

地下水圧を考慮した切羽安定評価法

Evaluation of Tunnel Face Stability Affected by Ground Water Pressure

小西真治¹・北川 隆²
中山範一³・磯谷篤実³・松長 剛⁴

Shinji Konishi, Takashi Kitagawa,
Norikazu Nakayama, Atsumi Isogai and Takeshi Matsunaga

¹正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:konishi@rti.or.jp

²正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設支援機構 鉄道建設本部

³正会員 (独) 鉄道建設・運輸施設支援機構 鉄道建設本部 盛岡支社

⁴正会員 パシフィックコンサルタンツ㈱

For the shallow tunnel or the earth tunnel, the ground water has significant influence on the stability of tunnel face. This report describes about evaluation of tunnel face stability by the rigid plastic finite element analysis (RPFEA) taking account of ground water level. In this report, we represent the effect of the ground water when water pressure is applied as a force on the ground. First, we consider the effect of draw-down of the groundwater level by a non-multi-element model of a two dimensional analysis (2DA). Next, we evaluate the face stability of an actual railway tunnel of Tohoku-Shinkansen by a multi-element model of 2DA.

Key Words : tunnel, tunnel face stability, ground water, rigid plastic finite element analysis

1. はじめに

トンネルの切羽安定において、地下水は極めて大きな影響を与える。地下水位以深のトンネル建設では、地下水位低下工法が切羽の安定に有効である。地下水のトンネル安定への影響で考慮しなければならないものは、①土の単位体積重量の変化に伴う有効応力の変動、②有効応力の変化に伴う強度の変化、③間隙水の流れの遅れによる時間的効果等が挙げられる。③の非排水状態や非定常時の検討は重要な問題ではあるが、研究を進める第1ステップとして問題を簡単にするため、この論文では、①、②に着目し、完全排水され地下水が定常になっている状態を仮定し、二次元モデルの剛塑性有限要素法によりトンネル切羽の安定性を評価する方法について述べる。

地下水面より上部の単位体積重量は、

$$\gamma_d = \rho_d g \quad (1)$$

地下水面より下部の単位体積重量は、

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} g \quad (2)$$

ここに ρ_d : 土の乾燥密度 ρ_s : 土の飽和密度
 ρ_w : 水の密度 e : 間隙比
 g : 重力の加速度

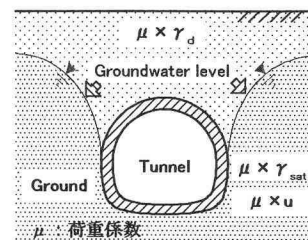


図-1 地下水位変化による土の単位体積重量の変化

2. 地下水位変化の影響の取り扱い

(1) 土の単位体積重量の変化

(2) 土の単位体積重量の変化に伴う有効応力と強度の変化

地下水位の変動により土の単位体積重量の分布が変化し、つりあい状態における有効応力が増減する。砂質土のような摩擦性材料では有効応力の変化により強度も変化するため、地下水面の変動は地盤の強度にも大きな影響を与える。

地盤の破壊規準としては Mohr-Coulomb 則を仮定し、有効応力との関係を調べた。

3. 剛塑性有限要素法

剛塑性有限要素法 (RPFEA) は、塑性状態にのみ着目したものであり上界定理を用いている。この手法は、極限解析を有限要素法で定式化したもので、特に金属の塑性加工の分野で加工過程に必要な加力の大きさを算出するために注目されてきたものである^{1), 2), 3)}。地盤工学においても、斜面の安定、切羽の安定や支持力を評価するのに使うことが出来る。この手法では、塑性ひずみが急激に増大する瞬間、すなわち破壊が起こり始める瞬間のみを求めるもので、以下の利点がある^{4), 5), 6)}。

- ① 極限状態では意味のない弾性係数が不要
- ② 弾塑性モデルでは誤差が大きくなる極限状態の近くの塑性流動を表現出来る
- ③ 初期応力が不要

本研究では、関連流れ則を用いた。解析では、①地下水面の変動に伴う土の単位体積重量の変化、②土の単位体積重量と間隙水圧の変化による有効応力の変化、③有効応力の変化による強度の変化、を考慮した^{7), 8)}。切羽の安定性は、地山が破壊する時の加速度 μg で評価した。この μg は、 g が重力加速度、 μ が荷重係数であり、この値を剛塑性有限要素法で求めた。これは、遠心力載荷装置で、切羽安定試験を行うのと同じ概念である⁹⁾。

ここでは、土の単位体積重量 γ のみならず間隙水圧 u も切羽崩壊時には μ 倍される。この荷重係数 μ が切羽の安定性の尺度となる。 $\mu \leq 1$ となる場合、現実にも切羽崩壊が起こると考えた。そして、この手法を用いて切羽が崩壊するときの切羽の高さと地下水の関係調べた。

解析に用いた基本的な式を以下に示す^{10), 11)}。

a) つり合い条件

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad (3)$$

b) 適合条件

$$\dot{\epsilon}_{ij} = -\frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}) \quad (4)$$

c) 応力—ひずみ関係

$$\sigma'_{ij} = \frac{\sqrt{2}k}{\sqrt{6\alpha^2 + 1}} \frac{\dot{\epsilon}_{ij}}{\dot{\bar{\epsilon}}} + \lambda \left(\delta_{ij} + \frac{3\sqrt{2}\alpha}{\sqrt{6\alpha^2 + 1}} \frac{\dot{\epsilon}_{ij}}{\dot{\bar{\epsilon}}} \right) \quad (5)$$

d) 変形に関する制約条件

$$\dot{\epsilon}_{kk} + \frac{3\sqrt{2}\alpha\bar{\epsilon}}{\sqrt{6\alpha^2 + 1}} = 0 \quad (6)$$

上界定理より導かれる速度の大きさを定める式

$$\int_V f_i \dot{u}_i dV + \int_{S_\alpha} \bar{T}_i \dot{u}_i dS = I \quad (7)$$

e) 応力と間隙水圧の関係

$$\sigma_m' = \sigma_m - \mu u \quad (8)$$

f) 有効応力の式

$$\sigma_{ij}' = s_{ij} + (\sigma_m - \mu u) \delta_{ij} \quad (9)$$

説明を簡単にするため、次に記号を示す。

$\sigma_{ij,j}$: 全応力テンソル,

f_i : 単位体積あたりの物体力,

$\dot{\epsilon}_{ij}$: ひずみ速度テンソル,

$\dot{u}_i$: 変位速度成分,

$\sigma'_{ij,j}$: 有効応力テンソル,

k, α : ドラッカー・プラガー則の材料定数,

$$k = \frac{\sqrt{3}c \cos \phi}{3 + \sin^2 \phi}, \quad \alpha = \frac{\sin \phi}{\sqrt{3(3 + \sin^2 \phi)}}$$

ϕ : 内部摩擦角,

c : 土の粘着力,

$\bar{\epsilon}$: ひずみ速度の大きさ ($\bar{\epsilon} = \sqrt{\dot{\epsilon}_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}}$),

λ : 不定応力の係数,

δ_{ij} : Kronecker の記号,

$\dot{\epsilon}_{kk}$: 塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{ij}$ の体積成分 (dilatancy),

$\bar{T}_i$: 応力境界,

σ_m : 平均主応力,

σ_m' : 有効平均主応力,

s_{ij} : 主応力差,

μ : 塑性崩壊時の物体力 f_i の荷重係数,

自重と水圧は式 (7) に示される物体力 f_i として取扱った。

計算の手順としてはまず、剛塑性有限要素法で、式 (3) ~ 式 (7) を使って、極限状態 (切羽が塑性崩壊する時の $\dot{u}_i$ (変位速度), λ (不定応力の係数), μ (塑性崩壊時の物体力 f_i の荷重係数) を求める。これらの値から、全応力の σ_m (平均主応力) や s_{ij} (主応力差) が計算できる。次に、式 (8), 式 (9) から有効応力を計算し、Mohr-Coulomb 則から、有効応力の見方から地盤が破壊しているかどうかチェックした。この計算を $\mu + \Delta \mu$ 等の増分をして、崩壊が起こる状態まで繰り返し、その時点の $\dot{u}_i$, λ , μ 等を求めた。

4. 小要素モデルによる検討

(1) 5要素モデル

図-2 に5要素モデル, 図-3 に5要素モデルの解析結果を示す。図中の右中段の要素がない部分がトンネルである。入力データは表-1 に示されている。地下水位は水平な直線と仮定した。Hは地下水位高さである。

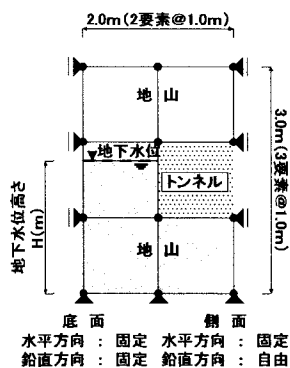


図-2 5要素モデル (1要素: 1m×1m)

図-3 の μ の値より地下水位がトンネル天端より低い場合、切羽が安定するのが分かる。また、 $\phi = 30^\circ$ の場合、地下水位低下による μ の増加が大きく、切羽がより安定することが分かる。これは、内部摩擦角が大きい方がより有効応力の変化の影響を受けるためと考えられる。図-4 には、崩壊時の速度場を示す。地下水位が低いほど、トンネル天端の要素で大きな変位速度を示しており、また、 $\phi = 3$

0° の方がこの傾向は顕著である。これは、比較的安定な下部と比べて不安定な上部のせん断抵抗を、地下水位を下げることにより高める効果が強いことを示している。

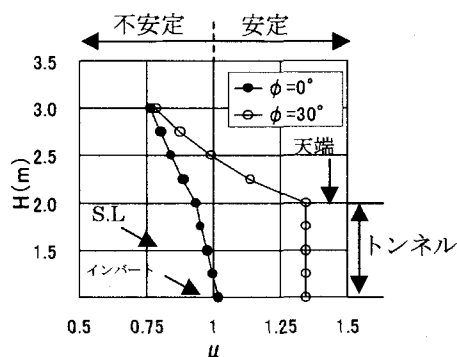


図-3 5要素モデルのモデル解析結果

表-1 5要素モデルの入力データ

項目	値
水の単位体積重量	$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$
土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 20 \text{ KN/m}^3$
土の乾燥単位体積重量	$\gamma_d = 15 \text{ KN/m}^3$
土の粘着力	$c = 10 \text{ kPa}$
土の内部摩擦角	$\phi = 0^\circ, 30^\circ$

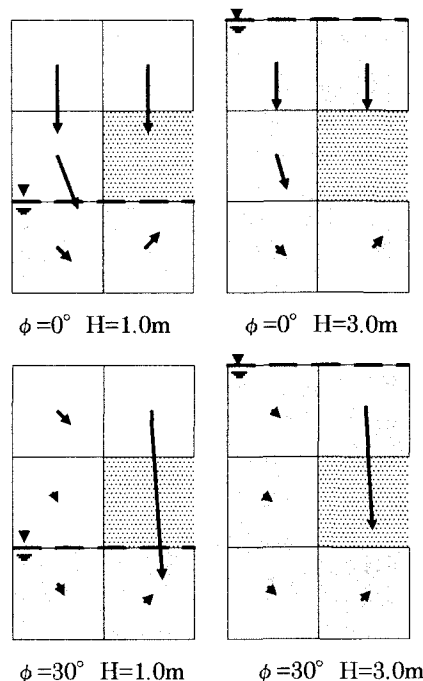


図-4 5要素モデル解析結果の変位速度ベクトルの分布

(2) 2要素モデル

内径 $D=5\text{ m}$ の円形トンネルを想定して解析を行った。2要素モデルを図-5に示す。土被りは 1 D とし、下方領域も 1 D とした。下端の拘束条件は固定とした。側方境界はトンネル中心線（鉛直線）の右側 3 D （ $=15\text{ m}$ ）とし、横方向のみ拘束した。

次にインプットデータを表-2に示す。また、図-6に解析結果（ μ と地下水位の関係）、図-7に $\phi=0^\circ$ および 30° の場合の破壊時の速度場を示す。

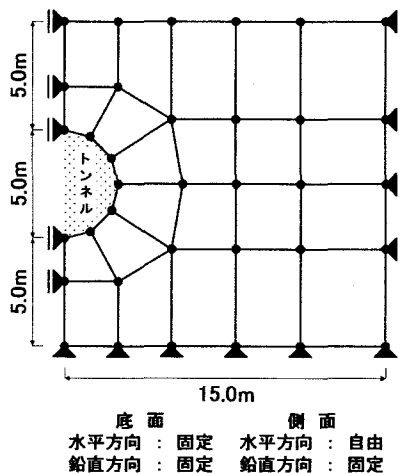
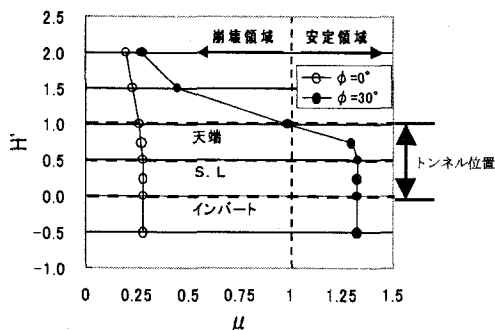


図-5 2要素モデル

表-2 2要素モデルのインプットデータ

項目	値
水の単位体積重量	$\gamma_w = 10\text{ KN/m}^3$
土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 20\text{ KN/m}^3$
土の乾燥単位体積重量	$\gamma_d = 15\text{ KN/m}^3$
土の粘着力	$c = 10\text{ kPa}$
土の内部摩擦角	$\phi = 0^\circ, 30^\circ$



H' : トンネル径で基準化した地下水位高さ
 (地下水位高さ H /トンネル径 D)

図-6 2要素モデル解析結果

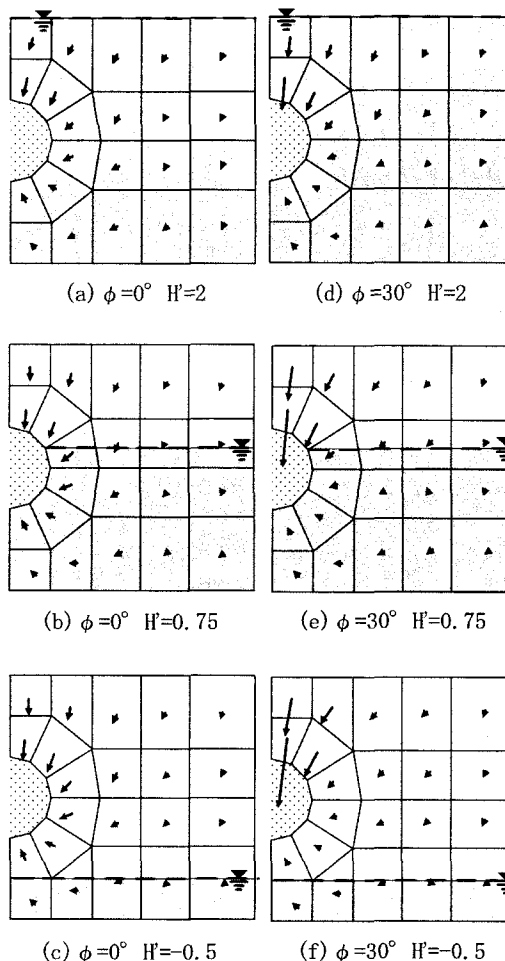


図-7 2要素モデル解析結果の変位速度ベクトルの分布

まず、注目すべきは図-6の $\phi=30^\circ$ の場合である。地下水位がトンネルS.L.付近よりも低い位置に存在すると、荷重係数 μ は急激に増加している。その値は、地下水を全く排水しない場合と比べると、5倍近くの強度増加となっている。

図-7の(d)、(e)の地下水面の位置をみてもわかるように、地下水面がトンネル断面の天端部を通過する前後で、強度の増減が著しい。そして $H'=0.75$ よりもさらに排水量を増加させても、トンネルの安定性にはほとんど効果がないことがわかる。つまり、地山の破壊時において、大きな変位（速度）を呈する部分が地下水面より上にあるか、それとも下にあるかが、トンネルの安定性にとって重大な影響を及ぼすといえる。

図-7で $\phi=0^\circ$ の場合は、単に地下水の上下による土の単位体積重量の変化の効果を調べたことになる。この結果から土の単位体積重量の変化の効果は、

トンネルの安定性にそれほど大きく影響しないと考えられる。むしろ、地下水変化の結果として地山内の有効応力の変化によるせん断抵抗が増加することが重要な要素となっている。 $\phi=0^\circ$ の場合の速度場をみると、速度場の大きさは地下水位の位置によってあまり変化していない。これは、せん断強度が有効応力に無関係であることによる。一方、 $\phi=30^\circ$ の場合、速度場は、トンネル天端部とその上部の領域の沈下成分が卓越している。そして、この傾向は地下水位の降下とともに強調されていく。これらのことから $\phi=30^\circ$ （すなわち、実際の地山）においては地下水位がトンネルの安定性に大きな影響を与えていることがわかる。

4. 実現地シミュレーション

(1) 現場概要

現在、東北新幹線（八戸、青森間）で、土被りの少ないトンネルが建設されている。このトンネルは複線断面の鉄道トンネルで、軟らかい地盤中に吹付け工法、いわゆる NATM で施工されている。地下水位は高く、切羽付近の地盤は粘性土層を挟んだ砂地盤である。実トンネルの状況を図-8 に示す。この粘性土層は、掘削が進むに従って高さが変化する。粘性土層より上部の砂地盤は不均質であり、ディープウェル工法を用いても、地下水位を下げることは困難であり、このためトンネル切羽は不安定であった。そこで、剛塑性有限要素解析により、切羽安定性を評価した。

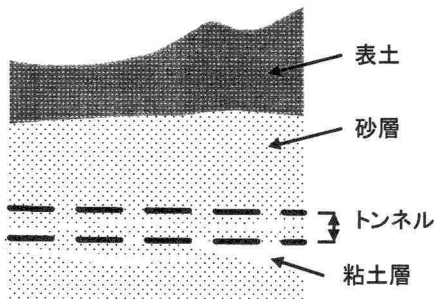
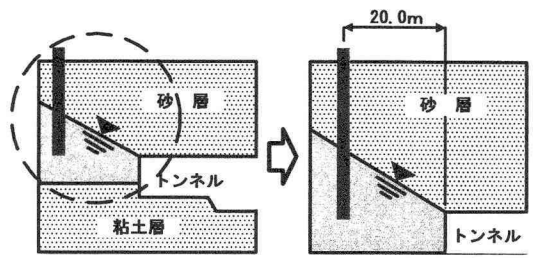


図-8 実トンネルの状況

(2) モデル化

モデルを図-9 に示す。このモデルは、観測地点の粘性土より上部の砂地盤を表わしている。パラメータは、上部砂地盤の切羽高さ、見かけの粘着力、観測井での地下水位高である。観測井が20mごとに設置されているため、切羽前方20mの地下水位をインプットした。



項目	値
土の乾燥単位体積重量	$\gamma_d = 15 \text{ KN/m}^3$
土の飽和単位体積重量	$\gamma_{sat} = 18 \text{ KN/m}^3$
土の内部摩擦角	$\phi = 32^\circ$

図-9 計算モデル

(3) 地下水位

このトンネルでは、図-10 に示す揚水井、観測井が設置されていた。図-11 に観測井 B1～B2 における切羽通過時の地下水位と切羽までの水平距離の関係を示す。これより、地下水位線は切羽手前30m～切羽において概ね直線となっている。また、観測井はトンネルの側方近傍に設置されているものの、地下水は天端付近までしか低下していないことがわかる。このことより地下水位は、切羽前方20mの地下水位の点と、切羽天端を結ぶ直線と仮定した。

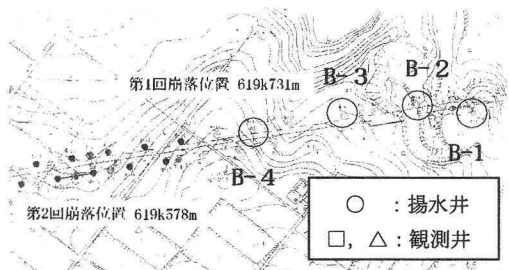


図-10 切羽不安定位置付近の揚水井および観測井

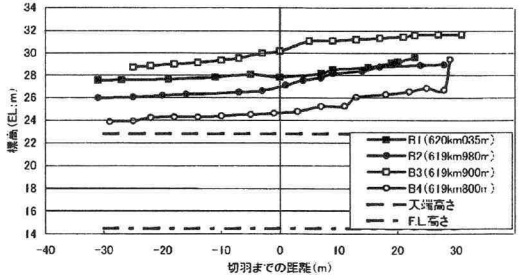
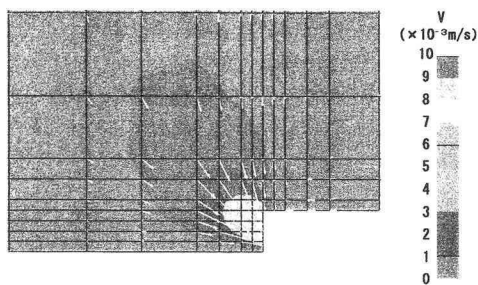
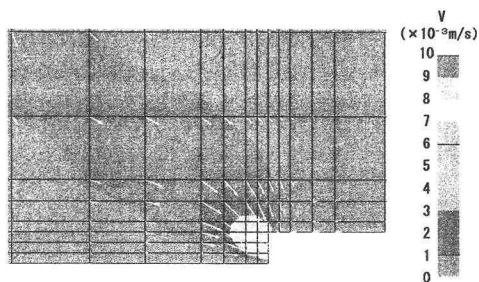


図-11 地下水位と切羽までの水平距離の関係

(4) 解析結果

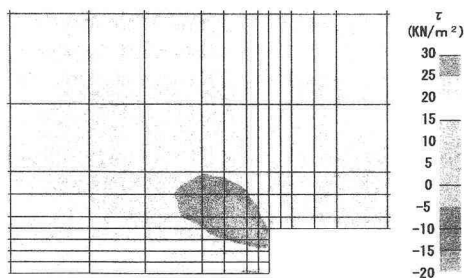


(a) 切羽高さ $H_f=4\text{m}$, 天端からの水位 $H_w=0\text{m}$

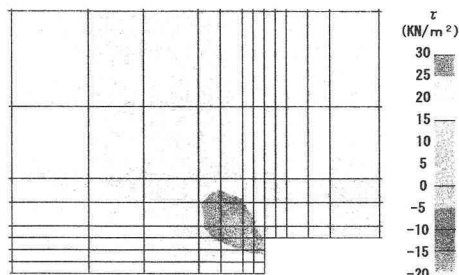


(b) 切羽高さ $H_f=3\text{m}$, 天端からの水位 $H_w=+20\text{m}$

図-12 崩壊時の変位速度場



(a) 切羽高さ $H_f=4\text{m}$, 天端からの水位 $H_w=0\text{m}$



(b) 切羽高さ $H_f=3\text{m}$, 天端からの水位 $H_w=+20\text{m}$

図-13 せん断応力の分布

図-12, 図-13 に解析結果の一部を示す。図中の H_f は自立が可能な切羽高さ, H_w は切羽前方 20m 地点でのトンネル天端からの地下水位高さを示す。

図-12 は塑性ひずみが急激に発生する瞬間の相対

的な変位速度の分布を示している。右端のスケールは, 単位量について最大変位速度を 10 分割した大きさで表示していることを表わしている。地下水位が高くなればなるほど, 切羽に向かう地盤の動きが水平方向になるのがわかる。

図-13 はせん断応力の分布を示している。右端のスケールは, 単位量について最大せん断応力を 10 分割した大きさで表示していることを表わしている。地下水位が低いと, せん断抵抗力が大きくなっている。しかし, 地下水位が高くなると, せん断抵抗力が小さくなる。

5. 簡易な切羽安定評価法の提案

表-3 に対象としたトンネルの施工実績を示す。また, 図-14 に剛塑性有限要素法解析結果より作成した切羽安定評価用ノモグラムを示す。なお, 図-14 には, 施工実績との切羽の安定性を比較するため, 表-3 のデータもプロットしている。

表-3 施工実績データ

断面	地質	砂層厚 (m)	施工時の切羽安定性	天端からの地下水位 (m)
NO.1	砂質土, 粘性土	4.2	不安定	16.2
NO.2	砂質土, 粘性土	3.2	やや不安定	9.9
NO.3	粘性土	0	安定	6.7

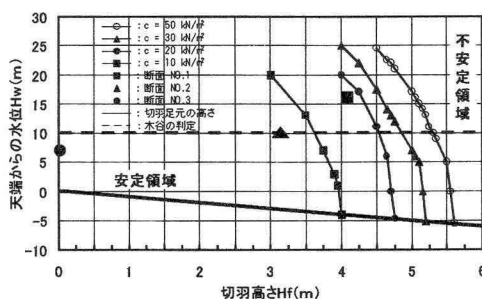
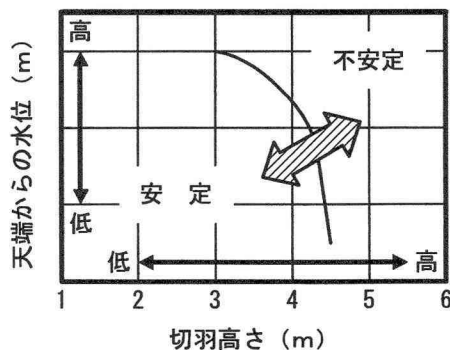


図-14 切羽安定評価のためのノモグラム

このノモグラムは地下水の影響を考慮しているものであり、図中、縦軸は切羽前方 20m 地点での天端を基準とした地下水位高さ、横軸は自立が可能な切羽高さである。左のゾーンは切羽が安定する条件を示し、右のゾーンは切羽が不安定になるゾーンをしめしている。土質試験で得られた砂地盤の粘着力 c の値が、位置やその他の条件でかなりばらついていたので、いくつかの粘着力値で計算した。結果は、粘着力 c の値に大きく影響されている。曲線の傾きは、地下水位低下による切羽安定効果の大きさを表わしている。つまり、切羽天端付近まで地下水位を低下させると効果が大きい。また、切羽高さの影響も大きい。このため、粘性土層位置が下がってくると注意が必要である。

このノモグラムを施工実績と比較した結果、粘性土が切羽全面を占める断面 NO.3 では施工実績同様に、切羽が安定することを示し、施工実績において切羽が不安定となった断面 NO.1 では、ノモグラムにおいても切羽が不安定になっていることを示す。よって、ノモグラムにより切羽の安定性を評価することが有効であることを示唆している。

6. まとめ

研究の結論を以下に示す。

- (1) 地下水の影響を考慮した剛塑性有限要素法で、地下水位の影響を受ける切羽の安定を評価できることが明らかになった。
- (2) 地下水位低下に関する 3 つの事柄を考慮することが安定性評価に効果的であることを確認した。すなわち、①地下水面の変動に伴う土の単位体積重量の変化、②土の単位体積重量と間隙水圧の変化による有効応力の変化、③有効応力の変化による強度の変化、である。

7. おわりに

トンネル建設時の影響評価手法として、地下水の影響を考慮したトンネル安定評価法について検討した。今後、解析結果と実データの比較や、浸透流解析により地下水を低下させた地盤における不飽和領域の取扱いについても研究段階であり、その領域での粘着力の評価方法および地下水位線の設定方法について研究を継続していく予定である。また、これらを考慮した剛塑性解析によってより厳密に地山状態をシミュレートすることを考えている。

謝辞：最後に本研究にご指導いただいた、京都大学 田村 武教授に謝意を表し結びとする。

参考文献

- 1) Hayes, D.J. and Marcal, P.V. : Determination of upper bounds for problems in plane stress using finite element techniques, *Int. J. Mech. Sci.*, Vol.9, pp.245-251, 1967.
- 2) Kobayashi, S., Lee, C.H. & Shah, S.N. : Analysis of rigid-plastic deformation by the matrix method, *Plasticity and Forming*, Vol.14, No.153, pp.770-778, 1973.
- 3) Mori, K., Shima, S. & Osakada, K. : Analysis of free forging by rigid-plastic finite element method based on the plastic equation of porous metals, *Trans. JSME*, Vol.45, No.396, pp.965-974, 1979.
- 4) 田村 武, 足立紀尚, 小西真治, 辻 哲也 : 剛塑性有限要素法によるトンネル切羽の安定性評価について, *土木学会論文集*, No.638/III-49, pp.301~310, 1999.
- 5) 小西真治, 朝倉俊弘, 田村 武, 辻 哲也 : 粘性土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について, *土木学会論文集*, No.659/III-52, pp.51~62, 2000.
- 6) Konishi, S. & Tamura, T. : Evaluation of tunnel face stability in sandy ground with clay layers, *Journal of Geotechnical Aspects of underground construction in soft ground*, 3rd international symposium Is-Toulouse, ISSM and TC28, 6th session, pp.53-58, 2002.
- 7) 小西真治, 田村 武 : トンネル掘削における地下水位低下の効果に関する研究, *応用力学論文集*, Vol.5, pp.307~316, 2002.8.
- 8) Konishi, S., Nishiyama, T., Tamura, T., Iida, H. & Tadenuma, Y. : Evaluation of Tunnel Face Stability Affected by Ground Water, *Proceedings of the International Workshop on Prediction and Simulation Methods in Geomechanics (IWS-Athens 2003)*, pp.177-180, 2003.10.
- 9) Schofield, A.N. : Cambridge Geotechnical Centrifuge operations, 20th Rankine Lecture. *Geotechnique* 30, No.3, pp.227-268, 1980.
- 10) Tamura, T., Kobayashi, S. & Sumi, T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, *Soils*, 1984.
- 11) Tamura, T., Kobayashi, S. & Sumi, T. : Rigid-plastic finite element method for frictional materials, *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.