

III-177 塑性体地山におけるトンネル壁面の変位管理基準について

(株)熊谷組 正会員 垣内 幸雄
同上 正会員 北原 正一
同上 正会員 上野 正高

1. はじめに

塑性体地山において、NATMを適用した場合、トンネル壁面などの程度の変形が生ずるかは、施工上非常に重要である。これらの問題に対して、ひとつの円筒変位の管理法について一提案をしてみたい。

2. トンネル周辺の塑性領域と破壊条件式

静水圧分布の応力状態にある円形トンネルの周辺応力は一般に次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P_0 - \frac{E}{1+\mu} \cdot \frac{\alpha}{r^2} \\ \sigma_\theta &= P_0 + \frac{E}{1+\mu} \cdot \frac{\alpha}{r^2} \end{aligned} \right\} \text{--- (1)}$$

σ_r : 半径方向応力 ν : ポアソン比
 σ_θ : 接線方向応力 α : 係数
 P_0 : 初期地圧 r : 動径
 E : 弾性係数

また地山試料による三軸圧縮試験結果より得られる破壊の条件式は次式で示される。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = A\sigma_3^n + B\sigma_{gc} \text{--- (2)}$$

ただし σ_1 : 最大主応力 σ_3 : 最小主応力

σ_{gc} : 地山の圧縮強度 A, n, B : 係数

破壊後に地山がすべりだした時の条件式は(2)式の $B=0$ となり(3)式で示される。(係数 B は残留強度を示す係数である)

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = A\sigma_3^n \text{--- (3)}$$

Fig-1 は、三軸試験結果による破壊の挙動を示したものである。

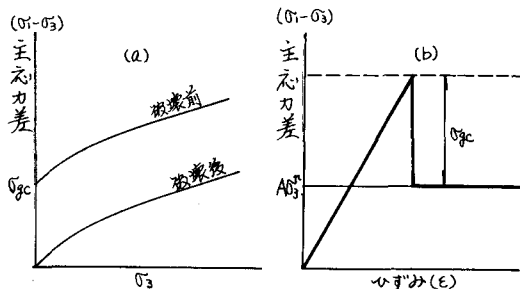


Fig-1. 三軸試験結果より得られる破壊の挙動

トンネル周辺の破壊領域を R とすれば(1)式は、係数 α を消去すれば(4)式に書き改められる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P_0 \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) + \sigma_R \frac{R^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= P_0 \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) - \sigma_R \frac{R^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \text{--- (4)}$$

破壊領域では

$$\left. \begin{aligned} \frac{\alpha \sigma_r}{dr} - \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} &= 0 \\ \frac{\alpha \sigma_r}{dr} &= A \frac{\sigma_r^n}{r} \end{aligned} \right\} \text{--- (5)}$$

(5)式の微分方程式の解は(6)式になる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \left[A(1-n) \ln \frac{R}{r} \right]^{\frac{1}{1-n}} \\ \sigma_\theta &= \left[A(1-n) \ln \frac{R}{r} \right]^{\frac{1}{1-n}} \left[1 + \frac{1}{(1-n) \ln R/r} \right] \end{aligned} \right\} \text{--- (6)}$$

(1), (2), (6)式により塑性領域の半径は(7)式にて求められる。

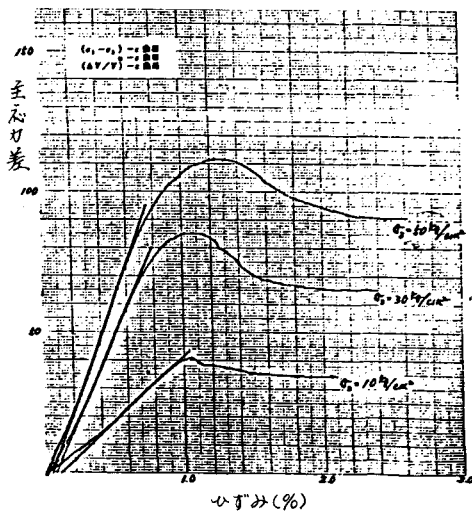


Fig-2 三軸圧縮試験の結果例

$$\left\{ A(1-n) \ln \frac{R}{r} \right\}^{\frac{1}{n}} \left\{ 2 + \frac{1}{(1-n) \ln B r} \right\} = 2Pr - B \sigma_{pc} \quad (7)$$

三軸圧縮試験結果から、地山が破壊して滑り出した後の状況より、それぞれ $A=6.4$, $n=0.67$ である。(試料の平均値)。Table-1は塑性領域と残留地山強度と地山強度比との関係を示したものである。

3. 塑性領域とトンネル壁面のひずみ

地山中に半径 r なる空洞を掘削すると、塑性領域が発生し、同時に壁面の変位は Δr が生じる。(Fig.3) そこで壁面が Δr 変形することにより塑性領域が E_p ひずむとすれば、塑性領域とトンネル壁面のひずみとの関係は下記に示される。

$$\frac{\Delta r}{r} = 1 - \sqrt{(1+E_p) - (B r)^2 E_p} \quad (8)$$

ただし Δr : トンネル壁面の変位量, r : トンネル掘削半径, E_p : 塑性ひずみ, R : 塑性領域の半径。

三軸試験より得られる塑性ひずみ E_p は、全く残留強度が失われる場合は約2%程度である。実際の地山状態は試験状態より悪いものと考え、 E_p は3%程度見込む必要がある。(ただし理想的施工状態は $E_p=2\%$ 程度にとどめるよう努力する必要がある。 $E_p=2\%$ は、施工管理目標値と思われる。) Table-2は、トンネル壁面のひずみと E_p の関係を示したものである。

弾性波探査試験の結果からトンネル掘削によって生ずる塑性領域はトンネル壁面から約20Mである。(Fig-5)

次に(8)式よりトンネル壁面のひずみ ($\Delta r/r$) を推定すると $B r = 1/4 = 2.25$ より塑性ひずみ $E_p=3\%$ のとき $\Delta r/r = 0.104$ である。よって三軸圧縮試験の結果からトンネルの序削の変形は 41.6 cm で相対変位は 83 cm 程度であろう。

これらの結果は実測結果とは極めてよく合っており、このように弾性波探査及び地中変位測定から塑性領域を見出し、岩石の三軸圧縮試験結果からトンネル壁面の変位量を推定出来たことは今後のNATMで計測を施工にフィードバックする上で非常に有効であった。

4. 結論

地山物性値、とくに残留強度を考慮した地山強度比が、トンネル壁面の変位を管理するのに重要である。更に塑性体地山では、材料の劣化、ウォーター及びエアースレーキングを考慮した地山強度比であれば、トンネル周辺の塑性領域を正しく判断でき、三軸試験結果から得られた塑性ひずみにより、トンネル壁面の変位を推定することが可能と思われ、止むを得ぬ変形と施工上防止可能な限界値をそれぞれを考察することが可能である。

参考文献

La stabilité des ouvrages souterrains Soutènement et revêtement. Rapport de recherche N°28

Fig. 3

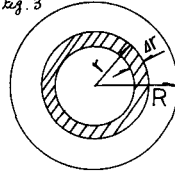


Fig. 4

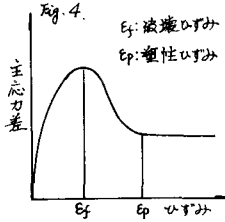


Table-1 塑性半径と地山物性値の関係

$\frac{R}{r}$	残留地山強度 $B \cdot \sigma_{pc} (\text{kg/cm}^2)$	地山強度比 σ_{pc} / σ_r
1.2	59.0	1.97
1.4	56.1	1.87
1.6	51.7	1.72
1.8	46.2	1.54
2.0	39.8	1.33
2.2	32.6	1.09
2.4	24.8	0.83
2.6	16.6	0.55
2.8	8.0	0.27
3.0	0.0	0.0

Table-2. トンネル壁面のひずみと E_p の関係

$\frac{R}{r}$	$\Delta r / r$	
	$E_p = 2\%$	$E_p = 3\%$
1.2	0.0044	0.0066
1.4	0.0097	0.0145
1.6	0.0157	0.0236
1.8	0.0227	0.0342
2.0	0.0305	0.0461
2.2	0.0392	0.0594
2.4	0.0488	0.0741
2.6	0.0594	0.0905
2.8	0.0709	0.1085
3.0	0.0835	0.1282

Fig-5

弾性波速度 (V_p) — 地中内変位 — ロックボルト軸力関係図

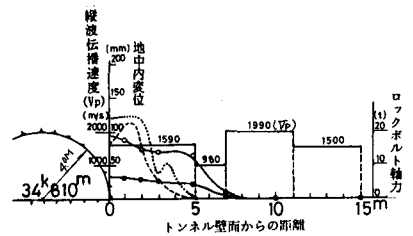


Fig-6

