

متغيرات أخرى للتربة ومقارنات

Other Soil Parameters and Comparisons

- مقاومة القص غير المصرفة للتربة المتماسكة • زاوية الاحتكاك للتربة غير المتماسكة (الرمليّة) • معامل الاندماج القطري • مقاومة الشد • ضغط الاندماج المسبق • مقارنة مع نتائج اختبارات أخرى

(٨, ١) مقاومة القص غير المصرفة للتربة المتماسكة

UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS

يوجد عدة طرق مختلفة للحصول على مقاومة القص غير المصرفة للتربة المتماسكة من اختبار مقياس الضغط، وتتضمن هذه الطرق: طريقة الضغط النهائي، والعلاقات التجريبية، وطريقة ضغط الخضوع، وطريقة جيسون و أندرسون وطريقة منحني القص.

تستغل طريقة الضغط النهائي التعبير النظري النهائي (معادلة ٦٩):

$$(115) \quad p_L = \sigma_{OH} + S_u \left(1 + Ln \frac{G}{S_u} \right)$$

حيث إن p_L الضغط النهائي (البند ٧,٦)، σ_{OH} الإجهاد الأفقي الكلي عند السكون (البند ٧,٢) و S_u هي مقاومة القص غير المصرفة للتربة المتماسكة. يمكن إعادة كتابة المعادلة ١١٥ كالتالي :

$$(116) \quad S_u = \frac{p_L^*}{\beta}$$

وقد اقترح مينارد عام ١٩٧٠م بأن تؤخذ قيمة β مساوية ٥,٥ . يعتمد في الحقيقة هذا المتغير β على نسبة معامل القص G إلى مقاومة القص غير المصروفة S_u . وتتغير هذه النسبة G/S_u من طين إلى آخر معتمدة أساساً على نسبة زيادة الاندماج ، وبعض الحدود المعقولة لهذه النسبة هي من ١٠٠ إلى ٦٠٠ ، حيث يؤدي ذلك إلى قيم β ما بين ٥,٦ و ٧,٤ وفي المتوسط ٦,٥ . تعتمد المعادلتان ١١٥ و ١١٦ على فرضية أن طول مقياس الضغط لانهائي . وقد بين بريود (Briaud et al., 1986d) أن الضغط النهائي في كرة يساوي ١,٣٣ مرة الضغط النهائي لأسطوانة لانهائية الطول في التربة الطينية . وعلى هذا فإن الضغط النهائي لمقاييس الضغط التقليدية يتوقع أن يكون أعلى من الضغط النهائي في المعادلتين ١١٥ و ١١٦ . ونتيجة لذلك فيحتاج أن تكون القيمة المتوسطة β أعلى من ٦,٥ . وتؤدي الملاحظات السابقة والدراسة الواسعة على قاعدتي بيانات شاملتين واللتين سيتم شرحهما لاحقاً (Baguelin et al., 1978; Briaud et al., 1985c) إلى التعبير الموصى به كالتالي :

$$(117) \quad \frac{S_u}{p_a} = 0.21 \left(\frac{p_L^*}{p_a} \right)^{0.75}$$

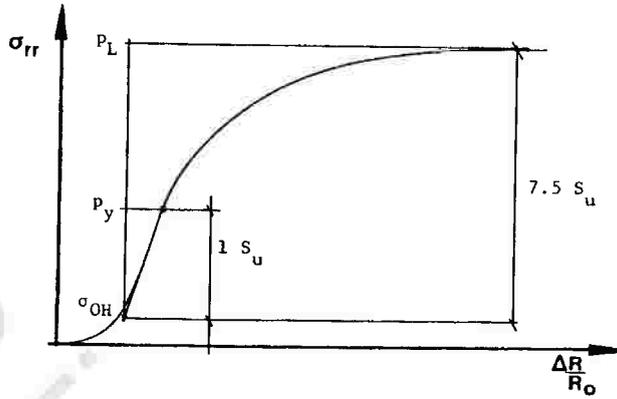
حيث إن p_a الضغط الجوي .

تستغل طريقة ضغط الخضوع على التعبير النظري لضغط الخضوع p_y (معادلة ٦٧) (شكل رقم ٥٣) :

$$(118) \quad p_y = \sigma_{OH} + S_u$$

أو

$$(119) \quad S_u = p_y - \sigma_{OH}$$



شكل (٥٣). منحنى مقياس الضغط وقوة القص غير المصروفة.

حيث يتم الحصول على كل من p_y و σ_{OH} من منحنى مقياس الضغط (البندين ٧.٢ و ٧.٦). ولا يوصى بهذه الطريقة لأنها غالباً ما تبالغ في تقدير مقاومة القص غير المصروفة S_u ، وذلك بسبب تحديد قيمة p_y أعلى من اللازم على منحنى مقياس الضغط (إعادة ضغط التربة)، أو بسبب نسبة الطول المحدد إلى القطر للأنبوب الأسطواني (Lassoudiere and Zanier, 1986)، أو بسبب قلة تقدير قيمة σ_{OH} .

تعتمد طريقة جيسون - أندرسون (Gibson and Anderson, 1961) على التعبير

النظري لمنحنى مقياس الضغط بعد ضغط الخضوع، وهذا التعبير كالتالي:

$$(120) \quad \sigma_{rr} = p_y + S_u \ln \left(\frac{G}{S_u} \times \frac{\Delta V}{V} \right)$$

حيث إن σ_{rr} ضغط مقياس الضغط المصحح، p_y ضغط الخضوع، S_u مقاومة القص غير المصروفة، G معامل المقص، ΔV هي الزيادة في حجم التجويف و V حجم التجويف الحالي (شكل رقم ٥٤). وتعاد كتابة المعادلة ١٢٠ كالتالي:

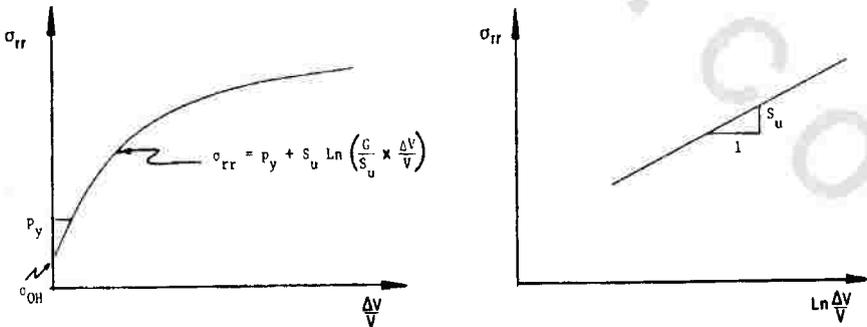
$$(121) \quad \sigma_{rr} = p_y + S_u \left(\ln \frac{\Delta V}{V} \times \ln \frac{G}{S_u} \right)$$

ويؤدي رسم σ_{rr} مقابل $\ln \Delta V/V$ لنقاط بيانات مقياس الضغط بعد ضغط الخضوع p_y

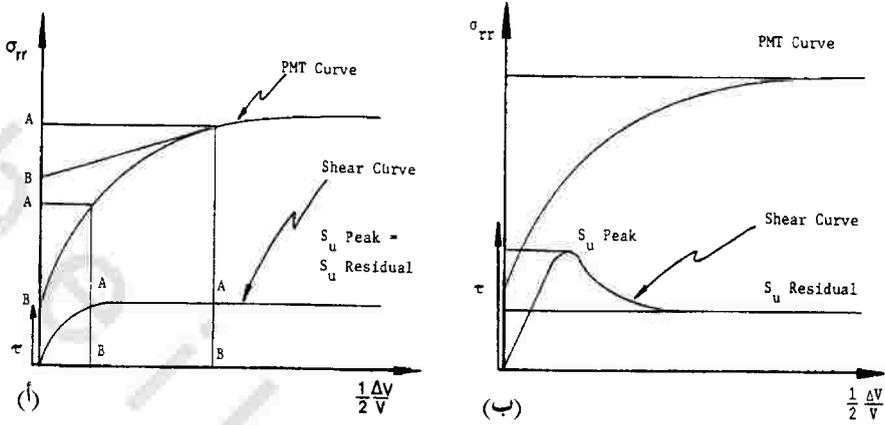
إلى خط مستقيم ميله S_u (شكل رقم ٥٤).

تعتمد طريقة منحني القص على الحصول على كامل منحني الإجهاد والانفعال القصي من منحني مقياس الضغط المصحح (Baguelin et al., 1972; Ladanyi, 1972; Palmer, 1972). وتؤدي المعادلة الناتجة من التحليل إلى حل بياني بسيط، وغالباً ما يسمى طريقة تحت المماس (شكل رقم ٥٥) للحصول على منحني الإجهاد والانفعال القصي، والذي قمته S_u . لا يوصى باستخدام هذه الطريقة مع منحنيات مقياس الضغط مسبقة الحفر؛ وذلك لأنها تؤدي إلى قيم كبيرة جداً لـ S_u . ويرجع هذا أساساً إلى ضم كل من شكل الانحناء العكسية للجزء الابتدائي من منحني مقياس الضغط (إعادة ضغط التربة) والحل البياني، وجزء أيضاً إلى نسبة الطول المحدد إلى قطر الأنبوب الأسطواني (Lassoudiere and Zanier, 1986).

يبين شكل رقم (٥٥) قمة لمنحني الإجهاد والانفعال القصي الذي استنتج من منحني مقياس الضغط، حيث إن للطين سلوكاً تصلب زائداً والمتبقي من مقاومة القص غير المصروفة (المتبقية S_u) أقل كثيراً من القيمة القصوى لمقاومة القص غير المصروفة (القصوى S_u).



شكل رقم (٥٤). طريقة جيسون - أندرسون (١٩٦١ م).



شكل رقم (٥٥). طريقة تحت المماس.

لا يبين شكل (٥٥ أ) قمة لمنحنى الإجهاد والانفعال القصي الذي استنتج من منحنى مقياس الضغط و (المتبقية S_u) تساوي (القصوى S_u). ومن الملاحظات السابقة يمكن وضع التعليقات التالية:

١- الضغط النهائي p_L مرتبط مع (المتبقية S_u) كما هو مشاهد من شكل رقم (٥٥ ب)، وعلى هذا تؤدي تقنية جيسون-أندرسون للحصول على S_u إلى قيمة أقرب إلى (المتبقية S_u) من (القصوى S_u).

٢- نظراً لأن p_L تتأثر أكثر بـ (المتبقية S_u) من (القصوى S_u)، ولأن أيضاً كلما كانت قيمة (القصوى S_u) أعلى كلما زاد اندماج الطين، لذا فإن قيمة عامل الربط β ليست فريدة وتزداد كلما زادت نسبة زيادة الاندماج، ويوضح ذلك التوافق الأفضل للرابطة غير خطية (معادلة ١١٧).

٣- نظراً لأن p_s تتأثر أساساً بـ (القصوى S_u)، فإن الرابطة بين p_L و (القصوى S_u) يمكن أن تكون أكثر دقة من الرابطة بين p_L و (القصوى S_u).

يمكن أن تكون المعادلة ١١٦ هي التي تعطي قيمة منطقية وباستمرار من جميع الطرق التي تم مناقشتها. ومن المفيد عملياً الحصول على S_u من اختبارات مقياس

الضغط للتربة الطينية المتشقة جداً، بينما من الممكن أن تكون نتائج تجربة الضغط ثلاثي المحاور مبعثرة جداً .

(٨, ٢) زاوية الاحتكاك للتربة غير المتماسكة (الرملية)

FRICITION ANGLE OF COHESIONLESS SOILS

توجد عدة طرق للحصول على زاوية الاحتكاك ϕ للتربة غير المتماسكة من اختبار مقياس الضغط ولا توجد أي طريقة منها مرضية جداً. تتضمن هذه الطرق: طريقة ضغط الخضوع، وطريقة الضغط النهائي، وطريقة هوجز-روث-وندل، والعلاقات التجريبية.

تستغل طريقة ضغط الخضوع التعبير النظري لضغط الخضوع الفعال p'_y (معادلة

: (٧٣)

$$(١٢٢) \quad p'_y = \sigma'_{OH} (1 + \sin \phi)$$

حيث إن σ'_{OH} الضغط الأفقي الفعال عند السكون (σ_{OH} من مقياس الضغط، البند ٧,٢، ناقصاً ضغط الماء المسامي الهيدروستاتيكي u_0 المحسوب عند عمق اختبار مقياس الضغط). ولا تستخدم هذه الطريقة لصعوبة تحديد p'_y بدقة كافية للحصول على تقديرات موثوقة لـ ϕ .

وتستغل طريقة الضغط النهائي التعبير النظري للضغط النهائي الفعال p'_L

(معادلة ٧٤):

$$(١٢٣) \quad p'_L = \sigma'_{OH} (1 + \sin \phi) \left(\frac{G}{\sigma'_{OH} \sin \phi} \right)^{\frac{1}{2}(1-k_v)}$$

لا تستخدم هذه الطريقة لأن لها عدة نقاط ضعف. أولاً، أن المعادلة ٧٤ تعتمد على فرضية عدم وجود تغير في الحجم والتي نادراً ما توافق الواقع للتربة غير المتماسكة، التربة التضخمية (على سبيل المثال الرمل الكثيف) والتي لها قيم p'_L أعلى من p'_L من المعادلة ٧٤، بينما التربة المنكمشة (على سبيل المثال رمل مفكك جداً) لها قيم p'_L

أقل من p'_L من المعادلة ٧٤. ثانياً، إن المعادلة ٧٤ للتمدد اللانهائي لمقياس الضغط بينما p'_L المقاسة أصغر من p'_L المعطاة بالمعادلة ٧٤، وقد حسب (Baguelin et al., 1978) الفرق ووجد أنه تقريباً ٣٠٪. ثالثاً، إن المعادلة ٧٤ لمقياس ضغط لا نهائي الطول بينما مقياس الضغط المتوافر تجارياً له نسبة طول إلى قطر تتغير ما بين ٥ و ١٠، وكتيجة لذلك فإن p'_L المقاسة أكبر تقريباً مرتين من p'_L من المعادلة ٧٤. رابعاً، تحتاج قيمة G أن تقيّم.

تأخذ طريقة هوجز-روس-وندل (Hughes, Worth and Windle 1977) في الاعتبار التمدد الحجمي للتربة غير المتماسكة. وتعتمد الطريقة على التعبير النظري لمنحنى مقياس الضغط بعد ضغط الخضوع، وهذا التعبير كالتالي:

$$(124) \quad \text{Log} \left(\frac{\Delta R_c}{R_c} + \frac{C}{2} \right) = \left(\frac{K(1 - \sin \phi') + 1 + \sin \phi'}{2 \sin \phi'} \right) \log(p - u_o) + \text{constant}$$

حيث R_c نصف القطر الابتدائي للتجويف، ΔR_c التغير في نصف قطر التجويف، C الجزء المقطوع في رسمة الانفعال الحجمي مقابل الانفعال القصي الهندسي، p هو الضغط الكلي لمقياس الضغط u_o ضغط الماء المسامي، ϕ' زاوية الاحتكاك القصوى و K كالتالي:

$$(125) \quad K = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'_{CV}}{2} \right)$$

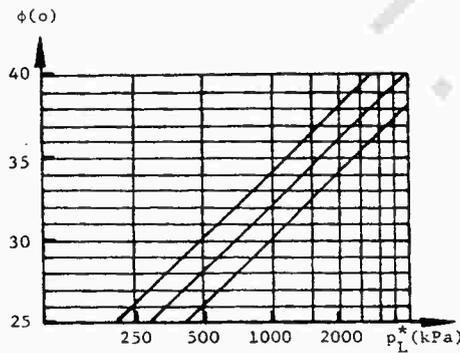
حيث ϕ'_{CV} زاوية الاحتكاك عند الحجم الثابت. قيمة C تساوي الصفر للتربة الرملية الكثيفة، أما للتربة الرملية متوسطة الكثافة والمفككة فتصحح ϕ' لأن قيمة $C \neq 0$ صغيرة طالما أن $\Delta R_c/R_c$ تصل تقريباً إلى ٤٠٪. وعلى هذا فمن الضروري الحصول على معايرة جيدة للثقب وتمدد نهائي للأنبوب الأسطواني عند استخدام هذه الطريقة للتربة الرملية متوسطة الكثافة والمفككة. وقيم ϕ'_{CV} الموصى بها معطاة في جدول رقم (١١). وبدلاً من ذلك يمكن الحصول على ϕ'_{CV} من اختبارات القص المباشر والتي تجرى على عينات مفككة يعاد تجهيزها من عينات مخلخلة. وبعد ذلك ترسم نتائج اختبار مقياس الضغط على هيئة $\log(p - u_o)$ مقابل $\text{Log}(\Delta R_c/R_c)$ ويكون ميل الخط S عند أكبر تشوه دالة في ϕ' فقط، والتي يمكن من خلالها الحصول على ϕ' .

جدول رقم (١١). تقديرات أولية ϕ'_{cv} (Robertson and Hughes, 1986).

ϕ'_{cv}	نوع التربة
٠٤٠	حصى-رمل-طمي جيد التدرج
٠٣٧	رمل خشن منتظم
٠٣٧	رمل متوسط جيد التدرج
٠٣٤	رمل متوسط منتظم
٠٣٤	رمل ناعم جيد التدرج
٠٣٠	رمل ناعم منتظم
خصص قيم منخفضة للحيبيات جيدة الاستدارة	
خصص قيم مرتفعة للحيبيات الزاوية	

$$(126) \quad S = \frac{2 \sin \phi'}{K(1 - \sin \phi') + 1 + \sin \phi'}$$

ويجب التأكيد على أن هذه التقنية طوّرت لنتائج اختبار مقياس الضغط ذاتي الحفر ولم يبرهن إلى الآن لنتائج اختبار مقياس الضغط للثقوب مسبقة الحفر. وقد اقترح مينارد عام ١٩٦٣م علاقة تجريبية واحدة كما هو مبين في شكل رقم (٥٦).



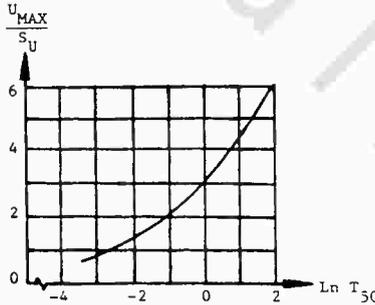
شكل رقم (٥٦). العلاقة بين $\phi - \rho_L^*$ (Menard, in Baguelin et al., 1978).

(٨،٣) معامل الاندماج القطري

COEFFICIENT OF RADIAL CONSOLIDATION

يمكن تقدير معامل الاندماج القطري C_v من اختبار مقياس الضغط (Baguelin, 1973; Randolph et al., 1979; Baguelin et al., 1986b) عند ضم جهاز قياس ضغط الماء المسامي إلى الغشاء المطاطي لمقياس الضغط. ولا توجد هذه الأجهزة على مقاييس الضغط للثقوب مسبقة الحفر، ولكنها توجد تجارياً على بعض مقاييس الحفر ذاتية الحفر. ومن أجل الحصول على المعامل C_v فيجب إجراء التجربة التالية: ينفخ الأنبوب الأسطواني، إلى ٢٠،٥٪ من الانفعال المحيطي ϵ_0 ثم يثبت حجم الأنبوب الأسطواني، بينما يسجل تبدد ضغط الماء المسامي، وكذلك ضغط الماء المسامي الزائد الابتدائي u_{max} والوقت t_{50} والذي عنده يقل الضغط المسامي الزائد إلى $0.5 u_{max}$. عندئذ تحسب الكمية u_{max}/S_u وتستخدم للحصول على معامل الوقت T_{50} (شكل رقم ٥٧). تنتج معادلة معامل التصلب القطري C_v التالية من الاختبار حيث إن نصف القطر الابتدائي للأنبوب الأسطواني r_0 :

$$C_v = T_{50} \frac{r_0^2}{t_{50}} \quad (127)$$



شكل رقم ٥٧). معامل الوقت لـ ٥٠٪ تسرب (Randolph et al., 1979).

(٨،٤) مقاومة الشد TENSILE STRENGTH

يمكن الحصول على مقاومة الشد للتربة المتماسكة أو الطين زائد الاندماج جداً على النحو التالي. يأخذ عادة شكل منحنى مقياس الضغط لمثل هذه التربة الموضح في

شكل رقم (٥٨) ، ويتعلق الجزء المكسور في المنحنى إلى مقاومة الشد للتربة . تشير فعلاً المعادلة ٣١ إلى أن الزيادة في الإجهاد القطري $\Delta\sigma_{\pi}$ يساوي ويعاكس النقصان في الإجهاد المحيطي .

$$(128) \quad \Delta\sigma_{\pi} = -\Delta\sigma_{\theta\theta}$$

عندئذ تتغلب مقاومة الشد σ_t للتربة عندما يصل الإجهاد المحيطي إلى قيمة σ_t .
 $(\sigma_{\theta\theta} = \sigma_{OH} + \Delta\sigma_{\theta\theta})$

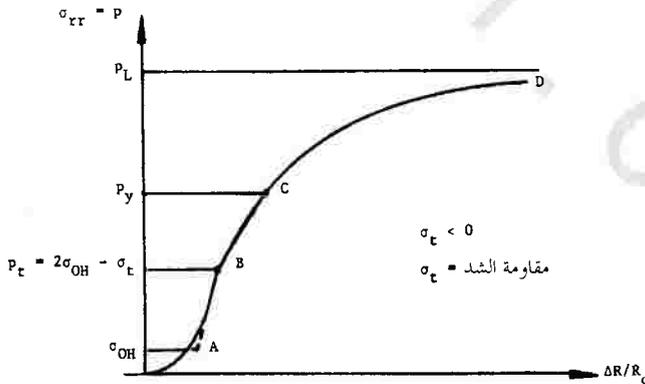
$$(129) \quad \Delta\sigma_{OH} + \Delta\sigma_{\theta\theta} = \sigma_t$$

$$(130) \quad \Delta\sigma_{OH} - \Delta\sigma_{\pi} = \sigma_t$$

أو

$$(131) \quad \Delta\sigma_{\pi} - 2\Delta\sigma_{OH} = -\sigma_t$$

نقول إن التربة ستتهار في الشد في الاتجاه المحيطي عندما تصل قيمة $2\sigma_{OH} - \sigma_t$ في الاتجاه القطري (مع ملاحظة أن σ_t بالسالب) ، وتتصرف التربة قبل هذا الضغط كأنها مادة مرنة في الضغط والشد معاً ، وبعد هذا الضغط فإن التربة تتصرف وكأنها مادة مرنة في الضغط مع انتشار التشققات قطرياً. هذا التغير في السلوك ملحوظ بتغير الميل خلال التمدد أثناء التجربة (شكل رقم ٥٨).



شكل رقم (٥٨). الحصول على قوة الشد من منحنى مقياس الضغط.

(٨,٥) ضغط الاندماج المسبق PRECONSOLIDATION PRESSURE

قورن ضغط الاندماج المسبق p_c للتربة في الاتجاه الأفقي مع p_i و p_y (شكل رقم ٥٨). فبرهن بعض الباحثين (Mori and Tajima, 1964; Lukas and Leclerc de Bussy, 1976) أن p_y هو p_c والبعض الآخر (Merritt et al., 1979) برهن على أن p_i هو p_c ، كما وجد بعضهم (Baguelin et al., 1978) أن p_c مختلف عن p_y . وبدون شك فإن التشوهات صغيرة للضغوط التي هي أقل من p_y بينما للضغوط التي هي أكبر من p_y فإن التشوهات أكبر بكثير . وبهذا الخصوص لا يوجد تناظر للسلوك بين ضغط الاندماج المسبق p_c وضغط الخضوع p_y وليس واضحاً ما إذا كان p_c هو p_y . ولكنه من الواضح أن p_y هو البداية الهامة للضغط المستخدم في تصميم الأساس .

(٨,٦) مقارنة مع نتائج اختبارات أخرى**COMPARISON WITH OTHER TEST RESULTS**

كونت قاعدة معلومات من بيانات اختبار مقياس الضغط للثقوب مسبقاً الحفر واختبارات أخرى (Briaud et al., 1985c) ، حيث جمعت بيانات مقياس الضغط من عام ١٩٧٨م إلى ١٩٨٥م من أبحاث مختلفة ومشاريع استشارية . ومقاييس الضغط المستخدمة هي : مقياس ضغط مينارد ، ومقياس ضغط تكسام ومقياس ضغط لطبقات الرصف ؛ حيث إن جميعها أجريت في ثقوب مسبقاً الحفر . وقد تم حفر ٨٢ ثقباً لمقياس الضغط في جنوب ، وجنوب غربي ، وغرب ووسط الولايات المتحدة لـ ٣٦ موقعاً رملياً و ٤٤ موقعاً طينياً وموقعين طمي ، وقد أعدت ثقوب أخرى بجوار ثقوب اختبار مقياس الضغط للحصول على بيانات لمقاومة القص غير المصرف S_u ، وزاوية الاحتكاك الفعال ϕ' ، وعدد الضربات N لتجربة الاحتراق المعياري ومقاومة رأس المخروط q_c ومقاومة الاحتكاك f_s . وقد تم تسجيل عند كل عمق في ثقب الحفر

كلاً من $N, \phi', p_L, E_r, E_o, f_s, q_c, S_u$ ، حيث بلغ مجموع البيانات المسجلة ٤٢٦. وشرحت البيانات بالتفصيل (Briaud et al., 1985c).

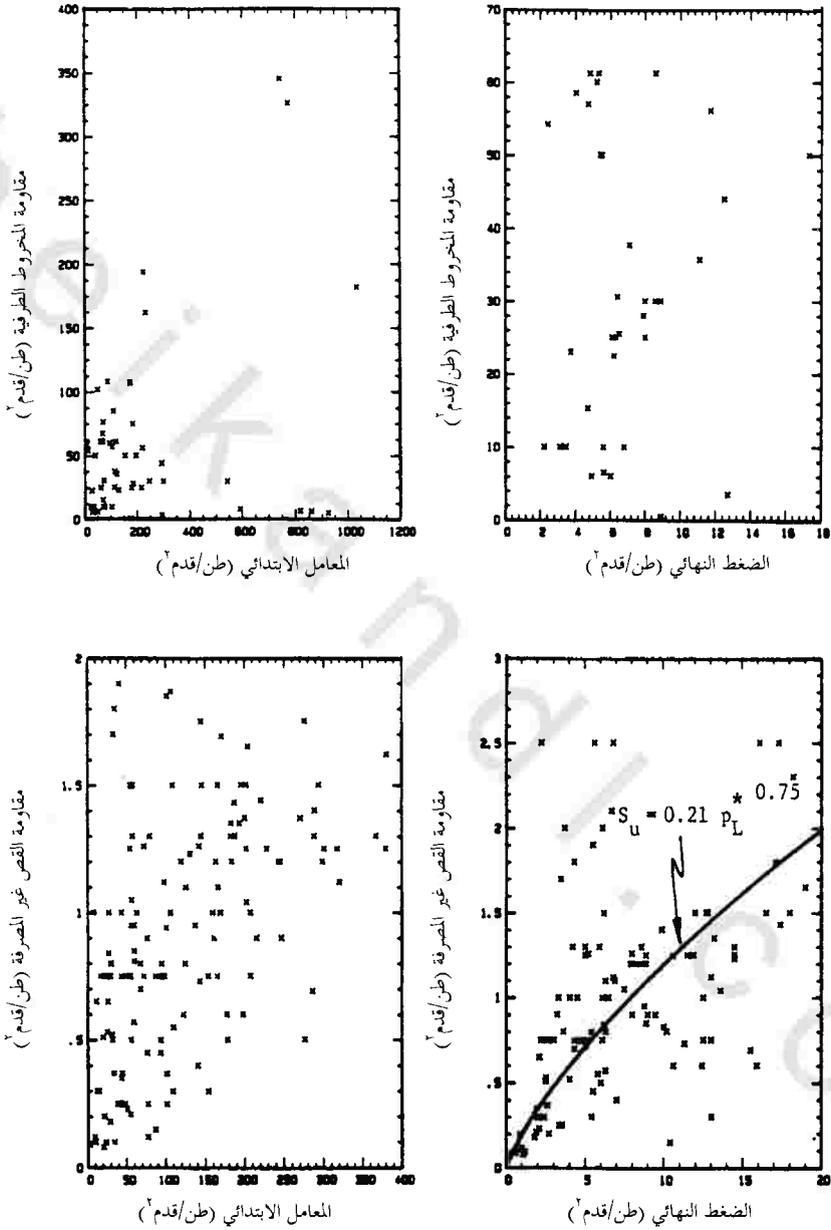
كانت مقاومة القص غير المصرفة للرواسب الطينية في الأقل ٩,٦ كيلو باسكال وفي الأعلى ٢٤٩٠ كيلو باسكال وبالمتوسط ١٥٠ كيلو باسكال ، أما للرواسب الرملية فقد كان عدد الضربات في الأقل ١ وفي الأكثر ١٠٠ وبالمتوسط ٤٣. وقد أجري أفضل توافق تراجعي لكامل قاعدة البيانات لمجموعة من أي متغيرين ، والنتائج مبينة في الجدولين رقمي (١٢ و ١٣) . كانت البعثة في الروابط كبيرة جداً كما هو موضح في الشكلين رقمي (٥٩ و ٦٠) مما يجعلها غير مفيدة في التصميم.

جدول رقم (١٢). نتائج العلاقات للرمل (العمود أ = الرقم في الجدول X الصف ب).

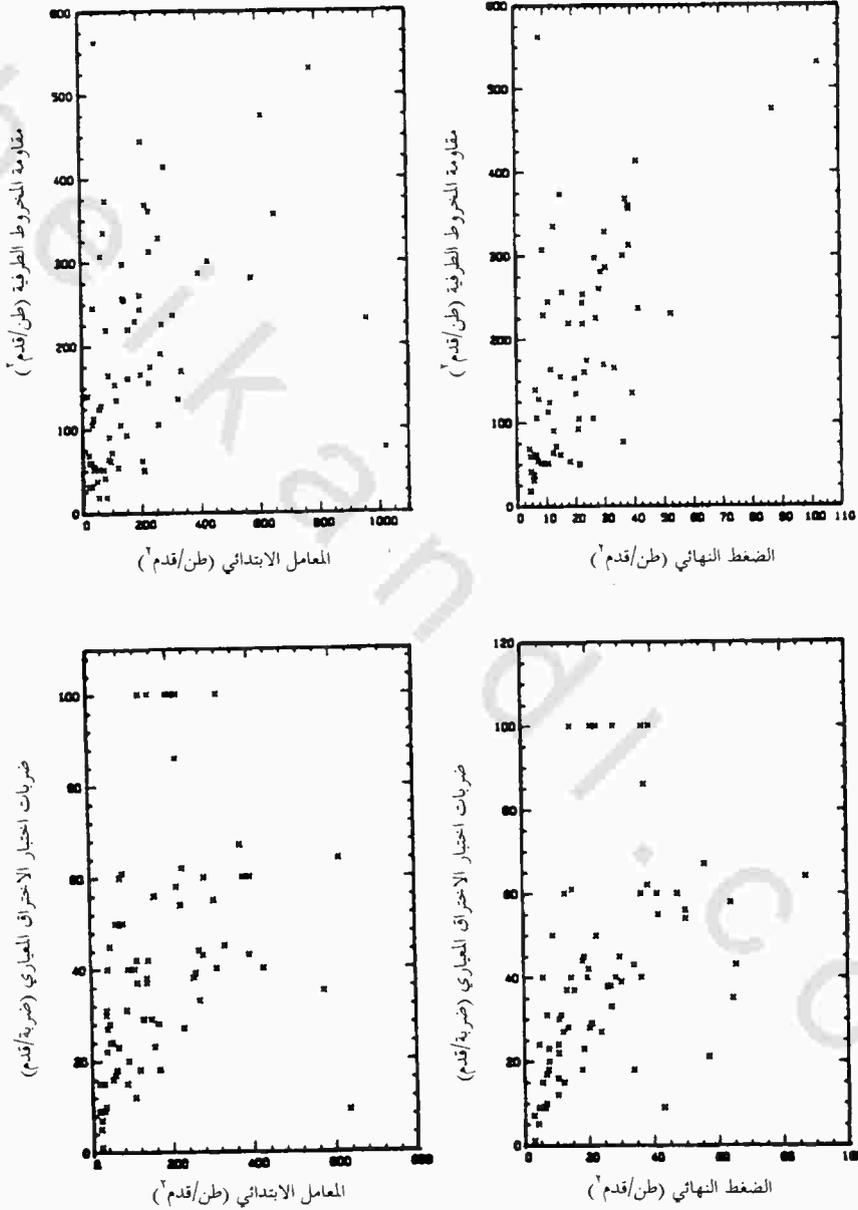
N	f_s	q_c	p_L^*	E_r	E_o	ب	أ
**	*	*	*	*	*	*	E_o
٣٨٣	٥٧,٥	١,١٥	٨	٠,١٢٥	١	*	E_r
٢١٧٤	٣١٢,٥	٦,٢٥	٦٤	١	٨	*	p_L^*
٤٧,٩	٥,٥	٠,١١	١	٠,٠١٥٦	٠,١٢٥	*	q_c
٤٧٩	٥٠	١	٩	٠,١٦	٠,٨٧	*	f_s
٩,٥٨	١	٠,٠٢	٠,١٨٢	٠,٠٠٣٢	٠,٠١٧٤	*	N
١	٠,١٠٤	٠,٠٠٢١	٠,٠٢١	٠,٠٠٠٤٦	٠,٠٠٢٦	**	

* كيلو باسكال ** ضربة/٣٠ سم

ملاحظة : ١٠٠ كيلو باسكال = ١.٠٤٤٢ طن/قدم^٢ ، ٣٠ سم = ١ قدم



شكل رقم (٥٩). أمثلة للعلاقات من قاعدة بيانات اختبار مقياس الضغط في تربة طينية.



شكل رقم (٦٠). أمثلة للعلاقات من قاعدة بيانات اختبار مقياس الضغط في تربة رملية.

جدول رقم (١٣). نتائج العلاقات للطين (العمود أ = الرقم في الجدول X الصف ب).

أ	ب	E_o	E_R	p_L^*	q_c	f_s	S_u
E_o		١	٠,٢٧٨	١٤	٢,٥	٥٦	١٠٠
E_R		٣,٦	١	٥٠	١٣	٢٦٠	٣٠٠
p_L^*		٠,٠٧١	٠,٠٢	١	٠,٢	٤	٧,٥
q_c		٠,٤٠	٠,٠٧٧	٥	١	٢٠	٢٧
f_s		٠,٠٧٩	٠,٠٠٣٨	٠,٢٥	٠,٠٥	١	١,٦
S_u		٠,٠١٠	٠,٠٠٣٣	٠,١٣٣	٠,٠٣٧	٠,٦٢٥	١

إن أهمية قاعدة البيانات هي إعطاء فكرة نسبية عن قيمة متغيرات مقياس

الضغط. ومن هذه العلاقات :

للتربة الطينية :

$$(١٣٢) \quad p_L = 7.5 S_u$$

$$(١٣٣) \quad p_L = 0.2 q_c$$

$$(١٣٤) \quad p_L = 0.071 E_o$$

$$(١٣٥) \quad E_o = 0.100 S_u$$

$$(١٣٦) \quad E_o = 2.5 q_c$$

$$(١٣٧) \quad E_o = 0.278 E_R$$

للتربة الرملية :

$$، p_L (\text{طن/قدم}^2) = 0.5 N (\text{ضربة/} ٣٠ \text{سم})$$

$$(١٣٨) \quad p_L (\text{كيلو باسكال}) = 47.9 N (\text{ضربة/} ٣٠ \text{سم})$$

$$(١٣٩) \quad p_L = 0.11 q_c$$

$$(١٤٠) \quad p_L = 0.125 E_o$$

$$، E_o (\text{طن/قدم}^2) = 4 N (\text{ضربة/} 30 \text{ سم})$$

$$(141) \quad E_o (\text{كيلو باسكال}) = 383 N (\text{ضربة/} 30 \text{ سم})$$

$$(142) \quad E_o = 1.15 q_c$$

$$(143) \quad E_o = 0.125 E_R$$

تشير المعادلة ١٣٢ إلى أن الضغط النهائي لمقياس الضغط أكبر قليلاً من ضغط التحمل الأقصى للقاعدة الضحلة وأصغر قليلاً من ضغط التحمل الأقصى تحت الطرف السفلي للخازوق ، وتعطي المعادلة ١٣٥ فكرة عن قيمة معامل مقياس الضغط للثقوب المسبقة الحفر ، حيث تشير بعثرة البيانات في شكل رقم (٥٩) أن الحصول على معامل المرونة من مقاومة القص غير المصروفة غير موثوق به. وتبين المقارنة بين المعادلتين ١٣٤ و ١٤٠ أن نسبة الصلادة إلى المقاومة أعلى بكثير للطين من الرمل ، وأن النسبة E_o / p_L^* تستخدم كدليل لتصنيف التربة (البند ٧, ٧). كما تبين المقارنة بين المعادلتين ١٣٧ و ١٤٣ أن نسبة معامل إعادة التحميل إلى أول تحميل أعلى بكثير للرمل من الطين ، وأن النسبة E_R / E_o تستخدم كدليل لتصنيف التربة (البند ٧, ٧). ويمكن مقارنة المعادلة ١٤٢ مع العلاقة المقترحة من (Schmertmann, 1978) لحساب الهبوط للقواعد المستمرة على الرمل باستخدام نظرية المرونة :

$$(144) \quad E = 2.5 \text{ to } 3.5 q_c$$

هذا يشير إلى أن معامل مقياس الضغط E_o أقل بمرتين أو ثلاث مرات عند استخدامه في معادلة الهبوط المرن في الرمل (البند ٩, ١٤).

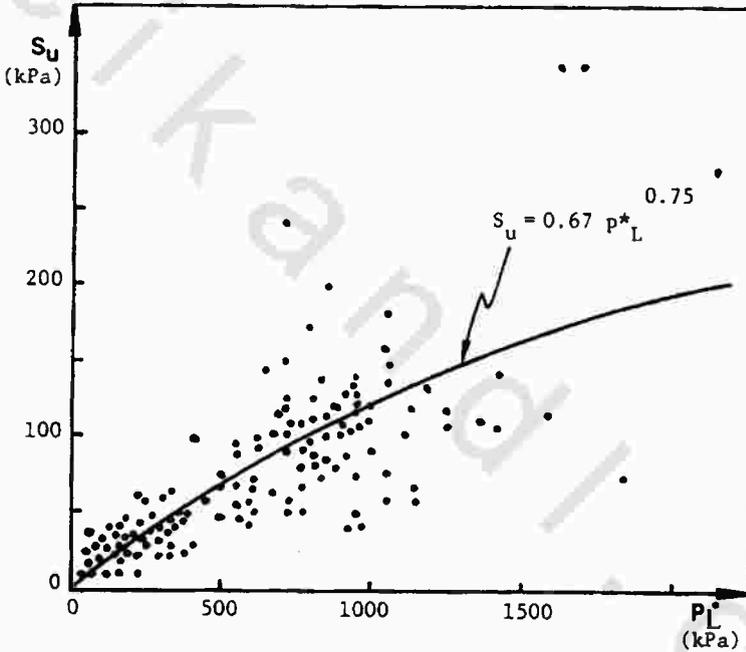
تمت عدة مقارنات أخرى ، قارن ميرت (Merritt et al., 1979) قيمة K_o من اختبارات مقياس الضغط مع K_o من تجارب الأدمتر ومع علاقة لاد (Ladd et al., 1977) لموقع في هيوستن. ومع وجود بعض التشتت إلا أن جميع قيم K_o كانت معقولة ومتوازنة بشكل عام. وقارن جان وبريود (Gan and Briard, 1987) قيمة K_o من مقياس الضغط للثقوب مسبقة الحفر وذاتي الحفر لثلاثة مواقع لتربة طينية صلبة وتربة رملية متوسطة الكثافة إلى مفككة وأوضحت النتائج توافقاً جيداً.

قارن أيضاً كل من دافد سن وبريز (Davidson and Perez, 1980) معاملات

مقياس الضغط للثقوب مسبقة الحفر (PBPM) مع التي تم الحصول عليها من اختبارات مقياس الضغط ذاتي الحفر (SBPM) وكذلك مع تجارب الضغط الثلاثي المحور (UU) لتربة سياتل الطينية الصلبة. ومن بعض استنتاجاتهم ما يلي : أن معاملات E_0 PBPM أقل من معاملات SBPM، وكذلك قيم معاملات المماس الابتدائي لتجارب الضغط الثلاثي المحور UU أقل من معاملات PBPM، وأن معاملات إنزال التحميل-إعادة التحميل لاختبارات PBPM E_R مماثلة لمعاملات SBPM وقد أشار بوجلين (Baguelin et al., 1978) إلى هذه النتيجة أيضاً. وقارن كل من شيلدز وبور (Shields and Bauer, 1975) معاملات PBPM E_0 مع معاملات التجارب العملية وتجارب اللوح في تربة طينية حساسة، ومن بعض استنتاجاتهم ما يلي : إن معاملات E_0 PBPM ومعاملات تجارب الضغط الثلاثي المحور UU متماثلة وأصغر بمرتين من معاملات اللوح. وقد وجد قرينلاندر (Greenland, 1964) أن قيمة E_0 متقاربة جداً مع معامل اللوح في الطين الرقائق الصلبة. أما تافيناس وآخرون (Tavenas et al., 1975) فقد وجدوا أن معامل PBPM E_0 للتربة الطينية الحساسة أقل بكثير جداً من المعامل المقاس على عينات إعادة التصلب الثلاثي المحور. من ناحية أخرى وجد برجس وانتشتاين (Burgess and Eisenstein, 1975) أن قيمة معامل PBPM E_0 كانت تقريباً ضعف معامل تجارب الضغط الثلاثي المحور المتصلبة وغير المصروفة. وجد بريود وشيلدز (Briaud and Shields, 1981b) توافقاً جيداً بين معامل إعادة التحميل لـ PBPM ومعامل اللوح، حيث كان معامل اللوح هو المعامل القصي عند انحراف ١٢,٥ ملم للوح، وتم الحصول على معامل إعادة التحميل لـ PBPM من دورة إنزال التحميل إعادة التحميل، كما تم وضعه في المعادلة ٩١ والشكل رقم (٤١) ماعداً أن أسفل الدورة كان قريباً من الصفر. وجد بريود (Briaud et al., 1987) توافقاً جيداً بين الانحرافات المتوقعة باستخدام المعامل المناسب لـ PBPM والانحرافات المقاسة بمقياس الانحراف للأوزان الساقطة (Smith and Lytton, 1985)، حيث كانت الانحرافات صغيرة جداً (أجزاء من المائة من المليمتر) واختيرت معاملات PBPM عند المستوى الصحيح

من الانفعال (البند ٧،١٢) والإجهاد (البند ٧،١٣) للحصول على التوقع المناسب للانحرافات.

يعرض بوجلين (Baguelin et al., 1978) مقارنة واسعة لمقاومة القص غير المصرفة S_u و p_L^* . وتبين الرسمه (شكل رقم ٦١) أن النسبة p_L^*/S_u تتغير من ٥,٥ تقريباً للتربة الطينية التي لها قيم S_u أقل من ٥٠ كيلو باسكال إلى ١٠ للتربة الطينية التي لها قيم S_u تساوي تقريباً ١٥٠ كيلو باسكال، وهذا يوحي بعلاقة غير خطية بين S_u و p_L^* .



شكل رقم (٦١). العلاقة بين S_u , p_L (after Baguelin et al., 1978).

ويؤدي تراجع لوغاريتمي الحدين، كما هو في شكل رقم (٦١) إلى:

$$(١٤٥) \quad S_u = 0.67 p_L^{*0.75}$$

حيث إن وحدات S_u و p_L^* بالكيلو باسكال، أو:

$$(١٤٦) \quad S_u = 0.21 p_L^{*0.75}$$

حيث إن وحدات S_u و p_L^* هي طن/قدم^٢.

تلائم المعادلة ١٤٦ أيضاً شكل رقم (٥٩) لقاعدة البيانات التي أعدها بريود (Briaud et al., 1985c). وقد ذكر بوجلين (Baguelin et al., 1978) الأسباب التي تؤدي إلى بعثرة البيانات كالتالي: اختلاف اضطراب العينة بين التربة اللينة والصلبة، والتقدير الخاطئ، σ_{OH} ، وعدم تجانس التربة، وحساسية التربة الطينية، ونسبة الطول إلى القطر للأنبوب الأسطواني لمقياس الضغط، وتباين الخواص، وخلخلة الحفر وإعادة التحميل. وقارن آخرون S_u و p_L^* وهم

Cassan (1972), Komornik et al. (1970), Meigh and Greenland (1965), Higgins (1969), Amar and Jezequel (1972), Lukas and Le Clerc de Bussy (1976), Roy et al. (1975).

توجد بعض المقارنات بين زاوية الاحتكاك ϕ' المقاسة في المعمل والتي تم الحصول عليها من نتائج اختبار مقياس الضغط للثقوب مسبقه الحفر، ومنها المقارنة التي قام بها لاير (Lair, 1973) وونتر ودرجيز (Winter and Rodriguez, 1975) وتشير هذه المقارنات إلى توقعات غير دقيقة جداً بناء على الشكل رقم (٥٦).