

# 和泉層岩盤の変形特性について

京都大学工学部 正員 島 昭治郎  
 京都大学工学部 正員 谷本 親伯  
 京都大学工学部 学生員 木村 宏

## 1. はじめに

広範囲にわたる岩盤を基礎とする大規模構造物の設計においては、まずその岩盤の工学的特性を正確に判定し、構造物の変形や基礎の変位を算定することはひとよに重要であるが、一方きわめて難しいことも周知の通りである。岩盤の変形性は、岩石コアの変形挙動と岩盤内の不連続面における変形挙動の和として考えられるが、後者による変形が一般に大きい。この岩盤の変形特性、すなわち変形係数を求める方法として現在よく用いられているのは、試験用の横坑や立坑を利用したジャッキ試験、ボーリング孔を利用した孔内載荷試験などである。いずれも均質等方状態を前提として実施されたものであるが、最近では多くの不連続面を有する、いわゆる軟岩と称される岩盤についても応用されたことが多い。一方、これらの試験により得られた結果は、対象とする岩盤の領域に比し、きわめて狭く、いわば一室における載荷試験を実施していることから、局所的な条件の影響を大きく受けることも知られている。現状では、このような現位置岩盤試験により変形係数を決定し、設計に用いることも余儀なくされていることが多い。そこで、今回、大鳴門橋建設地更の工事用トンネルにおいて、小断層や節理の著しく発達した層状岩盤である和泉層岩盤について広範囲に及ぶ変形測定を実施する機会を得たので、その結果と同地更にて実施された孔内載荷試験や平板載荷試験の結果と比較検討した。

## 2. 試験地更の地質条件

試験地更を有する地域の基礎岩盤は、中生代白亜紀の和泉層から成り、砂岩・頁岩およびこれらの互層から成っている。各層の厚さは10~50cmの薄いものが多く、その走向はNE-SW方向で、SE方向に13°45'傾斜している。トンネルは、上部半断面先進工法により両側坑口を起工として掘削され、断面は半径5mの半円形である。付近の地質断面図および地質縦断面図を図-1および図-2に示す。後述する平板載荷試験は、トンネルより北200mの同じ地盤を有する地盤に開削された高さ2m、幅2mおよび長さ50mの横坑内で実施されたものである。この付近の岩盤に関する評価と岩区方は文献<sup>1)</sup>

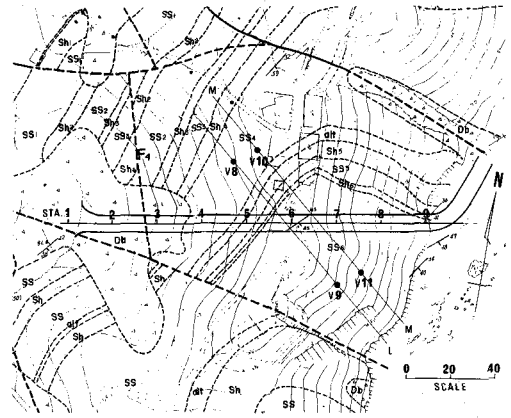


図-1 亀浦トンネル付近地質平面図

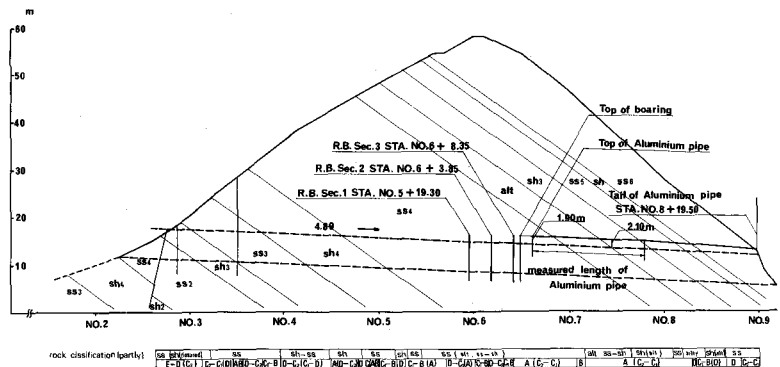


図-2 亀浦トンネル地質縦断面図

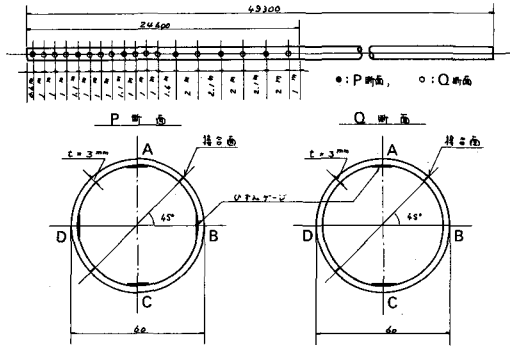


図-3 アルミロイプ変位計

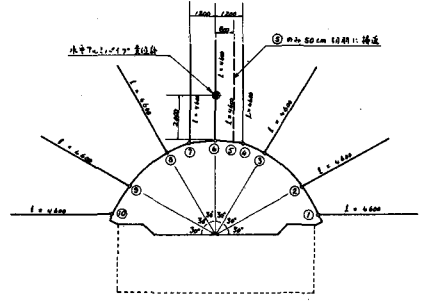


図-4 トンネル内空断面測定点

に示す、本文中の岩区画 A ~ E は、これに従う。また、同地帯より採取された試料について行った岩石試験結果の次の通りである。

見掛比重：砂岩 2.59，頁岩 2.56，超音波伝播速度 (P波)：B級砂岩 4.7 km/s，B級頁岩 4.0 km/s，静弾性係数：B級砂岩  $5.3 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>，B級頁岩  $3.3 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>，ポアソン比：B級砂岩 0.2，B級頁岩 0.3，一軸圧縮強度：B級砂岩 1280 kg/cm<sup>2</sup>，B級頁岩 620 kg/cm<sup>2</sup>。

なお、図表中の ss, sh および alt の表示は、それぞれ砂岩、頁岩およびそれらの互層を示す。

### 3. トンネル周辺岩盤の変形測定および解析

トンネル中央部より図-2中の STA. No. 6 ~ 7 の岩盤を対象とし、掘削前後の切羽周辺の岩盤の変位を測定した。まず、No. 9 地帯のトンネル坑口 (東側) より掘削前にトンネル頂部の 2m 上方の位置に長さ 50m の水平ボーリング (φ90) を行い、その内部に図-3 に示すような外径 60mm のアルミロイプの内側 48ヶ所にひずみゲージを貼付した変位計により測定する方法と切羽の進行に伴うトンネル断面形状の変化を図-4 に示す 10 測定間の距離の変化として寸道スタイルにて測定するという 2 通りの方法を用いた。

得られた変位の測定値と  $E = 1000$  kg/cm<sup>2</sup>、 $\nu = \frac{1}{3}$  の場合の解析値との比から実際の变形係数を推定した。解析モデルとし

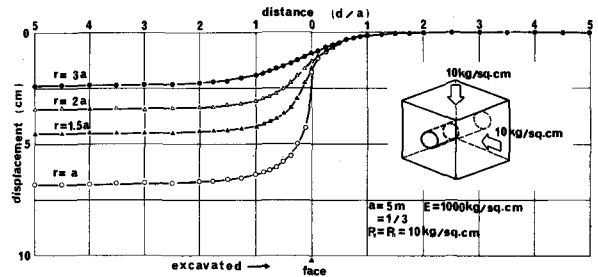


図-6 FEM 軸対称モデルによる円形トンネル周辺の変位

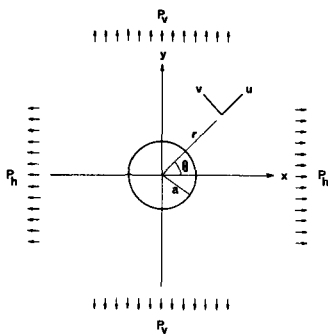


図-5 2次元応力場の円孔

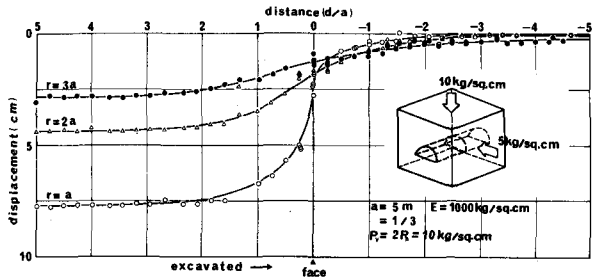


図-7 FEM 3次元モデルによる半円形トンネル周辺の変位

7次の3つを考えた。

Case-1: 岩盤を等方弾性体と仮定すれば  
2次元一様応力状態では、円孔周辺の変位は、初期応力状態を考慮に入ると次式で表わすこと。

水平変位

$$x = \frac{(1+\nu)\alpha}{2E} \left\{ (p_v + p_h) \cos\theta - (3-4\nu)(p_v - p_h) \cos 3\theta \right\} \quad (1. a)$$

鉛直変位

$$y = \frac{(1+\nu)\alpha}{2E} \left\{ (p_v + p_h) \sin\theta - (3-4\nu)(p_v - p_h) \sin 3\theta \right\} \quad (1. b)$$

ここに、E:弾性係数、ν:ポアソン比。  
E = 10<sup>3</sup> kg/cm<sup>2</sup>, ν = 1/3, p<sub>v</sub> = 2p<sub>h</sub> = 10 kg/cm<sup>2</sup>,  
α = 5m とし、円孔周辺の変位を求めると、トンネル頂部(θ = 0)およびアルミパイプ変位計埋設位置(θ = 1.4α)での鉛直変位量はそれぞれ 8.89 cm および 7.51 cm とする。

Case-2: 一様応力場に開削された円形トンネルの切羽周辺の変位状態を FEM 軸対称モデルにより計算する。

E = 10<sup>3</sup> kg/cm<sup>2</sup>, ν = 1/3, p<sub>v</sub> = p<sub>h</sub> = 10 kg/cm<sup>2</sup>, α = 5m の場合の計算結果は、図-6に示す通りである。

Case-3: 半円形トンネルの切羽周辺の変位状態を FEM 3次元モデルについて計算する。E = 10<sup>3</sup> kg/cm<sup>2</sup>, ν = 1/3, α = 5m, p<sub>v</sub> = 2p<sub>h</sub> = 10 kg/cm<sup>2</sup> の場合の結果は、図-7に示す通りである。

水平アルミパイプ変位計口、先端部より 2.4m の部分に径 10mm のパイプを軸方向に 48 本のひずみゲージを貼付したもので、図-3に示す A 支、C 支のひずみ E<sub>A</sub>, E<sub>C</sub> の平均値より軸方向ひずみ E<sub>t</sub> を算出し、(E<sub>A</sub> - E<sub>t</sub>) と曲げひずみとして、各支の曲率を求め、曲率が零となる支より 2 測支間の鉛直変位差を計算して各支の変位を求めた。結果は、岩盤 A'~B' に相当する区間について、図-8に示す通りで、クラウンより 2m 上方の支の最

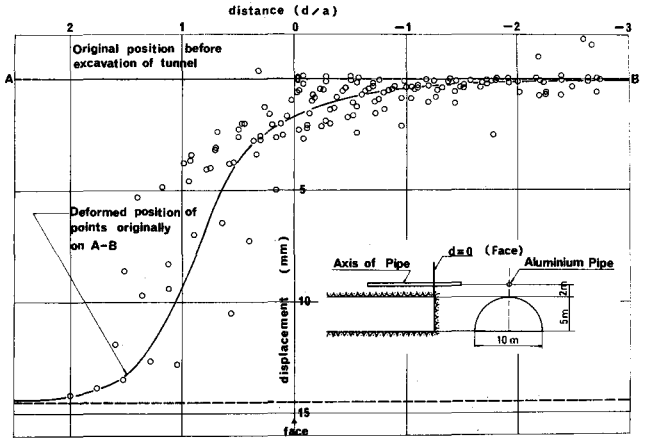


図-8 アルミパイプ変位計による切羽周辺の変位状態

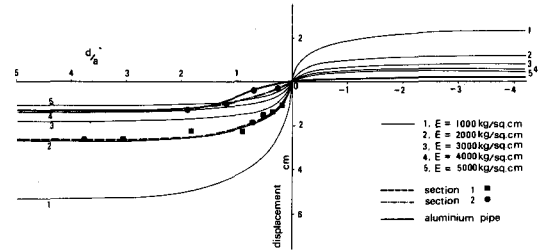
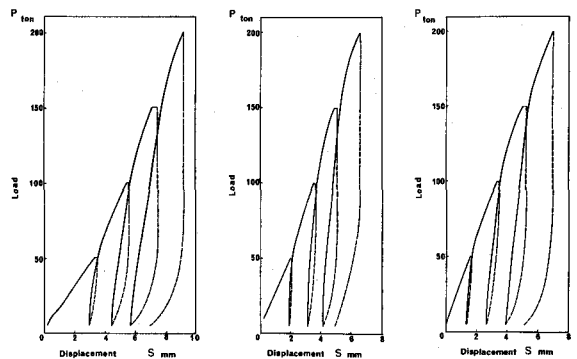


図-9 岩盤内変位測定による変位と解析による変位

表-1 平板載荷試験結果

Site NO	Classification	1st Cycle (5-50t)			1st & 2nd Cycle (5-100t)		
		D(kg/cm <sup>2</sup> )	E(kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	D(kg/cm <sup>2</sup> )	E(kg/cm <sup>2</sup> )	E <sub>1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
1	A <sub>55</sub> + C <sub>5h</sub>	4500	3950	3030	4630	5100	6520
2	A <sub>55</sub> + C <sub>5h</sub>	2800	2190	2080	3150	3150	7810
3	A <sub>55</sub>	4710	5250	6060	4630	5020	7810
4	A <sub>55</sub> + B <sub>5h</sub> + C <sub>5h</sub>	3840	3750	4160	3900	4060	5620
5	C <sub>5h</sub>	4140	3700	3510	4630	4930	7400
6	C <sub>5h</sub>	4140	4290	4440	4630	4170	9370
7	D <sub>5h</sub> + C <sub>5s</sub>	2070	1870	1750	3080	2000	3520
8	D* - E <sub>5h</sub>	1520	1610	3120	2060	1740	2930
9	A <sub>5h</sub>	4140	3750	3950	6170	4490	8270
10	B* - C <sub>5h</sub>	3570	3400	3290	5690	4770	8790
11	A* - C <sub>5h</sub>	10360	4490	4550	5290	5290	8790
12	C* - D <sub>5h</sub>	1210	1860	900	1370	1290	2270
13	C - D <sub>5h</sub>	5180	4770	5550	5290	5100	8270
14	A* + B + C + D <sub>5h</sub>	1150	1820	1280	1160	1420	2010
15	A - A <sub>5h</sub>	2960	2210	2150	3520	3480	5620
16	A* - B <sub>5h</sub>	20720	10030	12170	14800	19730	23430

(注) 1) A<sub>55</sub> + C<sub>5h</sub>: A 級砂面および C 級砂面、C - D<sub>5h</sub>: D ~ D 級砂面、C<sub>5h</sub>: C 級互層  
(注) 2) D\*: 変形係数、E<sub>1</sub>: 変形係数平均の接線弾性係数、E<sub>1</sub>: 割線弾性係数



(a) A~A' 級岩 (b) B~C 級岩 (c) C 級互層  
荷重~変位曲線例

終変位量は 1.45 cm である。

トンネル断面形状の変位は、1) 断面での形状を初期値として、0.9m の進行毎にコンバージェンスを測定した。基準面は STA. No. 5 + 19.30 (断面 1) および No. 6 + 8.35 (断面 2) に設定し、その測定結果は、図-9 に示す四角記号、丸記号にて表わす。断面 1 および 2 の地質は、若さ方 B' ~ C' および A' ~ B に相当する。

以上の変位値を解析による変位値に対応させてプロットしたものが、図-9 であり、かなりよい収束曲線が得られた。2-への異なる計測方法による結果が、図-2 方の岩盤 (A' ~ B) についてよく一致している。

#### 4. 平板載荷試験および孔内載荷試験の結果

平板載荷試験結果<sup>2)</sup>と改め土木学会基準<sup>3)</sup>に従って統一的に見ると、表-1 を得る。載荷程の大きさは 60 cmφ であるが、16ヶ所に現れた地質は、同一載荷面内においてもほとんど試験箇所を 2-以上の異なる若さ方の地質を含み、「むね木互層岩盤」における載荷試験の困難を認める。また、参考として荷重・変位曲線の例を示すと、図-10 のようである。さらに、載荷面における地質の占有率を考慮して若さ方に対する変形係数を求めると、表-2 (D 欄) に示すような結果を得た。若さ方と変形係数との間に良好な相関関係が認められることは甚だ困難である。

孔内載荷試験結果<sup>2), 4)</sup>は表-2 に示すようであり、若さ方とかなり良好な相関性が認められることができる。

#### 5. 考 察

平板載荷試験、孔内載荷試験および岩盤内部変位測定による結果(それぞれ D, Esp および Em とする)を比較すると、表-2 のようになる。Esp は若さ方とかなり良好な相関性を示しているが、平板載荷試験結果はそれほど明瞭ではない。Em については、データ数が少ないが、初果層の変形特性に対し妥当な値を示しているものと考えられる。Esp から D を推定することは設計上重要な問題であるが、現在では依然として問題が残っている。武内<sup>5)</sup>は多数の試験結果から  $D/Esp \sim Esp$  の相関係数をかなりよく示し、平板載荷試験と孔内載荷試験の結果で載荷機構から考察し、Esp はその岩盤の引張強度以上でローストレスレベルに依存することを示している。また、森<sup>6)</sup>は、むね木レベルに依存すると説明している。しかしながら、初果層については、まだ不明な点が多く、今回筆者らの実施した様子施工段階と関連した広範囲の岩盤の動態観測を実施し、巨大な変位と挙動を究明しなくてはならない。

最後に、本研究に対し賜った本四公団第一建設局中崎建設部長とほめて下さるべき御礼の御氏に御礼を述べたい。また、FEM については(財)関西情報センターの G E O T E C に使用した。関係御氏および京都大学交通工科大学土木工学部三博士の御礼についてもあわせて謝意を表す。

文献：1) 越智ら、岩盤の総合評価に關する一試案、74 名の力量国内シンポジウム講演集(1973)；2) 本四公団、鳴門地帯地質調査(No. 4)岩盤試験報告書(1972)；土木学会岩盤力学委員会、平板載荷に対する厚層岩盤の変形試験方法の標準(1976)；4) 本四公団、桑浦トンネル地質調査報告書、(1975)；5) 武内ら、孔内載荷試験法による岩盤測定結果の検討、51 名の力量国内シンポジウム(1977)；6) H. Mori et al., Field Measurement of Deformation Characteristics of Soft Rocks, Int. Symp. on Field Meas. in Rock Mech. by ISETH, Zürich, (1977)；7) 木村・島・吉本、初果層内トンネルの変位測定について、土木学会第 32 回年度学術講演会概要集 III 284 (1977)

表-2 各種の試験結果による変形係数の比較 unit: kg/cm<sup>2</sup>

rank	Esp	E'	D	Es	Em
A	7970	5580	5400	8040	}4200
A'	6530	5060	3524	5620	
B	7450	5400	-	-	
B'	3470	3820	-	-	
C	2400	3120	4560	8040	}1600
C'	1840	2760	3250	4680	
D	1950	2730	1610	2470	

Esp: 孔内載荷試験による変形係数  
 E': 武内<sup>5)</sup>の相関関係により、Esp から換算した変形係数  
 D: 横坑内平板載荷試験による変形係数  
 Es: 横坑内平板載荷試験による割線弾性係数  
 Em: 岩盤内変位およびトンネル断面変形から算出した変形係数

## Field Measurement and Consideration on Deformability of The Izumi-layers

by Shojiro HATA, Chikaosa TANIMOTO and Koh KIMURA

Dept. of Civil Engineering, Kyoto University

In designing the substructure of a bridge having a long span and being subjected to heavy loads, it is very important to determine the appropriate moduli of deformability of its foundation rock. The Izumi-layers ground on which two huge anchorage blocks and three ganged pipe piers are planned to be built up under the Ohnaruto Bridge project is so called compound soft rock ground consisting of 10 - 50 cm thick and remarkably fissured alternative layers of sandstone, shale, mudstone and their decomposed zones. It is anticipated that the rock ground behaves in quite different ways governed by local conditions and stress levels.

Several attempts have been carried out to evaluate the deformation modulus of a huge mass of the Izumi-layers, and plate loading test and borehole loading test have therefore been applied conveniently so far. Judging from practical knowledges and considerations, however, it seems that the result obtained throughout plate loading test or borehole loading test is strongly affected by the local geological conditions, particularly in the specific region which is subjected to the load. Therefore, field measurements and tests on large scale should be undertaken in order to promote better understanding with respect to the behaviors of the rock-ground.

This paper deals with the methods and results of the displacement measurement undertaken at the various locations during the operation of the transportation tunnel of which excavation caused some change of stress distribution in the ground. Following the excavation of the tunnel which was initiated from the landside portal, the aluminium pipe, of 6 cm dia. and 50 m long on the inside of which 48 strain gages had been attached in axial direction, was accommodated into the horizontal borehole of 9 cm dia. drilled at the position of 2 m higher above the tunnel crown from the seaside portal. Grouting has then been performed in the borehole to fix the pipe in the position and to make the pipe deform together with the surrounding rock mass. At the site the deformation of the rock due to the progress of the mining face was investigated by two different methods, i.e. measuring the deformation of the aluminium pipe and surveying the convergence of the tunnel section. The values of displacement measured by two different ways showed very good agreement. In addition to the field measurement, a few representative cases have been preliminarily analysed with different deformation modulus and the results of the field measurement are fitted to the analytical result to find actual global modulus. As a result, it is found to be  $1600 \text{ kg/cm}^2$  for C-ranked ground having the deformation modulus of  $4560 \text{ kg/cm}^2$  which has been determined by the plate load test.