

原位置載荷試験におけるゆるみの評価(一考察)

本州四国連絡橋公団 神 弘 夫
基礎地盤コンサルタント(株) 森 田 悠紀雄

〃 ○治 田 堅 二

1. まえがき

岩盤の荷重—変形特性を調べるため、現位置での平板載荷試験がしばしば実施される。森⁽¹⁾(1977)、あるいは林⁽²⁾(1980)の報告もその一例であるが、前者は載荷板下のひずみ分布を測定して、変位の大半が表層部に発生していることを報告しており、後者は試験結果に掘削による地盤のゆるみの影響が大きく作用していることを指摘している。

筆者らは神戸市舞子地区にて、神戸層軟岩（三紀層の砂岩、泥岩互層）および明石層砂レキ層（新第三紀～洪積世後期の堆積層）を対象にφ30cm板による深層載荷試験を合計14回（軟岩12回、砂レキ層2回）実施して、試験結果に掘削による表層部地盤のゆるみの影響が著しく含まれることを経験した。本文では最善の注意をはらって載荷面を整形しても、載荷試験結果の初期沈下には明らかにゆるみの影響と判断される大変位が発生すること、その影響度合は有限要素法数値解析でも指摘できることを報告する。ただし、砂レキ層は試験個数が少ないため、ここでは軟岩を対象とした試験結果についてのみ報告する。

2. 試驗概要

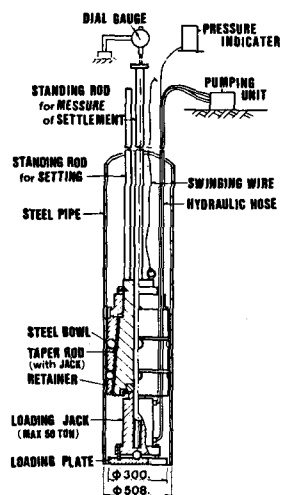
深層載荷試験装置は本四公団が開発したもので図-1に示すような構造であり、試験器本体に内蔵する油圧ジャッキにて鋼球を建込み鋼管に圧着させて反力をとり、上方に反力を必要としないことを特徴としている。この装置の直径30 cm 載荷板への最大加圧能力は反力の関係から $P_{\max} = 7.0 \text{ kgf/cm}^2$ ($P_{\max} = 5.0 \text{ ton}$) である。

試験孔はリバースサーキュレーションドリルにより載荷面近傍付近まで
 $\phi 1,500\text{m/m}$ の削孔を行なった後、土留締切り用鋼管 ($\phi 1,100\text{m/m}$) が建込まれており、その中にさらに $\phi 558\text{m/m}$ の反力用鋼管 (先端部だけ $\phi 508\text{m/m}$) を建込んで、先端部の外周には鋼管を固定するためにモルタルを注入した (図一 2 参照)。次にリバース掘削底面から深さ 30 cm 程度を一文字または十文字ビットを用いて空掘りにてゆっくり掘削整形し、エアーリフトにてスライムを除去した後、特殊水中テレビカメラにて整形面の平坦状況を確認した。最後に $\phi 1\sim 2\text{m/m}$ のふるい砂 (厚さ 5 cm 程度) を敷いて載荷装置をセットした。

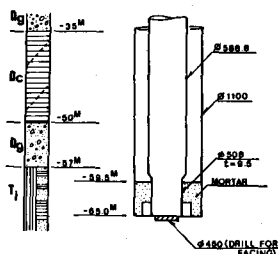
載荷パターンは2サイクルであり、1サイクル目は $P=30\text{ kgf/cm}^2$ まで5
 $\text{kgf/cm}^2/\text{min}$ の載荷速度であげてゆき、途中 5 kgf/cm^2 毎に30分間荷重を保持
 する。2サイクル目は最大荷重の $P_{\max}=70\text{ kgf/cm}^2$ までを同一載荷速度であげ
 てゆき、やはり 5 kgf/cm^2 毎に20分間荷重を保持する（ただし、履歴荷重段階
 では荷重は10分間保持）。別に長時間載荷試験も実施したが、説明は割愛す
 る。

3. 試驗結果

砂岩、泥岩互層地盤での深層載荷試験結果のうち、代表的な荷重-沈下曲線



圖一 1 深層載荷試驗裝置圖



圖一-2 深層載荷試驗周辺狀況圖

を示すと図-3の通りである。このP-S曲線を見ると第1サイクルと第2サイクルとで大きく挙動が異なり、第2サイクルは一直線に近い状態か、上に凸の一般的な荷重-沈下傾向を示しているのに対し、第1サイクルは初期の沈下が大きく、明らかに下に凸の第2サイクルとは逆の傾向を示している。この特性を調べるために、P-S曲線の各荷重段階における変形係数をとって見たのが図-4である。この図をみるとおよそ $P=10\sim30\text{ kgf/cm}^2$ までは、変形係数は荷重とともに急増していくが、それ以降はゆるやかにになり、ほぼ一定値を示すように思われる。この原因としては、三紀層の泥岩は薄片状に剝離する傾向が強く、応力解放でゆるみやすいこと、また砂岩でもコアボーリングにより多くの潜在クラックが認められたことから、試験面下の地盤が機械による掘削や応力解放などによりゆるみを生じ、それが $P=10\sim30\text{ kgf/cm}^2$ の載荷重により徐々に目詰まりが生じてゆるみが取り除かれていると考えるのが妥当であろう。

また第2サイクルでは変形係数はほぼ一定値を示しているが、この一定値 $E=1,000\sim3,500\text{ kgf/cm}^2$ がクラックが閉じたゆるみのない地盤の変形係数であると考えられる。試験後の地盤のコアボーリングにより、図-2に示すように載荷面表層部には10~50 cm厚の泥岩が分布し、その下には厚い砂岩が分布していたことから、第2サイクルの変形係数の上限付近($E=3,500\text{ kgf/cm}^2$)は砂岩のそれに近く、下限付近($E=1,000\text{ kgf/cm}^2$)は泥岩の変形特性が顕著に現れたものと推定できよう。参考のため、これらの砂岩、泥岩の室内岩石試験結果を示すと次の通りである。

表-1 神戸層岩石試験代表値

特性 岩質	含水比 ω_n (%)	密度 γ_t (g/cm^3)	比重 G_s	一軸強度 q_u (kgf/cm^2)	変形係数 E_{50} (kgf/cm^2)	P波速度 V_p (m/sec)	S波速度 V_s (m/sec)
泥 岩	10~20	2.0~2.1	2.68	4.5	1,000 }	1,000 }	400
砂 岩	10	2.2	2.65	20~40	3,000	2,000	

図-5は荷重-沈下関係を両対数で示したものである。この図ではNa9地点では $P=46\text{ kgf/cm}^2$ で降伏状態に達していると判断されるが、他地点では最大荷重の $P=70\text{ kgf/cm}^2$ でも降伏に達していない。従ってある荷重段階で地盤のゆるみがとり除かれたと考えると、それ以降 $P=70\text{ kgf/cm}^2$ まではNa9地点を除くと弾性領域にあるものと考えられる。そこで第1サイクル($P=0\sim30\text{ kgf/cm}^2$)で地盤のゆるみがとり除かれたと考え、第2サイクルの $P=0$ の時の沈下量を0としてプロットし直したのが図-6であり、これが地盤のゆるみが少ない場合の荷重-沈下曲線を示していると推定される。

従ってゆるみが少ない場合の最大載荷重 $P_{\max}=70\text{ kgf/cm}^2$ での沈下量は $S=0.3\sim0.7\text{ cm}$ が代表値となり、これに比べてゆるみによるクラック

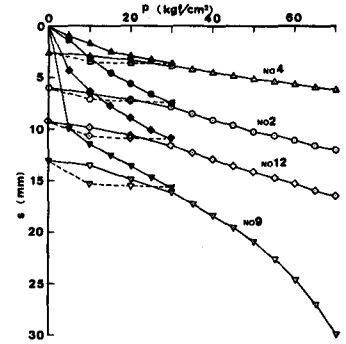


図-3 荷重-沈下曲線(実測値)

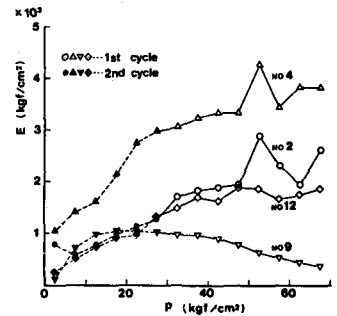


図-4 荷重-変形係数関係図

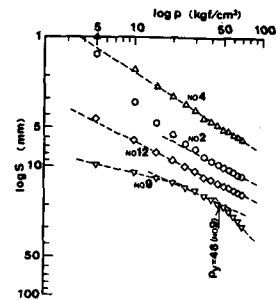


図-5 荷重-沈下曲線(両対数表示)

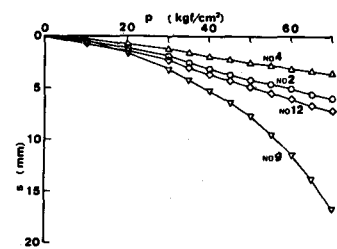


図-6 第2サイクル補正荷重-沈下曲線

の開口が徐々に閉じていく過程を示す $P=10\sim30\text{ kgf/cm}^2$ の初期沈下量は、図-3から $S=0.8\sim1.0\text{ cm}$ であり、 $P=70\text{ kgf/cm}^2$ におけるゆるんだ地盤の沈下量はゆるみが少ない場合の2倍程度とかなり大きいことがわかる。

また図-6中のNo.9を除く地点間で沈下量に約2倍程度の差があるのは岩質の違いの他、載荷表面に分布する泥岩の厚さに関係するものと思われる、これは後述するFEM解析により検証を行なう。

ゆるみ度合の評価は岩質や試験条件の違いの他、掘削施工方法によっても異なるため、今回の調査のみでは定かでない。しかし、定性的には右図の傾向があり、地表面のゆるみが最大となり、深くなるにつれ、ゆるみは減少していく。従って載荷板が小さいほど、ゆるみの影響が顕著に現れることになる。

4. 有限要素法による検証

前節で指摘したように、実測値には掘削によるゆるみの影響と、複層地盤の影響が荷重-沈下実測値に大きく関与している。これらの影響度を検証するには、不均質地盤モデルの数値解析が可能となる有限要素解析(FEM)が適切であり、ここでは地盤解析用汎用プログラムを用いて初期応力法による極座標非線形解析を実施した。

4-1 表層部泥岩層厚の影響

まず複層地盤としての泥岩層厚が地表面の荷重-沈下関係に与える影響を調べるために、表層部に泥岩、その下に厚い砂岩が分布することから、泥岩層厚を $h=0$ (砂岩だけ分布)、 $h=20\text{ cm}$ 、 $h=40\text{ cm}$ の3通りに変えて解析を行なった。この時の入力地盤常数はプレシオメーターによる孔内水平載荷試験及びコアの一軸圧縮試験結果等から総合的に下記のように決定した。

表-2 FEM解析基本入力地盤常数

岩種	変形係数 E_{90} (kgf/cm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	粘着力 C (kgf/cm^2)
泥岩	550	10	2.0
砂岩	3000	40	6.0

解析結果は図-7に示すように、ゆるみが除かれたと考えられる第2サイクル補正実測値とよく対応しており、 $h=0\sim40\text{ cm}$ の計算値が実測値の $P-S$ 関係のばらつき範囲と一致する。即ち、沈下量の最も少ない地点は砂岩のみが分布する場合に対応し、最も多い地点は泥岩層厚が最も厚い場合に対応している。これらから、載荷板直下の表層部の岩質(変形特性)が実際の荷重-沈下関係に大きく影響を及ぼすことがわかる。

また図-8、9は地盤内の深度方向変位の分布であり、表層部が非常に大きく沈下に関与していることが示されている。特に泥岩層厚が 40 cm の場合のように表層部に相対的に軟かい地層が存在すると、変位の大半は同層中に発生し、一方剛性の高い地層の場合(図-9)には深部まで変位が発生している。またこの変位発生深さは、今回の計算結果範囲では載荷板径の1~2倍深さ(30~60 cm)までで全変位の80%以

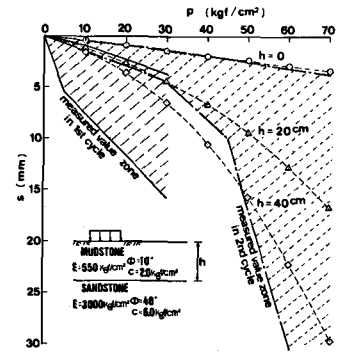
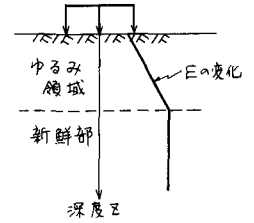


図-7 FEMによる荷重-沈下曲線 (泥岩層厚の影響)

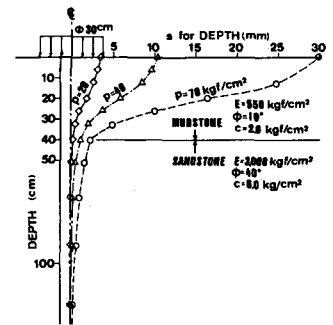


図-8 FEMによる深度方向変位分布 (泥岩層厚40 cmの場合)

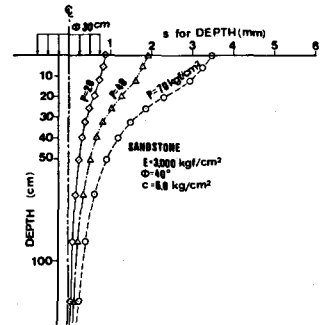


図-9 FEMによる深度方向変位分布 (砂岩のみの場合)

上が生じている。

4-2 表層部地盤のゆるみの影響

図-7によると、第1サイクルの実測沈下量は基本土性値による計算値と比べて2~4倍位大きい。これを表層部地盤のゆるみの影響と考え、トライアル計算した結果が図-10である。ここでは泥岩層厚を40cmとしているが、その全層の変形係数を基本土性値の1/2とした場合、あるいは極表層部10cmにて1/2~1/5に低減しても実測値に近づく。即ち極表層部のゆるみの度合いが荷重-沈下関係に大きく影響を及ぼすことがわかる。

4-3 側壁土被圧の影響

載荷板の荷重-沈下関係に影響を与える一因として、側壁の土被圧の効果をFEM計算によって調べてみた。この結果を図-11に示す。ここで図中のaは載荷板円周と側壁との距離である。計算結果からaが大きいほど沈下量は大きくなっているが、土被圧がない状態(a=∞)でもa=5cmに比べて、1.5倍程度であり、表層部岩質の影響や掘削による表層部地盤のゆるみの影響に比べて少ない。

4-4 提 言

有限要素法によって検証を行なったところ、載荷板の荷重-沈下関係に大きく関与しているのは、掘削による表層部地盤のゆるみと表層部岩質(変形特性)であることを確認した。特に載荷試験の第1サイクルにみられるゆるみの影響は、極表層部地盤の変形係数を新鮮部の20~50%に落とすことで評価でき、また第2サイクルにみられた荷重-沈下曲線のばらつきは表層部岩質の違いであると評価できた。今回の試験ではひずみの深度分布等を測定していないため、定性的な考察に終わったが、今後の試験計画立案への参考になればと報告させていただいた。

5. む す び

軟岩の現位置載荷試験では、載荷面の掘削、整形によって表層部にゆるみが発生する。このゆるみは試験結果に大きく影響を及ぼすものであるが、これを定量的に評価するには多くのデータの取積が必要である。

実際の建設工事においても、もちろんゆるみは発生することになるが、構築物との相似比からその影響度合いは少なく、通常の載荷試験結果を実構築物の変形解析に用いると変位量を過大評価することになる。即ち、右図において実際の載荷試験ではゆるみ領域の変形係数Eを測定しているが、変形解析にはE₀も必要となる。E₀の計測には、試験装置のセットに地盤のゆるみを生じさせないセルフボーリングタイプの試験器も必要であり、最近開発されたSBP⁽⁴⁾、あるいはBLT⁽⁵⁾等の載荷装置はその一例となろう。

(参考文献) (1) H. Mori, K. Takahashi and T. Noto 「Field measurement of Deformation Characteristics of Soft Rocks」 国際シンポジウム, Zürich, Switzerland, 3-6 April, 1977

(2) 林宜照他「風化花崗岩の動的変形特性(その1)」第15回土質工学研究発表会, 1980

(3) 山本紀夫他「新潟県高根橋基礎杭試験(その2)」本4技報, Vol. 2 No. 6 1978, 10

(4) 森 博 「Study on the Properties of Soils in the Northern Coast of Tokyo Bay Using a Self-Boring Pressurimeter」土質工学会論文報告集, 第21巻 第3号, 1981年9月

(5) H. Mori 「Studies on an Instrument and Procedure for Insitu Measurement of Properties of Pliocene」 Doctor Thesis, 1981. 4 (BLT---セルフボーリング式深層載荷試験器)

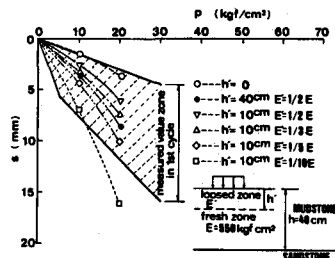


図-10 FEMによる荷重-沈下曲線
(表層ゆるみの影響)

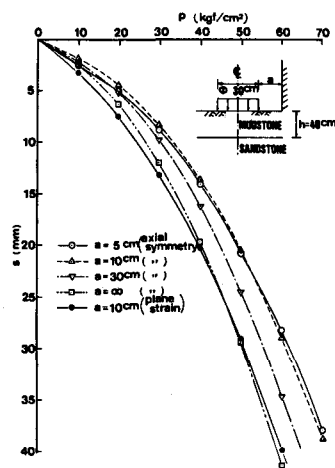


図-11 FEMによる荷重-沈下曲線
(側壁土被圧の影響)

Values of ground looseness in loading test on soft rocks

Honshu-Shikoku Bridge Authority	H. Jin
Kiso-Jiban Consultants Co., Ltd.	Y. Morita
	K. Haruta

In insitu plate loading test the looseness in the surface zone below the loading plate is caused by drilling or facing etc. It influences largely the result of test with the rock materials in the surface zone.

Two cyclic bore hole loading test with 30cm diameter was carried out twelve times on the alternation of mudstone and sandstone called Kobe layer. As shown in Fig. 3 obtained load-settlement curve was concave in the 1st cycle, but it was straight or convex in the 2nd cycle. So the writers considered that the looseness was closed gradually in the 1st cycle and it was almost taken off in the 2nd cycle.

It was obtained that the result of load-settlement analysis by FEM coincided well with the measured value in the 1st cycle by reducing the modulus of deformation E in the surface zone 20~50% to that of fresh zone.

In fact the looseness of the rock ground happens in the excavation at the site construction work, but it little influences considering the ratio of similarity with the structure. If the result of such loading test applies in the deformation analysis of the actual structure, the settlement should be overestimated.

The modulus of deformation E in loosened zone should be measured in the actual test, but E_0 in fresh zone couldn't be measured before and it's too necessary for the analysis of deformation.

The device of SBP (Self-Boring Pressuremeter) and BLT (Bore-hole Loading Test) developed recently should be suitable to measure the modulus of deformation E_0 in fresh zone.