

III-372

軟岩トンネルの非線形挙動解析

近畿大学理工学部

正員 ○久武 勝保

(財)鉄道総合技術研究所

正員 朝倉 俊弘

大阪工業大学

正員 伊藤 富雄

1. 緒 論

本研究は、軟岩トンネルの膨張特性を解明するために、軟岩の諸特性、即ち非線形降伏特性、拘束圧によって変化する非線形応力-ひずみ関係、及び初期接線係数と強度の比は拘束圧の影響をあまり受けないという特性を考慮した等方初期応力(P)下の円形トンネル解析を理論的に行い、また、軟岩トンネルを想定した模型実験の結果と、弾塑性解析結果、非線形解析結果の比較を通して、妥当な解析手法について考察する。

2. 解析の概要

軟岩の応力・ひずみ関係は、通常非線形性を示すことが知られている。Kondner¹⁾は、土の非線形応力・ひずみ関係を軸差応力と軸ひずみの双曲線関係で表現したが、以下では、これを一般化し、八面体平面上のせん断応力 τ_{oct} とせん断ひずみ γ_{oct} の関係として表現する。

$$\tau_{oct} = \frac{\gamma_{oct}}{a + b \cdot \frac{\gamma_{oct}}{\tau_{oct,ult}}} \quad (1)$$

$$a = \frac{1}{G_i}, \quad b = \frac{R_f}{\tau_{oct,f}}, \quad R_f = \frac{\tau_{oct}}{\tau_{oct,ult}}$$

G_i は初期接線せん断弾性係数、 $\tau_{oct,f}$ は測定される最大応力、 $\tau_{oct,ult}$ は双曲線モデルでの終局最大応力である。岩に対する降伏条件式は、普通非線形で表され、HoekとBrown²⁾が示した次式が広く採用されており、以下ではこれを用いる。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)} \quad (2)$$

ここに、 σ_c は一軸圧縮強度であり、 s と m は岩の特性に応じて決まる材料定数である。また、 σ_1 、 σ_3 は、それぞれ最大、最小主応力である。

岩石に対する試験結果によると、強度と弾性係数の間には線形関係が認められる³⁾。そこで、これらの比 $\tau_{oct,f}/G_i$ を一定と仮定する。すると、二次元平面歪状態及び、せん断中に体積変化がないという仮定のもとで、釣合条件式に応力-ひずみ関係と式(2)の降伏条件式を適用し、トンネル内面($r=r_i$)で覆工外面から内圧 p_i が作用し、トンネル中心からの距離 r が ∞ で $\sigma_r=P$ となる、という境界条件より解くと、トンネル半径方向応力 σ_r 、円周方向応力 σ_θ 、半径方向変位 u の理論解が、以下のように求められる。

$$\sigma_r = P - \frac{\sqrt{(Pm\sigma_c + s\sigma_c^2)}}{2R_f} \cdot \ln \left\{ (\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r} \right)^2 + 1 \right\} + \frac{m \cdot \sigma_c}{16R_f^2} \left\{ \ln \left\{ (\exp(\alpha) - 1) \cdot \left(\frac{r_i}{r} \right)^2 + 1 \right\} \right\}^2 \quad (3)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \frac{\sqrt{(m\sigma_c\sigma_r + s\sigma_c^2)}}{R_f} \cdot \frac{r_i}{r} \cdot \frac{(\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r} \right)^2}{1 + (\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r} \right)^2} \quad (4)$$

$$u = \frac{\sqrt{6}}{4R_f} \cdot \frac{\tau_{oct,f}}{G_i} \cdot (\exp(\alpha) - 1) \frac{r_i^2}{r} \quad (5)$$

ここに、 $\alpha = 4R_f \{ \sqrt{(Pm\sigma_c + s\sigma_c^2)} - \sqrt{(s\sigma_c^2 + p_i m \sigma_c)} \} / (m\sigma_c)$

3. 模型実験

貧配合のモルタルを土槽(40x40x40cm³)内にてん充し、モルタル硬化後に、鉛直と水平方向から同一値の応力(P)で載荷する。この状態を維持しながら、直径10cmの円孔を手前から掘削し、掘削終了後の土圧、変位を測定する。なお、同一配合材料を用い、 $P=30.8\text{kgf/cm}^2$ と 11.1kgf/cm^2 の下で2回実験を行った。三軸圧縮試験から求めた材料定数は、 $R_f=0.831$, $G_i/\tau_{o.e.t.}=184$, $m=23.26$, $s=1.0$, $\sigma_c=12.0\text{kgf/cm}^2$ である。

4. 考察

図-1に、トンネル円周方向応力 σ_θ について、実測値、本非線形解析結果、及びカスナー理論⁴⁾による弾塑性解析結果を比較して示す。ただし、カスナー理論では内部摩擦角 $\phi=37.9^\circ$ 、粘着力 $C=3.26\text{kgf/cm}^2$ である。図-1を見ると、弾塑性解析では、 σ_θ は弾性域から弾塑性境界に近づくにつれて、急勾配で増大するが、ピークに達した後、塑性域で急激に減少している。本解析では、 σ_θ はトンネルに接近するに従って、非常にわずかな増加しか示さず、その後減少しており、この傾向は弾塑性解析結果のそれと大きく異なっている。この原因は、本解析においては応力-ひずみ曲線の非線形性を考慮しているためである。図-2は、トンネル掘削に起因する半径方向変位 u について、実測値、本非線形解析結果及び弾塑性解析結果を比較して示したものである。なを、変位は、弾塑性解析ではポアソン比 ν の値によって変化するので、 ν の値を2通り変えており、また弾性係数 E は一義的に決定できないがここでは一軸圧縮時での最大応力の50%における接線弾性係数 E_{50} を用いている。図を見ると、弾塑性解析結果は、変位の最小値を与える $\nu=0.0$ の場合でも、実測値の約5.5倍である。また同図中には、 $\nu=0$ とし、かつ弾塑性解と同一の E_{50} 値を用いた弾性解も併記しているが、当然の事ながら、この結果も実測値より相当大であるのがわかる。以上より、本解析結果は、実測結果に良く対応しており、実際の現象をうまく表現できているのが理解できるが、しかしカスナー解により軟岩トンネル挙動を説明できない場合のあることが分かる。

5. 結論

本研究は、非線形応力-ひずみ関係、非線形降伏特性、及び初期接線せん断弾性係数と強度の比が一定であるなど、軟岩の諸特性を考慮して、等方初期応力下の二次元平面ひずみ円形トンネル解析を理論的に行い、応力、変位の閉じた解を導き、また、軟岩地山を想定したトンネル模型実験を行い、カスナー解が非現実的な解を与えることのある事、及び本解析結果が軟岩トンネル挙動をよく説明できる事を示した。

参考文献 1) Kondner, R.L : Hyperbolic stress-strain response : Cohesive soils, J. Soil Mech. Fdns. Div. ASCE, 89, SM1, 1963. 2) Hoek, E. & Brown, E.T. : Underground excavation in rock, 1980. 3) Deere, D.U. : Geological considerations, Rock Mechanics in Engrg. practice. (ed. Stagg & Zienkiewicz), John Wiley, 1968. 4) H. Kastner (金原 弘 訳) : トンネルの力学, 森北出版, 1976.

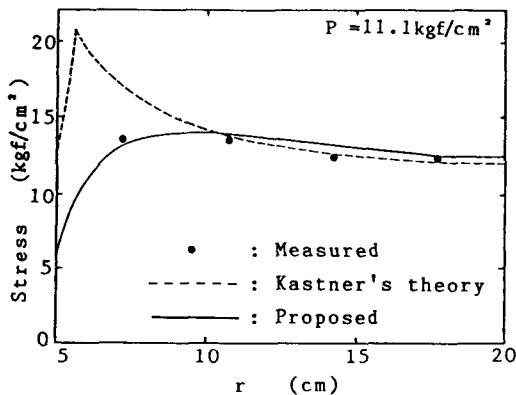


図-1 トンネル円周方向応力

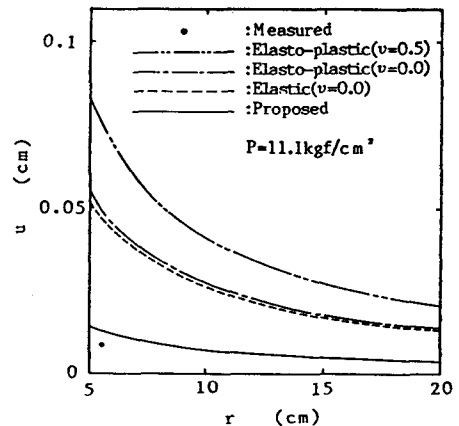


図-2 トンネル半径方向変位