

(5) 孔内載荷試験による原位置岩盤のせん断強度測定

株式会社応用地質調査事務所 武内俊昭, 田中達吉, 大橋武一郎

1. まえがき

筆者等の1人は、新第三紀のいわゆる軟岩など、割れ目のない一様な岩盤において、ボーリング孔を利用して原位置岩盤のC、 ϕ を測定する方法の1つとして、岩盤をモールクーロンの破壊規準によるモデルとして考え、測定によつて直接得られる応力～変位曲線の降伏点を用いてC、 ϕ を求める方法を提案した。(武内他・1982年)。しかしながら、実際に得られる応力～変位曲線の上で降伏点を確実に定めることは困難な場合が多く、C、 ϕ を算出する上で誤差の問題もあつた。この報告では、降伏点以後の応力～変位曲線の形状がその地点の地質の降伏点応力またはC、 ϕ の値を反映することから、降伏点の位置だけでなく、応力～変位曲線全体を用いてC、 ϕ を求める方法について考察した結果について述べる。

2. モデル化と基礎的考察

筆者等の1人がすでに提案した考え方(武内他・1982年)によると、降伏およびその後の地盤がモールクーロンの破壊規準によつて挙動すると仮定すると、深度dにおいて拘束圧 P_0 のもとで孔内載荷試験による降伏後の応力と変位の関係は次式で示される。

$$UR_Y = \frac{1+\nu}{E} \cdot \{ (1-2\nu)P_0 - Y \} \cdot R_0 \cdot e^{\frac{P-Y-P_0}{2Y}} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 UR_Y ：孔壁の変位、E：地盤の変形係数、 ν ：地盤のポアソン比

P：孔壁に加わる応力、 $Y = (C \cot \phi + P_0) \sin \phi$

C：地盤の粘着力、 ϕ ：地盤の内部マサツ角、 R_0 ：孔の半径

(1)式によると、測定地点の拘束条件および弾性的性質を既知として地盤のC、 ϕ を与えれば降伏点以後の応力～変位曲線を描くことができることを示している。しかし、逆に唯一点の応力～変位曲線からC、 ϕ を定めることはできない。さて一方、式の上で降伏点応力 P_Y はC、 ϕ および拘束条件 P_0 を定めれば、次式により定めることができる(武内他・1982年)。

$$P_Y = C \cos \phi + (1 + \sin \phi) P_0 \dots \dots \dots (2)$$

しかし、先述のように P_Y は曲線の上からは必ずしも明瞭に定められるとは限らない。我々は地盤のC、 ϕ を求めるために P_Y を定めてその深度方向における分布から、すなわち2点以上の深度方向の一連の P_Y の値からC、 ϕ を定める方法を提案した。そこで、 P_Y をより精度良く定めるために応力～変位曲線の形状にも着目して P_Y を求め、それを用いてC、 ϕ を定める方法について以下に紹介する。

3. 実際の応力～変位曲線についての若干の検討

図-1(1)～(4)は、割れ目のほとんど存在しない新第三紀の砂質泥岩について、孔内載荷試験による応力～変位曲線と計算によつて得られる応力～変位曲線とを対比して示したものである。計算によつて得られた応力～変位曲線について(1)式中において地盤の変形係数は実測の弾性部分から求められるもの、ポアソン比はその際に用いた値と同じものを用い、また、拘束圧 P_0 は土被り相当から換算した値をそれぞれ用いている。また、地盤のC、 ϕ は測定深度付近より採取した供試体の三軸試験より求められるものを用いている。図-1(1)～(4)をみると実測と計算の結果は厳密には必ずしも一致しているとはいえない部分もみられるが大局的に一致した傾向を示している。すなわち、孔内載荷試験によつて得られる原位置のC、 ϕ が供試体によつて求められるC、 ϕ とおおよそ一致するという前提に立てば、上述した実測と計算の結果が大略一致することは基本的に(1)式で示したことがおおよそ原位置においても成立っていることを示しているといえよう。

さて、ここで測定深度における地盤の C 、 ϕ を一応供試体について測定された C 、 ϕ と同一であるとみなすと任意の深度で孔内載荷試験により測定される応力～変位曲線の降伏点後における形状は C 、 ϕ を確定する上で現実的に有効な情報であることが把握されたと

いえる。
我々はつぎに、この曲線の形状から出発して、 C 、 ϕ を求める方法について考察を行なう。

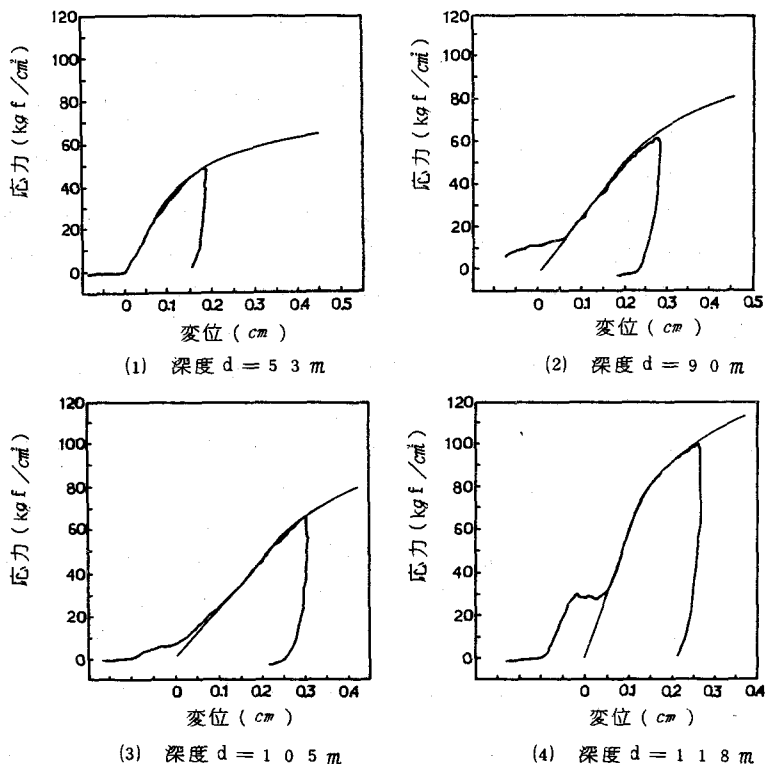


図-1 応力～変位曲線の実測値と計算値の比較

4. 降伏点応力 P_y と応力～変位曲線の形状について

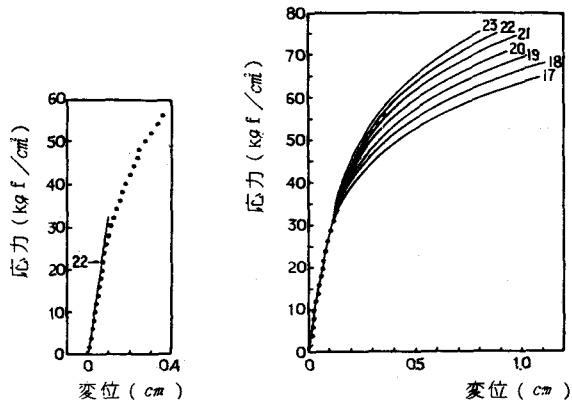
(1)式は、降伏後の変位 U_{RY} が導かれる式を示している。(1)式中の Y を降伏点応力 P_y で置きかえると、 $P_y = Y + P_0$ から、

$$Y = P_y - P_0 = (c \cot \phi + P_0) \sin \phi$$

すなわち、 U_{RY} について C 、 ϕ の代りに P_y で表現することができる、このことは、 P_y を確実に定めるために降伏後の応力～変位曲線の形状を用いることが有効であることを示している。

図-2(1)～(5)は新第三紀の岩盤について実際に得られた応力～変位曲線の形状と計算によつて得られた曲線をそれぞれ異なる深度について示したものである。各図中の①は実際に得られた曲線とその上で降伏点とみられる点について示したものである。また②はそれぞれ実際に得られた曲線と降伏点応力 P_y をパラメーターとして何通りかに変えた場合の応力～変位曲線を示したものである。

これらの各図からわかるように、各深度における曲線とも降伏点応力 P_y をわずかに変化させることによりその差異が比較的明瞭にみられる。そこで実際に得られた曲線は、これらの P_y をパラメーターとする曲線群のどれかに比較的容易に一致させることができる。すなわち、実際の応力～変位曲線の形状を利用して比較的よく P_y を定めることができることを示している。図中のほとんどのケースにおいて P_y については、 $\pm 2 \text{ kg/cm}^2$



① 実測曲線 ② P_y をパラメーターとした曲線

(1) 測定深度 $d = 2.4.5.0 \text{ m}$

図-2 応力～変位曲線と降伏点応力

程度の範囲で曲線を定めることができる。

そこで、これによつて定められる P_y の値を④の実測の曲線上で見当づけられた降伏点応力と比較してみるとほとんどの場合、曲線とのマッチングから得られた P_y の方が小さくなる傾向を示している。このことは、厳密な降伏点はボーリングの孔壁がごくわずかでも塑性化をはじめた時点であり、この現象は応力～変位曲線の形状には未だ明瞭な変化をもたらさず、塑性域がある程度広がった段階でようやく応力～変位曲線にその徴候が現われることを示していると考えられる。以上のことから降伏点応力 P_y をより正確に定めるために降伏点以後の応力～変位曲線の形状を利用することの有効性が示されたが、この降伏点以後の区間がより長い程、曲線を合わせる上で信頼性が増すことは明らかである。この意味から、実際の測定に当つては、降伏後の測定区間は測定装置の許容する限りできるだけ長く測定しておくことが望ましいといえる。

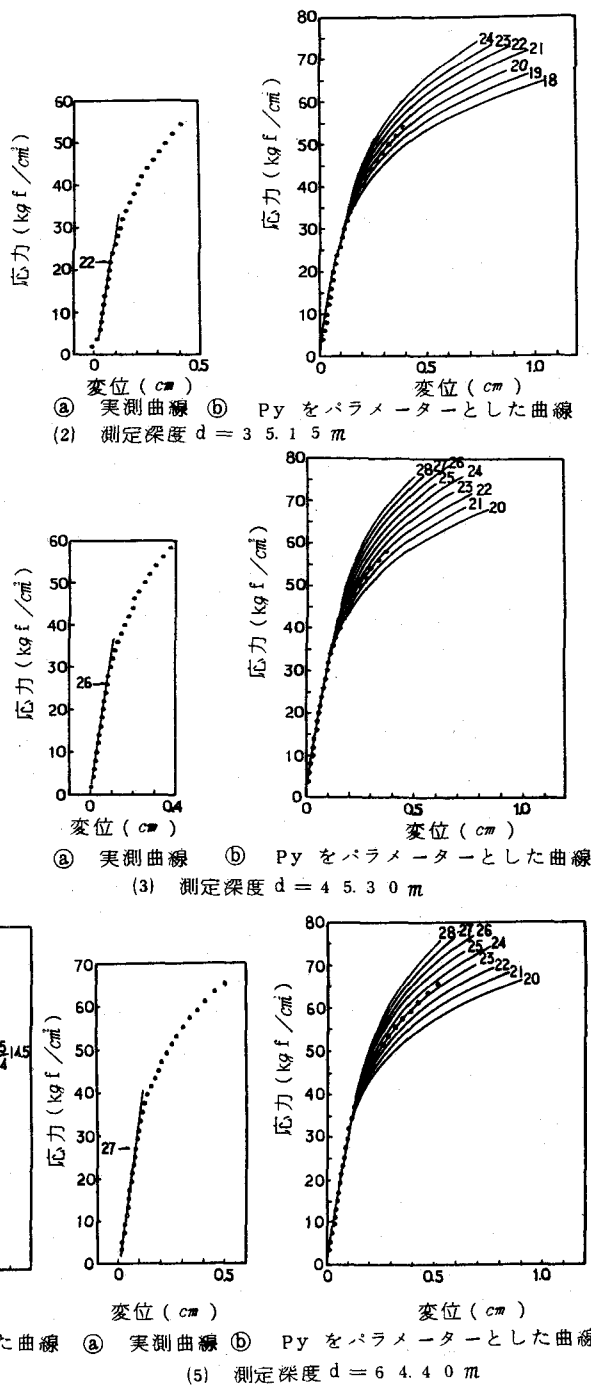


図-2 応力～変位曲線と降伏点応力

5. C、 ϕ の算出について

同一ボーリング孔内において実際に測定された深度の異なる測定結果について上記の方法で降伏点応力 P_y を求めC、 ϕ を算出した例について以下に示す。

図-3は図-2の各々で示した新第三紀層の地層において得られた応力～変位曲線から読み取った降伏点応力をプロットした図である。ここで示した5つの深度における各測点の実測と計算の応力～変位曲線は、すでに図-2で示した通りであり図-3でプロットされている降伏点応力 P_y の値は計算曲線とのマッチングによつて定めた降伏点である。

さて、この直線の勾配および深度0における切片からこの地盤の C 、 ϕ が算出されるが図からもわかるように深度55mの地点の降伏点が他の4点を連ねた直線から大きく外れて小さい値を示している。このことはこの点を除く各測定点は計算曲線とのマッチングから定められる降伏点はほぼ1つの直線近傍に分布し、同一の C 、 ϕ を持つ層とみることができる。これに対し、深度55mの測定点については局所的に異なる C 、 ϕ を有する地層が分布しているとみることができる。このように曲線フィッティングの上からもこの点を同一グループとして扱えない、棄却すべき点として外す根拠が明瞭に得られることになる。図-3において深度55mの点を除く各点から得られた直線からこの地盤の C 、 ϕ を求めると $C=17.8\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=17.3^\circ$ となる。深度55mに相当する地層の C 、 ϕ は1点のみから求めることは原理的に不可能であるが、同一地層とみなせる近接した点にもう1点以上の測定結果があればこの地層の C 、 ϕ についても求めることができよう。さて、降伏点応力 P_y は C 、 ϕ および拘束圧 P_0 によつて次式で表わされる。

$$P_y = C \cos \phi + (1 + \sin \phi) \cdot P_0$$

上の式は P_y および P_0 を一定値とすると C と ϕ がある関係を持つことを示している。すなわち、計算によつて描かれる応力～変位曲線は P_y によつてその形状が変化するが、 P_y が一定である C と ϕ の組合せの範囲内では同一形状を示すことを意味している。図-4は深度55mの点について P_y を 14kg/cm^2 、 P_0 を 42kg/cm^2 としたときの C と ϕ の関係を示したものである。この図から ϕ を例えば 50° 以下と仮定すると C の値はかなり小さな変動範囲で決めることができることを意味する。すなわち1点の場合であつても C の値についてはおおよそ決めることができる。

6. あとがき

割れ目のほとんど存在しない軟岩などを対象として孔内載荷試験による応力～変位曲線の降伏点以後の部分を用いて P_y を正確に求め、その深度方向の分布から地層の C 、 ϕ を求める一方法について述べた。この方法で各点については実測の応力～変位曲線と P_y をパラメーターとする計算による曲線とを対比させることにより、より厳密に P_y を決定することができる。しかし幾つもの点を連ねて C 、 ϕ を算出する場合には、それぞれの点を同一地層と扱うか、どの点を除くかは別な面から検討し決定しなければならない問題がある。また、この方法においても拘束圧 P_0 の仮定の方法などまだ研究しなければならない問題点は多い。今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 武内俊昭、他 孔内載荷試験による岩盤の強度測定について、岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集
- 2) 武内俊昭、他 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、応用地質調査事務所年報 163 (1982)

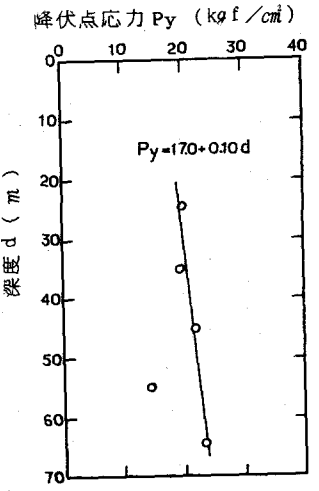


図-3 P_y と深度の関係

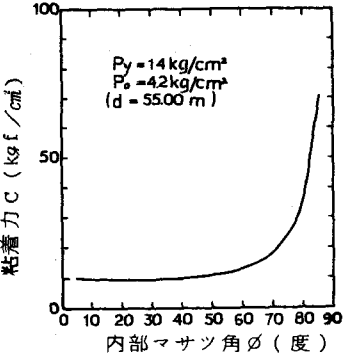


図-4 P_y 一定での C と ϕ の関係

(5) IN SITU MEASUREMENT OF SHEAR STRENGTH OF ROCK BY BOREHOLE LOAD TEST

OYO CORPORATION Toshiaki Takeuchi

Tatsukichi Tanaka

Takeichiro Ohhashi

This paper describes a method for estimating the shear strength, i.e. cohesion, C , and angle of friction, ϕ , by borehole load test for the uniform rocks which have no cracks or joints. Under the assumption that the rock mass behaves on the mohr-coulomb criterion, displacement of the borehole wall after the yielding, U_{RY} , can be expressed by the following formula (after Takeuchi et al., 1982).

$$U_{RY} = \frac{1+\nu}{E} [(1-2\nu)P_o - Y] R_o \exp\left(\frac{P-Y-P_o}{2Y}\right) \text{-----}(1)$$

$$P_Y = C \cos \phi + (1 + \sin \phi) P_o = Y - P_o$$

Where, E : deformation modulus ν : poisson's ratio R_o : radius of the hole
 C : cohesion of the rock mass ϕ : friction angle of the rock mass
 P_o : confining pressure $Y = C \cos \phi + P_o \sin \phi$

When the stress-deformation curve is expressed by equation (1) with the shear strength obtained from the triaxial compression tests on the specimens sampled from measuring point of borehole load test, this curve is consistent with the stress-deformation curve in-situ measured by borehole load test as shown in Fig.1.

This implies that the shape of the in-situ stress deformation curve can be determined by means of eqa.(1) under the assumption that the shear strength from triaxial test is identical with the one in-situ. Also, curves can be expressed by eqa.(1) with assumed yielded stress P_Y . So, the stress-deformation curve in-situ can be compared with curves drawn for several yielding stress P_Y . It is possible to find the curve consistent with the curve in-situ and the yielding stress can be determined. The yielding stress P_Y determined as above is more exact than the P_Y by visual observation of the in-situ curve.

Two or more values of the yielding stress that are measured at different depths at the same geological layer are needed to estimate the shear strength. If the distribution of the yielding stress P_Y in the direction of depth are known and the relationship between P_Y and depth is linear, shear strength can be determined as shown in Fig.3.

As an exception, the shear strength can not be determined at a site where the shear strength is different from surroundings. However, it is possible to assume that cohesion can be determined without serious error with the condition that the friction angle is smaller than a certain value. The example of the relationship between cohesion and friction angle is shown in Fig.4.