

孔内載荷試験による岩盤変形挙動のモデル実験

本州四国連絡橋公団 宮島圭司 越智啓登
応用地質調査事務所 武内俊昭 ○鈴木楯夫

1 まえがき

本州四国連絡橋予定ルートに於て、特に海峡部の基礎岩盤の工学的性質の把握のため、孔内載荷試験が数多く行なわれてきた。この孔内載荷試験は平板載荷試験に比べ、岩盤の変形特性を原位置において、比較的容易に測定できる方法として広く用いられてきている。筆者等が今までに実施してきた原位置での多くの孔内載荷試験による測定結果において、一般的に深度方向に沿った岩盤の変形係数は漸次大きくなる傾向にあるものが多いが、これが土被り荷重による拘束圧の影響によるものか、風化の違い等による物性そのものの変化を示すものかを区別することはむずかしい。

掘削等によつて土被り厚が変化した場合、それに伴つて岩盤の変形係数が減少するならば、工学上それは重要であり、拘束圧（土被り圧）による変形係数の変化の有無を調べることは意味が大きい。このモデル実験では、自然岩石をモデル岩盤として用い、孔内載荷試験の結果に及ぼす上載荷重の影響について一、二の実験的検討を行つた。

一方、孔内載荷試験による結果が、平板載荷試験の結果とどのような関係にあるか、孔内載荷試験による値をどう評価して用いたら良いかということも、孔内載荷試験法の特徴的な載荷機構と併せて関心が払われている。このためモデル岩盤内部にひずみ計を埋設し、孔壁を加圧した場合の岩盤内部のひずみ分布を調べた。この結果についても紹介する。

2 モデル岩盤の形状と物性

実験に供するモデル岩盤としては、出来るだけ軟質で試験に必要な大きさが切出せるものを選定し、鹿児島県産の熔結凝灰岩（岩種Ⅰと

する）と栃木県産のいわゆる大谷石（岩種Ⅱとする）を用いた。モデル岩盤の寸法は、図-1に示すように、孔内載荷試験による応力範囲を考慮して、その寸法が試験結果に大きな影響を及ぼさない大きさとした。（たて60cm、横60cm、高さ120cm）又このモデル岩盤には、孔内載荷試験を実施するために、岩盤上面中央部から鉛直方向にボーリング孔が穿孔されている。さらに、図-1に示した様に、岩盤内部に歪計を埋設するための小口径の穴（2.67%φ）を上記の孔内載荷試験用孔に直交するよう、水平方向に穿孔してある。この孔に埋設し使用したひずみ計は同図に示した様に、長さ25cmのゴム板の母材に防水型のペーパーストレインゲージを連続して8個貼付したものである。又モデル岩盤上加える上載荷重は、載荷板を介して油圧ジャッキにより行つた。この時、モデル岩盤の側面は型枠により拘束し地盤との密着を良くするためモルタルを充填し

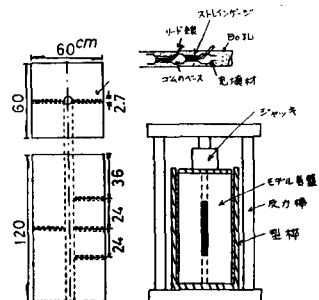


図-1 モデル岩盤

表-1 岩種別岩石試験結果一覧表

	熔結凝灰岩(岩種Ⅰ)		大谷石(岩種Ⅱ)	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差
一軸圧縮強度 (Kg/cm^2)	213.7	87.4	70.4	9.6
静弾性係数 (Kg/cm^2)	0.28	0.09	0.13	0.03
ポアソン比	0.26	0.11	0.30	0.09
密度(自然) (g/cm^3)	1.88	0.10	1.71	0.06
密度(湿潤) (g/cm^3)	1.99	0.08	1.78	0.06
密度(乾燥) (g/cm^3)	1.61	0.14	1.40	0.08
自然含水比 (%)	4.3	2.9	4.3	2.1
吸水率 (%)	22.7	6.7	27.3	4.7
有効間隙率 (%)	36.2	8.1	38.0	4.5
P波速度 (km/sec)	2.1	0.5	2.4	0.1
S波速度 (km/sec)	0.93	0.29	0.99	0.15
動ポアソン比	0.37	0.06	0.39	0.04
動弾性係数 (Kg/cm^2)	0.49	0.30	0.48	0.14
引張り強度 (Kg/cm^2)	14.88	5.74	8.09	1.33

た。

なお、モデル岩盤の物性値を知るため、モデル実験終了後、モデル岩盤より岩石コアを採取し、岩石試験を実施した。その結果を表-1に示してある。

3. 使用した孔内載荷試験（エラストメータ200）の概要

試験に使用した孔内載荷試験機（エラストメータ200）の概要を図-2に示した。圧力は地上の加圧ポンプにより高压チューブを通じてゾンデ内に送られる。加える圧力及びそれによつて生ずる変位量は、ゾンデ本体に組み込まれた圧力計及びコンタクトバランサー方式と呼ばれる変位計測システムにより測定され、地上部のX-Yレコーダーに記録される仕組みになっている。コンタクトバランサーの動作原理は、体積変化に追随するベローズ機構を応用したもので、孔壁の変位に応じて動くゾンデのゴムチューブ内面に、センサーが常に接触して動き、この動きをベローズの動きとして差動トランスに伝えるようになっている。ゾンデが加圧膨張する場合に、両端部でのせり出し膨張の影響を避けるため、センサーの位置はゾンデのほぼ中央部に6方向にセットされている。孔壁の変位量はこの6個のセンサーの合計変位量に比例して動いたコアの変位量から次式によつて求められる。

$$L = \frac{(L_1 + L_2 + L_3 + \dots + L_6)}{A_b} A_s$$

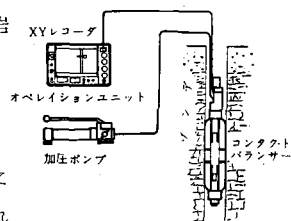
A_s : センサーの断面積、 A_b : ベローズの断面積

4. 変形係数の上載荷重による影響

4.1 孔内載荷試験結果

図-1に示したような装置によりモデル岩盤の表面を載荷板を介してジャッキにより加圧し、上載荷重を加えた状態で孔内載荷試験を実施した。図-3は上載荷重（ P_v ）が1.25%の孔内載荷試験による応力（ P ）～変位（ r ）曲線の一例を示したものである。くり返し回数が増加するに伴い、弾性係数（ E ）が増加しているが、降伏後は応力～変位曲線の勾配が緩くなっている。図-4は、各々のモデル岩盤に異つた上載荷重を加えた条件で孔内載荷試験を実施した場合の、上載荷重（ P_v ）の違いによる変形係数（ E_0 ）の変化を示したものである。図中、岩種Ⅱについては、ボーリング口径が33%、65%、101%と3種類の口径に対して測定した結果を示してあるが、101%による測定結果が他の2種類の口径に対して、若干大きな値を示しているものの、ボーリング口径と変形係数の関係は明瞭ではない。しかしながら岩種Ⅰ（Ⅱ）ともばらつきはあるものの、全体的にみれば P_v が増加するに伴い、すなわち拘束圧が増加するにつれ、変形係数が増加する傾向が明瞭に伺える。上の結果によると、凡そ P_v で5%、すなわち土破り深さにして25～30m程度で変形係数は、約1.3倍増加することを示している。次に降伏後の応力～変位曲線をみるために行つた孔内載荷試験結果の1例を図-5に示した。この図より、降伏後の応力～変位関係は、くり返し回数の増加に伯い、明瞭に変化していく傾向が伺える。ここで降伏直前の弾性係数を E_n 、降伏後

ブロックダイアグラム



コンタクトバランサーの原理図

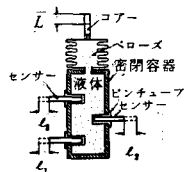


図-2

孔内載荷試験機
(エラストメータ200)

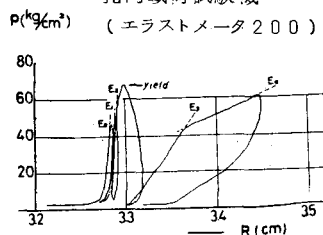


図-3 孔内載荷試験結果
($P_v=1.5\%$ の時)

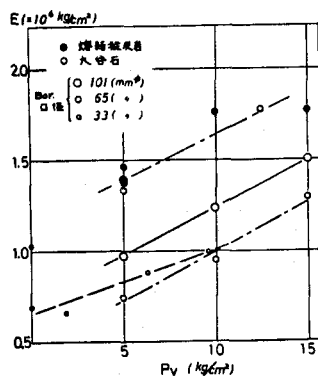


図-4 孔内載荷試験による
変形係数と上載荷重の関係

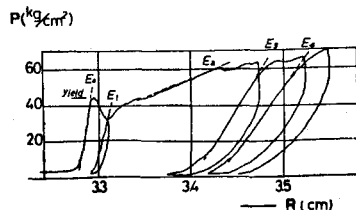


図-5 孔内載荷試験結果
($P_v=5\%$ の時)

のくり返し曲線から求めた変形係数を E_{n+m} ($m=1, 2, 3$) とすると、 E_{n+m}/E_n は、降伏したことによつて岩盤状況の変化が地盤の変形係数に与える影響度を示す値と云える。図-6は、今回のモデル実験により得られた E_{n+m}/E_n とくり返し回数 (m) との関係を示したものである。これらの関係より、降伏後の変形係数は、降伏直後に大きく減少し、その後くり返し回数の増加に伴い、漸次わずかつつ減少していく傾向を示している。とくに大きな P_v を受けているもの程、減少率が大きいという傾向がみうけられる。降伏により孔壁周辺のモデル岩盤に亀裂が発生しているとすると、上の現象から、その亀裂はくり返し荷重により更にゆるんだり、あるいは助長されるものと考えられる。 P_v が大きい即ち拘束圧が大きい状態のモデル岩盤を P_v が小さいものと比べ、より堅硬な岩盤と考えらるならば、堅硬な岩盤ほど間隙の大きい軟質な岩盤に比べ、亀裂による岩盤状況変化の度合いが大きいと考えることができる。

4.2 岩石供試体の3軸試験結果

モデル実験の終了後、岩種Ⅱについて、岩石物性として拘束圧による影響を調べるため、コアくり抜き器により、岩石コアを採取し、圧密非排水条件で3軸試験を実施した。その結果を図-7に、側圧(拘束圧)の変化に対する変形係数の変化として示した。拘束圧が大きくなるにつれ、変形係数が大きくなるという傾向は、孔内載荷試験の結果と同様顕著である。この岩は有効間隙率が40%近い、かなりポーラスな岩であることも反映して、拘束圧による影響が非常に大きいことが岩石試験の結果からも明らかである。しかし変形係数の値そのものは、孔内載荷試験結果よりもかなり小さい値を示しているが、これは孔内載荷試験が自然含水状態(約4%)で行われたのに対し、3軸試験が完全飽和状態(約22%)で行われたためと考えられる。

5. 孔内載荷試験による岩盤内部のひずみ分布について

モデル岩盤内部にひずみ計を埋設し、孔内載荷試験時のひずみ分布を測定した。その測定結果の1例を図-8に示した。この図より岩盤内のひずみ分布は孔壁からの距離に対して、指数函数的に減少していることがわかる。このひずみ分布特性について検討した結果を以下に記す。

5.1 モデル岩盤周辺の型枠による拘束条件の検討

モデル岩盤の側面にひずみ計 (ϵ_θ) を貼付しある程度の拘束条件を与えるために用いた型枠の効果を調べた。図-9(a)はモデル岩盤の平面図であり、計算を容易にするため図中に点線で示した如く、円筒形状とみなして、平面ひずみ問題として考えた。図-9(b)で示した記号で ϵ_θ を示すと、

$$\epsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E} [(1-\nu)\sigma_\theta - \nu\sigma_r]$$

となる。この理論値をもとに、実測データとの比較を行つた結果、モデル岩盤が半無限に広がっていると考えられる場合に適合することが判明した。

5.2 孔内載荷による岩盤内ひずみ分布の検討

前述の5-1の条件のもとで、弾性論から計算される σ_r 、 ϵ_r は各々

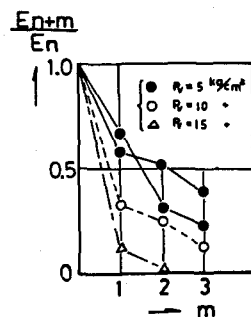


図-6 $\frac{E_{n+m}}{E_n}$ と m との関係

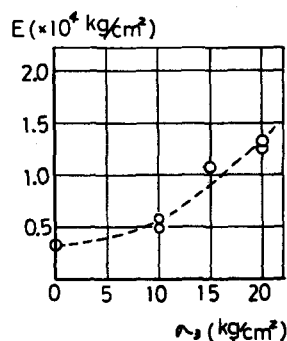


図-7 3軸試験による変形係数と側圧との関係

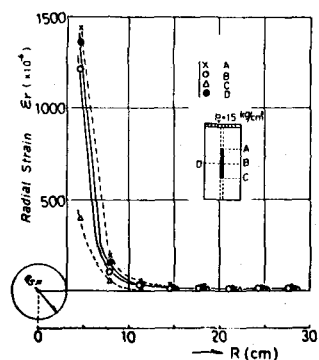


図-8 孔内載荷試験時における岩盤内歪分布

$$\sigma_r = -P_i \frac{a^2}{r^2} \dots \textcircled{1}, \quad \varepsilon_r = \frac{1+\nu}{E} P_i \frac{a^2}{r^2} \dots \textcircled{2}$$

で表わされ、 σ_r と r との関係は、

$$\varepsilon_r = \frac{1+\nu}{E} \sigma_r \dots \textcircled{3}$$

となる。

即ち、式③より岩盤内部のひずみ分布は、 E 及び式①に従う σ_r によつて決まることになる。従つて、岩盤内部で E が一定ならば、式③の ε_r は式①に従う σ_r によつてのみ規制される。言い換えれば、 ε_r は式②で示されるように、 $\frac{1+\nu}{E} P_i a^2$ に比例して、 r^2 に反比例して減衰することを意味している。

ここで前に戻つて、図-8をみると、この分布形状から推定される曲線の一般式は、初期口径を $2a$ とすると、

$$r = C \left(\frac{a}{r} \right)^n \dots \textcircled{4}$$

で表わされる。とくに、岩盤の中央部に埋設したひずみ計B、Dの挙動に着目し、④式の C 、 n を求めると、

岩種Ⅰでは $C = 5000 \sim 6000 \times 10^{-6}$ 、 $n = 3.6 \sim 3.8$

岩種Ⅱでは $C = 4000 \sim 5000 \times 10^{-6}$ 、 $n = 3.3 \sim 3.5$

が得られ、 n は凡そ3.5となる。

従つて、弾性体では、 ε_r は r^2 に反比例して減衰するのに対し、実際の岩盤では ε_r は $r^{3.5}$ に反比例し、その減衰率が弾性体に比べて大きいことがわかる。

ここで、式②の係数 $\frac{1+\nu}{E} \cdot P_i$ を概略求めてみると、ひずみ計を埋設したモデル岩盤（岩種Ⅰ、Ⅱとも）の平均の E とその時の载荷圧 P_i は凡そ $E = 13,000$ ㎏、 $P_i = 25 - 5 = 20$ ㎏であるので、 $(1+\nu/E) \times P_i = 2100 \times 10^{-6}$ となり式④の C より若干小さい。式②の $(1+\nu/E) \cdot P_i$ 及び式④の C は、云わば $r = a$ （孔壁）におけるひずみである。従つて今回、実験に供したモデル岩盤では弾性体に比べ、孔壁のひずみは凡そ2倍程度大きな値を示すが、岩盤内部では逆に減衰して小さくなることを示している。このことは、孔内载荷試験による孔壁の変位量は、孔壁の極く近傍の岩盤の変形に支配されることを意味しており、それだけにボーリングの掘削に際しては、孔壁を傷めないよう慎重に行わねばならないことを示していると云える。

次に、図-8の結果を両対数グラフ上に示したものが図-10である。図-10には、式②の E をパラメータとして、任意の r に対する ε_r の関係を示した理論曲線が併記してある。この結果をみると、測定値はややばらつきがあるものの、図上に示したように両対数グラフ上で直線関係にあり、しかもパラメータ E を切断する分布形状を示している。即ち ε_r が小さくなるに伴い E がみかけ上増大していることになる。このことは、岩盤の孔壁から遠く離れるにつれ、ひずみが漸次減少するが、これに伴い、みかけ上漸次大きな E を与えることによつて、実際の岩盤の挙動を説明しうるように思われる。

6. あとがき

2種類の岩盤モデルに対して、孔内载荷試験による変形挙動の上载荷重による影響を調べた結果、上载荷重による影響を大きく受けることがわかった。しかし今回の実験は現象面での検討が多く、その岩盤内部におけるメカニズムや岩石供試体物性との関連など、さらに検討すべきことが多く残されている。今回測定した岩盤内部のひずみ分布についても孔周方向の測定や上载荷重との関連、孔内载荷による応力レベルと岩盤の引張り強度との関連を考慮した検討も孔内载荷による応力機構を考えると欠かせない測定であろう。次の機会に検討していきたいと思つている。

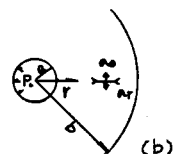
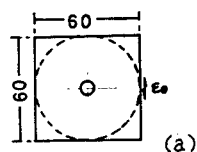


図-9 孔内载荷による岩盤内応力

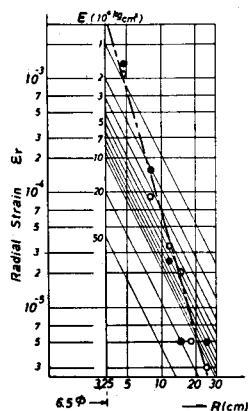


図-10 孔内载荷試験時における岩盤内ひずみ分布

Model Experiment on Characteristics of Deformation of Rocks
by Borehole Load Test

Keiji MIYAJIMA¹⁾
Keito OCHI²⁾
Toshiaki TAKEUCHI³⁾
Tateo SUZUKI⁴⁾

This paper describes results of model experiments of the borehole load test. Specimens of the model test are natural rocks and the size of each specimen is 60cm wide 60cm long and 120cm high.

One aim of this test is to study the effect of overburden on the deformation modulus obtained by the borehole load test. As the result, it is found that the deformation modulus measured by borehole load test is strongly affected by the overburden. Therefore, when the thickness of overburden is diminished by excavation, it is suggested that the deformation modulus of rock may possibly decrease.

Another aim of this test is to measure the strain distribution in the radial direction of the specimen caused by the borehole load. As results, it is found that the outward decrease of strain from the wall of borehole is not equal to the result calculated by the elastic theory. The distribution of strain as a function of radial distance is expressed by $\frac{1}{r^{2.5}}$

This result indicates also that the deformation of rock by the borehole load is much affected in the neighborhood of the borehole wall. Therefore, when a borehole load is applied the borehole for the test should be so carefully drilled as not to disturb the borehole wall.

1),2)---- Honshu-Shikoku Bridge Authority

3),4)---- OYO Corporation