

(53) 軟岩地山を想定したトンネル掘削の模擬実験

西松建設株式会社○正会員 稲葉 力
西松建設株式会社 正会員 平田 篤夫
西松建設株式会社 正会員 石山 宏二

1. はじめに

トンネルの掘削を解析する場合、地山が硬岩であれば弾性のFEMで2次元平面ひずみ問題として解析してほとんど問題がない。中岩の場合でも、問題になる場合は少ないと考えられる。ところが、地山が軟岩の場合には、通常は地山の物性は非線形あるいは粘塑性と考えられ、しかも切羽の支保効果が大いので2次元平面ひずみではなく、3次元の計算が望ましい。さらに、軟岩の場合には全段面掘削工法を適用することは少なく、一般的に上半先進、サイロットなどの導坑方式が採用される。つまり、一層2次元平面ひずみの仮定とは離れてくる。

一方、3次元のFEMは望ましいものの、現状では計算コスト・時間がかかり一般的とはいえない。また、施工に際して迅速に現場に対応できるものでもない。本研究は、3次元の計算でも困難な問題（もちろん2次元では予測し難い）に対して、模型地盤にトンネルを模擬掘削し、その際の、変位と応力を測定し、その結果を用いて実大のトンネルの掘削に伴う挙動を予測しようとするものである。

今回は、実験の都合上基礎実験の結果を中心として述べる。装置の概要、考案した変位ならびに土圧計測、載荷システムについて述べる。実験結果は、土圧の測定結果を中心に述べ、3次元の弾性FEMの結果とも比較する。用いた供試体の一軸ならびに三軸圧縮試験の結果についても触れる。この実験に引続き導坑掘削、切り上げ掘削についての実験を行う予定である。

水 (W)	1000ℓ
木節粘土 (N)	125kg
セメント (C)	200kg
ベントナイト (B)	80kg
W/C	500%
W/(N+C+B)	247%

ベントナイトは浅間井300
目標一軸圧縮強度(28日) 5kgf/cm²

表1.模型地盤の配合

2. 実験概要

1m×1m×1mの地山を想定した供試体を作製し、上方および左方（いずれも掘削開始側からみて一写真右側）を可動とした載荷装置で各々の方向から、100トンジャッキ5本で最大500トンの荷重をかけるものである。

供試体が完成後、所定の荷重まで上げて、前方から掘削を開始する。今回の基礎実験ではアーチの半径10cmの馬蹄型としたので5cmあるいは10cm掘削毎に変位と土圧を測定した。掘削は2日間で終了し、その後供試体から一軸圧縮試験用の供試体と三軸圧縮試験用の供試体を作製して試験に供した。

3. 実験方法

① 実験装置

図1. に実験装置の全景を示す。高さ2600

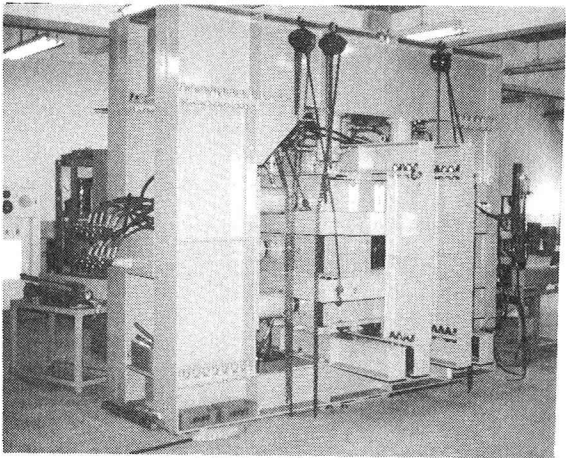


図1.模擬掘削装置全景

	含水比 %	一軸圧縮強度 (kgf/cm ² :平均)	単位体積重量 (g/cm ³)	E50 (kgf/cm ²)
モールドの試料	148	4.2	1.04	573
掘削土	185			
土槽からホリソ	170	8.9	1.29	765

表2. 模型地盤の物理・力学特性

×幅2900×奥行1800である。中央の鋼板(厚16mm、スチフナー付き)に囲まれた部分に供試体の材料を流し込み固化する。上方と左方に見えるジャッキで圧力を加える。ストロークは150mmで手動ポンプを用いている。上方と左方の載荷板はジャッキに固定してある。

② 供試体

③で述べるように、供試体の初期地圧、弾性係数、応力ひずみ特性を地山とできるだけ近付けることを目標とした。センサーの設置の都合上、供試体の材料は容器に流し込むためベントナイトを用いて泥水固化とした。配合を表1.に示す。ベントナイトを用いた泥水固化にしたのは、応力ひずみ関係が延性的になると筆者らの経験で強度をコントロールし易いからである。初期地圧40kgf/cm²、地山強度比0.1~0.2程度を想定し、供試体の一軸圧縮強度は5kgf/cm²程度を目標とした。

③ 土圧と変位の測定方法

土圧はST研究所製(PS25-50 ㊟)のものを使用し、鋼板にアクリルパイプで固定した。変位は図6.に示すものを使用しノギスで測定した(2回目以降はプレート付き鋼線の変位を変位計で測定している)。なお、素掘りトンネルを掘削後の平面応力状態での変位と応力は次式で与えられる。

$$\sigma_{rr} = -(s/2)(1+k)(1-x^2) + (s/2)(1-k)(1-4x^2+3x^3)\cos 2\theta \quad (1)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -(s/2)(1+x^2) - (s/2)(1-k)(1+3x^4)\cos 2\theta \quad (2)$$

$$u_r = -(s r_0 (1 + \nu_R) / 2 E_R) ((1+k)x - (1-k)x(4(1-\nu_R) - x^2)\cos 2\theta) \quad (3)$$

$$u_{\theta} = (s r_0 (1 + \nu_R) / (2 E_R)) (1-k)x(2(1-2\nu_R) + x^2)\sin 2\theta \quad (4)$$

ここに、 r は半径方向であり θ は円周方向であり、 $x = r_0/r$ である。

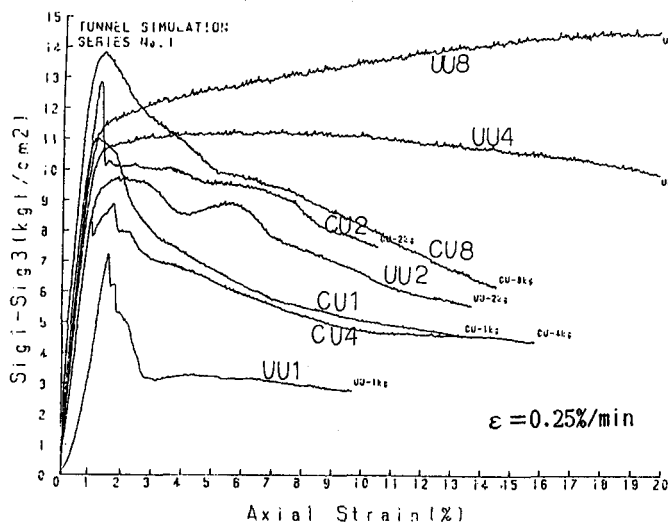


図4. 供試体の3軸圧縮試験

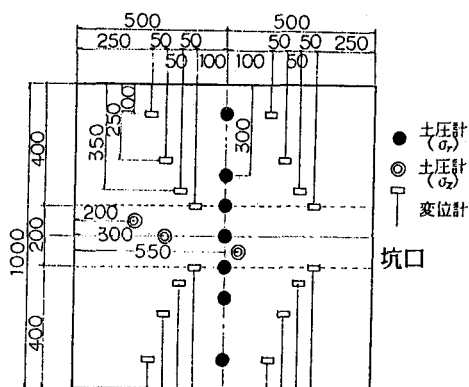


図2. 土圧計・変位計配置図

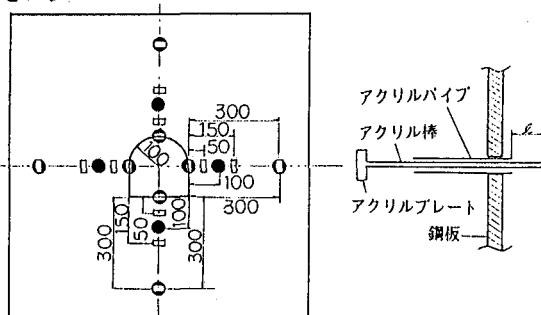


図3. 変位計詳細図と配置図

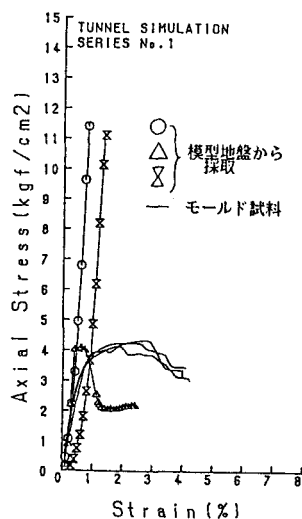


図5. 一軸圧縮試験

-s, k : 土被り圧、側圧係数

E_R, ν_R : 地山の変形係数、ポアソン比

平面ひずみ状態では、 $\nu_R \rightarrow \nu_R / (1 - \nu_R)$ 、 $E_R \rightarrow E_R / (1 - \nu_R^2)$ と置き換えればよい。したがって、地山と模型地盤の応力状態と変形係数を一致させれば、土圧は地山と同じに、変位はトンネルの半径比に応じて得られることになる。

④ 掘削方法と測定

供試体作製後、ブリージングにより供試体上面が5cmばかり沈下していた。上面と左面を同時に圧力を上昇させると、100tf程度から供試体からの排水が激しくなったので、1昼夜おいて再度圧力を上げ200tfまで上昇した。モールドで同時に作製した供試体より強度が大きくなったのはこの圧密作用による。なお、この荷重上昇過程では上面は10cm、左面は5cmほどスライドさせたが、変位計の記録によると供試体の中央部で最も変形が大きかったようである。この過程で変位計はアクリルパイプが変形して、アクリル棒を圧迫し測定不能になった（2回目は改善した）。土圧計も当初予定した位置から5cmほどずれてしまった。これも2回目は上下左右にセンサーを支持する棒が撓動するように改善した。その後、専用に制作した掘削治具で最初は5cmずつ（0.5r）、30cm進んでから10cmずつにした。1ステップ掘削する毎に土圧と変位を測定した。1ステップの掘削には1時間程度かかった。当初、掘削後すぐに早強セメントでライニングする予定であったが、供試体の強度が大きくなり変形がほとんどなかったで中止した。実験中、2晩放置する機会があり空洞内部に変位計をセットして計測した。

4. 実験結果と考察

① 変位

先に記したように、計画より荷重上昇中の供試体の変形が大きく変位計にトラブルが発生し、測定できなかった。実験中に、夜間、トンネル内壁に変位計をセットしておいたが、0.2mm程度の変位しか生じなかった。式（3）を用いて計算すると約2mmの変位となった。

② 供試体の強度

試験開始前にモールド試料で一軸圧縮試験した結果を図5. に示す。同図に実験終了後、供試体内部からブロック試料を採取し、それで一軸圧縮試験した結果を示し、まとめを表1. に示す。同じくブロック試料で実施した三軸試験の結果を図4. に示す。これによるとブロック試料の方は計画より著しく強度が増加していることがわかる。

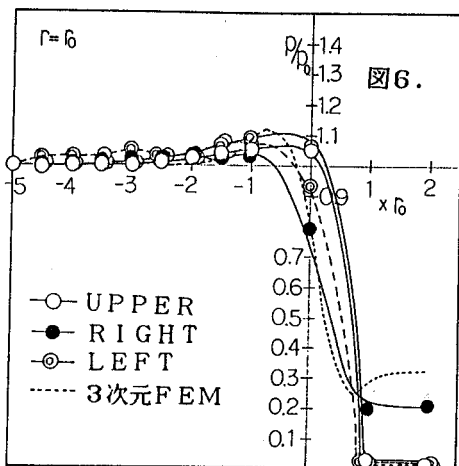


図6.

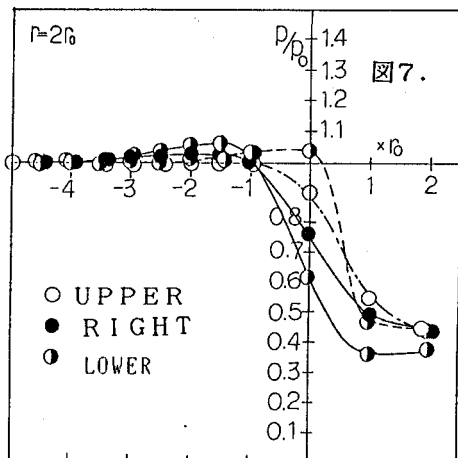


図7.

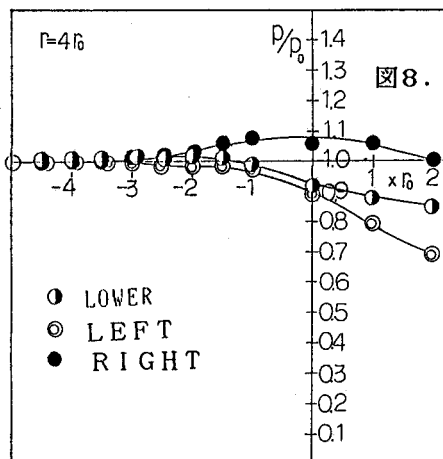


図8.

図6. σ_r と切羽からの距離 ($r = r_0$)

図7. σ_r と切羽からの距離 ($r = 2r_0$)

図8. σ_r と切羽からの距離 ($r = 4r_0$)

③土圧の測定結果

図6. ～9. に土圧の測定結果を示す。図6. は内壁に取り付けた土圧計の測定値だが、先に述べた理由により土圧計が移動した分だけ結果が異なっている。なお、模型地盤の土圧がばらついたので、測定土圧をその位置の初期土圧で正規化している。

図中には切羽の進行を考慮した3次元弾性FEMの結果も記しているが、よく一致している。定常状態における値のばらつきは、土圧計の位置のばらつきである。図6. ～8. の破線と一点鎖線は本来その位置に埋設したものではないが、実験終了後、模型地盤を掘削した結果によって位置を推定し、記入したものである。

図7. , 8. も図6. と同様の結果で、基本的には定常状態の値が異なるだけである。切羽の前方 $3r_0$ 付近から土圧は上昇し始め、内壁に近いもの程大きく、約110%までになる。図7. , 8. ではそれより小さく、定常状態は大きくなる。式(3)で定常状態の値を計算すると50%程度になるが、この付近では r が多少変化するだけで土圧も大きく変動するので比較は難しい。

σ_r については、前述したように久武の切羽の進行を考慮した3次元FEMの結果はもちろんのこと、谷本の3次元FEM解析の結果とも良好に一致するようである。

図9. の結果は σ_z (トンネル軸方向) についてのものである。これはすべて $r=0$ の位置に埋設したもののだが、載荷の影響で(●)は大体右下の坑壁付近に、(◎)はトンネル中心からやや右下に、(○)は2つの中間ぐらいの位置になってしまった。谷本の計算結果によると、坑壁より多少外側の σ_z は切羽前方 $3r_0$ 程度から減少して切羽でもとの値を上回り、再度減少して切羽通過後 $3r_0$ 程度の位置で元の土圧に回復している。今回の実験結果では、 σ_z も σ_r と似た動きを示した。

今回の模型地盤は、予定に違い弾性的な供試体になってしまったせいもあると思うが、塑性的、粘塑性的な挙動は認められなかった。掘削途中、トンネル坑内に変位計をセットして1晩放置しても、ごくわずかしき変位が観測されなかったのが、その例である。土圧についても掘削中は切羽が進行するに連れ、土圧計が変化したが、掘削を停止すると土圧計も動きを止めた。

図10. は σ_r の定常状態の値と r の関係を記したもののだが、土圧計が相対変位したため、ばらついている。

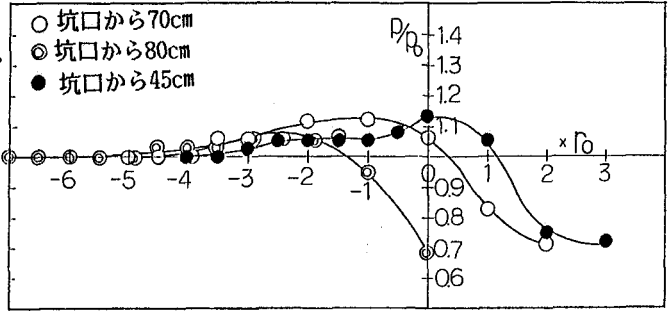


図9. σ_z (軸方向) と切羽の位置

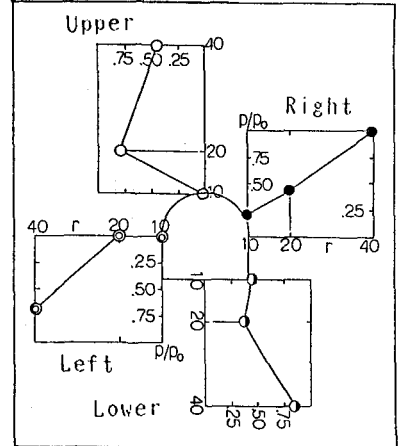


図10. σ_r と r の関係(定常状態)

5. あとがき

今回は実験装置の概要と実験方法を中心として報告した。シンポジウムでは次回の実験結果もあわせて報告できることと思う。実験結果は、 σ_r が中心だったが、その値は、既発表の3次元FEMの結果とよく一致した。

(参考文献) 1) 西岡 隆、松本嘉司：形状弾性ひずみエネルギーによるトンネル周辺地山の安定解析、土木学会論文集 第376号/Ⅲ-6 1986年12月 2) 谷本 親伯、畠 昭治郎：切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念、土木学会論文報告集 第325号 1982年9月

(53) SIMULATION OF TUNNELING IN SOFT ROCK

Tsutomu Inaba, Atsuo Hirata & Kouji Ishiyama
Nishimatsu Construction Co., Ltd.

ABSTRACT

Behavior of ground surrounding tunnel is three dimensional when face is near here. When we employ side drift method, upper half heading method and so on in tunneling, surrounding ground behaves three dimensionally too. The same is the case with ground of soft rock or very soft rock, for example, expansive mudstone. In these cases we should not apply two dimensional and plane strain analysis. 3-D analysis is not only very expensive one, but also very time consuming. So we have conducted series of quasi-3 dimensional tunneling simulation in laboratory, in order to get 3-dimensional behavior of ground.

Equipment is 2.6 meters high, 2.9 meters width and 2.4 meters length. Overburden pressure is applied using hand jack, which has 100 ton thrust. Model ground is 1.0×1.0×1.0 meter, and made of cement-bentonite slurry. Strength of the model ground got to 10 kgf/cm² at test. The overburden pressure got to about 15 kgf/cm². Earth pressure was measured by pressure cell, displacement in soil is measured using acrylic resin rod and plate with casing pipe.

The results in first simulation of series are :

- Radial stress begins larger than initial stress when the face reaches within 2 times of tunnel radius from the pressure cell.
- After radial stress get to about 110% of initial stress at the point just before the pressure cell, sharply declines to 60% of initial one right after the face passes location of the cell.
- Measured radial stress well agreed with results of 3-D analysis which have been conducted by Hisatake, Tanimoto and so on.
- Displacement in soil could not be measured for device reason, but was very little if any.