

支保設計のためのゆるみ荷重の評価に関する基礎的研究

長崎大学 工学部 正会員 蔣 宇静
 長崎大学 工学部 学生員 ○元尾 秀行
 長崎大学 工学部 正会員 棚橋 由彦

1. 研究目的

トンネルや地下空洞の設計に際して、地山の支持力を最大限に生かすのにゆるみ圧をどう定量的に評価するかはまだ明らかにされていないように思われる。本研究では、地山のひずみ軟化特性などを考慮した理論的解析手法を示し、地山特性曲線を定量的に求めることにより、支保の最適設計を行うためのゆるみ圧の評価法を提案することを目的とする。

2. 塑性半径の理論解

2.1 基本解

ひずみ軟化特性を呈する地山トンネルの周りには、ひずみ軟化領域とともに塑性流動領域が生じる。地山特性曲線の決定要素の1つであるゆるみ荷重は、塑性流動半径に大きく依存すると考える。図-1 に示すような解析モデルを用いると2つの塑性半径の理論解が下式のように導かれる。¹⁾

$$R_e = \left(\frac{a}{\zeta} \right) \left[\frac{N \zeta^{K_p-1} K_h + \sigma_s [(1+h) + 2/(\alpha-1)]}{K_h p_i - \sigma_c^* (h + K_p)} \right]^{\frac{1}{K_p-1}}$$

$$R_f = \zeta R_e ; K_h = (1 - K_p)(h + K_p) ; \zeta = \left[\frac{2}{\alpha(1+h) + (1-h)} \right]^{\frac{1}{1+h}}$$

ただし、 R_e は弾塑性半径、 R_f は塑性流動半径、 K_p は強度定数で、 $K_p = (1 + \sin \phi)/(1 - \sin \phi)$ 、 σ_c は一軸圧縮強度、 σ_c^* は残留強度、 σ_s は軟化強度で、 $\sigma_s = \sigma_c - \sigma_c^*$ である。

2.2 ケーススタディと考察

表-1 に示した物性値の中、初期地山応力 p_0 および一軸圧縮強度 σ_c が塑性領域 R_e 、 R_f に及ぼす影響について解析した結果のみを図-2 に示す。初期地山応力の増加に伴い、2つの塑性半径は増加することが分かる。言い換えると、土被りの大きいトンネルほどその周りに大きな塑性領域が発生すると言える。一方、一軸圧縮強度の増加に伴い、2つの塑性半径は減少する。 $p_0 = 1.0$ MPa の場合 $\sigma_c > 1.3$ MPa となれば塑性流動領域は発生せず、更に $\sigma_c > 2.0$ MPa となれば塑性領域はなくなることを分かる。

ここでは、無支保状態で塑性流動域を生じないための地山強度比 (σ_c / p_0) を $[S_{rp}]$ と定義すると、 $S_{rp} < [S_{rp}]$ では塑性流動領域が生じるのに対し、 $[S_{rp}] \leq S_{rp} \leq 2$ ではひずみ軟化領域のみが生じる。以上の判断に基づくと、地山の力学的物性値と地山強度比から塑性流動領域の発生を判定するためのグラフを作成することができる。図-3 はその結果の一部を示す。図中に D は圧縮強度の低下率と定義し、 $D = \sigma_c^* / \sigma_c$ であ

表-1 地山の力学的特性値

項目	基準値	変化範囲
p_0 (MPa)	1	0.2~2.0
σ_c (MPa)	0.5	0.25~2.0
σ_c^* (MPa)	0.25	0.1~0.5
E (MPa)	500	—
μ	0.3	—
h	2.5	—
f	1.5	—
α	1.5	1.2~4.0
ϕ (°)	30	10~50

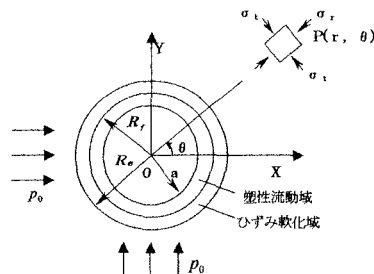


図-1 解析モデル

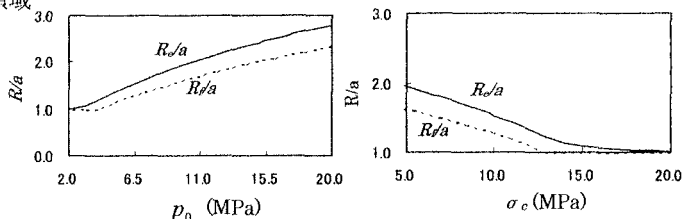


図-2. R_e/a , R_f/a に対する p_0 と σ_c の影響効果

る。実際の地山強度比 S_{rp} がグラフ中の曲面よりも上であれば、トンネルの周りにおいてひずみ軟化領域のみが生じ塑性流動領域は発生しなくなる。図-3 から塑性流動領域の発生に対して、内部摩擦角 ϕ とぜい性率 α が大きな影響を及ぼすことが明らかである。

3. 地山特性曲線の定量的評価

3.1 地山特性曲線の理論解

地山特性曲線を求める際、トンネル周辺岩盤の変形による地山支持力の低下と塑性半径流動におけるゆるみ荷重の増加との相互関係を連成的問題としてとらえる必要がある。ここでは、下式を満足することによって地山特性曲線を求めることを提案する。

$$p_i \equiv \max\{p_{ir}, p_{iy}\}; \quad u_a/a \in (0, u_{ap}/a); \quad p_{iy} = \frac{\alpha\gamma}{\pi} \left[\left(\frac{R_f}{a} \right)^2 - 1 \right]$$

ただし、 p_{ir} は掘削によって働く地山荷重、 p_{iy} は塑性流動域における地山の自重によるゆるみ荷重、 γ は岩盤の単位体積重量、 a はトンネルの断面半径である。また、 u_{ap} は最終壁面変位である。

3.2 ケーススタディと考察

表-1 を用いた解析結果を図-4 に示す。図-4(a)では、初期地山応力の増加に伴い、曲線全体が右に移動し、曲線上の支保圧力比が最小となる点（以下、これを最小支保圧比と呼ぶ）に対応する壁面ひずみ（以下、制御壁面ひずみと呼ぶ）が、 p_0 とほぼ同じ増加率で増加していく。また、最小支保圧比もほぼ一定となっていることが分かる。これは、土被りが大きいほど、最小支保圧比は土被りとともにほぼ線形的に変化することを示している。また、初期地山応力が大きくなるほど図-2 (a) に示すように塑性流動半径が大きくなるため、曲線の右上がり部分が長くなっている。図-4(b)では、一軸圧縮強度の増加とともに、曲線全体がやや左下方に移動していき、制御壁面ひずみ、最小支保圧比がともに減少していく傾向がみられるが、その変化率は p_0 の場合と比べて小さい。

図-5 は S_{rp} と制御壁面ひずみと最小支保圧比の関係を表す。地山強度比が分かればトンネルの変形制御のために必要な最小支保圧比が容易に定められる。

4. おわりに

地山特性曲線を定量的に評価することは、合理的、経済的な支保設計を考えるために極めて重要なことである。今回、軟岩に関する既往の岩盤物性値データを用いて、地山特性曲線の影響要因の定量的解析を行った。また、地山特性曲線上の最小点に対応する最小支保圧比および制御壁面ひずみと地山強度比との関係を理論解析的に求めることができた。

今後はなお一層のデータの充実を図り、現場への適用を進めていく所存である。

(参考文献)

D) 蔣 宇静 他: Post - Failure 挙動を考慮した軟岩トンネルの安定解析と支保設計について、第 2 回日中地盤環境力学シンポジウム論文集、中国石炭鉱業出版社、pp.187～194、1996。

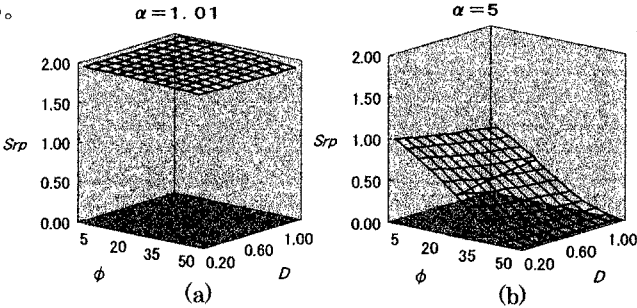


図-3 塑性流動領域の発生を判定するためのグラフ

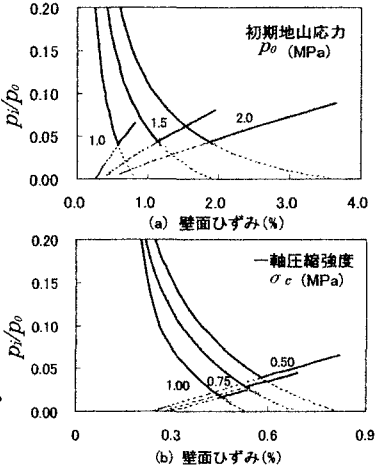


図-4 地山特性曲線に対する p_0 と σ_c の影響効果

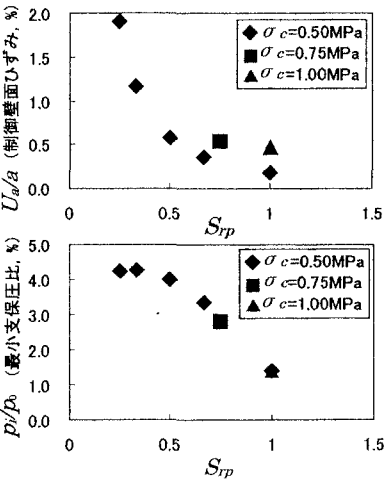


図-5 S_{rp} に対する p_0 と σ_c の影響効果