

Anisotropic/isotropic undrained strength ratio of normally consolidated clays*

A. FEDERICO**

ABSTRACT: A laboratory determination of the «in situ» or k_0 -undrained compression strength of normally consolidated clays requires clay specimens to be anisotropically reconsolidated under conditions of zero lateral strain to their assumed in situ stresses before shear to failure. However, since the relevant test, i.e. the k_0 -consolidated undrained compression (Ck₀UC) triaxial test is a difficult and time-consuming one, it is routine practice to use the simpler consolidated isotropic undrained compression (CIUC) triaxial test, empirically assuming that the strengths thus evaluated coincide in the two tests.

This paper describes an analytical simplification, derived from Critical State Soil Mechanics, which – still without resorting to a Ck₀UC test – allows a more rational determination to be made of the k_0 – undrained compression shear strength and thence of the normalized ratio c_{ij}/σ'_{vo} and which is reasonably accurate for practical purposes. The proposed procedure requires only two parameters, namely Skempton's pore pressure coefficient $A_{f,i}$ and the friction angle Φ' , both obtainable from a single CIUC test.

1. Introduction

The laboratory evaluation of the «in situ» or k_0 -undrained compression strength of normally consolidated clays requires the clays samples, before triaxial shear to failure, to be k_0 -reconsolidated to replicate the proper in situ stress state. Because this kind of consolidation is difficult and time-consuming unless special automatic controls are available, the routine practice – at least for preliminary geotechnical studies or for ordinary jobs – is to reconsolidate isotropically ($k_c = 1$) the soil samples using, generally, an effective confining pressure equal to the estimated in situ effective vertical stress. The basic assumption is that the strength determined in this way is the same as the k_0 -strength. In reality, the deviation of in situ stresses from the isotropic condition is fairly pronounced in normally consolidated clays, especially if these are of low plasticity; moreover, the preshear physical state of clay samples subjected to this technique results from a «hybrid» addition of a laboratory isotropic reconsolidation – which does not comply with the zero lateral strain condition – to a k_0 natural consolidation. Obviously, the behaviour of such samples is not the same as that of the k_0 reconsolidated ones, as a result of a partial modification of the original anisotropic fabric (i.e. the preferred subhorizontal orientation of clay particles due to in situ consolidation) and [LADD, 1965 and 1971] of the different stress path to failure; and this difference – the effect of isotropic versus k_0 consolidation being generally reflected by a radically altered stress-strain curve –

must be accounted for when the results are used for predicting soil behaviour.

However, if we limit ourselves to the objective of the k_0 -undrained shear strength in triaxial compression, the ease and practical convenience of the isotropically consolidated undrained compression (CIUC) tests and the fact that the angle of shearing resistance is less significantly affected by the method of consolidation suggest investigating the possibility of obtaining a reasonable and more rational estimate of this strength on the basis of CIUC test results.

The subject has been dealt with by MAYNE [1985] and by SIVAKUGAN *et al.* [1988] who showed, through a statistical approach and through two analytical procedures respectively, how to account, for practical purposes, for the effects of the initial natural anisotropic stress state on the undrained shear strength of normally consolidated cohesive soils.

This paper takes the work of these authors as its starting point and shows how one of the two procedures that they indicate – based on the Cam-clay model – may be notably simplified at the conceptual and operational levels.

2. Estimate of the Ck₀UC strength from a single CIUC test on the same soil

Reviewing statistically many published experimental friction angle values – based on the maximum deviator stress $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ – of normally consolidated clays from both CIUC and CAUC (anisotropically consolidated undrained compression) or Ck₀UC (k_0 -consolidated undrained compression) triaxial tests, MAYNE [1985] showed that the effective strength of a clay is generally little affected by preshear stress anisotropy, i.e.

* This study has been supported by CNR - Contratto n. 88.00.954.42, Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche, Pubb. n. 194.

** Prof. Ing. Antonio FEDERICO - Straordinario di Geologia Applicata, Dipartimento di Scienze della Terra, Università di Perugia.

$$\Phi'_{CAUC} \text{ (or } Ck_0UC) = 0.97 \Phi'_{CIUC}$$

Therefore neglecting, for practical purposes, the small differences in Φ' between isotropic and k_0 -consolidated triaxial compression tests, reference will be made only to the effective stress friction angle Φ' from CIUC tests on normally consolidated clays (for which $c' = 0$).

The undrained shear strength of these clays is defined at the maximum principal stress difference and will be used here through its normalized (dimensionless) value c_u/σ'_{v_0} , the normalizing stress being the effective vertical stress. This type of normalization which, to the writer's knowledge, was first used by SKEMPTON [1948] in his well-known empirical correlation with plasticity index for normally consolidated clays, is convenient for showing how strength increases with depth and also for comparing anisotropic/isotropic data.

The anisotropic/isotropic normalized undrained strength ratio $(c_u/\sigma'_{v_0})_{Ck_0UC} / (c_u/\sigma'_{v_0})_{CIUC}$ will be simply referred, according to SIVAKUGAN *et al.* [1988], as the strength ratio.

2.1. Expressions of the strength ratio

Using SKEMPTON's [1954] pore pressure equation, SIVAKUGAN *et al.* [1988] obtained the same expression, in terms of effective stresses, for the normalized undrained strength for k_0 -normally consolidated clays pre-

viously given by SKEMPTON and BISHOP [1954] (really, these latter Authors assumed the independence of the pore pressure coefficient A at failure (A_f), as well as of the effective friction angle Φ' , of k_c , where $k_c = \sigma'_3/\sigma'_1$); moreover, invoking the Jaky's empirical expression (more correctly, the most widely used approximation of the JAKY's [1944] original theoretical relationship) for the coefficient of earth pressure at rest for normally consolidated soils, i.e.

$$k_0 = 1 - \sin \Phi' \quad 1)$$

SIVAKUGAN *et al.* [1988] showed that:

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{Ck_0UC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{CIUC}} = \frac{k_0 + 2(1 - k_0) A_{f,i}}{k_0 + 2(1 - k_0) A_{f,k_0}} \quad 2)$$

$$\bullet \left[A_{f,k_0}(1 - k_0) + k_0 \right] = f(\Phi', A_{f,i}, A_{f,k_0})$$

where

$A_{f,i}$ = Skempton's pore pressure coefficient at failure for the CIUC test and

A_{f,k_0} = Skempton's pore pressure coefficient at failure for the Ck_0UC test.

TABLE 1
Experimental and Predicted Strength Ratios (after SIVAKUGAN *et al.*, (1988), modified)
Rapporti di resistenza misurati e calcolati (da SIVAKUGAN *et al.* (1988), modificato)

SOIL	W _L %	I _p %	K ₀	A _{f,i}	A _{f,k₀}	Φ' (°)		λ̄ (eq.11)	STRENGTH RATIO				REFERENCE
						CIUC	Ck ₀ UC		Experimental	Predicted (eq.2)	Predicted (eq. 8')	Predicted (eq. 7')	
Remolded Boston blue clay	33	15	0.54	1.10	1.10	27.5	26.5	0.88	1.10	1.16	0.91	0.91	Ladd (1965)
Remolded Weald clay	46	24	0.61	0.92	1.80	26.0	26.0	0.68	0.84	0.87	0.87	0.87	Skempton and Sowa (1963)
Remolded Vicksburg Buckshot clay	63	39	0.54	1.05	1.05	24.0	23.5	0.74	1.00	1.02	0.91	0.94	Ladd (1965)
Undisturbed Kawasaki clays I and II	80*	38*	0.52	0.80	0.50	37.0	33.0	0.77	0.93	0.98	0.80	0.79	Ladd (1965)
Undisturbed Brobekkveien Oslo clay	39	18	0.47	0.85	0.75	30.5	27.0	0.81	0.91	0.69	0.87	0.87	Simons (1960)
Undisturbed Skabo clay	52	29	0.47	1.05	0.75	30.0	26.5	0.90	1.00	1.09	0.90	0.91	Landva (1962)
Hokkaido silt 1	52	21	0.45	0.84	0.58	37.2	35.1	0.82	0.95	0.97	0.81	0.80	Mitachi and Kitago (1976)
Hokkaido silt 2	51	21	0.45	1.03	2.00	35.1	34.9	0.99	0.94	0.93	0.88	0.87	Mitachi and Kitago (1976)
Hokkaido clay	72	32	0.47	0.82	1.03	36.1	34.0	0.78	0.88	0.87	0.81	0.80	Mitachi and Kitago (1976)
Spestone Kaolinite	32	11	0.64	1.55	3.60	22.6	20.8	1.05**	0.95	1.05	1.00	0.98	Parry and Nadarajah (1974)
Kawasaki M - 10	28	11	0.42	0.61	0.31	39.2	39.3	0.53	0.68	0.87	0.71	0.72	Nakase and Kamei (1983)
Kawasaki M - 15	35	15	0.40	0.65	0.39	38.7	40.1	0.59	0.74	0.86	0.73	0.73	Nakase and Kamei (1983)
Kawasaki M - 20	43	19	0.41	0.71	0.44	40.6	40.1	0.70	0.78	0.90	0.75	0.75	Nakase and Kamei (1983)
Kawasaki clay	55	29	0.41	0.72	0.48	40.8	41.0	0.72	0.80	0.89	0.75	0.75	Nakase and Kamei (1983)
Whitefish Falls	61*	38*	0.48*	1.03*	0.68*	27.0*	26.0*	0.80	1.06	1.09	0.90	0.93	De Lory and Salvas (1969)
Wallaceburg	42*	21*	0.51*	0.70*	0.44*	23.0*	25.0*	0.41	0.97	0.92	0.84	0.83	De Lory and Salvas (1969)
Marine clay (New Jersey)	73 ± 10	43 ± 7	0.51	1.08	1.25	34.0	29.0	1.02**	0.94	1.01	0.89	0.86	Koutsoftas and Ladd (1985)
Vicksburg Buckshot clay	57	36	0.50	0.88	0.41	26.7	24.9	0.66	0.96	1.07	0.86	0.87	Donaghe and Townsend (1978)
EABPL clay (Louisiana)	79	53	0.64	0.92	0.60	21.7	20.2	0.58	0.98	1.04	0.89	0.89	Donaghe and Townsend (1978)

* average result

** λ̄ = 1 has been assumed in eqs. 7') and 8').

Based on the modified Cam-clay model and adopting the above mentioned approximation of Jaky (eq. 1), WROTH [1984] showed that the expression of the normalized k_0 -undrained strength (from triaxial compression) of normally consolidated clays is:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{ck_0UC} = \frac{\sin \Phi'}{2a} \left(\frac{1+a^2}{2}\right)^{\Lambda} \quad 3)$$

where

$$a = \frac{(3 - \sin \Phi')}{2(3 - 2 \sin \Phi')}$$

$$\Lambda = \frac{\lambda - \alpha}{\lambda} = \frac{C_c - C_s}{C_c} = \text{plastic volumetric strain ratio}$$

λ = gradient of isotropic normal consolidation line = $0,434 C_c$

α = gradient of swelling lines $\approx 0.434 C_s$ and C_c and C_s = the compressibility and swelling indices.

The parameter Λ , which is called also «irreversibility ratio» [OHTA and NISHIHARA, 1985], indicates the proportion of the irreversible volume change to the total volume change in the process of isotropic consolidation and also, to a close approximation [ATKINSON and BRANSBY, 1978], in that of k_0 -consolidation. By definition, Λ ranges from 0 to 1.0, the value of 1.0 implying a perfectly plastic soil ($C_s/C_c=0$) and 0 a perfectly elastic soil ($C_s/C_c=1$).

Without the substitution $k_0 = 1 - \sin \Phi'$ (eq. 1), the Cam-clay model based expression of the normalized k_0 -undrained strength is [FEDERICO, 1985 and 1986].

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{ck_0UC} = \frac{(1+2k_0)}{3} \frac{M}{2} \left(\frac{\eta^2 + M^2}{2M^2}\right)^{\Lambda} \quad 4)$$

where

$$\eta = 3(1 - k_0) / (1 + 2k_0)$$

and

$$M = 6 \sin \Phi' / (3 - \sin \Phi')$$

For preshear isotropic consolidation conditions ($k_0 = 1$), eq. 4) reduces to [WROTH, 1984]

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{CIUC} = \frac{M}{2} \left(\frac{1}{2}\right)^{\Lambda} \quad 5)$$

Equations 4) e 5) can also be obtained from the general equation of the normalized undrained strength derived by the present author [1985 and 1986], i.e.

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} = \text{OCR}(1 + 2k_{0NC}) \frac{M}{6} \left(\frac{\eta_{NC}^2 + M^2}{2M^2}\right)^{\Lambda} \cdot \left(\frac{1}{\text{OCR}} \frac{1 + 2k_{0OC}}{1 + 2k_{0NC}}\right)^{1-\Lambda} \quad 6)$$

In fact, if normal consolidation conditions (i.e. OCR = 1) are considered, by putting $k_{0NC} = k_{0OC} = k_0$ and $k_{0NC} = k_{0OC} = 1$ respectively in eq.6), one obtains equations 4) and 5).

The ratio of equation 4) to equation 5) is

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{ck_0UC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{CIUC}} = \frac{(1+2k_0)}{3} \left(\frac{\eta^2 + M^2}{M^2}\right)^{\Lambda} = \quad 7)$$

$$= f(\Phi', k_0, C_c, C_s)$$

whereas the ratio of eq. 3) (where $k_0 = 1 = \sin \Phi'$ is embodied) to eq 5) is [SIVAKUGAN *et al.*, 1988]

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{ck_0UC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{CIUC}} = \frac{(3 - 2 \sin \Phi')}{3} \left(1 + a^2\right)^{\Lambda} = \quad 8)$$

$$= f(\Phi', C_c, C_s)$$

2.2. Simplification of eqs 7) and 8) from the alternative determination of the parameter Λ

Again basing himself on the modified Cam-clay model, WROTH [1984] also derived the expression for Skempton's pore pressure coefficient A - assumed constant throughout shear - for clays tested in triaxial compression after isotropic consolidation, viz.

$$A_{f,i} = \frac{1}{M} \left[\left(\frac{R}{2}\right)^{-\Lambda} + \frac{M}{3} - 1 \right] \quad 9)$$

where

$$R \equiv \text{OCR} = \text{overconsolidation ratio}$$

For isotropically normally consolidated ($R = 1$) clays, eq. 9) becomes

$$A_{f,i} = \frac{1}{M} \left(2^{\Lambda} + \frac{M}{3} - 1 \right) \quad 9')$$

This same expression can also be obtained [FEDERICO, 1989] by equating the expressions - for an isotropically normally consolidated clay tested in triaxial compression - for the normalized undrained strength (c_u/σ'_{v_0}) given by SKEMPTON and BISHOP [1954] and by WROTH [1984] (eq. 5), i.e.

$$\frac{\sin \Phi'}{[1 - (1 - 2A_{f,i}) \sin \Phi']} = \frac{M}{2} \left(\frac{1}{2} \right)^{\Lambda} \quad (10)$$

Equation 9') is very useful in that, as suggested by present author (1985 and 1989) and by SIVAKUGAN and HOLTZ [1986], it allows a formal definition of the parameter Λ - constant and independent of OCR - as a function of the independent variables $A_{f,i}$ and Φ' (or M), both obtainable from a single CIUC test. This alternative determination of Λ avoids time-consuming consolidation and swelling tests and the uncertainties deriving from the non-linearity of the swelling lines.

To distinguish the parameter thus derived from that determined in the usual way (i.e. according to its definition $\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda = (C_c - C_s) / C_c$), the notation $\bar{\Lambda}$ will be used hereafter, viz.

$$\bar{\Lambda} = 1.443 \ln \left(A_{f,i} M - \frac{M}{3} + 1 \right) = f(A_{f,i}, \Phi') \quad (11)$$

Fig. 1 gives $\bar{\Lambda}$ as a function of Φ' for several values of the pore pressure coefficient $A_{f,i}$. All the curves converge at the coordinate point $\Phi' = 0, \bar{\Lambda} = 0$; moreover, the abscissa coincides with the curve $A_{f,i} = 1/3$.

As a comparison, the dotted line represents the empirical equation

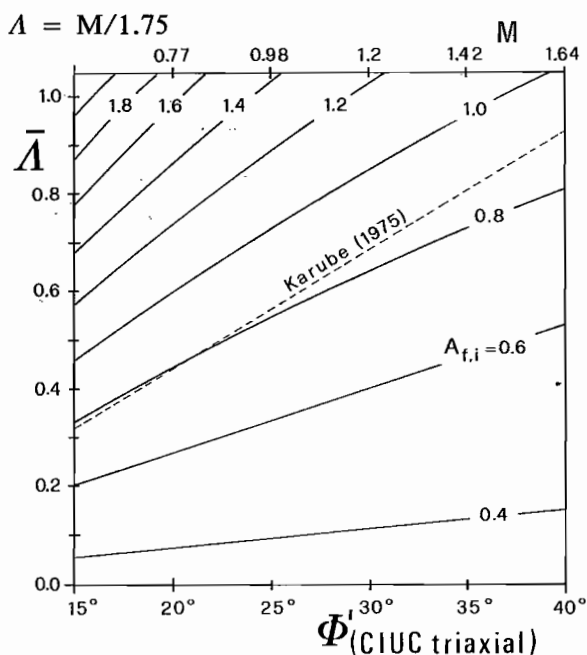


Fig. 1 - Variation of $\bar{\Lambda}$ (Eq. 11) with Φ' for different values of $A_{f,i}$.
Fig. 1 - *Variazione di $\bar{\Lambda}$ (Eq. 11) in funzione di Φ' per differenti valori di $A_{f,i}$.*

proposed by KARUBE [1975, apud OHTA and NISHIHARA, 1985]; however, as shown by SIVAKUGAN and HOLTZ [1986], the above equation often underestimates Λ , at times even by 50%, and should thus be used with caution.

Few data are reported in the literature in terms of sets of parameters ($\lambda, \kappa, \Phi', A_{f,i}$) or ($C_c, C_s, \Phi', A_{f,i}$); some of these have been collected [FEDERICO, 1989] to show the comparison between the canonical $\Lambda = (\lambda - \kappa) / \lambda = (C_c - C_s) / C_c$ and the proposed $\bar{\Lambda} = f(A_{f,i}, \Phi')$ and, although limited, they convalidate, from the practical point of view too, the indirect and more immediate determination of the plastic volumetric strain ratio.

When using $\bar{\Lambda}$ (eq. 11), equations 7) and 8) and their functional expressions become:

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{\text{CK}_0\text{UC}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{\text{CIUC}}} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} \left(\frac{\eta^2 + M^2}{M^2} \right)^{\bar{\Lambda}} = \quad (7')$$

$$= f(\Phi', A_{f,i}, k_0)$$

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{\text{CK}_0\text{UC}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{\text{CIUC}}} = \frac{(3 - 2\sin \Phi')}{3} \left(1 + a^2 \right)^{\bar{\Lambda}} = \quad (8')$$

$$= f(\Phi', A_{f,i})$$

Fig. 2 shows the variation of the strength ratio (eq. 8') with the friction angle Φ' as a function of the

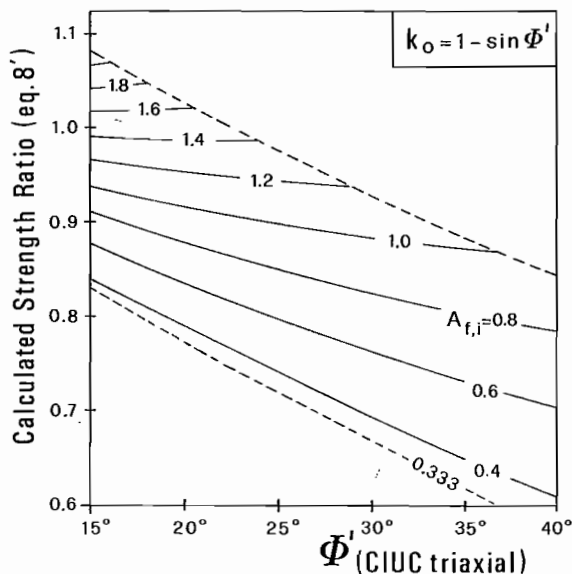


Fig. 2 - Variation of the Calculated Strength Ratio (Eq. 8') with Φ' for different values of $A_{f,i}$.

Fig. 2 - *Rapporto di resistenza calcolato (eq. 8') in funzione di Φ' per differenti valori di $A_{f,i}$.*

parameter $A_{f,i}$. The dotted lines, being the loci of the theoretical upper and lower limits of $\bar{\Lambda}$, delimit the band of the possible values of the predicted strength ratio; these, as can be seen, are always < 1 , provided that $\Phi' > 22.5^\circ$. This Figure is somewhat similar to the analogous Fig. 2 of SIVAKUGAN *et al.* [1988], where Λ is used.

If the k_0 -values are known or assumed, the relevant equation of the strength ratio is eq. 7'). Fig. 3 gives, for k_0 -values of 0.4, 0.5 and 0.6 the strength ratio as a function of Φ' for different values of the coefficient $A_{f,i}$.

3. Comparison with published results and comments

Table 1 contains published experimental data for 19 different soils, along with the calculated values

of strength ratio using eqs 2), 7') and 8'); as regards its experimental data, the table is that assembled by SIVAKUGAN *et al.* [1988] excepts that:

- i) three soils (namely Nos. 10, 12, 19 of their Table) were not considered because their friction angles (Φ'_{CIUC} and Φ'_{Ck_0UC}) were obtained from the SKEMPTON and BISHOP [1954] equation for the normalized undrained strength.
- ii) the plasticity characteristics and the $\bar{\Lambda}$ values were added.

Fig. 4 shows a comparison of the experimental strength ratio data with those predicted using eq. 2) (Fig. 4a), eq. 8') (Fig. 4b) and eq. 7') (Fig. 4c).

As can be seen, the results are very similar if equations 7') and 8') are used. Thus hereafter only equation 8') will be considered and compared to eq. 2) since, in both, the approximation $k_0 = 1 - \sin \Phi'$ has been used. As an alternative to this last equation,

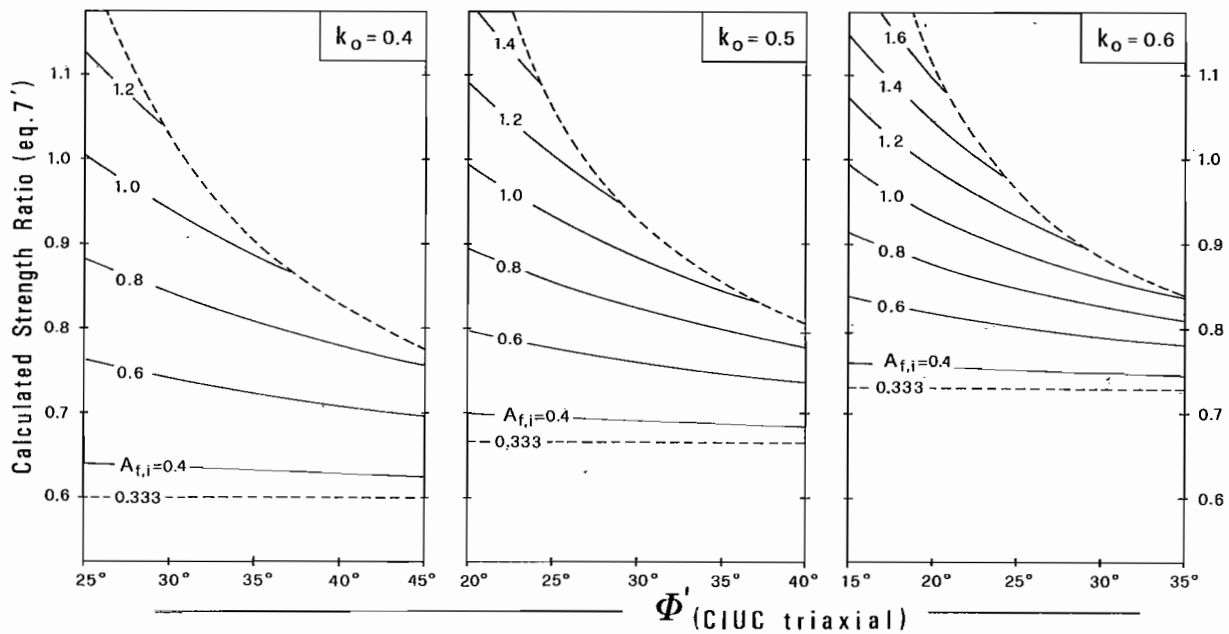


Fig. 3 - Variation of the Calculated Strength Ratio (Eq. 7') with Φ' for different values of $A_{f,i}$ and for k_0 -values of 0.4, 0.5 and 0.6.
Fig. 3 - Rapporto di resistenza calcolato (Eq. 7') in funzione di Φ' per differenti valori di $A_{f,i}$ e per valori di K_0 pari a 0.4, 0.5 e 0.6.

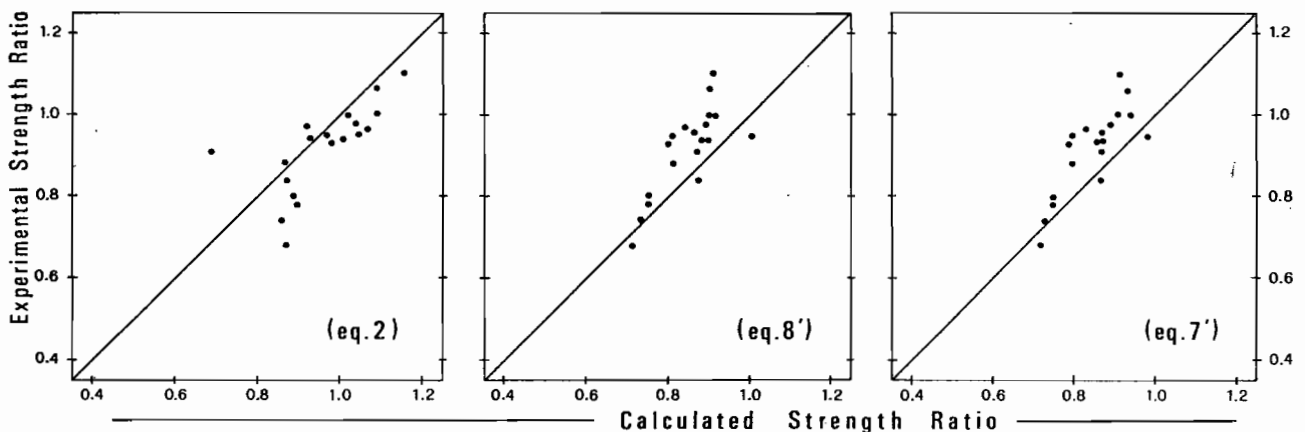


Fig. 4 - Experimental versus Calculated Strength Ratio (Eq. 2, Fig. 4a; Eq. 8', Fig. 4b; Eq. 7', Fig. 4c).
Fig. 4 - Correlazione tra i rapporti di resistenza sperimentale e calcolato (Eq. 2, Fig. 4a; Eq. 8', Fig. 4b; Eq. 7', Fig. 4c)

the little known equation of YAMAGUCHI [1972, apud MITACHI and KITAGO, 1976], i.e.

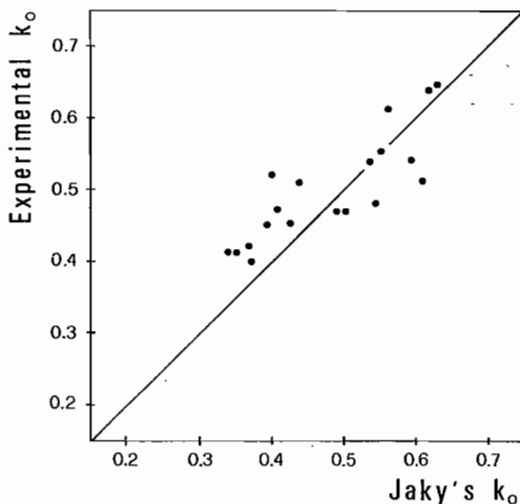
$$k_o = \frac{1 - 0.404 \tan \Phi'}{1 + \sin \Phi'} \quad (12)$$

could be used in eqs. 2) and 8'), with the result of a possible small improvement – to judge from Fig. 5 where the data of Table 1 have been used – in the prediction of the strength ratio.

The capability of eqs. 2) and 8') to reproduce experimental data has been tested – somewhat approximately and in any case just to have a numerical indication – in terms of the standard error of estimate, using this quantity as a measure of the scatter of the predicted values about the bisector: in both cases the standard error turned out to be essentially the same (0.095). Further on, again as a first approximation, the «agreement factor R'» (as defined by HAMILTON [1985] and assuming unit weights for experimental data) was calculated and turned out to be 0.083 and 0.089 for eqs. 2) and 8') respectively. Therefore, from a formal point of view, the predictive accuracy of both equations is about the same.

However an examination of Fig. 4 and Table 1, shows that:

- the average experimental value of the strength ratio is 0.92, while the average values predicted by eq. 2) and by eq. 8') are 0.96 and 0.85, respectively; thus the predicted values of the strength ratio using eq. 2) are generally greater than the experimental ones, while the contrary happens when eq. 8') is used;
- the ratio between the predicted and experimental values falls between 0.83 and 1.05 when eq. 8') is considered and between 0.76 and 1.28 when eq. 2) is considered;



- only for 2 soils (11%) is the experimental value of strength ratio > 1; as regards the predicted values, those obtained with eq. 8') are all ≤ 1, while eq. 2) gives values > 1 for 8 soils (42%).

Some comments seem necessary as regards, in particular, the last observation, i.e. that the experimental values of the strength ratio are generally ≤ 1. This is further supported by the already cited statistical analysis of MAYNE [1985] who showed that, on average, for normally consolidated clays under triaxial compression

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{CAUC \text{ (or } Ck_oUC)} = 0.88 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{CIUC}$$

most of the soils (35 out of 42) exhibiting anisotropic strength less than or equal to the isotropic strength and, moreover, no separate trends being observed when distinguishing between CAUC/CIUC and Ck_oUC/CIUC data.

Under this aspect, although the predictions from both eqs. 2) and 8') are generally fairly good, eq. 8') – whose predicted values are all ≤ 1 – perhaps provides a better qualitative agreement with published results than eq. 2).

From a conceptual point of view, the mean effective consolidation stress for two triaxial compression tests on normally consolidated clays (where k_o < 1) with identical σ'_{v_0} is less in a Ck_oUC test than in a CIUC test, their ratio being equal to (1 + 2k_o)/3; as a result, the undrained shear strength from the first test should be less than from the second test. This theoretical argument, suggested as a hypothesis («...if this theory is correct...» by LAMBE and WHITMAN [1969] and confirmed by most of the experimental data used here, may nevertheless have some counterbalance in the effects of fabric anisotropy resul-

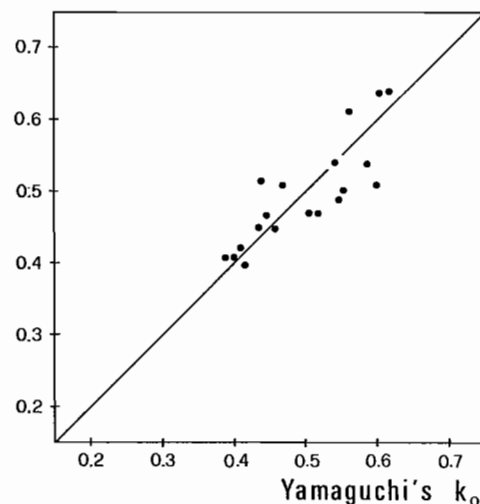


Fig. 5 - Experimental versus computed k_o (Eq. 1, Jaky's k_o, Fig. 5a; Eq. 12, Yamaguchi's k_o, Fig. 5b).

Fig. 5 - Correlazione tra i valori sperimentali e calcolati di k_o (Eq. 1, k_o secondo l'espressione di Jaky, Fig. 5a; Eq. 12, k_o secondo l'espressione di Yamaguchi, Fig. 5b).

ting from one-dimensional consolidation of clay soils. Consideration of these effects, generally reflected by an appreciably greater stiffness (and strength) in the direction of the consolidation of the clay sample as a whole, also accounts, at least partially, for the great variation in the value of the experimental strength ratio.

In this latter respects, although no good correlations exist between experimental strength ratio and friction angle or index properties (for example, the plasticity index) (Fig. 6), the trend of such correlations seems to roughly indicate that the influence of k_0 -consolidation – and of the associated fabric anisotropy – is less marked for materials of higher plasticity. This may, presumably, be explained by the combined influence of the already stated textural character (in terms of a bigger amount of faces of clay platelets oriented perpendicularly to the deviator stress – the proportion of massive grains to clay platelets with low interparticle friction being small to zero), and – although of probably minor importance – of the lesser variation in the mean effective stress in one-dimensional versus isotropic (with $\sigma'_c = \sigma'_{v_0}$) preshear consolidation as a result of the rather high values of the coefficient k_0 in such materials.

4. Conclusions

For the prediction of the strength ratio the following conclusions can be drawn:

- 1) The proposed alternative determination of the parameter λ greatly simplifies the use of the modified Cam-clay model based procedures (eqs. 7' and 8') for predicting the strength ratio;
- 2) The two procedures (eq. 2, based on classical soil mechanics and eq. 8') which have been discussed and compared because of their homogeneity

in terms of an approximate evaluation of k_0 , give about the same average and acceptable (at least for practical purposes) accuracy in the prediction of the strength ratio values, although with partially contrasting results, the predictions from eq. 8') being more frequently on the conservative side;

- 3) Both equations 2) and 8') require a knowledge of the friction angle Φ' , which is that obtained from a CIUC test;
- 4) But, while eq. 2) also requires a knowledge of both Skempton's pore pressure coefficients $A_{f,i}$ and A_{f,k_0} (although, as showed by SIVAKUGAN *et al.* [1988], the influence of the latter coefficient is not large, so that even a crude estimate of A_{f,k_0} might be sufficient), eq. 8') requires a further knowledge of $A_{f,i}$ alone;
- 5) Thus, eq. 8') may be preferable to eq. 2) not only because of its more often conservative character, but also, and mainly, because it requires, altogether, only two basic soil parameters, namely Φ' and $A_{f,i}$, which are both obtainable from only a common CIUC test.

However, further experimental data – homogenous in terms of test conditions (strain rate, time of consolidation, quality of the experimental technique) – from companion Ck_0UC and CIUC tests seem necessary for better confirmation of the simplified procedure proposed. In this context, it would also be of interest to duplicate some of the said companion tests using the same soils in the undisturbed and remoulded state; in fact, a comparison of the results would allow an evaluation of the effects of the memory of the natural anisotropic fabric and the conditions of its obliteration – in relation to the level of isotropic reconsolidation stress, the initial consistency state and the type of material – in the routine surrogate CIUC tests on undisturbed normally consolidated cohesive soils.

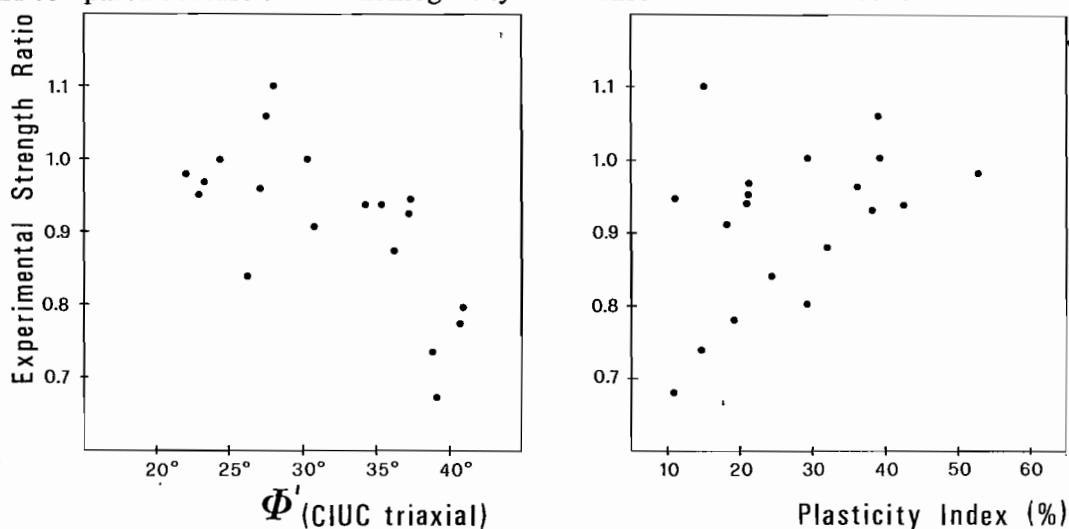


Fig. 6 - Experimental Strength Ratio versus friction angle (Fig. 6a) and Plasticity Index I_p (Fig. 6b).

Fig. 6 - Correlazione tra il rapporto di resistenza sperimentale e l'angolo d'attrito (Fig. 6a) e l'indice di plasticità I_p (Fig. 6b).

APPENDIX

Notation: The following symbols are used in this paper:

$A_{f,i}$	= Skempton's pore water pressure coefficient at failure for CIUC test;
A_{f,k_0}	= Skempton's pore water pressure coefficient at failure for Ck_0 UC test;
c'	= cohesion intercept in terms of effective stress;
C_c	= compression index;
C_s	= swelling index;
CAUC	= anisotropically consolidated undrained compression test with pore pressure measurement;
CIUC	= isotropically consolidated undrained compression test with pore pressure measurement;
Ck_0 UC	= k_0 -consolidated undrained compression test with pore pressure measurement;
c_u	= undrained shear strength in triaxial compression;
I_p	= plasticity index;
k_c	= consolidation stress ratio;
k_0	= coefficient of earth pressure at rest;
k_{0NC}, k_{0OC}	= coefficient of earth pressure at rest in normal and overconsolidation state;
M	= stress ratio at critical state (for triaxial compression test);
OCR	= overconsolidation ratio for one-dimensional consolidation;
R	= overconsolidation ratio for isotropic consolidation;
η	= $q/p' = 3(1 - k_0) / (1 + 2k_0)$ = stress ratio;
λ	= gradient of isotropic normal consolidation lines;
κ	= gradient of swelling lines;
A	= $f(\lambda, \kappa) = f(C_c, C_s)$ = plastic volumetric strain ratio;
\bar{A}	= $f(\Phi', A_{f,i})$ = plastic volumetric strain ratio;
σ_1, σ_3	= major and minor principal stress;
σ'_c	= effective isotropic consolidation pressure;
σ'_{v0}	= vertical effective consolidation pressure;
Φ'	= effective angle, at $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$, of shearing resistance.

REFERENCES

ATKINSON J.H. and BRANSBY P.L. (1978) - *The mechanics of soils - an introduction to critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London, England.

DE LORY F.A. and SALVAS R.J. (1969) - *Some observation on the undrained shearing strength used to analyze a failure*. Can. Geotech. J., 6 (2), 97-110.

DONAGHE R.T. and TOWNSEND F.C. (1978) - *Effects of anisotropic versus isotropic consolidation in consolidated undrained triaxial compression tests of cohesive soils*. Geotech. Test. J., ASTM, 1 (4), 173-189.

FEDERICO A. (1985) - *Sul rapporto di resistenza non drenata (c_u/σ'_{v0}) - Parte I e Parte II*. Atti III Riunione Annuale CNR - Gruppo Nazionale di Ingegneria Geotecnica, Roma, 83-90.

FEDERICO A. (1986) - Discussion of *The interpretation of in situ soil tests* by C.P. Wroth, Géotechnique, 36 (4), 605-608.

FEDERICO A. (1989) - *Alternative determination of plastic volumetric strain ratio λ* . Géotechnique, 39 (4), in press.

HAMILTON W.C. (1965) - *Significance tests on the crystallographic R factor*. Acta Crystallographica, 18, 502-510.

JAKY J. (1944) - *The coefficient of earth pressure at rest*. Magyar Mérnök és Építész Egylet Közlönye, 335-358 (in Hungarian).

KARUBE D. (1975) - *Non standardized triaxial testing method and its problems*. Proc. 20th Symp. on Soil Engrg, JSSMFE, 45-60 (in Japanese).

KOUTSOFTAS D.C. and LADD C.C. (1985) - *Design strength for an offshore clay*. J. Geotech. Engrg, ASCE, 111 (3), 337-355.

LADD C.C. (1965) - *Stress-strain behaviour of anisotropically consolidated clays during undrained shear*. Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. I, 282-286.

LADD C.C. (1971) - *Strength parameters and stress-strain behaviour of saturated clays*. Research Report R 71-23, Soils Publ. 278, MIT Dept. Civ. Engrg, 281 p.

LAMBE W.T. and WHITMAN R.V. (1969) - *Soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York.

LANDVA A. (1962) - *An experimental investigation of the shear strength of normally consolidated clays*, Norwegian Geotechnical Institute, Internal Report F. 175-4.

MAYNE P.W. (1985) - *Stress anisotropy effects on clay strength*. J. Geotech. Engrg, ASCE, 111 (3), 356-366.

MITACHI T. and KITAGO S. (1976) - *Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling*. Soils Found., 16 (1), 45-58.

NAKASE A. and KAMEI T. (1983) - *Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils*. Soils Found., 23 (1), 91-101.

OHTA H. and NISHIHARA A. (1985) - *Anisotropy of undrained shear strength of clays under axis-symmetric loading conditions*. Soils Found., 25 (2), 73-86.

PARRY R.H.G. and NADARAJAH V. (1974) - *Observations on laboratory prepared lightly overconsolidated specimens of Kaolin*. Géotechnique, 24 (3), 345-358.

SIMONS N.E. (1960) - *The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay*. Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Colo., 747-763.

SIVAKUGAN N. and HOLTZ R.D. (1986) - Discussion of *Anisotropy of undrained shear strength of clays under axis-symmetric loading conditions*, by H. Ohta and A. Nishihara, Soils Found., 26 (1), 132-133.

SIVAKUGAN N., HOLTZ R.D. and CHAMEAU J.L. (1988) - *Ck_0 UC shear strength of normally consolidated clays from CIUC tests*. J. Geotech. Engrg, ASCE, 114 (3), 284-295.

SKEMPTON A.W. (1948) - *Vane tests in the alluvial plain of the river Forth near Grangemouth*, Géotechnique, 1 (2), 111-124.

SKEMPTON A.W. (1954) - *The pore pressure coefficients A and B*. Géotechnique, 4 (4), 143-147.

SKEMPTON A.W. and BISHOP A.W. (1954) - *Soils*. In «Building materials, their elasticity and inelasticity» (M. Reiner ed.), Interscience Publishers, New York, N.Y., 417-491.

SKEMPTON A.W. and SOWA V.A. (1963) - *The behaviour of saturated clays during sampling and testing*. Géotechnique, 13 (4), 269-290.

WROTH C.P. (1984) - *The interpretation of in situ soil tests*. 24th Rankine Lecture, Géotechnique, 34 (4), 449-489.

YAMAGUCHI H. (1972) - *Some considerations on the earth pressure at rest*. Proc. 27th Annual Meeting of JSCE, 3, 109-110 (in Japanese).

TRADUZIONE

Rapporto delle resistenze non drenate $C_{k_0}UC$ e $CIUC$ di argille normalconsolidate

1. Introduzione

La determinazione in laboratorio della resistenza al taglio non drenata «in situ» di argille normalconsolidate richiede che il campione, prima di essere portato a rottura, sia riconsolidato in condizioni k_0 , al fine di riprodurre il suo stato tensionale efficace iniziale. Poiché la consolidazione k_0 non è pratica di routine, almeno per studi geotecnici preliminari o per casi applicativi di limitata rilevanza, più spesso si procede a riconsolidare isotropicamente il campione, sottoponendolo ad una tensione di confinamento pari a quella che ha in situ come tensione verticale efficace. In realtà, la deviazione dello stato tensionale efficace in situ dalla condizione di isotropia è piuttosto pronunciata, in specie se le argille sono di bassa plasticità. Ovviamente, il comportamento di siffatto campione non è il medesimo di quelli riconsolidati in condizioni k_0 , in conseguenza di parziale modifica dell'originaria microtessitura anisotropa (cioè della orientazione suborizzontale preferenziale delle lamelle argillose prodotta dalla consolidazione in situ) e [LADD, 1965 e 1971] del differente percorso degli sforzi sino a rottura. E questa differenza deve essere messa in conto allorché i dati di laboratorio vengano usati per predire il comportamento del terreno in situ.

Comunque, se ci si limita alla sola determinazione della resistenza al taglio non drenata in compressione triassiale per iniziali condizioni k_0 , il fatto che l'angolo d'attrito è scarsamente influenzato dal metodo di consolidazione suggerisce di indagare la possibilità di ottenere una stima di questa resistenza basandosi ancora sui risultati di prove di compressione triassiale consolidate isotropicamente non drenate.

L'argomento è stato trattato, per ultimo, da SIVAKUGAN *et al.* [1988] che hanno mostrato, con due differenti procedure analitiche, come mettere in conto, ai fini pratici, gli effetti dello stato tensionale iniziale anisotropo sulla resistenza al taglio non drenata di terreni coesivi normalconsolidati.

Questa nota sviluppa la procedura di tali Autori basata sul modello Cam-clay e la semplifica dal punto di vista concettuale ed operativo.

2. Valutazione della resistenza $C_{k_0}UC$ da una singola prova $CIUC$ sul medesimo terreno

Analizzando statisticamente un gran numero di valori sperimentali di angolo d'attrito, valutati al massimo dello sforzo deviatorico, di argille normalconsolidate (per le quali $c' = 0$), MAYNE [1985] ha mostrato che l'angolo d'attrito in termini efficaci è, in generale, scarsamente influenzato dall'anisotropia tensionale pre-taglio, risultando

$$\Phi'_{CAUC} \text{ (or } C_{k_0}UC) = 0.97 \Phi'_{CIUC}$$

Nella precedente espressione gli acronimi CAUC, $C_{k_0}UC$ e $CIUC$, apposti come indice, indicano provenienze rispettive da prove di compressione triassiale consolidate anisotropicamente, in condizioni k_0 ed isotropicamente non drenate, con misurazione della pressione interstiziale.

Perciò, trascurando dal punto di vista pratico le piccole differenze in Φ' tra prove consolidate isotropicamente ed in condizioni k_0 non drenate, in questa nota si farà riferimento esclusivo all'angolo d'attrito Φ'_{CIUC} di argille normalconsolidate.

La resistenza al taglio non drenata è individuata dal suo valore normalizzato c_u/σ'_{v_0} . Seguendo la terminologia di SIVAKUGAN *et al.* (1988), si chiamerà rapporto di resistenza il rapporto tra le resistenze non drenate normalizzate $(c_u/\sigma'_{v_0})_{C_{k_0}UC} / (c_u/\sigma'_{v_0})_{CIUC}$.

2.1. Espressioni del rapporto di resistenza

Usando l'equazione di SKEMPTON [1954] della variazione Δu

di pressione interstiziale generata da una variazione delle tensioni totali, SIVAKUGAN *et al.* [1988] hanno ottenuto, per argille normalconsolidate in condizioni k_0 , la espressione della resistenza normalizzata non drenata, analoga a quella di SKEMPTON e BISHOP [1954], in funzione di parametri efficaci. Inoltre, valutando il coefficiente di spinta a riposo in normalconsolidazione con la relazione approssimata di JAKY [1944]

$$k_0 = 1 - \sin \Phi' \quad 1)$$

gli Autori hanno mostrato che

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{C_{k_0}UC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{CIUC}} = \frac{k_0 + 2(1 - k_0) A_{f,i}}{k_0 + 2(1 - k_0) A_{f,k_0}} \cdot \quad 2)$$

$$\cdot \left[A_{f,k_0}(1 - k_0) + k_0 \right] = f(\Phi', A_{f,i}, A_{f,k_0})$$

in cui

$A_{f,i}$ = parametro di Skempton della pressione interstiziale a rottura per una prova $CIUC$.

A_{f,k_0} = parametro di Skempton della pressione interstiziale a rottura per una prova $C_{k_0}UC$.

Basandosi sul modello Cam-Clay modificato, ed ancora con l'approssimazione di Jaky, WROTH [1984] ha ottenuto una differente espressione della resistenza normalizzata k_0 , non drenata, in compressione triassiale, per argille normalconsolidate:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{C_{k_0}UC} = \frac{\sin \Phi'}{2a} \left(\frac{1 + a^2}{2}\right)^A \quad 3)$$

in cui

$$a = \frac{(3 - \sin \Phi')}{2(3 - 2 \sin \Phi')}$$

$$A = \frac{\lambda - x}{\lambda} = \frac{C_c - C_s}{C_c} = \text{rapp. di deformaz. plastico-volumetrica}$$

λ = gradiente della linea di normalconsolidazione isotropa = $0,434 \frac{C_c}{C_c}$

x = gradiente delle linee di rigonfiamento = $0,434 C_s$

C_c e C_s = indici di compressibilità e di rigonfiamento.

Il parametro A , chiamato anche rapporto di irreversibilità [OHTA e NISHIHARA, 1985], indica l'aliquota di variazione volumetrica irreversibile relativamente alla variazione volumetrica totale nel processo di consolidazione isotropa ed anche, con buona approssimazione [ATKINSON e BRANSBY, 1978], in quello di consolidazione in condizioni k_0 . Per definizione A varia tra 0 ed 1.0; il valore di 1.0 è relativo ad un terreno perfettamente plastico ($C_s/C_c = 0$) e quello di 0 ad un terreno perfettamente elastico ($C_s/C_c = 1$).

In generale, l'espressione della resistenza normalizzata k_0 -non drenata, sulla base del modello Cam-Clay modificato, è [FEDERICO, 1985 e 1986]:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}}\right)_{C_{k_0}UC} = \frac{(1 + 2k_0)}{3} \frac{M}{2} \left(\frac{\eta^2 + M^2}{2M^2}\right)^A \quad 4)$$

in cui

$$\eta = 3(1 - k_0) / (1 + 2k_0)$$

$$M = 6 \sin \Phi' / (3 - \sin \Phi')$$

Per condizioni di consolidazione isotropa ($k_o = 1$), l'eq. 4) diviene [WROTH, 1984]

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{CIUC} = \frac{M}{2} \left(\frac{1}{2}\right)^A \quad 5)$$

Le equazioni 4) e 5) sono, invero, casi particolari dell'equazione generale della resistenza normalizzata non drenata [FEDERICO, 1985 e 1986] nel modello Cam-clay modificato:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}} = OCR(1 + 2k_{oNC}) \frac{M}{6} \left(\frac{\eta_{NC}^2 + M^2}{2M^2}\right)^A \cdot \left(\frac{1}{OCR} \frac{1 + 2k_{oOC}}{1 + 2k_{oNC}}\right)^{1-A} \quad 6)$$

Infatti, considerando condizioni di normalconsolidazione ($OCR = 1$) e ponendo nell'eq. 6, rispettivamente $k_{oNC} = k_{oOC} = k_o$ e $k_{oNC} = k_{oOC} = 1$, si ottengono le equazioni 4) e 5).

Il rapporto tra le equazioni 4) e 5) è

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{Ck_oUC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{CIUC}} = \frac{(1 + 2k_o)}{3} \left(\frac{\eta^2 + M^2}{M^2}\right)^A = \quad 7)$$

$= f(\Phi', k_o, C_c, C_s)$

Il rapporto tra l'eq. 3), che include l'approssimazione $k_o = 1 - \sin \Phi'$, e l'eq. 5) è [SIVAKUGAN *et al.*, 1988]

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{Ck_oUC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{CIUC}} = \frac{(3 - 2 \sin \Phi')}{3} \left(1 + a^2\right)^A \quad 8)$$

$= f(\Phi', C_c, C_s)$

2.2. Determinazione alternativa di Λ e conseguente semplificazione delle eq. 7) e 8)

Basandosi ancora sul modello Cam-Clay modificato, WROTH [1984] ha derivato la seguente espressione del parametro $A_{f,i}$ di Skempton della pressione interstiziale per argille sottoposte a compressione triassiale dopo consolidazione isotropa:

$$A_{f,i} = \frac{1}{M} \left[\left(\frac{R}{2}\right)^{-A} + \frac{M}{3} - 1 \right] \quad 9)$$

in cui

$R \equiv OCR =$ rapporto di sovraconsolidazione

Per argille isotropicamente normalconsolidate ($R = 1$), l'eq. 9) diviene

$$A_{f,i} = \frac{1}{M} \left(2^A + \frac{M}{3} - 1\right) \quad 9')$$

Questa stessa espressione può essere ottenuta [FEDERICO, 1989] eguagliando le espressioni, per un'argilla isotropicamente normalconsolidata sottoposta a compressione triassiale, della resistenza normalizzata non drenata (c_u/σ'_{v_o}) fornite da SKEMPTON e BISHOP [1954] e da WROTH [1984] (eq. 5), cioè:

$$\frac{\sin \Phi'}{[1 - (1 - 2A_{f,i}) \sin \Phi']} = \frac{M}{2} \left(\frac{1}{2}\right)^A \quad 10)$$

L'equazione 9') è di speciale utilità poiché permette, come suggerito dallo scrivente [1985 e 1989] e da SIVAKUGAN e HOLTZ [1986], una definizione formale del parametro Λ , costante ed indipendente da OCR, in funzione delle variabili indipendenti $A_{f,i}$ e Φ' (oppure M), ottenibili da una singola prova CIUC. La utilizzazione di tale procedura consente di evitare le prove di consolidazione e di rigonfiamento - che sono di lunga durata - e, nello stesso tempo, è scevra di incertezze associate alla non linearità delle linee di rigonfiamento.

Per distinguere il parametro così derivato da quello determinato nel modo usuale (cioè coerentemente con la sua originaria definizione $\Lambda = (\lambda - \alpha) / \lambda = (C_c - C_s) / C_c$), nel seguito si adotterà la notazione $\bar{\Lambda}$ in guisa che

$$\bar{\Lambda} = 1.443 \ln \left(A_{f,i} M - \frac{M}{3} + 1 \right) = f(A_{f,i}, \Phi') \quad 11)$$

La Fig. 1 fornisce $\bar{\Lambda}$ in funzione di Φ' per alcuni valori del parametro di pressione interstiziale $A_{f,i}$. Tutte le curve convergono nel punto di coordinate $\Phi' = 0, \bar{\Lambda} = 0$; inoltre, l'asse delle ascisse coincide con la curva $A_{f,i} = 1/3$.

Per un confronto, la retta in tratteggio rappresenta la relazione empirica

$$\Lambda = M/1.75$$

di KARUBE [1975, apud OHTA e NISHIHARA, 1985], il cui uso tuttavia, portando a sottostima di Λ talvolta anche del 50%, non è soddisfacente [SIVAKUGAN e HOLTZ, 1986].

Pochi dati sono presenti in letteratura in termini d'insiemi di parametri ($\lambda, \alpha, \Phi', A_{f,i}$) o ($C_c, C_s, \Phi', A_{f,i}$); alcuni di essi sono stati utilizzati dallo scrivente (1989) per mostrare il confronto tra il parametro canonico $\Lambda = (\lambda - \alpha) / \lambda = (C_c - C_s) / C_c$ e $\Lambda = (A_{f,i}, \Phi')$. Sebbene di numero limitato, tali dati convalidano, anche dal punto di vista pratico, la bontà della determinazione indiretta e più immediata (eq. 11) del rapporto di deformazione plastico-volumetrica.

Mediante l'eq. 11), le equazioni 7) ed 8) e le loro espressioni funzionali diventano:

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{Ck_oUC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{CIUC}} = \frac{(1 + 2k_o)}{3} \left(\frac{\eta^2 + M^2}{M^2}\right)^{\bar{\Lambda}} = f(\Phi', A_{f,i}, k_o) \quad 7')$$

$$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{Ck_oUC}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_o}}\right)_{CIUC}} = \frac{(3 - 2 \sin \Phi')}{3} \left(1 + a^2\right)^{\bar{\Lambda}} = f(\Phi', A_{f,i}) \quad 8')$$

La Fig. 2 mostra la variazione del rapporto di resistenza (eq. 8') con l'angolo d'attrito Φ' in funzione del parametro $A_{f,i}$. Le curve in tratteggio, luoghi dei limiti teorici superiore ed inferiore di Λ , delimitano il dominio dei valori possibili del rapporto di resistenza calcolato; come si può osservare, questi sono sempre < 1 , purché $\Phi' > 22.5^\circ$. Questa figura è confrontabile con l'analoga Fig. 2 di SIVAKUGAN *et al.* [1988], che mostra la variazione del rapporto di resistenza con Φ' , per differenti valori di Λ .

Se i valori k_o sono noti o assunti, l'equazione pertinente del rapporto di resistenza è la 7'). La Fig. 3 fornisce i valori del rapporto di resistenza, per $k_o = 0.4, 0.5$ e 0.6 , in funzione di Φ' per differenti valori del parametro $A_{f,i}$.

3. Confronto con risultati sperimentali di letteratura e considerazioni di commento

La Tab. 1 contiene i risultati sperimentali pubblicati riportati da SIVAKUGAN *et al.* [1988], relativamente a 19 differenti terreni, unitamente ai valori del rapporto di resistenza calcolati con le equazioni 2), 7') e 8'); non sono stati presi in considerazione

i tre terreni, indicati originariamente con i numeri 10, 12 e 19, poiché i valori dei relativi angoli di attrito provenivano da acquisizione indiretta.

Nella tabella compaiono anche le caratteristiche di plasticità ed i valori di \bar{A} .

La Fig. 4 mostra il confronto tra i valori di rapporto di resistenza sperimentale e calcolato usando l'eq. 2) (Fig. 4a), l'eq. 8') (Fig. 4b) e l'eq. 7') (Fig. 4c).

Come si può osservare, le equazioni 7') e 8') danno luogo a risultati assai simili. Per questo motivo si farà riferimento alla sola eq. 8') e questa sarà confrontata con la eq. 2) poiché in entrambe è presente l'approssimazione $k_0 = 1 - \sin \Phi'$. In alternativa a quest'ultima approssimazione, nelle eq. 2) e 8') potrebbe essere usata la scarsamente nota ed in apparenza meno semplice equazione di YAMAGUCHI [1972, apud MITACHI e KITAGO, 1976]

$$k_0 = \frac{1 - 0.404 \tan \Phi'}{1 + \sin \Phi'} \quad (12)$$

col risultato di un possibile maggiore accostamento, almeno per il campo dei dati in Tab. 1, nel calcolo del rapporto di resistenza.

L'idoneità delle eq. 2) e 8') a riprodurre dati sperimentali è stata esaminata in termini di errore standard della stima, essendo questa grandezza una misura della dispersione dei valori calcolati relativamente a quelli sperimentali: in entrambi i casi l'errore standard è risultato il medesimo (0.095). Si è anche determinato il «fattore di accordo R», così come definito da HAMILTON [1985], assumendo pesi unitari per i dati sperimentali. Esso è risultato essere rispettivamente 0.083 e 0.089 per le equazioni 2) ed 8'). Di talché, da un punto di vista formale, l'accuratezza di predizione di entrambe le equazioni è all'incirca la medesima.

Un esame della Fig. 4 e della Tab. 1 mostra, tuttavia, che:

- il valore medio sperimentale del rapporto di resistenza è 0.92, mentre i valori medi calcolati con le eq. 2) ed 8') sono, rispettivamente, 0.96 e 0.85, per cui i valori del rapporto di resistenza calcolati usando l'equazione 2) sono generalmente più grandi di quelli sperimentali, mentre il contrario accade con l'eq. 8');
- il rapporto tra i valori calcolato (eq. 2 ed eq. 8') e sperimentale è compreso rispettivamente negli intervalli 0.76-1.28 e 0.83-1.05;
- il valore sperimentale del rapporto di resistenza è > 1 solamente per 2 terreni (11%); per quanto riguarda i valori calcolati, quelli ottenuti con l'eq. 8') sono tutti ≤ 1 , mentre l'eq. 2) fornisce valori > 1 per 8 terreni (42%).

Alcune considerazioni sembrano necessarie in ordine alla circostanza che il valore sperimentale del rapporto di resistenza è generalmente ≤ 1 , concordemente ai risultati della analisi statistica di MAYNE [1985] il quale conclude che per argille normalconsolidate sottoposte a compressione triassiale risulta, mediamente,

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{CAUC (o Ck_0UC)} = 0.88 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} \right)_{CIUC}$$

Sotto questo riguardo, sebbene le predizioni con entrambe le equazioni 2) e 8') siano generalmente soddisfacenti, l'eq. 8'), che fornisce valori di rapporto di resistenza tutti ≤ 1 , è in miglior accordo qualitativo con i risultati sperimentali.

Da un punto di vista concettuale la tensione media efficace di consolidazione per prove di compressione triassiale su argille normalconsolidate, a parità di tensione verticale efficace σ'_{v_0} , è minore in una prova Ck_0UC che in una prova $CIUC$, il loro rapporto essendo pari a $(1 + 2k_0)/3$; di conseguenza, la resistenza al taglio non drenata dalla prima prova dovrebbe essere minore di quella dalla seconda prova. Questo argomento teorico, suggerito in linea di ipotesi («...se questa teoria è corretta...») da LAMBE e WHITMAN [1969] e confermato dalla maggior parte dei dati sperimentali qui usati, può tuttavia trovare una qualche compensazione negli effetti di anisotropia tessitura indotta dalla consolidazione monodimensionale. Una considerazione di questi effetti, generalmente riflessi da un'appa-

bilmente maggiore rigidità (e resistenza) nella direzione di consolidazione del campione di terreno, rende altresì conto, almeno parzialmente, della grande variazione del valore sperimentale del rapporto di resistenza. Sebbene non esistano conclusive correlazioni tra il rapporto di resistenza sperimentale e l'angolo d'attrito o fra quello e una proprietà indice, quale, per esempio, l'indice di plasticità (Fig. 6), la loro tendenza appare indicare che l'influenza della consolidazione k_0 e dell'associata anisotropia tessitura è meno marcata per i materiali di più alta plasticità. Ciò può, presumibilmente, trovare spiegazione nell'influenza del carattere tessitura già accennato, e, probabilmente in subordine, nella minore differenza della tensione media efficace di consolidazione, in conseguenza dei valori di k_0 più vicini all'unità in tali materiali.

4. Conclusioni

Da quanto innanzi esposto possono essere tratte le seguenti conclusioni:

1) La proposta determinazione alternativa del parametro A semplifica sostanzialmente l'uso delle procedure (eq. 7') e 8')) basate sul modello Cam-clay modificato per la predizione del rapporto di resistenza.

2) Le due procedure (eq. 2), basata sulla meccanica del terreno classica, ed eq. 8')) che sono state discusse e confrontate (poiché omogenee in termini di valutazione approssimata di k_0), forniscono mediamente la medesima accuratezza di predizione dei valori di rapporto di resistenza, ma le predizioni attraverso l'equazione 8') danno luogo a risultati più conservativi.

3) Entrambe le equazioni 2) e 8') richiedono la conoscenza dell'angolo Φ' , ottenuto da una prova CIUC.

4) Tuttavia, mentre l'equazione 2) richiede la conoscenza di entrambi i parametri $A_{r,i}$ e A_{r,k_0} di pressione interstiziale di Skempton (sebbene, come mostrato da SIVAKUGAN *et al.* [1988], l'influenza del secondo di tali parametri non sia pronunciata, al punto che potrebbe essere sufficiente una valutazione approssimativa di A_{r,k_0}) l'equazione 8') richiede l'ulteriore conoscenza solamente di $A_{r,i}$.

Ne consegue che l'equazione 8') è preferibile, oltre che per il suo carattere più conservativo, perché richiede i due soli parametri Φ' ed $A_{r,i}$, entrambi ottenibili da una prova CIUC.

Ulteriori dati sperimentali, omogenei in termini di condizioni di prova (velocità di deformazione, durata di consolidazione, qualità della tecnica sperimentale), da prove parallele Ck_0UC e $CIUC$ sembrano, tuttavia, necessari per una migliore conferma della procedura semplificata proposta.

Da ultimo, sarebbe altresì di interesse duplicare alcune delle prove parallele nei due stati, indisturbato e rimaneggiato. Ciò perché il confronto dei relativi risultati potrebbe consentire, in linea di principio, una valutazione quantitativa degli effetti di memoria della tessitura naturale anisotropa e delle condizioni di sua parziale o totale obliterazione - in relazione al livello di sforzo isotropo di riconsolidazione, allo stato di consistenza iniziale ed al tipo di materiale - nelle routinarie prove sostitutive CIUC su campioni indisturbati di terreni coesivi normalconsolidati.