

# تأثیر حضور لای بر مدول برشی بیشینه شن ماسه‌دار با استفاده از آزمایش المان خمشی

حمیدرضا رحمانی<sup>۱</sup>، سید ابوالحسن نائینی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران- خاک و پی، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)

۲- استاد گروه مهندسی عمران- خاک و پی، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره)

[Naeini\\_h@ikiu.ac.ir](mailto:Naeini_h@ikiu.ac.ir)

تاریخ پذیرش: [۹۸/۶/۵]

تاریخ دریافت: [۹۸/۲/۱۷]

## چکیده

ارزیابی سرعت موج برشی ( $V_s$ ) در کرنش‌های کوچک و مدول برشی حداکثر ( $G_{max}$ ) متناظر با آن، همواره به عنوان یک پارامتر مهم دینامیکی، مورد توجه پژوهشگران مهندسی ژئوتکنیک بوده است. هدف اصلی این پژوهش، بررسی تأثیر حضور ریزدانه غیرخمیری (لای) روی مدول برشی بیشینه خاک‌های شنی است. با توجه به اینکه در طبیعت ترکیب شن و لای به تنهایی کمتر یافت شده و اغلب ترکیبات طبیعی به صورت مخلوط شن، ماسه و لای است، سه نوع مخلوط شن ماسه‌دار با نسبت‌های ماسه به شن متفاوت بعنوان خاک شنی پایه انتخاب شده و به آن‌ها تا ۴۵ درصد لای اضافه گردید. با استفاده از دستگاه المان خمشی، سرعت موج برشی در کرنش‌های کوچک در همه نمونه‌ها و تحت سه فشار همه‌جانبه مختلف اندازه‌گیری شده و عوامل مختلف تأثیرگذار شناسایی شدند. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که با افزایش فشار همه‌جانبه موثر، مدول برشی بیشینه در همه ترکیبات افزایش می‌یابد. همچنین میزان درصد ریزدانه غیرخمیری و نسبت ماسه به شن در خاک شنی پایه، بطور قابل ملاحظه‌ای روی پارامتر مدول برشی حداکثر خاک مخلوط، موثر است، بدین صورت که با افزایش درصد لای و همچنین نسبت ماسه به شن در خاک پایه، مدول برشی حداکثر بطور پیوسته کاهش می‌یابد که این کاهش، از دیدگاه میکرومکانیک و چگونگی تشکیل زنجیره‌های نیروی تماسی بین ذرات، قابل توجیه است. در نهایت بر اساس رابطه عمومی Hardin و تعیین بهترین ضرایب برازشی مربوطه با استفاده از تحلیل رگرسیون، برای هر سه نوع خاک شنی با نسبت ماسه به شن متفاوت، روابط تجربی جداگانه‌ای بر اساس تابعی از درصد ریزدانه غیرخمیری، نسبت تخلخل و فشار همه‌جانبه مخلوط، برای تخمین مدول برشی حداکثر مخلوط شن، ماسه و لای ارائه شد. با هماهنگی نتایج بدست آمده از این روابط با مقادیر واقعی اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه و همچنین با توجه به فراوانی این نوع از ترکیب-ها در طبیعت، قابلیت استفاده بسیار مفید از معادلات استخراج شده در پروژه‌های مختلف ژئوتکنیکی، تأیید شد.

**واژگان کلیدی:** سرعت موج برشی، مدول برشی حداکثر، المان خمشی، شن ماسه‌دار، لای

## ۱- مقدمه

تعیین سرعت موج برشی ( $V_s$ ) و مدول برشی در کرنش‌های کوچک به عنوان یک پارامتر مهم در ارزیابی پتانسیل روانگرایی و بهسازی خاک‌ها و همچنین در طراحی لرزه‌ای فونداسیون‌ها مطرح است که می‌توان آنرا در محل و یا از روش‌های آزمایشگاهی اندازه‌گیری نمود [1]. با اندازه‌گیری سرعت موج برشی، مقدار مدول برشی بیشینه ( $G_{max}$ ) یا مدول برشی در کرنش‌های کوچک ( $G_0$ ) در خاک‌ها از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (1)$$

که در آن  $\rho$  چگالی خاک است.

با وجود پژوهش‌های گسترده به منظور تعیین مدول برشی کرنش کوچک ( $G_0$ ) روی ماسه‌های تمیز [2-6] و همچنین ماسه به همراه ریزدانه [7-12]، پژوهشگران کمتری به بررسی این پارامتر مهم دینامیکی در خاک‌های شنی پرداخته‌اند. در سال ۱۹۸۶، Seed و همکاران [13]، به بررسی و تعیین مقدار پارامتر  $K_2$  (ضریب مدول) بر اساس رابطه (۲) برای تعیین مدول برشی دینامیکی در پنج نوع خاک شنی پرداختند. بطور کلی نتیجه پژوهش ایشان نشان می‌دهد که مقدار ضریب  $K_2$  برای خاک‌های شنی در مقایسه با خاک‌های ماسه‌ای در حدود ۱/۳۵ تا ۲/۵ برابر بیشتر است.

$$G_0 = 1000 K_2 \sigma'_m{}^{0.5} \quad (2)$$

میدانی و همکاران [14]، تغییرات مدول برشی خاک مخلوط شن (تیزگوشه و گردگوشه) و ریزدانه رس را با استفاده از دستگاه سه محوری مجهز به ابزار دقیق برای اندازه‌گیری کرنش‌های کوچک و بزرگ مورد توجه قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که مخلوط حاوی دانه‌های گرد گوشه شن مدول برشی بزرگتری نسبت به دانه‌های تیزگوشه دارند. De Gao Zou و همکاران [15] یک رابطه کاربردی برای تعیین مدول برشی بیشینه مصالح شنی پیشنهاد نمودند. بر اساس نتایج، با افزایش کرنش برشی، مدول برشی نرمالیزه شده کاهش یافته اما با افزایش فشار همه‌جانبه، این پارامتر افزایش می‌یابد. ZHU و همکاران [16]، ویژگی‌های دینامیکی خاک-

های شنی را تحت فشار همه‌جانبه خیلی زیاد بین ۲۲۷ کیلوپاسکال تا ۴۰۰۰ کیلوپاسکال بررسی نمودند. بر اساس نتایج، با افزایش فشار همه‌جانبه، نمودار مدول برشی نرمالیزه شده در برابر کرنش برشی کمی افزایش می‌یابد. Senetakis و همکاران [17]، مدول برشی در کرنش‌های کوچک خاک‌های ماسه‌ای و شنی را با دانه‌بندی یکنواخت و خوب دانه‌بندی شده بررسی کرده و رابطه‌ای تجربی برای تعیین مدول برشی با در نظر گرفتن ویژگی‌های دانه‌بندی، فشار همه‌جانبه موثر و نسبت تخلخل پیشنهاد نمودند. Wei Zhou و همکاران [18]، مدول برشی در محدوده کرنش‌های گسترده را روی ۷ نوع نمونه مخلوط شن و ماسه بررسی کرده و در نهایت مدل اصلاح شده جدیدی را برای پیش‌بینی نمودار کاهش مدول برشی با در نظر گرفتن اثر فشار همه‌جانبه و نسبت تنش اولیه ارائه نمودند. بر اساس موارد مطرح شده در ادبیات فنی مشخص می‌شود که اثر حضور ریزدانه‌ها در ویژگی‌های دینامیکی خاک‌های شنی کمتر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. بنابراین با توجه به فراوانی ترکیب شن، ماسه و لای در طبیعت، در این مطالعه جامع آزمایشگاهی، تأثیر درصدهای مختلف ریزدانه غیرخمیری (لای) روی مدول برشی حداکثر (مدول برشی در کرنش‌های کوچک) سه نوع شن ماسه‌دار، در سه فشار همه-جانبه مختلف، شناسایی شده و نتایج مربوطه مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند. در ادامه به جزئیات این پژوهش پرداخته می‌شود.

۲- روش‌های آزمایشگاهی تعیین  $G_0$ 

آزمایش ستون تشدید یکی از اولین و پرکاربردترین روش‌های آزمایشگاهی اندازه‌گیری  $G_0$  بوده که در آن با تحریک پیچشی نمونه خاک در کرنش‌های بین  $10^{-2}$  تا  $10^{-4}$ ، فرکانس تشدید خاک شناسایی شده و سپس با استفاده از ابعاد و فرکانس طبیعی نمونه، مدول برشی بیشینه خاک محاسبه می‌شود [19-22]. این آزمایش به علت محدوده کم کرنشی، یک روش آزمایشگاهی غیرمخرب تلقی می‌شود. با پیشرفت در زمینه تولید المان‌های پیزوالکتریک، تکنیک‌های ارسال موج در خاک،

قطبی شدن صفحات پیوسرامیک باعث ایجاد تغییر شکل خمشی در آن‌ها شده و در واقع به عنوان یک تولید کننده موج (فرستنده) عمل می‌کند و هنگامیکه این صفحات تحت خمش قرار می‌گیرند، ولتاژ تولید شده و بنابراین می‌تواند بعنوان دریافت کننده موج مورد استفاده قرار گیرند. بسته به جهت‌های قطبی شدن صفحات، المان‌های خمشی به دو نوع سری (معمولاً به عنوان گیرنده) و موازی (معمولاً به عنوان فرستنده) تقسیم بندی می‌شوند [1].

۲-۳- اندازه‌گیری سرعت موج برشی با استفاده از دستگاه المان خمشی

بطور کلی در این روش، با اندازه‌گیری زمان و مسافت طی شده توسط موج برشی، با استفاده از رابطه (۳)، سرعت موج برشی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{L_t}{\Delta T} \quad (3)$$

که در آن  $V_s$ ، سرعت موج برشی،  $L_t$ ، مسافت طی شده توسط موج برشی (فاصله نوک تا نوک پیوسرامیک‌های فرستنده و گیرنده) و  $\Delta T$ ، زمان طی شده توسط موج برشی است. با وجود مطالعه‌های بسیار در ژئوتکنیک با استفاده از المان خمشی، اما همچنان اختلاف در روش‌های تفسیر داده‌های این آزمایش باعث عدم وجود استاندارد مشخص، گاهی منجر به ایجاد تفاوت‌هایی در نتایج و عدم قطعیت در آن‌ها می‌شود. اغلب این اختلاف‌ها به سبب تفاوت در روش‌های اندازه‌گیری زمان طی شدن موج است [7]. پژوهشگران مختلفی به بررسی روش‌های مختلف تفسیر این آزمایش و تفاوت‌های احتمالی در نتایج آن پرداخته‌اند [24,27,28]. مجموعه نظرات این پژوهشگران نشان می‌دهد که یک روش کاملاً ایده‌آل برای تفسیر نتایج وجود ندارد و این نکته همچنان به عنوان یک موضوع قابل بررسی مطرح بوده و مستلزم کمی قضاوت است [27]. بطور کلی زمان طی شده توسط موج برشی، تحت تأثیر منبع تولید موج، نوع خاک و ابعاد نمونه است [24]. در این پژوهش، با ارسال تک موج سینوسی با فرکانس ۸ کیلوهرتز، از روش زمان رسیدن اولین موج (فاصله زمانی بین اولین موج

به عنوان راهکار مناسب دیگری برای اندازه‌گیری مدول برشی در کرنش‌های خیلی کوچک خاک معرفی شد [1,23]. ایده اصلی استفاده از کریستال‌های پیزوالکتریک در کاربردهای ژئوتکنیکی، اولین بار توسط Lawrence برای تولید موج‌های فشاری تک بعدی مطرح شد [23,24]. به علت سختی زیاد کریستال‌های پیزوالکتریک و عدم امکان ایجاد تحریک‌های مکانیکی کافی برای انتشار مناسب اموج، اولین بار Shirley و Hampton [25] استفاده از المان خمشی<sup>۱</sup> پیوسرامیک را برای حل این مشکل بیان نمودند که در آن با استفاده از ارسال موج در یک وجه نمونه (به عنوان فرستنده) و دریافت آن در وجه مقابل (به عنوان گیرنده)، سرعت موج برشی تعیین می‌شود. کرنش‌های بوجود آمده در نمونه‌های آزمایشگاهی با استفاده از این روش در حدود  $10^{-5}$  بوده که در مقایسه با محدوده کرنش‌های آزمایش ستون تشدید ( $10^{-2}$  تا  $10^{-4}$ ) آزمایش غیر مخرب تری محسوب می‌شود و همچنین سادگی، سرعت بالای این روش در اندازه‌گیری سرعت موج برشی و قابلیت نصب آن روی دستگاه‌های مختلف آزمایشگاهی، از مزیت‌های دیگر آن در مقایسه با آزمایش ستون تشدید است. از مهمترین محدودیت‌های روش المان خمشی در مقایسه با ستون تشدید نیز می‌توان به عدم توانایی این آزمایش در محاسبه نسبت میرایی و اندازه‌گیری مدول برشی در کرنش‌های بزرگتر اشاره نمود [1]. با توجه به امکان انجام آزمایش المان خمشی در خاک‌های مختلف ماسه‌ای و یا ترکیب ماسه به همراه ریزدانه [3,6,7,9] و همچنین خاک‌های شنی [26]، در این پژوهش نیز از همین روش برای شناسایی تأثیر ریزدانه غیرخمیری روی مدول برشی حداکثر شن ماسه‌دار استفاده شده است.

### ۳- دستگاه المان خمشی

#### ۳-۱- سازوکار دستگاه المان خمشی

دستگاه المان خمشی یک وسیله الکترومکانیکی است که از دو صفحه پیوسرامیک متصل بهم تشکیل شده و می‌تواند انرژی مکانیکی را به انرژی الکتریکی و یا بالعکس تبدیل کند. بدین صورت که هنگامیکه یک ولتاژ الکتریکی به آن وارد می‌شود،

ارسالی و اولین موج دریافتی) برای اندازه‌گیری سرعت موج برشی استفاده شده است. بر اساس نتایج پژوهش Brignoli و همکاران [29]، محدوده فرکانس ۳ تا ۱۰ کیلوهرتز، برای دریافت سیگنال واضح در نمونه‌های با ارتفاع ۱۰۰ تا ۱۴۰ میلیمتر مناسب تشخیص داده شده است، همان‌گونه که بسیاری از پژوهشگران نیز، از همین محدوده فرکانسی برای ارسال موج استفاده نموده‌اند [7,9]. در این روش با نمایش موج ارسالی و دریافتی در فضای برحسب زمان و ولتاژ مانند شکل (۱)، زمان رسیدن موج به صورت فاصله زمانی بین ابتدای موج ارسالی تا ابتدای موج دریافت شده و یا فاصله زمانی بین نقاط مشخص مانند نقاط بیشینه و یا کمینه موج ارسالی تا نقطه بیشینه و یا کمینه موج دریافتی، محاسبه می‌شود. با توجه به شکل (۱)، تشخیص زمان رسیدن موج به علت وجود عواملی چون اثر میدان نزدیک<sup>۲</sup> خیلی واضح نبوده و هر یک از نقاط A، B، C و D را می‌توان به عنوان نقطه ابتدایی موج دریافتی یا همان اولین نقطه ورود موج در نظر گرفت. در واقع میدان نزدیک، پدیده‌ای است که باعث ظاهر شدن یک تغییر شکل اولیه قبل از تغییر شکل مربوط به موج اصلی می‌شود و اغلب در فواصل نزدیک بین منبع تولید موج و دریافت‌کننده آشکار می‌شود و با بیشتر شدن فاصله بین فرستنده و دریافت‌کننده، اثر آن کاهش می‌یابد.

شکل ۱. تصویر شماتیک از موج برشی دریافتی تحت تأثیر پدیده میدان نزدیک [30]

Lee و Santamarina [30]، بر اساس مقایسه نتایج روش تحلیلی تطبیق سیگنال<sup>۳</sup>، دریافتند که نقطه C مشخص شده در شکل (۱)، زمان صحیح اولین موج دریافتی بوده و تغییر شکل قبل از آن، مربوط به اثر پدیده میدان نزدیک است. بر اساس یافته‌های Rio [31]، مشخص می‌شود که هر چقدر نسبت ارتفاع به قطر نمونه (نسبت لاغری<sup>۴</sup>) بیشتر شود، اثر این پدیده به شدت کاهش می‌یابد. اثر انعکاس یا بازتاب موج از جداره‌ها عامل تأثیرگذار دیگر در تفسیر و تشخیص درست زمان موج دریافتی است. انعکاس امواج P از جداره مرزهای نمونه، ممکن است با موج برشی دریافتی تداخل پیدا کند [30]. شدت این تداخل به ابعاد نمونه بستگی داشته و با انتخاب صحیح آن، می‌توان اثر این موضوع را تا حد زیادی کاهش داد. عامل دیگری که باعث ایجاد اختلال در تفسیر نتایج آزمایش المان خمشی می‌شود، وجود نویز مربوط به تداخل امواج یا همان پدیده cross-talk ناشی از امواج الکترومغناطیسی و ارتعاشات محیط است. این پدیده در فاصله بین موج ارسالی و دریافتی و در اثر تداخل این دو موج در محیط‌های رسانا مانند خاک‌های اشباع، بوجود می‌آید. برای حذف این اثر، می‌توان از روش فیلتر کردن نتایج، استفاده نمود. بدین صورت که با محاسبه نسبت دامنه موج ارسالی و دامنه موج ناشی از cross-talk، می‌توان اثر این پدیده را از موج دریافتی حذف نمود [31]. این فرایند توسط دستگاه اسیلوسکوپ<sup>۵</sup> دیجیتال پردازش‌کننده موج دریافتی صورت می‌پذیرد.

#### ۴- مصالح و روش‌های استفاده شده

##### ۴-۱- مشخصات خاک آزمایش شده

ترکیب‌های مختلف شن، ماسه و لای برای انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی مد نظر قرار گرفت. شن مورد استفاده با بیشینه اندازه ۹/۵ میلی‌متر از مصالح طبیعی رودخانه‌ای در سد نهب و ماسه یکنواخت با اندازه ذرات بین ۰/۱۵ تا ۲ میلی‌متر از معدن عبدال آباد در استان قزوین تهیه شد. از نظر شکل دانه‌ها بر اساس استاندارد ASTM D2488 [32]، شن مصرفی در

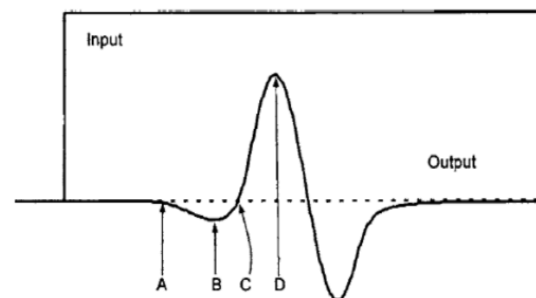


Fig. 1. Typical S-wave signal within near field

3 Signal Matching Procedure

4 Slenderness ratio

5 Oscilloscope

2 Near field

است. در جدول (۱)، مشخصات کامل ترکیب نمونه‌ها به همراه چگونگی نامگذاری آن‌ها آورده شده است. نمودار دانه‌بندی این ترکیب‌ها در شکل (۳) نشان داده شده است. همچنین تغییرات نسبت تخلخل کمینه<sup>۹</sup> و بیشینه<sup>۱۰</sup> ترکیب‌های مختلف در برابر میزان درصد ریزدانه غیرخمیری لای، در شکل (۴) نشان داده شده است.

طبقه‌بندی مصالح نیمه‌گردگوشه ۶ تا گردگوشه ۷ قرار می‌گیرد (شکل ۲). در این پژوهش از درصدهای مختلف لای به عنوان ریزدانه غیرخمیری (F.C)، تهیه شده از معدن فیروزکوه در شمال ایران و عبوری از الک شماره ۲۰۰، در ترکیب نمونه‌ها استفاده شده است.

شکل ۲. تصویری از دانه‌های شن مورد استفاده



Fig. 2. Images of gravel particles

شکل ۳. نمودار دانه بندی ترکیب‌های مختلف: الف) Type-A، ب) Type-

B و ج) Type-C

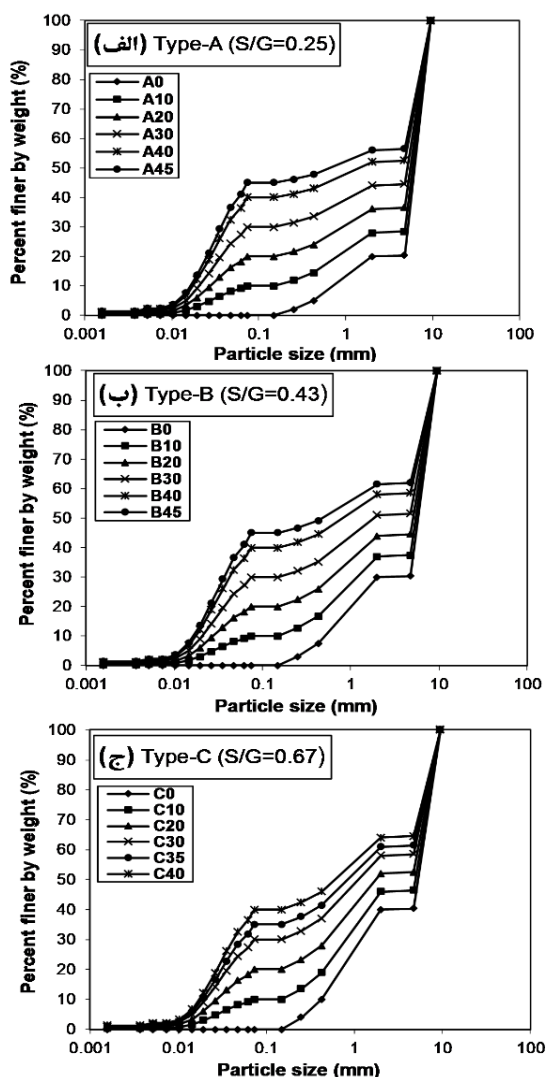


Fig. 3. Grain size distribution curves of various mixtures: (a) Type-A; (b) Type-B; (c) Type-C

هدف اصلی این پژوهش تعیین تأثیر لای روی مدول برشی بیشینه خاک‌های شنی است، اما از آنجایی که ترکیب شن و لای به تنهایی در طبیعت کمتر یافت می‌شوند، سه نوع شن ماسه‌دار به عنوان خاک درشت‌دانه شنی پایه و مینا به صورت زیر انتخاب شدند:

Type-A: با نسبت ماسه به شن برابر با  $0.25 \times 0.25$  (S/G=0.25)،  
 Type-B: با نسبت ماسه به شن برابر با  $0.43 \times 0.43$  (S/G=0.43) و  
 Type-C: با نسبت ماسه به شن برابر با  $0.67 \times 0.67$  (S/G=0.67).

در واقع برای ارزیابی صحیح و دقیق‌تر تأثیر ریزدانه غیرخمیری روی مدول برشی خاک شنی، با ثابت نگه داشتن نسبت ماسه به شن در هر نوع از خاک‌های شنی پایه با درصدهای مختلف لای، سعی شده است که اثر وجود ماسه روی نتایج در هر یک از این سه نوع خاک شنی حذف شود. به عبارتی دیگر، در هر سه نوع خاک شنی A، B و C، با افزودن درصدهای مختلف لای (۰ تا ۴۵ درصد) نسبت ماسه به شن ثابت نگه داشته شده

9 Minimum void ratios  
 10 Maximum void ratios

6 Subrounded  
 7 Rounded  
 8 Fine Content

جدول ۱. مشخصات ترکیب‌های مختلف آزمایشگاهی

Sample Identifier	S/G <sub>1</sub>	G.C <sub>2</sub> (%)	S.C <sub>3</sub> (%)	F.C <sub>4</sub> (%)	G <sub>s</sub>	USC S
A0	0.25	80	20	0	2.70	GP
A10	0.25	72	18	10	2.69	GP-GM
A20	0.25	64	16	20	2.69	GM
A30	0.25	56	14	30	2.69	GM
A40	0.25	48	12	40	2.69	GM
A45	0.25	44	11	45	2.68	GM
B0	0.43	70	30	0	2.70	GP
B10	0.43	63	27	10	2.70	GP-GM
B20	0.43	56	24	20	2.69	GM
B30	0.43	49	21	30	2.69	GM
B40	0.43	42	18	40	2.69	GM
B45	0.43	38.5	16.5	45	2.69	GM
C0	0.67	60	40	0	2.70	GP
C10	0.67	54	36	10	2.70	GP-GM
C20	0.67	48	32	20	2.70	GM
C30	0.67	42	28	30	2.69	GM
C35	0.67	39	26	35	2.69	GM
C40	0.67	36	24	40	2.69	GM

Table 1. Specifications of different mixtures

۲-۴- روش آماده سازی نمونه‌ها  
 برای اندازه‌گیری سرعت موج برشی، نمونه‌های استوانه‌ای به قطر ۶۹ و ارتفاع ۱۴۰ میلی‌متر در دستگاه سه محوری مجهز به المان خمشی ساخته شدند. روش کوبش مرطوب ۱۱ به علت مزیت آن در ساخت نمونه‌های همگن، عدم جداسازی دانه‌ها به عنوان روش مناسب برای نمونه سازی انتخاب شد، همان‌گونه که پژوهشگران بسیاری در ساخت نمونه‌های سست برای آزمایش‌های مختلف آزمایشگاهی در خاک‌های ماسه‌ای [33-35] و شنی [26,36] استفاده کرده‌اند. به منظور ثابت نگه‌داشتن تراکم نسبی نمونه‌ها و حذف اثر این پارامتر روی نتایج، با استفاده از روش سعی و خطا، تراکم نسبی اولیه (تراکم نسبی قبل از تحکیم) نمونه‌های با درصد مختلف لای طوری انتخاب شدند که نهایتاً پس از تحکیم، تراکم نسبی آن‌ها تقریباً ۳۵٪ (بین ۳۲ تا ۳۸ درصد) باشد. به منظور اشباع کردن نمونه، ابتدا ۴۰ دقیقه گاز دی اکسید کربن از پایین نمونه وارد و از بالا خارج شده و پس از آن به اندازه دو برابر حجم نمونه، آب بدون هوا از داخل نمونه عبور داده می‌شود. در نهایت با اعمال پس فشار ۱۲ تا حدود ۲۰۰ کیلوپاسکال با گام‌های بیشینه ۳۵ کیلوپاسکال، نمونه بطور کامل اشباع می‌شود. بر اساس استاندارد ASTM-D4767 [37] مقدار پارامتر B بزرگتر از ۰/۹۵ بعنوان معیار اشباع بودن نمونه در نظر گرفته شد. پس از عملیات اشباع سازی، ابتدا نمونه‌ها تحت فشارهای همه‌جانبه ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال تحکیم یافته و سپس با استفاده از دستگاه المان خمشی، سرعت موج برشی در آن‌ها اندازه‌گیری شد.

## ۵- نتایج و تحلیل آن‌ها

### ۱-۵- تعیین مدول برشی حداکثر

با استفاده از دستگاه المان خمشی و اندازه‌گیری سرعت موج برشی بر اساس زمان طی شده توسط موج، مدول برشی بیشینه برای ۱۸ ترکیب مشخص شده در جدول (۱)، در سه فشار همه‌جانبه ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال، تعیین شد. به عنوان نمونه در شکل ۵، نتایج انجام این آزمایش روی هر سه نوع

شکل ۴: تغییرات مقدار تخلخل کمینه و بیشینه نمونه‌ها در برابر لای

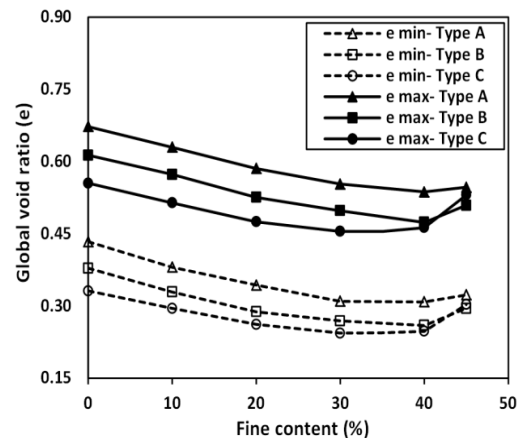


Fig. 4. Variation of global void ratio vs. fine content

11 Moist tamping

12 Back pressure



**جدول ۲.** مقادیر مدول برشی حداکثر در فشارهای همه جانبه مختلف

Sample identifier	$D_r$ (Initial)	$\sigma'_c$ (kPa)	$(e_c)$	$D_r$ (Consolidated)	$G_0$ (MPa)
A0	30	50	0.593	33	236
	29	100	0.588	35	294
	28	150	0.581	38	338
A10	29	50	0.546	34	223
	27	100	0.541	34	283
	25	150	0.538	37	322
A20	26	50	0.506	32	167
	25	100	0.500	36	221
	24	150	0.495	37	261
A30	28	50	0.471	34	132
	25	100	0.465	36	179
	24	150	0.460	38	216
A40	28	50	0.457	35	104
	26	100	0.453	37	136
	23	150	0.446	38	157
A45	28	50	0.465	36	68
	25	100	0.458	38	95
	22	150	0.455	38	117
B0	29	50	0.533	34	222
	29	100	0.527	37	278
	27	150	0.515	38	321
B10	28	50	0.490	34	194
	27	100	0.484	36	254
	25	150	0.477	38	291
B20	26	50	0.450	33	151
	24	100	0.443	35	199
	23	150	0.437	37	234
B30	26	50	0.424	34	112
	24	100	0.418	35	145
	23	150	0.413	37	168
B40	26	50	0.405	34	75
	23	100	0.399	36	105
	22	150	0.393	38	126
B45	25	50	0.437	34	64
	24	100	0.430	37	87
	21	150	0.426	38	103
C0	32	50	0.471	37	177
	28	100	0.465	38	236
	26	150	0.458	36	275
C10	28	50	0.440	34	136
	25	100	0.435	36	185
	24	150	0.430	38	222
C20	27	50	0.407	34	116
	24	100	0.402	34	154
	21	150	0.398	36	180
C30	25	50	0.385	33	88
	25	100	0.380	36	112
	22	150	0.374	38	129
C35	26	50	0.382	35	67
	24	100	0.376	38	85
	21	150	0.371	37	99
C40	25	50	0.391	35	62
	23	100	0.384	37	80
	21	150	0.381	38	92

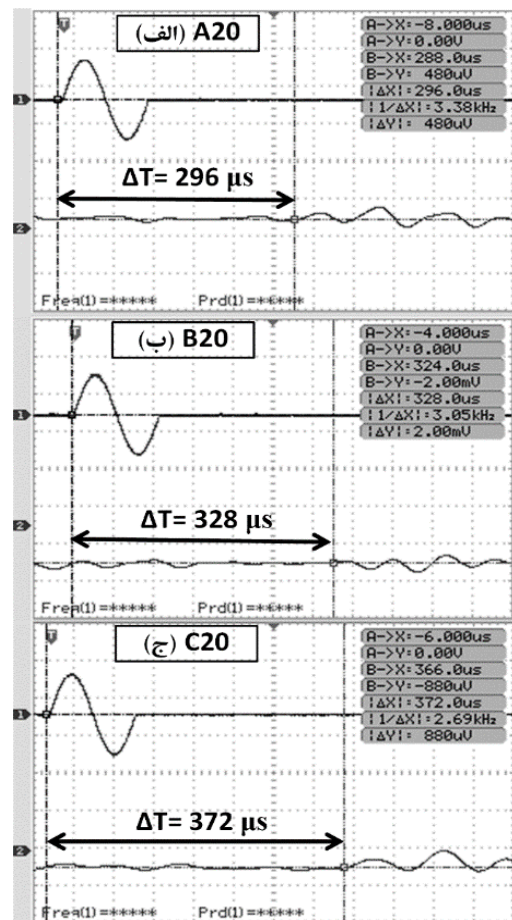
**Table 2:** Small strain shear modulus values at different confining pressures

**۲-۵- تأثیر فشار همه جانبه روی پارامتر  $G_0$**

نمودار مربوط به تغییرات مدول برشی بیشینه نسبت به فشار همه جانبه (در شکل ۶) نشان داده شده است. با توجه به این شکل ۶، مشخص است که در همه نمونه‌ها با افزایش فشار همه جانبه، مدول برشی بیشینه نیز افزایش می‌یابد، اما شدت تغییرات آن‌ها با یکدیگر متفاوت است، به طوری که در هر سه نوع خاک شنی A، B و C، با افزایش میزان لای، شیب خط برازش، کاهش می‌یابد.

خاک A، B و C با ۲۰ درصد لای در فشار همه جانبه موثر ۱۵۰ کیلوپاسکال نشان داده شده است. یکی از نکات مهم شکل ۵) این است که با افزایش نسبت ماسه به شن (مقدار ۰/۲۵ برای خاک نوع A، ۰/۴۳ برای خاک نوع B و ۰/۶۷ برای خاک نوع C)، زمان رسیدن موج برشی برای یک نمونه با میزان درصد لای مساوی، افزایش می‌یابد. به عبارتی دیگر، با افزایش مقدار ماسه در خاک شنی پایه، سرعت موج برشی و مدول برشی بیشینه خاک، کاهش می‌یابد. خلاصه نتایج مربوط به اندازه‌گیری مدول برشی بیشینه یا مدول برشی کرنش کوچک برای هر سه نوع خاک شنی در سه فشار همه جانبه مختلف به همراه مقدار تخلخل پس از تحکیم<sup>۱۳</sup> نمونه‌ها، در جدول (۲) ارائه شده است.

**شکل ۵.** سیگنال امواج برشی در نمونه‌های با ۲۰ درصد لای در فشار همه جانبه ۱۵۰ کیلوپاسکال: الف) A20، ب) B20 و ج) C20



**Fig. 5.** Shear wave signals for specimens with 20% silt content at confining pressures of 150 kPa: (a) Type-A, (b) Type-B and (c) Type-C

آن‌ها، عامل اصلی کنترل کننده ویژگی‌های خاک‌های دانه‌ای در کرنش‌های کوچک است، همان‌گونه که نتایج پژوهش‌های قبلی نیز نشان می‌دهد که با افزایش فشار همه‌جانبه، نیروهای تماسی نرمال بین ذرات افزایش یافته و در نتیجه سختی مخلوط بطور کلی افزایش می‌یابد [22].

### ۳-۵- تأثیر ریزدانه روی پارامتر $G_0$

شکل ۷، تغییرات مدول برشی بیشینه را در هر سه نوع خاک A، B و C نسبت به درصد‌های مختلف ریزدانه غیرخمیری نشان می‌دهد. بر اساس شکل ۷، کاملاً مشخص است که با افزایش میزان درصد لای، مدول برشی بیشینه در هر سه نوع خاک شنی بطور پیوسته کاهش می‌یابد. علاوه بر آن، در یک مقدار مساوی درصد لای و همچنین فشار همه‌جانبه برابر، خاک شنی پایه با نسبت ماسه به شن کمتر، مدول برشی بزرگتری دارد. کاهش مقدار  $G_0$  با افزایش میزان ریزدانه غیرخمیری در مخلوط درشت‌دانه می‌تواند از نظر میکرومکانیک، مشابه سازوکار مطرح شده در پژوهش‌های قبلی [4,38]، در خصوص کاهش  $G_0$  با افزایش ضریب یکنواختی خاک<sup>۱۴</sup> و چگونگی تشکیل زنجیره‌های انتقال نیرو<sup>۱۵</sup>، توجیه شود. از دیدگاه میکرومکانیک، زنجیره‌های انتقال نیرو در مخلوط‌های با دانه‌بندی یکنواخت، بطور یکسان در بین ذرات توزیع می‌شود (تشکیل زنجیره نیروی قوی)، ولی در ترکیب‌های با دانه‌بندی گسترده و غیریکنواخت، زنجیره‌های ضعیف قوی انتقال نیرو بطور همزمان از طریق تماس بین ذرات تشکیل می‌شود. تماس بین دانه‌ها زمانی قوی محسوب می‌شود که مقدار نیروی عمودی انتقال یافته توسط تمام ذرات مخلوط میانگین نیروی نرمال انتقال یافته توسط تمام ذرات مخلوط باشد [4,38]. بر اساس نتایج شبیه‌سازی عددی Radjai و Wolf [39]، تماس‌های ضعیف تقریباً ۲۸٪ فشارهای متوسط نرمال را انتقال می‌دهند و سهم نیروهای برشی انتقال یافته توسط زنجیره‌های تماس ضعیف، تقریباً ناچیز است. بنابراین در یک مخلوط با دانه‌بندی نسبتاً گسترده، بخش زیادی از ذرات (دارای زنجیره‌های تماس ضعیف) عملاً نقشی در انتقال

به عبارتی دیگر، با افزایش درصد ریزدانه غیرخمیری، شدت اثر فشار همه‌جانبه کمتر می‌شود. نکته جالب دیگری که از شکل ۶ می‌توان استنباط نمود این است با افزایش نسبت ماسه به شن، شیب خط نمونه‌های با میزان درصد مساوی لای و حتی نمونه‌های بدون لای (A0، B0 و C0) کاهش می‌یابد. در واقع با افزایش میزان ماسه در خاک شنی پایه نیز، شدت تأثیر فشار همه‌جانبه کاهش خواهد یافت. افزایش مقدار  $G_0$  با افزایش فشار همه‌جانبه، می‌تواند بر

شکل ۶. تغییرات مدول برشی بیشینه در برابر فشارهای همه‌جانبه مختلف:

الف) Type-A، ب) Type-B، ج) Type-C

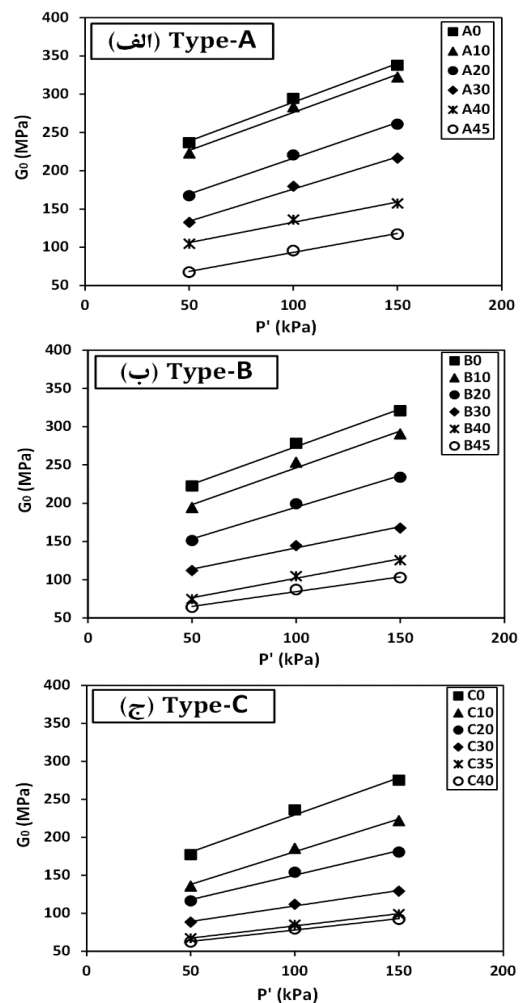


Fig. 6. Variation of small strain shear modulus vs. confining pressures: (a) Type-A; (b) Type-B; (c) Type-C

اساس نیروهای تماسی بین ذرات، توجیه گردد.

با توجه به عدم تغییر در بافت و ساختار خاک در روش‌های آزمایشگاهی تعیین سختی در کرنش‌های کوچک، نیروهای تماسی بین ذرات (نیروهای تماسی نرمال و برشی) و تعداد

14 Coefficient of Uniformity (Cu)

15 Force transmission chains



کوچک، مقدار فشار همه‌جانبه و نسبت تخلخل خاک‌ها یکی از مهمترین این عوامل بوده و بسیاری از پژوهشگران از رابطه عمومی (۴) معروف به رابطه Hardin، به عنوان یک رابطه تجربی در تعیین مدول برشی حداکثر در خاک‌های دانه‌ای استفاده کرده‌اند. فرم کلی این رابطه به صورت زیر است [7,22,38]:

$$G_0 = AF(e)\left(\frac{\sigma'_p}{P_a}\right)^n \quad (4)$$

که در آن،  $F(e)$  تابع نسبت تخلخل،  $\sigma'$  فشار همه‌جانبه موثر،  $P_a$  فشار مرجع که معمولاً معادل با فشار اتمسفر (۱۰۰ کیلوپاسکال) در نظر گرفته می‌شود،  $n$  و  $A$  نیز ضرایب ثابت متناسب با بهترین برازش هستند. بر اساس مطالعات قبلی، مقدار پارامتر  $n$  بر اساس روابط کلاسیک، حدود ۰/۳۳ بوده، اما اندازه‌گیری‌های انجام شده نشان می‌دهد این پارامتر برای خاک‌های دانه‌ای می‌تواند بین ۰/۳۵ تا ۰/۶ نیز متغیر باشد [7,38]. همچنین روابط متعددی برای تابع نسبت تخلخل پیشنهاد شده که رابطه (۵)، یکی از معروفترین آن‌ها در مورد خاک‌های دانه‌ای گردگوشه است [7,38]:

$$F(e) = \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \quad (5)$$

که در آن،  $e$  نسبت تخلخل نمونه است. با استفاده از رابطه (۵) و به منظور حذف اثر تخلخل در شناسایی تأثیر حضور ریزدانه غیرخمیری روی پارامتر مدول برشی بیشینه، در شکل (۸)، نمودار نرمالیزه شده این پارامتر به نسبت تخلخل در برابر درصد لای در هر سه نوع خاک شنی و فشارهای همه‌جانبه مختلف ترسیم شده است.

همان‌گونه که شکل (۸) نشان می‌دهد، مقادیر مدول برشی حداکثر نرمالیزه شده (نسبت به تخلخل خاک) در یک فشار همه‌جانبه مشخص، تقریباً بطور خطی با افزایش مقدار ریزدانه غیرخمیری کاهش می‌یابد. همچنین با دقت بیشتر در شکل (۸) مشخص است که شیب کاهش مدول برشی حداکثر نرمالیزه شده به نسبت تخلخل نیز در هر سه نوع خاک شنی پایه، با افزایش فشار همه‌جانبه و همچنین کاهش نسبت ماسه به شن در خاک درشت‌دانه پایه، افزایش می‌یابد. Liu و Yang [7] نیز

نیروی برشی خارجی نداشته، اما به دلیل اشغال فضای خالی بین دانه‌ها، نسبت تخلخل مخلوط را کاهش می‌دهند. به عبارتی دیگر، افزایش میزان ریزدانه در مخلوط یکنواخت (دارای زنجیره‌های تماس قوی در بین دانه‌ها) باعث می‌شود دانه‌بندی آن گسترده‌تر شده و با تشکیل زنجیره‌های تماس ضعیف و قوی بطورهم‌زمان در بین ذرات، سختی برشی کلی مخلوط کاهش یابد. در تحلیل مشابهی توسط Liu و Yang [7]، از دیدگاه میکرومکانیک، تعداد تماس‌های هماهنگ<sup>۱۶</sup> بین ذرات (بنا به تعریف، تعداد تماس‌های متوسط برای هر ذره) به عنوان عامل کلیدی در توجیه چگونگی قرارگیری و آرایش ذرات در یک مخلوط و در نتیجه سازوکار انتقال نیروهای وارد شده توسط آن‌ها مطرح شده است. بر اساس نتایج شبیه‌سازی ایشان، مشخص شد که تعداد تماس‌های هماهنگ بین ذرات، با افزایش میزان ریزدانه در مخلوط کاهش پیدا کرده و در نتیجه سختی نمونه کم می‌شود.

شکل ۷. تغییرات مدول برشی بیشینه نسبت به میزان درصد لای

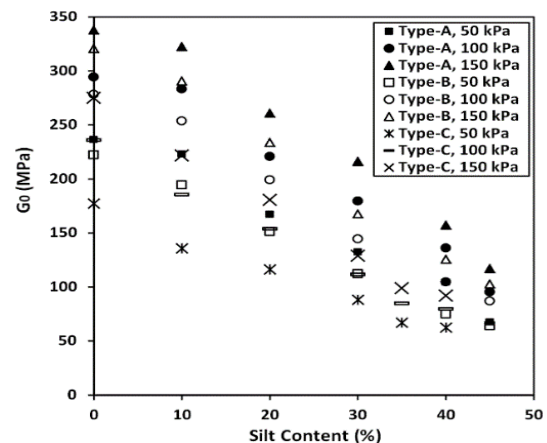


Fig. 7. Variation of small strain shear modulus with fines content

#### ۴-۵- رابطه عمومی تعیین $G_0$

تعیین پارامترهای تأثیرگذار بر ویژگی‌های سرعت موج برشی و به تبع آن مدول برشی حداکثر خاک‌ها از سالیان دور به عنوان موضوع بسیار جذاب در حوزه مهندسی ژئوتکنیک مطرح بوده است. با مرور ادبیات فنی در این خصوص، مشخص می‌شود که از میان عوامل متعدد و موثر در مدول برشی در کرنش‌های

همه‌جانبه نرمالیزه شده به فشار اتمسفر، برای هر سه نوع خاک شنی، نشان داده شده است. در این شکل، مرزهای بالایی داده-های آزمایشگاهی، مربوط به مخلوط‌های بدون لای و مرزهای پایینی داده‌ها، مربوط به مخلوط‌های با بیشترین مقدار درصد لای بوده و نقاط بین آن‌ها، مربوط به سایر ترکیبات با درصد‌های مختلف لای است. همچنین از شکل ۸ نتیجه می‌شود که با افزایش درصد ریزدانه غیرخمیری، مدول برشی بیشینه در خاک‌های شنی کاهش پیدا کرده، ولی محدوده تغییرات این کاهش، برای مخلوط‌های با نسبت ماسه به شن کوچکتر، بیشتر خواهد بود.

شکل ۹. مقادیر نرمالیزه مدول برشی حداکثر در برابر فشار همه‌جانبه

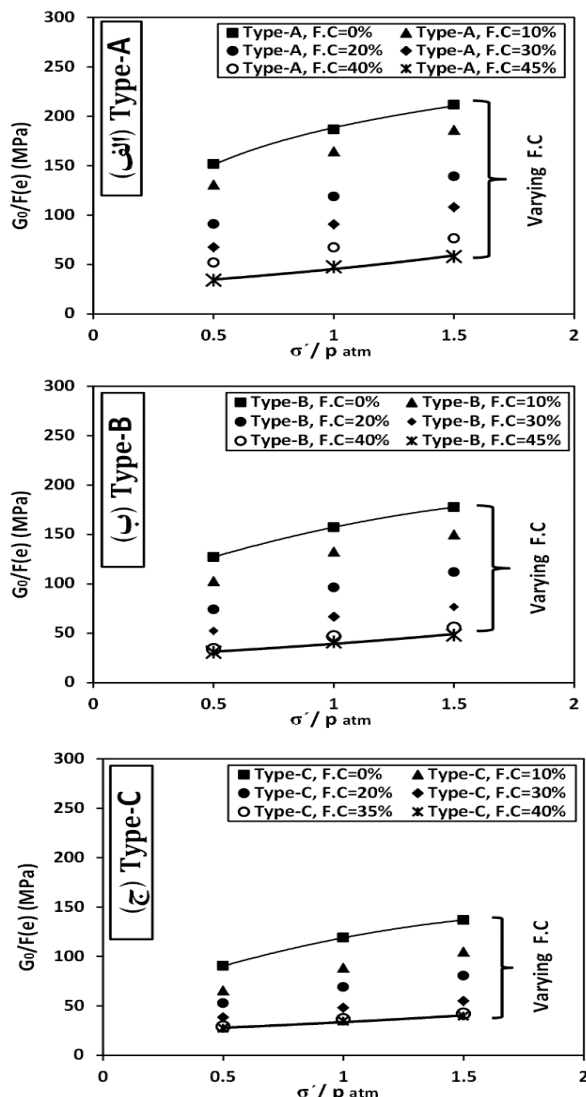


Fig. 9. Variation of normalized small shear modulus vs. normalized confining pressures

به نتایج مشابهی در خاک‌های ماسه لای‌دار دست یافته‌اند، به گونه‌ای که شدت کاهش مدول برشی در برابر مقدار ریزدانه غیرخمیری در خاک‌های ماسه‌ای، در فشارهای همه‌جانبه بزرگتر، کمی بیشتر است.

شکل ۸. تغییرات مدول برشی حداکثر نرمالیزه در برابر مقدار ریزدانه:

(الف) Type-A، (ب) Type-B، (ج) Type-C

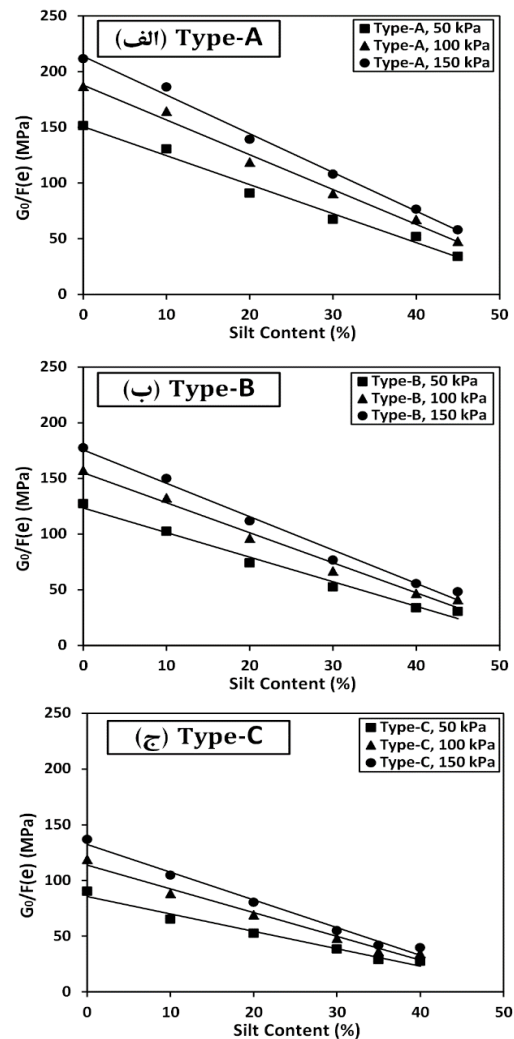


Fig. 8. Normalized small strain shear modulus as a function of silt content: (a) Type-A; (b) Type-B; (c) Type-C

این بدان معنی است که، حضور لای در فشارهای همه‌جانبه بزرگتر و یا مخلوط شن ماسه‌دار با نسبت ماسه به شن کمتر (بعنوان مثال خاک نوع A در مقایسه با خاک‌های نوع B و C)، تأثیر بیشتری در کاهش مدول برشی حداکثر خاک‌های مخلوط شن، ماسه و لای دارد. در شکل ۹، نمودار تغییرات مدول برشی حداکثر نرمالیزه شده به نسبت تخلخل در برابر فشار

شکل ۱۰. تغییرات ضریب A نسبت به درصد ریزدانه غیر خمیری

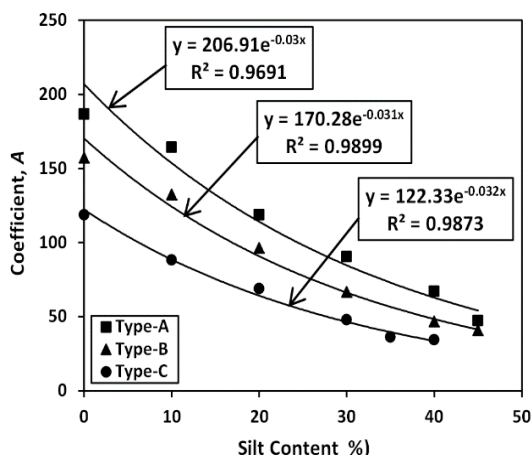


Fig. 10. Variation of coefficient A with fines content

به منظور بررسی دقت روابط بدست آمده، مقادیر مدول برشی حداکثر تخمین زده شده در برابر مقادیر اندازه‌گیری شده این پارامتر، در شکل (۱۱) مورد مقایسه قرار گرفته است. همانطوریکه مشخص است، هماهنگی قابل قبولی بین داده‌های پیش‌بینی شده و اندازه‌گیری شده وجود دارد و روابط تخمینی فوق می‌توانند با اختلاف حدود ۱۰٪ کمتر از واقعیت و بیشینه ۲۰٪ بیشتر از مقدار واقعی، این پارامتر دینامیکی را در مخلوط شن، ماسه و لای، پیش‌بینی نمایند.

شکل ۱۱. مقادیر تخمینی مدول برشی حداکثر در برابر اندازه‌گیری شده

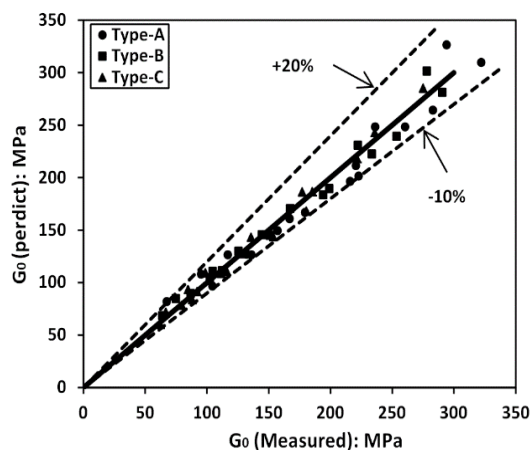


Fig. 11. Predicted plotted against measured small shear modulus values

از نظر کاربردی، بطور مشابه می‌توان یک رابطه کلی برای تخمین مدول برشی حداکثر در خاک‌های شنی به عنوان تابعی از مقدار ریزدانه غیرخمیری و همچنین نسبت تخلخل و فشار

۵-۵- تخمین رابطه کلی تعیین  $G_0$  در مخلوط شنی

بر اساس روابط (۴ و ۵) و با استفاده از تحلیل رگرسیون بهترین ضرایب برازش  $n$  و  $A$  برای ترکیبات مختلف جدول (۱) تعیین شد که خلاصه نتایج این آنالیز در جدول (۳) ارائه شده است. مشخص است که پارامتر  $A$ ، با افزایش درصد لای کاهش می‌یابد و مقدار  $n$  در محدوده بین ۰/۳۰۳ تا ۰/۴۸۳ بدست آمده که با نتایج پژوهش‌های قبلی سازگار است. با رسم نمودار مقادیر پارامتر  $A$  نسبت به میزان درصد لای مطابق شکل (۱۰)، روابط (۶ تا ۸) برای تخمین مقدار  $A$  بر اساس درصد لای به صورت زیر بدست می‌آیند:

$$A = 206.91e^{-0.03F.C} \quad (۶) \text{ برای خاک نوع A}$$

$$A = 170.28e^{-0.031F.C} \quad (۷) \text{ برای خاک نوع B}$$

$$A = 122.33e^{-0.032F.C} \quad (۸) \text{ برای خاک نوع C}$$

که در همه روابط فوق،  $F.C$  بر حسب درصد است.

با داشتن میزان درصد ریزدانه غیرخمیری، نسبت تخلخل و فشار همه‌جانبه موثر و با فرض مقادیر ۰/۳۶۸، ۰/۳۷۸ و ۰/۳۶۵ برای پارامتر  $n$  بر اساس میانگین اعداد جدول ۳، رابطه کلی تخمین مدول برشی حداکثر در خاک‌های نوع  $A$ ،  $B$  و  $C$  به ترتیب مطابق روابط (۹، ۱۰ و ۱۱) هستند:

$$G_0 = (206.91e^{-0.030F.C}) \left( \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \right) \left( \frac{\sigma'_p}{P_a} \right)^{0.378} \quad (۹)$$

$$G_0 = (170.28e^{-0.031F.C}) \left( \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \right) \left( \frac{\sigma'_p}{P_a} \right)^{0.368} \quad (۱۰)$$

$$G_0 = (122.33e^{-0.032F.C}) \left( \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \right) \left( \frac{\sigma'_p}{P_a} \right)^{0.365} \quad (۱۱)$$

جدول ۳. بهترین ضرایب برازش برای تعیین مدول برشی حداکثر

Soil Type	Sample Identifier	F.C (%)	n	A
Type-A	A0	0	0.305	186.6
	A10	10	0.319	164.4
	A20	20	0.387	118.7
	A30	30	0.430	90.5
	A40	40	0.347	67.1
	A45	45	0.483	47.5
Type-B	B0	0	0.303	157.3
	B10	10	0.336	132.5
	B20	20	0.373	96.3
	B30	30	0.345	66.8
	B40	40	0.447	46.7
Type-C	B45	45	0.407	41.0
	C0	0	0.372	118.8
	C10	10	0.427	88.3
	C20	20	0.384	69.0
	C30	30	0.328	48.1
C35	35	0.341	36.2	
C40	40	0.340	34.5	

Table 3. Best-fit parameters for shear modulus measurements

### ۶- نتیجه گیری

این مطالعه آزمایشگاهی با هدف بررسی و تعیین تأثیر ریزدانه غیرخمیری (لای) روی پارامتر مدول برشی حداکثر خاک‌های درشت‌دانه شنی برنامه‌ریزی شد. به همین منظور، ۱۸ ترکیب مختلف با افزودن ۰ تا ۴۵ درصد لای به سه نوع مخلوط درشت‌دانه با نسبت‌های ماسه به شن متفاوت ساخته شده و سرعت موج برشی و نهایتاً مدول برشی حداکثر آن‌ها در سه فشار تحکیمی ۵۰، ۱۰۰ و ۱۵۰ کیلوپاسکال، با استفاده از دستگاه المان خمشی اندازه‌گیری شد. با تحلیل و تفسیر نتایج، مهم‌ترین یافته‌های این پژوهش عبارتند از:

۱) در هر یک از ترکیب‌های آزمایشگاهی، با توجه به یکسان بودن نسبت تخلخل نمونه‌ها پس از تحکیم، بعلت افزایش تماس‌های بین ذره‌ای ناشی از افزایش تنش‌های تحکیمی، مقدار مدول برشی حداکثر با افزایش فشار همه‌جانبه موثر، افزایش می‌یابد.

۲) در هر سه مخلوط درشت‌دانه، با افزایش مقدار ریزدانه غیرخمیری، مدول برشی حداکثر کاهش می‌یابد. شدت این کاهش، برای مخلوط‌های با نسبت ماسه به شن کمتر و همچنین با افزایش فشار همه‌جانبه موثر، کمی بیشتر است.

۳) از دیدگاه میکرومکانیک و با توجه به نتایج سایر پژوهش‌های مرتبط، تشکیل زنجیره‌های نیروی تماسی ضعیف به علت حضور ریزدانه‌ها در مقایسه با زنجیره‌های نیروی تماسی قوی در مخلوط‌های درشت‌دانه یکنواخت (بدون ریزدانه) و همچنین نقش ناچیز این تماس‌های ضعیف در انتقال نیروهای برشی، بعنوان دلیل اصلی کاهش مدول برشی حداکثر با افزایش میزان درصد ریزدانه غیرخمیری نتیجه گرفته شد.

۴) نتایج مربوط به مقادیر نرمالیزه شده مدول برشی حداکثر و فشار همه‌جانبه موثر بر اساس رابطه عمومی Hardin، نشان می‌دهند که نسبت ماسه به شن نیز در تغییرات پارامتر مدول برشی حداکثر مخلوط‌های شن، ماسه و لای تأثیرگذار است، بطوریکه با کاهش نسبت ماسه به شن در ترکیب، حساسیت این پارامتر نسبت به تغییرات درصد لای و همچنین فشار همه‌جانبه، بیشتر خواهد بود.

همه‌جانبه موثر ارائه نمود. چگونگی محاسبه پارامتر A بر حسب درصد ریزدانه غیرخمیری، در شکل (۱۲) نشان داده شده است. رابطه کلی تخمین مدول برشی حداکثر نیز با استفاده از مقادیر میانگین n برای هر سه نوع خاک شنی مطابق با رابطه (۱۲) خواهد بود.

شکل ۱۲. تغییرات ضریب A نسبت به درصد ریزدانه غیرخمیری

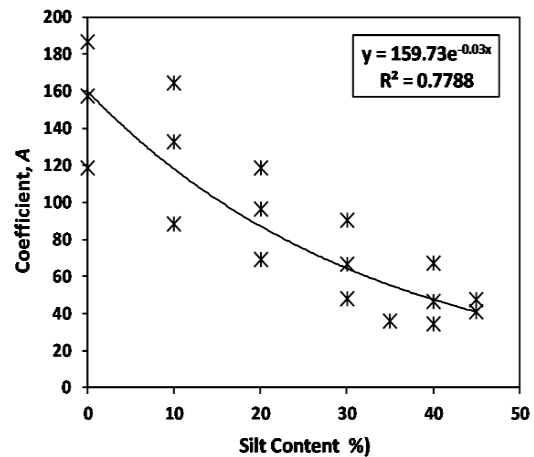


Fig. 12. Variation of coefficient A with fines content

$$G_0 = (159.73e^{-0.030F.C}) \left( \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \right) \left( \frac{\sigma'_p}{P_a} \right)^{0.371} \quad (12)$$

در این حالت به دلیل تغییر در نوع خاک‌های شنی پایه و نسبت‌های مختلف ماسه به شن، درصد خطا برای تخمین مدول برشی حداکثر افزایش می‌یابد (در حدود ۳۰ تا ۴۰ درصد). این موضوع در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

شکل ۱۳. مقادیر تخمینی مدول برشی حداکثر در برابر مقادیر اندازه‌گیری شده بر اساس یک رابطه کلی در خاک‌های شنی

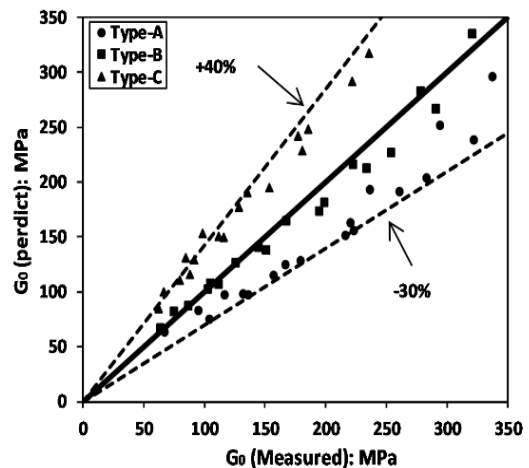


Fig. 13. Predicted plotted against measured small shear modulus values for gravelly soils

- [12] Choo H. & Burns S. E. 2015 Shear wave velocity of granular mixtures of silica particles as a function of finer fraction, size ratios and void ratios. *Granular Matter*, 17(5), 567–578.
- [13] Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M. & Tokimatsu K. 2008 Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1016–1032.
- [14] Meidani M., Shafiee A., Habibagahi G., Jafari M. K., Mohri Y., Ghahramai A. & et al. 2008 Granular shape effect on the shear modulus and damping ratio of mixed gravel and clay. *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, 32(B5), 501–518.
- [15] Zou D. G., Gong T., Liu J.M. & Kong X.J. 2012 Shear modulus and damping ratio of gravel material. *Applied Mechanics and Materials*, 105, 1426–1432.
- [16] Zhu S., Yang G., Wen Y. & Ou L. 2014 Dynamic shear modulus reduction and damping under high confining pressures for gravels. *Geotechnique Letters*, 4(3), 179–186.
- [17] Senetakis K. & Madhusudhan B. N. 2015 Dynamics of potential fill-backfill material at very small strains. *Soils and Foundations*, 55(5), 1196–1210.
- [18] Zhou W., Chen Y., Ma G., Yang L. & Chang X. 2017 A modified dynamic shear modulus model for rockfill materials under a wide range of shear strain amplitudes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 229–238.
- [19] Drnevich V. P. 1978 Resonant-column testing: problems and solutions. *ASTM Special Technical Publication*, (654), 384–398.
- [20] Payan M., Senetakis K., Khoshghalb A. & Khalili N. 2017 Characterization of the small-strain dynamic behaviour of silty sands; contribution of silica non-plastic fines content. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 232–240.
- [21] Hardin B. O. & Kalinski M. E. 2005 Estimating the shear modulus of gravelly soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), 867–875.
- [22] Goudarzy M., Konig D. & Schanz T. 2016 Small strain stiffness of granular materials containing fines. *Soils and Foundations*, 56(5), 756–764.
- [23] Lawrence J. r, Frederick V. 1965 Ultrasonic shear wave velocities in sand and clay. *The Response of Soils to Dynamic Loadings*.
- [24] Leong E. C., Yeo S. H. & Rahardjo H. 2005 Measuring shear wave velocity using bender elements. *Geotechnical Testing Journal*, 28(5), 488–498.
- [25] Shirley D. J. & Hampton L. D. 1978 Shear-wave measurements in laboratory sediments. *Acoustical Society of America Journal*. 63(2), 607–613.
- [26] Bayat M. & Ghalandarzadeh A. 2018 Stiffness degradation and damping ratio of sand-gravel mixtures under saturated state. *International Journal of Civil Engineering*, 16(10), 1261–1277.
- [27] Da Fonseca A. V., Ferreira C. & Fahey M. 2008 A framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency-domain methods. *Geotechnical Testing Journal*, 32(2), 91–107.

۵) با استفاده از تحلیل رگرسیون و تعیین ضرایب ثابت مربوط به معادله Hardin، برای هر سه نوع خاک شنی بطور جداگانه، یک رابطه تخمینی برای تعیین مدول برشی حداکثر، بر اساس درصد ریزدانه غیرخمیری، نسبت تخلخل و فشار همه‌جانبه مخلوط ارائه شد. مقایسه نتایج حاصل از این معادلات با مقادیر واقعی اندازه‌گیری شده، نشان از هماهنگی قابل قبول این روابط داشته که می‌توانند بطور مفیدی در پروژه‌های مختلف مهندسی ژئوتکنیک استفاده شود.

## References

## ۷- مراجع

- [1] Thomann T. G. & Hryciw R. D. 1990 Laboratory measurement of small strain shear modulus under K 0 conditions. *Geotechnical Testing Journal*, 13(2), 97–105.
- [2] Hardin B. & Dmevich V. 1972 Shear modulus and damping in soils: Design Equations and Curves. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(7), 9006–9029.
- [3] Youn J. U., Choo Y. W. & Kim D. S. 2008 Measurement of small-strain shear modulus Gmax of dry and saturated sands by bender element, resonant column, and torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1426–1438.
- [4] Wichtmann T. & Triantafyllidis T. 2009 Influence of the grain-Size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus Gmax. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(10), 1404–1418.
- [5] Iwasaki T. & Tatsuoka F. 2011 Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils and Foundations*, 17(3), 19–35.
- [6] Gu X., Yang J., Huang M. & Gao G. 2015 Bender element tests in dry and saturated sand: signal interpretation and result comparison. *Soils and Foundations*, 55(5), 951–962.
- [7] Yang J. & Liu X. 2016 Shear wave velocity and stiffness of sand: the role of non-plastic fines. *Geotechnique*, 66(6), 500–514.
- [8] Wichtmann T. & Triantafyllidis T. 2009 On the influence of a non-cohesive content of fines on the small strain stiffness of quartz sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(2), 103–114.
- [9] Sadeghzadegan R., Naeini S. A. & Mirzaii A. 2018 Effect of clay content on the small and mid to large strain shear modulus of an unsaturated sand. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1–19.
- [10] Salgado R., Bandini P. & Karim A. 2002 Shear Strength and Stiffness of Silty Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(5), 451–462.
- [11] Chien L. K. & Oh Y. N. 2002 Influence of fines content and initial shear stress on dynamic properties of hydraulic reclaimed soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 242–253.



- Babolsar sand. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, 14(10), 739–750.
- [35] Md. Mizanur R. & Lo S. R. 2012 Predicting the onset of static liquefaction of loose sand with fines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(8), 1037–1041.
- [36] Do J., Heo S. B., Yoon Y. W. & Chang I. 2017 Evaluating the liquefaction potential of gravel soils with static experiments and steady state approaches. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 21(3), 642–651.
- [37] ASTM D4767. 2011 Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils. *American Society for Testing and Materials*.
- [38] Wichtmann T., Navarrete Hernandez M. A. & Triantafyllidis T. 2015 On the influence of a non-cohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping of quartz sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 69, 103–114.
- [39] Radjai F. & Wolf D. E. 1998 Features of static pressure in dense granular media. *Granular Matter*. 1(1), 3–8.
- [28] Marjanovic, J. & Germaine, J. T. 2013 Experimental study investigating the effects of setup conditions on bender element velocity results. *Geotechnical Testing Journal*, 36(2), 187–197.
- [29] Brignoli E. G. M., Gotti M. & Stokoe K. H. 1996 Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical Testing Journal*, 19(4), 384–397.
- [30] Lee J. S. & Santamarina J. C. 2005 Bender elements: performance and signal interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(9), 1063–1070.
- [31] Rio J. F. M. E. 2006 Advances in laboratory geophysics using bender elements. *University of London*.
- [32] ASTM 2488. 2009 Standard practice for description and identification of soils (Visual-Manual Procedure ). *Annual Book of ASTM Standards*.
- [33] Yang J. & Wei L. M. 2012 Collapse of loose sand with the addition of fines: the role of particle shape. *Géotechnique*, 62(12), 1111–1125.
- [34] Jafarian Y., Ghorbani A., Salamatpoor S. & Salamatpoor S. 2013 Monotonic triaxial experiments to evaluate steady-state and liquefaction susceptibility of



## Influence of non-plastic fine on small strain shear modulus of sandy gravel using bender element test

Hamidreza Rahmani<sup>1</sup>, Seyed Abolhasan Naeini<sup>2\*</sup>

1 PhD Candidate, Civil Engineering Department, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.

2\* Professor, Civil Engineering Department, Imam Khomeini International University, Qazvin, Iran.

\*Naeini\_h@ikiu.ac.ir

### Abstract

Dynamic properties of soils at very small strain, i.e. small strain shear modulus ( $G_0$ ) and shear wave velocity ( $V_s$ ), are used frequently in geotechnical applications. Many researchers have studied the effective factors on the small strain shear modulus in clean sands or sand-fine mixtures. However, less attention has been given to the dynamic properties of gravelly soils at small strain and they are poorly understood. Reviewing the technical literature, one may find it very interesting to study the impacts of non-plastic fine content on the small strain shear modulus of gravelly soils. A fundamental experimental study was designed to explore the influence of non-plastic fine content on the small strain shear modulus of gravel-sand-silt mixtures (common geomaterials in nature). Since gravel and silt mixtures with no sand particles are less common in nature, three types of sandy gravels with different sand-to-gravel ratios of 0.25, 0.43 and 0.67 were selected as base gravelly soils. In order to isolate the impacts of the fine content, sand-to-gravel ratio was kept constant in each soil type. Various percentages of silt (0~45%) were carefully added to the base soil. Eighteen mixtures of sandy gravels with different silt contents were prepared. Bender Element tests were carried out under saturated conditions to determine the small strain shear velocity. Samples were prepared by the moist tamping method due to its advantages for making loose and homogeneous samples without creating any segregation of grains. Following the saturation process, specimens were subjected to three isotropic confining pressure levels of 50, 100, 150 kPa. The relative densities of the samples were carefully kept constant to avoid the density effect on the responses. To keep the densities of samples constant while varying the fine content percentages, the initial relative density ( $D_r$  before consolidation) was selected in a way to ensure that the target relative density ( $D_r$  after consolidation) was approximately 35% (i.e.,  $D_r=32\% \sim 38\%$ ). The appropriate initial relative densities for each mixture and for various effective confining pressures were obtained using iterative efforts. Laboratory results show that the maximum shear modulus increases in all mixtures when the effective confining pressure increases. The small strain shear modulus is significantly impacted by the percentage of non-plastic fine content and sand-to-gravel ratio of base gravelly soils. Increasing the percentage of silt and also the sand-to-gravel ratio causes the shear modulus to decrease constantly. The reduction (rate of which is different for mixtures and effective confining pressures) can be explained from the micromechanical perspective and the formation of strong and weak force chains through interparticle contacts. Finally, Hardin's general equation is fitted to experimental data and fitting parameters are found using regression analysis. Empirical relationships are presented to estimate the small strain shear modulus in each of those three types of soil. These correlations are a function of non-plastic fine content, void ratio and effective confining pressure of mixtures. The comparison between the estimated and the measured small strain shear modulus clearly indicates that the purposed equations yield good agreement with experimental data. Therefore, these equations can be used to predict the small strain shear modulus for different mixtures of gravel-sand-silt in many geotechnical applications such as soil improvement, evaluation of liquefaction potential and the design of dynamic foundations.

**Key words:** Shear wave velocity, Small strain shear modulus, Bender element, Sandy gravel, Silt