

軟岩地山トンネルの塑性膨張圧と 影響要素の評価に関する基礎的研究

Analytical Estimation of Squeezing Pressure on Tunnel in Soft Ground

蔣 宇静*・元尾 秀行**・棚橋 由彦*

Yujing JIANG, Hideyuki MOTOO and Yoshihiko TANABASHI

This paper is to present a theoretical approach, based on the previously proposed theoretical solutions (Jiang et al, 1991, 1994 and 1996), for predicting deformation, development and progress of plastic zones around tunnels in soft rocks and for determining the squeezing pressure which has to be taken by rock bolts or lining of tunnels. Influence effects of the mechanical properties of soft rocks on the squeezing pressure are examined and discussed. It is clarified that the ground characteristic curve shows a lowest point that refers to the minimum support pressure and the controlled tunnel wall strain when the competency factor (i.e. ratio of compressive strength to the initial *in-situ* pressure), Srp , is smaller than the critical value, $[Srp]$, which can be illustrated based on the proposed theoretical equations.

Key words : squeezing pressure, soft rock, prediction, theoretical solution, ground characteristic curve

1. はじめに

軟岩地山にトンネルを掘削した場合、周辺地山が塑性化によって強度が低下すること、また変形の進行とともに体積膨張(ダイランシー挙動)を生じるためにトンネル内空への押出しとそれによる塑性膨張圧(squeezing pressure)が発生することなど、トンネルの不安定性が問題として挙げられている。日本では、国土面積の約 1/3 が軟岩で覆われていることから、不安定な挙動を伴うトンネル掘削工事の事例が今後も増えるであろう。一方で、供用年数が 30 年以上を経た道路トンネルと鉄道トンネルが多く存在し、変状が著しく発生したため通常の供用ができなくなり補修を余儀なくされた事例もある¹⁾。変状を生じた原因としては、覆工材料の老朽化や覆工背面の地山の空洞化によりライニングや覆工に作用する塑性膨張圧が増大することなどが考えられる。したがって、トンネル周辺地山の塑性化状態を予測し、塑性膨張圧を正しく評価することは、新規トンネルの支保工の合理的設計のみならず、老朽トンネルの維持管理に対しても重要な課題である。

さて、軟岩地山トンネルの力学的挙動に関しては、特に静水圧状態における円形モデルを対象とした理論解または数値解析解が幾つか示されているものの、ゆるみ領域の発生メカニズムや初期地山応力状態の影響、塑性膨張圧の定量的評価などについては、十分に解明されたとは言えないのが現状である。それに、トンネルそのものが線状構造物であることから、地質調査により全線にわたる詳細な地山条件(物理特性、力学特性、地層構成など)を把握することは調査費用の増大と調査自体の精度上の制約から難しい。そのため、現在行われているトンネル設計や維持管理は、過去の施工事例に基づく経験的判断によるものが多く、解析による事前予測に基づくものが少ないように思われる。

* 正会員 工博 長崎大学 工学部社会開発工学科

** 学生会員 長崎大学大学院 生産科学研究科環境システム工学専攻

本研究は、軟岩地山トンネルの合理的な設計を目的とし、掘削に伴う周辺地山の塑性域の発生条件やその程度を理論的または解析的に予測できることを示し、地山特性曲線に基づく塑性膨張圧の定量的評価法を提案する。さらに、初期地山応力状態、一軸圧縮強度、内部摩擦角などの影響について、ケーススタディを行なうことにより詳しく考察する。

2. 初期地山応力状態とトンネルの力学的挙動との関係

岩が線形的 Mohr-Coulomb 降伏規準に従うものとし、残留強度はその状態での内部摩擦角 ϕ と粘着力 c で定められるとすると、Fig.1 のように、ぜい性率 α 、ひずみ軟化状態における塑性ポアソン比 h 、塑性流動状態における塑性ポアソン比 f を用いることで、ひずみ軟化およびダイレーションを折線で理想化することができる。 $\alpha = 1$ であれば、完全弾ぜい性挙動を、また、 $\alpha = \infty$ であれば、完全弾塑性挙動を示すことになる。また、 $h > 1$ 、 $f > 1$ とすることで、ピーク強度後の体積膨張（ダイレーション）を表現することができる^{2) - 5)}。

初期地山応力場 ($\sigma_z^0 = P_0 + S_0$, $K\sigma_z^0 = P_0 - S_0$, K は側圧係数) における円形断面トンネルを考える (Fig.2)。Fig.1 の力学モデルに基づき、塑性域がトンネルを囲む形で円弧状に広がると仮定すると、塑性領域の規模を表す弾塑性境界半径 R_e と塑性流動境界半径 R_f は、式(1)のように導かれる⁶⁾。

地山の初期応力状態と塑性領域の発生状況との関係を、一例 ($\phi = 30^\circ$) として Fig.3 に示す。図中の横軸は地山強度比 $S_{rp} (= \sigma_c / \sigma_z^0)$ を表す。aa 線は、トンネル壁面全周に塑性流動領域が発生する境界線を、bb 線は、トンネルの側壁部には塑性流動領域が発生する境界線を表す。つまり、bb 線よりも左側に位置する初期応力状態であれば、トンネル側壁部には塑性流動領域が発生するが、aa 線より左側に位置すると全周に発生する。ij 線は未掘削の状態で地山が塑性化する境界線、mn 線は空洞周辺に塑性領域が発生する境界線、kk 線は壁面に引張応力が発生する境界線、ll 線は塑性領域が円弧的に囲まれず放射状的に広がる境界線を表す。

ここでは、ぜい性率 α 、残留強度比 (σ_c^* / σ_c) を変化させて、塑性領域の発達に対するひずみ軟化挙動の影響効果を考察する。まずは塑性流動領域の発生境界は、Fig.4 に示すように変化する。また、地山強度比が $S_{rp} = 0.5$ 、側圧係数が $K = 0.667$ において、 α 、 σ_c^* / σ_c を変化させるときの塑性領域の変化を Fig.5 に示す。塑性流動域の発生が、 α に大きく支配される一方で、塑性領域の全体は、 σ_c^* / σ_c による影響が大きいことが分かる。

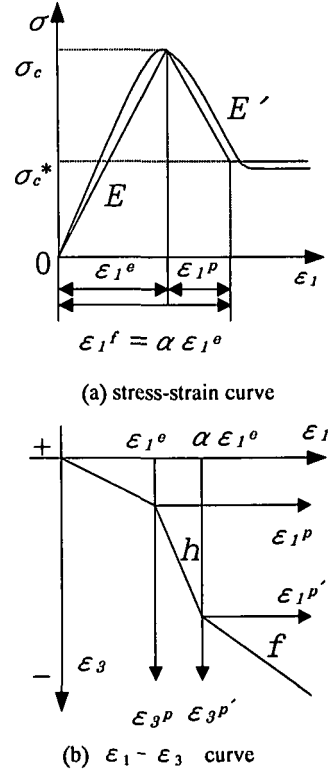


Fig.1 Stress-strain relation and dilatancy behavior of material.

$$R_e = a \left(\frac{D_1 + D_2 \zeta^{1-K_p}}{P_i + \sigma_c^* / (K_p - 1)} \right)^{1/(K_p - 1)}, \quad R_f = \zeta R_e, \quad \zeta = \left\{ \frac{E' H_n}{(E' H_n - \sigma_c^* + \sigma_c)} \right\}^{1/(1+K_p^*)} \quad (1)$$

ただし、

$$D_1 = \frac{2\tau_i^0}{K_p - 1} + \frac{4S_0 \cos 2\theta}{K_p + 1} + \frac{E' H_n (1 + K_p^*)}{(K_p - 1)(K_p^* + K_p)}, \quad D_2 = \frac{(1 + K_p^*)(\sigma_c - \sigma_c^* + E' H_n)}{(1 - K_p)(K_p^* + K_p)}$$

$$H_n = (P_0 + S_0 \cos 2\theta - \sigma_r^e) \{ G(1 + K_p^*) \}, \quad \sigma_r^e = \frac{2\tau_i^0}{K_p - 1} + \frac{4}{K_p + 1} S_0 \cos 2\theta - \frac{\sigma_c}{K_p - 1}$$

$$\varepsilon_i^e = \frac{1}{2G} \{ P_0 - \sigma_r^e - S_0(4\nu - 3) \cos 2\theta \}, \quad K_p^* = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} = h, \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$\tau_i^0 = \frac{K_p - 1}{K_p + 1} \left(P_0 + \frac{\sigma_c}{K_p - 1} \right), \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \psi: \text{ダイレーション角}$$

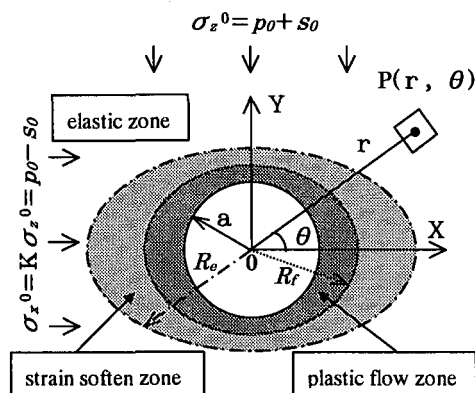


Fig.2 The problem of a circular tunnel under non-hydrostatic condition.

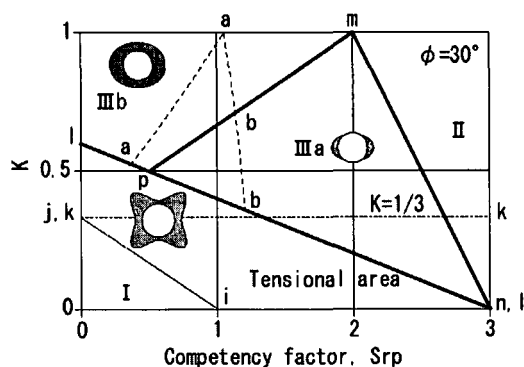


Fig.3 Definition of failure mode by the stress state on the tunnel wall.

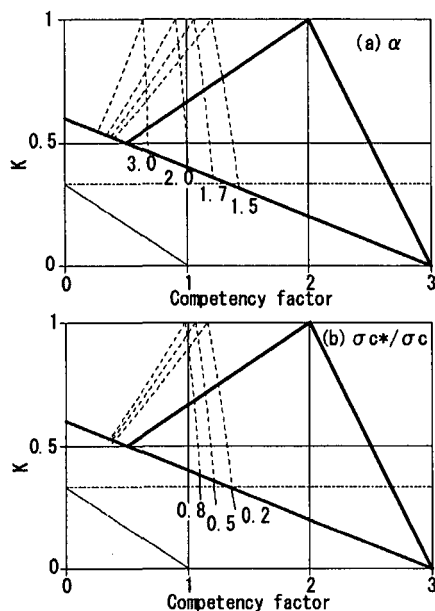


Fig.4 A definition of the initial stress by the stress state on the tunnel wall.

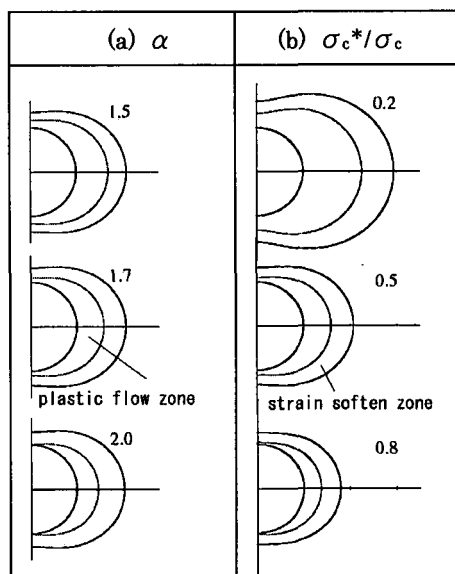


Fig.5 Development of plastic zones around tunnel without supporting.
($S_{rp}=0.5, K=0.667$)

3. 地山特性曲線（群）に基づく塑性膨張圧の評価

3.1 地山特性曲線の評価について

地山特性曲線は、トンネルの変形とそれを制御するのに必要な支保荷重との関係を表し、適度な変形を許すことで、支保工にかかる荷重を低減できるとする NATM 工法の支保概念として用いられるが、その評価は静水圧状態を仮定した理論解析に基づく検討に留まっているのが現状である。地山特性曲線法では、トンネル周辺地山と支保工との相互作用を考慮し、切羽と支保工によってもたらされる拘束効果における地山挙動に重点をおいて

る。また、応力緩和(拘束圧力下の応力解放)は、支保工を設置しようとする時点よりも先行して、切羽の少し前方で始まってしまうため、切羽付近の先行変位と塑性領域の発達による塑性膨張圧を制限することが重要となっている。

地山特性曲線を理論的に描く場合には、等方等質の地山で、静水圧的な初期地圧を受ける円形断面という仮定を行うのがよく用いられる(この方法は、最低でもトンネル直径の2~3倍の土被りがある条件下で行う)。このような場合には、軸対称の仮定を行うことにより、地山特性曲線はトンネル壁面のすべての点で等しくなる。

しかしながら、実際の現場は、 $K < 1$ の非静水圧状態であることがほとんどであるため、以下には初期地山応力状態の異方性を考慮した壁面位置毎の地山特性曲線(群)を求める手法を提案する。

3.2 地山特性曲線群

地山の自重を無視した静水圧状態(地山強度比 0.5)における地山特性曲線群を Fig.6 に示す。横軸は壁面の内空変位を空洞半径で除した壁面ひずみで、縦軸は半径方向の荷重を天端部における鉛直初期応力で除したものである。描かれる曲線は、岩盤の自重を考慮した場合(実線)と自重を考慮せずに無限遠方で一様分布の静水圧を受ける場合(点線)である。自重を考慮した場合においては、壁面上の位置によって多少異なるが、自重を考慮しない場合においては、どの壁面位置に関わらず一様である。従来の地山特性曲線に関する検討のほとんどは、この曲線(点線)について行われてきた。

次に、地山強度比 0.5 で側圧係数が $K=0.667$ の地山応力状態における地山特性曲線群を Fig.7 に示す。静水圧状態とは異なり、壁面上の位置によって、曲線が異なっていることがわかる。例えば、トンネルの内空ひずみを 0.5% と抑制させるために、底盤の支保荷重が最大となるが、内空ひずみが 1% と設定させると、側壁の支保荷重が最大となる。実際の地山から、内空ひずみなどが安全上、使用上の要求に基づいて設定されると、ここに示した地山特性曲線から、要求される支保荷重が求められる。したがって、壁面位置毎の地山特性曲線が得られれば、壁面位置毎にロックボルトの打設などの支保設計が行える。同様に、地山強度比 0.5 で側圧係数が 0.429 における地山特性曲線を Fig.8 に示す。 $K=0.667$ と同様に最終的には、側壁の変形が最大となっている。

静水圧状態を仮定した理論解析による地山特性曲線では、Fig.7 や Fig.8 のような壁面位置によって曲線が変化することが得られない。したがって、合理的支保設計を行うためには、実際の地山の応力状態と力学的特性を忠実に反映できる手法の選択が重要であると考えられる。

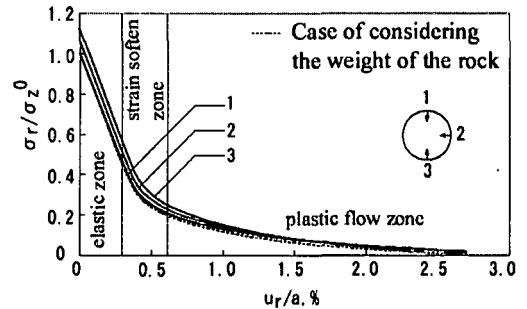


Fig.6 The ground characteristic curve.

($S_{rp}=0.5, K=1.0$)

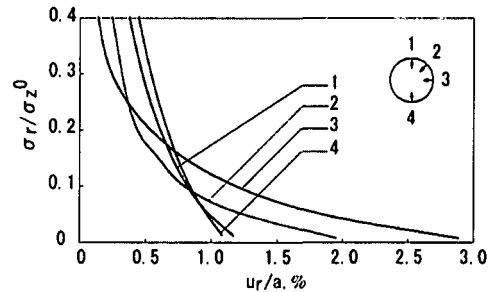


Fig.7 The ground characteristic curve.

($S_{rp}=0.5, K=0.667$)

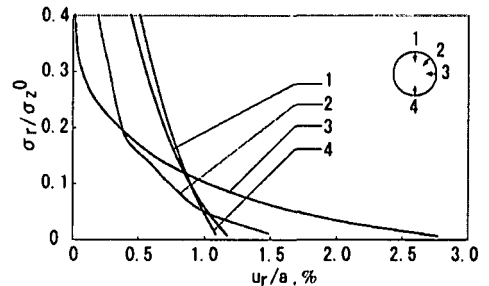


Fig.8 The ground characteristic curve.

($S_{rp}=0.5, K=0.429$)

3.3 塑性膨張圧の評価

以上に考察したように、トンネルのライニングや覆工にかかる圧力は必ずしも天盤部において最大とはならず、側圧係数が1より小さい場合では、側壁部が塑性破壊を生じやすくなり、押出し（ダイレーション挙動）による塑性膨張圧が大きく発生することがある。本論文では、天盤部においてゆるんだ地山の自重に支配されるゆるみ圧と区別するために、ダイレーション挙動に伴う圧力を塑性膨張圧と定義する。それが天盤部の他、側壁部や下盤においても生じうる。特に塑性流動状態に入った地山が支持力を殆ど失うため、支保工による拘束がなければトンネル内に剥離または崩落する。NATM の考え方に基づけば、地山の変形をある限界以上に許すと、支保工にかかる荷重がかえって増える傾向にあり、地山特性曲線上の最低点に対応する圧力（ダイレーションが伴なわれるため、塑性膨張圧とも言える）に基づく設計が合理的であると考えられる。

著者らは、これまでに静水圧状態を対象に、地山特性曲線を定量的に求める理論解を導いた。以下はそのプロセスを示す。

まずは、ダイレーションを考慮した弾塑性境界半径 R_e と塑性流動境界半径 R_f を式(1)に $K=1$ を代入することによって以下のように導くことができる。

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

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

ここで、

$$N = \frac{2p_0}{1+K_p} - \frac{2\sigma_c}{1-K_p^2} - \frac{2\sigma_s/(\alpha-1)}{(1-K_p)(h+K_p)}$$

次に、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流動領域における塑性膨張圧の増加との相互関係を連成問題としてとり、式(2)を基に、式(3)を得ることができる。

$$p_i = \max \{ p_{ir}, p_{iy} \} ; \quad u_a/a \in (0, u_{ap}/a) \quad (3)$$

ただし、

$$p_{ir} = \frac{\sigma_c^*}{1-K_p} + \left(N \xi^{Kp-1} + \frac{\sigma_s \{ (1+h) + 2/(\alpha-1) \}}{K_h} \right) \left(\frac{a}{\xi R_e} \right)^{Kp-1}$$

$$p_{iy} = \frac{a\gamma}{\pi} \left[\left(\frac{R_f}{a} \right)^2 - 1 \right], \quad u_a/a = - (u_1 + u_2 \xi^{-(1+h)} + u_3 (R_f/a)^{1+f})$$

ただし、 P_{ir} は掘削によって働く地山荷重で、式(2)より導き出すことができる。 P_{iy} は塑性流動領域におけるゆるみ荷重、 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} は無支保状態でゆるみ荷重を考えない場合の最終壁面変位である。なお、パラメーター $u_1 \sim u_3$ は地山の特性値による定数である⁶⁾。

4. 塑性膨張圧の影響要素の検討

ここでは、以上に述べた地山特性曲線と塑性膨張圧の影響要素について、ケーススタディを実施することにより考察を行なう。解析用パラメーターは、Table-1 に示す。ただし、これらの物性値の中には互いに関連があるものもあるが、ここでは1つ1つの物性値が及ぼす影響をみるために、関連性のある物性値もとりあえず独立したものとして取り扱う。つまり、ある1つの物性値をTable-1の範囲に従って変化させるときには、他の物性値は基

準値に固定し解析を行っている。

解析用物性値は、初期地山応力、一軸圧縮強度、残留強度、ぜい性率、内部摩擦角とした。また、塑性半径に影響を殆ど及ぼさない h, f, μ (弾性状態におけるポアソン比)、 E はTable-1の基準値に固定した。

Table-1 Rock mass properties for quantitatively analysis.

Properties	Basic values	Range
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

解析結果をFig.9(a)~(e)に示す。Fig.9(a)は、初期地山応力の変化による地山特性曲線の変化を示す。 $P_0 = 1.0 \text{ MPa}, 1.5 \text{ MPa}, 2.0 \text{ MPa}$ の3つのケースを解析した。初期地山応力の増加に伴い、曲線全体が右に移動し、最小点に対応する制御壁面ひずみが、 P_0 とほぼ同じ増加率で増大していく。また、制御壁面ひずみに対応する支保圧の比(以下、最小支保圧比と呼ぶ)もほぼ一定となっていることがわかる。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、曲線の右上がり部分が長くなっているのは、塑性流動半径の広がりが大きくなるためである。

Fig.9(b)では、一軸圧縮強度の増加とともに、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 を変化させた場合の結果と比べて小さい。

Fig.9(c)も残留強度の増加に伴い、制御壁面ひずみ、最小支保圧比がともに減少しているのがわかる。また、曲線の右上がり部分が3つのケースとも一直線上にある。

Fig.9(d)を見ると、ぜい性率の増加とともに制御壁面ひずみは増加するが、最小支保圧比は逆に減少しているのがわかる。これは、ぜい性率が大きいほど岩盤は延性的になり、変位は増加するが、塑性流動半径はぜ

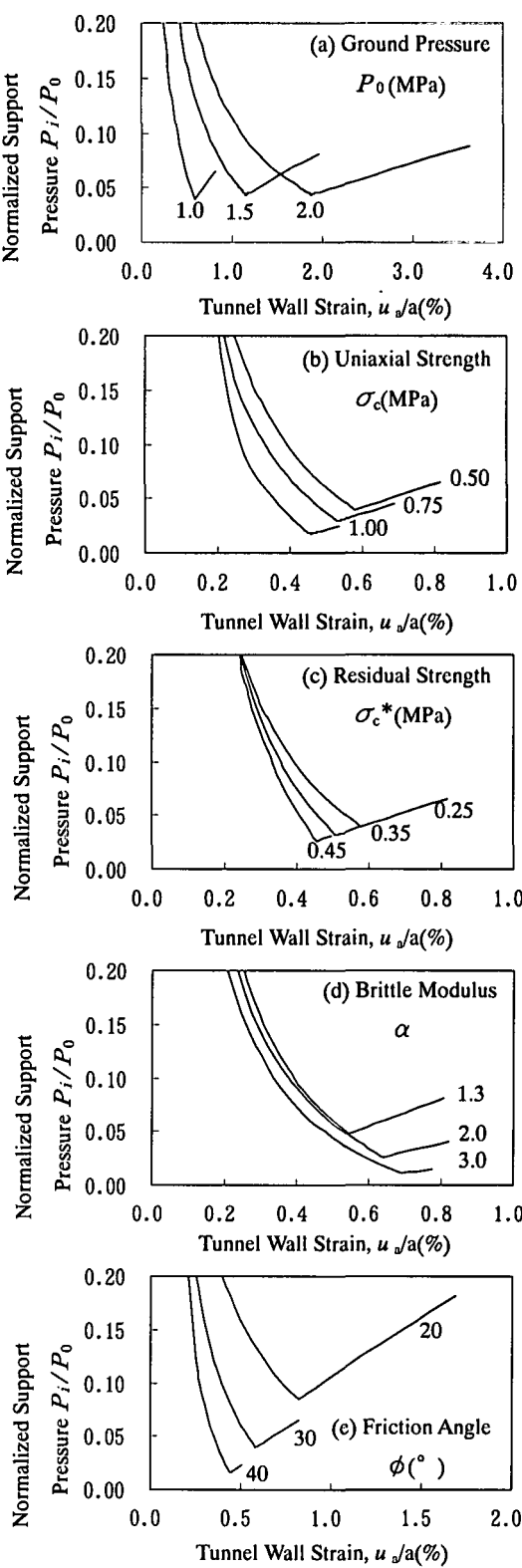


Fig.6 The effect of each influence factor on ground characteristic curve.

い性率の増加に従い減少するため、地山特性曲線上の最小支保圧比は減少していると考えられる。また、図中、曲線の右下がり部分は 3 つのケースともほぼ一定であり、これよりぜい性率は曲線の右下がり部分にはほとんど影響しないといえる。Fig.9(c),(d) 両図を総観すると、地山岩盤がぜい性的性質を示すほど最小支保圧比が大きな値を取るため、トンネル支保の設計が難しくなってくることが言えよう。

Fig.9(c)によれば、内部摩擦角によって地山特性曲線は急激に変化することが分かる。これは内部摩擦角が塑性流動半径に非常に大きく影響するからであると考えられる。内部摩擦角が小さくなると、地山特性曲線全体が大幅に右上に移動し、それによって最小支保圧比と制御壁面ひずみも増大する。

以上より、地山特性曲線に際だった影響を及ぼしたのは内部摩擦角、初期地山応力であり、その次に一軸圧縮強度、残留強度、ぜい性率が影響することが明らかになった。実際の支保設計を行うに際しては、内部摩擦角が敏感に影響するため、その取扱いには特に注意を要する。

5. おわりに

本研究では、軟岩地山トンネルを対象とし掘削に伴う周辺地山の挙動を的確に把握し、合理的な支保設計への適用が可能な評価手法の確立に向けて理論的検討と考察を行なった。まずは、軟岩の力学的特性であるひずみ軟化およびダイレタンシーを考慮した理論解より、初期応力状態とトンネルの力学的安定との関係を簡便に予測する手法を示した。そして、合理的な支保設計の概念として用いられる地山特性曲線について、非静水圧条件下では、複数の地山特性曲線が存在することを明確にした。さらに、ダイレーション挙動に伴う塑性膨張圧の計算法を示し、内部摩擦角、初期地山応力、一軸圧縮強度、残留強度、ぜい性率の影響効果を詳細に考察した。今後は実問題への適用についてさらに検討を深めていく。

参考文献

- 1) JTA 保持管理委員会：建設・保持管理へのフィードバック(1)－変状事例から見た提案，トンネルと地下，No.5，1998.
- 2) Jiang, Y., T.Esaki and T.Kimura : Stability analysis of a deep tunnel with the elasto-plastic strain softening behavior, *Proc. of the 7th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Cairns, pp.1467-1472, 1991.
- 3) Jiang, Y. and T.Esaki : Theoretical and experimental study on the stability of deep underground opening, *IES Report of Kyushu University*, No.6, pp.29-40, 1994.
- 4) Jiang, Y., T.Esaki and Y.Yokota : The Mechanical Effect of Grouted Rock Bolts on Tunnel Stability, *Proc. of the EUROCK'96 Symp.*, Italy, pp.893-900, 1996.
- 5) 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，中国石炭工業出版社，pp.187- 194, 1996.
- 6) 蔣 宇静，江崎哲郎，相川 明：ひずみ軟化およびダイレタンシー特性を考慮した非静水圧状態における空洞周りの岩盤挙動の解析法，土木学会論文集，No.481/Ⅲ-25, pp.41-48, 1993.