

III-666

軟岩トンネルの膨張特性に関する模型実験

(株)地崎工業 正会員 ○ 渋谷 卓
近畿大学理工学部 正会員 久武 勝保

1. 緒 論

本研究は、軟岩トンネルの膨張特性について、解析的に取り扱う場合に考慮しなければならない諸点を模型実験により明らかにした後、これらを考慮して導かれた理論解の妥当性を検証することを目的とする。

2. 模型実験

2.1 実験装置の特長 本実験装置は、図-1に示すように、二次元平面ひずみを模した土槽の中央に、トンネルとなる水を満たしたゴム袋を埋設し、①土槽には油圧ジャッキで外圧を与え、それに対応して、ゴム袋内の体積が変化しないように、コンプレッサーで内圧を加えて行き、所定の圧力に達した所で、これを初期応力状態とする。次に、②ゴム袋内の水圧を減圧していく事により、トンネル掘削をシミュレートし、壁面変位は、ゴム袋からの排水量を測定し換算する¹⁾。

地山試料は、軟岩の特性・実験装置の強度を考慮し、4日養生の貧配合セメントモルタルを用いている。配合はそれぞれ重量比で、水道水1.0、早強セメント(大日本セメント)0.13、砂(7#珪砂7号土岐産)2.7、ベントナイト(浅間印豊順ベントナイト)0.08であり、セメント量に対して3%のAE剤を添加している。

2.2 土槽と地山試料の間に発生する摩擦力

図-2の●は、初期応力状態を再現する過程で得られた、ゴム袋の内圧と載荷板の外圧の関係である。この図から、両者は、土槽と地山試料の間に、テフロンシートを三重に布設してあるものの、等圧にはならず、摩擦の影響を受けている事が理解できる。

そこで、簡単な試算を行い、摩擦力の影響を確認する。

図-3の関係から微分方程式を導き、その解を示せば、以下の通りである。

$$p_i = P_o \cdot \exp\left\{\frac{2\mu \cdot K}{H}(r_i - L)\right\} \quad \text{--- (1)}$$

ここに、 r_i : トンネル半径、 p_i : トンネル内の圧力、

P_o : 土槽載荷板の圧力、 K : 側圧係数、 μ : 摩擦係数、

L : トンネル中心から載荷板までの距離

式(1)から、図-2の直線が得られ、実験値のそれと良く一致している事から、①の手法が、本模型実験装置に対して、トンネル周辺の地山試料を乱さずに、初期応力状態を再現するのに有効な手段である事が確認できた。

2.3 実験結果 摩擦力測定の実験とは別に、①の手法で初期応力を 5.15 kgf/cm^2 まで載荷し、②の手法で得られた実験結果を、図-4に●で示す。縦軸はトンネル壁面変位 u_i とトンネル半径 r_i の比、横軸は内圧比として、トンネル内面に働く圧力 p_i と初期内圧 P の比である。 $p_i/P > 0.6$ までは、変位発生における非線形性は弱い、 $p_i/P < 0.2$ において、測定変位は加速的に増大し、地盤はあたかも降伏したかのごとく挙動している。しかし、実験後の地盤状態を観察すると、これには破壊現象は確認できなかった。

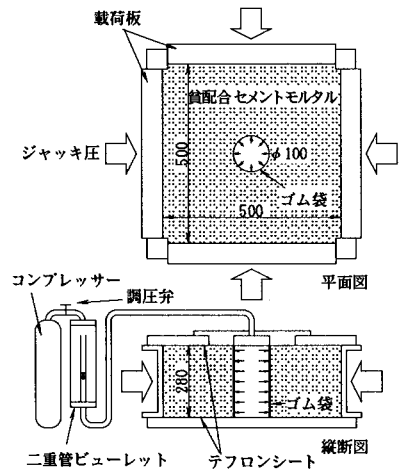


図-1 模型実験装置の断面

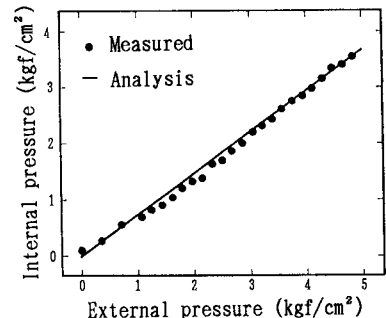


図-2 内圧と外圧の関係

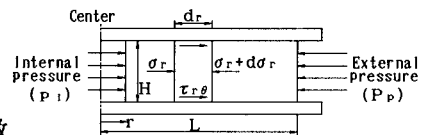


図-3 地盤の応力成分

3. 解析で考慮すべき諸点

本実験では、地山強度比が約0.22と非常に小さく、また掘削にともなう壁面変位は加速的に増大しているにもかかわらず、地盤に破壊現象が確認できなかったという事実から、従来の弾塑性解析によって軟岩トンネルの挙動を表現するのは、容易でないと考えられる。

それでは、いかなる解析法によれば、軟岩トンネルの挙動をシミュレート出来るのであろうか。

図-5は、実験に用いた試料で、三軸圧縮試験を行った結果であるが、これより拘束圧の減少にともなって、同一ひずみにおける応力-ひずみ曲線の接線勾配は減少しており、また応力-ひずみ曲線は強い非線形性を呈しているのが理解できる。

この現象をトンネル挙動に結び付けて考えると、トンネル壁面近くにおいては、掘削に起因して拘束圧力は減少するので、たとえその地点の地盤が塑性化していなくても変形性が卓越する事になり、またその変位は地盤材料の非線形応力-ひずみ特性によって助長される事が予想される。

すなわち、軟岩トンネルの挙動をより明確にシミュレートするには、少なくとも地山の応力-ひずみ曲線の非線形性、及び拘束圧依存性を考慮する必要があると結論づける事が出来よう。

4. 理論解析

これら上記の諸点に基づいて導かれた理論解²⁾の式(2)を用いて、表-1の条件で求めた結果を図-4に実線で示す。

ただし、式(2)で計算される変位は、地山が無限度まであると仮定しているため、模型実験装置に合わせ、壁面変位はL=25cmからの変位増分 $u_i = u(r=r_i) - u(r=L)$ としている。

$$u = \frac{3}{2\sqrt{2(Q_1^2 - 3Q_1 + 3)}} \frac{\tau_{oct, f}}{R_f \cdot G_f} r \cdot \alpha \quad (2)$$

$$\alpha = \left(\frac{r_i}{r} \right)^{2-Q_1} \left[\exp \left\{ \frac{2R_f(2-Q_1)}{m \cdot \sigma_c} (\sqrt{P \cdot m \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2} - \sqrt{p_i \cdot m \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2}) \right\} - 1 \right]$$

ここに、 r :トンネル中心から計算位置までの距離、 p_i :内圧、

G_f :初期接線せん断弾性係数、 $\tau_{oct, f}$:測定される最大応力（八面体せん断応力）

図-4から、理論値と実験値は、かなりの相関性があることから、解析に地山の応力-ひずみ曲線の非線形性・拘束圧依存性を考慮することにより、軟岩トンネルの膨張特性をより良く表現出来ると考えられる。

5. 結論

- (1) 地山強度比が小で、トンネル掘削にともなう壁面変位が加速的に増大しても、トンネル周辺地山に破壊領域が発生しない場合がある。
- (2) 地山の応力-ひずみ曲線の非線形性、及び拘束圧依存性を考慮すれば、軟岩トンネルの膨張特性を解析により表現出来る。

参考文献

- 1) 梨本, 高森, 今田:「孔内除荷模型実験による地山特性曲線とトンネルの最適設計」, 土木学会論文集 No. 444/VI-16, pp41~48, 1992.3
- 2) 渋谷, 久武:「軟岩トンネルの非線形挙動」, 土木学会第48回年次学術講演会要集, 第3部, pp236~237, 平成5年9月

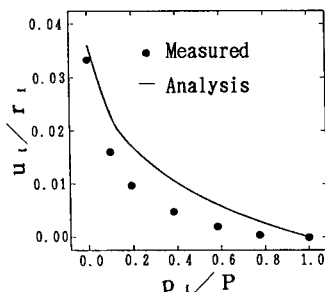


図-4 内圧と壁面変位の関係

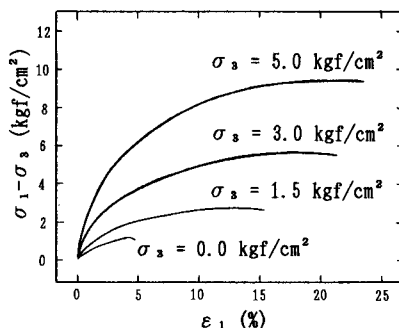


図-5 三軸圧縮試験結果

表-1 解析に用いた条件

トンネル半径 (r_i)	5.0 (cm)
強度パラメーター (m)	24.70
強度パラメーター (s)	1.0
一軸圧縮強度 (σ_c)	1.13 (kgf/cm²)
初期応力 (P)	5.15 (kgf/cm²)
σ_c / P	0.22
$G_f / \tau_{oct, f}$	31.46
非線形パラメーター (R_f)	0.84
体積減少係数 (Q_1)	0.33