

地山特性曲線法にもとづく最適支保圧の設計について

Evaluation of the optimum support pressure based on ground characteristic curve method

蔣 宇静*・横田康行**・江崎哲郎*

Yujing JIANG, Yasuyuki YOKOTA and Tetsuro ESAKI

It is important to establish the design method for the optimum tunnel support pressure to excavate tunnels in rock mass safely and economically. The elasto-plastic behavior of the rock mass around tunnel due to excavation and the quantitative evaluation of the ground characteristic curve have been carried out theoretically by using the model considered the post-failure behavior after the peak strength. As a result, it is cleared that there exists a minimum point on the ground characteristic curve. The aim of this study is to present a approach and the corresponding charts, based on the proposed method of the ground characteristic curve, to design the optimum support pressure of tunnels.

Keywords : ground characteristic curve, optimum support pressure, analysis method, post-failure behavior

1. はじめに

トンネルの掘削に伴う周辺地山の力学的挙動は、地山物性値の正確な評価が困難であるため、設計時に予測したものとは一致することはあまりない。そのようなこともあって、トンネルの施工は、現場に携わる技術者の経験の蓄積に立脚している部分が多く、施工前の事前設計と、施工中の地山挙動に応じた設計の見直しが前提となっている。そのため、切羽、支保の状況を観察、計測し、そのデータを解析にフィードバックさせることで地山の挙動をより正確に捉えようとする情報化施工（Observational Procedure）がなされており、様々な計測法や管理基準が提案されている¹⁾。しかし、その中で測定結果の分析や、設計変更の必要性に対する判断の基準がまだ一般化されておらず、課題として残されている。また、変位計測の結果から地山の力学定数を推定し、解析にフィードバックすることで、あらためてトンネルの安定性を支配する塑性領域の規模などを求める逆解析法がよく検討されている。ところが、逆解析法はあくまでも現行のトンネル設計の妥当性を検証するものであり、より安全性の高い、経済的なトンネルの施工を行うためには、トンネル支保工のための最適設計法を確立することが必要であると思われる。

著者らは、先に岩盤のピーク強度以降のpost-failure挙動を考慮した力学モデルを用いて、トンネル掘削による周辺岩盤の弾塑性挙動を理論的に解明し、そのうえで、ゆるみ荷重の発生を考えた地山特性曲線の定量的評価が可能な解析法を提案した。それによって、地山特性曲線上に最小点が存在することを明らかにし、その最小点に対応する支保圧と壁面ひずみを最適支保圧と制御壁面ひずみとするトンネル支保の設計思想を述べた²⁾。また、パラメトリックスタディにより、地山特性曲線上の最低点を支配する要因を抽出した³⁾。本

* 正会員 工博 九州大学工学部環境システム工学研究センター

** 学生会員 九州大学大学院

研究はさらに、提案した地山特性曲線法を用い、トンネルの安定性と壁面変位との関係に基づいて、最適支保圧を得るための設計法と設計チャートを示すものである。

2. 地山変位とトンネル安定性の関係

従来より、地山の変位をある程度許すことによって支保工にかかる圧力を減少させることができることは経験的に知られていた⁴⁾。この特徴をうまく利用した工法がNATMであると言われている。NATMは、地山も一つの支保構造であるということに重点を置き、地山荷重を地山自身に負担させるのが特徴である。その結果、支保工にかかる圧力が小さくなるため、より経済的な支保工の施工が行えるようになる。この場合、支保工は、ある程度の変形を許すことのできる柔な構造となっており、また、多少の変形は許すとしても、大きなゆりみを引き起こすような過大な変形は許されないので、支保工の打設時期と剛性が重要な要素となる。トンネル切羽面から支保工の打設時期が遅れるほど、掘削による地山の変形挙動に対する支保工の制御効果も遅くなる。また、支保工の剛性が低いほど、変形に伴う抵抗力の発揮およびそれによる地山変形に対しての抑制は遅くなる。従って、地山に対する変位制御の立場からいえば、支保工の剛性と打設時期には最適となる組み合わせがあると考えられる。一方、トンネルの内空変位は、掘削の進行とともに増大していくため、地山の支持力を最大限に発揮させる変位さえ分かれば、それに基づいて支保工の打設時期および剛性を求めることができ、最終的に支保工にかかる圧力は最小となる。

このように、内空変位はトンネルの安定性を表す指標として周辺地山と支保工との相互作用に支配されるが、その相互作用機構を簡明に表しているのが地山特性曲線である。R.Fennerは、支保にかかる荷重（支保圧）とトンネルの内空変位を関係づけ、Fig.1に示すような地山特性曲線を定義した。これを見ると、はじめのうちは変位の増加とともに支保圧が減少するが、ある点を超えるとゆりみ荷重の増加により支保圧が増加することを表している。すなわち、合理的な支保設計を行うためには、トンネルの内空変位を点Aより左側に抑えなければならない。

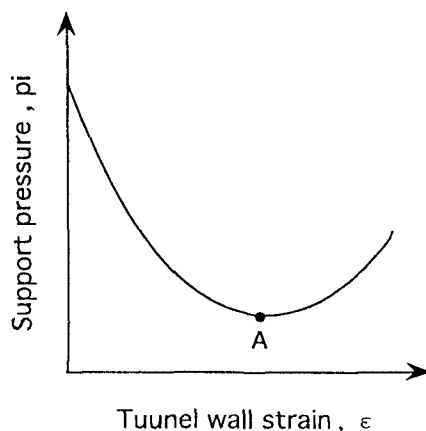


Fig.1 Fenner Pacher curve.

3. 地山特性曲線の定量的評価

著者らは先の解析で地山特性曲線を理論的に求める方法について提案し、パラメトリックスタディを行った^{2), 3)}。その中で、地山特性曲線および曲線上の最小点の位置は、地山の応力-ひずみ特性、特にピーク強度以降の力学的特性やゆりみ荷重に主に支配されることを明らかにした。以下は、ゆりみ荷重の発生機構を述べる。

3.1 ゆりみ荷重に関する考察

ゆりみやゆりみ荷重という言葉は、トンネルの安定性を論じる上でよく用いられている。一般的に、ゆり

みとは、トンネルの掘削に伴いクラックが発生することによって連続体として挙動していた地山が不連続体となり、地山が自分自身を支えることができなくなった状態であるとされている^{5), 6)}。また、ゆるみ荷重とはこのようにゆるんだ状態となった岩盤がトンネル覆工に作用するものであると考えられているが、実際には明確な評価もなく、様々な見解が示されている^{4), 7), 8)}。

ゆるみ荷重に関する今までの研究を見ると、まず、ゆるみ領域の存在を仮定し、そのゆるみ領域の高さがトンネル掘削によってどのようになるかを天端の沈下あるいは土圧論の適用によって理論的に求めようとするものがあり、主なものにゆるみ領域を放物線で仮定するBierbaumerの理論や、ゆるみ領域を放物線や半楕円で仮定するKommerellの理論がある。しかしこれらの理論には大胆な仮定が入っていたり、適用範囲が限定されている等の問題があるため、現実には利用するのは困難であった。そこでTerzaghiはトンネル掘削によりトンネル上部の地山が下方に動こうとすることによって地山中にすべり面が生じるとし、そのすべり面沿いの上向きの抵抗力が支えきれない残りの重量がゆるみ荷重となると定義した。このTerzaghiのゆるみ荷重は、従来工法において鋼製支保工に作用する土圧の推定や、シールドトンネルの設計にも用いられている。また、Deereはボーリングコアの状態をRQDという指標で表し、そのRQDとゆるみ荷重を関連づける方法を示している。これらは岩盤を定性的にとらえたものであったため、分類された岩盤の状態の範囲が広いといった問題があったが、最近ではWickham等のRSRや、Barton等のQ値のように、岩盤の様々な要素を数値化することによって、より定量的にゆるみ荷重を推定する方法も提案されている。

以上のように、ゆるみ荷重を求める方法の多くは経験的な手法に基づくものである。また、これらには支保との相互作用という点からの考慮が加えられておらず、地山変位の制御によってゆるみ荷重が変わるという事実を取り扱うことは不可能である。そのため、P.Egger, Hoek & Brownは、塑性化した領域の地山の自重全部をゆるみ荷重として、内空変位との関係を理論的に求めた上で、それをFennerの曲線に上乘せする考えを示している。ところが、これらは地山特性曲線の最小点が求めることができないし、また、解析結果は実際よりも過大に評価されるように思われる。これは、トンネルを掘削しても地山のアーチ作用によって地山中に支持リングが形成されることに関連し、つまりトンネル周りの岩盤が塑性化しても、一部は支持リングの効果を保っているため、破壊した岩盤の自重はすべてがゆるみ荷重とはならないと考えられる。

3.2 地山特性曲線の定量的評価

ひずみ軟化挙動を示す岩盤にトンネルを掘削する場合、その周りにはひずみ軟化領域および塑性流動領域が生じるが²⁾、この2つの領域の岩盤は一定の支持力を有し、その自重のすべてを支保工に委ねるわけではないため、ここでは塑性流動領域における半径方向の岩盤荷重のみをゆるみ荷重とする。また、このゆるみ荷重の、壁面変位に伴う変化を表す曲線をゆるみ荷重曲線 (Fig.2中の曲線②) とする。それに基づいた地山特性曲線の定量的決定法は、文献3) において詳しく述べたので、ここではその概要だけを説明する。まず、解析に必要な岩盤物性値について、軟岩に関する既存の室内三軸圧縮試験データの収集、整理を行った。一軸圧縮強度 σ_c を基本データとし、内部摩擦角 ϕ 、ぜい性率 α 、塑性ポアソン比 h , f および残留強度 σ_c^* との関係から、次式が得られた。

$$\phi = 38.28 \sigma_c^{-0.004} ; \alpha = 1.33 \sigma_c^{0.153} ; h = 1.88 \sigma_c^{0.136} ; f = 1.41 \sigma_c^{0.035} ; \sigma_c^* = 0.65 \sigma_c^{0.8} \quad (1)$$

実際の現場において、解析に必要なデータをすべてそろえれば、それらを文献3) に示した解析式に代入することによって、地山特性曲線を決定することができるが、もしそろえられない場合でも、一軸圧縮強度と初期地山応力が分かれば、式(1)を用いることによって、地山特性曲線の作成が可能となる。以下の解析では、上式を用いて、また、弾性係数 $E=500\text{MPa}$ 、ポアソン比 $\mu=0.3$ 、トンネル半径は $a=5\text{m}$ を一定とした。一方、解析対象とする軟岩の場合においては $E/\sigma_c=200\sim250$ といわれている⁹⁾。 E を一定とし、 σ_c のみを変化させると、この範囲を超えることも予想されるが、ここでの E の値は一応計算のための仮定値であり、後章で述べ

る方法によって、実際の弾性係数に換算することができる。また、トンネル半径が異なった場合の換算法も後章で述べる。次に、作成手順について説明する。提案した地山特性曲線の模式図をFig.2に示す。横軸にトンネルの壁面ひずみ（壁面上の半径方向の変位をトンネル半径で除したものを表す） ϵ を、縦軸に内空支保圧を初期地山応力で除した無次元値 p_i/p_o をとる。壁面変位の増加に伴う地山荷重曲線①とゆるみ荷重曲線②の大小関係を比べ、値の大きい方をとることにより、地山特性曲線を作成する。

ここで、図中曲線最小点Aに対応する支保圧比を最適支保圧比、ひずみを制御壁面ひずみとする。

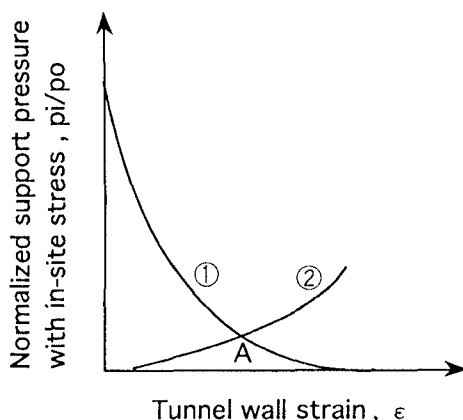


Fig.2 Proposed ground characteristic curve.

3.3 パラメータ解析と考察

パラメータ解析は、一軸圧縮強度を一定として、一軸圧縮強度と初期地山応力との比で定義される地山強度比(S_{rp})の変化によって地山特性曲線がどのように変化するかについておこなった。また、一軸圧縮強度を0.5MPa, 1.0MPa, 2.0MPa, 3.0MPa, 4.0MPaの5つのケースに分けて比較してみた。その結果をそれぞれFig.3(a)～(e)に示す。

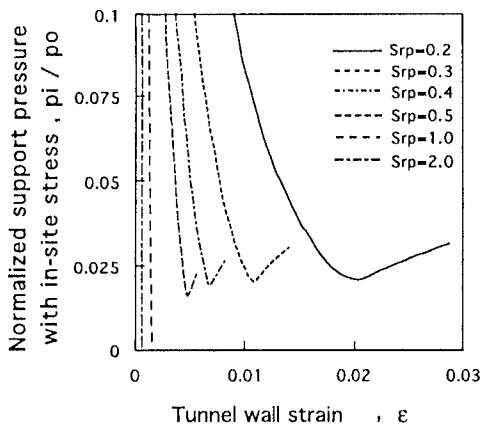
地山強度比の減少に伴い、地山特性曲線が右へ移動し、曲線上の最小点に対応する制御壁面ひずみはどの一軸圧縮強度のもとでもほぼ似たような形で増加しているが、最適支保圧比は制御壁面ひずみほどの増加率は見られない。このことから、地山強度比の違いは、制御壁面ひずみに大きく影響をおよぼすが、最適支保圧比にはあまり影響をおよぼさないことがわかる。また、地山強度比が1.0以上になると、曲線の上昇部分がなくなる。これは、塑性流動領域が発生しなくなるからであると考えられる。

一方、一軸圧縮強度の違いによる変化を見てみると、同じ地山強度比であれば、一軸圧縮強度が大きくなるほど、制御壁面ひずみが大きくなっていることが分かる。例えば、地山強度比が0.3以下で、一軸圧縮強度が2.0MPa以上の場合、10%を越える過大な壁面ひずみが生じるケースも現れる。これは、同じ地山強度比であっても、一軸圧縮強度が大きくなれば、それに対応する初期地山応力もそれだけ大きくなることに影響し、また、地山特性曲線は、一軸圧縮強度よりも初期地山応力により大きく影響を受けるからである³⁾。最適支保圧比は、同じ地山強度比のもとでは、一軸圧縮強度の増加に伴い、減少する傾向にあるが、最適支保圧は大きくなっている。

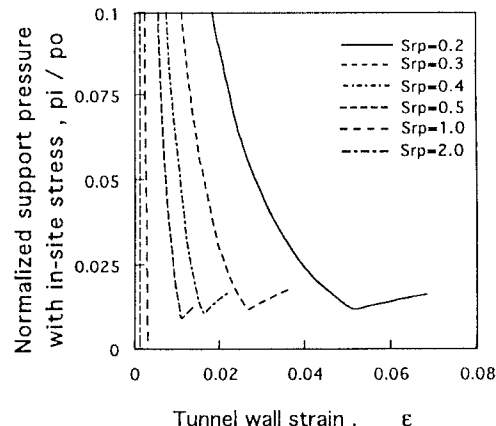
4. 最適内空支保圧の設計法

4.1 最適支保圧の設計チャート

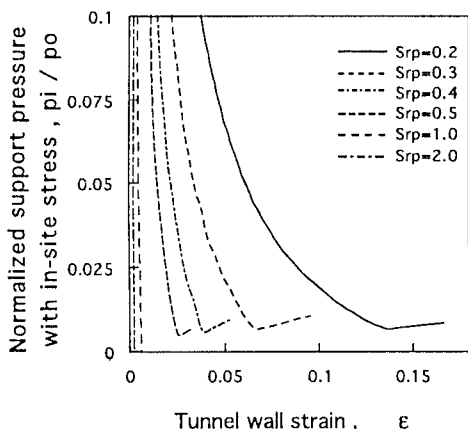
ここでは、式(1)を用いて、一軸圧縮強度と地山強度比からその場に最適な支保圧と制御壁面ひずみのための設計チャートを提案する。Fig.4は、最適内空支保圧 $\tilde{p}_i$ と制御壁面ひずみ $\tilde{\epsilon}$ を設計するチャートを示している。この図によって、一軸圧縮強度と地山強度比から、その条件下での最適内空支保圧と制御壁面ひずみを求めることができる。図の見方は、例えば、一軸圧縮強度 $\sigma_c=1.0\text{MPa}$ 、地山強度比 $S_{rp}=0.4$ の地山に半径5mのトンネルを掘削した場合、 $\sigma_c=1.0\text{MPa}$ の曲線と $S_{rp}=0.4$ との交点を求めると、それに対応する $\tilde{p}_i$ と $\tilde{\epsilon}$ が一組求まり、それらがこの条件下での最適支保圧と制御壁面ひずみとなり、それぞれ0.035MPa、2%である。ほとんどの場合において、最適支保圧は0.1MPa以内におさまリ、ひずみの値によって、支保工の打設時期など



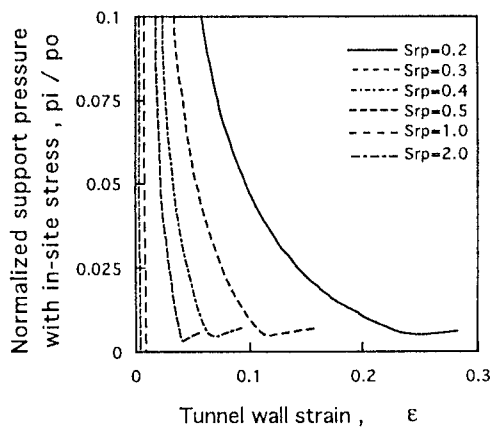
(a) $\sigma_c = 0.5 \text{ MPa}$



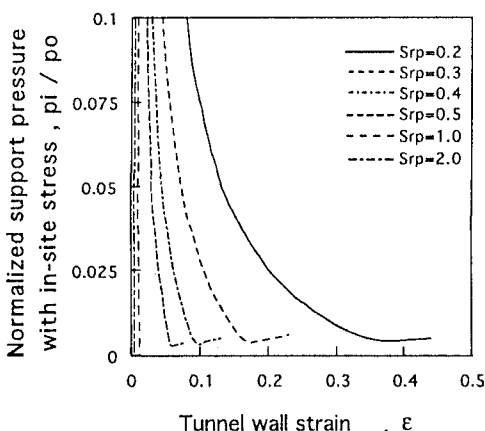
(b) $\sigma_c = 1.0 \text{ MPa}$



(d) $\sigma_c = 3.0 \text{ MPa}$



(e) $\sigma_c = 4.0 \text{ MPa}$



(c) $\sigma_c = 2.0 \text{ MPa}$

Fig.3 The effects of compressive strength on the ground characteristic curve. (Srp is the competency factor, $Srp = \sigma_c / p_o$).

考えれば対応できることが分かる。

にもかかわらず、実際には支保工を破壊するほどの過大な押し出しが発生したという事例が数多く報告されている。これは、支保工の耐荷能力よりも、その打設時期と剛性の組み合わせに問題があると考えられる。このことはFig.5により説明できよう。 ϵ_{o1} は、トンネル切羽付近の先行ひずみであり、その時点で支保の打設を開始すると仮定する。また、支保工の剛性を k_c とする。C点において地山特性曲線と支保工の特性曲線は交差し、地山は平衡状態となる。しかしながら、トンネルの施工事例報告を調べたところ¹⁰⁾、100mm～300mmの変形余裕量が設けられている事例が多くみられ、トンネル半径が4250mm～5450mmであったので、約1.8～6%の壁面ひずみとなる。仮に、変形余裕量による壁面ひずみを ϵ_1 とすると、その間支保工はその反力を発

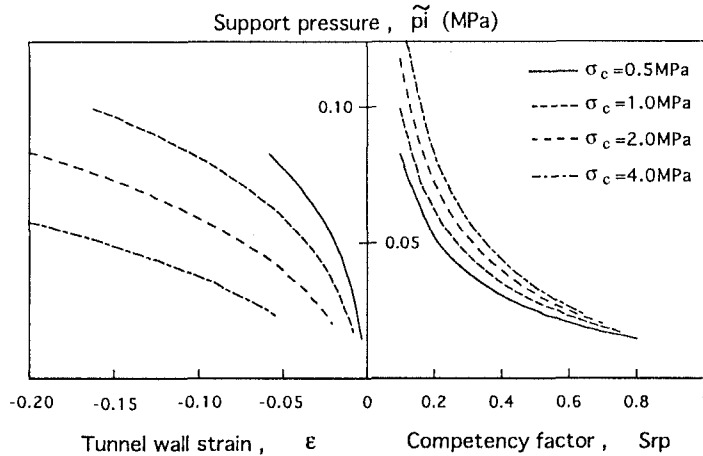


Fig. 4 Judgement diagram for the optimum support pressure and controlled tunnel wall strain.

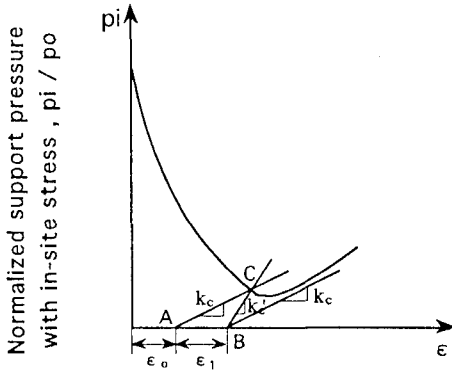


Fig. 5 Effects of stiffness of support on the ground-support reaction.

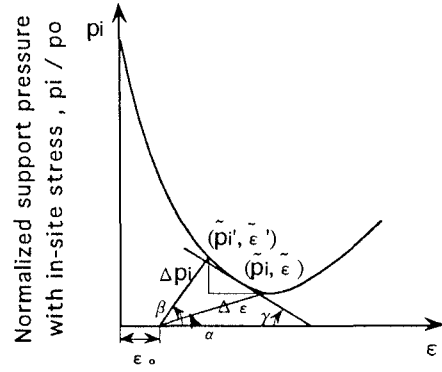


Fig. 6 The schema for conversion of different tunnel radii.

揮できず、B点からはじめて反力を発揮するようになる。そのとき、支保工の剛性が k_c であれば、支保工の特性曲線は地山特性曲線と交差できず、トンネルは不安定となってしまふ。もしC点に支保工の特性曲線を交差させようとするならば、剛性を k_c' ($k_c' > k_c$) まで増やす必要があり、そのためには多量の支保が必要となるであろう。

一方、解析では、 $E=500\text{MPa}$ 、 $\mu=0.3$ 、 $a=5\text{m}$ としたが、実際の値がそれらと異なる場合には、以下のようにしてその場に合う最適支保圧、制御壁面ひずみに換算することができる。

(1) 弾性係数、ポアソン比の値が異なる場合

Fig.4より求められた制御壁面ひずみの値に係数

$$\frac{(1+\mu_1)/E_1}{(1+\mu)/E} = \frac{(1+\mu_1)/E_1}{0.0026} \quad (2)$$

をかければ、その場における制御壁面ひずみとなる。ただし、 E_1 、 μ_1 は実際の地山の弾性係数、ポアソン比である。なお、最適支保圧は E_1 、 μ_1 には依存しないため、Fig.4の値をそのまま用いる。例として、一軸圧縮強

度 $\sigma_c=1.0\text{MPa}$ ，地山強度比 $S_{rp}=0.4$ の地山で弾性係数 $E=700\text{MPa}$ ，ポアソン比 $\mu=0.2$ の場合について換算すると，制御壁面ひずみは1.3%となる。

(2) トンネル断面半径が異なる場合

実際において半径が5mでない場合には，Fig.4から直接に最適支保圧，制御壁面ひずみを求めることはできないが，以下の方法を用いれば，換算することができる。

Fig.6に示すような模式図を考える．この図の幾何学的関係から，次式が得られる。

$$\tilde{\epsilon}' = \tilde{\epsilon} - \Delta\epsilon \quad ; \quad \tilde{p}_i' = \tilde{p}_i + \Delta p_i \tag{3}$$

$$\tan \alpha = \tilde{p}_i' / (\tilde{\epsilon} - \epsilon_o) \quad ; \quad \tan \beta = \tilde{p}_i' / (\tilde{\epsilon}' - \epsilon_o) \tag{4}$$

ここに， $(\tilde{\epsilon}, \tilde{p}_i)$ は計算半径 $a=5\text{m}$ に対応する制御壁面ひずみと最適支保圧， $(\tilde{\epsilon}', \tilde{p}_i')$ は実際の半径 a' に対応する制御壁面ひずみと最適支保圧， α, β はそれぞれのゆるみ荷重曲線の傾き， ϵ_o は支保工打設開始までの先行ひずみである．また，地山特性曲線の方程式を $p_i=f(\epsilon)$ と仮定すれば，その傾斜は

$$\tan \gamma = -f'(\epsilon) = -\frac{df(\epsilon)}{d\epsilon} \approx -\frac{\Delta p_i}{\Delta \epsilon} \tag{5}$$

と表される．そこで，式(3)～(5)を連立して解くと，

$$\Delta \epsilon = \frac{y_o(\cot \alpha - \cot \beta)}{1 - \tan \gamma \cot \beta} \quad ; \quad \Delta p_i = \frac{y_o(\cot \alpha - \cot \beta) \tan \gamma}{1 - \tan \gamma \cot \beta} \tag{6}$$

が導かれる．なお，地山特性曲線の方程式 $p_i=f(\epsilon)$ は，文献2)を参照されたい．式(6)を式(3)に代入すれば，トンネル半径 a' の場合の制御壁面ひずみと最適支保圧が換算される．一例として，一軸圧縮強度 $\sigma_c=1.0\text{MPa}$ ，地山強度比 $S_{rp}=0.4$ の地山で弾性係数 $E=500\text{MPa}$ ，ポアソン比 $\mu=0.3$ ，トンネル半径 a' が7mの場合，計算すると，制御壁面ひずみは1.9%，最適支保圧は0.045MPaとなる。

4.2 壁面ひずみの制御量が要求される場合

以上は，単に地山特性曲線の最小点に基づいて最適支保圧，制御壁面ひずみを求めた．しかし，地山の条件によっては，こうして求めた制御壁面ひずみは大きい場合もあるため，壁面ひずみを特定の許容範囲内に抑える必要がある．そのときの支保圧は，Fig.7を用いれば評価することができる．Fig.7には，例えば，内

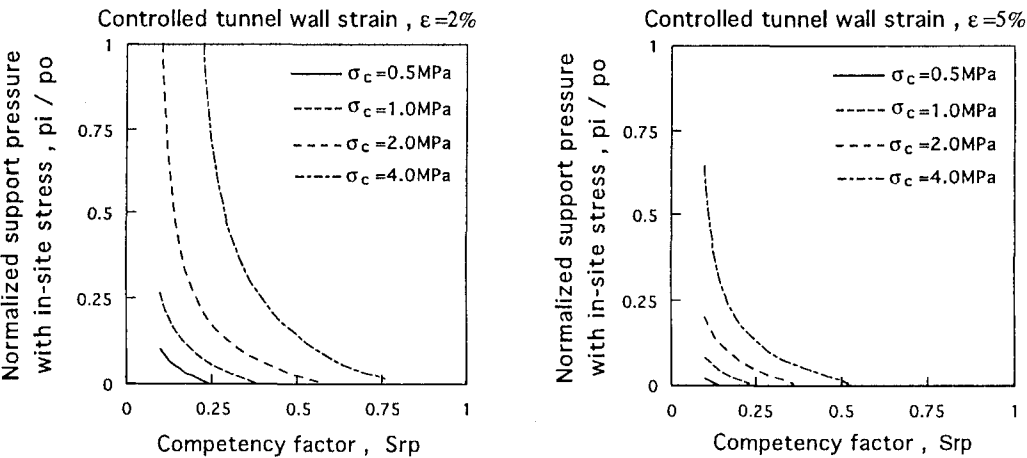


Fig.7 Normalized support pressure required according to the controlled wall strain , 2%,5%,respectively.

空壁面ひずみを2%と5%に抑えるために必要な支保圧比を示してある。一軸圧縮強度が一定であれば、地山強度比が大きくなるほど必要な支保圧比は小さくなり、0に近づく。これは、支保圧比が0となる時でも2%を越える最終壁面ひずみを生じないことを示している。逆に、 $\sigma_c=2.0\text{MPa}$ 、 $\sigma_c=4.0\text{MPa}$ においては、地山強度比が小さくなると支保圧比が1以上となっているが、これは、壁面ひずみを2%に抑えることは不可能であることを示している。また、同じ地山強度比であれば、一軸圧縮強度が大きいくほど必要となる支保圧比は大きくなることがわかる。壁面ひずみを2%に抑える場合と比べて、それを5%に抑える場合には、必要な支保圧比は小さくなっている。これは、その分だけ地山中に支持リングの効果が発揮され、地山によって負担される荷重が増加したためであると考えられる。

5. おわりに

トンネルを安全で経済的に施工するためには、トンネル支保圧の最適設計法の確立が必要である。今回、地山特性曲線法の定量的評価に基づき、曲線の最小点における支保圧とひずみを最適支保圧と制御壁面ひずみと定義して、最適設計法とチャートを示した。その結果、地山強度比が小さくなるほど、また、同じ地山強度比で一軸圧縮強度が大きくなるほど、最適支保圧とその時に生じる制御壁面ひずみが増大することが明らかになった。また、壁面ひずみに対して制御が要求される場合の解析も行い、壁面ひずみをある一定値以内に抑えるための最小の支保圧を推定する方法についても示すことができた。

この設計法に基づけば、一軸圧縮強度と地山強度比（土被り）さえ分かれば、既存の三軸試験データを整理して求めた相関関係式(1)によって、その地山に対する最適支保圧と制御壁面ひずみを容易に推定することが可能となる。今後はロックボルトの効果を解析に取り入れ、それが最適支保圧、制御壁面ひずみにどのように影響を及ぼすのか明らかにしていく所存である。

6. 参考文献

- 1)例えば、山地宏志、櫻井春輔：ひずみ制御によるトンネル支保工の最適化、土木学会論文集，No.448，Ⅲ・19，pp.83-89，1992.
- 2)江崎他：軟岩トンネル周辺岩盤安定機構とその設計について、土木学会第3回トンネル工学研究発表会講演論文集，pp.17-24，1993.
- 3)蔣他：地山特性曲線に及ぼす要因の定量的分析，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.767-772，1994.
- 4)福島啓一：わかりやすいトンネルの力学(1)，(2)，トンネルと地下，Vol.22，No.8，pp.55-68およびNo.9，pp.77-85，1991.
- 5)櫻井春輔：トンネル・地下空洞における岩盤のゆるみとは？，第23回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.378-379，1991.
- 6)今田 徹：トンネル・地下空洞における岩盤のゆるみ一粒状体地山の場合を中心として，第23回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.382-383，1991.
- 7)土木工学者編：NATMの理論と実際，1987.
- 8)M.A.Mahtab and P.Grasso：Geomechanics Principles in the Design of Tunnels and Caverns in Rock，pp.31-46，1992.
- 9)土質工学会編：堆積軟岩の工学的性質とその応用，1987.
- 10)例えば、吉田他：能登の膨張性地山を掘る（国道249号中屋トンネル），トンネルと地下，22-9，pp.7-14，1991 他十数件軟岩トンネル施工報告.