

孔内載荷試験によって求められる原位置岩盤の c, ϕ についての考察

武内俊昭・鈴木楯夫

A CONSIDERATION OF THE IN-SITU c AND ϕ AS DETERMINATION BY BOREHOLE LOAD TEST

Toshiaki TAKEUCHI and Tateo SUZUKI

Abstract

At present, the physical and dynamic characteristics of rock and their distribution are determined by boring operations, geological and geophysical investigation techniques. However, investigations of this type do not yield all the constants necessary for basic civil engineering design. Basically, the only information pertaining to the strength of bedrock is obtained by conducting the triaxial compressive strength test in the laboratory on rock samples taken by a drilling core.

The authors conducted a series of borehole load tests to investigate distribution of rock deformation coefficient, then compared the results of these tests to data obtained from plate loading tests. Of the two test methods, the borehole loading test proved superior for measuring at great depths.

This paper describes a method for estimating the distribution of rock strength characteristics c and ϕ by using the yielding point Py of stress-strain curves prepared from data obtained by borehole load testing. The rock formation investigated was a uniform, consolidated Neogene layer that showed no cracks.

Stress-strain curves obtained by borehole load testing often show the yielding point exceeding the elastic region. However, because the equipment used by the authors was only capable of applying stress of up to 150Kg/cm^2 , it proved difficult to determine the yielding point of the sound rock, which had no particular weak points. The equipment was nevertheless quite sufficient for determining the yielding point of heavily weathered or semi-consolidated rock, that is, soft or weak rock. Figure 2 shows the relationship between deformation coefficient E_b as determined by the borehole load test, and Py . This is a logarithmic scale graph which is described by the following linear equation:

$$Py = 0.431 E_b^{0.607}$$

Generally speaking, the stress value of Py increase with depth, while the slope of this increase varies with type of rock and zoning. The depth- Py curve for each was expressed by a linear equation

$$Py = az + b$$

where z is depth, and coefficient a gives a quantitative value for internal friction and coefficient b gives a quantitative value to cohesion.

As shown in Figure 4, the relationship between σ_3 that is confining pressure for Py point may be expressed;

$$\sigma_3 = \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} = (\gamma-1)h \frac{\nu}{1-\nu}$$

where ν is Poisson's ratio, ν is unit weight, h is overburden height. Using the σ_3 and Py points from the depth- Py relationships shown in Figure 4 were used to describe Mohr's circles. On the basis of these Mohr's circles, an idea of the c and ϕ value of the bedrock can be estimated.

If the depth- Py relationship is similar to a linear relation, c and ϕ may be expressed by the following formula;

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{a-A}{a+A} \right)$$

$$c = \frac{Ab}{a-A} \tan \phi$$

where

$$A = (\nu-1) \frac{\nu}{1-\nu}$$

Figure 7 (a), (b), and (c) show examples of Py distribution at 3 different sites. From these distribution curves, c and ϕ were calculated by using above formula.

Results of these calculation is shown in Table 2 and Figure 9, and in the Figure 9 also shown the c and ϕ relation obtained by the triaxial compressive strength test in laboratory.

As shown in Figure 9, the c and ϕ which were calculated by depth- Py distribution of borehole load test are almost appropriate value of in-situ rock strength.

However, above mentioned procedure are not complete. It will be henceforth necessary to acquire a great deal more data to satisfy present needs. Furthermore, more rigorous theoretical research is also required.

1 まえがき

構造物の基礎となる岩盤の強度特性の1つとして、 c 、 ϕ を原位置で知ること、ヤング率などの変形性を知ることと並んで構造物の設計、施工を考える上で重要な要素である。原位置で岩盤の c 、 ϕ を求める方法としては、一般に岩盤直接せん断試験が多く用いられ、規準化されている。しかしこの方法は、原則として試掘横坑を用いて行なわれ、準備や試験装置が大がかりで、手軽に実施できる方法とはいえない。これに対し、手軽にできる試験法として、ボーリング孔を用いて実施するせん断試験法も考案されているが、未だ、実用的には試験段階にあるといつてよい。

筆者等は、今までに多くの孔内載荷試験を実施してきたが、より簡単に岩盤の c 、 ϕ を原位置で求める目的で、孔内載荷試験結果による応力～変位曲線の折れ曲り点に着目し、均質な岩盤という条件のもとで c 、 ϕ を求める手法について考察した。

2 孔内載荷試験法による降伏点応力 Py について

孔内載荷試験において得られる応力～変位関係において、それがほぼ直線を示す部分がみられ、その直線部分から、変形係数（弾性係数）が求められている。岩盤が風化を受けている場合や、いわゆる軟岩などにおいては、この応力～変位関係の直線部分が、ある応力の大きさに達すると折れ曲り、そこから応力に対する変位の進行が急に大きくなるところがしばしば見受けられる。この論文においては、この折れ曲る点を降伏点とよび、これは、岩盤の強度 c 、 ϕ に関係するものと考えられる。図-1に新第三紀の泥質砂岩層で測定された孔内載荷試験の応力～変位曲線の例を示す。図に示すように、それぞれ応力が60kg/cm²、80kg/cm²の点（図中の矢印の点）に応力～変位関係を示す線の折れ曲りがみられ、この部分を降伏点とよんでいる。降伏点を過ぎて、さらに応力が増大する場合、その勾配は降伏点以前の部分より、かなり小さくなっている様子がよくうかがえる。降伏点からさらに変

位が進行した後、除荷すると、残留変位がみられ、くり返し荷重による応力～変位の曲線はほぼ等しい勾配がえられている。このような応力～変位曲線の折れ曲りや残留変位などは、平板載荷試験や供試体の室内試験などにおいても、よくみられる地盤材料の降伏破壊現象と類似している。

そこで、このような降伏点が現われているデータを用いて、応力～変位曲線の直線部分から求められる変形係数と、降伏点に相当する応力の大きさの関係をプロットすると、図-2に示すようになり、変形係数を E_b 、降伏点の応力を P_y とすれば、相関係数0.86で

$$P_y = 0.431 E_b^{0.607} \quad (1)$$

と表わされる。

すなわち、この関係は、孔内載荷試験を実施した地層の種類の違いに拘らず、岩盤の変形係数と降伏点の応力

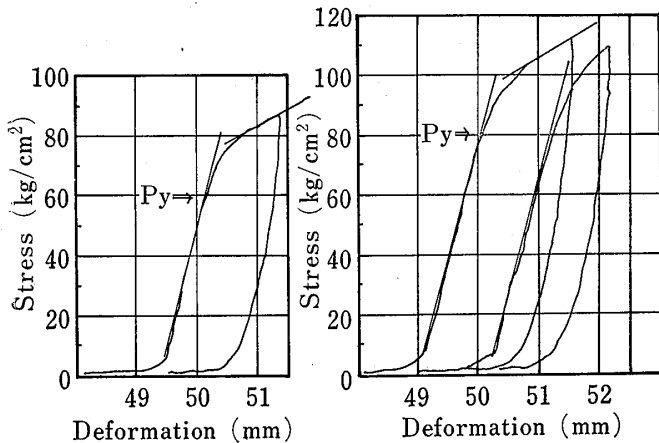


図-1 応力～変位曲線の例

Fig. 1 Examples of the yielding point on stress-deformation curve

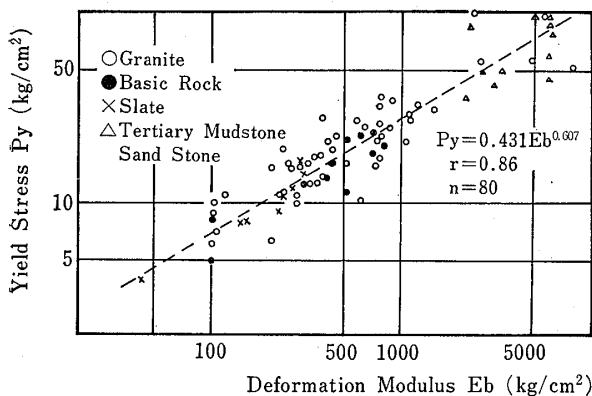


図-2 変形係数 E_b と降伏点応力 P_y との関係

Fig. 2 Relationship between deformation modulus E_b and yield stress P_y

はほぼ一定の関係にあることを示している。

3 孔内載荷試験における降伏点ひずみについて

孔内載荷試験によってえられる変形係数 E は、一般に、平面2次元理論から導かれるつぎの式で表わすことができる。

$$E = (1 + \nu) r_m \frac{\Delta P}{\Delta r} \quad (2)$$

ここに、 ν : 試験地盤のポアソン比

ΔP : 加えた応力

Δr : 半径の変化量

r_m : 初期と変化後の中間の半径

したがって孔壁の変位 Δr は、

$$\Delta r = (1 + \nu) r_m \frac{\Delta P}{E} \quad (3)$$

である。

(3)式中において、 ΔP を P_y 、 E を E_b とし、図-2から求められた(1)式を代入すると、降伏点における孔壁のひずみ ϵ_y は、

$$\epsilon_y = \frac{\Delta r}{r_m} = \frac{0.431(1 + \nu)}{E_b^{0.393}} \quad (4)$$

と表わすことができる。このひずみ ϵ_y は、当然ながら岩盤の変形係数に逆比例する。(4)式の結果をグラフにして図-3に示す。このグラフから、割れ目のほとんど存在しない均質な軟岩が一般的に示す変形係数5,000～10,000kg/cm²の範囲について、その降伏点におけるひずみは、1.5～2%程度であることがわかる。このひず

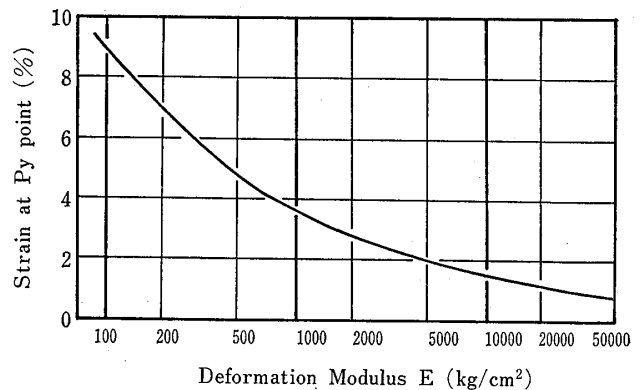


図-3 降伏点における孔壁のひずみ ϵ_y と変形係数との関係

Fig. 3 Relationship between radial strain of borehole wall and deformation modulus E_b at yielding point P_y

みの大きさは、このような軟岩の室内の三軸圧縮試験時に得られる破壊ひずみとほぼ同じ大きさである。以上のようなことを考えると、降伏点を示す応力が破壊に関する情報をもたらしていることが十分考えられる。

4 原位置 c, ϕ についての検討

上にのべたように、降伏点の応力が原位置における何らかの破壊に関する挙動であると考えられるためつぎにこの降伏点が、岩盤の強度として一般的に工学問題に用いられている c, ϕ とどのような関係があるかについて検討する。

4-1 任意の深度における降伏点の応力機構

武内・鈴木・田中(1976)は、孔内载荷試験による応力～変位曲線の直線部分から求められる変形係数は、岩盤内に発生する引張応力によって、放射状の割れ目が発生し、割れ目に挟まれた岩盤のクサビ状の部分の変形として扱うと現実の結果をよく説明できるとしている。この考え方を適用すると、降伏点は、このクサビ状部分の破壊挙動を示しているといえる。いま、このクサビ状部分を三軸応力状態と考え、降伏破壊が最大主応力 σ_1 と最

小主応力 σ_3 によってきめられるとすれば、拘束圧に相当する σ_3 は測定箇所における土かぶり圧 σ_v に相当する値の水平成分 σ_H として差支えない。

したがって、図-4において、 σ_3 は、

$$\sigma_3 = \sigma_H = \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \tag{5}$$

で示される。ここに、 ν はポアソン比である。そこで、岩盤の単位体積重量を γ 、土かぶり高さを h とし、地下水面以下とした場合は、(5)式はつぎのようになる。

$$\sigma_3 = (\gamma - 1)h \frac{\nu}{1-\nu} \tag{6}$$

このような拘束圧を受けた状態にあるとき、孔壁に半径方向応力が作用し、降伏状態に至ると破壊が生ずると考えると、降伏点応力 P_y は最大主応力 σ_1 とみなすことができる。したがって $\sigma_1 - \sigma_3$ は軸差応力となる。もし、同一な岩盤の中で、深度の異なる幾つかの箇所、それぞれ降伏点応力 P_y が得られたとすると、上にのべたことから、拘束圧の異なる条件下における破壊現象であるので、これらの深度の異なる一連の測定結果から、 c, ϕ を推定することができる。

4-2 c, ϕ の検討

図-5に示すように、モールの応力円に接する直線

$$\tau = n \tan \phi + c \tag{7}$$

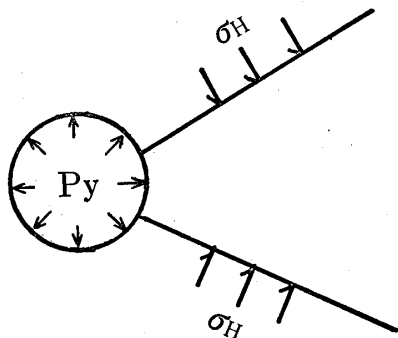


図-4 孔内载荷の応力条件
Fig. 4 Assumed stress condition in rocks by the borehole load test

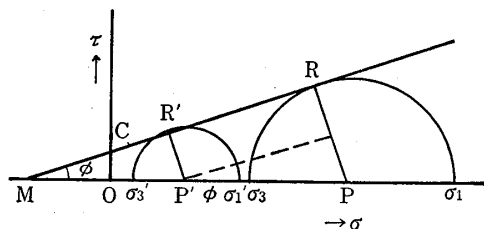


図-5 モールの円
Fig. 5 Mohr's circle

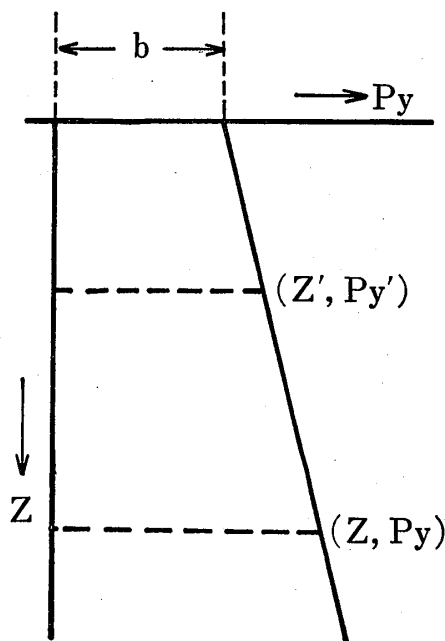


図-6 深度と降伏点応力との関係
Fig. 6 Relationship between depth and yield stress

において,

$$\sin \phi = \frac{\overline{PQ}}{\overline{P'P}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2} \div \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \quad (8)$$

$$= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma'_1 - \sigma'_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad (8)$$

の関係がある。

一方、図-6に示すように、深度 z と降伏点応力 Py の関係は、同じ層区分に該当する測定値を用いて、最小二乗法などによって、直線

$$Py = az + b \quad (9)$$

として求めるものとする。そこで、前項で述べたことを適用すると、(8)式と(9)式において、

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= Py, & \sigma'_1 &= P'y \\ \sigma_3 &= Az, & \sigma'_3 &= A'z' \end{aligned} \quad (10)$$

とすることができる。ここに、(6)式の関係から

$$A = (\gamma - 1) \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (11)$$

である。したがって、(8)式は、

$$\begin{aligned} \sin \phi &= \frac{(Py - Az) - (P'y - A'z')}{(Py + Az) - (P'y + A'z')} \\ &= \frac{(Py - P'y) - (z - z')A}{(Py - P'y) + (z - z')A} \end{aligned} \quad (12)$$

となる。ここに、(9)式の関係を用いると、

$$a = \frac{Py - P'y}{z - z'} \quad (13)$$

であるので、(11)式および(12)式から

$$\begin{aligned} \sin \phi &= \frac{a - A}{a + A} \\ \phi &= \sin^{-1} \left(\frac{a - A}{a + A} \right) \end{aligned} \quad (14)$$

となり、深度～降伏点応力曲線の勾配 a から ϕ を求めることができる。

一方、図-5において、

$$\frac{\overline{MP'}}{\overline{MP}} = \frac{\overline{P'R'}}{\overline{PR}}$$

$$\begin{aligned} \frac{c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}}{c \cdot \cot \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} &= \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \\ \{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma'_1 - \sigma'_3)\} c \cdot \cot \phi & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} (\sigma' - \sigma'_3) - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \\ &= \sigma'_1 \sigma_3 - \sigma_1 \sigma'_3 \end{aligned} \quad (15)$$

であるので、(10)式の関係を用いると、

$$\begin{aligned} c \cdot \cot \phi &= \frac{\sigma'_1 \sigma_3 - \sigma_1 \sigma'_3}{(\sigma_1 - \sigma'_1) - (\sigma_3 - \sigma'_3)} \\ &= \frac{A(P'y z - P'y z')}{(Py - P'y) - A(z - z')} \end{aligned} \quad (16)$$

となる。また、(9)式から

$$b = \frac{P'y z - P'y z'}{z - z'} \quad (17)$$

となる。そこで、(16)式の右辺の分子および分母をそれぞれ $(z - z')$ で割って、(13)式、(14)式および(17)式を用いると、

$$\begin{aligned} c &= \frac{Ab}{a - A} \tan \phi \\ &= \frac{Ab}{a - A} \tan \left(\sin^{-1} \frac{a - A}{a + A} \right) \end{aligned} \quad (18)$$

となり、深度～降伏点応力曲線の勾配 a と、深度0における Py の値 b から、 c を求めることができる。

以上にのべた前提とそれに基づく検討結果から、均質な岩盤において測定された深度の異なる一連の孔内載荷試験の結果を用いて、その岩盤の原位置における c および ϕ を推定することが可能である。ここで均質な岩盤とは、 c, ϕ に関して均質であることが本来必要であるが現実的にはその他の物理、力学量の深度に関する測定データ、および孔内載荷試験結果による深度～降伏点応力関係が、1つの直線で示されることなどから、均質であるとして取扱うことが必要とされる。

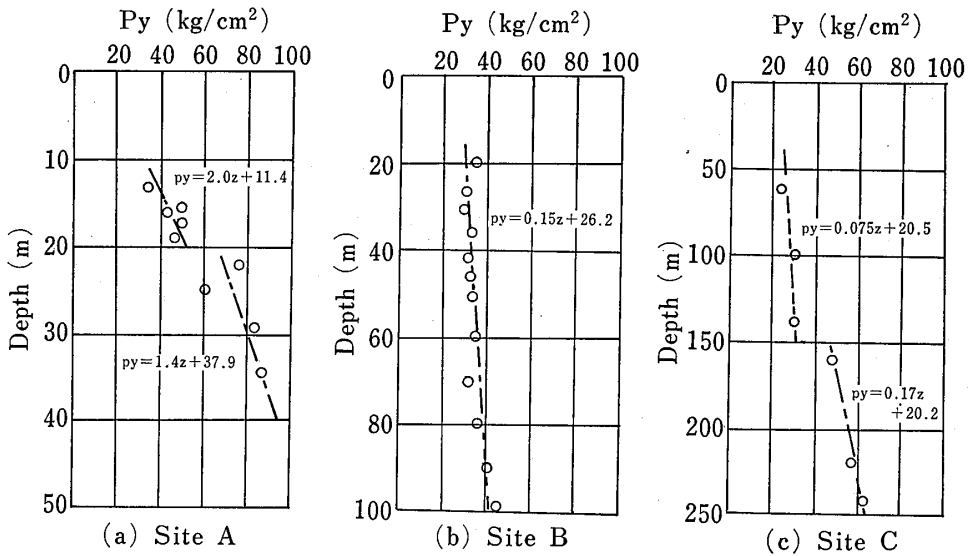
5 孔内載荷試験の降伏点応力からの c, ϕ 算定の実際例とその考察

つぎに、実際に得られた孔内載荷試験結果の深度～降伏点応力関係から、上にのべた方法を用いて、 c, ϕ を算定した2, 3の例について示す。

ここに述べる地点の岩盤状況は、いずれも新第三紀層に相当するもので、割れ目は極めて少なく、孔内載荷による応力の影響範囲内には、割れ目は存在しないと考えられる地層である。

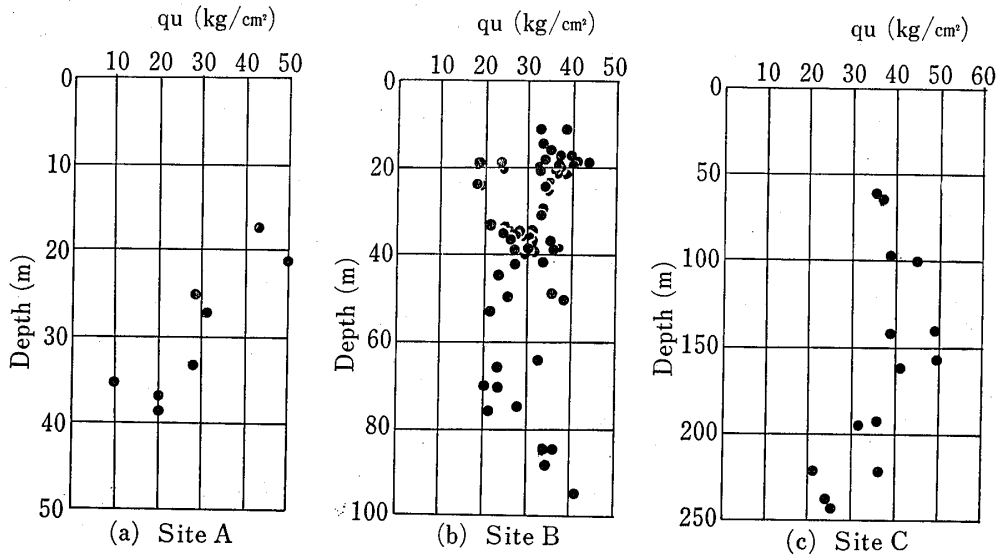
5-1 c, ϕ の値の算出

図-7(a), (b)および(c)に、それぞれ異なる3つの地点A, B, Cで測定された降伏点応力 Py の深度方向分布を示す。また、図-8(a), (b)および(c)には、それぞれの



図一七 孔内載荷試験による P_y の深度分布

Fig. 7 Examples of Relationship between depth and value of yield stress by borehole load test at various sites



図一八 一軸圧縮強度 q_u と深度の関係

Fig. 8 Relationship between depth and uniaxial compressive strength q_u in laboratory

地点の供試体の一軸圧縮強度と深度の関係を示す。これらの降伏点応力～深度および一軸圧縮強度～深度の分布をみると、A地点およびC地点については、いずれも2つの地層に分けることができる。すなわち、A地点では深度21m、C地点では160m付近を境にして区分することができる。それぞれ2つの区間で、降伏点応力～深度分布はそれぞれ異なる勾配をもっており、また、一軸圧縮強度の分布も同様に分けることができる。一方、B地点は全区間について一様な地層とみることができる。上にのべた深度区分に対し、それぞれの地域の降伏点応力

～深度分布を、最小二乗法を用いて直線式、 $P_y = az + b$ (z : 深度) で表わすと、表一1のようになる。表中には、各区分に相当する平均的な一軸圧縮強度および単位体積重量の値を示してある。表一1から明らかなように、各地点で深度区分によって、直線式の係数 a および b が異なっている。A、B、C 3地点のそれぞれの係数 a および b から、(8)式および(10)式を用いて、 c 、 ϕ を算出した。その結果を表一2に示す。これらの計算において、各地点とも地下水は地表近くにあるため、地層の単位体積重量は浮力を差引いた値を用いている。表一2の

表-1 降伏点応力と深度との関係式

Table 1 The linear equation of the yield stress for the depth at various sites

Region	Depth	Relation between $P_y(\text{kg/cm}^2)$ and $z(\text{m})$	Average Value of $q_u(\text{kg/cm}^2)$	$\gamma_t(\text{ton/m}^3)$
A	0~21 m	$P_y=2.0z+11.4$	50	1.8
	21~35	$P_y=1.4z+37.9$	20	1.8
B	0~100	$P_y=0.15z+26.2$	30	1.7
C	0~160	$P_y=0.075z+20.5$	40	1.8
	160~240	$P_y=0.17z+20.2$	30	1.8

表-2 降伏点応力から求められた c, ϕ の値

Table 2 The values of c, ϕ calculated from the yield stress values

Region	Depth	$c(\text{kg/cm}^2)$	$\phi(^{\circ})$
A	0~21 m	0.84	73.2
	21~35	3.3	70.1
B	0~100	6.6	36.6
C	0~160	7.8	15.7
	160~240	5.1	36.6

表-3 三軸圧縮試験から得られた c, ϕ の値

Table 3 The values of c, ϕ obtained from the triaxial compressive test

Region	Depth	$c(\text{kg/cm}^2)$	$\phi(^{\circ})$
A	0~35 m	14.5	56
B	0~100	10.0	20
C	0~160	11.1	22.7
	160~240	7.0	30.7

結果をみると、A地点の内部マサツ角は非常に大きな値となっている。これは図-7(a)に示すように、深度に対する P_y 値の増加が他地点にくらべて特に大きいことから容易にわかることである。

5-2 c, ϕ 算定結果の考察

前述した方法により求めた原位置におけるボーリング孔内の c, ϕ が、どの程度妥当なものであるかについて、供試体の室内三軸圧縮試験結果と対比して検討する。

c, ϕ を求めた地層と同一の地層、または同じボーリング孔から採取した岩石供試体を用いて室内三軸圧縮試験を行ない、 c, ϕ を求めた結果を表-3に示す。各地点の結果は、いずれもある巾をもった値であるが、それぞれ該当する深度について、平均の値を算出し表に示し

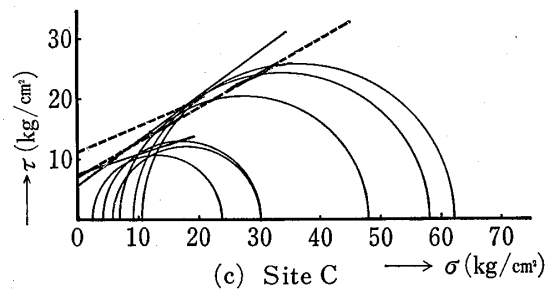
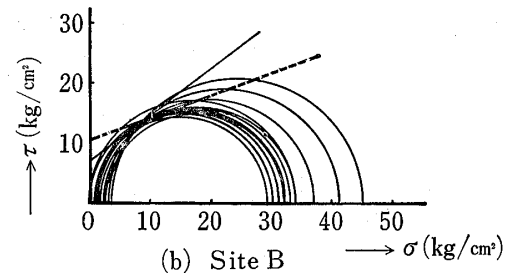
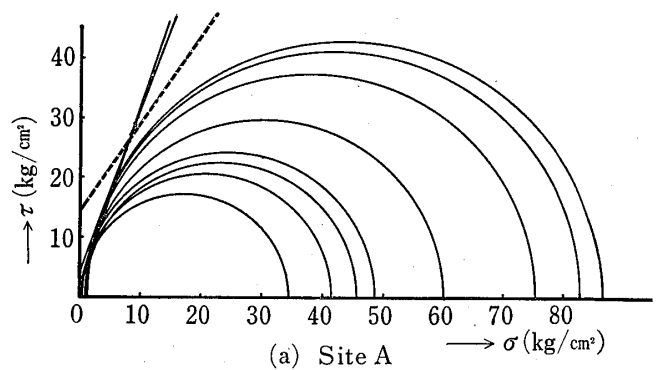


図-9 P_y から求めた c, ϕ と三軸圧縮試験から求めた c, ϕ との比較

Fig. 9 Comparison with c, ϕ obtained by yield stress and c, ϕ by triaxial compressive strength test in laboratory

である。ただし、A地点については、降伏点応力の測定を行なったボーリングのサンプルを用いた三軸圧縮試験結果がないため、同じ地層の他のボーリング孔からのサンプルの試験結果を示してある。

試験の方法は、A地点については、UU条件の三軸圧

縮試験, BおよびC地点はいずれも \overline{CU} 三軸圧縮試験で, 同時に間隙水圧を測定し, 結果は有効応力で示したものである。また, 軸方向の圧縮速度は, 0.1%/min のひずみ制御によって行なわれたものである。また, 図-9(a), (b)および(c)は, それぞれ各地点の孔内載荷試験結果の降伏点応力から求めた c, ϕ と, 室内三軸圧縮試験結果による c, ϕ を一緒に示したものである。すなわち, 各降伏点応力とその深度における拘束圧からモールの応力円を描き, それから求めた c, ϕ を直線で示してある。また, 室内三軸圧縮試験による c, ϕ の結果は, 破線で示してある。

これらの2つの方法によって求められた c, ϕ は, 原位置と供試体という違いや, 試験地盤や試験材料に与える応力機構の違いがあって, 同一に論ずることはできない。しかし, 各地点の地層が新第三紀層の砂岩や泥岩で比較的割れ目が少なく, 等方均質に近いことなどを考えると, 両者の比較は一応の意味を持つものと考えられる。

両者を比較すると, 孔内載荷試験による c, ϕ は, 室内三軸圧縮試験による c, ϕ とくらべて, c の値がいずれも小さく, 逆に ϕ が大きくなっている。これは, 前述のように, 試験条件や応力機構の違いに起因するものと, 試験箇所や供試体のバラツキに起因するものとが考えられ, これを更に検討することは, 今後の課題の1つであるが, 孔内載荷試験による c, ϕ の算定結果は, 経験的にみて, 原位置での地盤の強度として, 一応妥当な範囲にあると考えられる。

6 結語

同一ボーリング孔中で, 深度方向に対して測定された孔内載荷試験の降伏点応力の値を用い, 原位置における岩盤の c, ϕ を求める手法について検討した。

ここに示した実際例において, この手法によって求められた c, ϕ は, 同一ボーリング孔などから得られた岩石供試体の室内三軸圧縮試験結果の c, ϕ との対比からみても, 原位置での c, ϕ を概略的に示すように思われる。しかしながら, 今回対象とした岩盤は, 全般的には一様で均質な新第三紀の地層で, 割れ目も極めて少なく, 理想的な岩盤とはいえ, 個々の点のバラツキが, c, ϕ の値にもある影響を与えていると思われる。すなわち, わずかな測定個数から, 直線の関係式を求める場合, 係数 a および b に含まれる誤差が大きく, c, ϕ の決定に影響を与える。

今後さらに, 多くの室内試験結果や, 特に原位置での岩盤直接せん断試験による c, ϕ との対比を含めて, その妥当性について検討をすすめるとともに, 孔内載荷試験法における降伏点応力付近の破壊機構についてもより厳密に検討することを考えている。

参考文献

- Baguelin, F., Jezequel, J. F. and Shields, D. H.(1978):
The pressuremeter and foundation engineering.
Trans. Tech. Publication
- 武内俊昭・鈴木楯夫・田中荘一(1976): 孔内載荷試験と岩盤の変形に関する特性の研究 土と基礎 Vol.21 No.1
- 武内俊昭・鈴木楯夫・田中荘一(1977): 孔内載荷試験法による岩盤測定結果の検討 第5回 岩の力学国内シンポジウム講演別刷
- 武内俊昭・鈴木楯夫・田中荘一(1979): 孔内載荷試験と平板載荷試験による変形係数の比較について 応用地質調査事務所年報 No.1