نمونه خاک سست هرمز در تنش‌های همه‌جانبه‌ی ۵۰ تا ۶۰۰ کیلوپاسکال نشان می‌دهد. همان طور که ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از مدل رفتاری با نتایج آزمایشگاهی تطابق خوبی دارد. لازم به ذکر است که نتایج در تنش‌های همه‌جانبه زیاد، در مقایسه با تنش‌های همه‌جانبه کم مناسب‌تر است. در تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم علاوه بر وجود تمرکز داده‌ها، پرش داده‌ها هم مشاهده می‌شود که این موضوع نیاز به بررسی و تحلیل بیشتری دارد.

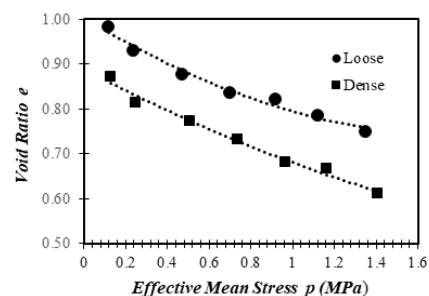
جدول ۴. مقادیر به دست آمده n^b با استفاده از رابطه (۶)

Table 4. The values obtained n^b using the equation (6)

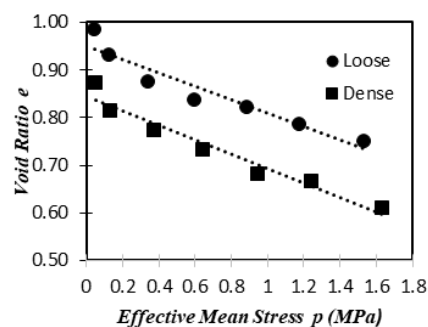
n^b		σ_3 (kPa)
متراکم	سست	
۱/۴۶۹۱	۱/۳۹۶۹	۵۰
۱/۵۰۰۶	۱/۴۱۱۳	۱۰۰
۱/۱۵۳۰	۲/۴۵۷۵	۳۰۰
۱/۴۷۶۱	۱۰/۴۴۸۷	۵۰۰
۱/۸۲۹۱	-۱/۷۴۶۷	۶۰۰

که در نهایت با توجه به مقادیر جدول ۴ و سعی و خطا مقدار ۱/۴ برای پارامتر n^b در نظر گرفته شد.

برای به دست آوردن پارامتر Ψ ، یافتن پارامترهای λ_c و ξ ضروری است. با توجه به مقاله لی و وانگ (۱۹۹۸)، که در آن رسم خط حالت پایدار مربوط به فشار همه‌جانبه‌ی مؤثر و نسبت تخلخل در صفحه $e - (p/p_{at})^\xi$ را به جای $e - \log p$ پیشنهاد می‌کند و نمودارهای شکل ۵، مقدار ۰/۷ برای ξ انتخاب شد. سپس λ_c برای نوع خاک و فشارهای همه‌جانبه مختلف مقادیر با لحاظ تقریب به دست آمد.



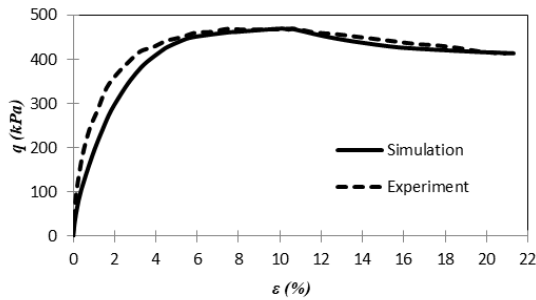
(الف)



(ب)

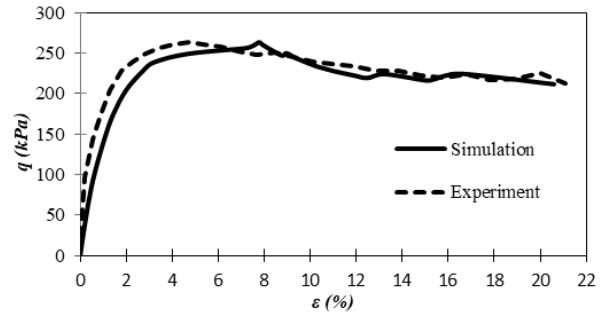
شکل ۵. خط حالت بحرانی خاک هرمز در الف) صفحه $e - \log p$ و ب) صفحه $e - (p/p_{at})^\xi$ ($\xi = 0.7$)

Fig. 5. Line of critical state of Hormuz on a) plane of $e - \log p$, b) plane of $e - (p/p_{at})^\xi$



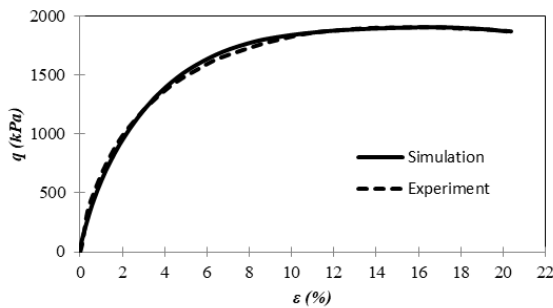
شکل ۷. مقایسه نمودار تنش- کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=100$ Kpa)

Fig. 7. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=100$ KPa)



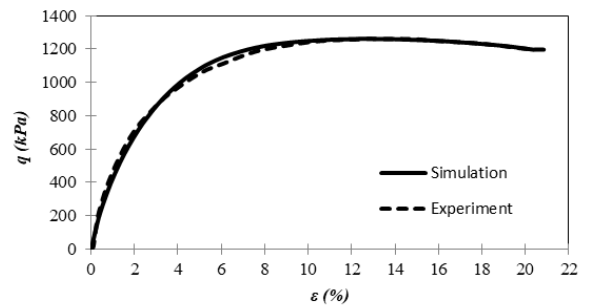
شکل ۶. مقایسه نمودار تنش- کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=50$ Kpa)

Fig. 6. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=50$ KPa)



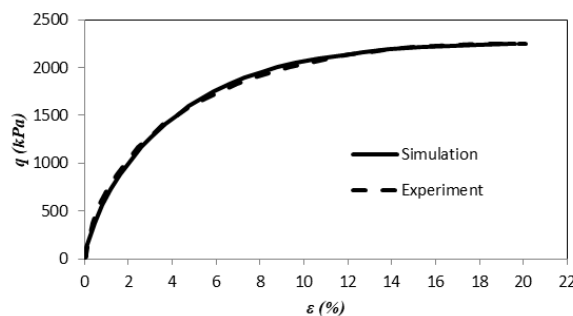
شکل ۹. مقایسه نمودار تنش- کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=500$ Kpa)

Fig. 9. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=500$ KPa)



شکل ۸. مقایسه نمودار تنش- کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=300$ Kpa)

Fig. 8. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=300$ KPa)



شکل ۱۰. مقایسه نمودار تنش- کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=600$ Kpa)

Fig. 10. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=600$ KPa)

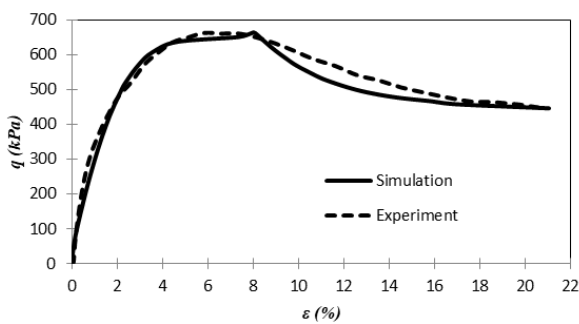
رفتاری در تنش‌های همه‌جانبه بیشتر نتایج بهتری دارد. اختلاف آخرین درایه ماتریس کرنش‌ها خیلی محسوس نیست. یعنی با لحاظ تقریب در مقادیر پارامترهای مدل، می‌توان به مقدار کرنش نهایی مطلوب رسید.

درصد خطای نتایج مدل، در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه سست، مطابق جدول ۶ است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه سست هرچه تنش همه‌جانبه بیشتر می‌شود، میانگین درصد خطای درایه به درایه ماتریس کرنش‌ها کاهش می‌یابد. بنابراین می‌توان گفت که این مدل

جدول ۶. درصد خطای نتایج کرنش محوری مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه سست

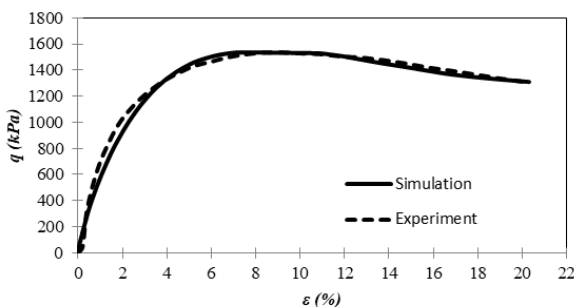
Table 6. The error percentage of the axial strain results of the model compared to the experimental results in the loose specimen

σ_3 (KPa)	میانگین درصد خطای درایه به درایه ماتریس کرنش‌ها	بیشترین اختلاف درایه به درایه برحسب درصد	اختلاف آخرین درایه (کرنش نهایی) برحسب درصد
۵۰	۳۱/۵۵	۳/۷۸	۰/۵۰
۱۰۰	۳۱/۷۷	۲/۷۱	۰/۴۵
۳۰۰	۹/۱۹	۱/۱۴	۰/۸۱
۵۰۰	۶/۸۷	۱/۰۶	۰/۲۰
۶۰۰	۱۱/۲۹	۱/۳۳	۰/۴۹



شکل ۱۲. مقایسه نمودار تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=100$ Kpa)

Fig. 12. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=100$ KPa)

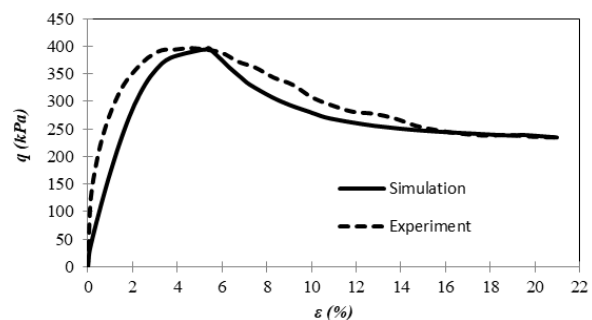


شکل ۱۳. مقایسه نمودار تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=300$ Kpa)

Fig. 13. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=300$ KPa)

۶-۲- نمودارهای تنش-کرنش نمونه متراکم

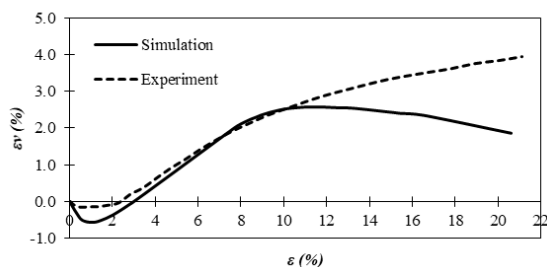
اشکال ۱۱ تا ۱۵ نمودارهای تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل در نمونه خاک متراکم هرمز را در تنش‌های همه‌جانبه‌ی ۵۰ تا ۶۰۰ کیلوپاسکال نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نتایج حاصل از مدل رفتاری، با نتایج آزمایشگاهی در نمونه متراکم نیز تطابق خوبی دارد. لازم به ذکر است که نتایج در تنش‌های همه‌جانبه زیاد در مقایسه با تنش‌های همه‌جانبه کم مناسب‌تر است. در تنش‌های همه‌جانبه کم، علاوه بر وجود تمرکز داده‌ها، پرش داده‌ها نیز مشاهده می‌شود. با مقایسه نمودارهای نمونه سست و متراکم، مشاهده می‌شود که نتایج در نمونه سست، بهتر از نتایج در نمونه متراکم است.



شکل ۱۱. مقایسه نمودار تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=50$ Kpa)

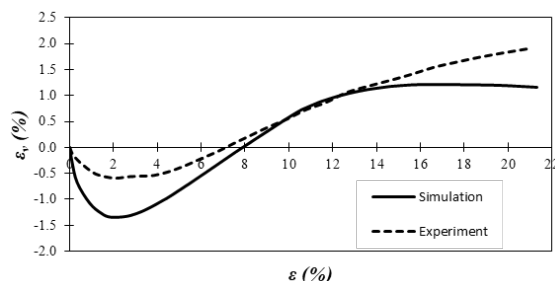
Fig. 11. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=50$ KPa)

نمونه‌های سست بین مدل رفتاری و آزمایش در اشکال ۱۶ تا ۲۰ نشان داده شده است. از این اشکال مشاهده می‌شود که نمونه خاک در تنش همه‌جانبه‌ی زیاد دچار کاهش حجم می‌شوند. این کاهش حجم تقریباً به خوبی با این مدل رفتاری پیش‌بینی می‌شود. ولی در تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم که نمونه‌ها ابتدا با کاهش حجم و سپس با افزایش حجم مواجه هستند، پیش‌بینی‌ها با استفاده از مدل رفتاری خیلی مناسب نیست؛ به طوری که کرنش حجمی نهایی آزمایش‌ها در تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم، اختلاف زیادی دارند. در صورتی که در تنش‌های همه‌جانبه‌ی زیاد این اختلاف کمتر است. منظور از تنش‌های همه‌جانبه‌ی زیاد، تنش‌های مایل به ۶۰۰ کیلوپاسکال و تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم، تنش‌های مایل به ۵۰ کیلوپاسکال است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که این مدل رفتاری در تنش‌های همه‌جانبه‌ی زیاد، عموماً نتایج بهتری در مقایسه با تنش‌های همه‌جانبه‌ی کم، در بررسی کرنش حجمی نمونه‌ها دارد و روند طی شده به سمت تنش‌های بالا این اختلاف را کم‌تر نشان می‌دهد. درصد خطای نتایج کرنش حجمی مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه سست مطابق جدول ۸ است. طبق این جدول مشاهده می‌شود که نتایج مدل در تنش‌های همه‌جانبه‌ی بیش‌تر، بهتر است.



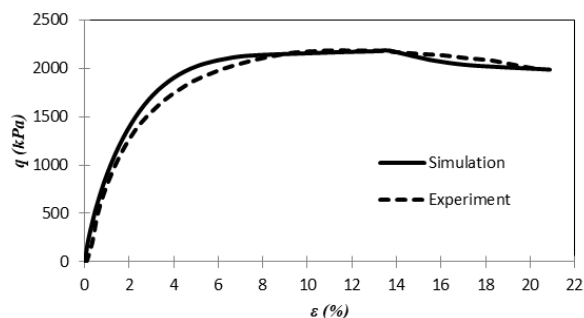
شکل ۱۶. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=50$ Kpa)

Fig. 16. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=50$ KPa)



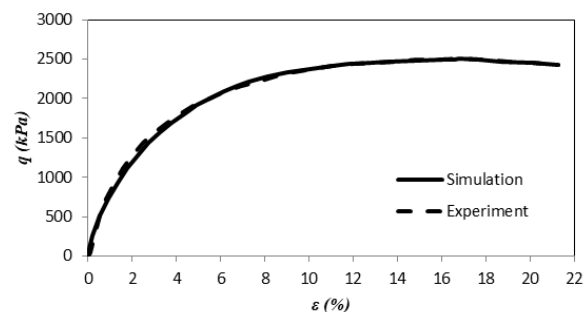
شکل ۱۷. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=100$ Kpa)

Fig. 17. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=100$ KPa)



شکل ۱۴. مقایسه نمودار تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=500$ Kpa)

Fig. 14. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=500$ KPa)

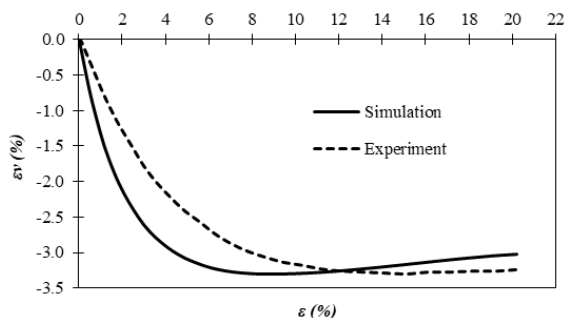


شکل ۱۵. مقایسه نمودار تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=600$ Kpa)

Fig. 15. Comparison of the laboratory and modeled stress-strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=600$ KPa)

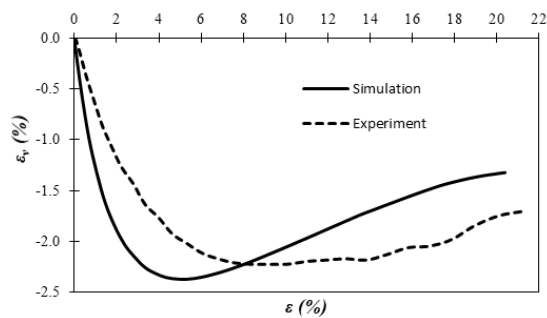
درصد خطای نتایج مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه متراکم مطابق جدول ۷ است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در نمونه متراکم هرچه تنش همه‌جانبه بیشتر می‌شود و میانگین درصد خطای درایه به درایه ماتریس کرنش‌ها کاهش می‌یابد. بنابراین می‌توان گفت که این مدل رفتاری در تنش‌های همه‌جانبه بیشتر نتایج بهتری دارد. اختلاف آخرین درایه ماتریس کرنش‌ها در نمونه متراکم نیز خیلی محسوس نیست. یعنی با لحاظ تقریب در مقادیر پارامترهای مدل، می‌توان به مقدار کرنش نهایی مطلوب رسید. با مقایسه دو نمونه سست و متراکم مشاهده می‌شود که متوسط مقدار میانگین درصد خطای درایه به درایه ماتریس کرنش‌ها در نمونه سست کمتر از این مقدار در نمونه متراکم است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که، این مدل رفتاری نتایج بهتری در نمونه سست دارد.

۳-۶ نمودارهای کرنش حجمی نمونه سست
نتایج مقایسه‌ای نمودارهای کرنش حجمی-کرنش محوری برای



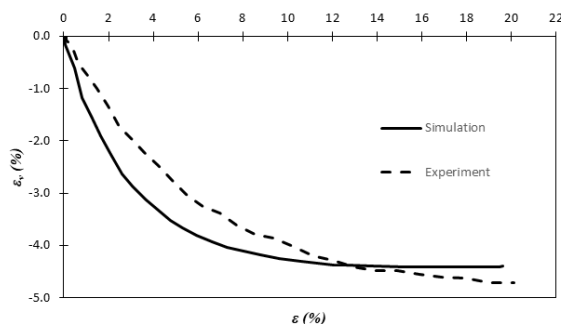
شکل ۱۹. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=500$ Kpa)

Fig. 19. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=500$ KPa)



شکل ۱۸. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=300$ Kpa)

Fig. 18. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=300$ KPa)



شکل ۲۰. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه سست ($\sigma_3=50$ Kpa)

Fig. 20. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the loose specimen ($\sigma_3=50$ KPa)

جدول ۷. درصد خطای نتایج کرنش محوری مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه متراکم

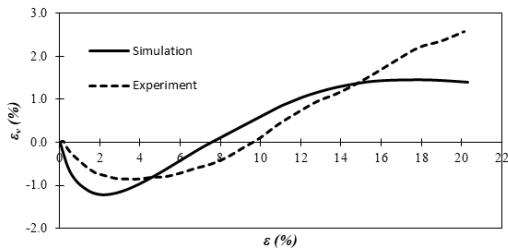
Table 7. The error percentage of the axial strain results of the model compared to the experimental results in the dense specimen

σ_3 (KPa)	میانگین درصد خطای درایه به درایه ماتریس کرنش‌ها	بیشترین اختلاف درایه به درایه بر حسب درصد	اختلاف آخرین درایه (کرنش نهایی) بر حسب درصد
۵۰	۵۱/۱۰	۲/۸۷	۰/۰۲
۱۰۰	۱۶/۴۰	۲/۸۱	۰/۱۶
۳۰۰	۱۲/۹۱	۱/۸۵	۰/۱۶
۵۰۰	۲۱/۸۵	۲/۷۸	۰/۴۳
۶۰۰	۹/۸۹	۱/۱۶	۰

جدول ۸. درصد خطای نتایج کرنش حجمی مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه سست

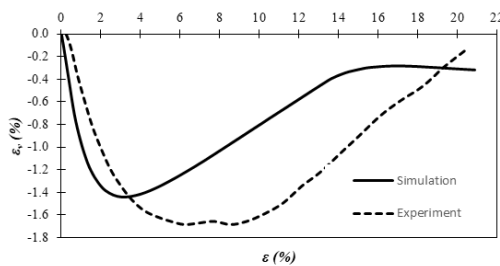
Table 8. The error percentage of the volumetric Strain results of the model compared to the experimental results in the loose specimen

σ_3 (KPa)					
۶۰۰	۵۰۰	۳۰۰	۱۰۰	۵۰	
۳۵/۷۵	۳۷/۲۵	۴۰/۳۲	۱۲۱/۴۹	۱۳۲/۳۲	میانگین درصد خطای درایه به درایه ماتریس کرنش‌ها



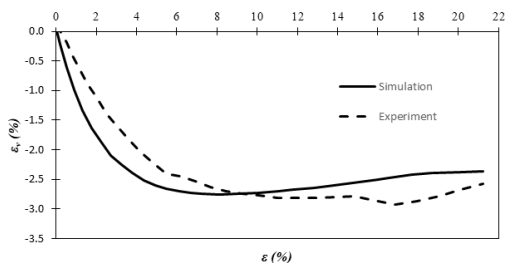
شکل ۲۳. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=300$ Kpa)

Fig. 23. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=300$ KPa)



شکل ۲۴. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=500$ Kpa)

Fig. 24. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=500$ KPa)

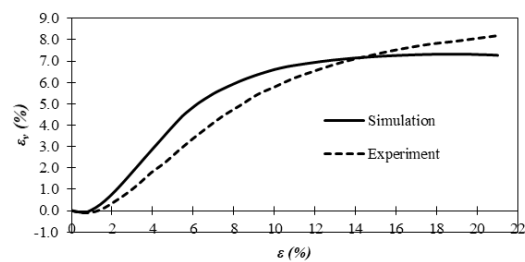


شکل ۲۵. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=600$ Kpa)

Fig. 25. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=600$ KPa)

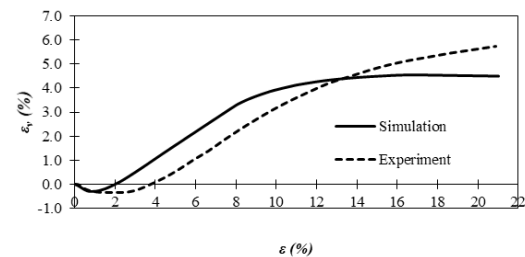
۶-۴- نمودارهای کرنش حجمی نمونه متراکم

نتایج مقایسه‌ای نمودارهای کرنش حجمی کرنش محوری برای نمونه‌های متراکم بین مدل رفتاری و آزمایش در اشکال ۲۱ تا ۲۵ نشان داده شده است. با مقایسه نمودارهای نمونه‌های سست و متراکم ملاحظه می‌گردد که در نمونه متراکم، نتایج بهتری در مقایسه با نمونه سست به دست آمده است. در مقایسه کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم مشاهده می‌شود که شکل کلی نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی، تقریباً توسط مدل رفتاری پیش‌بینی شده است؛ ولی همچنان اختلاف در کرنش حجمی نهایی آزمایش‌ها وجود دارد.



شکل ۲۱. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=50$ Kpa)

Fig. 21. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=50$ KPa)



شکل ۲۲. مقایسه نمودار کرنش حجمی آزمایشگاهی و مدل رفتاری نمونه متراکم ($\sigma_3=100$ Kpa)

Fig. 22. Comparison of the laboratory and modeled volumetric Strain diagram of the dense specimen ($\sigma_3=100$ KPa)

پیشینی کرنش حجمی نسبت به تنش محوری، ضعیف عمل می کند، قابلیت خردشوندگی دانه های ماسه کربناته است و همان طور که گفته شد این محققان فرضیه ای خلاف این داشتند. چرا که خردشدن دانه های ماسه، نحوه و مقدار تغییر حجم خاک را تغییر می دهد و مقدار تغییرات، تابع پیچیده ای از نوع خاک، نسبت تخلخل خاک، سختی کانی ها، شکل دانه ها، مقدار تنش همه جانبه و کرنش محوری است. لذا به منظور پیش بینی رفتار ماسه های کربناته توسط مدل منظری و دافالیاس، باید در این مدل رفتاری، اصلاحاتی انجام شود.

جدول ۹. درصد خطای نتایج کرنش حجمی مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه متراکم

Table 9. The error percentage of the volumetric Strain results of the model compared to the experimental results in the dense specimen

σ_3 (KPa)				
۶۰۰	۵۰۰	۳۰۰	۱۰۰	۵۰
۴۷/۳۱	۵۵/۶۷	۸۱/۷۱	۱۶۹/۷۰	۱۸۴/۴۱

میانگین درصد خطای درایه به درایه ماتریس کرنش ها

همه جانبه ی زیاد این اختلاف کمتر است (کمتر از ۰/۵ درصد). این مدل رفتاری در تنش های همه جانبه ی زیاد، عموماً نتایج بهتری در مقایسه با تنش های همه جانبه کم، در بررسی کرنش حجمی نمونه ها دارد و روند طی شده به سمت تنش های بالا این اختلاف را کم تر نشان می دهد. مقایسه نتایج مدل و آزمایش بین نمونه های سست و متراکم نشان می دهد که مدل در پیش بینی رفتار نمونه های سست بهتر عمل نموده است.

مدل منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) در پیش بینی کرنش حجمی نسبت به تنش محوری، ضعیف عمل می کند. دلیل اصلی این امر آن است که خردشدگی دانه های خاک و اثر آن بر روی تغییر حجم خاک در مدل دافالیاس و منظری در پیش بینی کرنش حجمی مد نظر قرار نگرفته است. معمولاً خردشدگی دانه ها منجر به کاهش حجم خاک می شود. لذا لازم است در مدل رفتاری مذکور اصلاحاتی در ارتباط با خردشدگی دانه ها و اثر آن بر روی تغییر حجم خاک صورت بگیرد. یکی دیگر از دلایل وجود اختلاف بین نمودارهای آزمایشگاهی و مدل رفتاری در کرنش حجمی، می تواند در نظر گرفتن یک مقدار متوسط برای پارامتر Π_p باشد.

دلیل اصلی که مدل منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) در پیش بینی کرنش حجمی نسبت به تنش محوری، ضعیف عمل می کند، قابلیت خردشوندگی دانه های ماسه کربناته است و همان طور که گفته شد این محققان فرضیه ای خلاف این داشتند. چرا که خرد شدن دانه های ماسه، نحوه و مقدار تغییر حجم خاک را تغییر می دهد و مقدار تغییرات، تابع پیچیده ای از نوع خاک، نسبت تخلخل خاک، سختی کانی ها، شکل دانه ها، مقدار تنش همه جانبه و کرنش محوری است. لذا به منظور پیش بینی رفتار ماسه های کربناته توسط مدل منظری و دافالیاس، باید در این مدل رفتاری اصلاحاتی انجام شود.

یکی از دلایل وجود اختلاف بین نمودارهای آزمایشگاهی و مدل رفتاری در کرنش حجمی، می تواند در نظر گرفتن مقدار متوسطی از پارامتر Π_p باشد. درصد خطای نتایج کرنش حجمی مدل در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمونه متراکم مطابق جدول ۹ است. طبق این جدول مشاهده می شود که مشابه نمونه سست، در نمونه متراکم نیز نتایج بهتر مدل در تنش های همه جانبه ی بیشتر به دست می آید. با مقایسه مقادیر خطای کرنش حجمی در نمونه سست و متراکم، مشاهده می شود که نتایج در نمونه سست بهتر از نمونه متراکم است. دلیل اصلی که مدل منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) در

۷- نتیجه گیری

در این مقاله مدل رفتاری منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) با توجه به توانایی آن در پیش بینی رفتار برشی خاک مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این کار نتایج آزمایش های سه محوری تحکیم یافته زه کشی شده بر روی خاک ماسه کربناته با نتایج مدل مورد مقایسه قرار گرفت. براساس مطالعات و مقایسه ها، نتایج زیر ملاحظه شد:

با مقایسه نمودارهای تنش-کرنش آزمایشگاهی و مدل رفتاری در نمونه خاک سست و متراکم در تنش های همه جانبه ۵۰ تا ۶۰۰ کیلوپاسکال مشاهده شد که نتایج حاصل از مدل و آزمایشگاه تطابق خوبی باهم دارند. لازم به ذکر است که نتایج در تنش های همه جانبه ی زیاد، در مقایسه با تنش های همه جانبه ی کم، مناسب تر است. در تنش های همه جانبه ی کم علاوه بر وجود تمرکز داده ها، پرش داده ها هم مشاهده می شود. به طور کلی، در تنش های همه جانبه ی کم، درصد خطای داده های مدل رفتاری نسبت به داده های آزمایشگاهی در مقایسه با تنش های همه جانبه ی زیاد، بیشتر است. با مقایسه نمودارهای نمونه سست و متراکم، مشاهده می شود که انطباق نتایج آزمایش و مدل در نمونه های سست، به مراتب بهتر از نتایج در نمونه های متراکم است.

با بررسی نمودارهای کرنش حجمی در برابر کرنش محوری مشاهده می شود که خروجی های مدل رفتاری منظری و دافالیاس (۲۰۰۴) در مقایسه با نتایج نمودارهای تنش-کرنش دقت کافی ندارد؛ هر چند روند کلی رفتار، نسبتاً درست است. کرنش حجمی نهایی در تنش های همه جانبه ی کم، اختلاف زیادی دارند (حدود ۱ تا ۲ درصد). در صورتی که در تنش های

- [13] Y. F. Dafalias, Manzari, M. T., Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects, *Engineering Mechanics*, 130:6, (2004), pp 622-634.
- [14] Y. F. Dafalias, Popov, E. P., A Model of Nonlinearly Hardening Materials for Complex Loadings, *Acta Mechanica*, 21, (1975), pp 173-192.
- [15] Y. F. Dafalias, Popov, E. P., Plastic Internal Variable Formalism of Cyclic Plasticity, *Journal of applied mechanics*, 98:4, (1976), pp 645-50.
- [16] A. W. Elgamal, Parra E., Yang Z., Dobry R. and Zeghal M., Liquefaction Constitutive Model, Proc., International Workshop on the Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, P. Lade, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, (1998), pp 269-279
- [17] Z. Gao, Zhao J., Constitutive modeling of artificially cemented sand by considering fabric anisotropy, *Computers and Geotechnics*, 41, (2012), pp 57-69.
- [18] K. Ishihara, Liquefaction and failure during earthquakes', *Geotechnique*, 43:3, (1993), pp 351-415.
- [19] K. Ishihara, Tatsuoka F., Yasuda S., Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses, *Soils Found.*, 15-1, (1975), pp 29-44.
- [20] M. B. Jefferies, Nor-Sand: a Simple Critical State Model for Sand, *Geotechnique* 43:1, (1993), pp 91-103.
- [21] A. Lashkari, A Sanisand-Structure Interface Model, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 35:C1, (2011), pp 15-34.
- [22] A. Lashkari, A Critical State Model for Saturated and Unsaturated Interfaces, *Scientia Iranica*, 19:5, (2012), pp 1147-1156.
- [23] A. Lashkari, Latifi, M., A Simple Plasticity Model for Prediction of Non-Coaxial Flow of Sand, *Mechanics Research Communications*, 34, (2007), pp 191-200.
- [24] J. Lee, Salgado, R., Analysis of Calibration Chamber Plate Load Tests, *Can Geotechn*, 37, (2000), pp 14-25.
- [25] X. S. Li, Wang, W., Linear Representation of Steady-State Line for Sand, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124:12, (1998), pp 1215-1218.
- [26] X. S. Li, Dafalias, Y. F., Dilatancy for cohesionless soils, *Géotechnique*, 50:4, (2000), pp 449-460.
- [27] X. S. Li, Dafalias, Y. F., Wang Z. L., State-dependent Dilatancy in Critical-state Constitutive Modeling of Sand, *Can. Geotech. J.*, 36, (1999), pp 599-611.
- [28] I. Ling, Yang, S., Unified Sand Model Based on the Critical State and Generalized Plasticity, *Engineering Mechanics*, 132:12, (2006), pp 1380-1391.
- [1] M. Hassanlorad, Investigating the behavior of non-cemented and cemented carbonated sand behavior by injection under shear loading, Ph.D. Thesis., Iran University of Science and Industry, Tehran, (2008). (In Persian)
- [2] H. Heidarzadeh, Latifi Namin, M., Investigating the Effect of Different State Parameters on the Reform of an Elastoplastic Model in the Form of Models with limit surface, *Sharif Civil Engineering Journal*, Vol. 28, No. 2, (2010), pp 57-64. (In Persian)
- [3] M. Latifi Namin, Lashkari, A., The effect of state parameter on the prediction of elastoplastic models for soil granules, *Journal of the Technical Faculty of Tehran University*, vol. 38, No. 2, (2004), pp. 269-280. (In Persian)
- [4] K. Been, Jefferies, M. G., A State Parameter for Sands, *Géotechnique*, 35:2, (1985), pp 99-112.
- [5] M. D. Bolton, The strength and dilatancy of sands, *Géotechnique*, 36:1, (1986), pp 65-78.
- [6] G. D. Bouckovalas, Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., A Critical State Interpretation for the Cyclic Liquefaction Resistance of Silty Sands, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, (2003), pp 115-125.
- [7] D. A. Cameron, Carter, J. P. A Constitutive Model for Sand Based on Non-Linear Elasticity and the State Parameter, *Computers and Geotechnics*, 36, (2009), pp 1219-1228.
- [8] R. S. Crouch, Wolf J. P., Unified 3-D Criticalstate Bounding-Surface Plasticity Model for Soil Incorporating Continuous Plastic Loading under Cyclic Paths, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geom.* 18:11, (1994), pp 735.
- [9] R. S. Crouch, Wolf, J. P., Dafalias Y. F., Unified Critical-State Bounding Surface Plasticity Model for Soil, *Eng. Mech.*, ASCE 120:11, (1994), pp 2251-2270.
- [10] Y. F. Dafalias, Bounding Surface Plasticity. I: Mathematical Foundation and Hypoplasticity, *Journal of Engineering Mechanics*, 112-9, (1986), pp 966-987.
- [11] Y. F. Dafalias, Herrmann, L. R., A Bounding Surface Soil Plasticity Model, *International Symposium. on Soils under Cyclic and Transient Loading*, Swansea 1, (1980), pp 335-345.
- [12] Y. F. Dafalias, Herrmann, L. R., Bounding Surface Plasticity, II: Application to Isotropic Cohesive soils, *Eng. Mech.*, ASCE 112:12, (1986), pp1263-1291.

- [38] K. H. Roscoe, Schofield, A. N., Wroth, C. P., On the Yielding of Soils, *Geotechnique* 8:1, (1958), pp 22-53.
- [39] R.M. Semple, Mechanical Properties of Calcareous Soils: State of the Art Report, Proceeding of 1st International Conference on Calcareous Sediments, Perth, Australia, Vol. 2. (1988), pp 73-75.
- [40] Sharma, Shambhu S., and Mostafa A. Ismail. "Monotonic and cyclic behavior of two calcareous soils of different origins." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 132.12 (2006): 1581-1591.
- [41] A. Schofield, Wroth P. Critical state soil mechanics. London: McGraw-Hill; 1968.
- [42] M. Taiebat, Shahir H, Pak A. Study of pore pressure variation during liquefaction using two constitutive models for sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2007 Jan 1;27(1):60-72.
- [43] P. Tasiopoulou, Gerolymos N. Development of a modified elastoplasticity model for sand. In Proceedings of the second international conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering, Taormina (Italy), CD Rom 2012 May (pp. 28-30).
- [44] Z.L. Wang, Dafalias YF, Shen CK. Bounding surface hypoplasticity model for sand. *Journal of engineering mechanics*. 1990 May;116(5):983-1001.
- [45] D. M. Wood, Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge university press; 1990.
- [46] D. M. Wood, Belkheir K. Strain softening and state parameter for sand modelling. *Geotechnique*. 1994 Jun;44(2):335-9.
- [47] X. Zeng, Arulanandan K. Overview of calibration of constitutive models and soil parameters. Verifications of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problem. 1994;2:1717-72.
- [29] M. T. Manzarey, Dafalias, Y. F., A Critical State Two-Surface Plasticity Model for Sands, *Géotechnique*, 47:2, (1997), pp 255-272.
- [30] M. T. Manzari, Prachathananukit, R., On Integration of a Cyclic Soil Plasticity model', *Int J Numer Anal Methods Geomech*, 25, (2001), pp 525-49.
- [31] B. McClelland, Calcareous Sediments: An Engineering Enigma, Proceeding 1st International Conference on Calcareous Sediments, Perth, Australia. Vol. 2, (1988), pp 777-784.
- [32] Z. Mroz, Norris, V. A., Zienkiewicz, O. C., An Anisotropic Hardening Model for Soils and Its Application to Cyclic Loading, *Methods Geom.* 2, (1978), pp 203-221.
- [33] S. Nemat-Nasser, On Behavior of Granular Material in Simple Shear, *Soils Found.*, 20-3, (1980), pp 59-73.
- [34] J. H. Prevost, Plasticity Theory for Soil Stress Strain Behavior, *Engng Mech.*, ASCE 104:5, (1978), pp 1177-1194.
- [35] P. K. Robertson, Fear, C. E., iquefaction of Sand and Its Evaluatio, International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp (1995), pp 269-279
- [36] K. H. Roscoe, Burland, J. B., On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clays, In Engineering plasticity (eds J. Heyman & F. A. Leckie), Cambridge University Press, (1968), pp 535-639
- [37] K. H. Roscoe, Poorooshab, H. B., A Fundamental Principle of Similarity in Model Test for Earth Pressure Problems, *Proc. 2nd Asian Reg. Conf. Soil Mech.*, Tokyo, 1, (1963), pp 134-140.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

M. Hamidzadeh, M. Hassanlourad, R. Mohammadpour Salout, Investigation of carbonate sand shear behavior based on Manzari and Dafalias behavioral model, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(4) (2019) 657-670.

DOI: 10.22060/ceej.2018.13856.5499

