

ゴムチューブ法によるK値と地盤の強度

および物理特性に関する実験的考察

菊地 理* 森 康夫** 永井俊一***

ま え が き

クイ基礎の設計に際し必要となる水平地盤反力係数 K 値を求める方法としては、大別してプレシオメーター法あるいはLLT法などのようにボーリング孔を利用し、その孔壁に側圧を作用させて求める方法、試験グイを打込みクイの水平荷重試験を行ない求める方法および標準貫入試験のような他の土質試験調査結果などから推定して求める方法の三方法があげられる。これら三方法のうちクイの水平荷重試験から求める方法は、最も正確な設計 K 値を得ることができるが、多くの経費と労力を要することと、設計前に載荷試験を行なうことは実際上困難であることなどにより、一般には他の二方法によって設計 K 値を求めることが多い。

しかし、ボーリング孔を利用して求める方法あるいは他の土質試験調査結果などから推定して求める方法については、最近多くの試験研究を通じ改善されてきているが、 K 値測定方法および測定結果の利用方法、 K 値推定精度など今後の試験調査結果に基づき検討を加え、改善していかなければならない問題点が多い。

これらの問題点を解決していくためには、従来あまり明確にされていない K 値と土の一般的性質すなわち土の物理および強度特性などとの相関関係を把握し、 K 値の本質を検討していくことが必要と思われる。

本報告は、クイの水平抵抗と密接な関係のあることが明らかとなった¹⁾ ゴムチューブ法による K 値測定結果と原位置土質試験および室内土質試験結果との相関関係について検討を加えたものである。

1. ゴムチューブ法による K 値測定方法と実測結果について

本報告で扱う K 値は、土研式ゴムチューブ法によって求めたものである。ゴムチューブ法は、プレシオメーター法、LLT法などと同じようにボーリング孔を利用して K 値測定を行なう方法であるが、図-1はその測定方法の概略を示したものである。測定は径11.0cmのボーリング孔に挿入した径11.0cm、長さ200cmのゴムチューブに圧力水を送り込み、送水前後のタンク内の圧力水の

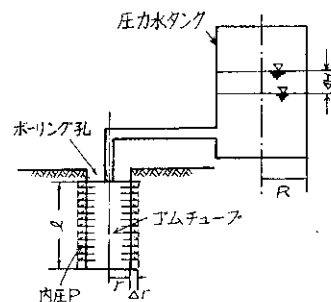


図-1 ゴムチューブ法による K 値測定試験概略図

頭差 ΔH と圧力 P を測定して行なう。

この場合ボーリング孔に挿入されたゴムチューブは、送り込まれた圧力水によって次式による Δr だけ平均的に半径変化を生ずる

$$\Delta r = -r + \sqrt{r^2 + (R^2/l)\Delta H} \quad \dots\dots(1)$$

Δr : ゴムチューブの平均半径変化量(cm)

r : ゴムチューブの半径(cm)

R : 圧力水タンクの半径(cm)

l : ゴムチューブの長さ(cm)

ΔH : 圧力水タンク内の水頭差(cm)

この測定結果得られる P と Δr の関係の実測例を示すと図-2のようになるが、 K 値はこの P と Δr の処女曲線の勾配として求められる。

今回使用する K 値は、上記の方法によって数箇所の橋梁架設現場と大曲クイ試験場で行なった測定結果から得たものであり、対称となった現場名、測定深さおよびその地点で実施した種々の土質試験調査項目を表-1に示した。

K 値は、変位の関数であることは、図-2を見てもわかるが、いま土研式ゴムチューブで求めた K 値と Δr との間にどのような関係があるか調べてみることにする。

ゴムチューブ法によって得た K 値と Δr との関係を整理すると、その一般式は

$$K = a(\Delta r)^n \quad \dots\dots(2)$$

*基礎工研究室 **同室主任研究員 ***同室

表一 1 K値測定深さと室内および原位置土質試験実施一覧表

現 場 名	測 定 深 さ (中心)m	N 値 (回/30cm)	q_c (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)	e_o	c_c	上載圧 (t/m ²)
尾 幌 橋	1.50	○	○			○		
	4.00	○	○			○		
	6.00	○	○			○		
岩 見 沢 大 橋	2.00		○			○	○	○
	4.20		○			○	○	○
	6.50		○			○	○	○
	9.00	○	○			○	○	○
新 石 狩 大 橋	2.50	○						
	6.20	○						
	8.50	○						
石 狩 河 口 橋	1.80							
新 浅 茅 野 橋	2.50	○	○					
	4.50	○	○					
	6.50	○						
岩 見 沢 跨 線 橋	4.80		○				○	
大 曲 ク イ 試 験 場	1.50	○	○	○	○	○	○	○
	4.00	○	○	○	○	○	○	○
	6.50	○	○	○	○	○	○	○
	9.00	○	○	○	○	○	○	○
富 士 見 橋	1.60		○	○	○	○	○	○
	7.30	○	○	○				
浜 益 橋	3.30	○						

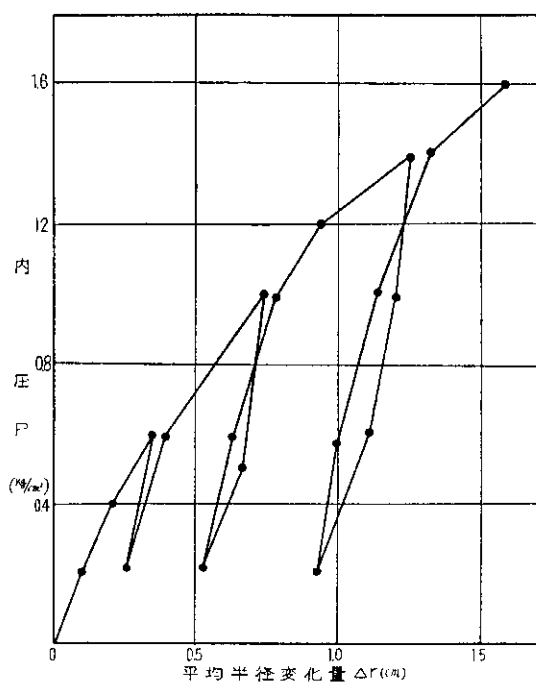
注 N値：標準貫入試験（原位置試験）

 e_o ：間隙比 q_c ：静的貫入試験によるコーン指数 c_c ：圧縮指数（圧密試験） τ ：ベーンせん断強さ

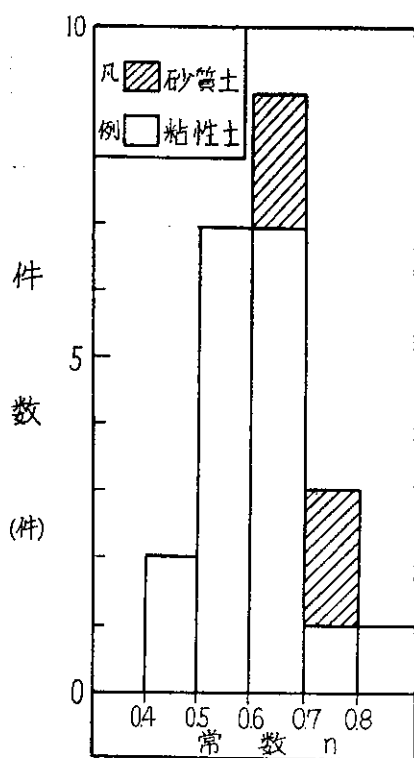
土載圧：土質試験結果に基づき計算

 q_u ：一軸圧縮強さ（室内試験）表一 2 $K=a(\Delta r)^n$ の整理結果

No	橋 梁 名	深さ (m)	土質名	K	No	橋 梁 名	深さ (m)	土質名	K
1	尾 幌 橋	1.50	粘 土	$0.23(\Delta r)^{-1/1.5}$	12	新 浅 茅 野 橋	2.50	粘 土	$0.28(\Delta r)^{-1/1.5}$
2		4.00	〃	$0.27(\Delta r)^{-1/1.5}$	13		4.50	〃	$0.48(\Delta r)^{-1/1.8}$
3		6.00	〃	$0.37(\Delta r)^{-1/1.3}$	14		6.50	〃	$0.64(\Delta r)^{-1/2.2}$
4	岩 見 沢 大 橋	2.00	粘土交 泥 炭	$0.27(\Delta r)^{-1/1.7}$	15	岩 見 沢 跨 線 橋	4.80	泥 炭	$0.35(\Delta r)^{-1/1.1}$
5		4.20	〃	$0.35(\Delta r)^{-1/1.6}$	16	大 曲 ク イ 試 験 場	1.50	腐食物 シルト	$0.22(\Delta r)^{-1/1.4}$
6		6.50	〃	$0.41(\Delta r)^{-1/2.4}$	17		4.00	〃	$0.45(\Delta r)^{-1/1.6}$
7		9.00	粘 土	$0.28(\Delta r)^{-1/2.0}$	18		6.50	〃	$0.52(\Delta r)^{-1/1.7}$
8	新 石 狩 大 橋	2.50	シルト 中 砂	$0.77(\Delta r)^{-1/2.0}$	19		9.00	〃	$0.76(\Delta r)^{-1/2.0}$
9		6.20	粗 砂	$0.97(\Delta r)^{-1/1.3}$	20	富 士 見 橋	1.60	粘土質 ローム	$0.61(\Delta r)^{-1/1.5}$
10		8.50	〃	$0.57(\Delta r)^{-1/1.4}$	21		7.30	〃	$0.87(\Delta r)^{-1/2.0}$
11	石 狩 河 口 橋	1.80	粗 砂	$0.87(\Delta r)^{-1/2.0}$	22	浜 益 橋	3.30	砂 交 シルト	$0.58(\Delta r)^{-1/1.9}$



図—2 内圧 P と平均半径変化量 Δr との関係

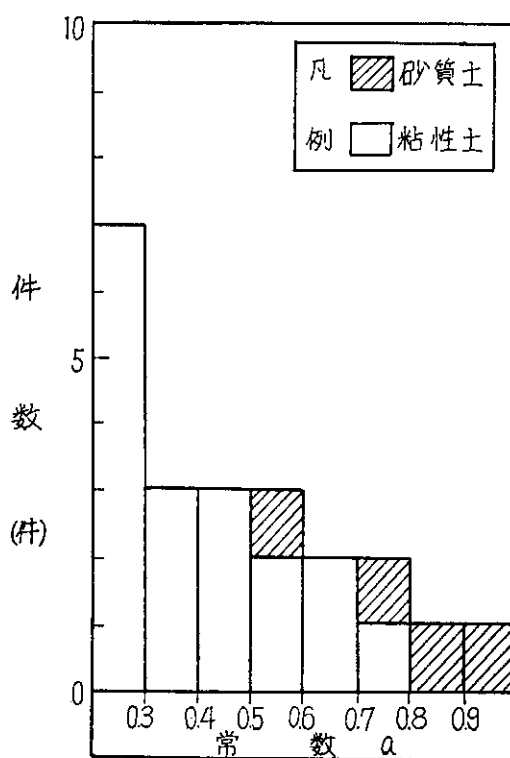


数 a と n を求めると表—2のような結果を得た。

この結果に基づき、常数 a および n と件数の関係をヒストグラムで表わせば図—3のようになる。図—3によると n については、 $0.5 \leq |n| \leq 0.7$ ($n = -\frac{1}{2} \sim -\frac{3}{8}$)の範囲に分布するものが全体の70%程度をしめる。 $|n| < 0.4$ 、および $|n| > 0.7$ の範囲に属するもののなかには、試験に際し孔壁が乱れて正確な K 値が得られなかったと思われるものもあり、それらを除くと $0.5 \leq |n| \leq 0.7$ の範囲に分布するものの全体に対する割合がより高くなると思われる。

また、 a については、 $0.2 \leq a \leq 0.3$ の範囲にあるものが全体の30%程度にあたるほかは、 $a = 0.8$ 程度まではほぼ一様に分布している。

以上のことから考えて、(2)式における常数 n は、ゴムチューブ周辺の土質特性の影響をあまり受けず、 $0.5 \leq |n| \leq 0.7$ の範囲ではほぼ一定値をとるものと考えられる。しかし、常数 a については、ゴムチューブ周辺の土の物理特性あるいは強度特性によって影響を受け変化することが推察される。



図—3 常数 n および常数 a と件数の関係

K : K 値(kg/cm^2)

Δr : ゴムチューブの平均半径変化量(cm)

a, n : 土質、測定深さなどによって異なる常数で表わされることがわかる。表—1に示した現場および測定深さごとに K 値測定結果を整理し、(2)式における常

2. K 値と土質試験調査結果との関係

先に述べたように、ゴムチューブ法によって求めた K 値と平均半径変化量 Δr との間には(2)式がなり立ち、さらに実測結果に基づき式中の常数 n と a を求め検討した結果、常数 n は、ゴムチューブ周辺の土質特性にあまり

左右されずほぼ一定値をとることが、常数 a は、ゴムチューブ周辺の土の物理および強度特性の影響を受け変化することが推察された。

そこで K 値と土の物理特性あるいは強度特性との関係を検討するには、(2)式において $\Delta r=1.0\text{cm}$ とした時の K 値、すなわち、 a の値と土の物理特性あるいは強度特性との関係を検討すればよいこととなる。

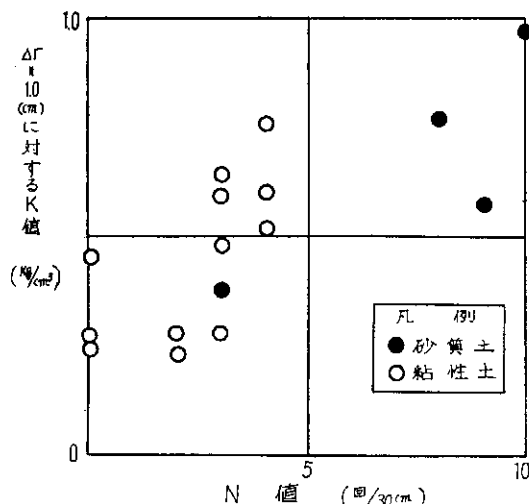
以下、 K 値の実測結果に基づき表一2に示した a の値（以下この値を $K_{1.0}$ と表現）と、これと同一地点で行なった土質試験調査結果との相関関係について述べる。

(1) 原位置土質試験調査結果との関係

標準貫入試験は、地盤の予備調査をかね本調査も同時に実施できること、多くの資料に基づき、 N 値と土の諸常数あるいは支持力との相関関係が得られていることなど多くの利点を有しており、基礎地盤の調査法として盛んに使用されている。

N 値と K 値との関係についても、最近になって発表されたが、 K 値が変位の関数である点についてふれていないため今後改善していく必要があると思われる。また、 N 値が零に近い軟弱地盤を対象として、 N 値から K 値を推定するような場合は、軟弱地盤に対する N 値の精度に問題があるため信頼度の高いものを期待することは困難であり、その点からも N 値と K 値の関係をより明確にしていける必要がある。

図一4は、 N 値と $K_{1.0}$ との関係を示したものであるが、 N 値に比例して $K_{1.0}$ が増加していく傾向をうかがうことができる。しかし、かなりのバラツキがあり測定値の多い N 値が3に対応する $K_{1.0}$ は、おおよそ0.3から0.6までの間に分散している。このように大きなバラツキがあるのは、標準貫入試験の方法自体に問題があること、



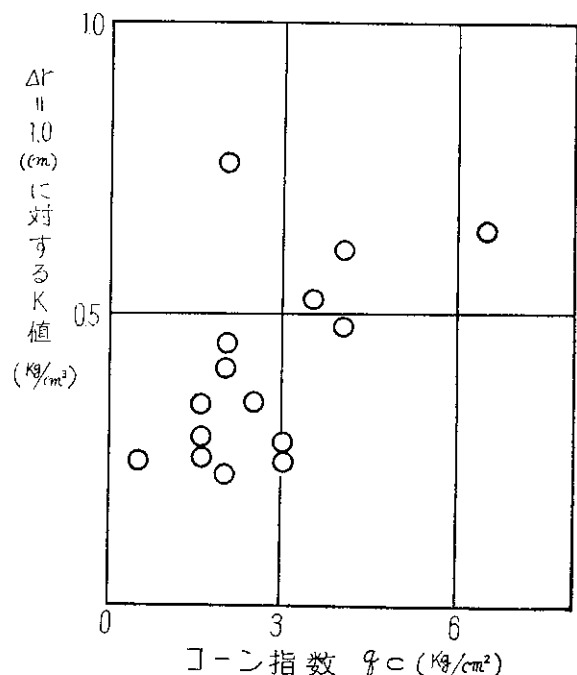
図一4 N 値と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)との関係

また、今回資料を整理するにあたって、 N 値は、本打ち30cmに対する打撃数に近い整数値として読み取られた値を使用したことなどによるものと思われる。今後、軟弱地盤を対象として N 値と K 値との関係を検討するためには、抵抗面積の大きいサンプラーを用いて所要の打撃回数を求めるか、ハンマー1打当たりのサンプラーの貫入量を正確に測定して、 K 値との関係を究明するほうが適切と思われる。

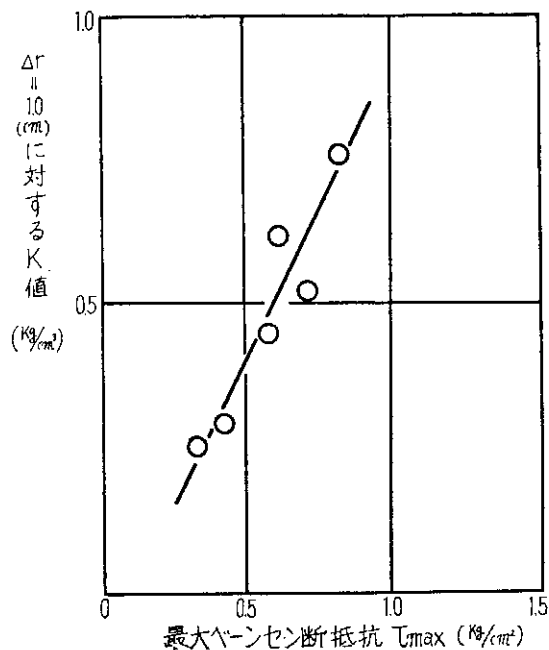
図一5は、コーン指数 q_c (kg/cm^2 、コーン先端角、底面積はそれぞれ 60° 、 10cm^2)と、 $K_{1.0}$ との関係を示したものである。図一5によるとコーン指数は、軟弱地盤の強度特性を N 値より正確に表わすことができるため、 N 値と $K_{1.0}$ の係数に比較してややバラツキが小さく、コーン指数に比例して、 $K_{1.0}$ は増加する傾向がある。ある程度のバラツキがあるのは、コーンの底面積が小さかったこと、ここで使用したほとんどのコーン指数が最大挿入力10tonのオランダ式コーンペネトロメーターを用いて測定したため、コーン指数が4前後以下では機械誤差が入る可能性があることなどが主な原因として考えられる。

ベーン試験は、他の土質試験調査によるより粘性土の真の粘着力に近い値を求めることができるとの報告もあり、軟弱な粘性土の原位置試験として近年普及してきたものである。

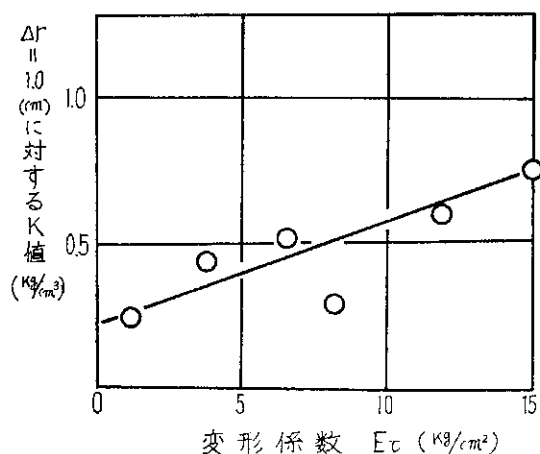
今回資料数が少なく問題はあるが、 $K_{1.0}$ とベーン試験から求まる最大ベーンせん断抵抗 τ_{max} (kg/cm^2 、ベーン高さ、直径はそれぞれ、11.0cm、5.5cm)との関係を図



図一5 コーン指数 q_c と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)との関係



図—6 最大ベーンせん断抵抗 τ_{max} と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)との関係



図—7 変形係数 E_r と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)との関係

—6に示した。図—6によればバラツキが小さく、 $K_{1.0}$ は、 τ_{max} に比例して直線的に増加する傾向がある。

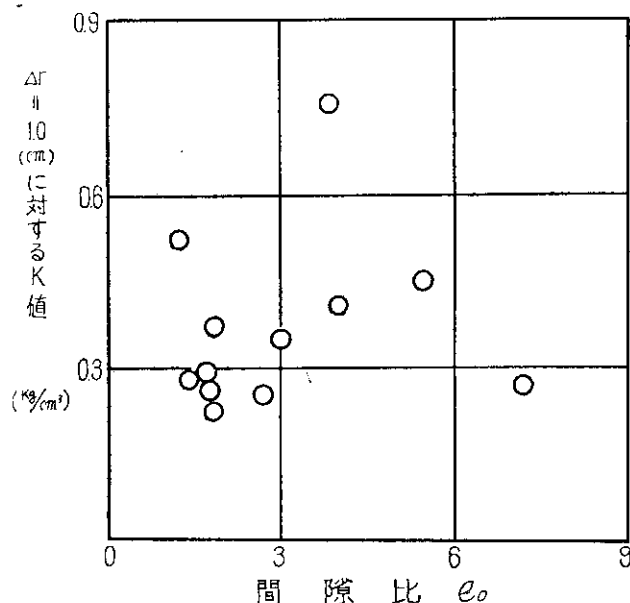
これら N 値、 qc および τ_{max} と $K_{1.0}$ の関係に共通していることは、 $K_{1.0}$ は、土のせん断強度すなわち粘性土については粘着力に比例して増加することであり、土粒子間のせん断抵抗が圧力水によるゴムチューブの膨張を妨げることによるものと思われる。

一般に弾性体の変形は、その破壊強度ばかりでなく弾性係数 E によっても左右されるのと同様に、粘性土の粘着力がたとえ極限状態で同じ値をとったとしても、そこに至るまでのヒズミ量に差があるのが普通である。いま、ベーン試験結果から得られるベーンの回転角(θ)と

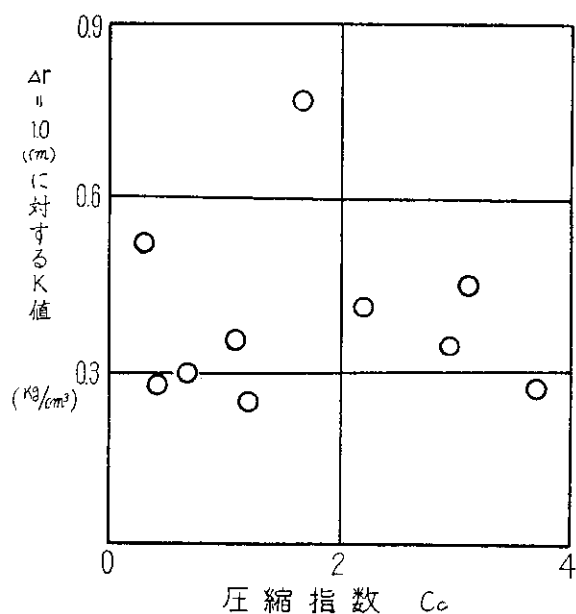
ベーンせん断抵抗(τ)との関係から、 τ_{max} の $\frac{1}{2}$ の τ とそれに対応する θ との比、すなわち、変形係数 E_r をとり $K_{1.0}$ との相関関係について検討した。図—7は、その結果を示したものであるが、点のバラツキが割合小さく、この場合も $K_{1.0}$ は E_r に比例して増加することがわかった。

(2) 室内土質試験結果との関係

室内土質試験には種々あるが、対象現場で設計、施工上の必要性から実施された室内土質試験の中から特に K 値に深い関係のあると思われる試験結果として間げき比



図—8 間隙比 e_0 と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)との関係

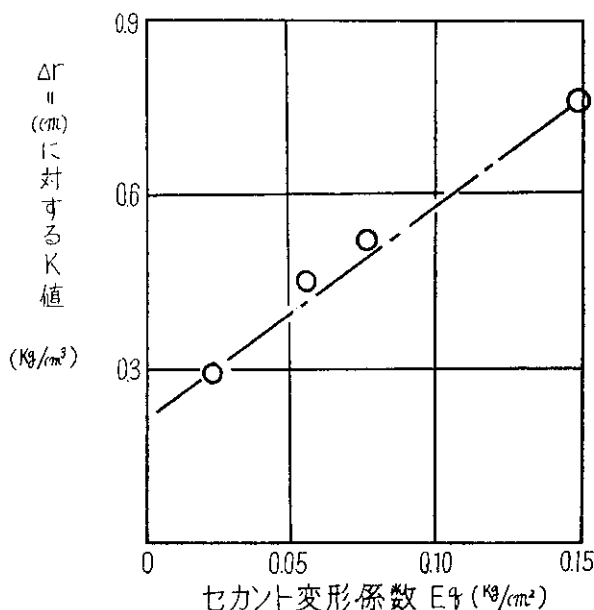


図—9 圧縮指数 C_c と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)との関係

e_0 , 圧縮指数 c_c , 一軸圧縮強度 qu および土の物理常数から求まる上載圧をとりあげ, それらと $K_{1.0}$ との相関関係について述べることにする。

図—8, 9は, それぞれ土の間げき比 e_0 および圧縮指数 c_c と $K_{1.0}$ との関係を示したものである。いま仮りに同一土試料について e_0 あるいは c_c だけを変化させ, その試料に単位の変位を生じさせるのに必要な荷重強度すなわち K 値を考えると, e_0 あるいは c_c が増すにつれ小さな荷重強度で単位の変位は生じるはずであり, したがって K 値も減少していくと考えられる。しかし, パラツキは大きい図から判断して, e_0 が5付近, また c_c については2付近で $K_{1.0}$ は最大値をとり その値前後では e_0 および c_c の増減に伴って $K_{1.0}$ は減少していく傾向がある。この現象の原因については, 不明であり, 今後より検討を進め明らかにしていきたい。

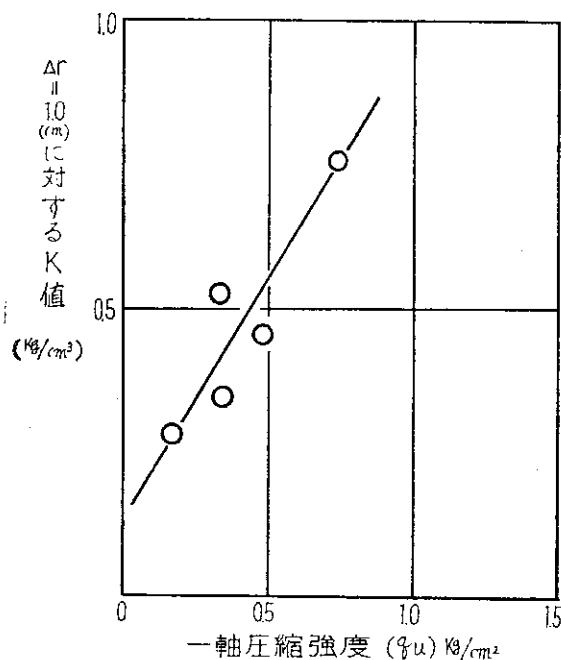
次に $K_{1.0}$ と一軸圧縮強度 qu の関係を図—10に示した。また, $K_{1.0}$ とセカント変形係数 E_q との関係を 図—11に示した。資料数の点で問題はあるが, 先に述べた τ_{max} や $E\tau$ の場合と同じように, $K_{1.0}$ は qu および E_q に比例して直線的に増加していく傾向があり, $K_{1.0}$ は, 粘性土の粘着力とかなり密接な関係のあることがわかる。同時に, $E\tau$ と E_q ともかなり明確な相関関係を持っており, K 値が地盤に単位の変位を生じさせるのに必要な荷重強度, すなわち, 一種の変形係数とも考えられることから, 今後 K 値とこれらの土質特性との関係を検討する場合, 強度ばかりでなく変位量を考慮に入れた変形係数 E のようなものの関係についても検討していくことが必要と



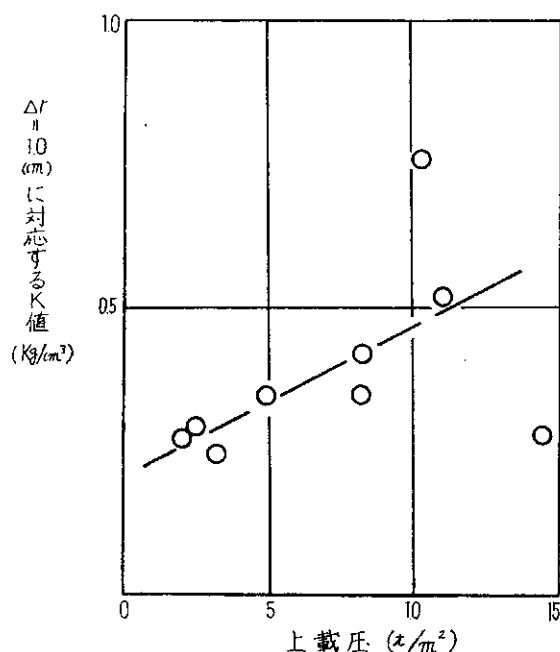
図—11 セカント変形係数 E_q と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)の関係

思われる。

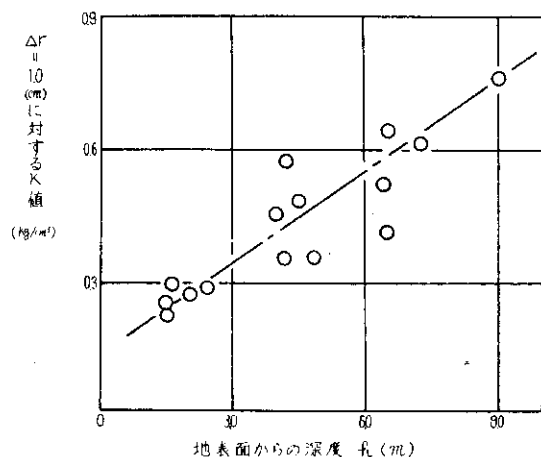
K 値は以上述べてきた強度, 間げき比および圧縮指数などのほかに土圧によっても大きな影響を受けるものとも思われる。いま, 室内土質試験から得た土の湿潤密度 γ_t (t/m^3)と K 値測定点までの地盤深度 h (m)から上載圧 $\gamma_t \cdot h$ (地下水位以下の土の密度は, 水中単位体積重量 γ' (t/m^3)を用いる)を算出し, その値と $K_{1.0}$ との関係を図—12に示した。上載圧に比例して直線的に増加する傾向がある。ここで, 軟弱地盤の場合について, 土の密



図—10 一軸圧縮強度 qu と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)との関係



図—12 上載圧と $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値($K_{1.0}$ 値)の関係



図—13 $\Delta r=1.0\text{cm}$ に対する K 値 ($K_{1.0}$ 値) と調査深度との関係

度をほぼ一定とすると上載圧は深度に比例して増加するはずであり、したがって深度と $K_{1.0}$ との間にも直線的な比例関係がなり立つはずである。図—13は、 $K_{1.0}$ と測定深度との関係を示したものであるが、 $K_{1.0}$ は深度に比例

して直線的に増加する傾向のあることがわかった。

む す び

以上、ゴムチューブ法による K 値測定結果とゴムチューブの平均半径変化量との間にある程度の通則性を見いだし、ついでその結果を利用し K 値と土の物理および強度特性との関係について検討を加えた。

なかには、かなり明確な相関関係を見いだし得たものもあるが、資料数が少ないなどなお検討を要する点多分にあり、今後、資料数を増し今回明らかにすることができなかった点を究明していくとともに、ボーリング孔壁の乱れが測定結果に与える影響など現行の K 値測定方法のもつ問題点についても検討し、測定方法の改善を計っていきたい。

- 参考文献 1) 菊地、森 「群グイ効果に関する実験的研究」、技術報告資料 第9号、土質工学会北海道支部
2) 福岡、宇都「ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向 K 値測定について」土と基礎、特集号—1。

土 試 短 信

43年度版 土木試験所年報できる

当試験所の43年度調査・試験・研究の業務を取りまとめた総合研究報告集である土木試験所年報（第17号）がこのほどできあがり、関係機関に配布している。

同年報は第1章総説、第2章研究実績、第3章研究成果の発表ならびに研修とからなり、B5版174ページにまとめている。

1969年版 土木試験所概要作成

当試験所の業務を紹介する1969年版「土木試験所概要」がこのほどできあがり、関係各機関に配布している。同概要はA4版36ページに取りまとめ、従来同様、研究室ごとの当面実施している調査・試験・研究業務の概略などの紹介を主としている。