

(39) トンネル周辺岩盤の破壊規準と支保の設計 ートンネルの簡便設計手法へのアプローチー

鹿島建設技術研究所 岡 林 信 行
// 稲 生 道 裕
// ○大 野 清

1 ま え が き

近年、FEM等の数値解析手法の急速な進歩により、トンネルの安定性についてある程度詳細な解析が可能となってきた。しかし、地質変化に応じてその都度岩盤の入力物性値を解析精度に見合うように求めるには無理があり、実際のトンネルへの適用という面では、まだまだ問題を残している。

本報告は、トンネル切羽の進行に伴い複雑に変化する岩盤性状に即対応できる設計手法として、できる限り簡便な方法でトンネルの安定性を検討しようという試みについて述べるものである。

2 簡便設計手法の考え方

地質の変化に対応して速やかにトンネルの安定性をチェックし、支保の設計を検討するためには、現地で簡単に得られるデータを有効に使って、岩盤の強度を設定することが肝要である。

本設計法は、トンネル周辺岩盤の強度（破壊規準）を岩石の強度特性と岩盤分類に従って設定し、この破壊規準を用いて円形トンネル周辺の応力、変形、支保圧の関係を求めるものである。

本設計法の基本的な考え方は次の通りである。

- 1) 現地でボーリング等でサンプリングしたテストピースから得られる岩石試験（一軸圧縮試験，三軸圧縮試験）結果により，割れ目を含まない岩石としての強度特性を把握する。

なお，岩種別等により岩石の強度特性がパターン化されれば，一軸圧縮強度のみから岩石としての強度特性の推定が可能となる。

- 2) 岩石の固結度，風化度，節理の状況，地下水の状況等の評価要素に基づいて岩盤強度のランク分け（岩盤分類）を行う。

- 3) 岩石の強度特性と岩盤分類に従って，割れ目を含む岩盤としての強度特性を設定する。

なお，岩石の強度特性から岩盤の強度特性を設定するに当たっては，過去に実施した原位置岩盤試験等の結果を用いて，岩盤分類ごとに強度特性をパターン化，標準化しておく必要がある。

- 4) 土被り，初期地圧測定結果等から岩盤内の応力を求める。

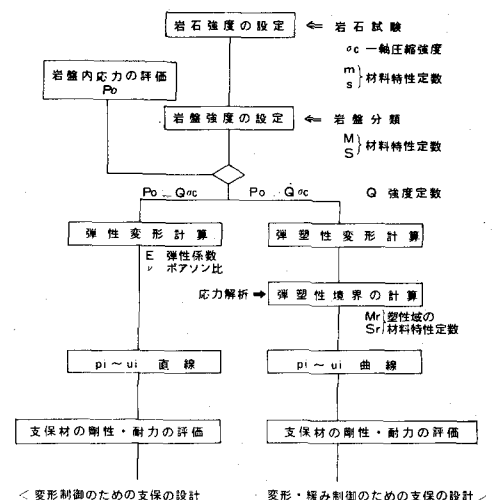
- 5) 岩盤内の応力条件と岩盤強度を比較し，トンネル掘削に伴う塑性域の有無を検討する。

- 6) 掘削に伴うトンネル周辺岩盤の応力再配分と変形について，岩盤を完全弾塑性体と仮定して計算する。

- 7) 塑性域の判定に当たっては，場合によっては数値解析を利用する。

- 8) トンネル周辺岩盤の変形及び緩みを制御するための支保材の剛性，耐力を選択・評価する。

図-1に，これら設計法の手順をフローにして示す。



＜変形制御のための支保の設計＞ 変形・緩み制御のための支保の設計

3 岩盤の破壊規準

一般に，トンネル周辺岩盤の破壊条件は，岩盤も 図-1 トンネルの簡便設計手法の考え方
っている強度と岩盤内に作用する応力状態に支配される。したがって，岩盤の破壊条件式を設定するに当

たっては、作用する主応力条件との関係で岩盤強度を捉える必要がある。

(1) 岩石の破壊条件式

ここでは、Griffith, Mohr - Coulomb 理論に基づき、岩石の破壊条件式を、一軸圧縮強度と材料特性定数（岩石固有の強度特性から決まる）によって、次のような関係式を用いて表わすものとする。²⁾

＜破壊条件式＞

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 σ_1 : 破壊圧（破壊時の最大主応力） σ_c : 一軸圧縮強度
 σ_3 : 拘束圧（破壊時の最小主応力） m, s : 材料特性定数

(1)式のようにして岩石の破壊条件を表わせれば、図-2に示す通り、岩石の強度と主応力条件の関係が明解に表現される。

この破壊条件式について実際の試験データを当てはめて検討を行うため、過去に実施した各種岩石の一軸及び三軸圧縮試験結果を用い、最小自乗法により材料特性定数を算出し、破壊条件を求めた。

各々の岩石の破壊条件は、図-3に示すように岩石の成因によって、大きく堆積岩、火成岩、変成岩の各グループに分類されるとともに、堆積岩については固結度の高いものと低いもの、変成岩については片理面の剝離性の発達程度によって、破壊条件にかなりの差異が生じている。

(2) 岩盤の破壊条件式

(1)式は割れ目を含まない岩石としての破壊条件式を表わしたものであるが、式中の岩石の材料特性定数 m, s を岩盤としての材料特性定数 M, S とみなし、岩盤分類に従って M, S の値を低減させることにより、(1)式とまったく同様の関係式を用いて、岩盤の破壊条件を設定することができる。

ここでは、原位置において通常行われている岩盤せん断試験の結果を用いて、岩石の破壊条件を求めたときと同様にして、岩盤としての破壊条件を決める材料特性定数 M, S を算出した。

図-4, 5に、各種岩石の岩盤分類ごとの材料特性定数 M, S の値を示す。 M 及び S とも岩盤分類の高いランクから低いランクへ移行するに従って、順次減少する傾向にあり、 M の値では 1.0 ~ 0.1 の範囲、また S の値では 0.06 ~ 0 の範囲にある。

(3) 岩石及び岩盤の破壊規準のパターン化

(1)式の両辺を一軸圧縮強度 σ_c で除して無次元化すると破壊条件式は以下のように表わすことができる。

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m \sigma_{3n} + s} \quad \dots\dots\dots (2)$$

この破壊条件式を使って、岩種別及び岩石・岩盤分類ごとに整理した破壊条件を表-1のように作成した。これらの条件式を活用することにより、岩石試験から求めた一軸圧縮強度と岩盤分類に従って、岩盤としての破壊規準を設定することが可能となる。

なお、表-1については今後の試験データを蓄積し、さらに改善を加えていく必要がある。

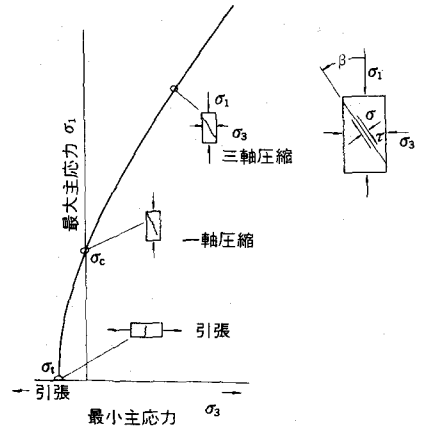


図-2 岩石の破壊条件

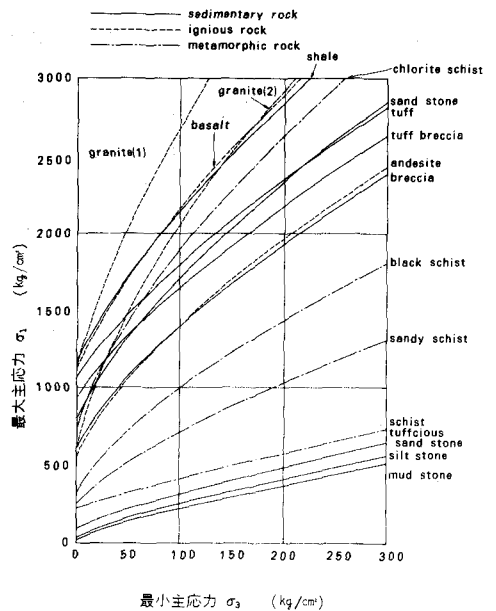


図-3 各種岩石の破壊条件

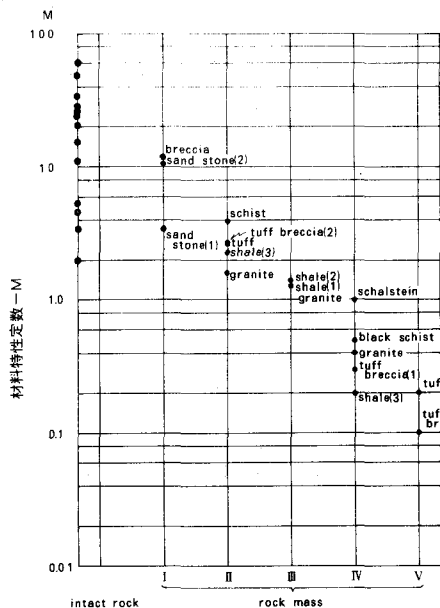


図-4 岩盤の材料特性定数 M

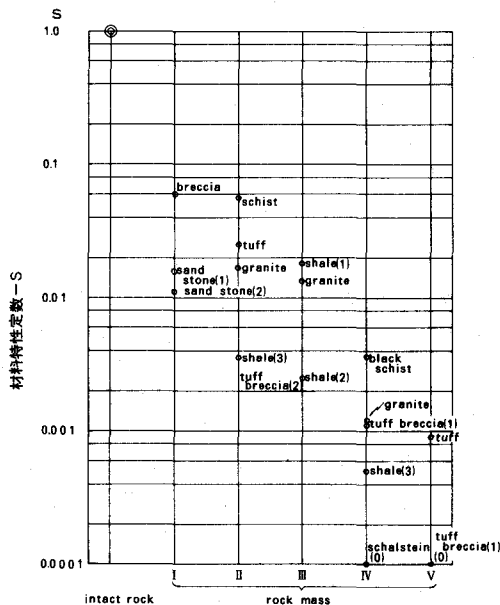


図-5 岩盤の材料特性定数 S

表-1 岩盤の破壊条件設定式

岩石 岩盤分類			破壊条件式 * $\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m \sigma_{3n} + s}$				
			堆積岩		火成岩	変成岩	
						剥離性大	剥離性小
岩石			$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(3.6 \sim 5.6) \sigma_{3n} + (0.82 \sim 1.20)}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(1.60 \sim 2.44) \sigma_{3n} + (0.97 \sim 1.25)}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(5.83 \sim 24.2) \sigma_{3n} + (0.75 \sim 1.34)}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{2.0 \sigma_{3n} + 1.01}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(1.19 \sim 35.0) \sigma_{3n} + (0.85 \sim 1.13)}$
岩盤	I	非常に良い	—	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(3.4 \sim 11.7) \sigma_{3n} + (0.0112 \sim 0.0600)}$	—	—	—
	II	良い	—	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(2.3 \sim 2.7) \sigma_{3n} + (0.0036 \sim 0.0252)}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{1.5 \sigma_{3n} + 0.0169}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{3.9 \sigma_{3n} + 0.0565}$	—
	III	普通	—	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(1.3 \sim 1.4) \sigma_{3n} + (0.0025 \sim 0.0182)}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{1.3 \sigma_{3n} + 0.0132}$	—	—
	IV	悪い	—	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(0.2 \sim 1.0) \sigma_{3n} + (0 \sim 0.0011)}$	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{0.4 \sigma_{3n} + 0.0012}$	—	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{0.5 \sigma_{3n} + 0.0036}$
	V	非常に悪い	—	$\sigma_{1n} = \sigma_{3n}$ $+ \sqrt{(0.1 \sim 0.2) \sigma_{3n} + (0 \sim 0.0009)}$	—	—	—

* $\sigma_{1n} = \sigma_1 / \sigma_c$, $\sigma_{3n} = \sigma_3 / \sigma_c$

4 支保の設計

従来、トンネルの安定性を確保するための支保の設計は、掘削に伴いトンネル周辺岩盤に発生する緩み土圧を支持するという考え方に基づいて行なわれてきた。しかし、実際の支保に作用する土圧は、初期地圧、岩盤強度等によって影響を受ける他、支保の剛性あるいは施工のタイミングによっても変化する。したがって、単に緩み荷重が作用するという概念のみでは、トンネルの支保機構を説明することは難しい。

ここでは、トンネルの支保機構を掘削に伴う応力再配分の観点から捉え、弾塑性を考慮に入れたトンネル周辺岩盤の応力、変形、支保圧の相互関係について述べる。

今、一様な応力場 P_0 の作用する岩盤内に、半径 r_i の円形トンネルを掘削したとする。このとき再配分される応力値が岩盤の破壊規準を越える場合にはトンネル周辺に塑性域が生じる。岩盤を完全弾塑性体と考え、新鮮岩盤（弾性域）及び緩み岩盤（塑性域）の破壊規準をそれぞれ前述の(1)式を用いて表わせば、トンネル壁面に作用する内圧 p_i と内空変位 u_i の関係は以下のように説明することができる。

(1) 弾性域

弾性域における変位 u_i は、平面ひずみ状態を仮定すれば以下の式で表わすことができる。

$$u_i = r_i \cdot \frac{1+\nu}{E} (P_0 - p_i) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 E : 岩盤の弾性係数 ν : 岩盤のポアソン比

(2) 弾塑性境界

弾塑性境界における応力 $p_{i,er}$ は、新鮮岩盤の破壊規準を用いることにより以下のように表わすことができる。

$$p_{i,er} = P_0 - Q \sigma_c \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

$$Q = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{M}{4}\right)^2 + \frac{MP_0}{\sigma_c}} + s - \frac{M}{8} \quad \dots\dots\dots (5)$$

また、弾塑性境界における弾性変位 u_0 は、緩み岩盤の破壊規準及び境界条件によって決まる弾塑性境界半径 r_0 を用いて次の式で表わすことができる。

$$u_0 = r_0 \cdot \frac{1+\nu}{E} \cdot Q \sigma_c \quad \dots\dots\dots (6)$$

(3) 塑性域

塑性域における変位 u_i は、塑性条件を設定することにより次式により求めることができる。

$$u_i = r_i \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{1-C}{1 + \left(2 \frac{u_0}{r_0} - C\right) \left(\frac{r_0}{r_i}\right)^2}} \right] \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 C : 塑性範囲によって決まる定数

(4) 支保圧

一方、支保圧として与えられる吹付コンクリート、ロックボルト、鋼製支保工の剛性を K とすれば、次の式が成り立つ。

$$u_i = u_{i0} + \frac{p_i r_i}{k} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 u_{i0} : 支保を設置する以前の初期変位

弾性域、弾塑性境界、塑性域及び支保圧の各々の関係は図-6に示す通りである。ここで、支保圧の側からみれば、 $p_i \sim u_i$ 曲線の最小値 p_{imin} でトンネルを安定させるのが実際には許容変形限界や緩み域の広がり防止等の制約条件があり、これらを考え合せた支保材の設計が必要となる。ただし、支保の作用効果については、現時点では不明なところが多く、支保材の剛性、耐力を含めた支保工の評価が今後の課題と言える。

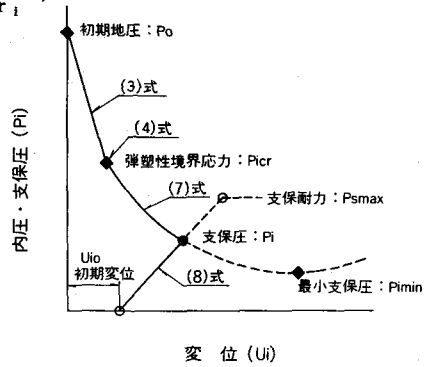


図-6 トンネル内空変位と支保圧の関係

5 あとがき

トンネルの簡便設計手法へのアプローチとして、岩石の強度特性と岩盤分類に従って岩盤の破壊規準を設定し、支保の設計に結びつけるプロセスについて、約1000個の試験データを使って検討を行った。今後は、さらに試験データの収集・分析を行い、岩盤の破壊規準を設定する上での精度向上を図るとともに、本設計手法を実際のトンネルに適用し、その妥当性を評価する必要がある。

参考文献

- 1) BIENIAWSKI, Z. T.: Geomechanics classification of rock mass and its application in tunneling, Proc, Third International Congress on Rock Mechanics, ISRM, Denver, Vol. 11A, pp. 27-32 (1974)
- 2) HOEK, E. and BROWN, E. T.: Underground excavation in rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London, (1980)

(39) The Failure Criterion for Rock Surrounding Tunnel and the Support Design

- Approach to the usefull design method for tunnel -

by Nobuyuki Okabayashi

Michihiro Inou

Kiyoshi Ohno

Kajima Institute of Construction Technology

ABSTRACT

We have made a study of the method to determine upon a failure criterion for the rock mass surrounding tunnel and analysis of rock - support interaction.

A failure criterion for the rock depends upon the relationship between the strength of the rock and the stress condition in it. On the basis of failure theories proposed by Griffith, Mohr and Coulomb, we have used the following empirical failure criterion.

"The failure criterion"

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c \sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (1)$$

where,

σ_1 is the major principal stress at failure

σ_2 is the minor principal stress at failure

σ_c is the uniaxial compressive strength of the intact rock

m and s are material constants which depend upon the properties of the rock

While, the failure criterion for a jointed rock mass may be determined by the same relationship to equation (1) to decrease the values of m and s according to the classification of rock masses. In order to check the applicability of the failure criterion, we have used about 1,000 data of uniaxial and triaxial tests.

Tunnel support has been designed on the theory that dead weight load acts on it. But actual support pressure is not only influenced by in situ stresses and the strength of rock, but also the stiffness of support and the timing of setting.

We have expressed the failure criterion for the elastic and plastic rock masses surrounding tunnel on the equation (1), and have explained about rock - support interaction analysis.