

(64) 軟岩地山を対象としたトンネル掘削 模擬実験 (その4)

西松建設機技術研究部 正会員 ○ 稲葉 力
西松建設機技術研究部 正会員 平田篤夫
西松建設機技術研究部 正会員 石山宏二

Tunnelling simulation for soft rock (No.4)

Tsutomu INABA, Nishimatsu Technical Institute
Atsuo HIRATA, Nishimatsu Technical Institute
Kouji ISHIYAMA, Nishimatsu Technical Institute

Abstract

In tunnelling, a tunnel face is almost in quasi-Three dimensional condition. Unless tunnel support is completely stiff to a face, the behavior of ground surrounding the face is a function of ground characteristics and face location. And in the case of medium-hard rock, if ground is not affected by crack and so on, there are no visible behavior in the ground. The problem in tunnelling maybe the problem only in the soft rock.

Authors have conducted tunnelling simulation using model ground more than 10 times up to date. The experiments aimed at 3-D tunnelling simulation mainly for the ground with less competence factor. Relations between competence factor, ground displacement, soil pressure and location of a face are discussed, especially as to relations between variation of displacement, soil pressure and location of a face.

§ 1. はじめに

トンネルの掘削においては、多くの場合切羽付近は準3次元状態であるといえる。つまり、切羽まで剛な支保工で覆われていない限り、切羽付近の地山の挙動は地山の物性と切羽の位置の関数である。さらに、中硬岩の場合には地山にクラック等の影響が大きいときは、地山の挙動にほとんど問題はないであろう。トンネルの掘削問題は、主として軟岩における問題であるといえる。

筆者らは、主として地山強度比の小さいトンネルの掘削を3次元的にシミュレートすることを目的として、これまで10回ほど3次元模型実験を行った。その内、今回は地山強度比、地中変位、土圧と切羽位置の関係の内、変位、土圧の変化と切羽位置の関係を中心に報告する。

§ 2. 実験方法

前回まで報告している¹⁾²⁾³⁾⁴⁾ように、1m四方の土槽を用いた。上側と左側から各500tf载荷することができ。载荷は手動式の油圧ジャッキを用いた。上側と左側の枠が可動になっている。正面に模型トンネル断面の穴を開けてあり、所定の荷重に载荷の後、ここを開けて掘進した。トンネル中心軸に沿って上下左右の枠に5cm間隔で変位測定用の穴を開けた。

変位は東京測器のCDP-25を用いて、第2回目以降は図1.の要領で測定した。土圧をかけると鞘管

が枳板のところで曲がるため鋼線と鞘管に多少抵抗が生じるが、測定結果を見ると影響は大きくないようであった。土圧はST研究所製のPS25-50㊦を用い、図2.の要領で測定した。土圧計は上下左右に可動となるように工夫した。10回目の実験だけ東京測器のKP-20Aを用いて間隙水圧を測定した。

模型地盤は、ベントナイト（浅間#250）、普通ポルトランドセメントまたは早強セメント、粘土（木節）を混合したものを用いた。粘土は購入の都合で途中から種類を変えた（産地は同じ木節）。模型地盤の強度は荷重を加えると変化するので、実験終了後模型地盤からブロックで切り出し、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験を実施して求めた。

実験の技術上、考えていた地山強度比は実現できなかった（地盤の強度が低い場合、圧を上げると、排水が激しく土圧が上がらず地山強度比が下がらない）。実験ケースを表1.に示す。地盤はベントナイトを加えることで非線形性を持った地盤を狙ったが、代表例を図3.に示すように弾性的な試料となった。しかし、No.7では、非線形となっているので実際に近いのかも知れない。

§ 3. 実験結果

半無限の弾性地山に円形の無支保のトンネルを掘削すると、土圧と変位は次式で与えられる⁵⁾。ただし、側圧係数は1.0で、平面応力状態である。

$$\sigma_r / s = 1 - x^2 \tag{1}$$

$$\sigma_\theta / s = 1 + x^2 \tag{2}$$

$$u_r / r_0 = [(1 + \nu) / (E / s)] \times x \tag{3}$$

ここに、 r_0 : トンネルの半径(cm)

E : 地山の弾性係数(kgf/cm²)

x : r_0 / r

σ_r : 半径方向土圧(kgf/cm²)

u_r : 半径方向変位(kgf/cm²)

s : 土被り圧(kgf/cm²)

ν : 地山のポアソン比

r : トンネル中心からの距離(cm)

σ_θ : 接線（円周）方向土圧(kgf/cm²)

上式によ

ると、土被り圧で正規化された土圧は、 x だけの関数であり、弾性地山であれば地山強度比、弾性係数に関係しない。塑性領域の場合は多少異なる

表1. 実施した試験の一覧表

No	地盤の種類	qu	荷重	a	E50	φ
①	硬い地盤	11.3	15.4	0.73	765	
②	柔らかい地盤	7.2	16.1	0.45	407	
③	導坑掘削（無支保）	6.6	14.0	0.47	1846	
④	柔らかい地盤	1.5	-----	-----		
⑤	導坑掘削（鋼パイプ）	4.4	11.60	0.38		
⑥	硬い地盤	7.3	14.0	0.52	883	
⑦	柔らかい地盤	4.0	10.5	0.38	721	
⑧	比較的硬い地盤	5.3	14.0	0.38	1050	10.4
⑨	硬い地盤	12.1	14.0	0.86	2475	10.8
⑩	導坑掘削（無支保）	11.4	14.0	0.81	1885	7.7

a : 地山強度比 qu : 軸圧縮強度 E50 : 弾性係数
φ : 内部摩擦角 (17°)

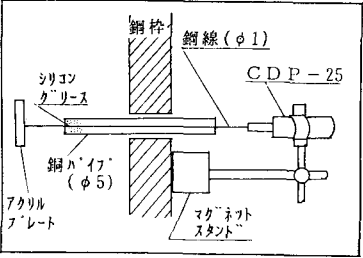


図1. 変位測定方法

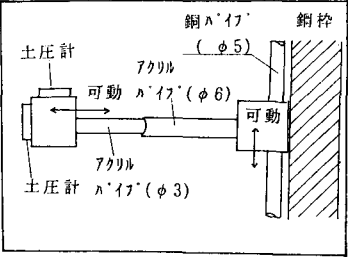


図2. 土圧測定方法

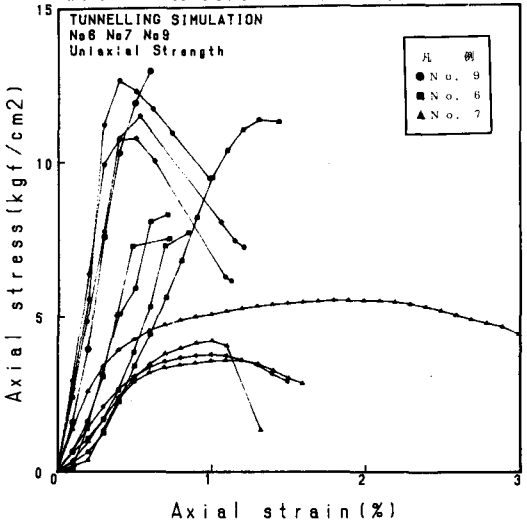


図3. 一軸圧縮試験結果

る⁶⁾。変位の方は、トンネルの半径で正規化すれば、ポアソン比が一定と考えれば (E/s) と距離の関数になる。 E と一軸圧縮強度の関係は従来から指摘されているとおりであるから、正規化された変位は地山強度比と距離の関数であるといえる。

また、Kathner⁶⁾ の式で緩み域を計算してみると、地山強度比 (E/s) の影響が最も顕著であり、内部摩擦角の影響は、これに比べると小さいことがわかる。地山強度比が2程度の値になると、計算上は土圧は弾性計算の値とほとんど変わらず、塑性領域は半径に対して数%の値となる。

図4, 5, 6にそれぞれ地山強度比0.38, 0.52, 0.86の場合の土圧と切羽の位置の関係を示す。いずれの場合も切羽の通過前3~4 r_0 から土圧が増加し始め、1~2 r_0 でピークを示し、その後半径方向土圧は減少し始め、円周方向土圧は塑性領域の境界付近では増加し、その他は減少する。円周方向土圧も切羽近傍のものは急激に減少する。 σ_θ で極端に減少し始めるものがあるが、これは地山の緩み、クラックの影響を敏感に受けたものと考えられる。地山強度比の影響は、地山強度比が大きいほど土圧が変化し始めるのが遅いところに表れている。切羽の約4 r_0 手前から変化し始め、4 r_0 過ぎて収束するようである。 σ_θ は地山強度比の影響を強く受けると考えられるが、切羽が通過した後の土圧の値に影響が見られる。

切羽通過前に土圧が増加するのは、切羽前方の地山が切羽に向かって移動するためである。このことは、後で示す変位の変化を見ると明らかである。これは、都市NATMの施工記録によって明瞭に示されている。例えば参考文献4)では、内圧が無くとも切羽が進行すると先行隆起が生じることが如実に示されている。参考文献5)では泥水圧はあるものの切羽が到達する前にやはり一度外側に変位することが示されている。筆者らの実験結果と一致するが、共通点は地山強度比が小さいことである。

土圧の測定結果は、谷本⁹⁾の測定結果とよく一致するが、異なるのは円周方向土圧 (σ_θ) である。

特に塑性領域にある σ_θ は切羽付近で激しく減少するが3次元のFEMでは、これが表現されていない。注目すべきことは、3次元FEMで先行隆起を示す土圧の増加が見

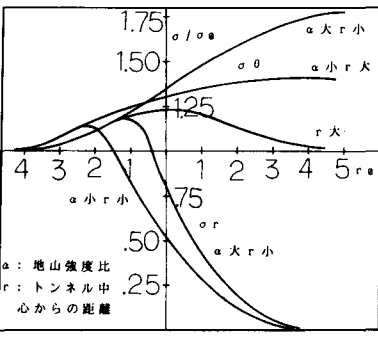


図7. 土圧変化の模式図

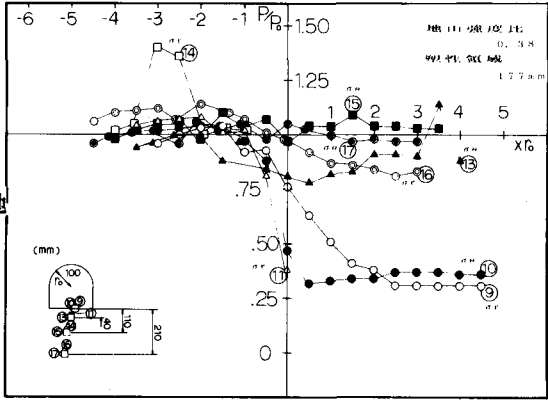


図4. 土圧測定結果 (No. 7)

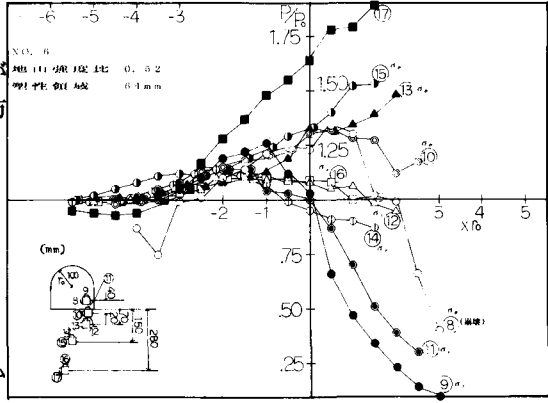


図5. 土圧測定結果 (No. 6)

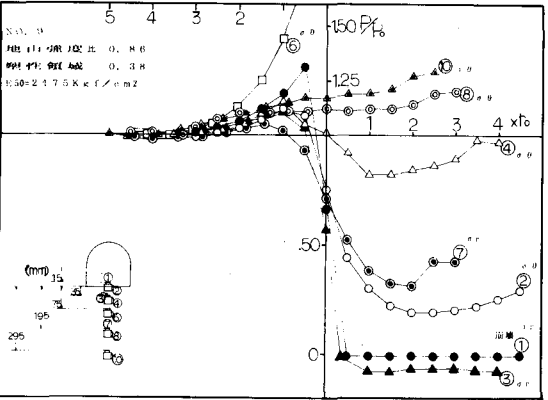


図6. 土圧測定結果 (No. 9)

られることであろう。現場での現象が実験で再現され弾性計算上でも内圧がなくとも先行隆起が生じることが確認されたといえる。

これらの測定結果をまとめたものを図7. に示す。円周方向土圧は特に地山強度比と距離の関数で表される。切羽の到達前に、地山強度比に応じて増加し始め、地山強度比に応じて低下し始める点異なる。その低下の傾斜も異なるようだが、今回の一連の実験からは明らかにならなかった。

図8, 9, 10は図4, 5, 6に対応するケースの土圧をKathner⁶⁾および弾性計算による土圧と比較したものである。図10. を除き比較的良好にKathnerの式で近似できていると考えられる。このことは筆者らが今回用いた図3. に示したような地山の場合でも、Kathnerの式で示される塑性領域が生じること、そのような土圧が発生することを示している。

図11, 12, 13にそれぞれ地山強度比0.38, 0.52, 0.86の場合の水平方向の半径方向変位と切羽の関係を示す。式(2)で明かなように正規化された変位は地山強度比に支配されるが、これらの図からは、それが顕著に示されている。図11では②、③、④は完全に塑性領域にあるのがわかり、⑤は弾性領域にあるのがわかる。図7に対応する塑性領域の境界は、坑壁から18.9cmにあり、この図と一致している。また、切羽が通過する前ではトンネル中心から逆方向に変位しており、先ほどの土圧の傾向と一致していることがわかる。図12, 13も同様であるが、図12の③はちょうど塑性領域の境界にあるかのような挙動であり、図9の値とほとんど一致する。図13 図10. 実験値と理論値の比較 (No. 9) からは、地山強度比が0.86程度だと実験上はほとんど変位が無支保であっても生じないことがわかる。

変位の傾向は土圧と異なり、地山強度比の影響を強く受けている。土圧の変化に対応して、切羽が到達前にトンネル中心と反対方向に変位し、それから土圧の変化に対応して変位している。塑性領域の内側は変位が急に増大している。

実験後のブロック試料からの一軸圧縮試験から求めた、 E_{s0} と q_u の関係は表1. に示すように $q_u=200 \times E_{s0}$ 程度であった。式(2)を用いて坑壁の変位を計算したものは、図11, 12, 13のケースでは、それぞれ2.34, 1.71, 1.03%となる。図11, 12では坑壁近傍でこの値を越えており、塑性領域にあることがわかり、図13では弾性限界内であることがわかる。弾性限界内の変位は弾性計算で比較的良く求まるとうえる。

さらに、切羽が通過するときの変位は今回の実験では0に近いものが多かった。変位の測定方法に問題があるのかも知れないが、地山強度比が小さいときは時間をおけば変位が増加することから、時間効果によるものかも知れない。しかし、現場で実際に測定する場合には切羽の通過から測定まで時間がかかる上、通過中の土圧の変化が大きいことを考えると、実際の場合も0に近い可能性がある。

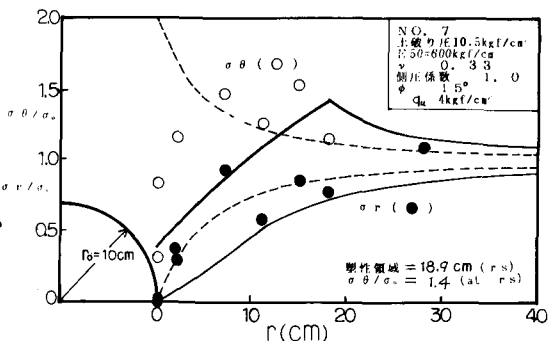


図8. 実験値と理論値の比較 (No. 7)

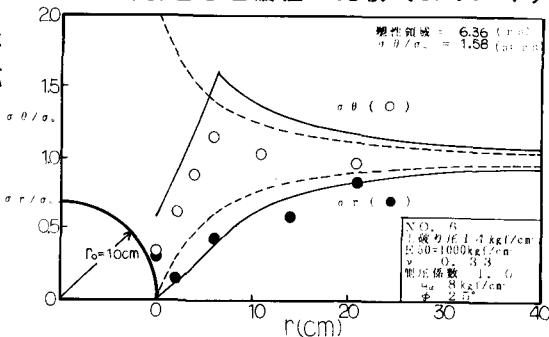


図9. 実験値と理論値の比較 (No. 6)

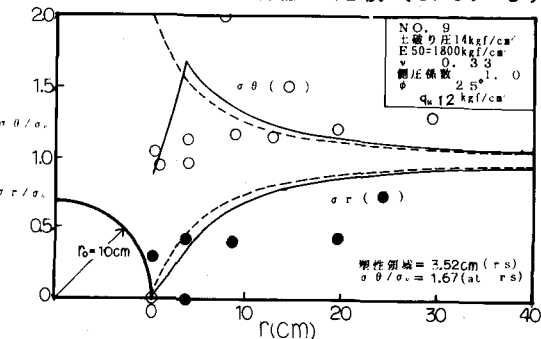


図10. 実験値と理論値の比較 (No. 9)

§ 4. まとめ

- ①トンネル掘削後の土圧は、Kathnerの式で求めた土圧と比較的良好に一致した。
- ②トンネル掘削後の変位は、塑性領域では弾性計算で求めた値より大きく、弾性領域では比較的弾性計算で求めた値に近かった。
- ③切羽の進行に伴う土圧の変化は、半径方向土圧は3次元FEMの結果と近く、円周方向土圧は塑性領域では3次元FEMの結果と大きく異なった。
- ④変位は切羽通過直前に一度トンネル中心と反対側に生じ、その後トンネル中心に向かって生じた。これは、半径方向土圧の傾向とよく似ていた。
- ⑤変位は切羽の通過時点では、ほとんど生じなかった。
- ⑥地山強度比が0.86では生じる変位也非常に小さく、坑壁近傍でも破壊が生じなかった。これに対して、0.38ではトンネルの直径にほぼ等しい破壊が生じていた。

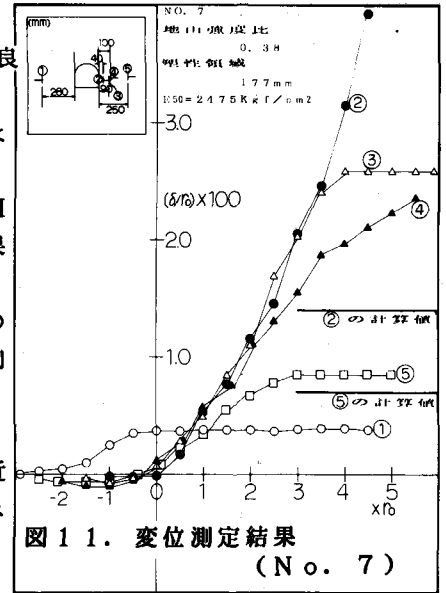


図 11. 変位測定結果 (No. 7)

§ 5. 謝辞

本研究は、北越北線鋼立トンネルの施工がきっかけとなり開始したものである。実際の施工に少しでも役に立てば幸いである。発表の機会を与えていただいた鉄道建設公団の各位、当社北越鋼立(出)の皆様には感謝する次第である。また、実験のほとんどは関上勇造

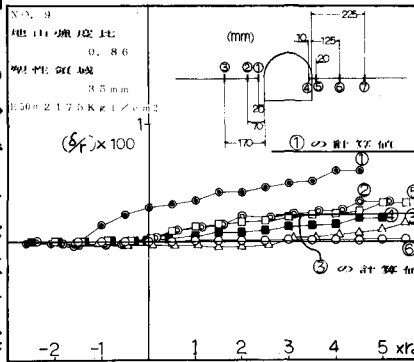


図 13. 変位測定結果 (No. 9)

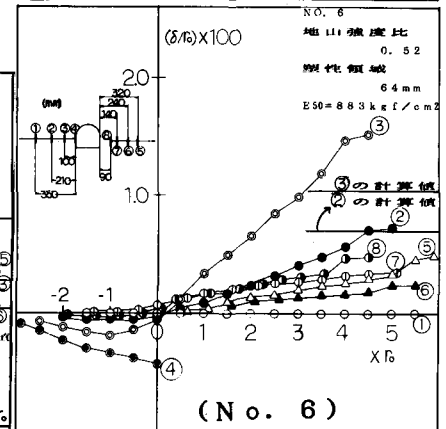


図 12. 変位測定結果 (No. 6)

氏が実施し、椿、松江君らが作業の補助とデータ整理の大部分を行った。紙面を借りて深謝する。

§ 6. 参考文献

- 1) 稲葉力、平田薫夫、石山宏二：「軟岩地山を想定したトンネル掘削模擬実験」土木学会 第20回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要集 259-263p
- 2) 西平福宏、稲葉力、平田薫夫、石山宏二：「軟岩を対象としたトンネル掘削模擬実験」土質工学研究発表会講演会概要集 1145-1148p 昭和63年6月
- 3) 土居則夫、稲葉力、平田薫夫、石山宏二：「トンネル掘削模擬実験」土木学会 第43回年次学術講演会 Ⅲ、768-761p 昭和63年10月
- 4) 土居則夫、西平福宏、稲葉力、平田薫夫、石山宏二：「軟岩地山トンネルの安定についての考察」土木学会 第43回年次学術講演会 Ⅲ、779-779p 昭和63年10月
- 5) 西岡 隆、松本嘉司：「形状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
- 6) H.Kathner (金原 弘訳)：トンネルの力学、森北出版、1976
- 7) 横山 章、堀内義郎、木村 宏：「被りの浅い砂質地山におけるトンネル周辺の沈下挙動」土木学会論文集 No.388/Ⅲ-8 151-160p 1987-12
- 8) 中山 隆、中村信義、中島 信：「泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について」土木学会論文集 No.397/Ⅳ-9 133-141p 1988-9
- 9) 谷本親伯、品 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