

واقعی سازی مقاومت برشی زهکشی نشده در نهشته‌های طبیعی به کمک نظریه میدان تصادفی

رضا جمشیدی چناری* و اکرم کریمیان**
دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه گیلان

(دریافت مقاله: ۱۳۸۹/۱/۱۵ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۹۰/۴/۱)

(TSA)

چکیده -

(LAS)

واژگان کلیدی :
(LAS)

Realization of Undrained Shear Strength of Natural Deposits Using Random Field Theory

R. Jamshidi Chenari and A. Karimian

Faculty of Eng., Civil Eng. Group, University of Guilan

Abstract: Undrained shear strength is the main parameter in most problems concerned with short-term stability or total stress analysis states (TSA). Mechanism of soil deposit formation leads to inherent variability in soil strength and stiffness parameters. Inherent variability as the primary source of uncertainty in geotechnical problems consists of deterministic and stochastic components. In this paper, a generic deterministic trend is proposed by utilizing a good amount of well-documented in-situ test

** - کارشناسی ارشد

* - استادیار

data. The new concept of transformation depth was introduced as the depth where it changes from a decreasing trend to an increasing one. Random field theory and local average subdivision (LAS) technique was employed in order to produce realization of undrained shear strength. Undrained shear strength was assumed to inherit a deterministic trend in vertical direction while preserving its stochastic behavior in horizontal direction.

Keywords: *Undrained Shear Strength, Inherent Variability, Uncertainty, Transformation Depth, Random Field Theory, Local Average Subdivision (LAS) Technique.*

۱- مقدمه

نشست پیه‌های سطحی، نشست تفاضلی پیه‌های منفرد مجاور هم و علامت آن همگی تابع رفتار سخت شونده نهشته‌های طبیعی با عمق است و بنابراین نمی‌توان به راحتی از آن صرف‌نظر کرد [۵].

از سوی دیگر علاوه بر در نظر گرفتن روند مشخصه با عمق، در راستای افقی به دلیل تفاوت در شرایط رسوبگذاری و بارگذاری بایستی به تغییرات تصادفی پارامترهای سختی و مقاومت توجه ویژه داشت. وجود عدم قطعیت، توزیع تصادفی پارامترهای رفتاری و اهمیت آن در مصالح ژئومکانیکی مدتهاست که مورد توجه محققان مختلفی بوده است به‌عنوان مثال فون و کولهایوی [۷] به مطالعه تنوع فضایی ذاتی توسط آزمایشات درجا پرداختند، فنتون و ونمارک [۸]، پوپسکو و همکاران [۹،۶]، هیکس و اونیسفورو [۱۰] تأثیرات تنوع فضایی خصوصیات خاک را بر روی روانگرایی، فنتون و همکاران [۱۱] اثر آن را بر عملکرد دیوارهای حائل، گریفیس و فنتون [۱۲]، الرملی و همکاران [۱۳]، بابو و موکش [۱۴] اثر آن را بر پایداری شیروانیها بررسی کردند. گریفیس و فنتون [۱۵]، پوپسکو و همکاران [۴] به بررسی ظرفیت باربری با در نظر گرفتن ناهمگونی در خاک پرداختند. هوی و همکاران [۱۶]، بریس و همکاران [۱۷] اندرکنش خاک-سازه را با در نظر گرفتن تأثیرات ناهمگنی خاک بررسی کردند. ژیمنس و سیتار [۱۸] اثر انواع مختلف توزیعهای آماری را برای مشخص کردن تنوع فضایی مدول الاستیسیته در نشست پیه‌های سطحی بررسی کردند.

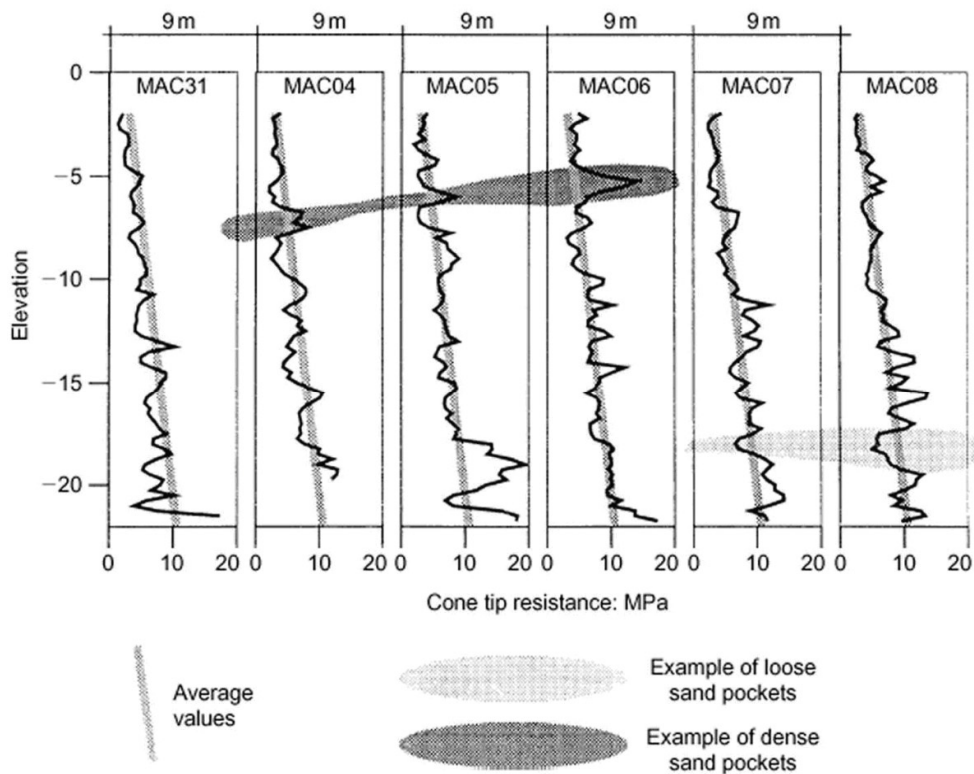
علاوه بر این پوپسکو و همکاران [۱۹] دریافتند که اکثر پارامترهای رفتاری خاک دارای توزیع غیر گوسی چوله^۴ بوده و همچنین توزیع مزبور برای هر یک از پارامترهای رفتاری ممکن است در مکانهای مختلف متفاوت باشد. اگر چه اهمیت عدم

عدم قطعیت^۱ در مصالح خاکی به طور کلی مشتمل بر ناهمگونی ذاتی^۲، خطای اندازه‌گیری، خطای آماری و خطای تبدیل است [۱]. در بررسی عدم قطعیت معمولاً اثر تجمعی این منابع در نظر گرفته شده و به عنوان یک منبع واحد برای عدم قطعیت تلقی می‌شود. مطالعات اندکی در ارتباط با جداسازی منابع مختلف عدم قطعیت تا کنون انجام شده است.

ناهمگونی ذاتی خاک به عنوان مهمترین منبع عدم قطعیت، خود مشتمل است بر روند مشخصه^۳ که مربوط به تغییرات میانگین پارامتر رفتاری خاک با عمق است و روند تصادفی که مربوط به نوسان مقادیر در هر عمق مشخص حول مقدار میانگین مربوط به آن عمق است [۲ و ۳].

روند مشخصه در رفتار مصالح خاکی با عمق را معمولاً می‌توان با انجام تعدادی قابل قبول از آزمایشات در جا و به کمک برازش تخمین زد. در عمل به‌علت هزینه زیاد آزمایشات صحرائی و درجا و همچنین نمونه‌گیری و وجود خطاهای اندازه‌گیری انجام تحلیل‌های مشخصه جذابیت چندانی نداشته است و ویژگیهای خاک عمدتاً به‌صورت تصادفی با توزیع احتمالاتی مشخص و به کمک نظریه میدان تصادفی مدل می‌شوند [۴].

نتایج مربوط به آزمایشات مختلف درجا بیانگر وجود روند مشخصه در رفتار تغییر شکل و مقاومت زهکشی نشده نهشته‌های طبیعی با عمق می‌باشد. شکل (۱) با ترسیم مقاومت نفوذ مخروط (q_c) بر حسب عمق در فواصل افقی مشخص به نمایش روند تغییرات مشخصه مقاومت خاک در راستای قائم و روند تصادفی آن در راستای افقی می‌پردازد. علاوه بر این تحلیل‌های انجام شده تا کنون نشان داده است مقدار و الگوی



شکل ۱- تغییرات مقاومت نفوذ مخروطی در جا در راستای قائم و افقی [۶]

عمق بایستی آن را به عنوان میانگین آن پارامتر در هر تراز در نظر گرفته و از مقادیر اندازه‌گیری شده جداسازی شود. ۲- واریانس: میزان پراکندگی نوسانات حول مقادیر میانگین را نشان می‌دهد ۳- ساختار همبستگی: معرف میزان تشابه نوسانات و وابستگی داده‌ها در دو نقطه ی متفاوت است ۴- تابع توزیع احتمال: معرف چگونگی توزیع تغییرات پارامتر مورد مطالعه در فضای مسئله است. به علت نامنفی بودن پارامترهای رفتاری خاک، توزیعهای بتا، گاما و لگاریتم نرمال را می‌توان به کار برد [۴]. مفهوم همگن بودن در میدان تصادفی این است که میانگین و واریانس جزء نوسانی با عمق ثابت بوده و ساختار همبستگی نیز صرفاً تابع فاصله میان دو نقطه و مستقل از موقعیت مکانی نقاط است [۱]. اما این نظریه به‌طور مختصر با ضریب تغییرات CV (نسبت انحراف معیار به میانگین) و فاصله همبستگی یا مقیاس نوسان θ مدل می‌شود. ضریب تغییرات برای بیان کمی تغییرات ویژگی خاک حول مقدار میانگین و فاصله همبستگی بیانگر طولی است که همبستگی

قطعیت در مسائل ژئوتکنیکی به اندازه کافی روشن شده است اما در عمل به دلیل پیچیدگی به‌کارگیری این عدم قطعیتها و آسانتر بودن ارزیابی به روش مشخصه پیشرفت قابل توجهی در این زمینه اتفاق نیفتاده است. بنابراین از مقادیر متوسط پارامترهای رفتاری در طراحی سازه‌های مختلف ژئوتکنیکی استفاده می‌شود. به طور کلی عدم قطعیت در بارها، تجزیه و تحلیل زمین شناختی محل، ویژگیهای ژئوتکنیکی، مدل‌های محاسباتی و غیره موضوعیت دارد. درنظر گرفتن اثر کمی کلیه این اجزای کاری بس بزرگ است ولی با این حال پذیرفتن این نوع عدم قطعیتها فقط شخص را از حقیقت موجود دور کرده و به نوعی کوچک نمایی مشکل است.

اختلاف میان مقادیر واقعی پارامتر رفتاری و روند مشخصه آن به‌عنوان جزء نوسانی در نظر گرفته می‌شود که ونمارک آن را به صورت میدان تصادفی همگن^۵ مدل کرد [۲۰]. پارامترهای به‌کار رفته در میدان تصادفی عبارت‌اند از ۱- میانگین: در صورت وجود روند مشخصه در تغییرات پارامتر مورد مطالعه با

آزمایشهای در جا چون نفوذ مخروطی (CPT)، نفوذ استاندارد (SPT)، دیلاتومتری (DMT)، بارگذاری صفحه (PLT) و پرسیومتری (PMT) به دست می آید. در این میان تنها آزمایش CPT قادر به ارائه پروفیل پیوسته ای از S_u است. اشمرتمن [۲۲] معادله زیر را برای بیان ارتباط مقاومت نوک مخروط q_c در آزمایش CPT و S_u ارائه کرده است

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (1)$$

که σ_v تنش سربار قائم و N_k عدد مخروط است که بسته به نوع خاک و درجه بیش تحکیمی بین ۵ تا ۷۰ متغیر است. بنابراین با داشتن پروفیل پیوسته مقاومت نوک مخروط می توان به روند تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده با عمق دست یافت. هارا و همکاران با بررسی ارتباط میان S_u و N_{SPT} دریافتند که با داشتن پروفیل تغییرات عدد نفوذ استاندارد N_{SPT} با عمق می توان به الگوی تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده دست یافت [۲۳].

مارچتی [۲۴] معادله زیر را برای تخمین S_u در آزمایش DMT پیشنهاد کرد:

$$S_{u_{DMT}} = 0.22 \sigma'_v (0.5 K_D)^{1.25} \quad (2)$$

که K_D شاخص تنش افقی است و از آزمایش دیلاتومتری به دست می آید. وی هم چنین روند ارائه شده در شکل (۲) را برای K_D پیشنهاد کرد.

با در نظر گرفتن افزایش خطی σ'_v با عمق در معادله (۲)، ناهمگونی قائم S_u در آزمایش DMT احتمالاً بایستی از روند K_D تأثیر پذیرد. با توجه به ثابت بودن K_D در اعماق روند افزایشی S_u در اعماق کاملاً مشهود است اما در اعماق سطحی K_D دارای روند کاهشی است با توجه به اینکه سطح تنش مؤثر در نواحی سطحی پایین می باشد بایستی انتظار روند کاهشی برای S_u در این ناحیه داشت.

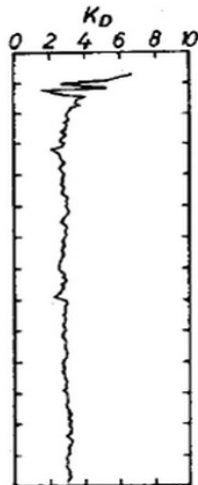
بیروم با انجام آزمایش بر روی دو نوع رس مختلف از دو منطقه در نروژ به بررسی ناهمگونی قائم آنها پرداخت، شکل (۳)، [۲۵].

قابل توجهی در ویژگی خاک مشاهده می شود. مکانیزم شکل گیری نهشته خاکی منجر به تنوع فضایی متفاوت در راستای قائم و افقی می شود که ساختار همبستگی متفاوتی در دو راستا باید برای مدل کردن تنوع فضایی به کار برده شود. البته به علت محدودیتهای طولی اطلاعات موجود درباره فاصله همبستگی نسبتاً محدود است [۴].

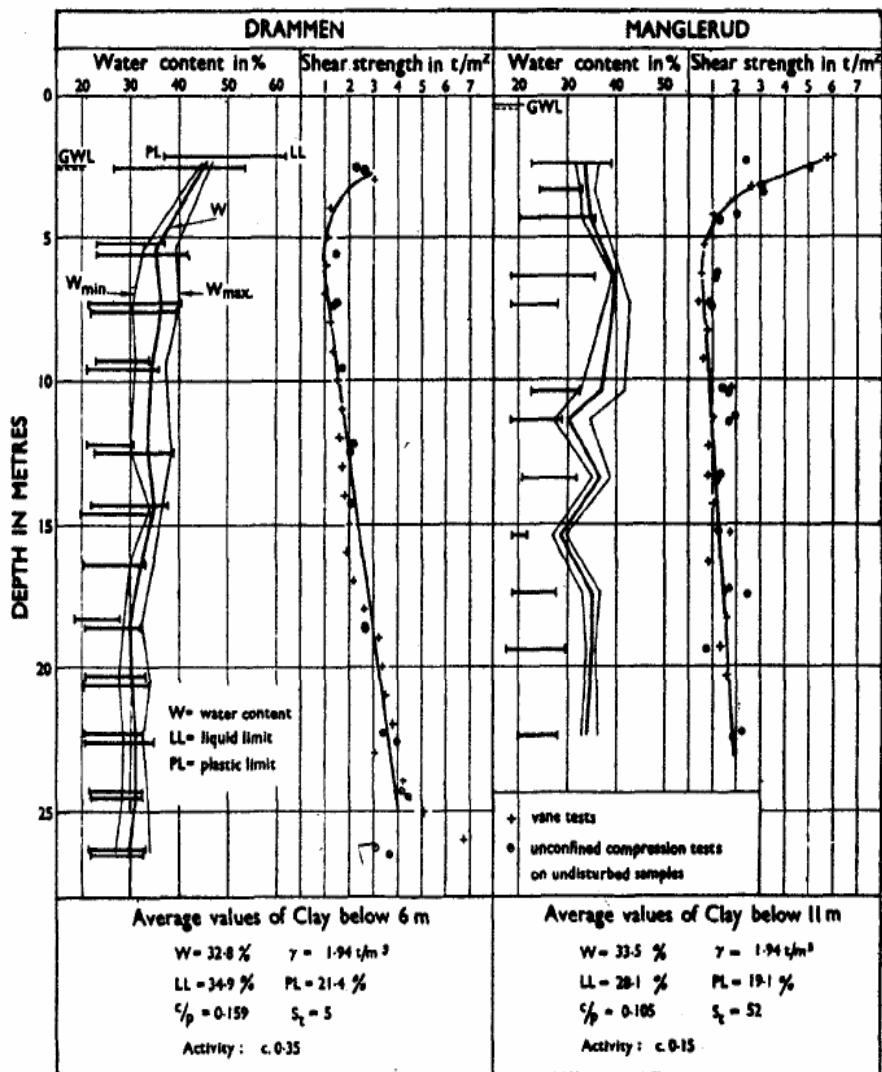
با توجه به کاربرد فراوان مقاومت برشی زهکشی نشده، S_u در مباحث مقاومت و پایداری خاک در حالت تحلیل تنش کل یا TSA این مقاله به بررسی تنوع ذاتی این پارامتر مقاومتی که به صورت میدان تصادفی مدل خواهد شد، می پردازد. مقادیر ضریب تغییرات، CV و فاصله همبستگی، θ مربوط به S_u که توسط محققان مختلف با آزمایشات آزمایشگاهی و درجا بررسی و ارائه شده است و نهایتاً تأثیر این پارامترها در توزیع واقعی مقاومت برشی در خاک به کمک واقعی سازبها تشریح می شود.

۲ - مقاومت برشی زهکشی نشده نهشته های طبیعی

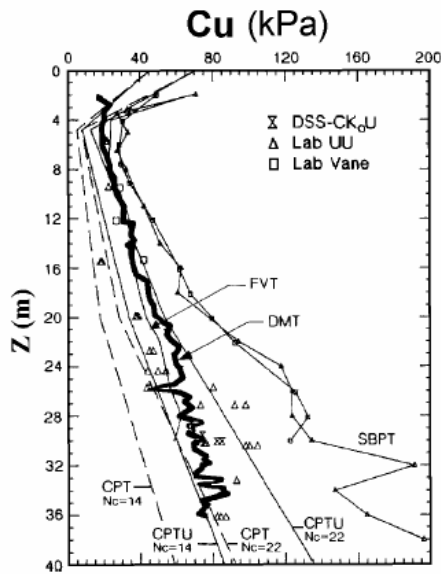
مقاومت برشی زهکشی نشده خاک ویژگی اصلی خاک نیست بلکه به وضعیت عمومی در جای خاک بستگی دارد که می تواند با گذشت زمان، تغییر سرعت بارگذاری و سایر عوامل تغییر کند [۲۱]. برش زهکشی نشده هنگامی رخ می دهد که سرعت اعمال بارهای خارجی بیشتر از سرعت زایل شدن فشار آب حفره ای تولید شده باشد. به علت نفوذ پذیری پایین خاکهای رسی با گذشت زمان محسوسی از بارگذاری، در صد رطوبت خاک تغییر چندانی نکرده و وضعیت مقاومت برشی زهکشی نشده خاک اهمیت کاربردی زیادی پیدا می کند. در مسائل مربوط به پایداری کوتاه مدت مرتبط با خاکهای ریزدانه اعم از ساخت و ساز سریع پس از اجرای پی سازه ها، دیوارهای حائل و سایر سازه ها، حفاریهای موقت، پایداری شیروانیها، پایداری خاکریزها و سدهای خاکی در طی ساخت و هنگام افت ناگهانی سطح آب مخزن، شرایط زهکشی نشده حاکم است. مقاومت برشی زهکشی نشده رس S_u در حالت دست نخورده به طور مستقیم از آزمایش وین و به طور غیرمستقیم از سایر



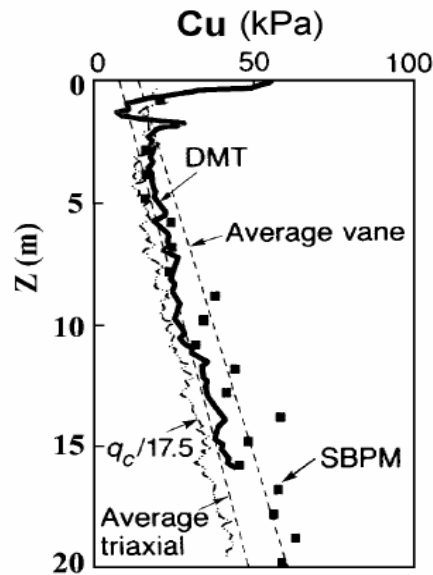
شکل ۲ - نمونه‌ای از نتایج مربوط به شاخص تنش افقی در آزمایش دیلاتومتری (DMT) در ایتالیا [۲۴]



شکل ۳ - مقاومت برشی رس دریایی با حساسیت کم و متوسط [۲۵]



(ب)



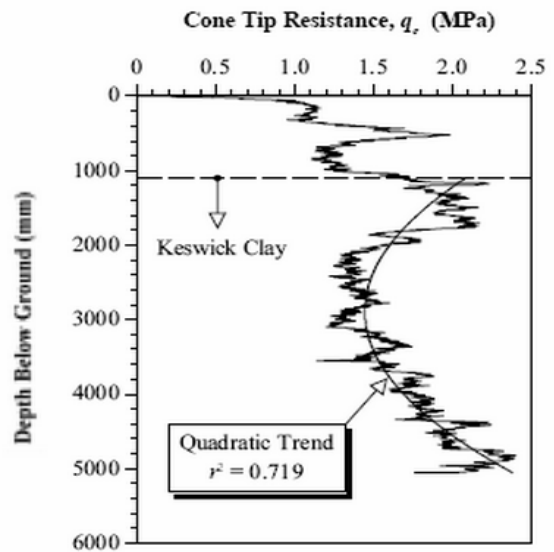
(الف)

شکل ۴ - مقایسه میان مقادیر S_{II} از آزمایشات مختلف (الف) - نش و همکاران [۲۶] (ب) - بورگیگنولی و همکاران [۲۷]

آزمایشات مختلف را بررسی کردند، شکل (۴-الف) و (ب). آنها نیز مانند بیروم کاهش S_{II} در اعماق سطحی و سپس افزایش آن با عمق را مشاهده کردند که این افزایش همان طور که گفته شد به طور تقریبی از روندی خطی مشابه σ'_v تبعیت می کند.

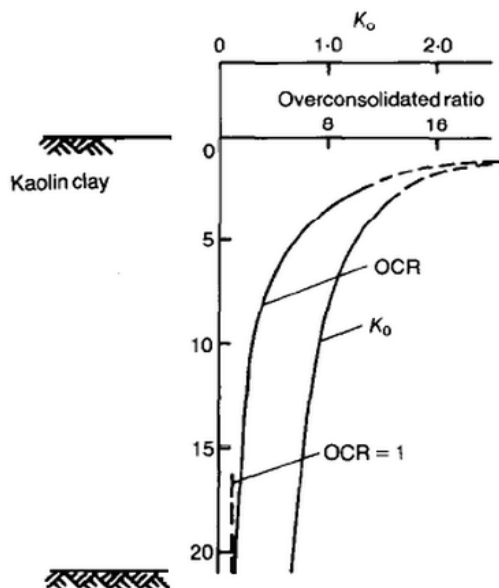
جکسا و همکاران [۲۸] ناهمگونی قائم رس را با استفاده از آزمایش CPT بررسی کردند. آنها مشاهده کردند که مقادیر q_c از روندی درجه دوم پیروی می کند، شکل (۵). در نتیجه S_{II} نیز برخلاف آزمایشات دیگران که دارای افزایش تقریباً خطی در اعماق است، از این روند تبعیت خواهد کرد.

کاگاو و جکسا [۲۹] با بررسی ناهمگونی قائم مقاومت برشی زهکشی نشده رس آدلاید در استرالیا مشاهده کردند که نسبت (S_{II} / σ'_v) از روندی دوگانه برخوردار است. مطابق شکل (۶) تا عمق ۵ متری این نسبت کاهش یافته و پس از آن افزایش خطی نشان می دهد که این مطلب مجدداً افزایش درجه ۲ برای مقاومت برشی زهکشی نشده رس در اعماق غیر سطحی را تأیید می کند. آنها علت این رفتار نامتعارف را به تغییرات فصلی دما و رطوبت ربط داده اند. در اعماق سطحی به دلیل نوسان دما و رطوبت در فصول مختلف و شکل گیری



شکل ۵ - نتیجه CPT قائم در سایت "پارک لندز جنوبی" [۲۸]

در این شکل همان طور که پیداست مقاومت برشی زهکشی نشده برای نوع رس تا عمق ۵ متری کاهش یافته و سپس به صورت خطی افزایش می یابد. این مسئله به خصوص برای رس منگلورد که سطح آب زیرزمینی در آن بالاست جای تعمق دارد. نش و همکاران [۲۶]، بورگیگنولی و همکاران [۲۷] روند تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده با عمق حاصل از



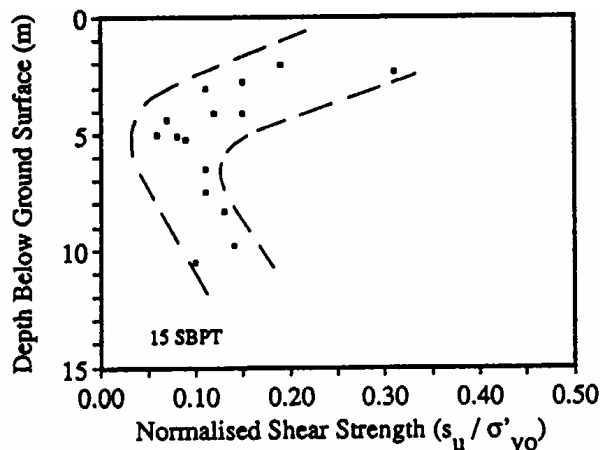
شکل ۸ - روند تغییر پارامترهای خاک با عمق [۳۶]

ارائه داده‌اند که از آن جمله می‌توان به روابط ارائه شده توسط بیروم و سیمونز [۳۰]، اسکمپتون و هنکل [۳۱] اشاره کرد که ارتباط بین مقاومت برشی نرمال شده را با حدود اتزبرگ خاک رس نشان می‌دهند. بنابر این با داشتن پروفیل تغییرات پارامترهای شاخص خاک با عمق می‌توان به روند تقریبی تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده با عمق دست یافت.

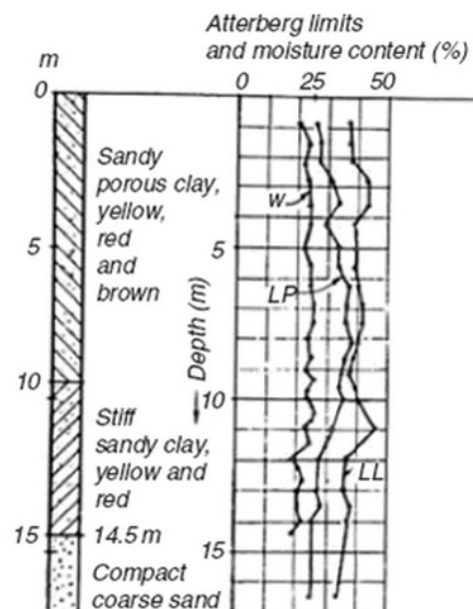
شکل (۷) روند تغییرات درصد رطوبت و حدود اتزبرگ خاک رس کامپیناس برزیل را که توسط وارگاس [۳۲] تهیه شده است نشان می‌دهد. نگاهی دقیق به این شکل آشکار می‌سازد که شاخص خمیری (I_p) ابتدا تا عمق ۸ متری کاهش یافته و سپس افزایش می‌یابد.

با توجه به رابطه مستقیم $(S_u / \sigma'_{v'})$ با (I_p) که توسط محققان مختلف پیشنهاد شده است می‌توان روند مشابهی را برای مقاومت برشی زهکشی نشده نرمال نیز انتظار داشت. روند مشابهی نیز قبلاً توسط جکسا و کاگاو [۲۹] گزارش شده است. لد و همکاران [۳۳] با توجه به آزمایشات انجام شده معادله زیر را برای بیان وابستگی $(S_u / \sigma'_{v'})$ به نسبت بیش تحکیمی (OCR) ارائه کردند:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v'}} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v' NC}} \right) (OCR)^m \quad (0.7 < m < 0.9) \quad (3)$$



شکل ۶ - تغییرات $(S_u / \sigma'_{v'})$ با عمق در رس آدلاید [۲۹]

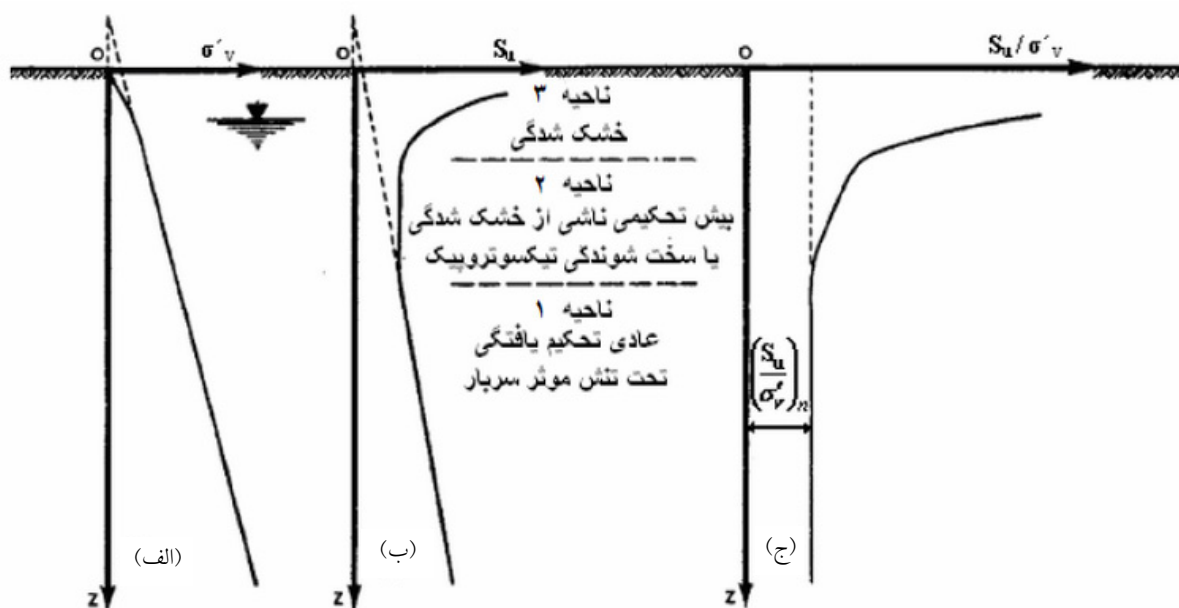


شکل ۷ - حدود اتزبرگ و درصد رطوبت رس کامپیناس در

برزیل [۳۲]

ناحیه خشک شده فوقانی مقاومت برشی زهکشی نشده در سطوح فوقانی بیشتر است.

با وجود ناهمگونی قابل توجه مربوط به مقاومت برشی زهکشی نشده، این پارامتر دارای همبستگی نسبتاً قابل قبولی با سایر پارامترهای قابل اندازه‌گیری در آزمایشات ژئوتکنیکی است. محققان مختلف ارتباط و همبستگی بین مقاومت برشی زهکشی نشده نرمال شده با تنش مؤثر $(S_u / \sigma'_{v'})$ را در قالب روابط تجربی



شکل ۹ - مدل پیشنهادی اسکمپتون برای پروفیل مقاومت برشی خاک [۳۷]

سطحی و سپس افزایش آن را در اعماق بیشتر نشان می‌دهند. اسکمپتون [۳۷] برای بیان روند تغییر مقاومت برشی زهکشی نشده با عمق مدل زیر را پیشنهاد کرد، شکل (۹).

وی روند تغییرات مقاومت برشی با عمق را مطابق شکل (۹-ب) به سه ناحیه تقسیم کرد. ناحیه ۳ مربوط به خاکهای سطحی است که به علت تغییرات آب و هوا در فصول مختلف، در معرض تغییرات در صد رطوبت قرار دارد. خشک شدن منجر به افزایش وزن مخصوص مؤثر خاک از γ' به γ_d یا γ می‌شود که در نتیجه خاک تنش مؤثر بیشتری را نسبت به گذشته تجربه کرده و بیش تحکیم یافته است. این بیش تحکیمی که با عمق کاهش می‌یابد در این ناحیه موجب کاهش مقاومت برشی با عمق می‌شود. وی همچنین خاطر نشان کرد در خاکهایی که هیچ گاه بالای سطح آب زیر زمینی قرار نگرفته‌اند ناحیه ۳ وجود نخواهد داشت. اما با توجه به شکل (۳) در خاکهای کاملاً اشباع نیز ناحیه (۳) می‌تواند وجود داشته باشد. همان طور که قبلاً توضیح داده شد این موضوع می‌تواند به دلیل کاهش شدید بیش تحکیم یافتگی با عمق در نواحی سطحی باشد. ناحیه (۲) ناحیه میانی است که به علت

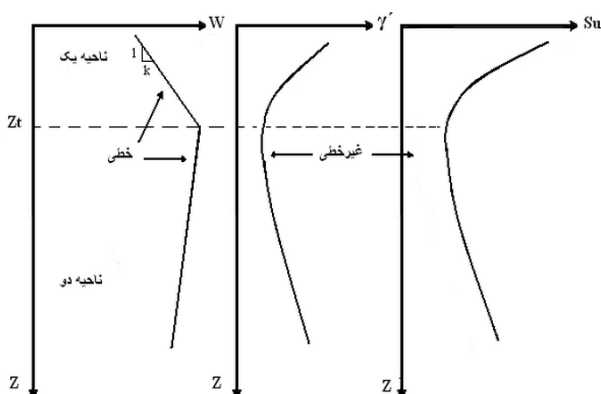
با توجه به اینکه آنها مقدار (S_u / σ'_v) را در شرایط تحکیم عادی (NC) تقریباً ثابت (بین ۰/۲ تا ۰/۳) گزارش کردند [۳۴]، می‌توان به وجود رابطه‌ای مستقیم میان (S_u / σ'_v) و OCR پی برد. بنابر این روند تغییرات (S_u / σ'_v) بایستی مشابه روند مزبور برای OCR باشد.

رابطه‌ای مشابه نیز توسط جامیلکوسکی و همکاران [۳۵] پیشنهاد شده است که وابستگی مستقیم (S_u / σ'_v) و OCR را تأیید می‌کند.

بنابر این با بررسی روند تغییرات OCR با عمق می‌توان به روند تغییرات (S_u / σ'_v) دست یافت. مایر [۳۶] برای بیان روند تغییرات OCR شکل (۸) را پیشنهاد کرد.

به نظر می‌رسد در اعماق سطحی که سطح تنش مؤثر پایین است OCR با عمق کاهش چشمگیری دارد بایستی انتظار داشت که S_u کاهش یابد. در اعماق پایینتر که OCR تقریباً ثابت و به یک همگرا می‌شود با افزایش سطح تنش مؤثر قائم می‌توان انتظار افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده را داشت.

اکثر مطالعات موجود در زمینه بررسی تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده با عمق، کاهش آن را با عمق در اعماق



شکل ۱۱ - نمایش شماتیک تغییرات w ، γ' و S_u با عمق

کرده و چون اعماق سطحی در معرض تغییرات در صد رطوبت اند پس پارامتر تأثیرگذار بر S_u در صد رطوبت است. هایت و همکارانش [۳۸] با بررسی در صد رطوبت نمونه‌های خاک در ناحیه‌ای که سطح آب زیرزمینی در آن بین ۵٪ تا ۱ متر متغیر بوده متوجه افزایش در صد رطوبت تا عمق حدود ۷ متر و سپس تغییر این روند در اعماق بیشتر شد، شکل (۱۰).

کوموتو و هولسی [۳۹] معادله زیر را برای بیان تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده با در صد رطوبت در خاکهای رسی اشباع پیشنهاد کردند:

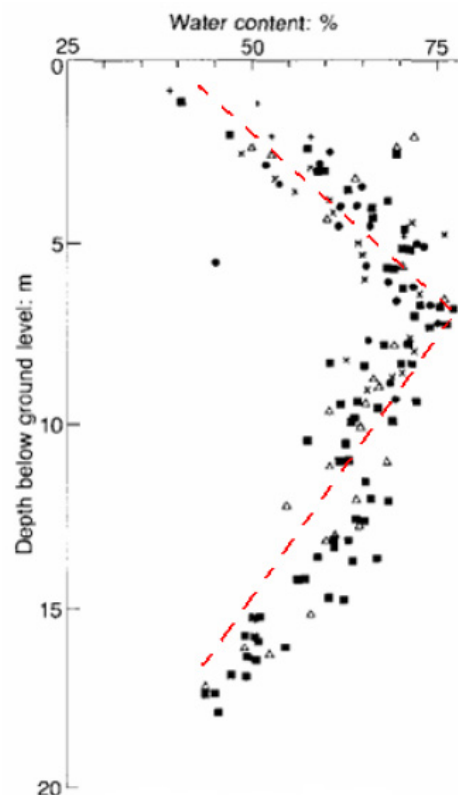
$$w(\%) = a.S_u^{-b} \quad (4)$$

با توجه به این معادله افزایش $w(\%)$ منجر به کاهش مقاومت برشی زهکشی نشده می‌شود. با افزایش عمق و در ترازهای پایینتر اثر تنش مؤثر سربار بر S_u تعیین کننده است. بنا بر این با فرض ثابت ماندن نسبت بیش تحکیمی در اعماق انتظار تغییرات خطی مقاومت برشی زهکشی نشده با عمق وجود دارد.

اگر تغییرات در صد رطوبت در یک خاک اشباع به صورت دو ناحیه خطی در نظر گرفته شود، شکل (۱۱)، در ناحیه یک افزایش w با توجه به معادلات زیر منجر به افزایش e و کاهش γ' می‌شود.

$$e = w.G_s \quad (5)$$

$$\gamma' = \frac{(G_s - 1)\gamma_w}{1 + e} \quad (6)$$



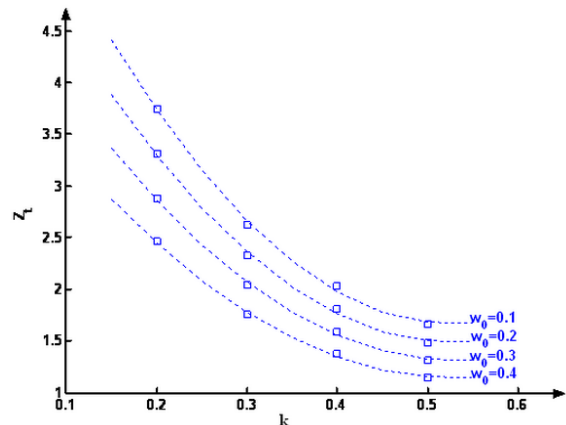
شکل ۱۰ - تغییرات در صد رطوبت با عمق [۳۸]

خشک‌شدگی یا سخت شوندگی تیکسوتروپیک بیش تحکیم یافته شده ولی مقاومت برشی آن با عمق تغییر چندانی نمی‌کند. ناحیه (۱) ناحیه تحتانی است که تحت سربار ناشی از لایه‌های بالا به طور عادی تحکیم یافته است. مقاومت برشی در این ناحیه به طور خطی با عمق افزایش می‌یابد. با تقسیم مقاومت برشی (۹-ب) بر تنش مؤثر (۹-الف) پروفیل S_u / σ'_v با عمق مطابق شکل (۹-ج) می‌باشد که مشاهده می‌شود این نسبت ابتدا با عمق کاهش یافته و سپس در اعماق پایینتر به مقدار ثابتی همگرا می‌شود.

۳ - روند پیشنهادی

اگر برای تفسیر نحوه تغییرات S_u با عمق از روند تغییرات (S_u / σ'_v) بهره بگیریم S_u باید از صفر در سطح آغاز و روندی افزایشی با عمق را طی کند که با واقعیت مغایرت دارد. به علت کوچک بودن σ'_v در اعماق کم می‌توان از اثر آن صرف نظر

برای تعیین مقادیر محتمل عمق تبدیل می‌توان مقادیر آن را به‌ازای مقادیر متعارف در صد رطوبت در سطح زمین w_0 بر حسب شیب خط تغییرات در صد رطوبت با عمق در ناحیه یک (k) به‌دست آورد. شکل (۱۲) با توجه به شکل با افزایش در صد رطوبت اولیه و شیب خط در صد رطوبت در ناحیه (۱)، مقدار عمق تبدیل کاهش می‌یابد. میزان عمق تبدیل نیز میان ۱ تا ۴/۵ متر متغیر است. جدول (۱) مقادیر ارائه شده برای عمق تبدیل توسط محققان مختلف را نشان می‌دهد که محدوده به‌دست آمده برای عمق تبدیل در شکل (۱۲) را تأیید می‌کند.



شکل ۱۲ - تأثیر در صد رطوبت سطحی (w_0) و نرخ تغییرات در صد رطوبت با عمق (k) بر عمق تبدیل (Z_t)

۴ - عدم قطعیت

ناهمگونی در مقادیر اندازه‌گیری شده مربوط به خصوصیات مختلف خاک از منابع مختلفی سرچشمه می‌گیرد. فون و کولهای ناهمگونی ذاتی خاک، خطاهای اندازه‌گیری و عدم اطمینان در مدل‌های تخمین یا خطای تبدیل را به‌عنوان منابع اصلی عدم قطعیت در ژئوتکنیک بیان کردند شکل (۱۳)، [۱].

ناهمگونی ذاتی خاک حاصل فرایند طبیعی زمین شناختی است که در طی آن خاک ایجاد و به‌طور پیوسته دستخوش تغییر بوده است. تنگ [۴۴] ناهمگونی را به تغییرات موجود در کانی شناسی، شرایط محیطی در حین رسوبگذاری، تاریخچه تنش و تغییر در درصد رطوبت نسبت داد. خطاهای اندازه‌گیری ناشی از تجهیزات و عملکرد کاربر منبع دوم خطا را تشکیل می‌دهند. منبع سوم خطا یا عدم اطمینان، مربوط به استفاده از مدل‌های تجربی یا سایر مدل‌های همبستگی است که به‌منظور تبدیل اندازه‌گیری‌های در جا یا آزمایشگاهی به مشخصات مورد نیاز در طراحی ژئوتکنیکی اعم از مقاومت برشی زهکشی نشده، مدول تغییر شکل، ضریب تنش برجا و غیره توسعه یافته‌اند. فون و کولهای [۴۵] به معرفی مشخصات جزییات این نوع خطا پرداخته و نحوه استخراج آن را از داده‌های اندازه‌گیری شده مربوط به مدل‌های مختلف موجود در ادبیات فنی ارائه کرده‌اند.

ناهمگونی فضایی خاک می‌تواند به‌صورت زیر بیان شود [۱]:

با وجود افزایش عمق Z کاهش γ' موجب می‌شود که تنش مؤثر سربار $(\int \gamma'(z) dz)$ افزایش قابل توجهی نداشته و بتوان از اثر آن بر S_u صرف نظر کرده و تنها اثر درصد رطوبت را در نظر گرفت. بنابراین با توجه به معادله (۴) افزایش w منجر به کاهش S_u خواهد شد.

در ناحیه (۲) با کاهش w و افزایش γ' روبرو هستیم که همراه با افزایش عمق، تنش مؤثر سربار افزایش قابل توجهی می‌یابد و اثر آن تعیین‌کننده است. کاهش w و افزایش تنش مؤثر توأمأً منجر به افزایش S_u می‌شوند. به این ترتیب S_u دارای دو ناحیه غیر خطی خواهد بود که ابتدا با عمق روندی کاهش‌ی و سپس با عمق افزایش خواهد یافت، شکل (۱۱).

مرز بین دو ناحیه یعنی عمقی را که در آن روند تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده تغییر می‌کند می‌توان عمق تبدیل یا Z_t نامید. به علت تغییرات ناچیز w با عمق در ناحیه ۲ می‌توان در صد رطوبت را در این ناحیه ثابت در نظر گرفت. با فرض در صد رطوبت صفر در سطح زمین می‌توان روابط مربوط به دو ناحیه را مساوی قرار داد و به عمق تبدیل تقریبی دست یافت.

$$w(\%) = a.S_{u(1)}^{-b} \Rightarrow S_{u(1)} = \left(\frac{w}{a}\right)^{\frac{-1}{b}}$$

$$S_{u(1)} = b\sqrt{\left(\frac{a}{w}\right)} = b\sqrt{\left(\frac{a}{k.z}\right)}$$

$$S_{u(2)} = m.\sigma'_v = m.\gamma'.z$$

$$S_{u(1)} = S_{u(2)} \Rightarrow z_t = b+1\sqrt{\frac{a}{k(m.\gamma')^b}}$$

جدول ۱ - مقادیر مختلف عمق تبدیل حاصل از نتایج مطالعات آزمایشات درجا

توضیحات	عمق تبدیل (متر)	محقق
۱) آزمایش وین بر روی نمونه‌های دست نخورده رس لای دار نرم ۲) آزمایش سه محوری بر روی نمونه‌های دست نخورده رس تازه	۶ - ۷/۵ (۱) ۲/۵ (۲)	اسکمپتون [۳۷]
آزمایش وین بر روی رس لای دار روان تازه	۶	هانسن [۴۰]
آزمایش بر روی رس نرم عادی تحکیم یافته	۱/۵ - ۲	اسکمپتون و بیشاپ [۴۱]
آزمایش UC, Vane, CPT بر روی رس سوئد	۶ - ۷	ژلمن [۴۲]
آزمایش UC و وین بر روی نمونه‌های دست نخورده رس دریایی بسیار روان و با حساسیت کم	۵	بیروم [۲۵]
آزمایش سه محوری، برش مستقیم و PLT بر روی رس لندن	۲	بیشاپ [۲۳]
آزمایش دیلاتومتر DMT بر روی رس حساس عادی تحکیم یافته یا شبه پیش تحکیم	۱	مارچنی [۲۴]
آزمایش CPT	۴ - ۵	بورگیگنولی و همکاران [۲۷]
۱) آزمایش CPT (۲ پرسیومتر SBP بر روی رس لای دار و لای رس دار	۲/۵ (۱) ۵ (۲)	هایت و همکاران [۳۸]
آزمایش DMT و CPT بر روی رس لای دار و لای رس دار عادی تحکیم تا کمی پیش تحکیم	۲ - ۲/۵	نش و همکاران [۲۶]

فضایی یا خودهمبستگی شرح داده شود [۴۶]. خودهمبستگی، همبستگی میان فرایندها در نقاط مختلف فضا را شرح می‌دهد که نمایانگر عدم استقلال نوسانات حول میانگین بوده و می‌تواند توسط ضریب همبستگی به صورت تابعی از فاصله جدایی بین نقاط محاسبه شود.

$$\rho = \frac{\text{Cov}(Y(x_i), Y(x_j))}{\sqrt{\text{Var}(Y(x_i))\text{Var}(Y(x_j))}}$$

$$= \frac{1}{\sigma_{Y(x_i)}\sigma_{Y(x_j)}} \times E\left[\left(Y(x_i) - \mu_{Y(x_i)}\right)\left(Y(x_j) - \mu_{Y(x_j)}\right)\right] \quad (10)$$

اگر $Y(x)$ متغیری پیوسته باشد در دو نقطه i و j دارای دو جزء نوسانی $\varepsilon(x_i)$ و $\varepsilon(x_j)$ خواهد بود. در صورت انطباق i بر j فاصله تاخیر صفر بوده و این معادل همبستگی کامل ($\rho = 1$) است. با افزایش فاصله میان نقاط اندازه گیری، همبستگی کاهش یافته و نهایتاً به صفر میل می‌کند. در یک میدان تصادفی همگن که فقط دارای مؤلفه تصادفی، $\varepsilon(x)$ است، همبستگی فضایی با تابع خودهمبستگی^۹ (ACF) که همبستگی میان $\varepsilon(x_i)$ و $\varepsilon(x_j)$ را با افزایش فاصله جدایی تعیین می‌کند، بیان می‌شود.

$$Y(x) = T(x) + \varepsilon(x) \quad (8)$$

که $Y(x)$ مشخصه خاک در نقطه x و $T(x)$ تابعی معین که متوسط ویژگی خاک را در نقطه x دست می‌دهد. $\varepsilon(x)$ مقدار باقیمانده در نقطه x است که به عنوان جزء نوسانی در میدان تصادفی می‌تواند تعریف شود.

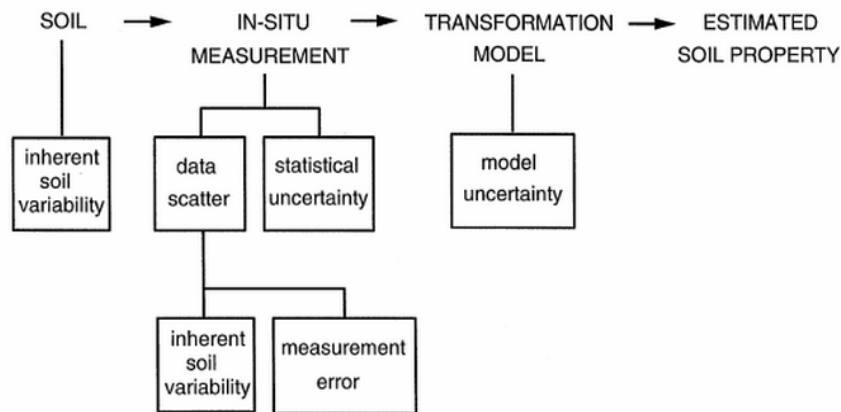
دیگروت و بشیر [۳] این تابع را با در نظر گرفتن خطای تصادفی به صورت زیر بازنویسی کردند:

$$Y(x) = T(x) + \varepsilon_T(x) + \varepsilon_n(x) \quad (9)$$

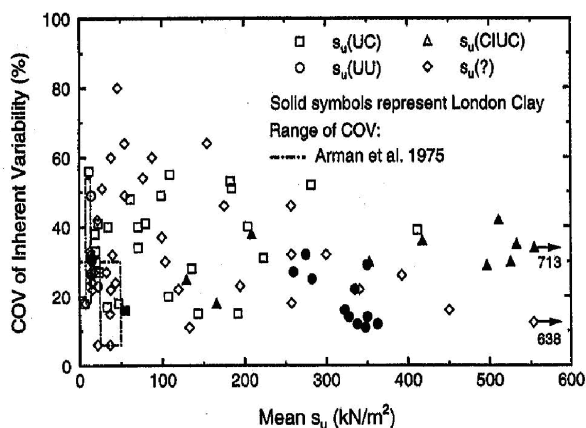
که $\varepsilon_T(x)$ مقدار باقیمانده به علت ناهمگونی ذاتی طبیعی خاک و $\varepsilon_n(x)$ مقدار باقیمانده به علت خطای اندازه گیری یا نویز^۸ است.

البته ناهمگونی ذاتی در خاک به معنی عدم وجود همبستگی در ساختار خاک نیست یعنی ویژگیهای مختلف خاک دارای تغییرات صرفاً تصادفی در فضا نیستند بلکه در موقعیتهای مختلف تا اندازه‌ای به هم وابسته‌اند. بنابراین $\varepsilon_T(x)$ در معادله (۹) مجموعه‌ای از متغیرهای فضایی وابسته را توصیف می‌کند. ونمارک [۲۰] برای تعیین ناهمگونی ذاتی خاک $\varepsilon_T(x)$ را به صورت میدان تصادفی همگن مدل کرد.

ساختار فضایی جزء نوسانی $\varepsilon(x)$ می‌تواند توسط همبستگی



شکل ۱۳ - عدم قطعیت در تخمین ویژگی خاک [۱]

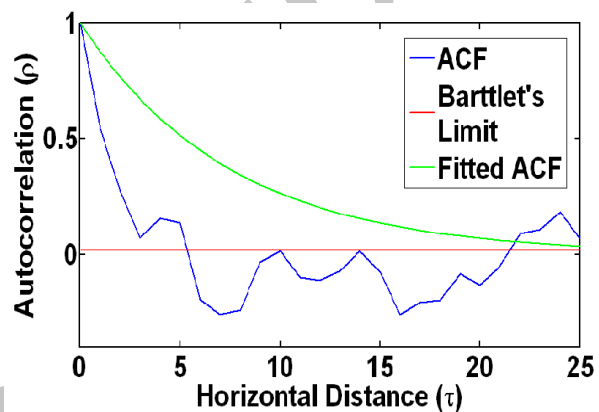


شکل ۱۵ - نتایج آزمایشات آزمایشگاهی مربوط به ضریب

تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده در برابر میانگین آن [۱]

میدان تصادفی همگن را به کار برده و ضریب تغییرات (CV) و فاصله همبستگی (θ) ناشی از ناهمگونی ذاتی خاک و همچنین ضریب تغییرات (CV) مربوط به خطاهای اندازه‌گیری را محاسبه کردند. محدوده ضریب تغییرات ناشی از ناهمگونی ذاتی فضایی مربوط به مقاومت برشی زهکشی نشده نهشته‌های رسی، S_u بین ۱۰ تا ۵۵ گزارش شد که این محدوده حاصل بررسی نتایج آزمایشات CPT ، وین و آزمایشات آزمایشگاهی است. شکل (۱۵) محدوده ضریب تغییرات مربوط به آزمایشات آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.

همان‌طور که از این شکل پیداست با افزایش میانگین مقاومت برشی زهکشی نشده، S_u ضریب تغییرات کاهش



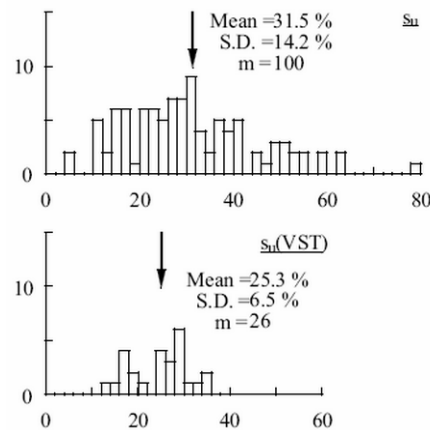
شکل ۱۴ - تغییرات تابع خودهمبستگی با فاصله [۴۷]

$$\rho(\tau) = \frac{1}{\text{Var}[\varepsilon(x)]} E[\varepsilon(x_i)\varepsilon(x_{i+\tau})] \quad (11)$$

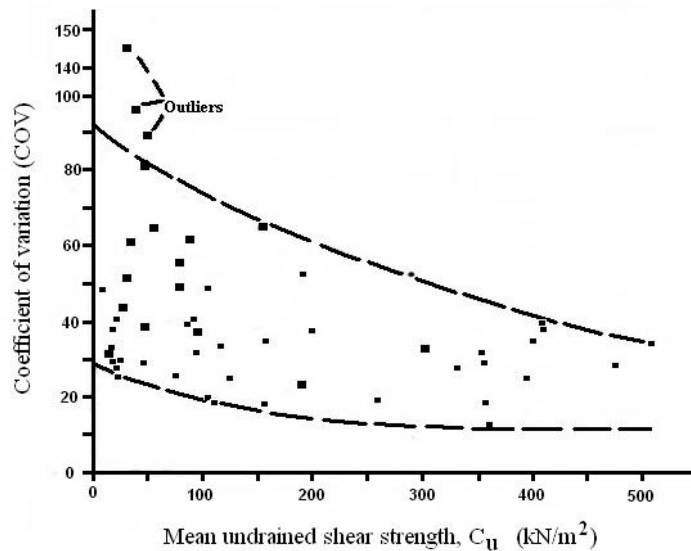
$$= \frac{1}{\text{Var}[\varepsilon(x)]} \text{Cov}[\varepsilon(x_i), \varepsilon(x_{i+\tau})]$$

تابع خودهمبستگی هنگامی که $\tau = 0$ به علت انطباق دو نقطه بر روی هم برابر یک است. در اکثر اطلاعات ژئوتکنیکی خودهمبستگی با افزایش τ کاهش می‌یابد تا به صفر برسد. فاصله‌ای که در آن خودهمبستگی به صفر می‌رسد همان فاصله همبستگی، θ است. یعنی تا قبل از اینکه فاصله جدایی نقاط به θ برسد میان آنها همبستگی وجود دارد که با افزایش فاصله، این همبستگی کاهش یافته و در شرایطی که $\tau = \theta$ باشد این همبستگی به صفر می‌رسد. شکل (۱۴) یک نمونه تابع خودهمبستگی را نشان می‌دهد [۴۷].

فون و کولهایوی [۱ و ۴۵] نیز برای بیان ناهمگونی ذاتی خاک



شکل ۱۶ - تعیین ضریب تغییرات مقاومت برشی خاک [۴۸]



شکل ۱۷ - روند تغییرات ضریب تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده در برابر میانگین آن [۴۹]

که در محدوده پیشنهادی قبلی قرار دارد. فون و کولهای [۴۵] محدود CV مربوط به خطاهای اندازه‌گیری مقاومت برشی زهکشی نشده توسط آزمایشات در جا را ۵ تا ۴۵ درصد و آزمایشات آزمایشگاهی را ۵ تا ۴۰ درصد به دست آوردند. با این حال بازه ۵ تا ۱۵ درصد را برای آزمایشات آزمایشگاهی پیشنهاد کردند.

چروینی و همکاران [۴۹] با گردآوری ضرایب تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده خاک محدوده آن را بین ۱۲ و ۱۴۵ درصد به دست آوردند. شکل (۱۷) مقادیر CV را برحسب میانگین مقاومت برشی زهکشی نشده نشان می‌دهد.

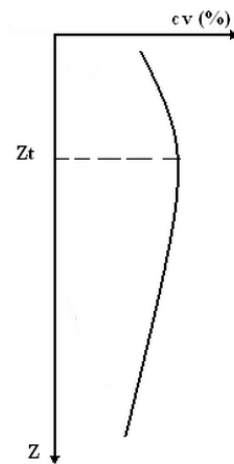
می‌یابد. اگرچه مقادیر اندازه‌گیری شده توسط آزمایشات مختلف دارای روند کاملاً مشخصی نیست ولی با نگاهی دقیق به نتایج مربوط به هر یک از انواع آزمایشات آزمایشگاهی می‌توان به روند کاهشی ضریب تغییرات پی برد.

آنها همچنین در سال ۲۰۰۰ به بررسی عدم قطعیت در نتایج آزمایشاتی که قبلاً در سال ۱۹۹۵ انجام داده بودند پرداختند [۴۸]. شکل (۱۶) نمونه‌ای از نتایج مربوط به تغییر پذیری مقاومت برشی زهکشی نشده، k_u را نشان می‌دهد. با توجه به این شکل مقدار ضریب تغییرات برای آزمایشات آزمایشگاهی ۴۵ درصد و برای آزمایش برش وین ۲۶ درصد به دست می‌آید

ویلیامز [۵۵] محدوده ۲۸ تا ۹۶ درصد، هار [۵۶]، کولهایوی [۵۷]، لاکاس و ندیم [۵۸] و دانکن [۵۹] محدوده ۱۳ تا ۴۰ درصد را برای ضریب تغییرات CV مقاومت برشی زهکشی نشده خاک پیشنهاد کردند. مایرهورف [۶۰] نیز محدوده ۲۰ تا ۶۰ درصد را برای ضریب تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده پیشنهاد کرده است.

بنابر این ضریب تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده نهشته‌های رسی متوسط تا سخت را می‌توان بین ۱۰ و ۴۰ درصد در نظر گرفت که این مقدار برای خاک بسیار ناهمگون می‌تواند به ۸۰ درصد هم برسد. باید توجه کرد که تمامی این مقادیر ناشی از ناهمگونی ذاتی خاک‌اند و مقادیر اندازه‌گیری شده مقاومت برشی زهکشی نشده می‌تواند دارای ضریب تغییرات به مراتب بزرگتری باشد.

فون و کولهایوی [۴۵] محدوده فاصله همبستگی، θ مقاومت برشی زهکشی نشده را با استفاده از آزمایشات صحرائی و آزمایشگاهی به دست آوردند. آنها تغییرات θ در جهت قائم (θ_v) را بین ۰/۵ و ۶ متر (عمدتاً بین ۱ تا ۲ متر) و در جهت افقی θ_h را بین ۴ و ۶۰ متر به دست آوردند. لاکاس و ندیم [۵۸] مقادیر فواصل همبستگی حاصل از نتایج CPT توسط محققان مختلف را بررسی کردند. این مقادیر بین ۱ تا ۳ متر در جهت قائم و ۵ تا ۳۸ متر در جهت افقی متغیر بود. مطالعات نشان می‌دهد که فاصله همبستگی تخمین زده شده به اندازه ناحیه فواصل نمونه‌گیری بستگی دارد [۳ و ۶۱]. هر چه اندازه ناحیه بزرگتر باشد فاصله همبستگی نیز بزرگتر می‌شود. به‌عنوان مثال اگر فاصله همبستگی در یک ناحیه به طول ۵۰ متر، ۱۰ متر باشد با ۱۰ برابر کردن طول ناحیه فاصله همبستگی نیز بسیار بزرگتر خواهد بود. میزان فاصله نمونه‌گیری نیز در جهات افقی که امکان اندازه‌گیری‌های نزدیکتری وجود دارد اهمیت بیشتری دارد. به‌عنوان مثال پاپسکو [۶۲] با انجام اندازه‌گیری‌های نزدیکتر در نهشته‌های خاک ماسه‌ای فاصله همبستگی افقی را حدود ۱۲ متر و پرزولاکی [۶۳] فاصله همبستگی افقی را در نهشته‌های خاک رسی ۵ متر به دست آورد. سولی و همکاران



شکل ۱۸ - نمایش شماتیک روند تغییرات ضریب تغییرات با عمق با فرض انحراف معیار ثابت

همان‌طور که از شکل‌های (۱۵) و (۱۷) پیداست با افزایش میانگین مقاومت برشی زهکشی نشده ضریب تغییرات آن کاهش می‌آید. از آنجا که میانگین S_{II} در اعماق سطحی دارای روندی کاهشی است بنابراین ضریب تغییرات، CV در این اعماق روندی افزایشی به خود می‌گیرد و با عبور از عمق تبدیل به علت افزایش S_{II} رو به کاهش می‌گذارد. البته این فرض در شرایطی صحیح است که بتوانیم انحراف معیار مقاومت برشی زهکشی نشده، S_{II} را در فضای مسئله ثابت فرض کنیم. در این صورت می‌توان روند شماتیک ضریب تغییرات، CV مربوط به مقاومت برشی زهکشی نشده را مطابق شکل (۱۸) پیشنهاد داد.

چروبینی و همکاران به علت کاهش ضریب تغییرات با عمق و به عبارت دیگر کمرنگ شدن ناهمگونی با افزایش مقاومت برشی زهکشی نشده، محدوده ۱۲ تا ۴۵ درصد را برای خاک‌های متوسط تا سخت پیشنهاد کردند [۴۹]. سولی و همکاران [۵۰] با استفاده از دستگاه برش وین ساختار ناهمگونی فضایی مقاومت برشی زهکشی نشده نهشته‌های رسی خلیج جیمز کبک را بررسی کردند که مقدار ضریب تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده را حدود ۲۲ درصد به دست آوردند. فردلاند و دالمن [۵۱]، لامب [۵۲]، مورس [۵۳]، ماتسو و کورادو [۵۴] محدوده ۳۰ تا ۵۰ درصد، اجیزه و هاروپ-

[۵۰] فاصله خودهمبستگی در خاک رسی را ۷ تا ۳۰ متر در جهت افقی و ۳ متر در جهت قائم به دست آوردند. چایاسون [۶۴] فاصله خودهمبستگی نهشته‌ای رسی در جهت قائم را ۲ متر به دست آورد.

۵ - نظریه میدان تصادفی

یکی از روشهایی که برای مدل کردن تنوع فضایی می‌تواند به کار گرفته شود نظریه میدان تصادفی است. این نظریه به دو دلیل از اهمیت خاصی برخوردار است [۴۶]:

- ۱- استخراج نتایج آماری مفید و مناسب از مشاهدات صحرایی که می‌تواند منجر به اتخاذ استراتژی نمونه‌گیری آتی گردد.
- ۲- فراهم آوردن ابزار مناسب برای به‌کارگیری ناهمگونی فضایی در کاربردهای مهندسی و مدل‌های عدم قطعیت. کاربرد نظریه میدان تصادفی در موضوعات ژئوتکنیکی بر اساس این فرض است که متغیر فضایی، $Y(x)$ ، واقعی سازی یک فرایند تصادفی است. این کاربرد در زمینه‌های مختلف مهندسی عمران کم و بیش یکسان است.

اگر متغیر $Y(x)$ در فضای مسئله $(x \in S_x)$ دارای تغییرات باشد نظریه میدان تصادفی سه پارامتر میانگین، واریانس و همبستگی را به شرح زیر تعریف و در نظر می‌گیرد:

$$E[Y(x)] = \mu(x) \quad (12)$$

$$\text{Var}[Y(x)] = \sigma^2(x) \quad (13)$$

$$\text{Cov}[Y(x_i), Y(x_j)] = E[(Y(x_i) - \mu(x_i))(Y(x_j) - \mu(x_j))] \quad (14)$$

اگر میانگین $Y(x)$ برای تمام نقاط فضا ثابت و کواریانس دو نقطه تنها به فاصله نسبی آنها بستگی داشته باشد (نه موقعیت مطلق) در این صورت میدان تصادفی ایستا^{۱۰} خوانده می‌شود. در این حالت تابع کواریانس به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\text{Cov}[Y(x_i), Y(x_j)] = C_z(x_i - x_j) \quad (15)$$

C_z تابع کواریانسی است که تنها تابعی از فاصله نسبی نقاط x_i و x_j است.

یک میدان تصادفی نایستا در ساده‌ترین حالت می‌تواند

میانگینی تابع موقعیت داشته باشد و در پیچیده‌ترین حالت تابع واریانس و کواریانس نیز می‌تواند در فضا متغیر باشند. یک میدان نایستا با تبدیلاتی مناسب می‌تواند به میدان ایستا تبدیل شود [۴۶]. در مسائل ژئوتکنیک معمولاً به جای واژه ایستا از واژه ایستای همگن استفاده می‌شود. در شرایطی که همبستگی مستقل از بردار فاصله باشد و صرفاً به طول بردار فاصله نقاط بستگی داشته باشد از واژه همسان^{۱۱} یا ساختار همبستگی همسان استفاده می‌شود.

یکی از روشهای تولید داده در فضای تصادفی تکنیک حوزه‌های میانگین محلی^{۱۲} (LAS) است که توسط فتون و ونمارک [۶۵] ارائه شده است و روشی دقیق و سریع برای تولید واقعی سازی یک فرایند تصادفی بر مبنای میانگین محلی است. از آنجا که اکثر اندازه‌گیریهای مهندسی تنها در طول محدودی از فضا تعریف می‌شوند، بنابراین میانگین پارامترهای مورد مطالعه از اهمیت خاصی برخوردار است. با در نظر گرفتن این واقعیت فلسفه ایجاد چنین روشی مشخص می‌شود. به‌عنوان مثال اندازه‌گیریهای مربوط به مقاومت خاک با استفاده از نمونه‌هایی با حجم محدود تعریف می‌شود که تنوع آن به طور چشمگیری از حجم نمونه تأثیر می‌پذیرد. یک فرایند میانگین‌گیری محلی تصادفی اگر به درستی تعریف شود به آسانی می‌تواند با مقادیر واقعی اندازه‌گیریها در هر مقیاسی مرتبط شود. مزیت دیگر روش LAS آن است که می‌تواند در مدلسازی اجزای محدود تصادفی^{۱۳} مبتنی بر شبیه سازی مونت کارلو^{۱۴} به کار رود [۶۵]. روش کار بدین شرح است که ابتدا به کمک این نظریه و با فرض مقادیر صحیح برای پارامترهای عدم قطعیت مبتنی بر آزمایشات آزمایشگاهی و یا برجا، اقدام به تولید تعداد زیادی واقعی سازی از پارامتر مورد مطالعه که در این مقاله مقاومت برشی زهکشی نشده است کرده و سپس به ازای هر یک از این واقعی سازیها یک تحلیلی عددی اعم از اجزای محدود و یا تفاضل متناهی انجام شده و نهایتاً توزیع آماری کمیت مورد مطالعه که می‌تواند ظرفیت باربری پی سطحی، ضریب اطمینان پایداری شيروانی و غیره باشد بررسی

Stage 0	Z_1^0							
Stage 1	Z_1^1				Z_2^1			
Stage 2	Z_1^2		Z_2^2		Z_3^2		Z_4^2	
Stage 3	Z_1^3	Z_2^3	Z_3^3	Z_4^3	Z_5^3	Z_6^3	Z_7^3	Z_8^3
Stage 4								

شکل ۲۰ - تولید مرحله‌ای اعداد در نظریه تقسیم بندی موضعی [۶۵]

در مرحله دوم دو عدد Z_1^2 و Z_2^2 با توزیع نرمال به گونه‌ای تولید می‌شوند که علاوه بر اینکه سه شرط فوق در مورد میانگین و واریانس آنها برقرار باشد با مقادیر Z_3^2 و Z_4^2 که در خانه‌های مجاور تولید شده‌اند به طور کامل همبسته باشند. میانگین مقاومت برشی در هر عمق مورد نظر به‌عنوان میانگین اولیه در روش *LAS* در نظر گرفته شده و تقسیم بندی آغاز می‌شود تا تعداد مورد نظر از این پارامتر به دست آید. اعداد تولید شده مقادیر مقاومت برشی نقاط مختلف در راستای افق و در عمق مورد نظرند که به طور تصادفی توزیع شده‌اند و میانگین آنها با میانگین مقاومت برشی در آن عمق برابر است. به‌علاوه برای حفظ ساختار همبستگی موجود میان مقادیر مقاومت از تابع کوواریانس مارکوفین^{۱۵}، معادله (۱۶) استفاده می‌شود که تابعی از فاصله نسبی نقاط τ ، فاصله همبستگی و واریانس است [۶۵].

$$B(\tau) = \sigma^2 \exp\left\{-\frac{2|\tau|}{\theta}\right\} \quad (16)$$

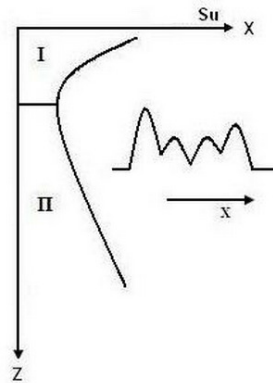
در این نظریه که توسط فنتون و ونمارک [۶۵] ارائه شده است از یک روش چرخه‌ای استفاده می‌شود. مطابق شکل (۲۰) در مرحله صفر یک میانگین کلی، Z_0^1 توسط توزیع نرمال ایجاد شده و سپس در مرحله یک کل لایه به دو قسمت مساوی تقسیم می‌شود؛ در این مرحله دو عدد Z_1^1 ، Z_2^1 با توزیع نرمال به گونه‌ای تولید می‌شود که سه شرط زیر در مورد میانگین و واریانس آنها برقرار باشد:

الف) واریانس آنها از نظریه تقسیم بندی موضعی میانگین پیروی کند.

ب) این دو عدد دارای هم بستگی کامل باشند.

ج) میانگین آنها برابر میانگین حوزه ماقبل (حوزه مادر) باشد ($(Z_1^1 + Z_2^1)/2 = Z_0^1$).

این تغییرات را نمایش می‌دهد.



شکل ۱۹ - نمایش شماتیک تغییرات S_u در راستای افقی و قائم

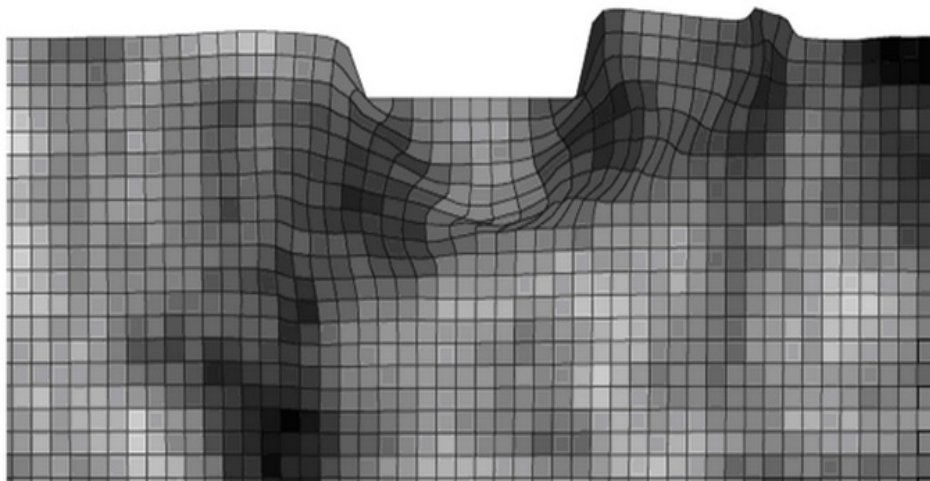
می‌شود. این فرایند همان شبیه سازی مونت کارلوست. از آنجا که مقاومت برشی همچون سایر پارامترهای مربوط به خاک دارای روند تصادفی در راستاهای مختلف است بنا بر این می‌توان توسط تکنیک *LAS* به تولید آن در راستاهای مختلف پرداخت. در این مطالعه تغییرات مقاومت برشی در راستای افقی توسط یک میدان تصادفی ایستای همگن مدلسازی شده که تغییرات میانگین آن در راستای قائم از یک روند مشخصه پیروی می‌کند و از مؤلفه تصادفی مقاومت برشی در راستای قائم صرف نظر شده است. شکل (۱۹) به طور شماتیک مؤلفه‌های مختلف مقاومت برشی در راستاهای افقی و قائم را نشان می‌دهد.

در این نظریه که توسط فنتون و ونمارک [۶۵] ارائه شده است از یک روش چرخه‌ای استفاده می‌شود. مطابق شکل (۲۰) در مرحله صفر یک میانگین کلی، Z_0^1 توسط توزیع نرمال ایجاد شده و سپس در مرحله یک کل لایه به دو قسمت مساوی تقسیم می‌شود؛ در این مرحله دو عدد Z_1^1 ، Z_2^1 با توزیع نرمال به گونه‌ای تولید می‌شود که سه شرط زیر در مورد میانگین و واریانس آنها برقرار باشد:

الف) واریانس آنها از نظریه تقسیم بندی موضعی میانگین پیروی کند.

ب) این دو عدد دارای هم بستگی کامل باشند.

ج) میانگین آنها برابر میانگین حوزه ماقبل (حوزه مادر) باشد ($(Z_1^1 + Z_2^1)/2 = Z_0^1$).



شکل ۲۱ - نمونه‌ای از یک واقعی سازی مقاومت برشی زهکشی نشده [۶۷]

جدول ۲ - مقادیر مورد استفاده در واقعی سازی مقاومت برشی زهکشی نشده

مقادیر	پارامتر مورد مطالعه
۷ و ۲	عمق تبدیل، Z_1 (متر)
۶۰ و ۵	فاصله همبستگی، θ (متر)
۱۷ و ۳	انحراف معیار، σ (kPa)

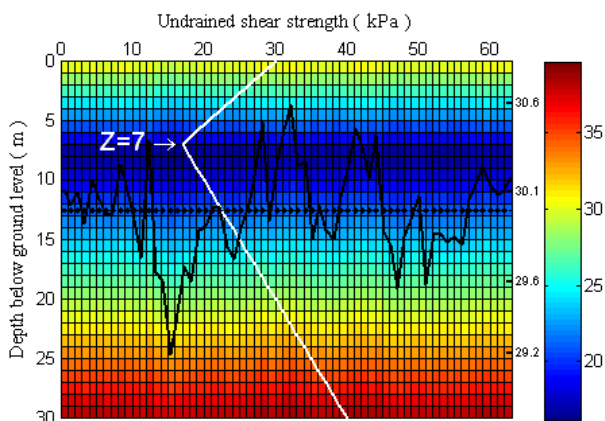
مبتنی بر واقعیت باشد. با توجه به شکل (۱۸) و معادله میان میانگین و CV به نظر می‌رسد فرض واریانس ثابت در فضای مسئله چندان دور از انتظار نباشد.

به این ترتیب با در نظر گرفتن روند تغییرات S_{II} با عمق و فرض مقادیری متعارف برای عمق تبدیل، Z_1 ، انحراف معیار، σ و فاصله همبستگی، θ می‌توان نتایجی منطبق بر واقعیات ارائه کرد. جدول (۲) مقادیر مورد استفاده در این مطالعه برای ایجاد واقعی سازی را نشان می‌دهد.

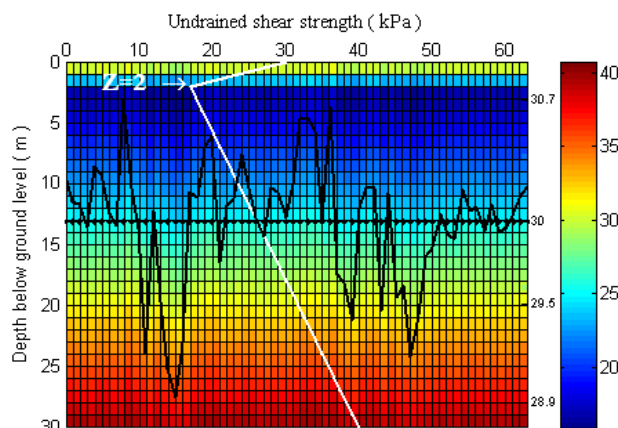
برای انجام واقعی سازی روند تغییرات S_{II} با عمق نیز به صورت دوخطی در نظر گرفته شد که از 30 kPa در سطح آغاز و پس از طی روندی کاهشی به مقدار 17 kPa در عمق تبدیل می‌رسد و پس از آن رو به افزایش می‌گذارد.

در شکلهای (۲۲) و (۲۳) مقادیر σ و θ در هر دو ثابت بوده و تنها میزان عمق تبدیل متفاوت است. همان‌طور که در این شکلهای نیز کاملاً مشخص است نقاطی که مقاومت کمتری دارند

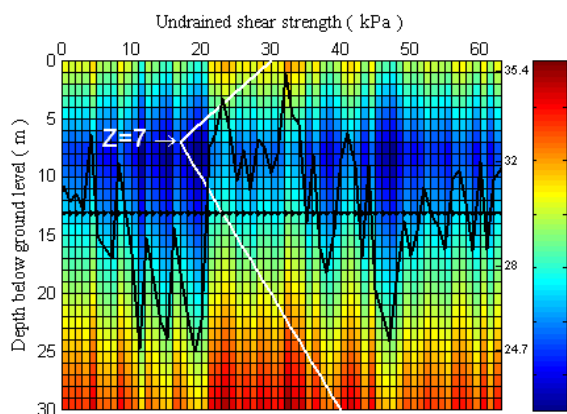
فون و کولهاوی با در نظر گرفتن مقادیر مختلف ضریب تغییرات، CV و فاصله همبستگی، θ و با کمک نظریه میدان تصادفی توانستند واقعی سازی را برای پارامترهای مقاومت برشی خاک ارائه کنند [۶۷]. شکل (۲۱) نمونه‌ای از این واقعی سازیها را نشان می‌دهد. در این شکل نقاط پرننگتر مربوط به نواحی با مقاومت برشی پایینترند. در این مدلسازیها میانگین مقاومت برشی در فضای مسئله ثابت فرض شده و در فضای دو بعدی مسئله پارامتر مورد مطالعه به صورت یک میدان تصادفی با توزیع مشخص حول میانگین ثابت است. با توجه به تغییرات S_{II} در عمق و وجود روند مشخصه مربوط به این پارامتر که قبلاً بحث شد واقعی سازی ارائه شده در این شکل نمی‌تواند واقعی بوده و بایستی در تولید واقعی سازیها همواره تغییرات میانگین با عمق را لحاظ کرد. علاوه بر این با توجه به شکل (۱۸) مقادیر CV نیز با عمق متغیر بوده و به روند تغییرات مشخصه S_{II} بستگی دارد. بنابراین فرض CV ثابت با عمق نیز نمی‌تواند



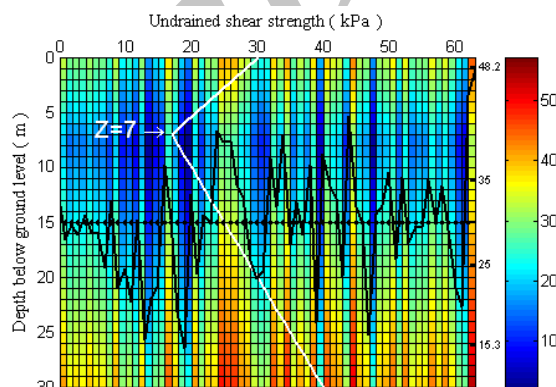
شکل ۲۳ - واقعی سازی مقاومت برشی با فرض
 $\theta = 5m, \sigma = 3kPa, Z_t = 7m$



شکل ۲۲ - واقعی سازی مقاومت برشی با فرض
 $\theta = 5m, \sigma = 3kPa, Z_t = 2m$



شکل ۲۵ - واقعی سازی مقاومت برشی با فرض
 $\theta = 60m, \sigma = 17kPa, Z_t = 7m$



شکل ۲۴ - واقعی سازی مقاومت برشی با فرض
 $\theta = 5m, \sigma = 17kPa, Z_t = 7m$

پس زمینه نمودارها پراکندگی مقادیر مقاومت برشی مربوط به نوار سطحی بالایی را نشان می‌دهد. در شکل (۲۳) که انحراف معیار آن کمتر است مقادیر مقاومت در محدوده $29.2/30.6$ و $29/30.6$ با افزایش واریانس در محدوده $24.7/36.4$ قرار می‌گیرند. علاوه بر مقایسه کمی صورت گرفته همان‌طور که از طیف رنگها نیز پیداست شکل (۲۴) که مربوط به انحراف معیار بالاتر است دارای پوشش رنگی وسیعتری است. به عبارت دیگر تغییرات رنگها در این شکل بیشتر است.

مقایسه شکل‌های (۲۴) و (۲۵) اثر تغییر در میزان فاصله همبستگی، θ را نمایش می‌دهد. همان‌طور که از این شکل‌های پیداست در شکل (۲۵) که مربوط به فاصله همبستگی بالاتر

اطراف عمق تبدیل قرار می‌گیرند. بنابراین عمق تبدیل محدوده قرار گرفتن نقاط کم مقاومت را مشخص می‌کند. در این شکلها ناحیه مربوط به عمق تبدیل با نوار آبی پررنگ مشهود است. از این شکلها پیداست که تغییرات پارامتر مقاومت برشی زهکشی نشده از طیف رنگی روشنتر در نواحی سطحی آغاز شده و در ناحیه مربوط به عمق تبدیل دارای رنگهای تیره‌تر بوده و سپس به تدریج و با افزایش مقاومت برشی در عمق مجدداً طیف رنگی روشنتری شکل گرفته است.

مقایسه شکل‌های (۲۳) و (۲۴) نیز اثر تغییر انحراف معیار را نشان می‌دهند. با افزایش انحراف معیار میزان پراکندگی در مقادیر مقاومت برشی افزایش می‌یابد. روند نشان داده شده در

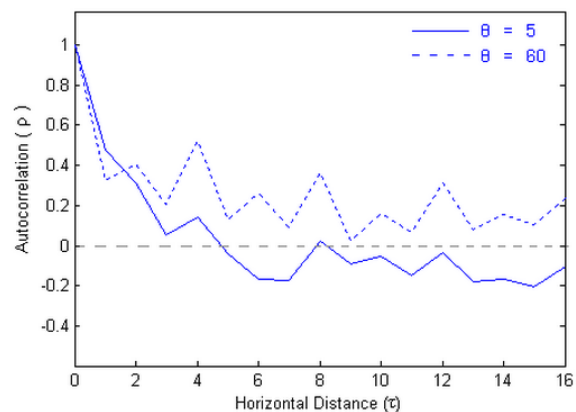
زهکشی نشده نهشته‌های طبیعی به دست آمده از آزمایشات برجا و یا آزمایشگاهی به معرفی مؤلفه‌های مختلف ناهمگونی مصالح ژئومکانیکی می‌پردازد. علاوه بر این مفهوم جدیدی تحت عنوان عمق تبدیل برای مقاومت برشی زهکشی نشده در این مطالعه معرفی شده است. در بررسی عدم قطعیت مربوط به این پارامتر به معرفی پارامترهای آماری مرتبط با این پارامتر پرداخته شده و نحوه تغییرات آن در راستاهای مختلف بررسی شده است. به منظور درک بهتر پارامترهای مربوط به نظریه میدان تصادفی و عدم قطعیت مربوط به مقاومت برشی زهکشی نشده به واقعی سازی و تولید گرافیکی تغییرات این پارامتر در دو جهت افقی و قائم پرداخته شده و اثر هر یک از این پارامترها اعم از عمق تبدیل مربوط به میانگین مقاومت برشی، انحراف معیار و فاصله همبستگی در توزیع دو بعدی آن بررسی شده است. به عنوان مهمترین نتایج این تحقیق می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- ناهمگونی ذاتی مقاومت برشی زهکشی نشده را می‌توان مشتمل بر روند مشخصه مربوط به تغییرات میانگین پارامتر رفتاری خاک در جهت قائم و روند تصادفی مربوط به نوسان مقادیر حول مقدار میانگین در هر دو راستای قائم و افقی دانست که در این مطالعه از روند قائم آن صرف نظر شده است.

۲- بررسیها نشان داد که روند مشخصه مقاومت برشی زهکشی نشده در اعماق سطحی دارای روند کاهشی است که با افزایش عمق این روند تغییر می‌یابد. به این ترتیب مدلی برای بیان نحوه تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده با عمق ارائه شده که دارای دو ناحیه است. در ناحیه بالایی یا ناحیه یک، روند مقاومت کاهشی و در ناحیه زیرین یا ناحیه دو این روند افزایشی است.

۳- عمقی که در آن روند مشخصه مقاومت برشی زهکشی نشده تغییر جهت می‌دهد عمق تبدیل خوانده شد. با توجه به روابط نظری موجود برای این پارامتر در هر دو ناحیه اول و دوم، رابطه‌ای برای بیان عمق تبدیل ارائه شده است.

۴- عوامل تأثیر گذار بر روند مشخصه مقاومت برشی زهکشی



شکل ۲۶ - تابع خودهمبستگی مقاومت برشی زهکشی نشده مربوط به دو فاصله همبستگی مختلف ($\theta = 60m$ و $\theta = 5m$)

است تغییرات مربوط به مقاومت برشی زهکشی نشده در فاصله طولانیتری اتفاق می‌افتد. این مسئله در نمودار تغییرات مقاومت در پس زمینه شکل نیز پیداست. علاوه بر این همان‌طور که در طیف رنگی نیز پیداست تغییرات رنگها به آرامی صورت گرفته است.

علاوه بر این تابع خودهمبستگی (ACF) برای فواصل همبستگی ۵ و ۶۰ متر در شکل (۲۶) نشان داده شده است. همان‌طور که گفته شد با افزایش فاصله میان نقاط از همبستگی میان آنان کاسته شده و در نهایت به صفر نزدیک می‌شود. برای فاصله همبستگی، $\theta = 5m$ همان‌طور که پیداست در فواصل کمتر از ۵ متر مقادیر مقاومت برشی دارای همبستگی بیشتری هستند وقتی فاصله دو نقطه به حدود ۵ متر می‌رسد همبستگی میان آنان صفر می‌شود. در حالی که برای $\theta = 60m$ مقادیر مقاومت برشی در فواصل بسیار طولانیتری همچنان دارای همبستگی اند هر چند در این حالت نیز با افزایش فاصله میان نقاط اندازه‌گیری، همبستگی کاهش می‌یابد. بنابراین فاصله همبستگی به نوعی شاخصی برای نمایش همبستگی بین مقادیر پارامتر رفتاری مصالح ژئومکانیکی می‌تواند باشد.

۶- نتیجه گیری

این مطالعه با بررسی نتایج مربوط به مقاومت برشی

نشده تنش مؤثر، در صد رطوبت و نسبت بیش تحکیمی اند. ناحیه تأثیر در صد رطوبت و نسبت بیش تحکیمی در اعماق سطحی یعنی تا قبل از عمق تبدیل می‌باشد. پس از آن تغییرات در صد رطوبت ناچیز و نسبت بیش تحکیمی نیز به یک همگرا می‌شود به این ترتیب از اثر آنها کاسته شده و با افزایش عمق و افزایش سطح تنش مؤثرتها پارامتر تأثیرگذار تنش مؤثر می‌باشد.

۵- یکی از دلایل کاهش مقاومت در اعماق سطحی تغییرات متناوب دما و در صد رطوبت خاک در فصول مختلف است که موجب می‌شود ناحیه فوقانی در معرض خشکی و تری متناوب قرار گرفته و از مقاومت آن کاسته شود.

۶- بیش تحکیمی در خاک موجب افزایش مقاومت برشی می‌شود. از آنجا که نسبت بیش تحکیمی با عمق کاهش می‌یابد بنابراین در اعماق سطحی که این نسبت با کاهش شدیدی همراه است اگر چه سطح تنش مؤثر با عمق افزایش می‌آید ولی در مجموع با کاهش مقاومت برشی مواجه‌ایم. علاوه بر این با توجه به نتیجه اندازه گیریهای صحرائی مختلف، در صد رطوبت در اعماق سطحی با عمق افزایش یافته و از آنجا که در صد رطوبت و مقاومت دارای نسبت معکوس‌اند، این امر منجر به کاهش مقاومت با عمق

در اعماق سطحی است.

۷- با توجه به نتایج آزمایشات مختلف آزمایشگاهی با افزایش میانگین مقاومت برشی، ضریب تغییرات این پارامتر کاهش می‌یابد. از آنجایی که روند تغییر ضریب تغییرات و میانگین مقاومت برشی عکس هم هستند می‌توان فرض کرد که انحراف معیار در فضای مسئله ثابت می‌ماند و بنابر این می‌توان جزء نوسانی مقاومت برشی را ایستا فرض کرد.

۸- از آنجا که ناهمگونی خاک در راستای قائم نسبت به افق بیشتر است فاصله همبستگی در راستای افق از راستای قائم بیشتر خواهد بود به علاوه اندازه فاصله همبستگی تحت تأثیر فاصله نمونه‌گیری و اندازه‌گیریهاست. با این وجود به دلیل کمبود اطلاعات کافی در ارتباط با نحوه تغییرات فاصله همبستگی در راستاهای مختلف عموماً ساختار همبستگی دو راستا در واقعی سازیها را یکسان فرض می‌کنند.

۹- نتایج واقعی سازیهای مختلف انجام شده نشان داد که نظریه میدان تصادفی می‌تواند به عنوان ابزاری قوی در نشان دادن اثر پارامترهای مختلف مربوط به عدم قطعیت مورد استفاده قرار گیرد. مهمترین پارامترهای به کار رفته در این نظریه عبارت‌اند از: میانگین، ضریب تغییرات و فاصله همبستگی مقاومت برشی.

واژه نامه

- | | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 1. uncertainty | 6. coefficient of variation | 11. isotropic |
| 2. inherent variability | 7. scale of fluctuation | 12. local average subdivision |
| 3. deterministic trend | 8. noise | 13. random finite element |
| 4. skewed non-gaussian distribution | 9. autocorrelation function | 14. Monte carlo simulation |
| 5. homogeneous random field | 10. stationary | 15. Marcovian covariance function |

مراجع

- Phoon, K.K., and Kulhawy, F.H., "Characterization of geotechnical variability," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, No. 5, pp.612-624, 1999 (a).
- VanMarcke, E. H., "Probabilistic modeling of soil profiles," *Journal of Geotechnical Engineering division, ASCE*, Vol. 109, No. 5, pp.1203-1214, 1977.
- DeGroot, D. J., and Baecher, G. B., "Estimating autocovariance of in-situ soil properties," *Journal of Geotechnical Engineering division, ASCE*, Vol. 119, No. 1, pp.147-166, 1993.
- Popescu, R., Deodatis, G. and Nobahar, A., "Effects of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 20, pp. 324-341, 2005.
- Gibson, R.E., "The analytical method in soil mechanics," *Geotechnique*, Vol.24, No. 2, pp.115-140, 1974.
- Popescu, R., Prevost, J.H., and Deodatis, G., "Effects of spatial variability on soil liquefaction: some design

- recommendations," *Geotechnique*, Vol. 47, No. 5, pp.1019-1036, 1997.
7. Phoon, K.K., and Kulhawy, F.H., "On quantifying inherent soil variability," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geotechnical Special Publication ASCE*, No. 75, pp. 326-340, 1996.
 8. Fenton, G. A., and Vanmarcke, E. H., "Spatial variation in liquefaction risk," *Geotechnique*, Vol. 48, No. 6, pp. 819-831, 1998.
 9. Popescu, R., Prevost, J. H. and Deodatis, G., "3D effects in seismic liquefaction of stochastically variable soil deposits," *Geotechnique*, Vol. 55, No. 1, pp. 21-31, 2005.
 10. Hicks, M. A., and Onisiphorou, C., "Stochastic evaluation of static liquefaction in a predominantly dilative sand fill," *Geotechnique*, Vol. 55, No. 2, pp.123-133, 2005.
 11. Fenton, G. A., Griffiths, D.V., and Williams, M. B., "Reliability of traditional retaining wall design," *Geotechnique*, Vol. 55, No. 1, pp. 55-62, 2005.
 12. Griffiths, D., and Fenton, G., "Probabilistic slope stability analysis by finite elements," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - ASCE*, Vol. 130, No. 5, pp. 507-518, 2004.
 13. El-Ramly, H., Morgenstern, N. R., and Cruden, D. M., "Probabilistic slope stability analysis for practice," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, No. 3, pp.665-683, 2002.
 14. Babu, G. L. S., and Mukesh, M. D., "Effect of soil variability on reliability of soil slopes," *Geotechnique*, Vol. 54, No. 5, pp. 335-337, 2004.
 15. Griffiths, D. V., and Fenton, G. A., "Bearing capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited," *Geotechnique*, Vol. 51, No. 4, pp.351-359, 2001.
 16. Houy, L., Breyse, D., and Denis, A., "Influence of soil heterogeneity on load redistribution and settlement of a hyper static three-support frame," *Geotechnique*, Vol. 55, No. 2, pp.163-170, 2005.
 17. Breyse, D., Niandou, H., Elachachi, S., and Houy, L., "A generic approach to soil-structure interaction considering the effects of soil heterogeneity," *Geotechnique*, Vol. 55, No. 2, pp.143-150, 2005.
 18. Jimenez, R., and Sitar, N., "The importance of distribution types on finite element analyses of foundation settlement," *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 3, pp.474-483, 2009.
 19. Popescu, R., Prevost, J. H., Deodatis, G., "Spatial variability of soil properties: two case studies," *Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, Geotechnical special publication ASCE*, No. 75, pp. 568-579, 1998a.
 20. VanMarcke E.H. *Random fields: analysis and synthesis*. The MIT Press, Cambridge, 1983.
 21. Sridharan, A., and Prakash, K., "Mechanisms controlling the undrained shear strength behaviour of clays," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, No. 6, pp. 1030-1038, 1999.
 22. Schmertmann, J. H., "Measurement of In Situ Shear Strength: State of the Art Report," *Proc. of ASCE Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, Nth.Carolina, Vol.2, pp. 57-138, 1975.
 23. Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T., "Shear modulus and shear strength of cohesive soils," *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 3, pp.1-12, 1974.
 24. Marchetti, Silvano., "In Situ Tests by Flat Dilatometer," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 106, No. GT3, March, 1980.
 25. Bjerrum, L., "Geotechnical properties of Norwegian Marine clays," *Geotechnique*, Vol. 4, No. 2, pp. 49-69, 1954.
 26. Nash, D. F. Y., Powell, J. J. M. and Lloyd, I. M., "Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar," *Geotechnique*, Vol. 42, No. 2, pp. 163-181, 1992.
 27. Burghignoli, A., Cavallera, L., Chieppa, V., Jamiolkowski, M., Mancuso, C., Marchetti, S., Pane, V., Paoliani, P., Silvestri, F., Vinale, F., and Vittori, E., "Geotechnical characterization of Fucino clay," *Proc. X ECSMFE*, Florence, Vol. 1, pp.27-40, 1991.
 28. Jaksa, M. B., Brooker, P. I., and Kaggwa, W. S., "Modelling the spatial variability of the undrained shear strength of clay soils using geostatistics," *Geostatistics Congress*, Wollongong, Vol. 2, 1284-1295, 1997.
 29. Kaggwa, W. S., Jaksa, M. B., "Normalised shear strength and compressibility characteristics of Adelaide expansive clay," *Proceedings 6th Australia New Zealand Conf. on Geomechanics*, Christchurch, pp. 330-335, 1992.
 30. Bjerrum, L., and Simons, N. E., "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays," *Proceedings of the ASCE Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, pp. 711-726, 1960.
 31. Skempton, A. W., and Henkel, D. J., "The Post-Glacial Clays of the Thames Estuary at Tillbury and Shellhaven," *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Vol. I, pp. 302-308, 1953.
 32. Vargas, M., "Some Properties of Residual Clays Occurring in Southern Brazil," *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Vol. I, pp. 67, 1953.
 33. Ladd, C. C., and Foott, R., "New design procedure for stability of soft clays," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No GT 7, pp. 763-786, 1974.
 34. Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G., "Stress-deformation and strength characteristics," *Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-

- 494, 1977.
35. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R., "New developments in field and laboratory testing of soils," *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 1, pp. 57-153, 1985.
 36. Mair, R. J., "Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay," PhD thesis, University of Cambridge 1979.
 37. Skempton, A. W., "Vane tests in the alluvial plain of the river forth near Grangemouth," *Geotechnique*, Vol. 1, No. 2, pp. 111-124, 1948.
 38. Hight, D. W., and Bond, A. J., and Legge J. D., "Characterization of the Bothkennar clay : an overview," *Geotechnique*, Vol. 42, No. 2, pp. 303-347, 1992.
 39. Koumoto, T. and Houlsby G.T., "Theory and practice of the fall cone test," *Geotechnique*, Vol. 51, No. 8, pp.701-712, 2001.
 40. Hansen, J. B., "Vane tests in a norwegian quick-clay," *Geotechnique*, Vol. 2, No. 1, pp. 58-63, 1950.
 41. Skempton, A. W., and Bishop, A. W., "The measurement of the shear strength of soils," *Geotechnique*, Vol. 2, No. 2, pp. 90-116, 1950.
 42. Kjellman, W., "Testing the shear strength of clay in Sweden," *Geotechnique*, Vol. 2, No. 3, pp. 225-235, 1950.
 43. Bishop, A. W., "The strength of soils as engineering materials," *Geotechnique*, Vol. 16, No. 2, pp. 91-130, 1967.
 44. Tang, W. H., "Principles of probabilistic characterization of soil properties," *Probabilistic Characterization of Soil Properties: Bridge between Theory and Practice*, ASCE, Atlanta, pp. 74-89, 1984.
 45. Phoon, K.K., and Kulhawy, F.H., "Evaluation of geotechnical property variability," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, No. 5, pp. 625-639, 1999 (b).
 46. Baecher, G. B., and Christian, J. T., *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley and sons, 2003.
 47. Jamshidi, R., and Oloomi, R., "New method for estimation of the scale of fluctuation of geotechnical properties in natural deposits", *Journal of Computational Methods in Civil Engineering*, Vol. 1, No. 1, PP.55-64, 2010
 48. Kulhawy, F.H., Phoon, K.K., and Prakoso, W.A., "Uncertainty in basic properties of geomaterials," *First International Conference on Geotechnical Engineering, Education and Training*, Sinaia, Romania, pp. 297-302, 2000.
 49. Cherubini, C., Giasi, I., and Rethati, L., "The coefficient of variation of some geotechnical parameters," *Proceedings of Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*. Edited by Li, K.S., and Lo, S-C.R., A.A. Balkema, Rotterdam, pp.179-183, 1993.
 50. Soulie, M., Montes, P., and Silvestri, V., "Modelling spatial variability of soil parameters," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 27, No. 5, pp.617-630, 1990.
 51. Fredlund, D.G., and Dahlman, A.E. "Statistical geotechnical properties of glacial lake Edmonton sediments," *In Statistics and Probability in Civil Engineering*, Hong Kong University Press, 1972.
 52. Lumb, P., "Precision and accuracy of soil tests," *In Statistics and Probability in Civil Engineering*, Hong Kong University Press, 1972.
 53. Morse, R. K., "The importance of proper soil units for statistical analysis," *In Statistics and Probability in Civil Engineering*, Hong Kong University Press, 1972.
 54. Matsuo, M., and Kuroda, K., "Probabilistic approach to design of embankments," *Soils and Foundations*, Vol. 14, No. 4, 1974.
 55. Ejezie, S., and Harrop-Williams, K., "Probabilistic characterization of Nigerian soils," *In Probabilistic Characterization of Soil Properties, Bridge Between Theory and Practice*, ASCE, pp.140-156, 1984.
 56. Harr, M. E., "Reliability-based design in civil engineering." Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina, State University, Raleigh, NC, 1984.
 57. Kulhawy, F.H., "On evaluation of static soil properties," *In stability and performance of slopes and embankments II (GSP31)*. Edited by Seed, R.B. and Boulanger, R.W., American Society of Civil Engineers, New York, pp. 95-115, 1992.
 58. Lacasse, S., and Nadim, F., "Uncertainties in characterizing soil properties," *Norwegian Geotechnical Institute*, Oslo, Norway, Publ. No. 201, pp. 49-75, 1996.
 59. Duncan, J. M., "Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 4, pp.307-316, 2000.
 60. Meyerhof, G. G., "Development of geotechnical limit state design," *International symposium on Limit state design in geotechnical engineering*, Copenhagen, pp. 1-12, 1993.
 61. Fenton, G. A., "Random field modeling of CPT data," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 6, pp. 486-498, 1999(b).
 62. Popescu, R., "Stochastic variability of soil properties: data analysis, digital simulation, effects on system behaviour," Ph.D. thesis, Princeton University, Princeton, NJ. 1995.
 63. Przewłocki, J., "Two-dimensional random field of mechanical soil properties," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 26, No. 4, pp. 373-377, 2000.
 64. Chiasson, P., Lafleur, J., Soulie, M., and Law, K.T., "Characterizing spatial variability of a clay by geostatistics," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 32, No. 1, pp. 1-10, 1995.

65. Fenton, G. A., and Vanmarcke, E. H., "Simulation of Random Fields via Local Average Subdivision," *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 116, No. 8, pp.1733–1749, 1990.
66. Jamshidi, R., and Oloomi, R., "Investigation of heterogeneity in natural deposits using random field theory," *Sharif Journal of Science and Technology* (Accepted for publication).
67. Fenton, A.G., and Griffiths, D.V., "Bearing capacity prediction of spatially random c- ϕ soils," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, No. 1, pp.54-65, 2003.

Archive of SID