

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

武内俊昭・鈴木楯夫・田中荘一

A Comparison of Deformation Moduli obtained from Borehole Test and Plate Test

Toshiaki TAKEUCHI

Tateo SUZUKI

Soichi TANAKA

Abstract

As borehole testing has come to be used for rock, the necessity for clearly establishing the connection between this method and that of plate testing with jacks has become more pressing. The borehole test method, by its nature, places tensile stress on borehole walls, which results in cracking. This paper considers the differences between this test and the plate test, and examines the influence of stress fields on natural ground.

In addition, both the theoretical and actual effects on the deformation modulus in borehole testing as a function of overburden and confining pressure at different depths (h) are explained. A formula using tensile strength of rock (St) is put forth to show the relation between deformation moduli of plate testing and borehole testing. Graphs based on actual testing are employed to elucidate this formula. Although these graphs may well prove insufficient to cover all the complexities of rock conditions, they should be applicable to a certain extent.

1 まえがき

土木や建築構造物の設計に用いられる地盤定数を得る測定法として孔内載荷試験法は、土質地盤においては古くから用いられ、中でも杭に対する地盤の横方向抵抗を評価する有効な方法として定着している。しかしながらこの方法が岩盤を対象に用いられてきたのは、比較的新しく、利用の体系や測定結果の評価についてはいまだ確立されていない現状にあるといえる。加えて、近年、電子計算機を用いた数値解析法が長足の進歩をとげ、岩盤の応力、ひずみ問題に大きく寄与している現況と合わせて、孔内載荷試験法は、その数値解析に用いる入力値を得る方法として大きな期待と関心が持たれている。

孔内載荷試験法の特徴は、現場の測定や結果の整理が簡単で、短時間に多くの測定結果を得ることができることと、ボーリング孔を用いるため容易に地下深部の岩盤物性を得ることができる点にある。

孔内載荷試験法が次第に岩盤の分野に普及されてくる

に従って岩盤上の構造物設計に必要な定数として、岩盤の変形特性ばかりでなく、強度特性として、いわゆる c , ϕ についても、この方法による評価が期待されている。変形係数についてはとくに、試験掘杭等で実施されているジャッキによる平板載荷試験で得られる結果との関係について最近多くの関心が払われている。

筆者等は等分布載荷法による孔内載荷試験装置を用いて多くの測定を行ってきたが、この測定法による応力と変形との関係を考慮し、それに基づいて平板載荷による変形試験結果との関係について検討を加えた。そして、孔内載荷試験結果から同一地点における平板載荷試験による変形係数を換算する手法を示した。

2 孔内載荷試験による応力と変形について

平板載荷試験と孔内載荷試験による変形係数の測定結果が、近接した同一岩盤であっても、異なることはしばしば経験することである。等方均質な完全弾性体であれば理論的には両者の方法による差異はないが、実際の岩

盤は割れ目や異方性あるいは非弾性および非線型的な複雑な性質を併わせ持っていると考えられ、応力の加え方によってさまざまな変形を示すことが十分考えられる。

平板載荷試験と孔内載荷試験の結果が異なるのは、それぞれの試験法によって岩盤に加えらるる応力の形態が異なることが大きな原因と考えられる。平板載荷試験との比較検討をするに当たって、まづ孔内載荷試験の応力変形機構の特徴について考察してみる。なお、ここで取り扱っている孔内載荷試験の測定装置は、等分布載荷試験法に属するもので、円筒ゴムチューブを流体により膨張し、ボーリングの孔壁を全方向に一樣に加圧する方法で、これによる孔壁の変位は、上下約50cmの長さを有するゴムチューブのほぼ中央に相当する位置で測定している。したがって概略平面ひずみ問題として取り扱うことができる機構である。

2-1 孔内載荷試験による引張り応力について

孔内載荷試験法による岩盤の変形は図-1に示すように、無限に広がった板状物質中に円孔をあけ、その孔壁に等分布圧力を加えることにより生ずるが、この場合、孔壁における応力～変形の関係は、通常平面ひずみ問題として厚肉円筒理論により導かれる(1)式によって与えられる。

$$\Delta r = (1 + \nu) a \frac{P}{E} \tag{1}$$

ここに、 Δr : 孔壁の変位

a : ボーリング孔の半径

P : 孔壁に加える等分布圧力

E : 岩盤のヤング率

ν : 岩盤のポアソン比

この場合、岩盤内に発生する応力は、つぎのように示される。

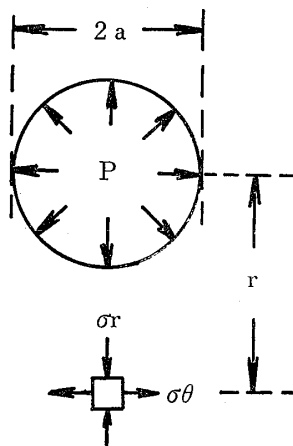


Fig. 1 Stress by borehole load

$$\sigma_r = -\frac{a^2}{b^2} P, \quad \sigma_\theta = \frac{a^2}{b^2} P$$

(ただし-符号は圧縮力)

ここに、 σ_r : 半径方向応力

σ_θ : 円周方向応力

b : 孔の中心からの距離

すなわち、半径方向の応力は圧縮であるが、それと直交する円周方向の応力は、同じ大きさの引張りが作用している。孔内載荷試験では、上に述べた円周方向に発生する引張り応力のために、孔壁から放射状に割れ目が発生することが考えられる。

Rocha (1967)によれば、この場合の孔壁の変位は、この割れ目に囲まれたクサビ状岩盤の変位として測定されている。すなわち図-2に示すように割れ目で囲まれたクサビ状岩盤の変形は次のように示される。

$$\sigma_r = \frac{aP}{r}, \quad \sigma_\theta = \tau_{r\theta} = 0$$

とすると半径方向変位は

$$\int_a^b \frac{\sigma_r}{E} dr = \frac{aP}{E} \log \frac{b}{a} \tag{2}$$

となり、この(2)式から、結局、孔壁の変位 Δr は次式で示される。

$$\Delta r = \frac{aP}{E} \left(\log \sqrt{\frac{P}{St}} + 1 + \nu \right) \tag{3}$$

ここに、 St : 岩盤の引張り強度

この考え方は、クサビ状部分の半径方向応力は分散によって r に反比例して減ずるがそれと直交方向の応力は発生せず、すなわち半径方向の一軸圧縮状態にあるとみなしている。

以上の考え方を基本にし、応力と変形について考察をすすめる。

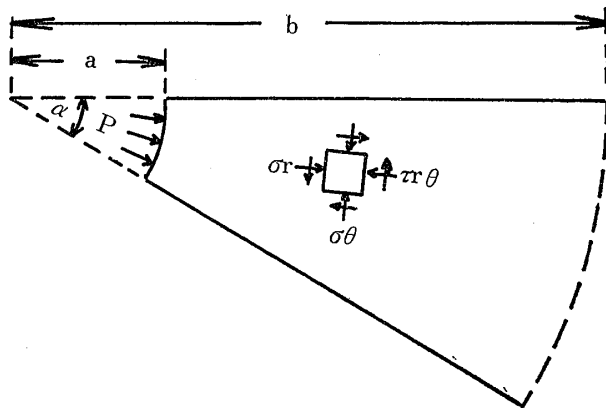


Fig. 2 Stress in wedge model

2-2 割れ目の発生及び進行と孔壁の変位

(2)および(3)式は $P > St$, すなわち, 孔壁に加える圧力が岩盤の引張り抵抗より大きい場合に適用されるもので, $P < St$ の場合は, 孔壁によって割れ目が発生せず孔壁の変位は(1)式によって与えられる。

ここで, 実際の載荷試験で実施されるように, 圧力 P を 0 から連続的に次第に増加していく場合の割れ目の発生と孔壁の変化について考察してみる。

いま, 圧力 P が St に達した状態から考えると, P が ΔP だけ増加することにより孔壁に新たに割れ目が発生するが, 割れ目の長さ Δl は, その最深点の円周方向の引張り応力 σ_θ が St に等しく, それは

$$\Delta l = a \sqrt{\frac{P + \Delta P}{St}} - a \quad (4)$$

で示される。 ΔP の増加に伴い割れ目の長さ Δl は(4)式に応じて進行することになる。

ところで, 割れ目が発生してクサビが形成されると, 岩盤内応力はそこでクサビの応力分布により再配分され, 半径方向の距離 b の 2 乗に反比例する応力分布から b に反比例する値に変化すると考えられる。すなわち, 割れ目の最深部では引張り応力 σ_θ は, $a^2(P + \Delta P) / (\Delta l + a)^2$ から $a(P + \Delta P) / (\Delta l + a)$ になり, わずかに大きくなり, それに見合って割れ目が若干進行する。そして, 最終的には, 岩盤の引張り強度に見合った割れ目の

深さ

$$\Delta l = \frac{a(P + \Delta P)}{St} - a$$

で形成されるクサビの変形を含んだ孔壁変位が測定されることになる。

(3)式から容易にわかるように, この場合の変位は(3)式を変形して得られる補正項

$$\frac{aP}{E} \log \sqrt{\frac{P}{St}}$$

が加えられることになる。

同一の岩盤, すなわち一定の St に対して孔内載荷試験を実施した場合, P の増加による割れ目の長さの増大は比 P/St の変化として式のなかに含まれ P が増加するに従って補正項の値は大きくなる。このことを図示したのが図-3である。図中で直線で示したのは(1)式で表わされる P と Δr との関係である。この図では, $E = 10,000 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.3$ の場合について引張り強度 St をパラメータにして, Δr の P に対する関係を示したものである。この図は割れ目の増大の過程では応力~変位関係は応力の増大とともに変化し, 応力増分に対して変位の増分が大きくなる傾向を示している。また, パラメータとして示した岩盤の引張り強度が小さくなるに従って, 同じ圧力に対する変位が大きくなる。

図-4に孔内載荷試験実施前後のボーリング孔壁の状

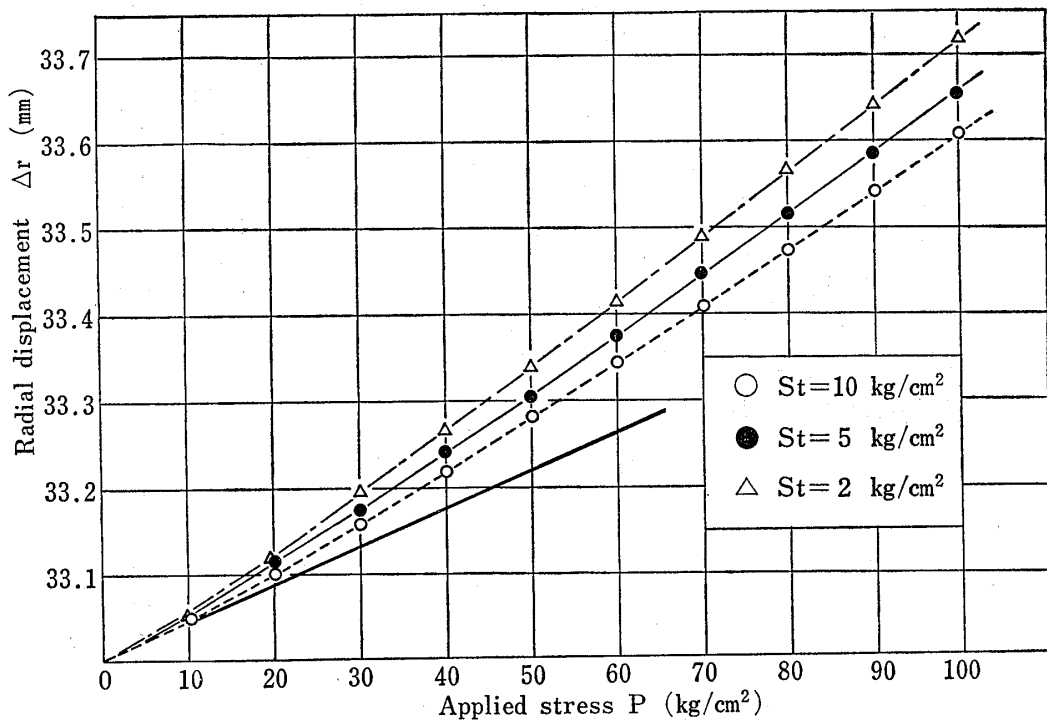


Fig. 3 Relation between stress and displacement by borehole load test

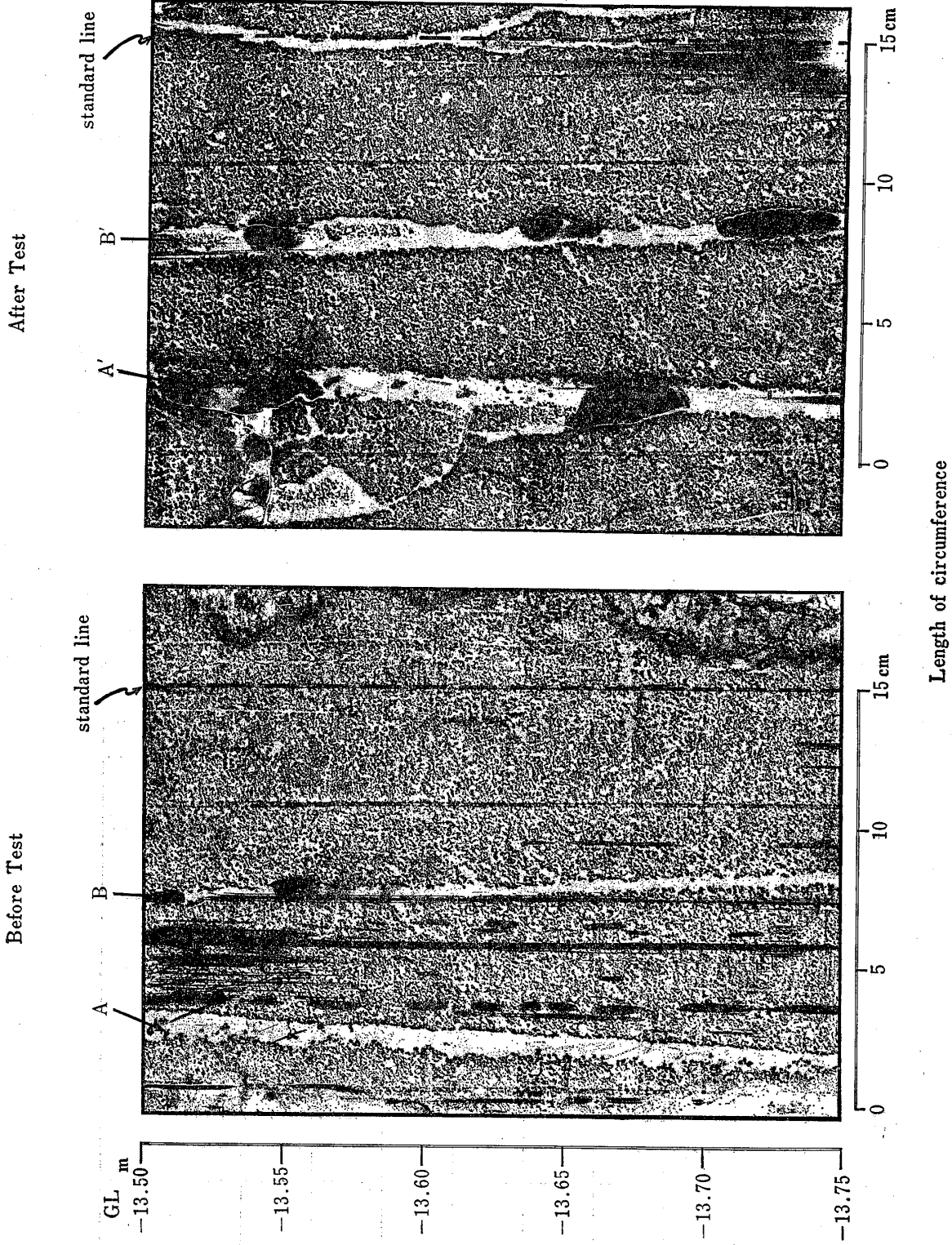


Fig 4 Comparison of borehole wall before and after borehole load test.

況を示す。この結果は、安山岩地域で測定した深度13.5～13.75m、加圧力150kg/cm²の例で、図-4(a)は測定前の孔壁の状態を全周について展開した結果である。測定前にすでに、やや開口した2本の縦方向の割れ目A、Bが存在している。図-4(b)は同一地点の測定後の状況の同じ展開結果である。すでに存在していた2本の割れ目は明らかに引張り力によりさらに開口している様子(図中A'、B')がうかがえるほか、試験後に新たな1本の縦方向の割れ目が発生しているのがうかがえる。

前述した、引張り応力とそれによる割れ目発生機構は図-4に示される例によっても現実に証明される。

3 応力場としての適用条件について

孔内載荷試験は前章で述べたように応力と変形の機構の一つの特徴があるが、この試験法を現実に岩盤地山に適用する場合に平板載荷試験と比較して、その応力場としての条件にもまた相違が考えられる。すなわち、平板載荷試験は通常、試験横坑の底面や側壁、あるいはオープンカットの表面で実施される。これらの条件ではいずれも試験面は概略的に半無限上の平面として扱われており、岩盤内の平板載荷による応力が及ぶ範囲については、地山応力場の影響は除去されていると考えられる。これに対し、孔内載荷試験では、測定点においてはボーリングの深度に相当する地山応力の影響が大きいと考えられる。

平板載荷試験と孔内載荷試験の比較に際して、このような地山応力場が孔内載荷試験の変形性に与える影響について考察するが、これらの要素として、1) 土かぶり圧による圧縮応力の影響、2) 拘束圧による岩盤変形特性の変化が考えられる。

3-1 土かぶり効果による見かけ引張り抵抗力の増大

土かぶり厚さ h によって、地中の任意の点が σ_V なる鉛直応力を受けているとすると、その点の水平地圧 σ_H はポアソン比を ν とすると

$$\sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_V$$

で示される。

孔内載荷試験によって岩盤に働く引張り力は、この圧縮力 σ_H に抗して作用するため、見かけ上岩盤の引張り強度が St から $St + \sigma_H$ に大きくなったとみることができる。したがって、この場合の変位と応力の式は(3)式の St に $\sigma_H = \sigma_V \cdot \nu / (1-\nu) = \gamma \cdot h \cdot \nu / (1-\nu)$ (ここに、 γ は岩盤の単位体積重量)を加えて置き換えた次の式で表わされる。

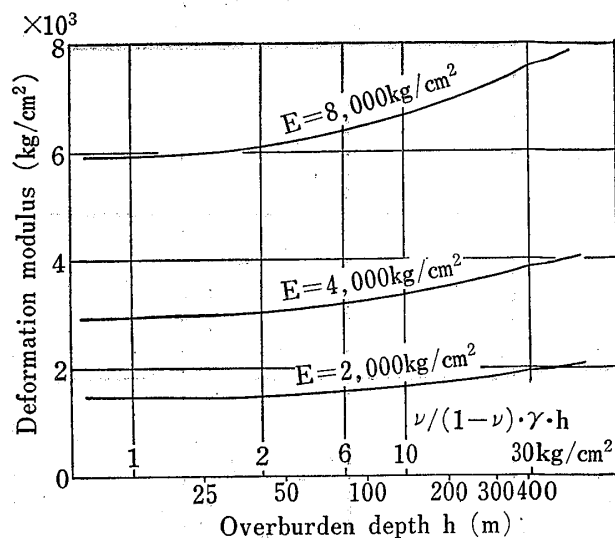


Fig. 5 Variation of deformation modulus by overburden

$$\Delta r = \frac{aP}{E} \left(\log \sqrt{\frac{P}{St + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \gamma \cdot h}} + 1 + \nu \right) \quad (5)$$

この(5)式から、土かぶり高さ h による変形係数への影響を検討する。

すなわち、土かぶりの影響を受けた変形係数を $E(h)$ とすると、これは(5)式による Δr を(1)式に代入して求められ、結局次の(6)式で示される。

$$E(h) = \frac{(1+\nu)E}{\log \sqrt{\frac{P}{St + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \gamma \cdot h}} + 1 + \nu} \quad (6)$$

いま、 $P=50\text{kg/cm}^2$ 、 $E=2,000, 4,000, 8,000\text{kg/cm}^2$ 、 $\nu=0.3$ 、 $St=5\text{kg/cm}^2$ 、 $\gamma=1.7\text{g/cm}^3$ として、 h と $E(h)$ の関係を図示すると図-5のようになる。この図から、変形係数の土かぶり圧による影響は、岩盤の本来の変形係数が大きくなる程大きく、深度の増大に伴い変形係数増分の勾配もまた次第に大きくなる傾向を示している。計算したこのケースでは、 $P=50\text{kg/cm}^2$ に対応して、 $P/(\sigma + \gamma \cdot h \cdot \nu / (1-\nu)) = 1$ 、すなわち割れ目の生じない深度 h は 617.6m で、この深度で $E(h)$ は岩盤そのものの変形係数 E に等しい。また、 $h=0$ では $E(h)$ は E の約 72% となる。

3-2 拘束圧による岩盤の変形特性への影響

(6)式で示される土かぶり高さ h による変形係数の変化は、割れ目の発生状況の変化によるもののみであって、土かぶりによる拘束地圧が、岩質そのものの変形性に与

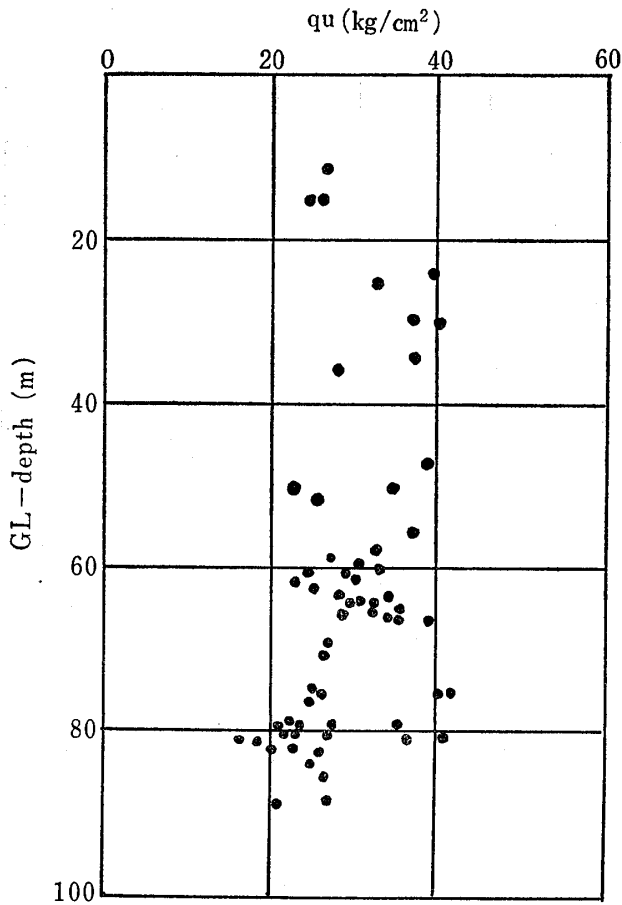


Fig. 6 qu distribution in depth

える影響は含まれていない。

この拘束地圧をいま、 $1/2(\sigma_v + \sigma_H) = \sigma_3$ とすると、ある岩種に対して、変形係数 E と σ_m は、

$$E = f(\sigma_3) = g(h)$$

なる函数関係で表わすことができるとすると(6)式の E に上式を代入して次の式

$$E(h) = \frac{(1+\nu) \cdot f(\sigma_3)}{\log \sqrt{\frac{P}{St + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \gamma \cdot h}} + 1 + \nu} \quad (7)$$

を得る。

ボーリングの深度に相当する応力場の影響を考慮すると(7)式で表わされる $E(h)$ が、実際の孔内載荷試験により得られる変形係数と考えることができる。

函数の形、 $f(\sigma_3)$ については、岩石試料の三軸圧縮試験等により求めることが一般的であろう。

図-6および図-7に、新第三紀層砂質シルト岩の一軸圧縮強度および三軸圧縮変形試験の結果の一例を示す。図-6は一軸圧縮強度の深度に対する分布である。

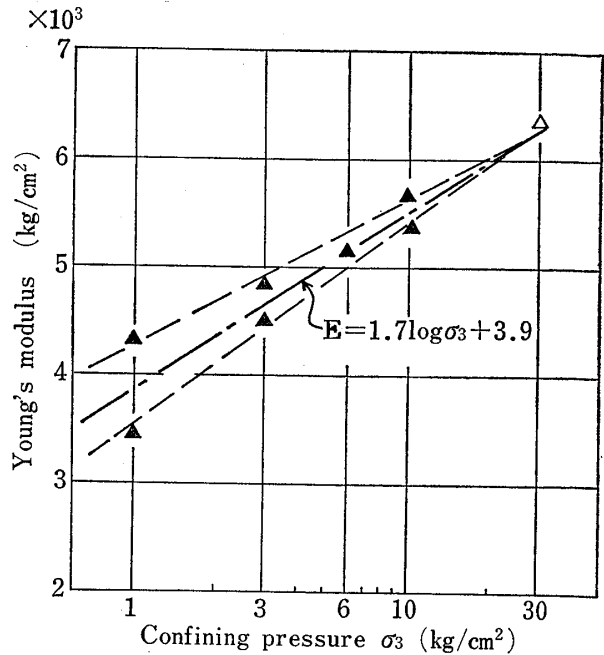


Fig. 7 Variation of Young's modulus affected by confining pressure (obtained from triaxial compression test on rock specimen)

ややバラツキがみられるが、平均的にみると深度に対して強度の変化はみられないような傾向を示しているといえる。また、この地点における同じ岩石供試体の三軸圧縮による変形試験の結果を拘束圧に対して示したのが図-7である。図-7はA、B二つの組の測定結果であるが、それらの平均から、拘束圧 σ_3 と供試体のヤング率 E との間には、

$$E(\text{kg/cm}^2) = 1.7 \log \sigma_3(\text{kg/cm}^2) + 3.9 \quad (8)$$

なる関係が示される。すなわちこの場合(7)式中の $f(\sigma_3)$ は(8)式で表わされる。

さて、図-8には、同じ地点で測定された孔内載荷試験による変形係数の値を測定深度に対してプロットして示したものである。この実測値は前に述べた土かぶりによる見かけ引張り強度の増大や拘束圧効果をとともに含んだ結果として測定され、深度が増すにつれて変形係数も増大する結果を示している。図-6に示した一軸圧縮強度試験の結果から類推して、図-8の孔内載荷試験結果も同一深度に置き直してみると同じような変形係数を示すものと考えられる。

図-7に示した三軸圧縮変形試験の結果から、(7)式を用いて孔内載荷試験結果に相当する $E(h)$ を求め、図-8の孔内載荷試験の実測結果と一緒に図-9に示した。

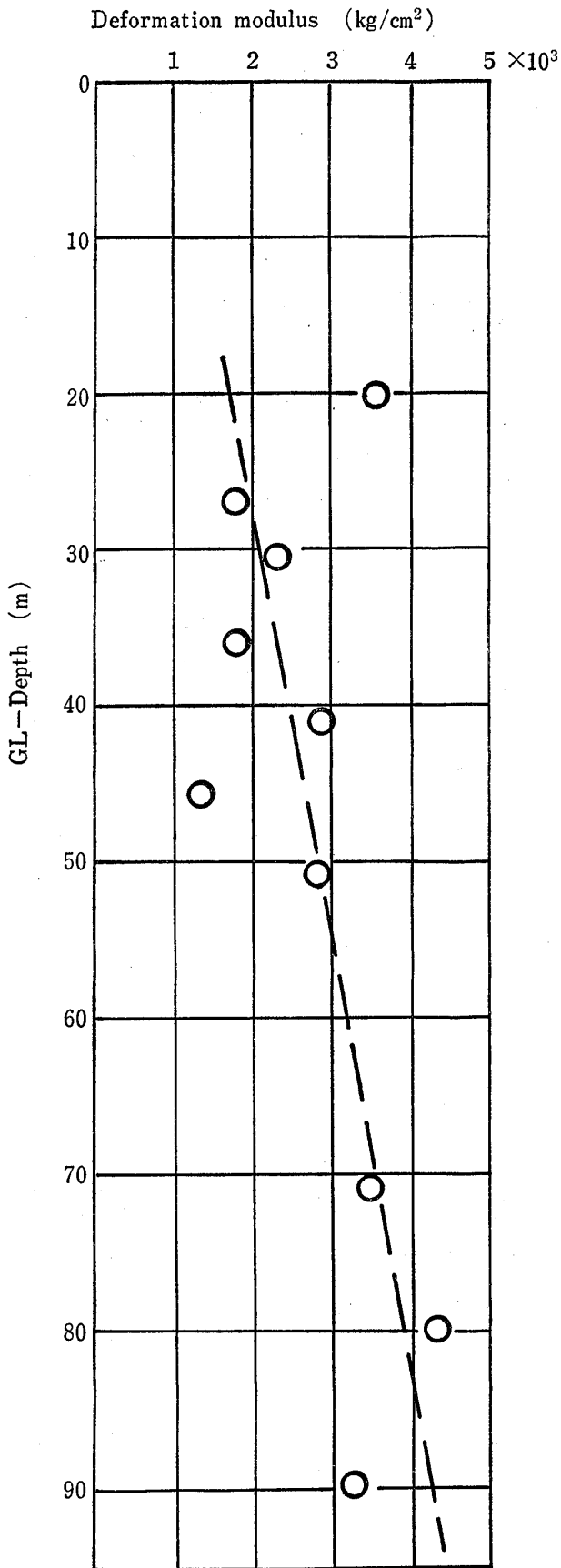


Fig. 8 Distribution of deformation modulus in borehole depth

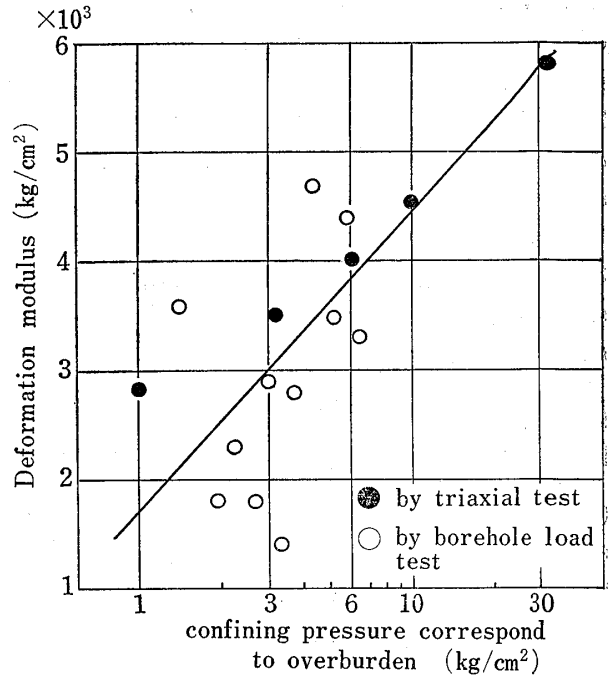


Fig. 9 Comparison of deformation modulus obtained from triaxial test and borehole load test

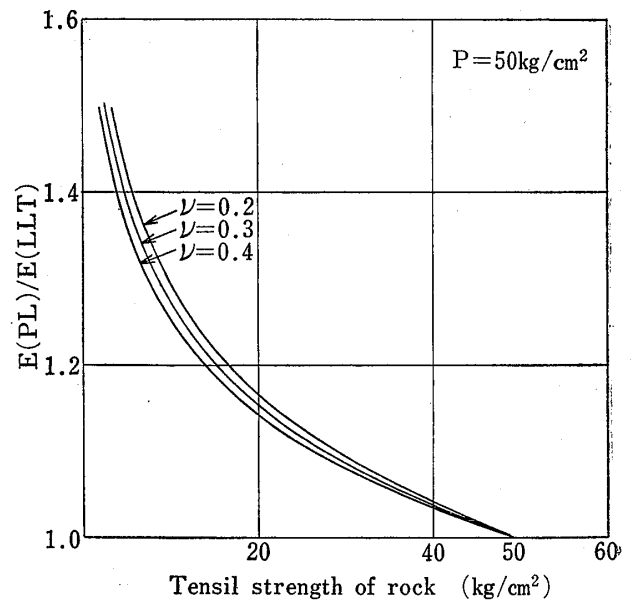


Fig. 10 Variation of deformation modulus ratio affected by tensile strength of rock

図-9の中の黒丸は、三軸圧縮変形試験の結果で(7)式中の P ; 50kg/cm^2 , St ; 実測値をもとに 5kg/cm^2 , ν ; 0.3 , γ ; 1.7g/cm^3 , h ; σ_3 から逆算の、各値を用いて $E(h)$ を求めプロットしたものである。また、白丸は孔内載荷試験の結果を土かぶりによる拘束圧に対してプロットしてある。白丸にややバラツキがみられるものの、大まかに図に示した直線の近傍にバラツキしているとみることができる。

以上、考えのうえから地山応力場が孔内載荷試験による変形係数測定結果に及ぼす影響を検討し、それが実際の測定結果からも、ある程度裏付けられることが示された。

4 平板載荷試験との関係

孔内載荷試験法と平板載荷試験法の大きな違いは、前者が岩盤内に引張り応力を伴うのに対し、後者は圧縮力のみが働く点であろう。この点に着目し、すでに述べた孔内載荷試験の応力～変位関係をもとに両者の関係式について検討し、実測の結果についても示す。

4-1 応力～変位関係の検討

同一岩盤に対し、圧縮変形と引張り変形は同じ構成式に依存すると仮定すると、平板載荷試験による変形係数 $E(PL)$ は、孔内載荷試験の引張り割れ目を生じない範囲で求められる変形係数 $E(LLT)$ 、すなわち(1)式で求められる E と同一の値であるということが出来る。平板載荷試験は地山の応力場の影響を受けないとし、孔内載荷試験は受けたとした場合、平板載荷試験による変形係数 $E(PL)$ は、 $f(0)$ すなわち、拘束圧 $\sigma_3=0$ における変形係数である。これに対し孔内載荷試験による変形係数 $E(LLT)$ は引張り割れ目の発生領域では(7)式で示される。

同一岩盤における両者の変形係数の比 $E(PL)/E(LLT)$ を与える一般式は、したがって

$$\frac{f(0)}{E(h)} = \frac{\log \sqrt{St + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \gamma \cdot h} + 1 + \nu}{(1+\nu) \cdot \frac{f(\sigma_3)}{f(0)}} \quad (9)$$

で表わされる。

いま、 $E(PL)/E(LLT)$ すなわち(9)式を、 $h=0$ で比較してみると

$$\frac{E(PL)}{E(LLT)} = \frac{f(0)}{E(0)} = \frac{\log \sqrt{\frac{P}{St}} + 1 + \nu}{1 + \nu} \quad (10)$$

となる。

(10)式は、 $\log \sqrt{P/St} > 0$ 、したがって、 $E(PL)/E(LLT)$ は1より大きい。すなわち、引張りによる割れ目を考え、クサビ状岩盤の変形を前提とすると、平板載荷試験による変形係数は孔内載荷試験の変形係数より常に大きな値となる。そしてその比は(10)式からもわかるように、孔壁を加圧する圧力 P を測定毎に同じとすると対象岩盤の引張り強度 St が小さいほど、すなわち脆弱な岩盤ほど大きい。(10)式を $E(PL)/E(LLT)$ と St の関係で図示すると図-10のようである。図からわかるように、比はポアソン比の影響は大きくはないが、岩盤の引張り強度が小さくなると急激に大きくなる傾向にある。

4-2 比較測定結果

図-11はそれぞれ同一地点で測定した平板載荷試験と孔内載荷試験の結果をまとめて示したものである。なお平板載荷試験は剛体円盤による等変位載荷方式である。図中には、花崗岩、粘板岩、砂岩、第三紀砂岩、泥岩な

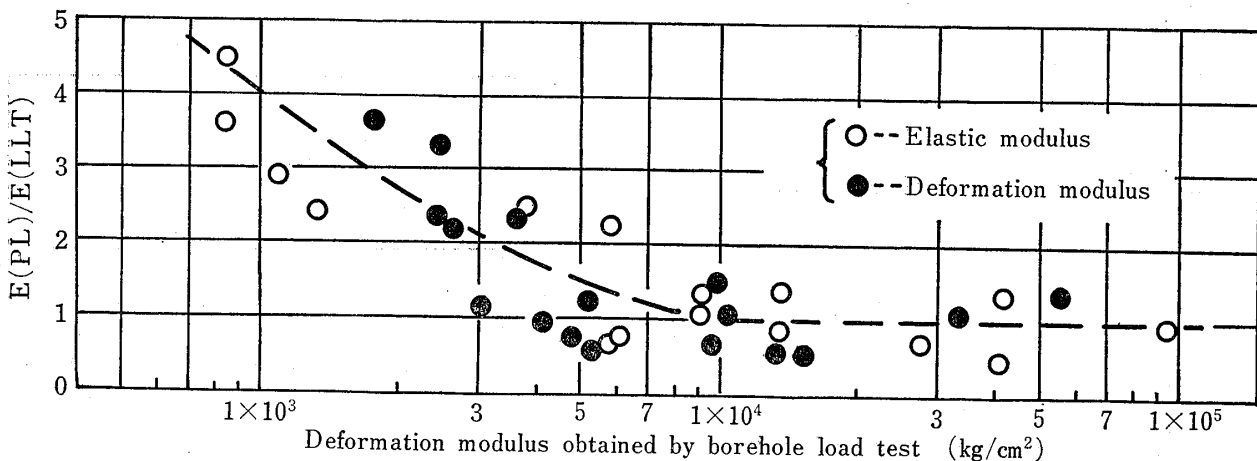


Fig.11 Relation between borehole and plate load test by actual measurement data

Table-1 List of deformation modulus

| No. | E_0 (kg/cm ²) | | | E_1 (kg/cm ²) | | | Geology |
|-----|-----------------------------|--------------------|----------------|-----------------------------|--------------------|----------------|-----------|
| | $E(LLT)$ | $E(PL)$ | $E(PL)/E(LLT)$ | $E(LLT)$ | $E(PL)$ | $E(PL)/E(LLT)$ | |
| 1 | 1.36×10^4 | 7.9×10^3 | 0.58 | 2.74×10^4 | 2.0×10^4 | 0.73 | |
| 2 | 1.51×10^4 | 7.9×10^3 | 0.52 | 4.02×10^4 | 2.0×10^4 | 0.49 | |
| 3 | 1.76×10^3 | 6.36×10^3 | 3.61 | | | | |
| 4 | 8.6×10^5 | 1.27×10^4 | 0.16 | | | | |
| 5 | 1.32×10^5 | 2.15×10^4 | 0.16 | 1.32×10^5 | 4.02×10^4 | 0.30 | |
| 6 | 1.31×10^5 | 3.19×10^4 | 0.24 | 1.31×10^5 | 6.26×10^4 | 0.48 | Granite |
| 7 | 3.0×10^3 | 3.51×10^3 | 1.17 | 3.79×10^3 | 9.64×10^3 | 2.54 | |
| 8 | 4.83×10^3 | 3.51×10^3 | 0.73 | 9.1×10^3 | 9.64×10^3 | 1.06 | |
| 9 | 2.61×10^3 | 5.79×10^3 | 2.22 | 5.83×10^3 | 1.32×10^4 | 2.28 | |
| 10 | 2.41×10^3 | 5.79×10^3 | 2.40 | | | | |
| 11 | 9.38×10^3 | 6.35×10^3 | 0.65 | 1.36×10^4 | 1.23×10^4 | 0.90 | |
| 12 | 5.13×10^3 | 6.35×10^3 | 1.24 | 9.12×10^3 | 1.23×10^4 | 1.35 | |
| 13 | 2.47×10^3 | 8.3×10^3 | 3.36 | | | | Tertiary |
| 14 | 3.6×10^3 | 8.3×10^3 | 2.31 | | | | mudstone |
| 15 | 3.35×10^4 | 3.68×10^4 | 1.10 | 4.25×10^4 | 5.83×10^4 | 1.37 | Sandstone |
| 16 | 5.55×10^4 | 7.71×10^4 | 1.39 | 9.4×10^4 | 8.85×10^4 | 0.94 | Sandstone |
| 17 | 1.04×10^4 | 1.14×10^4 | 1.10 | 1.36×10^4 | 1.9×10^4 | 1.39 | Siltstone |
| 18 | | | | 8.4×10^2 | 3.8×10^3 | 4.5 | Granite |
| 19 | | | | 1.06×10^3 | 3.8×10^3 | 3.6 | |
| 20 | 4.2×10^3 | 4.0×10^3 | 0.95 | 5.35×10^3 | 2.8×10^3 | 0.52 | Tertiary |
| 21 | 6.0×10^3 | 4.6×10^3 | 0.77 | 7.9×10^3 | 4.1×10^3 | 0.52 | Sandstone |

ど種々の地質が含まれるが、これを区別しないで取り扱っている。また、それぞれの応力～ひずみ曲線の処女曲線部分とくり返し曲線から求めた変形係数については黒丸と白丸で区別して示したが、両者の差異は明瞭ではない。

図中に示した各データは土かぶりの影響は無視出来る程度のもので、平板載荷と孔内載荷の各試験ともお互いに1～2mの至近距離のものである。さらに図-12のデータについて岩種と各数値を一覧にして表-1に示した。

この図-11の傾向は、割れ目によるクサビの変形から導いた図-10の傾向と類似しているといえる。

前章に示した、新第三紀層のシルト質砂岩の圧裂試験による引張り強度の平均値 4.3 kg/cm^2 に対して、加圧力を 100 kg/cm^2 とし、 $\nu=0.3$ として(10)式で計算される $E(PL)/E(LLT)$ は、1.53となる。一方、この岩盤の孔内

載荷試験による変形係数の値は、土かぶりの無視できるところで約 $2,000 \text{ kg/cm}^2$ であり、図-11による $E(PL)/E(LLT)$ は、平均的な値として約2.5であり、やや外れるが、バラツキの下限をとるとかなり近接してくる傾向がみられる。

岩盤が堅硬になるに従って(10)式による比は $P=St$ に近づくため1に近づく。この領域では岩盤が弾性的性質に近づくため、一般的には試験法による差異は少なくなると考えられ、このことから両者の比は1に近づくであろう。

4-3 提案式等について

孔内載荷試験法の引張りを伴う応力分布とそれによって発生する割れ目を考慮に入れた変形機構をもとに、この方法による変形係数に幾つかの角度から考察を加えた。そしてこの考察結果をふまえて、平板載荷試験による変形係数との関係について検討し、孔内載荷試験の結

果から平板載荷試験による変形係数を評価する基本式(9)を提案した。この式をもとに一般に地山応力場の影響を受ける孔内載荷試験の結果から、平板載荷試験による変形係数を推定する場合、岩石の引張り強度と、三軸圧縮試験による変形係数の拘束圧による影響を把握することが特に必要となる。現実はこの提案式をよりよく用いていくためには、恵まれた条件や適用する岩盤がより理想的なモデルに近いことが必要であろう。これに対し、提案式を傾向的に裏付けるデータとして、図-11に示した両測定法による実測結果は、ある幅を見込むならば、実験式的に十分用いることができると考えている。

5 あとがき

孔内載荷試験結果から平板載荷試験による変形係数を求める提案式や、実験式に相当する実際のデータの関係を示した。これらの考え方の基本となっているのは、孔内載荷試験において岩盤内に働く引張り応力とそれにより発生する割れ目の影響であり、岩石の引張り強度が関係する大きな要素となっている。しかし、実際には、岩盤には割れ目がすでに存在するものや潜在的な弱面などが分布しており、引張り強度や割れ目の発生、進行に対してこれらが複雑に関係すると考えられる。今後、さらにこの考えを進めるには、割れ目を含んだ岩盤としての引張り強度の評価が必要である。また、発生する割れ目の数による影響についても、測定前後の割れ目の観察のデータを多く積み重ね、それらが変形係数に与える影響について検討していく必要がある。

一方、平板載荷試験についても、岩盤掘削によるゆるみの影響や地山応力場の残存などについての検討が必要になるであろう。

これらの問題については、今回示した考え方を基礎として引き続き検討を続けていきたいと思っている。

参考文献

- (1) M. ROCHA, A. SILVEIRA, N. GROSSMANN E. OLVEIRA (1966) : Determination of the Deformability of Rock Masses along Boreholes, Proceedings of the 1st Congress of the ISRM.
- (2) 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. 24 No. 1
- (3) 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
- (4) 宮島圭司・越智啓登・武内俊昭・鈴木楯夫(1979) : 孔内載荷試験による岩盤変形挙動のモデル実験 第12回岩盤力学に関するシンポジウム 講演概要集