

孔内載荷試験結果の評価に関する考察

京都大学工学部 谷 本 親 伯

〃 畠 昭 治 郎

〃 ○ 荻 谷 敬 三

1. ま え が き

孔内載荷試験は、現場でのボーリング孔を利用して行われる原位置変形試験法の代表的なものであり、他の変形試験と比べその操作は容易であり、かつ短時間に経済的に試験を行うことができるため最近では多く用いられるようになっている。その載荷方式はジャッキ形式のものとゴムチューブ形式のものとに大別される。これらの試験機の特徴は連続体としての模型地盤を用いた室内試験、および原位置試験を行うことによってすでに報告している¹⁾²⁾ ところが岩盤を対象とする原位置試験ではそのほとんどが節理、キレツ等の不連続面を含んでおり、試験結果に現われるこれらの影響を把握することが必要となってくる。そこで、キレツの観察を含めた原位置試験、およびキレツを含む模型地盤を用いた室内試験を行うことによって、試験結果に及ぼすキレツの影響を考察した。

2. トンネルにおける原位置試験

(a) 試験結果に及ぼす岩質の影響

対象としたトンネルの地質は、角礫凝灰岩層と結晶質流紋岩層の2つに大別される。これらの採取岩石の室内三軸圧縮試験から得られた変形定数および強度定数を表-1に示す。またそれぞれの岩盤に2ヶ所ずつボーリング孔を削孔し、プレシオメータ（等分布荷重方式）とKKT（等変位方式）を用いて載荷試験を行った。その結果を表-2に示す。室内試験より得られた角礫凝灰岩の変形係数は60000~70000 kg/cm²であるが、岩石試料片を目視観察すれば岩石内に微小クラックや空隙がかなり存在している。しかし、原位置試験を行ったボーリング孔の孔壁は比較的均一でボーリングによる孔壁の乱れも少なく、有効載荷率は30~50%程である。この岩盤に対してKKTより得られた変形係数はプレシオメータより得られた変形係数の2.0~2.5倍の値を示している。これに対して結晶質流紋岩層における試験結果はかなり異なったものとなっている。室内試験から得られた変形係数は30×10⁴ kg/cm²であるが、地山内には多くの風化層や粘土層をはさんでおり、この試験地点においてもそれらが現われてい

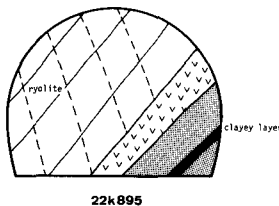


図-3 切羽スケッチ

表-1 室内試験より得られた変形・強度定数

Geology	E ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)	ν ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)	ν/E	C ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)	ϕ (degree)	C' ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)	ϕ' (degree)
No.1	67,000	18,700	0.28	80.0	30.0	35.0	25.5
No.2	60,500	15,400	0.25	50.0	38.5	20.0	30.0
No.3	74,300	27,000	0.36	65.0	39.0	40.0	26.5
rhyolite	307,000	-	-	500.0	52.0	100.0	48.0

表-2 孔内載荷試験より得られた変形係数

Geology	S.T.	K.K.T.		Pressure Meter	
		depth (m)	E_p ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)	depth (m)	E_p ($\times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)
tuff	22k 078	0.50	10,000	0.70	4,950
		1.00	12,200	1.70	6,560
		2.00	20,000	2.70	7,860
		4.00	15,400	3.70	7,120
	22k 150	0.50	8,860	0.70	7,000
		1.00	11,000	1.70	5,160
		2.00	12,700	2.70	6,860
		4.00	18,600	3.70	5,910
rhyolite	22k 895	0.50	7,360	0.70	5,520
		1.00	3,550	1.70	5,780
		2.00	18,500	2.70	8,030
		4.00	54,600	3.70	7,320
	23k 485	0.50	13,200	1.00	5,070
		1.00	3,020	2.00	6,580
		2.00	1,000	3.00	5,470
		4.00	67,600	4.00	5,150
				4.70	7,040

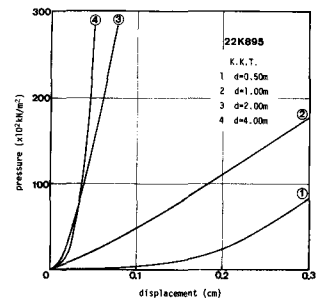


図-1 KKT試験結果

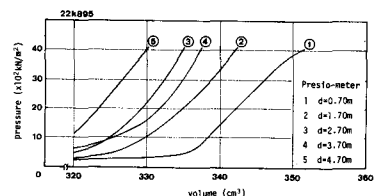


図-2 プレシオメータ試験結果

る。22 K 895地点では比較的地山は良好であるが、右側壁部にわずかに粘土層とそれをはさむ風化層が存在している。この地点での切羽のスケッチを図-3に示す。またKKTとプレシオメータによる試験結果を図-2に示す。また23 K 485地点は特に劣悪な地質で、幅1~2mの風化層が横切っている。載荷試験は右側壁で行われたため、KKT試験ではこれらの風化層の影響がはっきり現われている。22 K 895においては、深度1.0mにおいて変形係数が3550kg/cm²の値を示し、この粘土層の影響であることが確認される。そして深度4.0mでは、67600kg/cm²となっており、流紋岩の変形係数を表わしているようである。一方、プレシオメータによる試験結果はこのような明確な差が見られず、5000~8000kg/cm²となっており、角礫凝灰岩層との差もほとんど見られない。プレシオメータはその構造上高圧載荷には問題があり、今回の試験では最高40kg/cm²となっている。また、KKT試験においては感圧紙を用いて有効載荷率を求めているが、それからこの地点での孔壁がかなり乱れていることが確認された。したがって、プレシオメータにおいてこの応力レベルまででは地盤の変形係数をとらえる以前であり、ゴムチューブが孔壁の凹凸に入り込んでいく状態にすぎないと思われる。

(b)変形係数に及ぼすキレツの影響

KKTを用いて、載荷試験から得られる変形係数に及ぼすキレツ頻度の影響を考察した。比較的地山層をはさんでいない流紋岩層にI-1孔、I-2孔、I-3孔の3本のボーリング孔を設け、深度毎に得られた変形係数の値を表-3に示す、載荷板の有効載荷率は25~45%となっており、ボーリングによる孔壁の乱れはかなり少ない。載荷試験から得られた変形係数は5~10×10⁴kg/cm²となっているが、深度が浅い程低い値を示しており、掘削によるトンネル壁面付近のゆるみが認められる。そこで、載荷試験と同時に、ボーリングコアの目視観察を行いさらにボアホールカメラを用いて得られた孔壁の写真からボーリング孔の展開図を作成したところ、これらの変形係数が、キレツの発達の程度に大きく影響を受けていることが認められた。例えば、I-1孔、深度0.5mにおいてはかなりのキレツが発達しており、KKT載荷板の長さ(25cm)の間に大小5~6本のキレツが観察された。この地点での変形係数は低く、53200kg/cm²となっている。これに対して、I-1孔 深度4.30m、I-2孔 深度1.00m、1.70mおよびI-3孔 深度2.00m、4.00mにおいては載荷板の範囲にはキレツがほとんど見られず、わずかに微小クラックが

表-3 変形係数とキレツ頻度

Geology	S.T.	K.K.T.		n (1/m)
		depth (m)	E _k (x10 ² kg/m ²)	
rhyolite	24k 230 (I-1)	0.50	53,200	22
		1.00	78,500	18
		2.90	82,500	10
		4.30	95,600	2
	24k 247 (I-2)	0.50	86,100	14
		1.00	91,000	4
		1.70	100,000	1
		3.80	84,800	10
	24k 286 (I-3)	0.50	63,800	10
		1.00	79,300	14
		2.00	91,500	6
		4.00	94,500	4

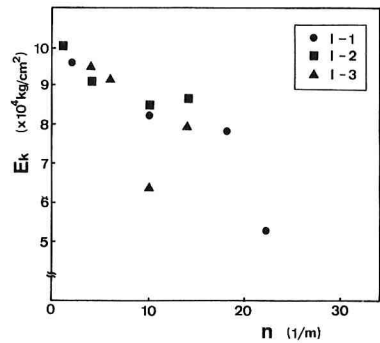


図-4 変形係数とキレツ頻度

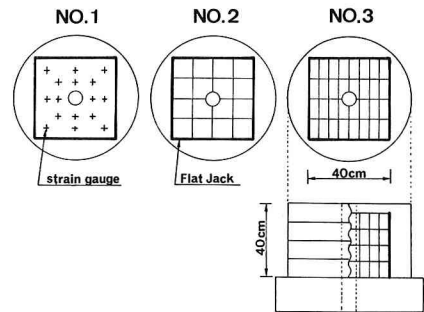


図-5 模型地盤

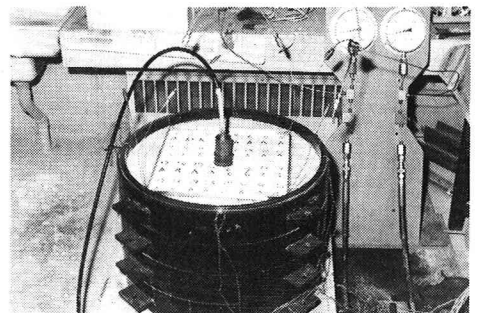


写真-1 模型地盤

認められる程度であり、これらの地点においては、 $9 \sim 10 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ と極めて大きな値を示している。そこで、載荷板の範囲に見られるキレツの数を載荷板の長さ(0.25m)で除した値をキレツ頻度： n (1m当たりのキレツ数)とし、この値を表-3に示し、キレツ頻度と変形係数との関係をプロットすれば、図-4のようになる。キレツには著しく開口し、風化したものから、密着したものまでであるが、変形係数とキレツ頻度との間にこのような相関性が認められた。

3. キレツを含む模型地盤を用いた室内試験

(a) 模型地盤および試験結果

連続体としての室内模型実験は、すでに報告しているが¹⁾、キレツと変形係数の相関性を求めるために、キレツを含む模型地盤を作成し、プレシオメータを用いて載荷試験を行った。模型地盤を図-5、および写真-1に示す。試料をセットする外枠は、内径60cm、肉厚2.5cm、高さ40cmのスチール製シリンダーの中に、1辺40cm、高さ37cmのスチール枠を設置し、その間をモルタルで充填して作成した。このシリンダー内に任意の大きさ、材料で作成したブロックを設置し、周囲の4辺にフラットジャッキを挿入する。フラットジャッキは、1辺37.5cmのステンレス板2枚を重ね周囲を密封した袋状のものであり、厚さは1.5mmである。この内部に手押しポンプから油圧計を通して油を注入することにより、フラットジャッキを膨張させ、任意の周圧を模型地盤に載荷することが可能となる。模型地盤には石コウを用い、配合は、石コウ：水=3：2とした。この材料の一軸圧縮強度、変形係数、およびポアソン比は室内一軸圧縮試験より、 $q_u = 109 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E = 36,200 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.33$ である。模型地盤のブロック形状は、図-5に示す3種類を用いた。供試体No.1は連続体モデルであり、内部に16ヶ所32本のモールドゲージを埋設した。No.2は、x方向、y方向、z方向ともに4コのブロックに分割しており、No.3はx方向のみ8コのブロックに分割した。これら3種の供試体に、フラットジャッキにより周圧を5、10、20、30 kg/cm^2 の4段階行い、それぞれの周圧に対してプレシオメータによる最高圧力を10~50 kg/cm^2 の5段階に分割して繰り返し載荷試験を行った。これらの試験の中で、周圧を5 kg/cm^2 に設定して行った試験結果を供試体毎に図-6(a)~(c)に示す。なお、図中のF.J.はフラットジャッキによる周圧の値である。これらのグラフより、No.1は載荷、除荷の繰り返しにかかわらず、それらの線が近接しており、理想的な弾性地盤に近い状態を示していると言える。しかし、

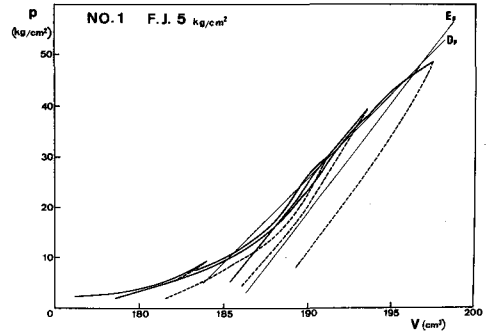


図-6(a) 供試体No.1 (周圧5 kg/cm^2)

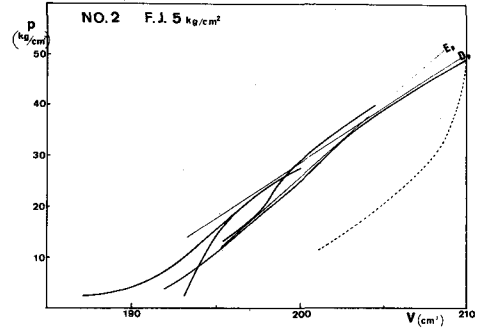


図-6(b) 供試体No.2 (周圧5 kg/cm^2)

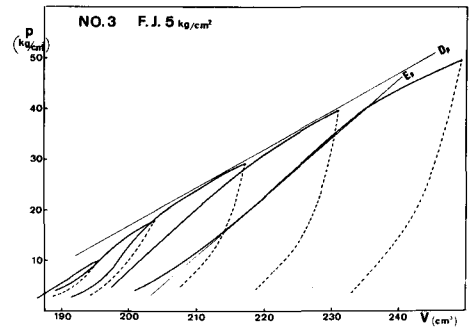


図-6(c) 供試体No.3 (周圧5 kg/cm^2)

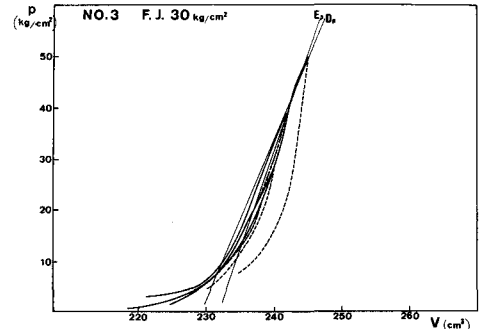


図-6(d) 供試体No.3 (周圧30 kg/cm^2)

No.2, No.3 とキレットの数が増加するにつれて、送水量の変化が大きくなり低い変形係数を示すと同時に、繰り返し载荷に伴い塑性変形がより大きくなることが確認できる。また No.2, No.3 では試験中に、孔壁から4方向に伸びるキレットが载荷と同時に大きく広がり、最大荷重時にはそのキレット幅は、1.5~2.0mm 程にまで開いていることが認められた。ところが、供試体No.3において周圧を30kg/cm² に増加させた時の試験結果を図-6 (d) に示したが、周圧

図-7 変形係数に及ぼす周圧の影響 図-8 変形係数に及ぼすキレットの影響

を増加させるに伴ってキレットを含む地盤もより弾性地盤に近い挙動を示すことがわかる。

(b)変形係数に及ぼす周圧とキレットの影響

すべての試験から得られた変形係数 (Dp) および接線弾性係数 (Ep) を表-4 に示した。また、それぞれの供試体毎に、フラットジャッキによる周圧の変化に伴うDp, Ep値を図-7 に示した。周圧30kg/cm² の時にDp, Epが下降する点が見られるが、Dp, Epともに周圧に大きく影響を受けていることが確認される。また、図-8 は、Dp, Ep値と、連続体地盤 (No.1) で得られたDpo, Epo値の比を縦軸にとり、横軸にキレット頻度：nをとって、両者の関係を示している。この場合のキレット頻度：nは、水平面に存在するキレットの長さの総和 (m) を対象とする面積 (m²) で除した値を採用した。すなわち、このnは、1m²内に存在するキレットの総延長 (m) を表わしている。周圧が低い程、キレットの増加に伴うDp, Ep 値の減少の割合が大きいくことがわかる。特に、周圧5kg/cm² の時の変形係数に着目すれば、連続体地盤に対して、No.2では2/3に、No.3では1/6 にまで低下しており、キレット頻度の影響が極めて大きいことが認められる。また、No.1においてはモールドゲージを用いて地盤内のひずみを計測しているが、周圧が 10 kg/cm² の時の、孔壁からの距離5cm の点の接線方向と半径方向のひずみ (ε_t, ε_r) を図-9 に示した。

参 考 文 献

- 1) 谷本親伯：孔内载荷試験，地質と調査，1980年第1号 pp.17～21，土木春秋社(1980)
- 2) 畠，谷本，荻谷：载荷機構の違いによる孔内载荷試験結果の評価，第36回年次学術講演会概要集，土木学会 (1981)

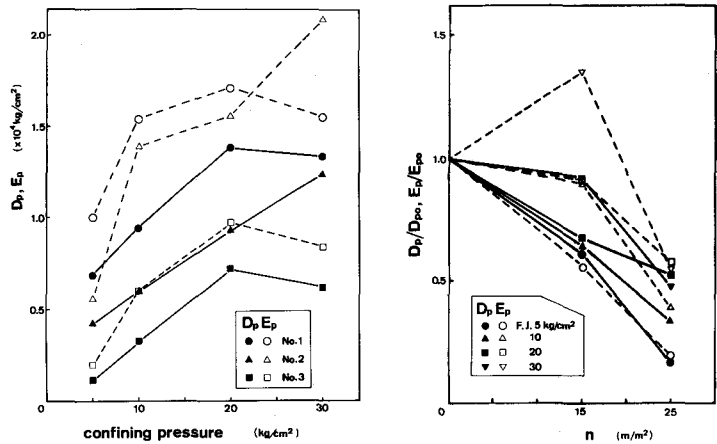


表-4 模型地盤の変形，弾性係数

Flat Jack		NO.1 (kg/cm ²)	NO.2 (kg/cm ²)	NO.3 (kg/cm ²)
5 kg/cm ²	D _p	6,837	4,213	1,159
	E _p	10,027	5,612	1,904
10 kg/cm ²	D _p	9,401	6,017	3,200
	E _p	15,349	13,927	6,017
20 kg/cm ²	D _p	13,800	9,285	7,163
	E _p	17,093	15,507	9,704
30 kg/cm ²	D _p	13,311	12,329	6,267
	E _p	15,507	20,891	8,357

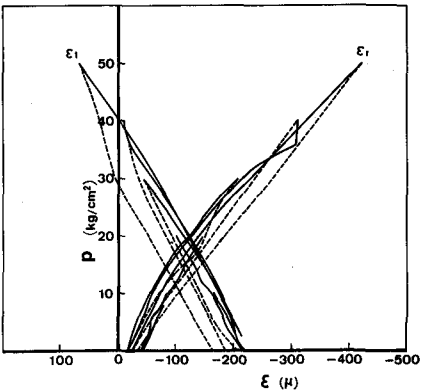


図-9 圧力-ひずみ曲線
(周圧10kg/cm², r=8cm)

MODEL STUDY ON BOREHOLE LOADING TEST APPLIED TO JOINTED ROCK

by Chikaosa TANIMOTO, Shojiro HATA, and Keizo KARIYA
Dept. of Civil Engineering, Kyoto University

SUMMARY

Borehole loading test is one of the simplified field measurements applied to boreholes with conventional size of 50 - 70 mm in diameter, and recently it has been widely developed for the reasons of its easy operation and low costs in feasibility study and preliminary investigation concerning underground foundation, widely spread fault and fractured zones and long tunnels with wide variation of geological and geometrical difficulties.

On the other hand, inspite of such wide applications the fundamental mechanism of loading in jointed rock is not yet clearly discussed. So this study was initiated for the purpose of analyzing the influence of joint spacing to deformation moduli obtained through borehole loading test.

These several years the authors have been carrying out field tests and model tests in the laboratory by applying two different typed loading apparatus, that is the pressure-meter G - type for mobilizing uniform inner pressure in a borehole and KKT - 65 of jack loading for mobilizing uniform wall displacement locally.

In this paper the contents of model study and some relationships among joint spacing, applied load and resultant deformation moduli in comparison of the result obtained through field measurement in the tunnel project are mentioned.

Tests were carried out in the two types of geology, tuff and rhyolite, whose deformation moduli obtained by tri-axial tests in laboratory are $6 - 7 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$ and $30 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$ respectively. According to the result, the deformation modulus obtained by KKT shows approximately two times of the value by the pressure-meter. And it is considered both of that values were influenced somehow by the relaxation of rock. Through KKT gave reasonable result comparing with the variation of geology, the result by pressure-meter were considered strongly influenced by the degree of unevenness of borehole surface and not to agree with engineer's observation. Further discussion is required.

The result of deformability by KKT could be related very well with the joint frequency, which is defined by number of joints per meter. It is concluded that the deformation modulus for $n=20$ is half of the one for $n=0$ concerning rhyolite distributed Arima Area located 15 km north of Osaka, and this relation can be applied to evaluating the magnitude of convergence monitored in the nearby tunnel construction.

The dimension of the model ground provided for the laboratory tests is 40 cm x 40 cm square in horizontal plane, 37 cm in depth and the block in this dimension is set up in the cylindrical container made by steel with 25 mm thick. The four vertical surface of the test block are covered tightly by the flat jacks with the same area. The space between the outer surface of flat jacks and the container is filled with high strengthened mortar. Jointed rock mass to be tested is simulated by the assembly of plaster block, and the physical properties of block are : $3,620 \text{ MN/m}^2$ for deformation modulus, 0.33 for Poisson's ratio, 10.9 MN/m^2 for uni-axial compression strength. Three types of test block are prepared and I, II, and III type are corresponding to the cases of $n=0$, 15, and 25 respectively.

From these laboratory tests, it is found that the models including joints behave as plastic bodies under low confining pressure, such as below 0.5 MN/m^2 , and under high confining pressure, such as 3 MN/m^2 , they behave as elastic bodies and have higher deformation moduli. The ratio of the former versus the later is approximately 2.0. Further it is clearly confirmed that the deformation modulus decreases when joint frequency increases as shown in Fig.8.