

孔内載荷試験による原位置岩盤の C , ϕ についての考察 その2

武内俊昭・鈴木楯夫・国松 直

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

Part 2

Toshiaki TAKEUCHI, Tateo SUZUKI and Naoshi KUNIMATSU

Abstract

1. With the idea that yield points on stress displacement curves as determined by borehole load testing provide information on strength of rock, the authors considered rock to be an elastic body, and, using the Mohr-Coulomb failure criteria, propose a method for determining C and ϕ values of in situ rock.

However, the stress deformation behavior of such Tertiary formations as soft rock is known to frequently show characteristics of elasto-plastic or visco-elastic bodies. This paper considers rock to be an elasto-plastic body and explores stress deformation curves obtained by borehole load testing in situ type of ground, the relationship between yield point stress P_y and properties of rock, as well as the effects of cracking and the relationship with overburden conditions, etc. In addition, a method for finding C and ϕ values of rock from the vertical distribution of yield point values P_y is determined.

2. Considering rock as an elasto-plastic body based on Von Mises criteria, the authors used the 2-dimensional finite element method to consider the relationship between yield point P_y and ground in which cracking radiates from around the borehole, and also this relationship for ground in which this type of cracking is not present.

The authors used the formula of Mizuta, et al. as the basic theory in their calculations. This relationship is as formula (2) in which the form of f_2 is taken to be a parabola, and if Q_0 is taken to be yield stress as shown by the unconfined compressive strength test, formula (3) is obtained. a and b in formula (3) are the material constants and determined by the triaxial compression test. The formula (9) expresses the criteria for the range of the tensile strength.

Figs. 2 and 3 show the yield point values that were obtained. Fig. 2 represents calculations that were made assuming cracks spaced 90 apart and also cracks spaced 180 apart. Fig. 3 shows results for when this cracking is not present. From results, the following may be said:

- (1) In both cases, yield points are observed on stress-deformation curve.
- (2) Comparing graphs (2) and (3) in Fig. 2, little difference can be seen in relation to boundary conditions while some differences can be seen (1) and (2), depending on crack spacing. That is, yield point stress is lower when distances between cracks are smaller.
- (3) Yield point stress values are largest when no cracking is present. In such a case, there is a tendency for yielding point stress to increase as overburden stress increases.

(4) The yield point is not apparent in the immediate area around the borehole where plastification takes place, it seems to appear for the first time where plastification has proceeded from the perimeter of the borehole to a point 3.5 times the radius of the borehole.

(5) Good correspondance was found between yield point stress values as determined by in situ testing and those determined by laboratory testing. This conclusion was reached by comparing results calculated on the basis of borehole load testing in Tertiary sandy mudstone and on the basis of laboratory tests of the same rock.

3. Esashi et al. presented formula (10) based on the Mohr-Coulomb criteria to express stress distribution within plastic regions. The authors combined thick cylindrical theory with the plastic region concept to investigate the relationships between yield stress and overburden pressure and rock cohesion C . These results are shown in Figs. 7 and 8. A tendency can be seen for confined pressure and cohesion C to increase with increasing yield stress.

In practice yield point P_y does not usually show up clearly on the stress displacement curve, while we may use formula (18) for measurement results at two different depths, where confining pressures are P_{o1} and P_{o2} and yield stresses, $P_y'1$ and $P_y'2$. Thus, on the basis of formula (24), we obtain the formula (25).

Using the above line of thought, C and ϕ values for two region A and B are obtained and compared to values for C and ϕ obtained by triaxial compression testing of rock, and by the method described in the previous paper, results are shown in Table 3.

In this paper, rock has been considered as an elasto-plastic body. In reference to this, the relationship between C and ϕ values for rock and yield stress P_y have been considered and it is clear that to some degree confining conditions due to overburden, etc. are an influencing factor. However, at the same time it must also be said that a new problem has also come to light concerning the determination of yield point on the stress displacement curve. This remains an important problem for future study.

1 まえがき

筆者ら(1980)は、孔内載荷試験によって得られる応力～変位曲線の降伏点が、岩盤強度に関する情報を与えるものと考え、岩盤を弾性体とみなし、モールクーロンの破壊基準により、孔壁周辺の岩盤内に発生する引張り応力によってできた、割れ目に囲まれたクサビ状の部分の変形として取扱い、降伏点応力をもとに岩盤の C 、 ϕ を、原位置試験である孔内載荷試験によって求めることができることを述べた。しかし、第三紀層などのいわゆる軟岩などの応力～変形挙動は、その岩盤を弾塑性体とか粘弾性体として取扱うことが多く、原位置試験や室内試験の結果からも、塑性的挙動や粘性的挙動が見られている。

このような観点から、孔内載荷による応力～変位曲線にみられる降伏点に関し、岩盤を弾塑性体とみなした場合の降伏点応力 P_y と岩盤物性との関係、および割れ目の影響や土被り条件などとの関係について検討を行なった。そして、これらの結果にもとづいて、前の報文に示したB地点およびC地点の測定データを用いて、岩盤の

*応用地質調査事務所年報 No.2 (1980) p.112参照

C 、 ϕ を計算し、比較を行なった。

2 弾塑性理論による降伏点応力について

2-1 Von Mises の条件式にもとづく弾塑性体の場合

空洞周辺の岩盤の弾塑性解析に関して、水田ら(1978)は、Von Mises の降伏条件式

$$\tau_{oct} = f_2 (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (1)$$

において、 τ_{oct} は八面体せん断応力で、この関数 f_2 の形を放物線とした

$$\tau_{oct} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

を用い、さらに、岩盤の一軸圧縮試験による降伏応力を Q_0 として、圧縮における降伏条件式を次式で表わしている。

$$\left(\frac{\tau_{oct}}{Q_0} \right)^2 = a \left(\frac{I_1}{3Q_0} + b \right) \quad (3)$$

表一 B地点の砂岩の岩石試験結果
Table 1 Properties of rock sample of sandstone of B site

Elastic modulus	7,240kg/cm ²
Poisson's ratio	0.24
Compression strength	26.5kg/cm ²
Tensile strength	4.3kg/cm ²
Shear strength	11.73kg/cm ²
Angle of internal friction	11.5°

ここに、*a* および *b* は材料に関する定数で、三軸試験などによって決定される量であり、また、*I*₁ は1次の応力不変量で

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3\sigma_m \quad (4)$$

である。そして、(3)式を(4)式に示す応力不変量を用いて書き直し、つぎのように表わしている。

$$F = \alpha I_1 + J_2 - K = 0 \quad (5)$$

ここに、*J*₂、*α* および *K* は、つぎのように表わされる。

$$J_2 = \frac{3}{2} \tau^2_{oct} \quad (6)$$

$$\alpha = -\frac{1}{2} a Q_0 \quad (7)$$

$$K = \frac{3}{2} a b Q_0^2 \quad (8)$$

また、引張応力の範囲の降伏条件は、つぎのように示されている。

$$F = \sigma_1 - S_t = 0 \quad (9)$$

ここに、*S*_t は材料の引張り強度である。

以上に示した基礎理論に基づき、2次元弾塑性有限要素法を用いて、応力と変形との関係を求めた。この計算に用いた材料に関する定数は、B地点において採取した新第三紀の砂質泥岩について実施した室内岩石試験の結果から求めた。岩石試験の結果は表一に示すとおりである。

(A) 割れ目が発生している場合

計算を行なうに当たっては、図一に示すように、割れ目が180°間隔および90°間隔に入っている場合を採用した。そして、図二の上部に示すように、円孔周辺の境界条件をつぎのようにした。

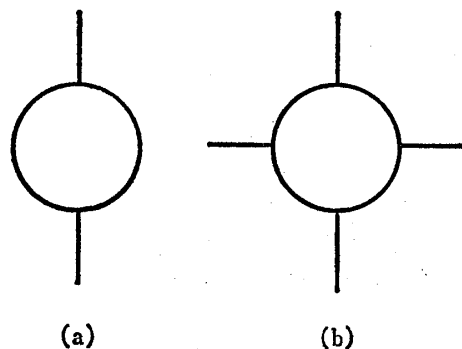
(1) 180°間隔のクサビ状部分について、円孔の半径を *R*。としたとき、円孔中心から10*R*。の距離にある円周部

分に、深度20mに対応する土被り圧 (1.5kg/cm²) に相当する応力を予め加えた後、割れ目にも土被り圧に相当する応力を与えた。

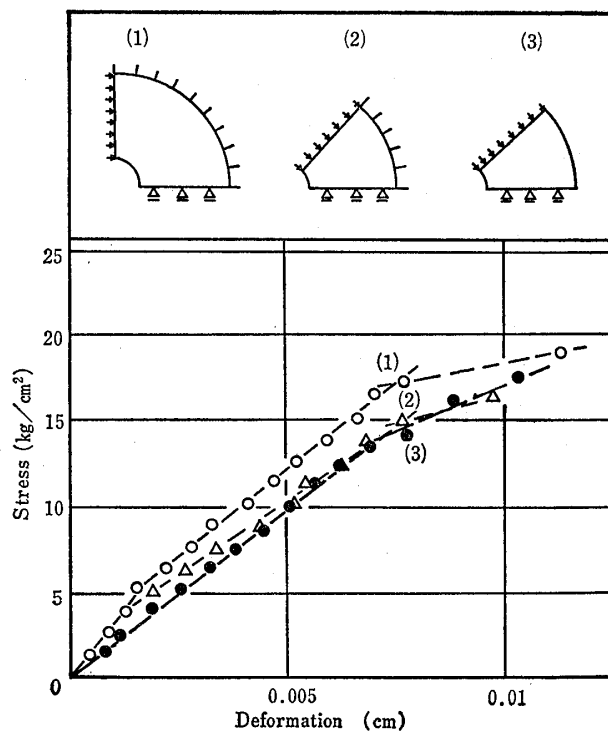
(2) 90°間隔のクサビ状部分について、(1)と同じ条件を与えた。

(3) 90°間隔のクサビ状部分について、10*R*。の距離にある円周部分を固定し、割れ目に深度20mに対応する土被り圧 (0.44kg/cm²) に相当する応力を与えた。

上記の3つのケースについて、円孔の孔壁に半径方向の応力を加え、応力～変位曲線を求めた。その結果は、



図一 引張り応力による発生割れ目モデル
Fig. 1 Fissured model caused by tensile stress



図二 割れ目間隔及び遠方境界条件の差異による応力～変位曲線の変化
Fig. 2 Stress deformation curve affected by angle of fissures and boundary condition

表-2 割れ目のあるモデルにおける計算値と測定値の比較 (深さ20m)
Table 2 Comparison of calculated and measured values in fissured model (depth 20m)

Boundary condition	Deformation bind		Fix
	180°	90°	90°
P_y by F. E. M. (kg/cm ²)	17.5	15.0	14.0
P_y by measured data (kg/cm ²)	30.0		

図-2の下部に示すとおりである。この計算結果によると、(2)と(3)の曲線はほとんど同じであり、これは、円孔中心から10R.の距離にある円周部分の境界条件の差異は応力~変位関係には影響しないことを示している。これに対して、(1)と(2)の曲線には差異が見られ、割れ目の間隔による違いが見られる。

しかし、いずれのケースにおいても、応力~変位曲線には、変曲点、すなわち降伏点が明瞭に現われている。

これらの計算によって得られた降伏点応力値と、この計算の入力値として用いた岩石試験の試料を採取した岩盤において実施した孔内載荷試験のうち、深度20mのところの降伏点応力値を比較すると、表-2のようになる。すなわち、割れ目発生後の岩盤を Von Mises の降伏条件に基づく弾塑性体と考えるときは、現地において実測された応力値の1/2ぐらいの応力で降伏することになる。このことは、孔壁から放射状に割れ目が発生し、その後、岩盤の弾塑性的性質に基づいて降伏が生ずるといふ現象は、現地地盤においては発生していないことを示している。

これらの計算においては、円孔の半径 R_0 に対し $10R_0$ の距離のところまで割れ目が入っている。これを孔内載荷試験によって加えられた応力によるものと考え、岩盤の引張り強度 S_t と $10R_0$ の位置での引張応力 σ_θ の関係が、 $\sigma_\theta > S_t$ となる。そこで、表-1に示す岩石試験によって得られた引張強度 4.3kg/cm^2 を、岩盤の引張り強度 S_t とし、そして $10R_0$ の位置での引張応力 σ_θ が 4.3kg/cm^2 となるような孔壁での載荷応力 P は、

$$\sigma_\theta = S_t = P \frac{R_0^2}{(10R_0)^2} = \frac{P}{100}$$

によって求められ、載荷応力 P は 430kg/cm^2 となる。したがって、割れ目が $10R_0$ に広がる以前に孔壁付近は塑性化してしまうことになる。

この計算は、岩盤にもともと割れ目が存在する場合に適用しうるものであるが、筆者ら (1980) が岩盤を弾性体として取扱った場合のモデルにあてて合わせて計算を試みたものである。上に述べたように、計算結果と実測

結果との間には大きな相異がみられ、ここに使用したモデルは不適當である。したがって、孔内載荷によって生ずる引張応力によって、割れ目の発生と塑性化が進行するとして考える必要がある。

(B) 割れ目が発生しない場合

(A)において検討した結果を受けて、孔壁には割れ目がなく、孔壁に作用する圧力による円孔周辺の岩盤の変形挙動について計算した。計算に当っては、円孔の半径 R に対し、 $10R_0$ の距離にある円周部分に、土被り圧力に相当する応力を加え、これによって生ずる変位を固定した後、円孔内壁より応力を加え、応力~変位曲線を求めた。その結果は図-3に示すとおりで、土被り圧は、深度20mおよび50mに相当する2つの場合である。また、深度20mおよび50mの箇所を実測された結果をも記入してある。

図-3において、計算によって得られた応力~変位曲線には、明瞭な降伏点が現われており、降伏点応力の値は、土被り深度20mで 25.0kg/cm^2 、深度50mで 32.5kg/cm^2 となっている。これらの値に対して、現地での実測結果

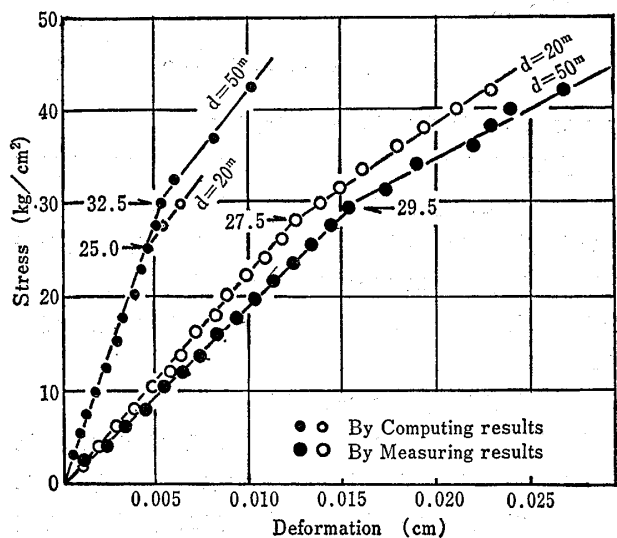


図-3 土被り圧による降伏点応力の変化
Fig. 3 Yield stress variation due to overburden pressure change

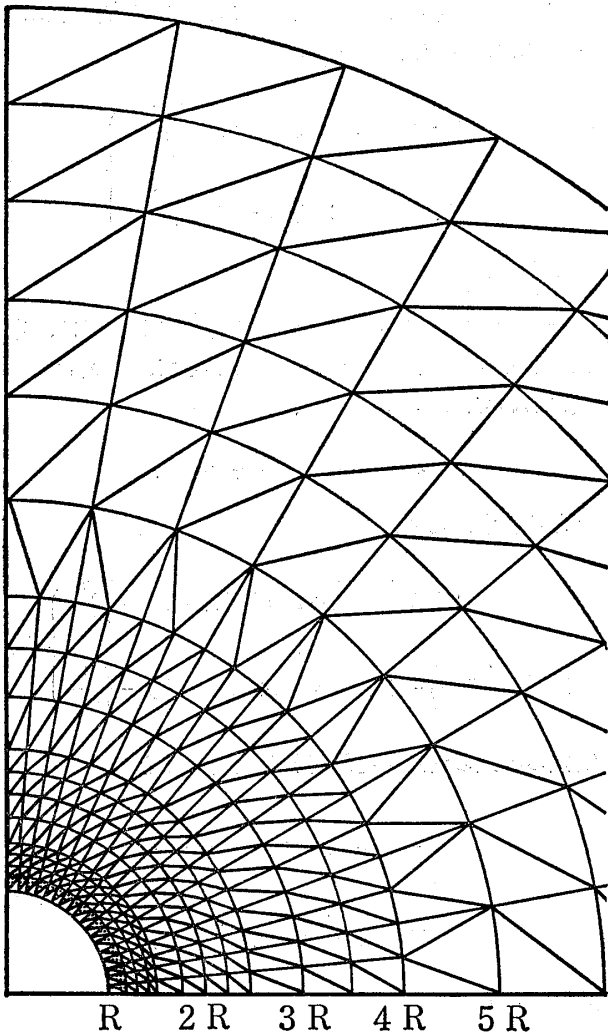


図-4 降伏点応力25kg/cm²における塑性領域発達状況
Fig. 4 Plastic zone development status under the yield stress-25kg/cm²

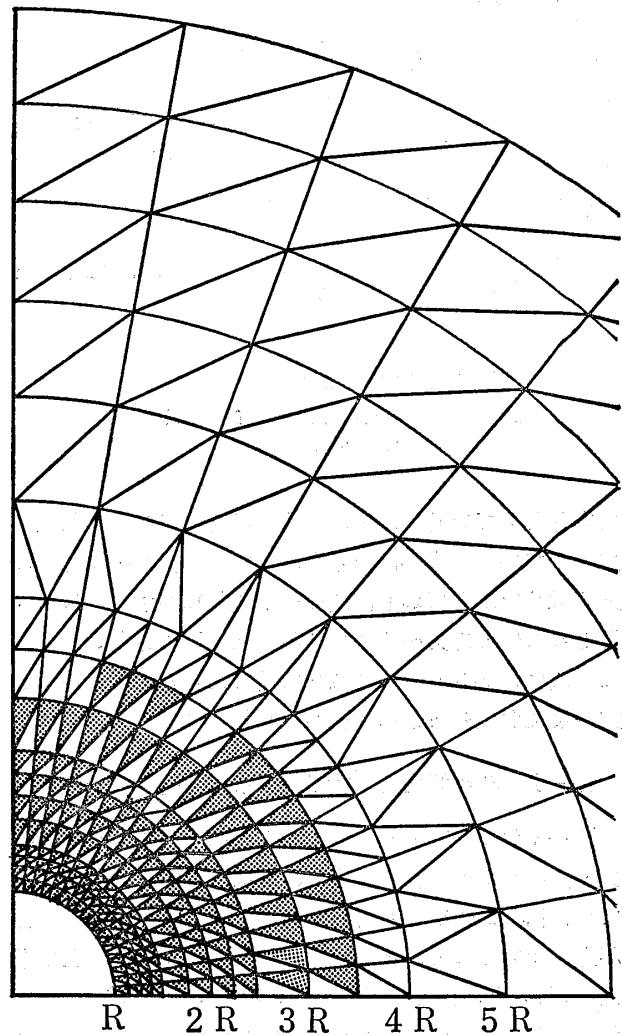


図-5 応力7.5kg/cm²における塑性領域発生開始状況
Fig. 5 Start of plastic zone generation by stress -7.5kg/cm²

から求められた降伏点応力の値は、それぞれ、27.5kg/cm²および29.5kg/cm²となっており、さきに示した計算によって得られた値と比較的よい一致を示している。

一方、計算によって求められた応力～変位曲線と、実測によって求められた曲線の降伏点応力以前の弾性挙動を示す部分の曲線の勾配には、いずれの深度の場合にも大きな相異が見られる。計算に用いた弾性係数の値は、岩石試験の結果から得られた値であり、とくに不都合はないと考えられるが、この相異の原因については、今のところ不明であり、別途検討するつもりである。

この計算の過程における各要素の塑性化状況をみるために、孔壁に与えられる応力が7.5kg/cm²の場合と25.0kg/cm²

の場合を代表例として、それぞれ図-4および図-5に示す。いずれも深度20mに相当する境界条件のものである。図-4は、孔壁に加えられる応力は比較的lowく、最初に塑性化が現われた段階のもので、塑性化がみられる要素は、孔壁近傍に限られていることがわかる。図-5は、降伏点応力のときのもので、ほぼ3.5R₀の距離までにある大部分の要素に塑性化が起こっている様子がうかがえる。そこで、図-3に示す応力～変位曲線とをあわせると、深度20mのところの円孔内壁に加える応力を増加していくと、応力が7.5kg/cm²の時に、孔壁近くの要素（岩盤）は塑性化するが、この時点では孔壁における応力～変位曲線の形状に特別な変化は現われず、なおも応

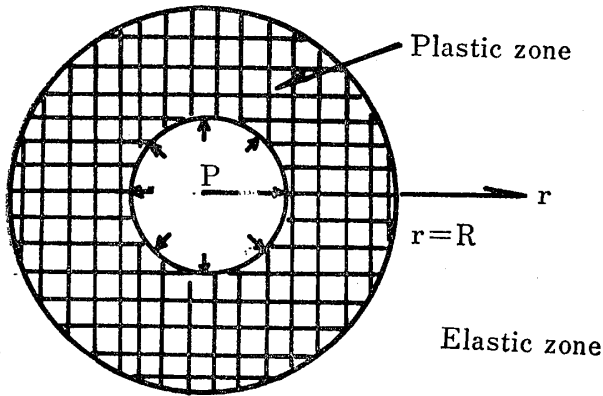


図-6 弾塑性領域模式図
Fig. 6 Assumed model of elastic and plastic zone

力を増加していくと、塑性化する要素（岩盤）の領域は拡大しているにもかかわらず、応力～変位曲線は見かけ上直線状を示しており、塑性化の進行に関する応答は、孔壁における応力～変位曲線からは抽出できない。そして、塑性化が $3.5R$ の領域まで進んだときに、初めて応力～変位曲線の形状に変化が現われることになる。

2-2 塑性領域と弾性領域の組合わせの場合

図-4 および図-5 に示したように、孔壁における応力～変位曲線に降伏点が現われる以前の加圧段階においても、円孔周辺部より内部に向かって、しだいに塑性化が進んでいることから、図-6 に示すように、円孔の半径を R_0 とし、円孔周辺部から $r=R_Y$ の範囲には塑性体が存在し、その外側は弾性体という場合について、孔壁に圧力 P が加えられるとき、 P の増加に伴って、塑性領域と弾性領域の境界が同心円状に拡大していく場合を考える。

江刺ら (1972) は、図-6 に示すように、円孔の孔壁に圧力 P が与えられたときの塑性領域内の応力分布を、つぎに示す式で表わしている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{rp} &= 2Y \ln \left(\frac{R_0}{r} \right) + P \\ \sigma_{\theta p} &= \sigma_{rp} - 2Y \\ &= 2Y \left\{ \ln \left(\frac{R_0}{r} \right) - 1 \right\} + P \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここに、

$$Y = (c \cot \phi + P_0) \sin \phi \quad (11)$$

であり、 P_0 は無限遠より作用する圧力である。

一方、無限遠より圧力 P_0 が作用しているときに、孔壁に圧力 P を与えたときの弾性領域内の応力分布は、一般的には、厚肉円筒理論により

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{re} &= P_0 - (P_0 - P) \frac{R_0^2}{r^2} \\ \sigma_{\theta e} &= P_0 + (P_0 - P) \frac{R_0^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

で表わされる。

そこで、塑性領域と弾性領域の境界においては、応力は等しくなければならない。したがって、(10)式および(12)式において、 $r=R_Y$ のとき、

$$\sigma_{rp} = \sigma_{re}, \quad \sigma_{\theta p} = \sigma_{\theta e}$$

となる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} 2Y \ln \left(\frac{R_0}{R_Y} \right) + P &= P_0 (P_0 - P) \frac{R_0^2}{r^2} \\ 2Y \left\{ \ln \left(\frac{R_0}{R_Y} \right) - 1 \right\} + P &= P_0 + (P_0 - P) \frac{R_0^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

(13)式の各式の両辺をそれぞれ加え合せると

$$2Y \ln \left(\frac{R_0}{R_Y} \right) = Y - P + P_0 \quad (14)$$

$$\ln \left(\frac{R_0}{R_Y} \right) = \frac{Y - P + P_0}{2Y}$$

したがって

$$e^{\frac{Y - P + P_0}{2Y}} = \frac{R_0}{R_Y} \quad (15)$$

$$R_Y = R_0 \cdot e^{\frac{P - Y - P_0}{2Y}} \quad (16)$$

となる。いま、塑性域と弾性域の境界が孔壁と一致する場合 ($R_Y = R_0$) には、(16)式から

$$\frac{P - Y - P_0}{2Y} = 0 \quad (17)$$

$$P = Y + P_0$$

が得られる。(17)式に(11)式を代入すると、

$$P = c \cos \phi + (1 + \sin \phi) P_0 \quad (18)$$

(18)式は、岩盤の c 、 ϕ を与えたとき、拘束条件（土被り圧力など）としての圧力 P_0 のもとで、孔壁が塑性化を起す臨界作用圧力を表わすものである。

つぎに, $r=R_Y$ における点の半径方向の変位を U_{RY} とすれば, 対称の場合のひずみ成分の式より, つぎのように表わされる。

$$\frac{U_{RY}}{R_Y} = \epsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1-\nu) \sigma_{\theta\theta} - \nu \sigma_{rr} \right\} \quad (19)$$

(12)式を代入すると

$$\frac{U_{RY}}{R_Y} = \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1-2\nu) P_o - Y \right\} \quad (20)$$

したがって

$$\begin{aligned} U_{RY} &= \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1-2\nu) P_o - Y \right\} R_Y \\ &= \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1-2\nu) P_o - Y \right\} R_o e^{\frac{P-Y-P_o}{2Y}} \quad (21) \end{aligned}$$

塑性域で体積変化がないものとすれば, 孔壁の半径方向の変位は,

$$\begin{aligned} U_{R_o} &= U_{RY} \cdot \frac{R_Y}{R_o} \\ &= \frac{1+\nu}{E} \left\{ (1-2\nu) P_o - Y \right\} R_o e^{\frac{P-Y-P_o}{Y}} \quad (22) \end{aligned}$$

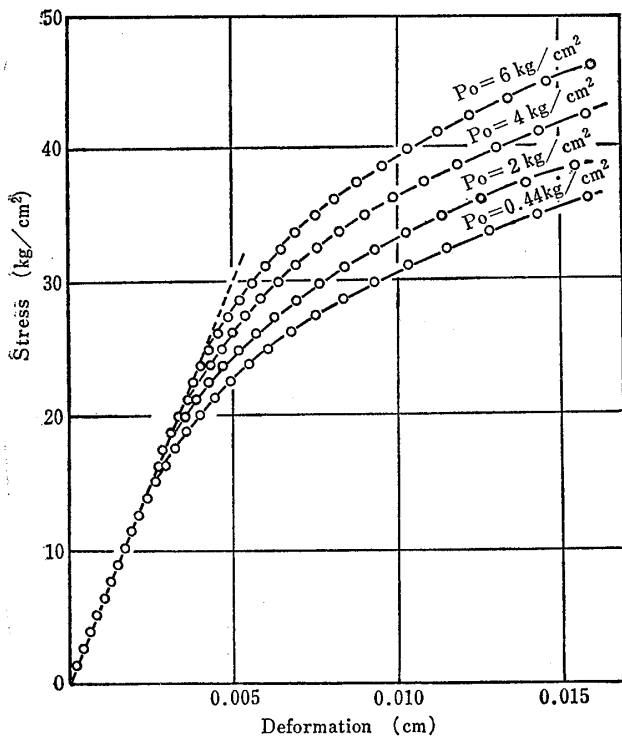


図-7 土被り応力による降伏点応力の変化
Fig. 7 Yield stress variation due to overburden pressure change

と表わすことができる。ここに, Y は(11)式に示されている。

表-1に示す岩石試験結果から得られた諸量を用いて, 無限遠よりの応力 P_o をパラメーターとして, (22)式から応力 P と変位 U_{R_o} の関係を示すと図-7のようになる。また, 無限遠よりの応力 P_o を深度20mに相当する土被り圧力 0.44 kg/cm^2 , 内部摩擦角 ϕ を 11.5° とし, せん断強度 C をパラメーターとして計算した応力~変位曲線を図-8に示す。これらの図によって明らかなように, 応力~変位曲線に降伏点が見られるが, その現われ方は, いずれのケースも, それほど明確なものではない。しかし, 降伏点応力は, P_o が大きいほど, また, C が大きいほど, その値が大きくなる。図-8において, $C=11.73 \text{ kg/cm}^2$ の曲線から求められる降伏点応力値は約 15 kg/cm^2 となっており, 現地における実測値 30 kg/cm^2 の約半分程度の値である。

3 孔内載荷試験の降伏点応力による岩盤のC, φの評価について

2において, 岩盤を弾塑性体と考えた場合の若干のケースについて, 2次元弾塑性性計算法を用いて, 応力と変形の関係を調べてきたが, いずれの場合でも, 通常

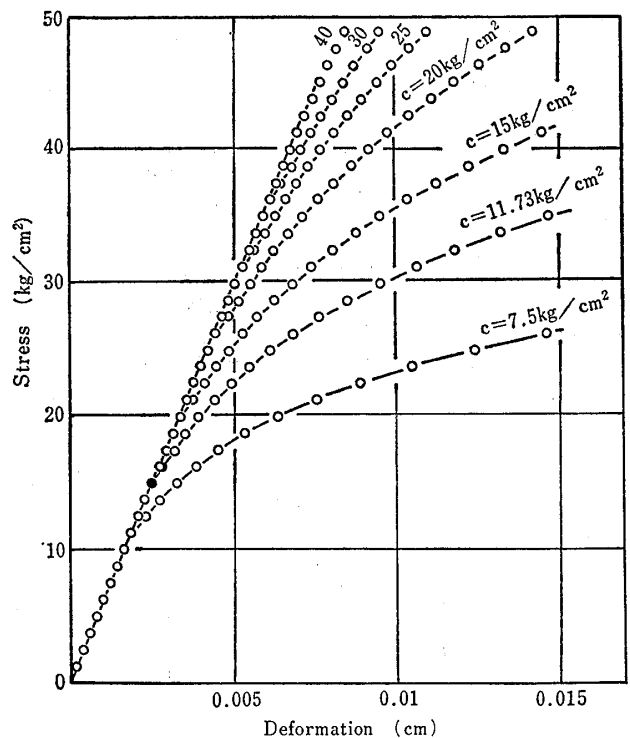


図-8 粘着力による降伏点応力の変化
Fig. 8 Yield stress variation due to cohesion change

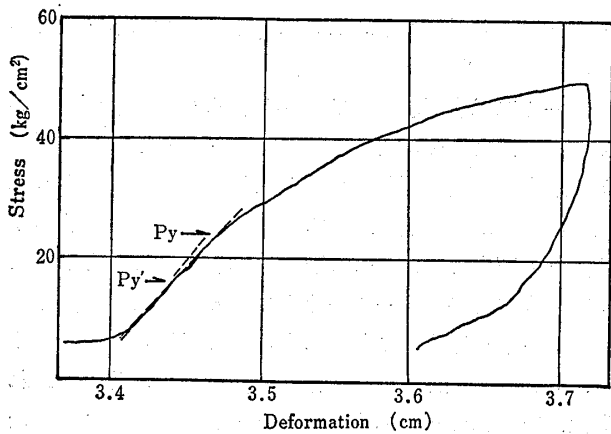


図-9 応力～変位曲線上の P_y' 実測例

Fig. 9 An evaluated example of P_y' on the stress and deformation curve

の孔内載荷試験の応力～変位曲線に現われるように、降伏点が生ずることがわかった。しかしながら、図-7および図-8に示される降伏点の現われ方は、図-2あるいは図-3のものにくらべて、明確でない。一方、孔内載荷試験による応力～変位曲線においては、図-9に示すように、一般には、曲線上に明瞭に認められる変曲点(図中 P_y で示す)を降伏点としているが、曲線を詳細に見ると、この明瞭な変曲点に至る前に、わずかな勾配の変化を示す点(図中 P_y' で示す)が認められることがある。したがって、この変曲点 P_y' が図-7および図-8に示されている降伏点に相当するものと考えられることは可能であろう。

そこで、上記の降伏点の応力を P_y' とすれば、(18)式より、つぎの関係が得られる。

$$P_y' = c \cos \phi + (1 + \sin \phi) P_o \quad (23)$$

ここに、 P_o は拘束圧力で、土被り圧力に該当する。

そこで、深度 Z_1 および Z_2 における土被り圧力をそれぞれ P_{o1} および P_{o2} 、それらの深度における降伏点応力

をそれぞれ $P_{y'1}$ および $P_{y'2}$ とすれば、(23)式から

$$\left. \begin{aligned} P_{y'1} &= c \cos \phi + (1 + \sin \phi) P_{o1} \\ P_{y'2} &= c \cos \phi + (1 + \sin \phi) P_{o2} \end{aligned} \right\} (24)$$

したがって、

$$\left. \begin{aligned} \phi &= \sin^{-1} \frac{P_{y'2} - P_{y'1}}{P_{o2} - P_{o1}} \\ c &= \frac{P_{y'1} - (1 + \sin \phi) P_{o1}}{\cos \phi} \end{aligned} \right\} (25)$$

となる。

筆者ら(1980)が前に示したB地点およびC地点において得られた孔内載荷試験結果の深度～降伏点応力の関係を用いて、(25)式に基づいて、 C 、 ϕ を計算した。その結果は表-3に示す。なお、比較のために、室内三軸試験による値および前の報文において求めた値を参考までに示してある。ただし、C地点における値については、前の報文では0～160mと160～240mの上下に分けて示したが、この表には区分しない場合の値を示してある。

4 結 語

岩盤を弾塑性体と考え、割れ目の存在する場合や割れ目の存在しない場合について、2次元弾塑性計算法を用いて、円孔壁部における応力～変位曲線を求めた。その結果によれば、いずれの場合においても、応力～変位曲線に変曲点(降伏点)が見られることがわかった。また、降伏点応力は岩盤の強度に関係することはもちろん、深度による土被り応力の影響を受けて変化することが明らかになった。したがって、孔内載荷試験から求められる降伏点応力値の深度による変化を用いて岩盤の原位置における C 、 ϕ を求めることは、弾塑性論的にみても妥当であることが確かめられた。しかしながら、変曲点の現われ方や形状は、条件によって異なっており、実

表-3 C、 ϕ の評価値の比較
Table 3 Comparison of evaluated results of C, ϕ

Site	Depth(m)	C (kg/cm ²)	ϕ°	Remark
B	0～99	10	20	By triaxial test
		6.6	36.6	By previous paper
		15.2	35.3	By this paper
C	0～240	8.1	26.4	By triaxial test
		6.5	26.2	By previous paper
		3.9	38.6	By this paper

際の応力～変位曲線の上で、どの点を降伏点とみなすかについては、今後の重要な問題であることを再確認した次第である。

参 考 文 献

- 江刺靖行, 吉田保夫, 池見元宣 (1972) : ボーリング孔壁の静的, 動的加圧試験による地盤物性の調査法
電力中央研究所報告 研究報告 : 71017
- 水田義明, 李喜根, 岡行俊, 平松良雄, 萩野正二 (1978)
: 空洞のまわりの岩盤の新しい弾塑性解析方法の研究
日本鉱業会誌 vol. 94 No.108 pp. 151~156
- 武内俊昭, 鈴木楯夫 (1980) : 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
応用地質調査事務所年報 No. 2 p. 107~114

