



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره چهل و هفت، شماره ۲، پاییز ۱۳۹۴، صفحه ۶۷ تا ۷۹
Vol. 47, No. 2, Fall 2015, pp. 67- 79



نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست
Amirkabir Journal of Science & Research Civil & Environmental Engineering
(AJSR - CEE)

پیش بینی ضریب عکس العمل بستر با استفاده از سختی برشی در کرنش های کوچک

رضا امینی آهی دشتی^۱، عبدالحسین حداد^۲

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران
۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

(دریافت ۱۶/۱۰/۱۳۹۱، پذیرش ۲۲/۲/۱۳۹۳)

چکیده

ضریب عکس العمل بستر (K_s) رابطه مفهومی بین فشار وارد بر خاک و تغییر شکل ناشی از آن است که به طور گسترده در طراحی انواع شالوده استفاده می شود. مقادیر K_s با استفاده از پارامترهای ذاتی خاک مانند مدول الاستیسیته (سختی خاک)، E_s و نسبت باربری کالیفرنیا (CBR) برآورد می گردد. سختی خاک در کرنش های کوچک (G_{max}) از پارامترهای اساسی خاک است و می تواند برای انواع خاک ها و تحت بارهای استاتیکی و دینامیک استفاده شود. ارزیابی مستقیم سختی حداکثر و یا سختی در کرنش های کوچک، بسیار دقیق تر و قابل اعتمادتر از سختی اندازه گیری شده با استفاده از روابط همبستگی یا آزمون های آزمایشگاهی است. در این مقاله، بر مبنای مقادیر سختی لایه های خاک در کرنش های کوچک و با استفاده از تئوری الاستیسیته، رابطه ای برای برآورد ضریب عکس العمل بستر ارائه گردیده است. به منظور بررسی درستی روش پیشنهادی، نتایج آزمون های بارگذاری به همراه داده های آزمون های ژئوفیزیک لرزه ای در محل و نتایج آزمون های نفوذ در چند ساختگاه جمع آوری شد و مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج حاصل از بررسی ها نشان می دهد که رابطه پیشنهادی در این مقاله می تواند برای برآورد ضریب عکس العمل بستر استفاده شود و نسبت به روش های متداول از دقت بالاتر و خطای کمتری برخوردار است.

کلمات کلیدی

خاک های دانه ای، سختی کرنش کوچک، شالوده سطحی، مدول الاستیسیته

* نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات Email: rezaamini2424@gmail.com

۱- مقدمه

برای ارزیابی دقیق‌تر مشخصات مکانیکی خاک، نیازمند تهیه نمونه دست‌نخورده از توده خاک هستند. به‌دست آوردن نمونه‌های دست‌نخورده از مصالح دانه‌ای برای آزمایش مقاومت پرهزینه بوده و دست‌خوردگی نمونه بر مؤلفه‌های مکانیکی خاک تأثیر گذاشته و نمی‌تواند تصویر واقعی از خاک منعکس کند. این روش، مشخصات مکانیکی خاک‌های دانه‌ای اغلب از طریق آزمون‌های صحرایی درجا مثل نفوذ استاندارد (SPT) و نفوذ مخروط (CPT) برآورد می‌گردد. محققین متعددی با مطالعه نتایج آزمون‌های نفوذ استاندارد و نفوذ مخروط، روابط همبستگی متعددی میان سختی خاک و پارامترهای مقاومتی خاک ارائه نموده‌اند.

روش‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای با اندازه‌گیری سرعت موج برشی توده خاک، امکان تعیین سختی برجای خاک را به طور مستقیم از رابطه (۲) فراهم می‌کنند:

$$G_{MAX} = \rho \cdot V_s^2 \quad (2)$$

که در آن ρ جرم واحد حجم محیط، V_s سرعت موج برشی و G_{max} سختی حداکثر برجای خاک است. سختی اندازه‌گیری شده توسط آزمون‌های ژئوفیزیکی لرزه‌ای، بیشترین سختی خاک بوده و سختی حداکثر یا سختی دینامیک (G_0 یا G_{max}) نامیده می‌شود. کلیتون (۱۹۶۱) مقاله جامعی در زمینه سختی خاک در کرنش‌های کوچک نوشته و نشان داد که ارزیابی مستقیم سختی حداکثر، یا سختی در محدوده کرنش‌های بسیار کوچک خاک، بسیار مؤثرتر و قابل اعتمادتر از پارامترهای سختی حاصل از نتایج آزمون‌های صحرایی و یا آزمایشگاهی است.

در مقاله حاضر، به بررسی و کاربرد سختی حداکثر یا سختی کرنش کوچک (E_{max} یا G_{max}) در برآورد ضریب عکس‌العمل بستر شالوده‌ها تحت اثر بارهای استاتیک پرداخته خواهد شد. بر این اساس، روابطی با استفاده از تئوری الاستیسیته و معادلات کاهش سختی خاک استخراج شد. مجموعه روابط پیشنهادی، سختی خاک در کرنش‌های کوچک را بر حسب سطح فشار و یا سطح کرنش اصلاح نموده و ضریب عکس‌العمل را با توجه به بعد شالوده برآورد می‌نماید. به منظور بررسی درستی روش ارائه شده، نتایج حاصل از بررسی‌های میدانی شامل آزمون‌های بارگذاری و ژئوفیزیک در چهار ساختگاه مختلف مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. هم‌خوانی مناسب بین نتایج آزمون بارگذاری و پیش‌بینی ضریب عکس‌العمل بستر بر اساس روش پیشنهادی در این مقاله، اعتبار و دقت درخور توجه این روش را نمایش می‌دهد.

۲- روش‌های متداول برآورد ضریب عکس‌العمل بستر

در حالت کلی، روش‌های تعیین ضریب عکس‌العمل بستر (K_s) عبارتند از: روش‌های درجا مثل آزمایش بارگذاری صفحه،

ضریب عکس‌العمل بستر (K_s) رابطه‌ای مفهومی بین فشار خاک و تغییرشکل است که به طور وسیعی در تحلیل سازه اعضای فونداسیون مورد استفاده قرار می‌گیرد. در واقع، در مسائل اندرکنش فونداسیون-خاک، توسط مدل‌های بستر، رابطه بین بار وارده و نشست‌های حاصل از آن به صورت ساده‌تر و با بیان ریاضی مطرح می‌شود. یکی از معروف‌ترین و متداول‌ترین مدل‌هایی که با فرض رفتار الاستیک و خطی ارائه شده، مدل وینکلر است. این مدل بر این فرض استوار است که تغییر مکان قائم هر نقطه از سطح بستر خاک (S) با مقدار تنش وارده در همان نقطه (P) نسبت مستقیم داشته و مستقل از تنش‌های وارده از سایر نقاط است. بدین ترتیب، رابطه بین تنش و تغییرمکان در هر نقطه از سطح بستر به صورت رابطه (۱) بیان می‌شود:

$$K_s = \frac{P}{S} \quad (1)$$

ترزاقی (۱۹۹۵)، در مقاله جامع خود، تأثیر عوامل مؤثر بر K_s را به صورت جداگانه در تیرهای افقی انعطاف‌پذیر و پی‌های گسترده، با بهره‌گیری از نتایج دیگر محققین، مورد بررسی قرار داد. وی نشان داد که K_s جزو مشخصات خاک نبوده و وابسته به مشخصات الاستیک خاک از قبیل مدول الاستیسیته (E) و نسبت پواسون (ν)، مشخصات هندسی سیستم منتقل‌کننده بار و نوع بار وارده است. در غالب مسائل اندرکنش خاک و سازه، محققینی نظیر ترزاقی (۱۹۹۵)، بیو (۱۹۳۷) و وسیک (۱۹۶۳) از مدل عکس‌العمل بستر بهره برده‌اند.

برخلاف تقریب ساده ضریب عکس‌العمل بستر، مفهوم آن از پیچیدگی‌هایی برخوردار است که نیازمند بررسی‌های بیشتری برای برآورد آن است. متأسفانه روش‌های چندان دقیقی برای برآورد این ضریب در دسترس نیست و روش‌های کلاسیک اغلب مبتنی بر اندازه‌گیری این ضریب با استفاده از امکانات و تجهیزات آزمایشگاهی ساده است که به علت محدودیت‌های ناشی از ابعاد بارگذاری، مقدار این ضریب تنها در لایه‌های سطحی قابل پیش‌بینی است.

یکی از مهمترین مؤلفه‌های مؤثر بر میزان ضریب عکس‌العمل بستر، مدول الاستیسیته خاک است. برآورد سختی خاک و میزان آن بیشترین تأثیر را بر عدم قطعیت تعیین ضریب عکس‌العمل دارد. در مقابل، تغییرات پارامترهای سازه‌ای و نسبت پواسون، نسبت به سختی خاک، اثر کمتری بر ضریب عکس‌العمل دارد. روش‌های متعددی به منظور ارزیابی مدول الاستیک خاک ارائه شده است که عبارتند از: روش‌های آزمایشگاهی، آزمون‌های صحرایی و آزمون‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای. آزمون‌های آزمایشگاهی

صلبیت خمشی تیر است. وسیک (۱۹۶۳) کار بیو (۱۹۳۷) را توسعه داد و توزیع نشست، شیب، ممان، برش و فشار را در طول تیر نامحدود به‌دست آورد. وسیک با تعیین نسبت فشار در هر نقطه بر نشست همان نقطه، متوجه شد که این نسبت در طول تیر مقدار ثابتی دارد. این مسئله نشان می‌دهد که اگر مقدار مناسبی برای K_s انتخاب شود، ارتباط بین جواب‌های مربوط به روش محیط پیوسته و روش وینکلر وجود خواهد داشت. بدین ترتیب، وی توانست برای مسائل ساده، رابطه‌ای بین K_s و خواص الاستیک خاک تعیین نماید (رابطه ۴):

$$K'_s = 0.6512 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (4)$$

که E_s و E_f به ترتیب مدول الاستیسیته خاک و شالوده، B و I_f عرض شالوده و گشتاور لختی آن بر اساس مقطع عرضی و ν نسبت پواسون خاک است. K_s را می‌توان از K'_s به صورت زیر به‌دست آورد:

$$K_s = \frac{K'_s}{B} \quad (5)$$

بولز (۱۹۹۷) مقدار عددی عبارت $\frac{0.6512 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}}}{B}$ را تقریباً برابر با یک در نظر گرفت و برای اکثر حالت‌ها مقدار ضریب عکس‌العمل را از رابطه (۶) تعیین نمود

$$K_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)} \quad (6)$$

همچنین، تخمین K_s با استفاده از تئوری الاستیسیته توصیه شده است. از بازنویسی رابطه مین و پولوس (۱۹۹۹) که برای تعیین نشست پی دایره‌ای واقع بر سطح نیم فضای الاستیک ارائه شده است، می‌توان مقدار K_s را از رابطه (۷) تعیین نمود:

$$K_s = \frac{E_s}{B'(1 - \nu^2) I_G I_F I_E} \quad (7)$$

که در آن B' قطر معادل شالوده مستطیلی، I_G ضریب تأثیر جابجایی، I_E ضریب تأثیر نشست برای در نظرگرفتن عمق مدفون شدگی و I_F ضریب تأثیر صلبیت است که مقدار آنها را می‌توان با استفاده از جداول و نمودارهای مربوطه تعیین کرد.

صدر کریمی و اکبرزاد قمری (۱۳۸۸) در یک بررسی میدانی، از میان روابط تئوریک K_s ، بیشتر روی دقت رابطه وسیک تأکید نمودند و خطای آن را در حد قابل قبول ارزیابی کردند. آنها به این نتیجه دست یافتند که در روابط تئوریک، ضریب عکس‌العمل به شدت متأثر از سختی خاک بوده و در خاک‌های لایه‌ای این اثر به حداکثر مقدار می‌رسد. ولی اثر تغییرشکل نسبی بر میزان سختی خاک را مورد بررسی قرار ندادند و این موضوع را در ضریب تغییرات K_s بی‌تأثیر فرض نمودند.

آزمون نفوذ استاندارد و آزمون پرسیمتری که به کمک این قبیل آزمایش‌ها می‌توان به‌صورت مستقیم و یا غیرمستقیم سختی خاک و K_s را برآورد نمود (ضیائی مؤید و نائینی ۲۰۰۶؛ عبد اسلامی ۲۰۱۳). در این روابط، ضریب عکس‌العمل بر اساس تعداد زیادی از آزمایش‌های نفوذی و بارگذاری صفحه و به صورت تجربی پیشنهاد شده است. همچنین، با استفاده از روابط تحلیلی و تجربی بر مبنای پارامترهای مکانیکی خاک، مثل مدول ارتجاعی، ظرفیت باربری، CBR و نتایج آزمایش تحکیم، روابطی برای تعیین K_s ارائه شده است. در جدول (۱) تعدادی از روابط تئوریک و تجربی ارائه شده است.

جدول (۱): روابط تجربی و تئوریک متداول تعیین ضریب عکس‌العمل بستر (صدر کریمی و اکبرزاد قمری ۱۳۸۸)

شماره رابطه	نام محقق	رابطه پیشنهاد شده
۱	بیو	$K_s = \frac{0.95 E_s}{B(1 - \nu^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu^2) EI} \right]^{-0.108}$
۲	ترزاقی	$k_s = k_{s1} \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2$ خاک‌های ماسه‌ای $k_s = k_{s1} \frac{1}{B}$ خاک‌های رسی
۳	ولاسو	$k_s = \frac{E_s (1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \left(\frac{\mu}{2B} \right)$
۴	وسیک	$K'_s = 0.6512 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \nu^2}$

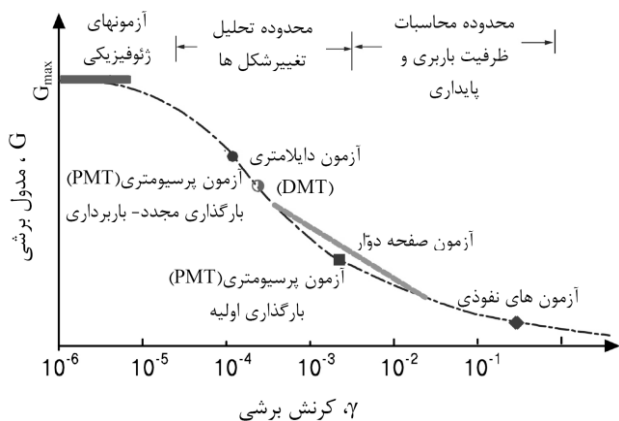
در تمام این روابط، E_s = ضریب الاستیسیته خاک، $\nu_s =$ نسبت پواسون، B = عرض پی، EI = صلبیت خمشی شالوده، $k_{s1} =$ ضریب عکس‌العمل بستر در زیر صفحه‌ای مربعی به عرض ۱ ft، $k_s =$ ضریب عکس‌العمل بستر در زیر شالوده بر حسب نیرو بر مکعب طول و $\mu =$ ضریب بدون بعدی که برابر است با نسبت حجم توده خاک بر طول.

بیو (۱۹۳۷) مسئله مربوط به تیر نامحدود واقع بر بستر الاستیک خطی را که تحت بار نقطه‌ای قرار گرفته را حل نمود. وی متوجه شد که اگر تناظر و رابطه دو مقدار از یک متغیر خاص (مانند نشست یا ممان حداکثر) موردنظر باشد، باید در روش وینکلر مقدار خاصی برای ضریب عکس‌العمل بستر در نظر گرفته شود. مثلاً برای اینکه مقدار ممان حداکثر تیر در هر دو مدل یکسان باشد، مقدار ضریب عکس‌العمل را به صورت رابطه (۳) به‌دست آورد:

$$K_s = \frac{0.95 E_s}{B(1 - \nu^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu^2) EI} \right]^{-0.108} \quad (3)$$

که در آن ν و E_s مشخصات الاستیک خاک، B عرض پی و EI

محل معین بر اساس هریک از این آزمایش‌ها برآورد نشست انجام گیرد، نتایج حاصل دارای تفرق زیادی خواهد بود. یکی از دلایل اصلی این تفرق، به غیرخطی بودن رفتار خاک مربوط است (حمداللهی و همکاران ۱۳۸۹).



شکل (۱): تغییرات مدول برشی با افزایش سطح کرنش برشی و آزمون‌های متناظر با آن (ال حکیم ۲۰۰۵)

این موضوع موجب می‌شود تغییر شکل خاک اغلب بیشتر از مقدار واقعی برآورد گردد. به منظور تعیین ضریب عکس‌العمل بستر بر حسب G_{max} ، لازم است مدول برشی حداکثر متناسب با سطح کرنش کاهش یابد. منحنی‌های مختلفی برای کاهش مدول برشی بر حسب کرنش یا تنش ارائه شده است. شکل (۱) نمونه‌ای از این منحنی‌ها را نشان می‌دهد.

۳-۱- اصلاح سختی کرنش کوچک بر حسب تغییرات کرنش برشی

همانگونه که در شکل (۱) می‌توان ملاحظه نمود، مقدار سختی اولیه در دامنه کرنش‌های کوچک دارای بیشترین مقدار است. از این رو، استفاده مستقیم از این مقدار سختی در برآورد تغییر شکل‌ها منجر به نتایج واقعی نمی‌شود. بنابراین بدیهی است سختی در کرنش‌های کوچک باید بر حسب سطح تنش و یا کرنش ایجاد شده در خاک اصلاح شود.

روابط متعددی برای اصلاح مدول سختی بر حسب کرنش و سایر پارامترها، از جمله تنش مؤثر و شاخص خمیری (PI) ارائه شده که می‌توان به رابطه ایشیباشی و ژانگ (۱۹۹۳)، رولینز و همکاران (۱۹۹۸) و بولتون و ویتل (۱۹۹۹) اشاره نمود. رولینز و همکاران (۱۹۹۸) با بررسی رفتار خاک‌های غیرچسبنده، تغییرات G/G_{max} بر حسب کرنش (۲) را برای این نوع خاک‌ها گردآوری نمودند. داده‌ها شامل ۹۸۰ نقطه از ۱۵ ساختگاه مختلف بود. بر پایه داده‌های گردآوری شده، معادله بهترین منحنی که نزدیک بخش میانی داده‌های خاک دانه‌ای بود، به صورت رابطه (۸) ارائه شد:

ایمان‌زاده و همکاران (۲۰۱۳) در بررسی عوامل مؤثر بر عدم قطعیت ضریب عکس‌العمل بستر، تحقیقی روی پارامترهای خاک و سازه‌ای انجام دادند. آن‌ها نشان دادند که سختی خاک بیش‌ترین تأثیر را در عدم قطعیت تعیین ضریب عکس‌العمل داشته و تغییرات پارامترهای سازه‌ای و نسبت پواسون، نسبت به سختی خاک، اثر کمتری بر ضریب عکس‌العمل دارد. به عبارت دیگر، ضریب تغییرات K_s رابطه خطی با ضریب تغییرات سختی خاک دارد.

از جدول (۲) می‌توان برای تخمین K_s استفاده کرد تا درستی حدود بزرگی ضریب عکس‌العمل بستر متناظر با نشست ۲۵ میلی‌متر مشخص شود.

جدول (۲): محدوده مدول K_s خاک‌های دانه‌ای (باولز ۱۹۹۷)

K_s , kN/m ³	نوع خاک
۴۸۰۰-۱۶۰۰۰	ماسه سست
۹۶۰۰-۸۰۰۰۰	ماسه متراکم متوسط
۶۴۰۰۰-۱۲۸۰۰۰	ماسه متراکم
۳۲۰۰۰-۸۰۰۰۰	ماسه رس‌دار متراکم متوسط
۲۴۰۰۰-۴۸۰۰۰	ماسه لای‌دار متراکم متوسط

۳-۲- پیش‌بینی K_s بر مبنای سختی کرنش کوچک

مطالعاتی که در سال‌های اخیر توسط سایمونز و همکاران (۲۰۰۱) و کلیتون (۱۹۶۱) بر روی اندازه‌گیری نشست سازه‌ها انجام شده، بر این حقیقت تأکید دارد که پیش‌بینی مقدار تغییر شکل، نشست و همچنین K_s بر اساس آزمون‌های نفوذی مثل SPT منجر به نتایج پراکنده و غیر واقع‌بینانه می‌شود. تحقیقات بعدی انجام شده در این زمینه، استفاده از سختی در کرنش‌های کوچک به عنوان جایگزین پارامترهای حاصل از آزمون‌های نفوذی را پیشنهاد می‌کنند. در این زمینه، می‌توان به تحقیقات انجام شده توسط ال حکیم (۲۰۰۵) و پارک و همکاران (۲۰۱۰) به منظور ارزیابی نشست با استفاده از سختی در کرنش‌های کوچک اشاره نمود. طی دو دهه گذشته، استفاده از پارامترهای اندازه‌گیری شده خاک در کرنش‌های کوچک که موجب دست‌خوردگی خاک نشوند، بیشتر مورد توجه محققین قرار گرفته است.

روش‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای با اندازه‌گیری سرعت موج برشی توده خاک، امکان تعیین سختی برجای خاک را به طور مستقیم فراهم می‌کنند (رابطه ۱). سختی اندازه‌گیری شده توسط آزمون‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای، بیشترین مقدار سختی خاک بوده و سختی حداکثر یا سختی دینامیک (G_0 یا G_{max}) نامیده می‌شود. در شکل (۱) محدوده کرنش‌های برشی اعمال شده به خاک در طی آزمایش‌های برجا مانند آزمون‌های نفوذی، آزمون صفحه دوار و آزمون پرسیمتری نشان داده شده است. چنانچه در یک

که در رابطه فوق G مدول برشی و $\gamma\%$ کرنش برشی بر حسب درصد است. در شکل (۲) معادله پیشنهادی (۱۰) توسط مؤلفین به صورت منحنی ترسیم شده است. همانطور که دیده می‌شود، این منحنی منطبق بر کران پایین محدوده تغییرات سختی بر حسب کرنش بوده و محدوده مجاز منحنی معادله (۱۰) در محدوده تحلیل تغییرشکل‌ها، بین کرنش‌های بیشتر از ۰/۱ درصد تا کرنش ۱ درصد قرار دارد.



شکل (۲): محدوده تغییرات منحنی معادله پیشنهادی (۱۰) در نمودار سید و همکاران (۱۹۸۴)

۲-۲- تخمین K_s بر مبنای سختی حداکثر

به منظور تخمین K_s ، گام‌های پیشنهادی به شرح زیر است:
گام اول: ارزیابی مقادیر میانگین سرعت موج برشی در محل و برآورد سختی حداکثر (G_{max}) بر حسب رابطه (۲)؛ در زیر شالوده و تا عمق دو برابر عرض شالوده. به منظور اندازه‌گیری سرعت موج برشی در محل، می‌توان از روش‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای استفاده نمود.

گام دوم: تعیین اندازه مدول الاستیسیته یا مدول یانگ حداکثر E_{max} از مدول برشی حداکثر $E_{max}=2(1+\nu)G_{max}$. نسبت پواسون، ν ، از طریق جداول ارائه شده در ضیایی مؤید و نائینی (۲۰۰۶) و همچنین با استفاده از روش‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای قابل تعیین است.

گام سوم: اصلاح سختی حداکثر بر اساس سطح فشار وارده در عمق B (قطر شالوده) زیر شالوده بر حسب معادله (۱۰).

گام چهارم: تعیین تنش‌های قائم در عمق Z زیر شالوده با استفاده از روابط توزیع تنش بوسینسک (۱۸۸۵) و سپس محاسبه اندازه کرنش در مرکز لایه خاک.

گام پنجم: میزان نشست شالوده از ضرب کرنش محاسبه شده در لایه خاکی به ضخامت $2B$ حاصل می‌شود و ضریب عکس‌العمل از تقسیم فشار وارده بر نشست پیش‌بینی شده متناظر با آن برآورد می‌گردد.

کرنش در هر لایه مطابق رابطه (۱۱) تعیین می‌شود:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{[1.2 + 16\gamma(1 + 10^{-20\gamma})]} \quad (8)$$

که γ کرنش برشی سیکلی بر حسب درصد است.

بولتون و ویتل (۱۹۹۹) در تحقیقات خود نشان دادند که تابع توانی می‌تواند تغییرات سختی بر حسب کرنش را با دقت مناسبی نشان دهد. از این رو، برای تخمین مدول سکانتی در سطوح کرنش محوری مختلف، رابطه (۹) را ارائه نمودند:

$$G_s = \alpha \gamma^{\beta-1} \quad (9)$$

که در آن G_s مدول سکانتی، γ کرنش برشی و α و β ثابت‌های مصالح است. بولتون و ویتل (۱۹۹۹) برای β مقدار حدود ۰/۵ و مقدار α را بر حسب مشخصات مصالح و مقدار β پیشنهاد نمودند. نکته قابل توجه در این روابط، تأثیر دامنه کرنش و یا مقدار کرنش بر تغییرات نسبت سختی است که تأثیر بیشتری از سایر پارامترها دارد.

قبل از ارائه روابط و یا الگوها برای اصلاح سختی حداکثر باید ویژگی‌های زیر را مورد توجه قرار داد (ال حکیم ۲۰۰۵):

- ۱) روابط غیرخطی تنش-کرنش خاک را با حداقل تعداد ثابت‌های مصالح و بدون کاهش دقت، بیان نماید.
- ۲) ثابت‌های مصالح دارای تعبیری فیزیکی باشند.
- ۳) مؤلفه‌های الگو به آسانی به دست آیند.

در این مقاله، به منظور اصلاح سختی حداکثر بر حسب کرنش، الگوی پیشنهادی بولتون و ویتل مورد تحقیق قرار گرفت. این مدل، می‌تواند غیرخطی بودن رفتار خاک را با حداقل تعداد ثابت‌ها و دقت مناسب نشان دهد.

سید و همکاران (۱۹۸۴) محدوده تغییرات سختی برشی بر حسب کرنش برشی را برای خاک‌های دانه‌ای به صورت شکل (۲) پیشنهاد نمودند. در این نمودار، محدوده تغییرات سختی خاک بر حسب کرنش به صورت نواری نشان داده شده که کران بالا و پایین این تغییرات را مشخص کرده است. مین و اشنايدر (۲۰۰۱) در بررسی تغییرات سختی خاک با سطح کرنش، به این نتیجه دست یافتند که تغییرات مدول برشی نرمالیزه بر حسب کرنش، تحت بارگذاری استاتیکی کاهش بیشتری نسبت به بارگذاری سیکلی دارد و با افزایش سطح کرنش، سختی خاک در حالت استاتیکی بیشتر تنزل می‌یابد.

از این رو، کران پایین منحنی ارائه شده توسط سید و همکاران (۱۹۸۴) (شکل ۲)، به منظور اصلاح سختی بر حسب کرنش در نظر گرفته شد. بر اساس مدل پیشنهادی بولتون و ویتل (۱۹۹۹) و همچنین کران پایین منحنی شکل (۲)، رابطه (۱۰) برای پیش‌بینی تغییرات سختی بر حسب کرنش برشی برای خاک‌های دانه‌ای عادی تحکیم یافته پیشنهاد شد:

$$\frac{G}{G_{MAX}} = 0.0725 \cdot \gamma_{\%}^{-0.5} \quad (10)$$

عمودی بستر را بر حسب سختی حداکثر، عرض شالوده و فشار وارده از سوی شالوده به صورت رابطه (۱۸) پیشنهاد نمود:

$$K_s = \frac{q}{S} = \frac{q}{\left(\frac{392.36(1-2\nu K_0) \cdot (\sqrt{1+\nu}) q}{E_{\max}} \right)^2} \cdot \frac{B}{50} \quad (18)$$

در رابطه (۱۸) ضریب عکس‌العمل (K_s) با بعد شالوده (B) و فشار تماسی (q) ارتباط معکوس و با توان دوم سختی حداکثر رابطه مستقیم دارد. همچنین می‌توان K_s را بر حسب تابعی از نشست مجاز و مدول یانگ حداکثر خاک به صورت عبارت زیر نوشت:

$$K_s = \frac{q}{S} = \frac{\left(\frac{E_{\max}}{392.36(1-2\nu K_0) \sqrt{1+\nu}} \sqrt{\frac{50.S}{B}} \right)}{S} = \frac{E_{\max}}{55.49(1-2\nu K_0) \sqrt{(S.B).(1+\nu)}} \quad (19)$$

که برای نشست مجاز ۲۵ میلی‌متر رابطه (۱۹) می‌تواند به صورت زیر خلاصه شود:

$$K_s = \frac{E_{\max}}{8.77(1-2\nu K_0) \sqrt{B.(1+\nu)}} \quad (20)$$

با بررسی روابط فوق ملاحظه می‌شود که عواملی همچون سختی حداکثر (E_{\max})، بعد شالوده، ضریب پواسون، میزان نشست و فشار تماسی در تعیین و برآورد مقدار K_s تأثیرگذار هستند. در جدول (۳) روابط رایج و پارامترهای مؤثر بر هر رابطه ارائه شده است.

جدول (۳): پارامترهای مؤثر بر K_s

میزان نشست (s)	فشار تماسی (q)	ضریب پواسون (ν)	سختی خاک (E)	بعد شالوده (B)	روش تعیین K_s
—	—	معکوس	خطی	معکوس	بیو
—	—	—	—	دارد	ترزاقی
—	—	دارد	خطی	معکوس	ولاسو
—	—	معکوس	خطی	معکوس	وسیک
—	دارد	دارد	مستقیم	معکوس	رابطه (۱۸)
دارد	—	دارد	مستقیم	معکوس	رابطه (۱۹)

جدول (۳) نشان می‌دهد که روابط پیشنهادی (۱۸) و (۱۹) در این مقاله عوامل بیشتری را نسبت به سایر روابط در تعیین K_s در نظر می‌گیرند.

دامنه اعتبار روش پیشنهادی در این مقاله محدود به خاک‌های دانه‌ای است و فقط برای این نوع خاک توصیه می‌شود. از این رو، برای سایر انواع خاک‌ها لازم است ضرایب رابطه (۱۰)

$$\varepsilon = \frac{\sigma_z}{E} - \nu \left(\frac{\sigma_x}{E} + \frac{\sigma_y}{E} \right) \quad (11)$$

که ε کرنش محوری، σ_x ، σ_y و σ_z تنش در سه جهت عمود برهم، ν نسبت پواسون و E مدول یانگ لایه خاک است. در شرایط بارگذاری، تقارن محوری تنش‌های افقی با یکدیگر برابر است ($\sigma_x = \sigma_y$) و مقدار آن تابعی از تنش قائم $k_0 \sigma_z$ خواهد بود که k_0 ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون است. ارتباط میان کرنش برشی و کرنش محوری تحت بارگذاری محوری بر اساس رابطه (۱۲) ارائه شده است (ایمان‌زاده و همکاران ۲۰۱۳):

$$\gamma_{\%} = (1+\nu) \varepsilon_{\%} \quad (12)$$

با توجه به روابط (۱۰) و (۱۲)، رابطه (۱۳) نتیجه می‌شود:

$$\frac{G}{G_{MAX}} = \frac{E}{E_{MAX}} = 0.0725 \cdot (\varepsilon_{\%} (1+\nu))^{0.5} \quad (13)$$

با توجه به روابط (۱۱) و (۱۳)، کرنش در وسط هر لایه بر حسب درصد به صورت رابطه (۱۴) به دست می‌آید:

$$\varepsilon_{\%} = \left(\frac{1379.31(1-2\nu K_0) \cdot \sqrt{1+\nu} \cdot \sigma_z}{E_{\max}} \right)^2 \quad (14)$$

شالوده‌های تکی تحت بار قائم، ضخامتی از خاک تا عمقی برابر با دو برابر عرض شالوده را تحت اثر بار قرار می‌دهند. از این رو، اضافه تنش قائم (σ_z) در وسط لایه خاکی به ضخامت $2B$ به عنوان فشار متوسط لایه در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از روابط توزیع تنش بوسینسک، اضافه تنش قائم (σ_z) در عمقی برابر با عرض شالوده (B) و در زیر مرکز سطح دایره برابر است با:

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{B/2}{B} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}}} \right] = 0.285q \quad (15)$$

که در این رابطه q فشار تماسی زیر شالوده است. با توجه به رابطه (۱۵)، رابطه (۱۴) به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$\varepsilon_{\%} = \left(\frac{392.36(1-2\nu K_0) \cdot (\sqrt{1+\nu}) q}{E_{\max}} \right)^2 \quad (16)$$

در رابطه فوق E_{\max} متوسط مقادیر مدول یانگ حداکثر تا عمق $2B$ زیر شالوده است. با ضرب کرنش ($\varepsilon_{\%}$) در لایه‌ای با ضخامت دو برابر قطر شالوده و تقسیم آن بر ۱۰۰، نشست شالوده پیش‌بینی می‌شود. مقدار نشست شالوده دایره‌ای با قطر B و مستقر بر خاک دانه‌ای بر حسب سختی حداکثر برابر است با:

$$S = \left(\frac{392.36(1-2\nu K_0) \cdot (\sqrt{1+\nu}) q}{E_{\max}} \right)^2 \cdot \frac{B}{50} \quad (17)$$

در رابطه فوق، B قطر شالوده بر حسب متر، q و E_{\max} بر حسب کیلو پاسکال (kPa) و S نشست شالوده بر حسب متر می‌باشند. از این رو، می‌توان بر مبنای رابطه (۱۷)، ضریب عکس‌العمل

مشخصات ژئوتکنیکی چهار ساختگاه فوق به همراه نتایج آزمون‌های ژئوفیزیک و بارگذاری در پیوست (۱) ارائه شده است.

۴-۱- ارزیابی درستی رابطه پیشنهادی برای تخمین K_s

بررسی‌ها روی ۱۴ مورد شالوده و صفحه به منظور صحت-سنجی روابط صورت گرفت. در تمامی این موارد، عمق مدفون‌شدگی کمتر از عرض پی بود و در نتیجه همگی جزو پی-های سطحی محسوب می‌شوند. ضریب عکس‌العمل با روش پیشنهادی در این مقاله و روش وسیک محاسبه شد و با مقادیر اندازه‌گیری شده در محل، مورد مقایسه قرار گرفت. به این منظور، ضرایب عکس‌العمل بستر متناظر با برخی پارامترهای متداول شالوده‌ها مانند: ۱- محدوده فشارهای متداول شالوده‌ها (۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال) و ۲- فشار متناظر با نشست ۲۵ میلی‌متر) از نتایج آزمون بارگذاری استخراج شد. در جدول (۴) ضرایب عکس‌العمل بستر متناظر با پارامترهای متداول شالوده‌ها بر مبنای نتایج حاصل از آزمون بارگذاری و همچنین خلاصه‌ای از مکان قرارگیری، تعداد و ابعاد شالوده‌های مورد آزمون بارگذاری محل ارائه شده است.

اصلاح شوند. همچنین، روابط پیشنهادی (۱۸)، (۱۹) و (۲۰) برای پی‌های دایره‌ای به‌دست آمده و برای این نوع پی‌ها معتبر است. برای پی‌های مربعی می‌توان از قطر دایره معادل در روابط پیشنهادی در این مقاله استفاده کرد.

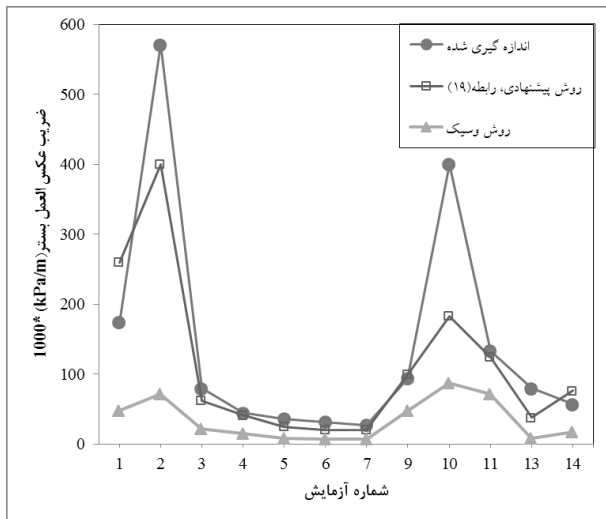
۴-۲ اعتبارسنجی روش پیشنهادی

به منظور بررسی درستی روابط پیشنهادی (۱۸)، (۱۹) و (۲۰) برای تخمین K_s بر مبنای سختی حداکثر، نتایج آزمون‌های ژئوفیزیک لرزه‌ای و آزمون بارگذاری روی ۱۴ شالوده با ابعاد مختلف در چهار ساختگاه مورد بررسی و مقایسه قرار گرفتند. این چهار ساختگاه عبارتند از:

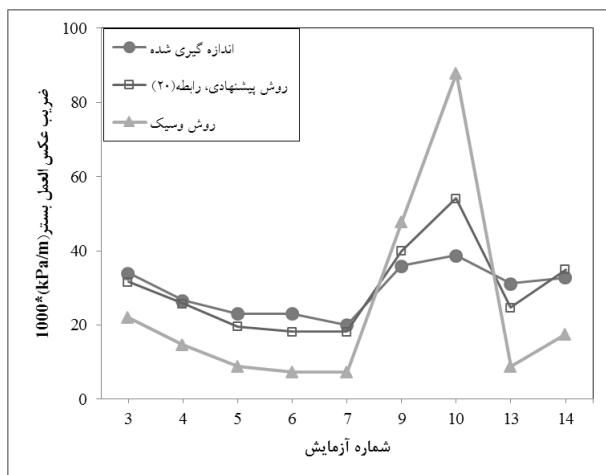
- (۱) ساختگاه پردیس دانشگاه سمنان (آمینی آهی دشتی ۱۳۹۰)
- (۲) ساختگاه دانشگاه ای اند ام تگزاس (Texas A&M) (پارک و همکاران ۲۰۱۰؛ بریاد و گینز ۱۹۹۹)
- (۳) ساختگاه دوبلین ایرلند (Dublin, Ireland) (گاوین و همکاران ۲۰۱۰)
- (۴) ساختگاه موسسه ژئوتکنیک سوئد (Swedish Geotechnical Institute (SGI) (لارسون ۱۹۹۷)

جدول (۴): خلاصه مشخصات شالوده‌های مورد مطالعه و ضرایب عکس‌العمل بستر نتایج آزمون بارگذاری در محل

مرجع داده‌های مورد مطالعه	ضریب عکس‌العمل بستر متناظر با نشست ۲۵ میلی‌متر از آزمون بارگذاری (kPa)	ضریب عکس‌العمل بستر متناظر با فشارهای متداول شالوده‌ها از آزمون بارگذاری		شکل شالوده	ابعاد صفحه و یا شالوده	ساختگاه قرارگیری شالوده	شماره شالوده	
		۴۰۰ (kPa)	۲۰۰ (kPa)					
[22]	—	۱۷۳۹۱۳	۱۴۲۸۵۷	دانه‌ای	دایره‌ای	دانشگاه سمنان	(۱)	
	—	۵۷۱۴۲۸	۸۰۰۰۰۰		دایره‌ای		(۲)	
[23]	۳۴۰۰۰	۸۰۰۰۰	۱۳۳۳۳۳	دانه‌ای	مربعی	دانشگاه تگزاس (Texas A&M)	(۳)	
	۲۶۶۸۰	۴۴۵۰۰	۷۴۰۰۰		مربعی		(۴)	
	۲۳۰۴۰	۴۲۱۰۰	۴۰۰۰۰		مربعی		(۵)	
	۲۳۱۲۰	۳۳۴۰۰	۵۷۱۴۳		مربعی		عرض ۳ متر (در شمال ساختگاه)	(۶)
	۲۰۰۰۰	۲۷۰۰۰	۵۷۰۰۰		مربعی		عرض ۳ متر (در جنوب ساختگاه)	(۷)
[14]	—	—	۷۲۷۲۷.۷۲	دانه‌ای	دایره‌ای	دانشگاه تگزاس (Texas A&M)	(۸)	
	۳۶۰۰۰	۱۰۰۰۰۰	۱۰۰۰۰۰		دایره‌ای		(۹)	
	۳۸۸۰۰	۴۰۰۰۰۰	۴۸۰۰۰۰		دایره‌ای		(۱۰)	
[24]	—	۱۳۳۳۳۳	۲۰۰۰۰۰	دانه‌ای	مربعی	دوبلین ایرلند (Dublin, Ireland)	(۱۱)	
[25]	—	—	۹۰۹۰۹	دانه‌ای	مربعی	موسسه ژئوتکنیک سوئد (Swedish Geotechnical Institute (SGI))	(۱۲)	
	۳۱۲۰۰	۱۰۰۰۰۰	۱۰۵۲۶۳		مربعی		(۱۳)	
	۳۲۸۰۰	—	۳۳۳۳۳		مربعی		۰/۵ متر	(۱۴)



شکل (۴): مقایسه ضرایب عکس العمل بستر اندازه گیری شده با مقادیر حاصل از روش پیشنهادی و روش وسیک در فشار تماسی ۴۰۰ کیلو پاسکال



شکل (۵): مقایسه K_s اندازه گیری شده با مقادیر پیش بینی شده، متناظر با نشست ۲۵ میلی متر

با مطالعه این نمودار مشخص شد که K_s پیش بینی شده توسط روش پیشنهادی به مقادیر اندازه گیری شده بسیار نزدیک است. مهمترین اندازه تمایل به مرکزیت نمونه، میانگین نمونه است و پراکندگی داده های نمونه با انحراف استاندارد نمونه نشان داده می شود. هر چه انحراف استاندارد یک نمونه بیشتر باشد، پراکندگی یا گسترش داده ها بیشتر است. بر اساس این منحنی ها، میانگین نسبت K_s پیش بینی شده به مقادیر اندازه گیری شده در محل در فشارهای ۲۰۰، ۴۰۰ و همچنین نشست ۲۵ میلی متر در جدول (۵) ارائه شده است.

روش پیشنهادی در این مقاله (روابط ۱۸، ۱۹ و ۲۰) ضریب عکس العمل بستر در فشارهای ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلو پاسکال و نشست متناظر با ۲۵ میلی متر را به طور میانگین به ترتیب ۱/۲۵، ۰/۸۶ و ۰/۹۸ برابر مقادیر اندازه گیری شده در محل ارزیابی می کند.

در این مطالعه، به منظور تخمین K_s بر مبنای روش وسیک از همبستگی با نتایج آزمون های نفوذ مخروط و نفوذ استاندارد استفاده شده است. از این رو، همبستگی پیشنهادی بر حسب اندازه مقاومت نوک مخروط، $E=2-3.5 q_c$ ، برای خاک ماسه ای عادی تحکیم یافته به کار رفت (بریاد و گیبنز ۱۹۹۹). همچنین، بر مبنای نتایج آزمون نفوذ استاندارد، همبستگی های پیشنهاد شده بین E و N_{60} برای ماسه سیلتی مورد استفاده قرار گرفت (داس و سیواکوگان ۲۰۰۷):

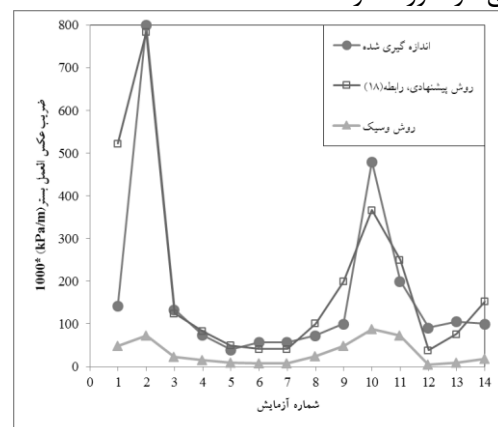
$$E = 50000\sqrt{OCR} + 12000 N_{60} \quad (21)$$

که E بر حسب psf است، OCR نسبت پیش تحکیمی و N_{60} مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده با ۶۰ درصد انرژی چکش می باشد. همچنین از همبستگی پیشنهادی برای ماسه عادی تحکیم یافته بر حسب نتایج آزمون نفوذ استاندارد استفاده شد (کودتو ۲۰۰۱):

$$E(kPa) = 500(N_{60} + 15) \quad (22)$$

در شکل های (۳، ۴ و ۵) به ترتیب مقایسه ای میان K_s اندازه گیری شده در فشارهای تماسی ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلو پاسکال (kPa) و متناظر با نشست ۲۵ میلی متر و مقادیر پیش بینی شده توسط روابط پیشنهادی (۱۸، ۱۹ و ۲۰) در این مطالعه و روش وسیک نشان داده شده است.

در شکل های (۳ و ۴)، در بیش از ۶۰ درصد موارد، انطباق کاملی میان نتایج پیش بینی شده و اندازه گیری مشاهده می گردد و در بقیه موارد خطای قابل قبولی دارند. در صورتی که رابطه وسیک به دلیل در نظر نگرفتن اثر فشار سربار و ثابت فرض نمودن سختی خاک، K_s را کمتر از مقدار واقعی و با خطای قابل تأملی برآورد می نماید. این خطا بیشتر ناشی از تخمین سختی خاک و ثابت فرض نمودن آن می باشد. در شکل (۵)، مقایسه ای بین مقادیر پیش بینی شده و اندازه گیری شده K_s متناظر با نشست ۲۵ میلی متر صورت گرفته است.



شکل (۳): مقایسه ضرایب عکس العمل بستر اندازه گیری شده با مقادیر حاصل از روش پیشنهادی و روش وسیک در فشار تماسی ۲۰۰ کیلو پاسکال

جدول (۵): میانگین نسبت ضرایب عکس‌العمل پیش‌بینی شده به اندازه‌گیری شده

روش وسیع	روش پیشنهادی (روابط ۱۸، ۱۹ و ۲۰)			میانگین	انحراف استاندارد
	۲۵ میلی‌متر نشست متناظر با فشار (kPa) ۴۰۰	۲۰۰ میلی‌متر نشست متناظر با فشار (kPa) ۲۰۰	۲۰ میلی‌متر نشست متناظر با فشار (kPa) ۴۰۰		
روش وسیع	۰/۷۴	۰/۲۹	۰/۲۱	۱/۲۵	۰/۸
روش وسیع	۰/۶۵	۰/۱۳	۰/۱۲	۰/۳۲	۰/۱۹

بیوت و وسیک، اثری از این نوع تأثیرپذیری مشاهده نمی‌شود. به عبارت دیگر، در روابط رایج، K_s به صورت تابع مستقیم از سختی خاک، نسبت پواسون و بعد شالوده تعریف شده است. در این تحقیق، سعی شده با ارائه رابطه‌ای، ارتباط میان K_s و تغییرات سختی و سایر پارامترها مانند عرض شالوده (B)، فشار وارده از سوی سربار (q)، عمق منطقه تأثیر و سختی در کرنش‌های کوچک، ارائه شود. برای این منظور، بر مبنای روابط تئوری الاستیسیته و نیز روابط اصلاح سختی حداکثر بر حسب سطح فشار وارده و کرنش، روشی بر مبنای سرعت موج برشی و سختی حداکثر ارائه شد (روابط ۱۸، ۱۹ و ۲۰).

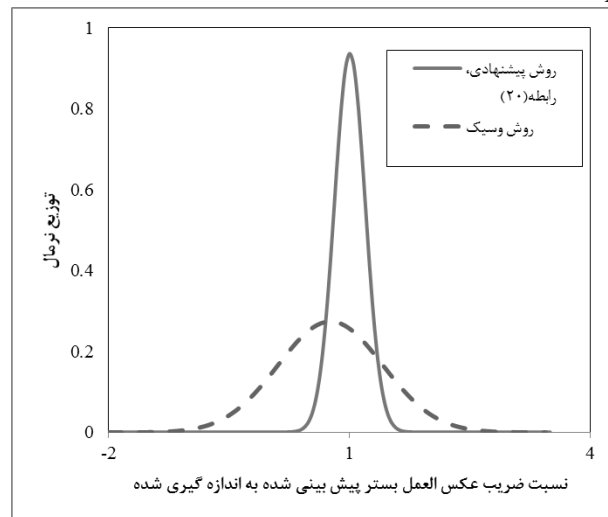
این روابط برای خاک‌های دانه‌ای عادی تحکیم‌یافته ارائه شده و فقط برای این نوع خاک‌ها توصیه می‌شود. از این رو، لازم است برای سایر انواع خاک‌ها، ضرایب رابطه (۱۰) اصلاح شوند. همچنین روابط پیشنهادی (۱۸، ۱۹ و ۲۰) برای پی‌های دایره‌ای به‌دست آمده و برای این نوع پی‌ها معتبر است. برای پی‌های مربعی می‌توان از قطر دایره معادل در روابط پیشنهادی در این مقاله استفاده کرد.

برای بررسی درستی رابطه پیشنهادی در برآورد K_s ، دو آزمون بارگذاری در ساختگاه دانشگاه سمنان انجام شد و نتایج آن به همراه نتایج ۱۲ مورد عملی که از سایر منابع علمی معتبر گردآوری شده، مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج حاصل از ارزیابی‌ها عبارت است از:

۱. K_s تابعی از سختی خاک بوده و تغییرات پارامتر سختی به‌صورت غیرخطی در میزان آن تأثیرگذار است. از جمله عوامل مؤثر بر این امر می‌توان به افزایش سطح فشار و در نتیجه تغییر شکل ایجاد شده در خاک اشاره نمود که این عوامل به شدت بر K_s مؤثر هستند. روش پیشنهادی در این مقاله، سختی کرنش کوچک را بر اساس میزان کرنش لایه، اصلاح کرده و ضریب عکس‌العمل را بر حسب سختی اصلاح شده تعیین می‌نماید.

۲. در روش پیشنهادی این مقاله، تعیین K_s در شرایط بارگذاری استاتیکی و در محدوده کرنش‌های ۰/۰۱ تا ۱ درصد برقرار است. بدیهی است این مقادیر، تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل ظرفیت باربری و پایداری را شامل نمی‌شود. در رابطه (۱۸)، K_s با بعد شالوده رابطه معکوس و با مجذور سختی خاک (E_{max}) رابطه مستقیم دارد. به عبارت دیگر دو برابر شدن سختی خاک، چهار برابر شدن K_s را نتیجه می‌دهد. در حالی که در روش‌های بیوت، وسیک و ولاسف، K_s با سختی خاک (E_{max}) رابطه مستقیم دارد. در روابط (۱۹ و ۲۰)، K_s با جذر بعد شالوده رابطه عکس و با سختی خاک رابطه مستقیم دارد. به عبارت دیگر، با دو برابر شدن سختی خاک، K_s دو برابر می‌شود و با

روش وسیک، K_s را در فشارهای متناظر با ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال با پراکندگی کمتری نسبت به روش پیشنهادی در این تحقیق ارائه می‌نماید. رابطه پیشنهادی (۲۰)، K_s متناظر با نشست ۲۵ میلی‌متر را نسبت به روش وسیک با پراکندگی حدود یک سوم و نزدیک‌تر به مقدار اندازه‌گیری شده ارزیابی می‌کند. در شکل (۶)، منحنی توزیع نرمال نسبت K_s پیش‌بینی شده به اندازه‌گیری شده روش وسیک و روش پیشنهادی در این تحقیق مشاهده می‌گردد. قله منحنی نرمال نشان‌دهنده نسبت میانگین ضرایب است. با دقت در این منحنی‌ها می‌توان مشاهده کرد که قله منحنی نرمال در رابطه پیشنهادی به عدد ۱ نزدیک بوده که می‌تواند تأییدی بر دقت بیشتر رابطه پیشنهادی نسبت به سایر روابط باشد.



شکل (۶): منحنی‌های نرمال نسبت K_s پیش‌بینی شده به اندازه‌گیری شده در نشست مجاز ۲۵ میلی‌متر

۵- نتیجه‌گیری

برخلاف ارتباط میان پارامتر سختی و کرنش خاک که در اغلب منابع مرتبط مورد بررسی و تأکید قرار گرفته‌اند، در روابط رایج که میان ضریب عکس‌العمل و سختی بیان شده، مانند روابط

۶- ضمیمه

۶-۱- مشخصات ژئوتکنیک بستر پردیس دانشگاه سمنان

محل مورد مطالعه در ساختگاه پردیس دانشگاه سمنان روی بستری از مصالح شن و ماسه سیمانته قرار دارد. سطح آب زیرزمینی در حین حفاری مشاهده نشد و وزن مخصوص خاک حدود ۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب بود.

سرعت موج برشی درجا، با استفاده از آزمون صحرایی امواج سطحی پیوسته (متیوز و همکاران ۱۹۹۶؛ استوک و همکاران ۲۰۰۴) اندازه‌گیری شد. این روش ضمن حفظ شرایط دست‌نخورده‌گی در مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک و مصالح، قابلیت تعیین سختی کلی توده‌های خاک و یا سنگ را داراست. روش امواج سطحی پیوسته یک راه شناسایی ژئوفیزیک نوین برای ارزیابی ساختار سختی زیرسطحی با استفاده از لرزنده (vibrator) و تعدادی گیرنده است (استوک و همکاران ۲۰۰۴؛ حداد و شفابخش ۱۳۸۵). در شکل (۷) لاگ گمانه، نتایج آزمون نفوذ استاندارد و اندازه سرعت موج برشی در محل دیده می‌شود. در ساختگاه دانشگاه سمنان دو آزمون بارگذاری به روش ASTM D1194 (انجمن آزمون و مواد آمریکا ۱۹۹۴) روی صفحات فولادی با قطرهای ۳۰ و ۴۵ سانتی‌متر توسط نویسندگان انجام شد. در شکل‌های (۸) و (۹) به ترتیب آزمون امواج سطحی پیوسته و آزمون بارگذاری صفحه در ساختگاه دانشگاه سمنان مشاهده می‌گردد.

چهار برابر شدن بعد شالوده، K_s به میزان نصف کاهش می‌یابد. در هر سه رابطه پیشنهادی، تأثیر پارامتر سختی خاک (E_{max}) بیشتر از سایر مؤلفه‌ها مانند بعد شالوده، نسبت پواسون، فشار وارده از سوی سربار و عمق منطقه موثر است.

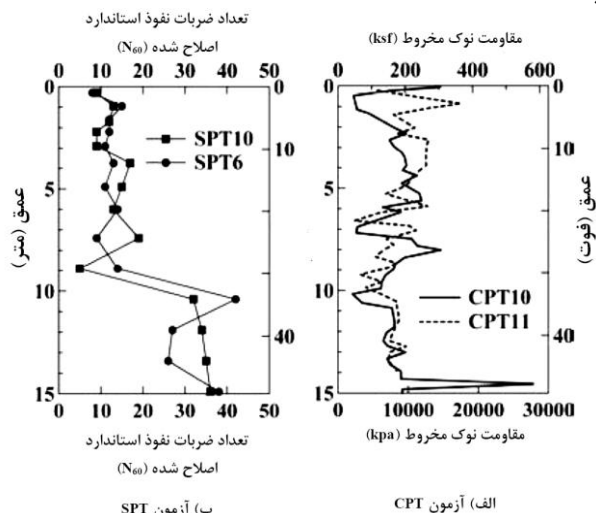
۳. به منظور صحت‌سنجی روابط ارائه شده (۱۸، ۱۹ و ۲۰) در برآورد میزان K_s ، نتایج حاصل از آزمایش‌های میدانی انجام شده در محل به همراه ۱۲ مورد نتایج ارائه شده در جدول (۴)، بررسی شد. بررسی منحنی نرمال (شکل ۶) برای ارزیابی روش پیشنهادی نشان می‌دهد که میانگین نسبت K_s محاسبه شده با روابط پیشنهادی به K_s اندازه‌گیری شده در فشارهای متداول تماس (۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال) و همچنین نشست متناظر با ۲۵ میلی‌متر به ترتیب ۱/۲۵، ۰/۸۶ و ۰/۹۸ است (جدول ۵). همین نسبت برای رابطه وسیک در فشارهای ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال و نشست متناظر با ۲۵ میلی‌متر به ترتیب ۰/۲۱، ۰/۲۹ و ۰/۷۴ است. این مقایسه نشان می‌دهد که پراکندگی نتایج روش پیشنهادی پیش‌بینی K_s متناظر با نشست ۲۵ میلی‌متر نسبت به مقادیر در فشارهای متداول تماسی ۲۰۰ و ۴۰۰ کیلوپاسکال کمتر بوده و توانسته با انحراف استاندارد برابر ۰/۱۹ نزدیک‌ترین مقدار را به K_s اندازه‌گیری شده پیش‌بینی کند. این در حالی است که میزان این انحراف در روش وسیک ۰/۶۵ است.

۴. در مجموع، بر اساس تئوری الاستیسیته و مقادیر اصلاح شده سختی خاک بر حسب کرنش، می‌توان از روش پیشنهادی در این تحقیق برای محاسبه K_s مستقر بر خاک‌های دانه‌ای، با هدف تخمین مقادیر نزدیک به واقعیت در مهندسی ژئوتکنیک، استفاده نمود.

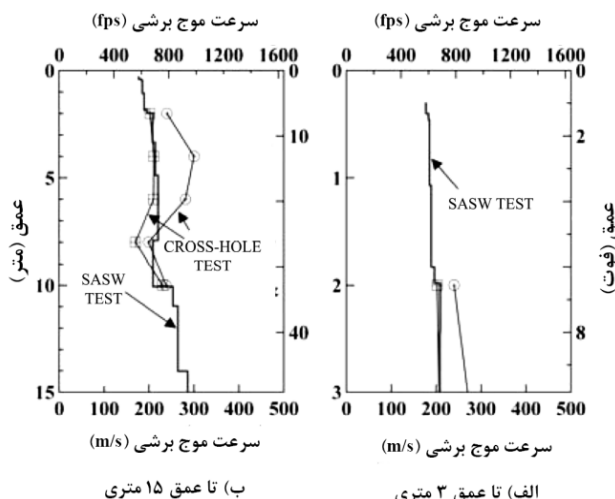
Boring log : BH4		موقعیت: پردیس دانشگاه سمنان		کل عمق گمانه: ۱۰ متر سطح آبی مشاهده نگردید.			
عمق (m)	مشخصات لایه های خاک	جرم واحد حجم (gr/cm ³)	N (SPT)	V _s (m/s) سرعت موج برشی			
				100	200	300	
0	قهوه ای تیره، تراکم متوسط، شن بد دانه بندی شده به همراه ماسه (GP)	1.80	40				
1			50				
2	قهوه ای تیره، تراکم متوسط، ماسه خوب دانه بندی شده به همراه شن (SW)	45					
3		19					
4	قهوه ای تیره، تراکم متوسط، شن بد دانه بندی شده به همراه ماسه و سیلت (GP-GM)	1.80	19				
5							
6	قهوه ای تیره، تراکم متوسط، ماسه خوب دانه بندی شده به همراه شن (SW)	1.80	19				
7							
8	قهوه ای تیره، تراکم متوسط، ماسه خوب دانه بندی شده به همراه شن (SW)	1.80	19				
9							
10	قهوه ای تیره، تراکم متوسط، ماسه خوب دانه بندی شده به همراه شن (SW)	1.80	19				
9							

شکل (۶): تغییرات مدول برشی با افزایش سطح کرنش برشی (امینی آهی دشتی ۱۳۹۰)

۲۵ سانتی‌متر را بارگذاری نمودند. نشست‌های متناظر با فشار وارده روی هر دو شالوده بتنی و صفحه فولادی اندازه‌گیری و ثبت شد.



شکل (۹): نتایج آزمون نفوذ استاندارد و نفوذ مخروط در ساختمان دانشگاه تگزاس (پارک و همکاران ۲۰۱۰)



شکل (۱۰): نمودار سرعت امواج برشی در ساختمان دانشگاه تگزاس (پارک و همکاران ۲۰۱۰)

۳-۶- مشخصات ژئوتکنیک بستر ساختمان دوبلین ایرلند

ساختمان مورد مطالعه در ۲۵ کیلومتری جنوب غربی حومه شهر دوبلین ایرلند واقع شده است (گاوین و همکاران ۲۰۱۰). خاک منطقه از نوع ماسه ریزدانه تا ماسه درشت دانه متغیر است. نتایج آزمون CPT و اندازه مدول برشی حداکثر که با استفاده از روش امواج سطحی اندازه‌گیری شده، در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده‌اند. در ساختمان دوبلین، صفحه مربعی شکل با ابعاد ۴۰ سانتی‌متر بارگذاری شده و نتایج فشار-نشست آن ارائه شده است.

۴-۶- مشخصات ژئوتکنیک بستر ساختمان موسسه



شکل (۷): آزمون امواج سطحی پیوسته در پردیس دانشگاه سمنان (امینی آهی دشتی ۱۳۹۰)

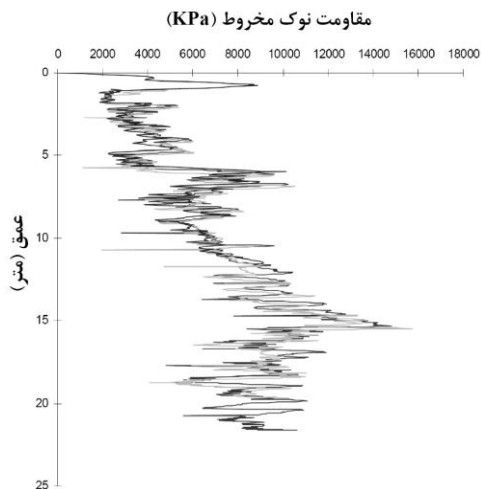


شکل (۸): آزمون بارگذاری صفحه در پردیس دانشگاه سمنان (امینی آهی دشتی ۱۳۹۰)

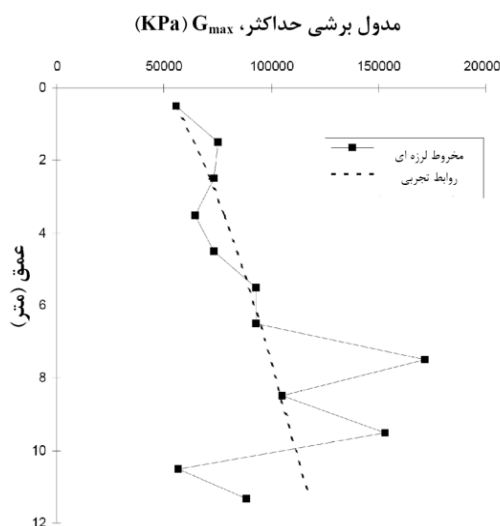
۲-۶- مشخصات ژئوتکنیک بستر دانشگاه تگزاس (Texas A&M)

بریاد و گیبنز (۱۹۹۹) مجموعه آزمایش‌هایی به منظور بررسی مشخصات ژئوتکنیک در ساختمان دانشگاه تگزاس انجام دادند. خاک محل دانه‌ای بوده و سطح آب زیرزمینی در عمق ۴/۹ متری قرار داشته، درصد رطوبت ماسه نزدیک سطح زمین در زمان آزمایش‌ها در محدوده بین ۱۲-۱۴ درصد بوده و وزن مخصوص خاک حدود ۱۹/۸ کیلونیوتن بر متر مکعب ارزیابی شد. شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نتایج آزمون‌های نفوذی و اندازه سرعت موج برشی با استفاده از روش امواج سطحی در ساختمان دانشگاه تگزاس (Texas A&M) را نشان می‌دهند. بریاد و گیبنز (۱۹۹۹) پنج شالوده بتنی با ابعاد مختلف در ساختمان دانشگاه تگزاس اجرا نمودند. هر شالوده تا فشار گسیختگی بارگذاری شد و نتایج حاصل از آزمون بارگذاری ثبت شد. همچنین پارک و همکاران (۲۰۱۰) در ساختمان دانشگاه تگزاس دو شالوده بتنی دایره‌ای با ابعاد ۹۱ و ۴۶ سانتی‌متر و یک صفحه فولادی با قطر

ژئوتکنیک سوئد (SGI)



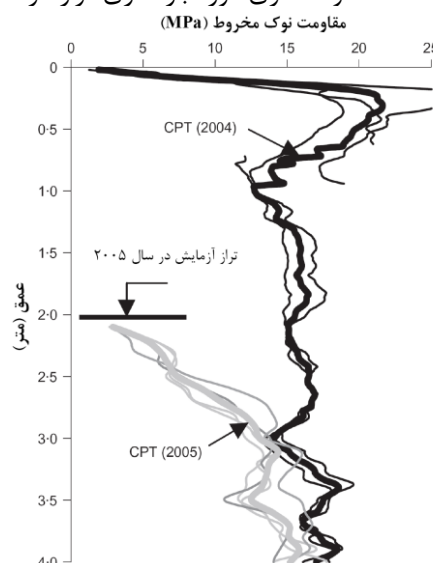
شکل (۱۳): نتایج آزمون نفوذ مخروط در ساختمان موسسه ژئوتکنیک سوئد (SGI) (لارسون ۱۹۹۷)



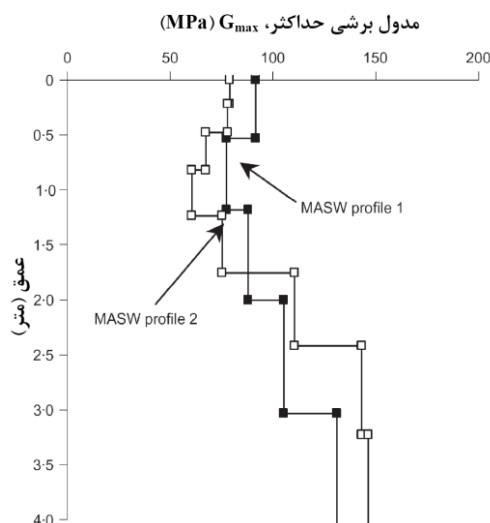
شکل (۱۴): پروفیل سختی حداکثر بر حسب عمق در ساختمان موسسه ژئوتکنیک سوئد (SGI) (لارسون ۱۹۹۷)

این ساختمان در پنج کیلومتری جنوب شرقی شهر بولرنج در مرکز سوئد واقع شده است. بر مبنای مشاهدات بصری (لارسون ۱۹۹۷)، نمونه‌ها و نتایج آزمون سونداژ، پروفیل خاک محل تا عمق زیادی از نوع سیلتی است. در تراز ۵ متری زیر سطح زمین، جنس لایه‌های خاک از نوع رسی بسیار سفت می‌باشد.

تراز آب زیرزمینی در عمق ۱۱ متری زیر سطح زمین قرار داشت. شکل (۱۴) نتایج آزمون CPT را نشان می‌دهد. پروفیل سختی حداکثر برجای خاک از مقادیر سرعت امواج برشی در محل و دانسیته حجمی ارزیابی شد و در شکل (۱۵) نشان داده شده است. در ساختمان بولرنج سوئد، سه شالوده بتنی مربعی شکل با ابعاد ۰/۵، ۱ و ۲ متری مورد بارگذاری قرار گرفتند.



شکل (۱۱): نتایج آزمون نفوذ مخروط در ساختمان دوبلین ایرلند (گاوین و همکاران ۲۰۱۰)



شکل (۱۲): نتایج آزمون امواج سطحی در ساختمان دوبلین (گاوین و همکاران ۲۰۱۰)

۷- مراجع

- [۱] امینی آهی دشتی، ر. "ارزیابی نشست شالوده‌های سطحی با استفاده از نتایج آزمون امواج سطحی پیوسته"، پایان-نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ۱۴۳ صفحه، ۱۳۹۰.
- [۲] حداد، ع. و شفاعخش، غ. "بررسی و تحلیل سختی بستر ماسه‌ای زیربناهای حمل و نقل با استفاده از آزمایش‌های امواج سطحی پیوسته و بارگذاری صفحه"، پژوهشنامه حمل و نقل، سال سوم، شماره چهارم، ۱۳۸۵.
- [۳] حمداللهی، ی، فاخر، ع. و پهلوان، ب.، "اصلاح مدل غیرخطی فاهی در خاک درشت دانه با استفاده از آزمایش‌های پرسیمتری در آبرفت تهران"، مجله علمی-

- Ishibashi, I. and Zhang, X., "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sands and clays", *Soils and Foundation*, vol. 33, No. 1, pp. 182-191, 1993. [۱۸]
- Larsson, R., "Investigations and load tests in silty soils", Report 54, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, vol. 257, 1997. [۱۹]
- Matthews, M. C., Hope, V. S. and Clayton, C. R. I., "The use of surface waves in determination of ground stiffness profiles", *Proc. Inst. Civ. Eng., Geotech. Eng.*, vol. 119, pp. 84-95, 1996. [۲۰]
- Mayne, P. W. and Poulos, H. G., "Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations", *J. Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE*, vol. 125, No. 6, pp. 453-460, 1999. [۲۱]
- Mayne, P. W. and Schneider, J. A., "Evaluating axial drilled shaft response by seismic cone" *Foundations & Ground Improvement, GSP 113, ASCE, Reston, VA*, pp. 655-669, 2001. [۲۲]
- Park, K., Stokoe, K. H. and Olson, R. E., "Settlement of footings in sand using dynamic soil properties", *Soil-Foundation-Structure Interaction - Orense, Chouw & Pender (Eds.), Taylor & Francis Group, London*, pp. 19-26, 2010. [۲۳]
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B. and Daily, W. D. III, "Shear modulus and damping relationships for gravels", *ASCE, J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, vol. 124, No. 5, pp. 396-405, 1998. [۲۴]
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. and Tokimatsu, K., "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils", *Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif*, 1984. [۲۵]
- Simons, N., Menzies, B. and Matthews, M. "A Short course in geotechnical site investigation", Third Edition, Thomas Telford, London, 2001. [۲۶]
- Stokoe, K. H., Joh, S. H. and Woods, R. D., "Some contributions of in-situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems", *Intl. Conf. on Site Characterization (ISC-2), Porto, Portugal, September*, pp. 12-50, 2004. [۲۷]
- Terzaghi, K. V., "Evaluation of coefficient of subgrade reaction", *Geotechnique*, vol. 5, No. 4, pp. 297-326, 1995. [۲۸]
- Vesic, A. B., "Beams on elastic subgrade and Winkler's hypothesis", *Proc. 5th Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris*, pp. 845-850, 1961. [۲۹]
- Vlassov, V. Z. and Leontiev, N. N., "Beams, plates and shells on an elastic foundation", *Moscow, USSR, Fizmatgiz*, 1960. (In Russian) [۳۰]
- Ziaie Moayed, R. and Naeini, S. A., "Evaluation of modulus of subgrade reaction (Ks) in gravely soils based on SPT results", *IAEG2006, Paper No. 505*, 2006. [۳۱]
- پژوهشی عمران مدرس، جلد ۱۰، ۳/۷، صص، ۱۷- [۱۸]
- صدر کریمی، ج. و اکبرزاد قمری، م.، "بررسی افتراقی روش‌های تعیین ضریب عکس‌العمل بستر"، نشریه مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد، جلد ۲۱، ۱۰/۷، صص ۴۵-۶۱، ۱۳۸۸. [۴]
- Abd Elsamee, W. N., "An experimental study on the effect of foundation depth, size and shape on subgrade reaction of cohesionless soil", *Engineering*, vol. 5, No. 10, pp. 785-79, doi: 10.4236/eng.2013.510095, 2013. [۵]
- American Society for Testing and Materials, "Bearing capacity of soil for static load and spread footing", ASTM No. D1194, 1994. [۶]
- Biot, M. A., "Bending of infinite beams on an elastic foundation", *J. Appl. Mech., Trans. Am. Soc. Mech. Eng.*, vol. 59, pp. 1-7, 1937. [۷]
- Bolton, M. D. and Whittle, R. W. "A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests", *Geotechnique*, vol. 49, No. 1, pp. 133-141, 1999. [۸]
- Boussinesq, J., "Application des potentiels a l'etude de l'equilibre et due mouvement des solides elastiques", Gauthiers-Villars, Paris, 1885. [۹]
- Bowels, J. E., "Foundation analysis and design", Fifth Edition, McGraw-Hill Co., Inc., N.Y., 1997. [۱۰]
- Briaud, J. L. and Gibbens, R., "Behavior of five large spread footings in sand", *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng.*, vol. 125, No. 9, pp. 787-796, 1999. [۱۱]
- Clayton, C. R. I., "Stiffness a, t small strain: Research and practice", *Geotechnique*, vol. 61, No. 1, pp. 5-37, 2011. [۱۲]
- Coduto, D. P., "Foundation design, principles and practices", Prentice-Hall, New Jersey, 2001. [۱۳]
- Das, B. M. and Sivakugan, N., "Settlements of shallow foundations on granular soil- An overview," *Intl. J. of Geotech. Eng., DOI 10.3328/IJGE*, 2007. [۱۴]
- Elhakim, A., "Evaluation of shallow foundation displacements using soil small-strain stiffness", Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology, 2005. [۱۵]
- Gavin, K., Adekunle, A., O'Kelly, B., and Brendan, C., "A field investigation of vertical footing response on sand", *Proceedings of the ICE- Geotech. Eng.*, vol. 162, No. 5, pp. 257-267, 2010. [۱۶]
- Imanzadeh, S., Denis, A. and Marache, A., "Effect of uncertainty in soil and structure parameters for buried pipes", *J. of Geotech. and Geophys. Site Characterization*, vol. 4, pp. 1847-1853, 2013. [۱۷]