

切羽周辺での地山挙動を考慮した トンネル支保の基本的概念

FUNDAMENTAL CONCEPT OF TUNNEL SUPPORTS TO BE
PLACED IN THE VICINITY OF MINING FACE

谷 本 親 伯*・梶 昭 治 郎**

By Chikaosa TANIMOTO and Shojiro HATA

1. ま え が き

トンネルの力学的挙動を数値解析するには、モデルが必要となる。ラブセビッツ、カストナーら、多くの人々は 2 次元モデルを使用して、地圧と空洞周辺の応力・物性変化および支保工の関係を論じている。定性的には、切羽の存在の影響を考え、切羽周辺の地山の安定を論じているが、定量的には論じていない。最近、話題になっている NATM においては、この点が非常に重要な部分と考えられる。

2 次元モデルでは、一様な応力状態の地山中に瞬間的にトンネルが開削された場合を論ずることになり、支保工の効果をはっきりと検討することは難しい。著者らは、数値解析や現場測定を通じて、切羽周辺の応力状態の変化を 3 次元的に究明してきた。このことから、切羽のもつ仮支保工としての作用効果が明瞭に認められる。

クリープの著しい地山を除き、一般に、トンネル切羽周辺の力学的安定は、従来の 2 次元モデルで考慮している横断面でのリング作用と切羽を有効な仮支保工として考えた縦断面での半ドーム作用を加え合わせたものである。掘削後（切羽通過後）できるだけ早期に断面を閉合する必要性は、これによって説明できる。すなわち、ある初期応力状態をもつ地山において、リング作用のみでは強度の不足をきたして不安定となる状態に対し、半ドーム作用の有効な範囲内で、人工的に支保工を施し、地山の強度不足を補って、最終的に地山と人工的な支保からなるリング構造物としての安定を図るものである。NATM において、なぜ現場計測が必要であるかが説明できよう。

本論文では、これらの基本的概念を実測値と数値解析に基づき説明を行い、広く使われている弾塑性モデルと

ひずみ軟化モデルとの違いを示した。低強度の地山では、わずかの支保効果の違いがトンネルの安定に大きな影響を及ぼすこと、また、地山材料の特性に応じて、最大許容ひずみを設定すれば、各種の支保部材の効果を壁面に作用する内圧に置換することによって、応力・ひずみ・変位の三者間の関係を系統的に示すことができること、したがって、トンネルの安定を確認するには、変位により施工管理すればよいことも示した。

この概念によりトンネル支保の設計を行うことができ、現場計測で得た結果を施工にフィードバックすることが可能となる。

2. NATM に対する基本的見解

トンネル施工の大原則は、地山の挙動を十分発揮させアーチアクションを最大限に利用することにある。過去、トンネルの力学に関し、テルツァーギをはじめとし、いくつかの優れた考え方が提唱されてきたが、理論と実践の間には、大きな隔りがあり、理論に対する認識のレベルは、ごく一部の人々を除き、それほど高くはなかったといっても過言ではない。理論に対する深い認識はなくとも、トンネルの施工は無事に行われてきた。支保工に対する定量的な評価も設計段階のみで取り扱われてきた傾向が強い。このような風潮に対し、ごく最近、岩盤力学や土質力学などの合理的な概念を裏付けとして、簡単な現場測定を施工と併行して実施し、日々の地山挙動を把握しながら、経済的で安全な支保を施そうという気運が高まってきたことは、画期的なものとして評価できる。

ラブセビッツ (L.v. Rabcewicz) が、Water Power 誌上に、“The New Austrian Tunnelling Method” (NATM) と題し、1964 年 11 月号より 1965 年 1 月号に新しいトンネル工法について発表を行った¹⁾。彼は、特に強度の低い地盤に対し、地圧と覆工との関係を説明

* 正会員 工博 京都大学講師 工学部土木工学科

** 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

し、可能な限り早期に掘削壁面に薄層の吹付けコンクリートを施すことやロックボルトを使用することによって全断面を閉合してリング構造物とすれば、経済的なトンネル工法となることを提唱した。従来、国内外を問わず、無意識あるいは意識的にトンネル空洞周辺地山のアーチアクションを利用することをトンネル工事に従事する人々は実行していたのであるが、地圧と支保工との相互作用に関してかなりまとまった力学的説明を加えたことによって、世界的にこの説が脚光を浴びることになった。続いて、同じ Water Power 誌上に 1969 年 6 月～8 月号に事例に基づき、さらに詳細な説明を行い²⁾、F. Pacher の考え方にに基づき、適度な剛性をもった支保工（覆工も含む）を施し、空洞変位をある程度許せば、地圧に対する支保工の反力が極小値をもつことを指摘している。

加えて、同誌上 1973 年 3 月号に、ロックボルトおよび吹付けコンクリートを使用して支保を行う場合の設計計算方法を提唱した³⁾。これに対し、岡は、1974 年自らの研究成果に基づき、わかりやすい解説を加え⁴⁾、いわゆる NATM の理論的背景を整理したことにより、日本にも本工法に対する本格的な関心が高まったわけである。

わが国においても、NATM という表現を全然使用しないまま、支保工としてのロックボルトや吹付けコンクリートの作用効果が検討されていたことは周知のことである。たとえば、施工面では、山陽新幹線岡山・博多間建設工事において、多数のトンネル内で積極的にロックボルトが使用されたし、また高速道路調査会トンネル施工分科会において、1967 年から 1973 年にわたり、ロックボルトおよび吹付けコンクリートに対し、現場実験・文献調査および理論的整理が行われてきた^{5),6)}。その他、かなり多くのトンネル現場で、ロックボルトの定着方法・吹付け機械や吹付け技術の検討が行われている。現在の NATM に対するわが国の強い関心は、このような背景に基づいており、1974 年に何も無いところから突然出現したものではないのである。

ラブセビッツらの提唱したものは、NATM の考え方と設計方法の骨格部を述べたものであって、それだけでは現実に個々のトンネル現場に対し、設計や施工を行ううえで十分なものではない。ここに、わが国のトンネル技術者間に混乱もしくは若干の誤解が生じているようである。実際の地盤は多数の未知のパラメーターをもっている。たとえば、均質で連続体とみなせる地盤は、わが国の土木工事の分野で見出すことはきわめて困難であり、地圧の作用状態も複雑である。また、いわゆる軟岩や土質材料から成る地盤では、水の影響がきわめて大きいと考えられる。そこで、個々の現場条件を考慮した設計・施工上のアプローチが必要であって、一律に理論的

説明を付けられるものではなく、NATM の設計・施工において、理論よりも経験の蓄積が重要な要素となっている。

NATM 工法は、トンネルの横断面における作業の手順を論じた施工法としてではなく、地山のもつ強度をできるだけ有効に利用し、トンネル縦断面における切羽の進行に伴う応力・変形状態を考えて論じたものといえよう。このような考え方を具現化する支保工・覆工の方法として、ロックボルトや吹付けコンクリートが取り上げられたわけである。ただし、ロックボルトや吹付けコンクリートを使用しない従来の木製支保工や鋼製アーチ支保工においても、トンネルの支保原理はなんら変わっていない。脈々と受け継がれてきた隧道十訓(足立貞花作)にもみられるように、わが国においても古くから地山の挙動をよく観察し、地山の本来もっている強度を活用しようという努力はなされてきている。従来施工されてきた程度の規模の鋼アーチ支保工が完全に地山に密着して建て込むことができたなら、吹付けコンクリートやロックボルトよりも大きな耐荷力をもった支保工となり得ることも忘れてはならない。これに対し、従来の方法では避け得なかったゆるみに対し、切羽近傍で吹付けコンクリートやロックボルトを打設することにより、掘削面を確実に密封することが可能となったことに NATM の特徴がある。また、ロックボルト、吹付けコンクリート以外の支保工が採用されても NATM の基本的理念に沿う限りは、NATM である。悪地質下で、ロックボルト・吹付けコンクリート・鋼製アーチ支保工・ベルノルドシートあるいはセグメントを使用した工法等が組み合わされて採用されることは少なくない。

地山中にトンネルを開削すると、初期の応力状態が変化し、地山の材料特性に応じて変形を生じ、応力の再配分が行われる。この再配分による応力増分に対し、十分な地山の強度（支持力）が見込まれる場合は、原則的には人工的な支保工は不必要であろう。また、適度な変形を許せば、地山強度が不十分な場合に対しても支保工を最小にすることが可能である^{7),8)}。

NATM の実施にあたり、断面縮小量（コンバージェンス）や吹付けコンクリート内の応力変化等のモニタリングが不可欠となるのは、地山の挙動を常に把握し、適当な規模の支保工を施すためである。もし、変状が予想より多い場合は、ロックボルトの本数を増加させたり（増し打ち）、吹付け厚を増加させたり、あるいは鉄筋網を使用して吹付け層を補強したりするなどの処置をとる。この点、寸法の定まった鋼製アーチ支保工では、対応が困難であって、NATM では余掘りや掘削断面の凹凸に対しても、地山に密着した支保が行え、補強の必要が生じても当初の掘削面積をそれほど変更する必要がな

い点が、施工での大きな利点である。

著者らは、切羽面を一種の仮支保工とみなし、切羽周辺に発生している縦断面方向のアーチアクション（半ドーム作用）の減少を切羽の進行との関係でとらえ、切羽に接近して打設されるほど、人工的な支保工の効果が大きいことを数値解析・現場実験により説明し、同時にコンバージェンスの測定は、変位だけではなくトンネル断面での半径方向の応力変化の傾向をも示していることを指摘してきた^{9)~10)}。

本論文では、仮支保として切羽自体のもっている支保効果や人工的に施す支保部材の支保効果をトンネル壁面に作用する内圧で表現することにより、比較的連続的で、ひずみ軟化を含む弾塑性挙動を示すと考えられる地盤を対象とする場合の基本的な設計方法を述べたい。支保効果の内圧による表現は、G. Lombardi^{11)~13)}、P. Egger¹⁴⁾らも提唱し、弾塑性モデルについて荷重-変位関係を示す特性曲線を与えて、トンネルが安定を保つのに必要な支保工の規模を説明している。しかしながら、弾性完全塑性体 (elastic-perfectly-plastic model) いわゆる弾塑性モデルは、計算上の取扱いはかなり簡単で便利に使用されるが、実際の岩盤挙動とはかなり異なっていることもよく指摘されることである。P. Egger は、さらに、ひずみ軟化について残留状態に達するときのひずみとピーク強度時のひずみの比を岩盤の脆性を示す指標とし、塑性変形の増分を考慮して、支保工の反力と岩盤の変形との関係を算出している¹⁵⁾。ただし、Egger は、ピーク強度後の粘着力 (c) の減少は取り扱っていないが、内部摩擦角 (ϕ) は不変で、常に一定と仮定して解析解を導いている。これに対し、著者らは、ピーク強度後の c 、 ϕ の変化を考慮した解析解を使用し、内圧の変化を主要なパラメーターとして、応力・ひずみ・変位の関係を一意的に表現し、室内試験により、最大許容ひずみを規定すれば、変位測定で施工管理を行っても地山の応力状態が把握できることを示した。これにより、室内試験結果と現場計測、特に、日々のモニタリングとして行うコンバージェンス測定の結果を関連づけ、掘削に伴う地山の安定度を確認することができる。

3. 掘削に伴う切羽周辺の応力・変位状態

切羽面の存在を考慮しない2次元モデルでは、一様な応力状態の地山中に瞬間的に空洞が開削された場合を論ずることになり、支保工の効果をはっきりと検討することは難しい。著者らは、数値解析や現場測定を通じて、切羽周辺の応力状態の変化を3次元的に究明してきた^{9)~10)}。このことから、切羽のもつ仮支保工としての作用効果が明瞭

に認められる。

周辺地山の変位挙動の時間依存性が問題にされている例もいくつかみられるが、著者らが多数のコンバージェンス曲線を検討した結果、切羽の停止期間には、ほとんど変形が進行していないという事例が多かった。これらは真のクリープ特性によるものではなく、トンネル切羽の位置が掘削に伴い時間的に移動することから、幾何学的形状の変化とクリープ特性による時間依存性を混同したものと考えられる。

クリープ特性の影響を考慮する必要のない地山に対してはきわめてラフではあるが、NATM を含むトンネルの力学の考え方を次のように表現することができる。

Fig. 1 に示すのは、ある一様な応力状態 (p_0) をもつ地山中に設けられる円形トンネルの2次元モデルである。多くの数値計算は、円形空洞に対し、周辺から一様な圧力 p_0 が作用するという (A) の状態を想定したモデルを使用しているが、(A) の状態は (B) と (C) の状態を重ね合わせたものと考えればよい。すなわち、初期応力 p_0 がもともと存在している (B) の状態に対し、円孔を開削することにより、(C) の状態の応力変化が加わったものである。(C) の状態は、掘削壁面をトンネル中心に引きずり込むような p_e 、いわば掘削外力と表現できるものであるが、切羽の近傍では、切羽面の存在による半ドーム作用により一種の内圧効果をもつと考えられるので、 $p_e < p_0$ であって、切羽の進行に伴い、最終的に $p_e = p_0$ となるものである。

ここで、切羽周辺の応力と変位の変化を考察してみよう。Fig. 2 に示すように、切羽近傍では τ_{rz} なるせん断応力が発生する。そこで軸対称モデルを用いた有限要素解析から、切羽の進行に伴う周辺地盤中の応力状態を示すと、Fig. 3~Fig. 5 となる。ただし、 d は切羽面を零とするトンネル進行方向の距離で、負符号は切羽前方を意味する。これらの結果によれば、 σ_r 、 σ_θ の変化と

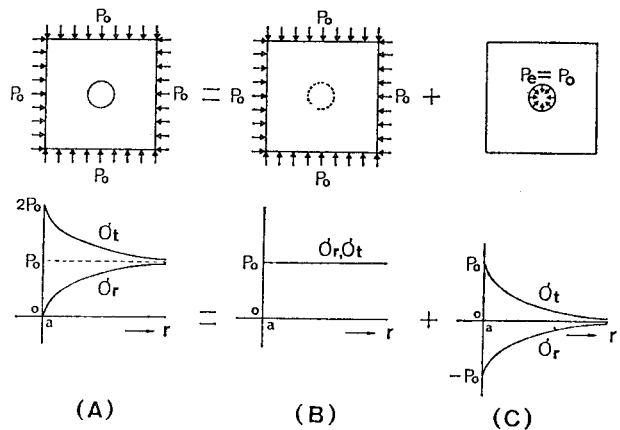


Fig. 1 Stress around a circular opening

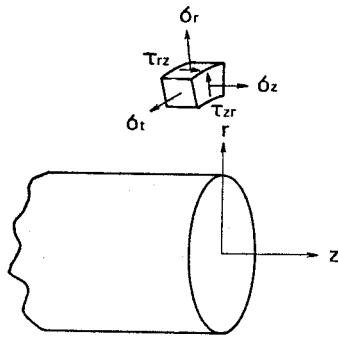


Fig. 2 Stress state near the face

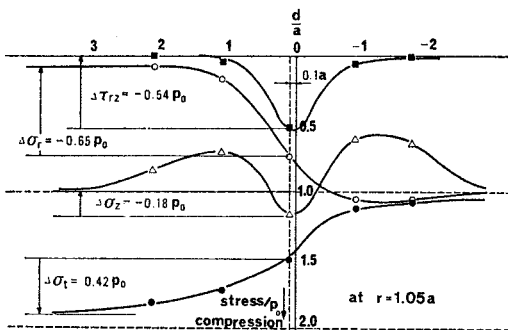


Fig. 3 Stress change caused by the advance of the face ($r=1.05a$)

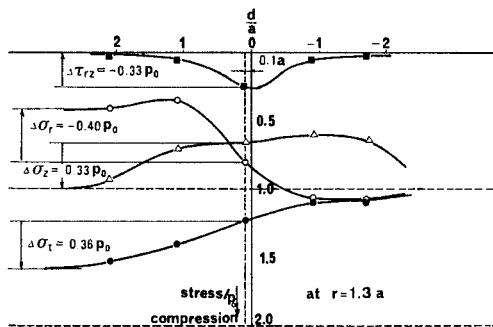


Fig. 4 Stress change caused by the advance of the face ($r=1.3a$)

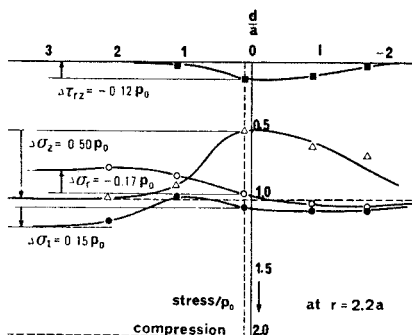


Fig. 5 Stress change caused by the advance of the face ($r=2.2a$)

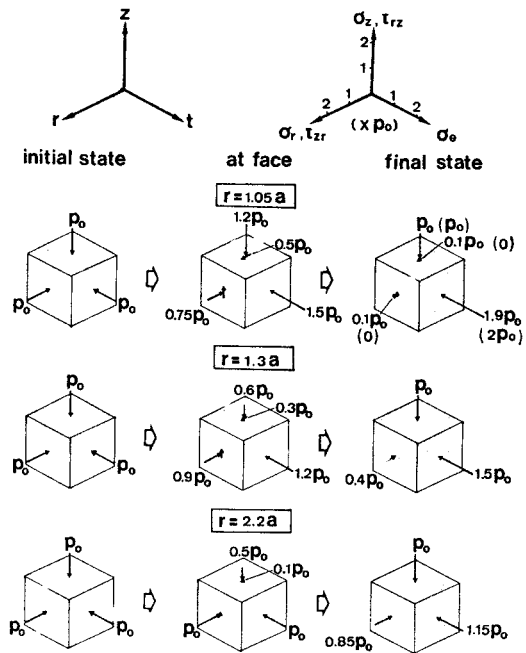


Fig. 6 Three dimensional state of stresses associated with the advance of the face

比較して、無視することのできない τ_{rz} および σ_z の変化が生じていることがわかる。 τ_{rz} , σ_z は、切羽の影響を考えない2次元モデルでは当然考慮されていない。

さらに、切羽の進行に伴う周辺地盤の3次元応力状態の変化を図示すれば、Fig. 6となる。

支保工は、切羽の通過後でないとは実施できないので、 $d \geq 0$ の領域にて設置時から最終状態までの応力変化の作用を受ける。

さて、このような切羽周辺に生ずる応力の変化を、実際にトンネル掘削を行っている施工現場において測定することはきわめて困難であるが、変位または変形量として測定することは比較的容易である。NATMの施工管理を、コンバージェンスの測定により行うのは、このような理由によるものである。

切羽の進行に伴うトンネル壁面の変位を有限要素法により、次の2つのモデルについて計算した。なお、初期応力は、水平方向および鉛直方向をそれぞれ p_x , p_y とする。

モデル-1：静水圧的荷重下の円形トンネル

$$p_x = p_y = 10 \text{ kgf/cm}^2 \quad (0.9810^3 \text{ kN/m}^2)$$

$$E = 1000 \text{ kgf/cm}^2 \quad (0.9810^3 \text{ kN/m}^2)$$

$$\nu = \frac{1}{3}$$

モデル-2：2方向に異なる荷重を受ける半円形トンネル

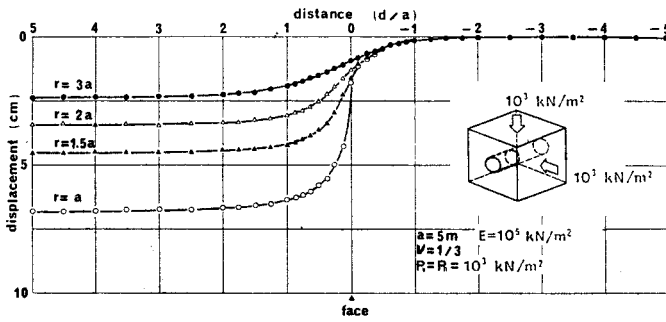


Fig. 7 Theoretical displacement curves for a circular opening in an elastic body

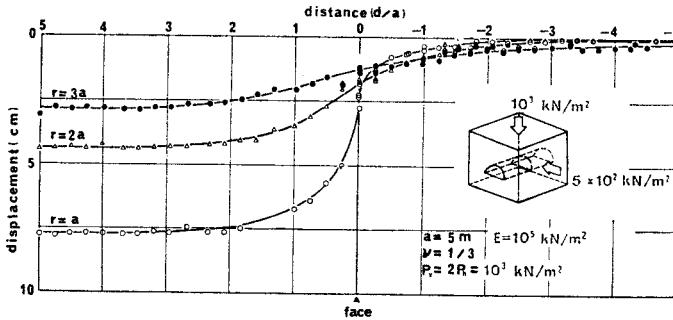


Fig. 8 Theoretical displacement curves for a semi-circular opening in an elastic body

$$p_x = \frac{1}{2} p_y = 5 \text{ kgf/cm}^2 \quad (4.9 \times 10^2 \text{ kN/m}^2)$$

$$E = 1000 \text{ kgf/cm}^2 \quad (0.9810^5 \text{ kN/m}^2)$$

$$\nu = \frac{1}{3}$$

Fig. 7 および Fig. 8 は、それぞれ弾性体内に掘削された円形トンネルおよび半円形トンネル（上部半断面掘削に相当）におけるトンネル壁面（ $r=a$ ）および周辺の変位を示したもので、トンネルの幅（または高さ）を $D(=2a)$ とすれば、切羽前方 $2D$ から切羽後方 $2D$ の範囲で初期応力状態から最終状態に至っている。

また、切羽位置では、すでに最終変位量の 20~30% が生じていることがわかる。そこで、コンバージェンスは、この後の 70~80% の変位を測定していることになる。

切羽の進行に伴う地山の変位を測定した例としては、次の 2 例を挙げることができる。

一つは、青函トンネル土圧委員会において、岡が担当したもので、青函トンネル内でジョイントメーターを加工した多点式変位計によるもの¹⁷⁾と、もう一つは、著者らが行ったもので、本四架橋鳴門地区亀浦トンネルの施工に際し、あらかじめクラウン直上 2 m の位置に多数のひずみゲージを貼付した 50 m 長のアルミパイプを水平方向に設置し、この曲げひずみの測定から変位を算出

したもの¹⁸⁾である。いずれも、同地点で行ったコンバージェンスの測定の結果とよく一致しており、切羽の進行に伴う変位状態がよくわかる。

Fig. 9 に青函トンネルの例を、また Fig. 10 に亀浦トンネルの例を示す。

ここで再び、Fig. 1 で説明した掘削外力 p_0 について述べてみると、この掘削外力の変化、すなわち、半径方向の応力 σ_r が、Fig. 11 に示すようにコンバージェンス曲線と対応しているので、最終状態でのリング構造物の安定性が、コンバージェンスの変化から推定できるわけである。支保工の作用は、支保工の反力 p_i が生ずることにより、無支保の場合、最終的に $p_0 = p_0$ として作用する掘削外力を $p_0 - p_i$ に減ずる効果である。したがって、地山の強度特性と支保工の剛性から、適切な p_i を決定することができる。

半ドーム作用の効果は、おおむね切羽が空洞の断面幅に相当する距離を進むことによって消失する。日々刻々の施工管理としてのコンバージェンスの測定は、できるだけ

切羽に接近して一問ごとの変化の著しい間に最終状態を確認することにあり、2~3 日以上時間的遅れは許されない。管理者側の早急な対応がきわめて大切であり、L. ミューラーも、この対応の遅れから生じた西独スツットガルト近郊の道路トンネルの例を詳しく報告している⁷⁾。これは、大変形を許し過ぎ、切羽から断面幅の 2 倍以上離れた箇所、すなわち半ドーム作用の消失した部分で上半部分が崩落した例である。

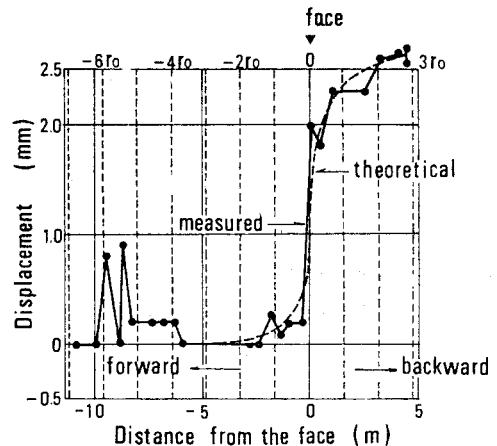


Fig. 9 Measured displacement curve observed in Seikan Tunnel through andesite-tuff (after Oka¹⁷⁾)

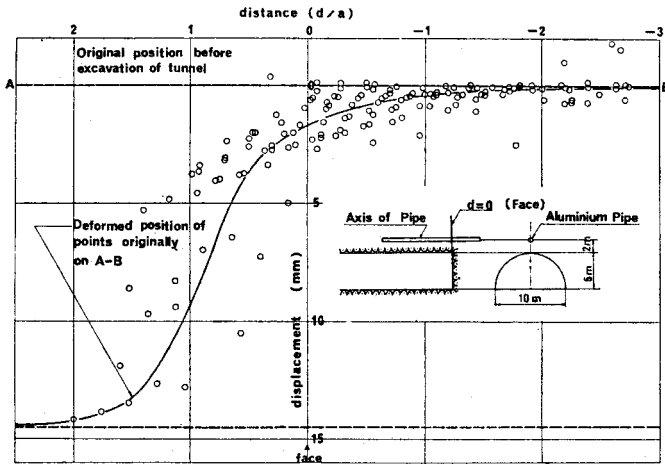
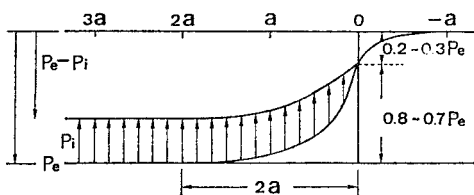


Fig. 10 Measured displacement curve observed in Kameura Tunnel through shale-sandstone (after Hata, Tanimoto¹⁸⁾)



» Change of P_e ← → Convergence «
 $P_e \rightarrow P_e - P_i$
 ↑ support
 $(0.2 \sim 0.3) P_e + (0.8 \sim 0.7) P_e - P_i = P_e - P_i$
 $P_e - P_i \rightarrow P_e - P_i - \Delta P_i$
 ↑ designed supplementary
 $P_i, \Delta P_i$: given by support
 (rockbolt + rockbolt
 shotcrete + shotcrete + steel mesh
 steel rib + steel rib + strut
 + rockbolt + shotcrete etc.)

Fig. 11 Superposed forces around an opening induced by excavation

4. モール・クーロン式によるトンネル周辺の塑性域

ロックボルトの定着部における岩盤との相互作用を考慮してトンネル周辺の支保効果を考察したものは現時点ではみられない。定着部付近の相互作用が複雑になるためである。しかしながら、トンネル周辺岩盤に対する支保効果は、全面接着式、先端接着式いずれについても拘束圧を付加してせん断強度を増加させることにあると考えられる。そこで、この拘束圧を壁面に作用する内圧 p_i に置き換え、種々の拘束圧作用下での塑性域リング

の幅 (W_1)、壁面変位 (U_w) および塑性域の平均的塑性ひずみ $\epsilon_p (= (\epsilon_\theta - \epsilon_r)_{plastic})$ を Fig. 12 のような平面ひずみ状態にある 2 重管モデルにより算出した。ボルト材料 (SS 41) の極限強度から算出した締付式パターンボルティングの壁面に与え得る圧力 (p_i) は Fig. 13 に示すようである。

円形トンネルの半径 a 、地盤の弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、一軸圧縮強度 q_u 、内部摩擦角 ϕ 、地山の初期応力 p_0 (静水圧的応力状態) および支保工が内壁に作用する圧力 p_i (支保工反力) を与えれば、塑性域の幅 W_1 、壁面変位 U_w および平均的塑性ひずみ ϵ_p は次式で表わされる (たとえば、文献 16), 19) から誘導できる。

$$W_1 = a \left[\frac{2\{p_0(\zeta - 1) + q_u\}}{(1 + \zeta)\{(\zeta - 1)p_i + q_u\}} \right]^{1/(\zeta - 1)} - a \dots \dots \dots (1)$$

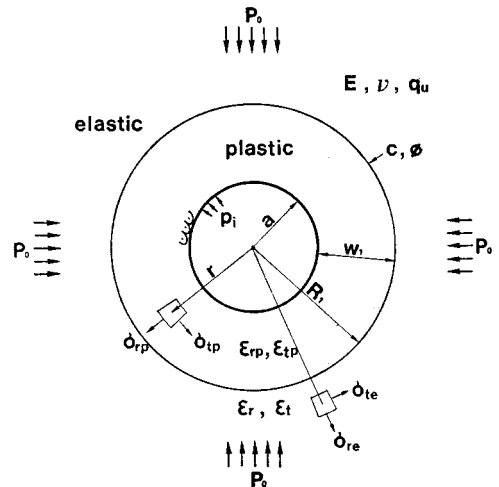


Fig. 12 Analytical model for elasto-plastic behavior

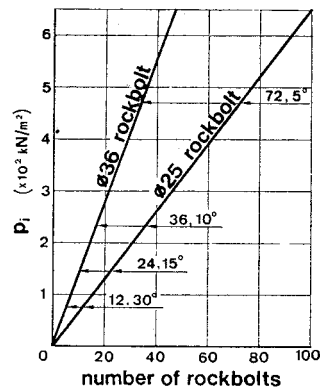


Fig. 13 Bearing capacity of systematic rockbolt supports

$$U_w = \frac{1}{2\mu} \left\{ p_0 - \frac{2p_0 - q_u}{1+\zeta} \right\} \cdot \frac{R_1^2}{a} \dots\dots\dots(2)$$

$$\epsilon_p = \frac{p_0(\zeta-1) + q_u}{\mu(1+\zeta)} \left\{ \frac{R_1}{a} - \frac{1}{\zeta} \cdot \frac{R_1^\zeta - a^\zeta}{R_1^{\zeta-1}(R_1-a)} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここに

$$\zeta = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}, \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

そこで、計算例として、低強度の泥岩中に掘削される鍋立山トンネルのデータを取り上げてみる。

諸定数は次のようである。

$$p_0 = 30 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2\,940 \sim 9\,800 \text{ kN/m}^2)$$

$$q_u = 10 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2 \quad (980 \sim 4\,900 \text{ kN/m}^2)$$

$$p_i = 0 \sim 5 \text{ kgf/cm}^2 \quad (0 \sim 490 \text{ kN/m}^2)$$

$$E = 200 \cdot q_u, \quad \varphi = 10 \sim 15^\circ, \quad a = 5 \text{ m}$$

これらの値を与えて、計算した結果の一例を Fig. 14 に示す。いずれも、横軸に支保工が壁面に作用する圧力 p_i をとっている。それぞれの p_0 , q_u および E に対応する傾向をノモグラムとして表わすことができる。

次に平均的塑性ひずみ ϵ_p の許容限度であるが、完全弾塑性体の応力・ひずみ曲線からはわからない。また、荷重制御型の一般に普及している材料試験機により得られる結果では、ピーク強度しかわからず、 ϵ_p の許容限度を決定することは難しい。

ひずみ制御による材料試験機、たとえば、剛性-軸圧縮試験あるいは高圧三軸試験により応力・ひずみ曲線を求めると、応力がピークに達した後、耐圧力をまったく失うのではなく、それが低下しながらひずみが進行する、いわゆるひずみ軟化現象が認められ、ひずみの進行に伴い応力・ひずみ曲線の傾斜が小さくなり、ついには際限なくひずみが増大するようになる(この現象を流動とよんでいる)。このような応力・ひずみ関係では、流

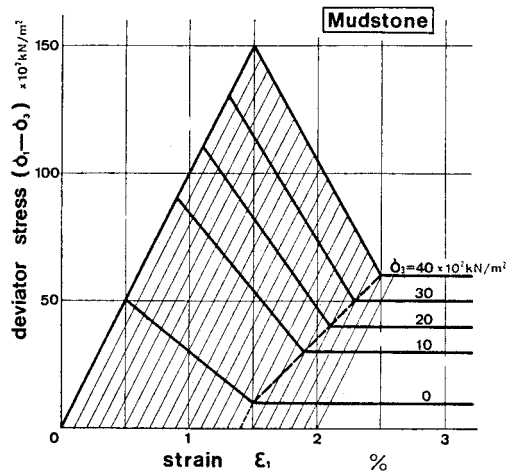


Fig. 15 Schematic stress-strain curves of Nabetachiyama Mudstone

動を開始するひずみが許容限度と考えられる。

鍋立山トンネル(新潟県)から採取した新第三紀に生成された泥岩試料についての三軸試験結果を整理すると、Fig. 15 に示すような模式図を得る。鍋立山トンネルの泥岩は比較的明瞭に弾性域、強度劣化域、流動域を示しているの、Fig. 15 よりトンネルが耐荷力を失わず、安定を保持するには、地山に流動域を発生させないように支保工を施す必要があり、軸ひずみ ϵ_1 の許容限度は 1.4~2.0% 程度と考えられる。また、切羽近傍の壁面では、ごくわずかの期間であるが、無支保となり、 $p_i=0$ の状態が生ずるので、Fig. 15 における拘束圧 σ_3 が零のときを基準に考えれば ϵ_1 のリミットは 1.4% となる。

さて、Fig. 14 は、 $p_0=30 \text{ kgf/cm}^2$ ($2.94 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$), $q_u=10 \text{ kgf/cm}^2$ (0.9810^3 kN/m^2), $E=2\,000 \text{ kgf/cm}^2$ ($1.96 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$) なる条件下で得られたもので、これを使ってロックボルトの設計を行うことにする。

$\epsilon_1 \leq 1.4\%$ (または、 $\epsilon_p = 2\epsilon_1 = 2.8\%$) を満足する支保工は、Fig. 14 (c) より $p_i \geq 1.2 \text{ kgf/cm}^2$ (117.6 kN/m^2) である。Fig. 13 より、 $p_i \geq 1.2 \text{ kgf/cm}^2$ (117.6 kN/m^2) となるロックボルトシステムは、25 mm 径のロックボルトを使用する場合には、進行 1 m 当たり 18 本以上使用しなければならぬことがわかる。18 本ということは、20° ピッチ以下に放射状に打設

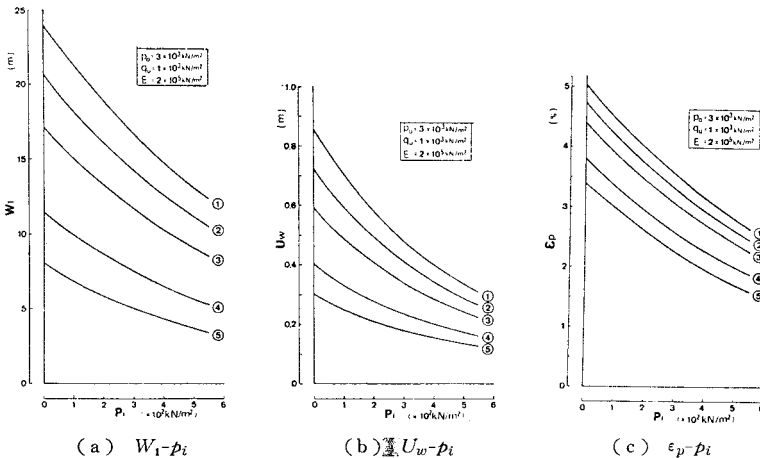


Fig. 14 Plastic zone, Displacement of Wall and Plastic Strain around an Opening ($p_0=3\,000 \text{ kN/m}^2$, $q_u=1\,000 \text{ kN/m}^2$, $E=2 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$;
① $\phi=6.5^\circ$, ② $\phi=8^\circ$, ③ $\phi=10^\circ$, ④ $\phi=15^\circ$, ⑤ $\phi=20^\circ$)

することになる。許容限度いっぱい、φ25のロックボルトを20°ピッチで1m当たり18本使用した場合の壁面変位量は、Fig. 14 (b)より25cmとなる。ただし、この変位量は、初期状態(掘削前)からのもので、切羽が到達してからの変位量は、その7~8割である。したがって、切羽面での変位を基準値(ゼロ)とする測定では壁面変位の許容量は17.5~20cmとなる。これを現場では、コンバージェンス(断面縮小量)として確認していることになるので、コンバージェンスの許容量は35~40cmとなる。これ以上のコンバージェンスが発生する傾向が認められれば、流動域が発生し不安定となるので、ロックボルトの増打ちが必要である。さらに、コンバージェンスを35~40cmに抑えた場合の塑性域は、Fig. 14 (a)での $p_i=1.2 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する W_1 、すなわち $W_1=6.6 \text{ m}$ となる。したがって、ロックボルトの長さは定着部を考慮し、8m程度のもが必要となる。

以上に、トンネル掘削現場より採取した試料について、剛性一軸試験または三軸試験を実施して許容塑性ひずみ量がわかれば、ロックボルト支保工の設計が可能となることを示した。また、施工管理上必要となるコンバージェンスの限度についても具体的に示した。

5. ひずみ軟化モデルによる塑性域の算出方法

Fig. 16に示すようなトンネルの遠方より弾性域・ひずみ軟化域・流動域の3つの領域に対応する平面ひずみ状態における3重管モデルを仮定することにより、ひずみ軟化挙動を解析することができる。これは先に示した弾塑性モデルに残留状態(流動状態)における一軸圧縮強度(q_u')、内部摩擦角(ϕ')および軟化域における負の

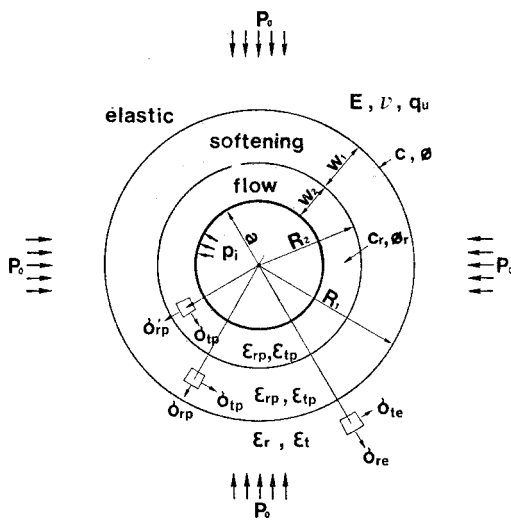


Fig. 16 An idealized strain softening model

勾配を表わす変形係数(ω)を導入したものである。

ひずみ軟化挙動を表わす基礎方程式は、ひずみエネルギー理論から導かれている。そして、この場合、Fig. 15に示すような3つの線分から成る応力・ひずみ関係を仮定している。このような応力・ひずみ関係の単純化から、応力・ひずみの積($\sigma \cdot \epsilon$)に関して次のことが成立する。すなわち、弾性域内では、($\sigma \cdot \epsilon$)は ϵ の2次関数で表わされる。 ϵ に対する($\sigma \cdot \epsilon$)の増加率は降伏点まで達し、その後、上に凸の放物線に従う。最終的に流動域では、($\sigma \cdot \epsilon$)は一定の勾配で増加する。ひずみが増加を続けるとすれば、全ひずみエネルギー(W)は、ひずみ成分(ϵ_t, ϵ_r)に関する2次の展開式で次のように表わされる。

$$W = a + b \cdot \epsilon_t + c \cdot \epsilon_r + \frac{1}{2} d \cdot \epsilon_t^2 + e \cdot \epsilon_t \cdot \epsilon_r + \frac{1}{2} f \cdot \epsilon_r^2 \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 a, b, c, d, e, f は定数である。

このひずみエネルギー(W)は、降伏点において弾性ひずみエネルギーと一致せねばならない。

応力・ひずみ関係式は、式(4)を偏微分することにより

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= \frac{\partial W}{\partial \epsilon_t} = b + d \cdot \epsilon_t + e \cdot \epsilon_r \\ \sigma_r &= \frac{\partial W}{\partial \epsilon_r} = c + e \cdot \epsilon_t + f \cdot \epsilon_r \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

これは次式のように書き換えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= \left(b - \frac{ec}{f} \right) + \frac{e}{f} \sigma_r + \left(d - \frac{e^2}{f} \right) \epsilon_t \\ \sigma_t &= \left(b - \frac{dc}{e} \right) + \frac{d}{e} \sigma_r + \left(e - \frac{df}{e} \right) \epsilon_r \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

この定数項を $k_1 \sim k_6$ に置き換えると

$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= k_1 + k_2 \cdot \sigma_r + k_3 \cdot \epsilon_t \\ \sigma_t &= k_4 + k_5 \cdot \sigma_r + k_6 \cdot \epsilon_r \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= b - \frac{ec}{f}, \quad k_2 = \frac{e}{f}, \quad k_3 = d - \frac{e^2}{f} \\ k_4 &= b - \frac{dc}{e}, \quad k_5 = \frac{d}{e}, \quad k_6 = e - \frac{df}{e} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

$$k_2 \cdot k_6 + k_3 = 0 \dots \dots \dots (9)$$

他方、弾性域における応力・ひずみ関係式は

$$\left. \begin{aligned} E \cdot \epsilon_t &= (1 - \nu^2) \sigma_t - \nu(1 + \nu) \sigma_r \\ E \cdot \epsilon_r &= -\nu(1 + \nu) \sigma_t + (1 - \nu^2) \sigma_r \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

降伏点においては、式(10)のひずみと式(7)のひずみは一致せねばならない。さらに、この点においてモール・クーロンの破壊条件式が適用される。すなわち、

$$\sigma_t = q_u + q \cdot \sigma_r \quad (\sigma_t > \sigma_r) \dots \dots \dots (11)$$

ここで、 q_u は一軸圧縮強度、また q は

$$q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots(12)$$

であり、 ϕ は内部摩擦角である。そして、式(10)と式(11)を式(7)に代入すると、 σ_r に関する恒等式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} k_1 - q_u + \frac{k_3}{E}(1-\nu^2)q_u \\ + \left[k_2 - q + \frac{k_3}{E} \{(1-\nu)q - \nu\} (1+\nu) \right] \sigma_r = 0 \\ k_4 - q_u - \frac{k_6}{E} \nu(1+\nu)q_u \\ + \left[k_5 - q - \frac{k_6}{E} \{\nu q - (1-\nu)\} (1+\nu) \right] \sigma_r = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(13)$$

この2式は、どんな値の σ_r に対しても成立せねばならず、したがって、 $k_1 \sim k_6$ に関して次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} k_1 - q_u + \frac{k_3}{E}(1-\nu^2)q_u = 0 \\ k_4 - q_u - \frac{k_6}{E} \nu(1+\nu)q_u = 0 \\ k_2 - q + \frac{k_3}{E} \{(1-\nu)q - \nu\} (1+\nu) = 0 \\ k_5 - q - \frac{k_6}{E} \{\nu q - (1-\nu)\} (1+\nu) = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(14)$$

軟化域において、 σ_r が一定のとき σ_t と ε_r の関係が負の勾配(- ω)をもった直線で表わされるならば、

$$k_3 = -\omega \dots\dots\dots(15)$$

となる。この ω は、弾性係数 E と同じ次元をもった定数である。(9)、(14)および(15)より $k_1 \sim k_6$ は次のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} k_1 = \left\{ 1 + \frac{\omega}{E}(1-\nu^2) \right\} q_u \\ k_2 = q + \frac{\omega}{E} \{(1-\nu)q - \nu\} (1+\nu) = \frac{\omega}{k_6} \\ k_3 = -\omega \\ k_4 = \left\{ 1 + \frac{k_6}{E}(1+\nu)\nu \right\} q_u \\ k_5 = q + \frac{k_6}{E} \{\nu q - (1-\nu)\} (1+\nu) \\ k_6 = \omega / \left[q + \frac{\omega}{E} \{(1-\nu)q - \nu\} (1+\nu) \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(16)$$

したがって、ひずみ軟化状態における応力・ひずみ関係は、 E, ν, q_u, ϕ および ω によって一意に決定される。この関係は流動域が生じるまで成立する。

また、流動域においては残留応力の条件式が成立する。すなわち、

$$\sigma_t = q_u' + q' \cdot \sigma_r (\sigma_t > \sigma_r), \quad q' = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \dots\dots\dots(17)$$

ここに、 q_u', ϕ' はそれぞれ残留応力におけるの一軸圧縮

強度と内部摩擦角である。したがって、ひずみ軟化状態にある材料は次式が成り立つ。

$$q_u' + q' \cdot \sigma_r < \sigma_t \leq q_u + q \cdot \sigma_r \dots\dots\dots(18)$$

次に、軟化域における応力(σ_t, σ_r)およびひずみ($\varepsilon_t, \varepsilon_r$)は次のように求められる。極座標系におけるつり合い条件式およびひずみは次式で与えられる。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \dots\dots\dots(19)$$

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr}, \quad \varepsilon_t = \frac{u}{r} \dots\dots\dots(20)$$

軟化域における応力・ひずみ関係は、式(5)で与えられ、これと式(20)を式(19)に代入すると、

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{d}{f} \cdot \frac{u}{r^2} + \frac{c-b}{f} \cdot \frac{1}{r} = 0 \dots\dots(21)$$

この一般解は

$$u = \left[\alpha_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_1} + \beta_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_2} - r \left(\frac{r}{a}\right) \right] a \dots\dots\dots(22)$$

ここで、 $n_1 = \sqrt{\frac{d}{f}}$ 、 $n_2 = -n_1$ 、 $r = \frac{c-b}{f-d}$ で、 α_1, β_1 および r は積分定数である。したがって、式(20)より、

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r = \alpha_1 n_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_1-1} + \beta_1 n_2 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_2-1} - r \\ \varepsilon_t = \alpha_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_1-1} + \beta_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_2-1} - r \end{aligned} \right\} \dots\dots(23)$$

また、応力は式(5)より、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r = c + e \left[\alpha_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_1-1} + \beta_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_2-1} - r \right] \\ + f \left[\alpha_1 n_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_1-1} + \beta_1 n_2 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_2-1} - r \right] \\ \sigma_t = b + d \left[\alpha_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_1-1} + \beta_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_2-1} - r \right] \\ + e \left[\alpha_1 n_1 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_1-1} + \beta_1 n_2 \left(\frac{r}{a}\right)^{n_2-1} - r \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(24)$$

軟化域の応力およびひずみは上式で与えられ、弾性域および流動域との境界($r=R_1$ および $r=R_2$)さらに坑壁($r=a$)と無限遠($r=\infty$)において境界条件を与えることにより、 R_1, R_2 さらにそれぞれの領域の応力とひずみが求められる。最終的に次式で与えられる(この式の詳細な誘導は、参考文献20)に説明している)。

$$A_1 \cdot S_1^{-2} - A_2 \cdot S_1^{n_1-1} + A_3 \cdot S_1^{n_1-1} = 0 \dots\dots\dots(25)$$

ここに

$$S_1 = R_1/R_2 \quad (\text{Fig. 16 参照})$$

$$A_1 = (b - dr - er - q_u' - q'c + q'er + qfr) \cdot (e^2 - df)(n_1 - n_2)$$

$$A_2 = (d + en_1 - q'e - q'fn_1) [\{ b - dr - er - (2p_0q + qu)/(1+q) \} (e + fn_2) - \{ c - er - fr - (2p_0 - qu)/(1+q) \} (d + en_2)]$$

$$A_3 = (d + en_2 - q'e - q'fn_2) [\{ b - dr - er - (2p_0q + qu)/(1+q) \} (e + fn_1)$$

$$\begin{aligned}
 & -\{c-er-fr-(2p_0-q_u)/(1+q)\}(d+en_1)] \\
 n_1 &= \sqrt{d/f}, \quad n_2 = -n_1, \quad r = (c-b)/(f-d) \\
 b &= (k_2k_4-k_1k_3)/(k_2-k_3), \quad c = -(k_1-k_4)/(k_2-k_3) \\
 d &= k_2k_5k_6/(k_2-k_3), \quad e = k_2k_6/(k_2-k_3) \\
 f &= k_6(k_2-k_3), \quad k_1 = \{1+(\omega/E) \cdot (1-\nu^2)\}q_u \\
 k_2 &= q + (\omega/E)\{(1-\nu)q-\nu\}(1+\nu), \quad k_3 = -\omega \\
 k_4 &= \{1+(k_6/E)(1+\nu)\}q_u \\
 k_5 &= q + (k_6/E)\{\nu q - (1-\nu)\}(1+\nu) \\
 k_6 &= \omega/[q + (\omega/E)\{(1-\nu)q-\nu\}(1+\nu)] \\
 q &= \tan^2 \alpha, \quad \alpha = \pi/4 + \varphi/2 \\
 q' &= \tan^2 \alpha', \quad \alpha' = \pi/4 + \varphi'/2
 \end{aligned}$$

S_1 は閉じた解としては得られないので、記憶装置付の計算器を用いれば、簡単に求めることができる。

次に、次式より S_2 を求める。

$$\begin{aligned}
 S_2 &= [c + e(\alpha_1 + \beta_1 - r) + f(\alpha_1 n_1 + \beta_1 n_2 - r) \\
 &\quad - q_u'/(1-q')] \{p_i - q_u'/(1-q')\}^{1/(q'-1)} \\
 &\quad \dots\dots\dots (26)
 \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned}
 S_2 &= R_2/a, \quad \alpha_1 = (A_8 - A_9)/A_{10} \\
 A_8 &= \{b - dr - er - (2p_0q + q_u)/(1+q)\}(e + fn_2) \\
 A_9 &= \{c - er - fr - (2p_0 - q_u)/(1+q)\}(d + en_2) \\
 A_{10} &= (e^2 - df)(n_2 - n_1)S_1^{n_1-1} \\
 \beta_1 &= (A_{11} - A_{12})/A_{13} \\
 A_{11} &= \{b - dr - er - (2p_0q + q_u)/(1+q)\}(e + fn_1) \\
 A_{12} &= \{c - er - fr - (2p_0 - q_u)/(1+q)\}(d + en_1) \\
 A_{13} &= (e^2 - df)(n_1 - n_2)S_1^{n_2-1}
 \end{aligned}$$

ここで、 S_1 および S_2 が既知となり、 R_1 および R_2 が算出できる。したがって、強度劣化幅 W_1 、流動域幅 W_2 が求まる。

たとえば、 $p_0 = 5 \text{ kgf/cm}^2 (490 \text{ kN/m}^2)$ 、 $q_u = 5 \text{ kgf/cm}^2 (490 \text{ kN/m}^2)$ 、 $E = 1000 \text{ kgf/cm}^2 (0.9810^5 \text{ kN/m}^2)$ 、 $\nu = 0.3$ 、 $\varphi = 15^\circ$ 、 $\omega = 400 \text{ kgf/cm}^2 (3.92 \times 10^4 \text{ kN/m}^2)$ 、 $q_u' = 2.5 \text{ kgf/cm}^2 (245 \text{ kN/m}^2)$ 、 $\varphi' = 10^\circ$ 、 $a = 5 \text{ m}$ の場合を計算すると、 $p_i = 0$ (無支保) のときは、塑性域 (W_1) = 3.7 m、流動域 (W_2) = 4.5 m となる。 $p_i = 1 \text{ kgf/cm}^2 (98 \text{ kN/m}^2)$ では、 $W_1 = 2.5 \text{ m}$ 、 $W_2 = 1.6 \text{ m}$ となり、 $p_i = 2 \text{ kgf/cm}^2 (196 \text{ kN/m}^2)$ では流動域は発生しないことがわかる。

以上の計算により求まる諸定数を用いて、次式により壁面近傍の応力・ひずみ・変位を算出することができる。なお、*印は壁面上またはそのごく近傍を意味している。

$$\left. \begin{aligned}
 \varepsilon_t^* &= (\alpha_1 + \beta_1 - r)S_2^2, \quad \varepsilon_r^* = -\varepsilon_t^* \\
 \sigma_t^* &= q_u'/(1-q') + q' \{p_i - q_u'/(1-q')\} \\
 \sigma_r^* &= q_u'/(1-q') + \{p_i - q_u'/(1-q')\} \\
 u^* &= \{(\alpha_1 + \beta_1 - r) - p_0/2(\lambda + \mu)\}S_2^2 \cdot a \\
 \varepsilon_p^* &= \varepsilon_t^* - \varepsilon_e^*, \quad \varepsilon^* = \varepsilon_t^* - \varepsilon_r^* \\
 \varepsilon_e^* &= (\sigma_t^* - \sigma_r^*)/2\mu
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (27)$$

ただし、 ε_p^* 、 ε^* および ε_e^* は、それぞれ壁面上の塑性ひずみ、全ひずみおよび弾性ひずみである。

6. 弾塑性モデル (完全弾塑性モデル) とひずみ軟化モデルにより得られる結果の相違

クーロンの降伏条件を採用する場合の完全弾塑性モデル (P-Model) およびひずみ軟化モデル (S-Model) により得られる W_p 、 U_w 、 ε_p の算出式は前述したが、著しく低い地山強度比 $C_f (q_u/p_0)$ で定義する) を有する場合、P-Model では現場で得た諸現象に対応する適当な結果が得られず、また、ロックボルトの軸力の最大値を示す位置が弾塑性境界と必ずしも一致していないことが判明した。以下、数値解析により説明してみよう。

静水圧的応力状態 $p_0 = 20 \text{ kgf/cm}^2 (1.96 \times 10^3 \text{ kN/m}^2)$ を有する地山に直径 10 m なる円形トンネルを掘削するものとし、地山の物性がそれぞれ $E = 2000 \text{ kgf/cm}^2 (1.96 \times 10^5 \text{ kN/m}^2)$ 、 $\nu = 0.3$ 、一軸圧縮強度 $q_u = 10 \text{ kgf/cm}^2 (0.9810^3 \text{ kN/m}^2)$ 、 $\varphi = 20^\circ$ 、ひずみ軟化状態の負の変形係数 $\omega = 0.4 E$ 、残留 (一軸圧縮) 強度 $q_u' = 2 \text{ kgf/cm}^2 (1.96 \times 10^2 \text{ kN/m}^2)$ 、残留内部摩擦角 $\varphi' = 10^\circ$ なる場合 (Fig. 17 実線) に対する塑性領域は、Fig. 18 に示すようであり、P- と S-Model とはかなり異なることがわかる。また、P-Model による解析では、 φ の選び方により大きな相違が生ずることもわかるであろう。地山強度比 $C_f (= q_u/p_0)$ をパラメーターとして、支保工効果 (p_i) をいくつか変化させ、 W_p の違いを検討すると Fig. 19 のようになる。ひずみ軟化現象を示す地山材料に対しては S-Model を使用した方がよく、 C_f 、 p_i のわずかな変化が W_p に大きく影響することがわかるであろう。同条件下でさらに詳しく解析を進めたところ、流動域の発生条件について Fig. 20 のような結果を得た。すなわち、トンネルの安定度に大いに影響する流動域の発生を抑制するのに必要な支保工の耐荷力 (p_i) と初期応力 (p_0) および地山強度 (q_u) との関係である。たとえば、 $C_f =$

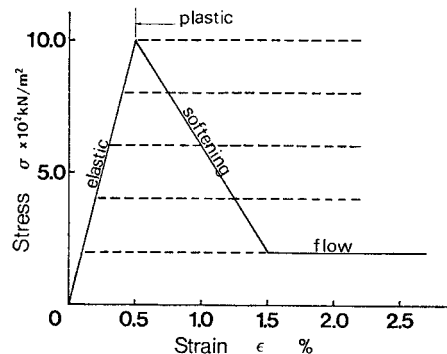


Fig. 17 Stress-strain relation for an elastic-plastic model

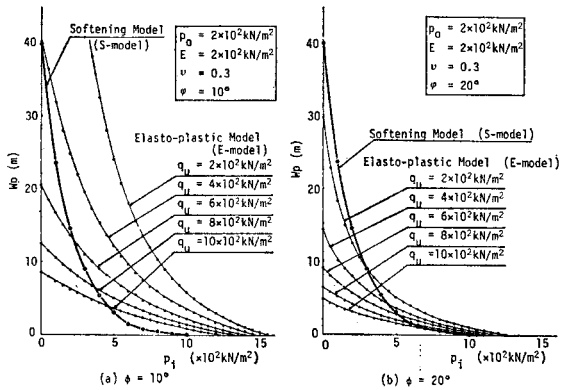


Fig. 18 Difference of W_p between an elasto-plastic model and a strain softening model

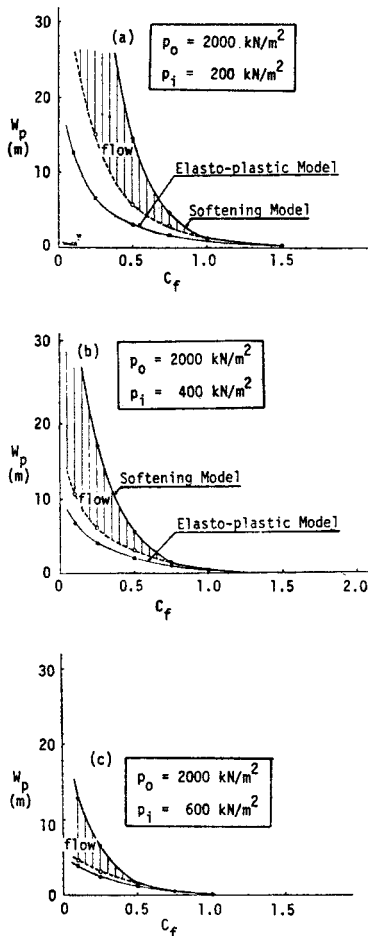


Fig. 19 Relations among W_p , C_f and p_i

1.0 の場合は、 $p_i \geq 0.2 p_0$ で流動域は発生しない。また、 $C_f = 0.5$ では、所要 $p_i \geq 0.6 p_0$ となり、切羽による半ドーム作用の変化を考えると、掘削後ただちにできるだけ切羽に近く支保工を施さねば不安定となることを示している。膨張性泥岩と称せられる地山の挙動を観察

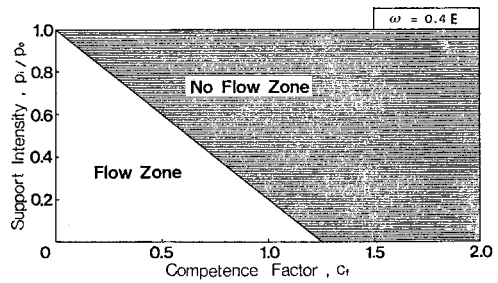


Fig. 20 Condition for the appearance of flow zone

すると Swelling よりも Squeezing が主たる原因と考えられ、地山強度比の変化から施工時の膨張強度を考察してみると、うまく説明がつくようである。したがって類似の条件下で Fig. 20 の白い部分 (Flow Zone) に該当する場合は、ひずみ軟化モデルを使用して解析を行う必要があろう。

7. 支保工の設計の基本的概念

支保工の設計を行ううえで、切羽のもつ仮支保工としての作用や人工的に施すロックボルト・吹付けコンクリート・鋼製アーチ等の支保工の作用をトンネル壁面に作用する内圧に置き換えると、応力・ひずみ・変位の関係が一意的に定まり、変位で施工管理を行う合理的な設計が可能であることは、すでに述べた。本節では、さらに具体的な手順について説明しよう。

吹付けコンクリートやコンクリート覆工あるいは鋼アーチ支保などは、その反力を考えればトンネル壁面に直接作用する内圧として取り扱うことができるが、ロックボルトは、地山中に定着されるため、地山との相互作用が複雑で、等価な内圧としての取扱いが困難となる。さらに、先端定着式のボルトと全面定着式のものとでは、作用機構に相違があることも周知のことである。

さて、設計手順の主たる項目を示すと次のようである。

- (1) 剛性一軸試験、三軸試験、一面せん断試験などの室内試験あるいは事前の現場測定の結果により、トンネル周辺岩盤の許容最大ひずみを決定する。
- (2) コアの一軸圧縮強度と被り地圧とを比較し、地山強度比が 4.0 以下となる場合について検討を行う。すなわち、応力集中・強度のばらつき・不連続面や弱面の存在等を考慮すると、原位置強度による地山強度比は、2.0 以下となって、塑性域あるいはゆるみ現象を生ずる。そこで式 (25), (26) および (27) から、塑性域の幅、最大ひずみ、塑性ひずみ、応力、変位と支保工により与えられる内圧との関係を求める。計算にあたっては、次の 10 種類のデータが必要である。

トンネル半径 (a), 地山の弾性係数 (E), ポアソン比 (ν), 一軸圧縮強度 (q_u), 内部摩擦角 (ϕ), 軟化状態を示す負の変形係数 (ω), 静水圧的初期応力状態 (p_0), 残留状態での一軸圧縮強度 (q_u'), 内部摩擦角 (ϕ'), および支保工反力 (p_i).

(3) ロックボルト以外の支保工により与えられる内圧の程度を決める. また, 支保工のもつ剛性により周辺地山の最大ひずみ量も異なってくるので, 同じ変位量に対して, 吹付けコンクリートにより与えられる内圧 ($p_i)_{sc}$ および鋼アーチ支保工により与えられる内圧 ($p_i)_{sr}$ を算出し, その使用量の比率を決定する.

(4) 必要となる全内圧の程度から, ロックボルト以外の支保工の与える内圧を差し引き, ロックボルトの負担すべき必要な内圧を決める.

(5) 施工が開始されると, 主としてコンバージェンスによりモニターを行う. 施工前に行う試験施工段階での現場測定と異なり, 施工中のモニタリングはできるだけ簡単であることが望ましい.

(6) モニタリングの結果から必要とされる付加的な内圧 (Δp_i) の程度を定める. これと, 施工状況や環境により, 次のような処置の中から具体的な支保工を考える.

ロックボルトの増し打ち, ロックボルトの前方斜め打ち, 鋼製あるいはグラスファイバー・レジン製のボルトを切羽に打つ, 鉄筋網・ファイバー・ベルノルド鋼板などとともに2次吹付けを行う, 鋼製支保工による増し枠の設置, 薬液注入, 圧縮空気, セグメントを用いた, あるいは用いないシールド工法等である.

8. 地山強度比と支保工の内圧換算

たとえば, 地山強度比が0.5となる場合の直径10mの円形トンネルを例として考えてみる. 鍋立山トンネルの中工区のいくつかの断面では, 地山強度比が0.5前後を示している.

75cm 間隔で建て込まれた H-175 鋼製支保と有効吹付けコンクリートの組合せでは, 大体 4~5 kgf/cm² (392~490 kN/m²) 程度の内圧が見込まれる. Fig. 21 は, 塑性域幅 (W_p), 壁面変位 U_w , 塑性ひずみ (ϵ_p^*), および切羽により半ドーム作用として与えられる内圧 ($p_i)_f$ の変化を示している. ここに, 掘削外力を p_e とすると,

$$(p_i)_f + p_e = p_0$$

なる関係が常に成立している.

通常は, 切羽前方 15m くらいの断面より ($p_i)_f$ は減少し始め, 切羽後方 25m くらいの断

面にて半ドーム作用が消失すると考えてよいであろう. $p_0=20$ kgf/cm² (1960 kN/m²) とすれば, 切羽位置では ($p_i)_f$ は 15 kgf/cm² (1470 kN/m²) で, 切羽 1m 前進することにより ($p_i)_f$ は 6 kgf/cm² (588 kN/m²) となる. 1m の変化で約 45% もの半ドーム効果が失われている. NATM による施工で最も重要なこととして, 切羽にできるだけ接近し, また, 早期にロックボルトや吹付けコンクリートを打設することが挙げられるのはこのためである. さらに, 1m の前進により ($p_i)_f$ は, 6 kgf/cm² (588 kN/m²) から 4 kgf/cm² (392 kN/m²) となる. 同時に塑性域幅は 1.6m から 5.5m と急増する.

塑性域幅 (W_p) を Fig. 16 に示すひずみ軟化モデルにより, 軟化域幅 W_1 および流動域幅 W_2 に分けて, 切羽からの距離との関係で示すと次のとおりである. なお, $W_p = W_1 + W_2$ である.

$d=0$ m にて,

$$W_p = 0 \text{ m}, \quad W_1 = 0 \text{ m}, \quad W_2 = 0 \text{ m}$$

$d=1$ m にて,

$$W_p = 1.58 \text{ m}, \quad W_1 = 1.58 \text{ m}, \quad W_2 = 0 \text{ m}$$

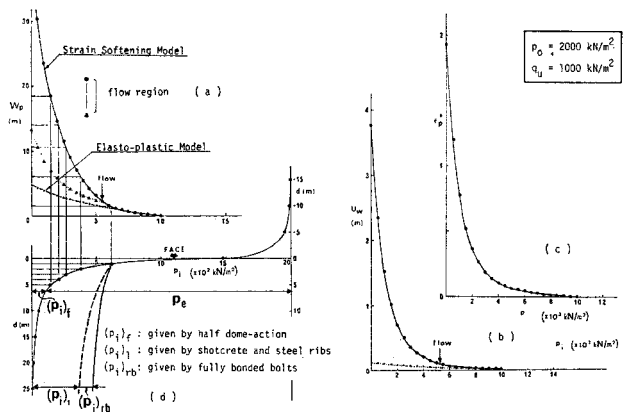


Fig. 21 Decrease of half-dome action and relations among W_p , U_w , ϵ_p^* and p_i in case of $C_f=0.5$

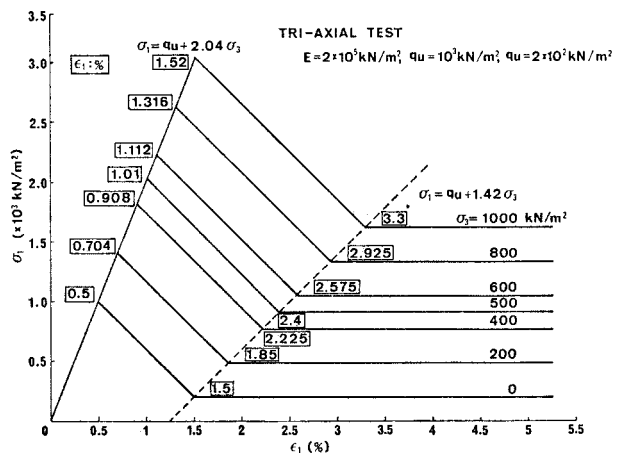


Fig. 22 Schematic stress-strain relation for tri-axial test

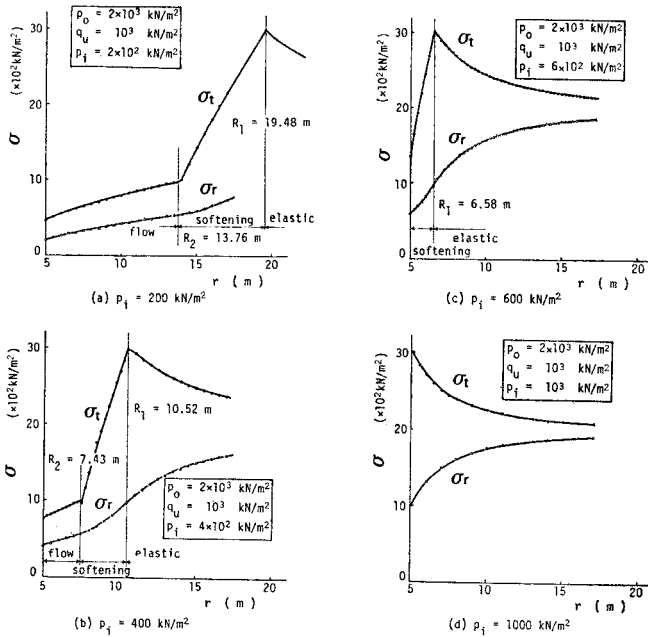


Fig. 23 Stress distribution around a circular opening in elastic, strain softening and flow states

$d=2\text{m}$ にて、

$$W_p=5.52\text{m}, W_1=3.09\text{m}, W_2=2.43\text{m}$$

$d=5\text{m}$ にて、

$$W_p=18.39\text{m}, W_1=6.89\text{m}, W_2=11.50\text{m}$$

$d=10\text{m}$ にて、

$$W_p=30.40\text{m}, W_1=10.40\text{m}, W_2=20.00\text{m}$$

$d=25\text{m}$ にて、

$$W_p=39.90\text{m}, W_1=13.19\text{m}, W_2=26.71\text{m}$$

これらの結果や前出の Fig. 19 から、支保工の与え得る内圧 p_i のわずかの違い（たとえば、 0.5kgf/cm^2 (49kN/m^2) 以下の場合でも）により塑性域の広がり、きわめて違った様相を呈することが理解できよう。支保工の設置の上手下手が NATM のポイントとなること、これらの傾向から具体的に説明できる。

三軸試験結果においても、わずかの拘束圧 (σ_3) の変化でピークおよび残留強度が変化するのはよく知られた事実であり、許容ひずみ量もこれに対応している。

Fig. 22 は、 $E=2000\text{kgf/cm}^2$ ($1.96 \times 10^8\text{kN/m}^2$)、 $q_u=10\text{kgf/cm}^2$ (980kN/m^2)、すなわち、 $C_f=0.5$ となり、 $q_u'=2\text{kgf/cm}^2$ (196kN/m^2) の場合に対応する模式的な三軸試験結果である。1~2 kgf/cm^2 ($98\sim196\text{kN/m}^2$) 程度の σ_3 の増加により、ピーク、残留強度とも数割増加し、さらに流動化するまでの許容ひずみ量が大幅に増加していることがわかる。

周辺の応力状態の違いに着目すると、Fig. 23 に示すとおりで、1~2 kgf/cm^2 ($98\sim196\text{kN/m}^2$) の p_i を増加

するだけで、壁面周辺の応力状態が急変することがよくわかる。

9. 結 論

(1) 掘削中の切羽は、仮支保として重要な役割を果たしている。その半ドーム作用による周辺地山への支保効果を減少させないように、これを人工的な支保材で置き換えることが必要である。

(2) 切羽のもつ半ドーム作用は、トンネルの掘削断面の幅または高さ D とすれば、切羽の前方は D から後方 $2D$ の範囲で生ずる。切羽到達前の半ドーム作用の大きさは、初期応力と等しく、切羽位置でその 2~3 割を失い、切羽後方では切羽からの距離に逆比例し急激に減少する。

(3) 組織的な支保工の効果は地山に拘束圧を与え、せん断強度を増加させることにあるので、支保工の効果をトンネル壁面に作用する内圧で表現することにより支保

の設計を行うことができる。

(4) この内圧を主要な因子とすれば、塑性域の幅・壁面の変位および壁面近くの塑性ひずみを一意的に計算することができる。これは、モニタリングとして変位の測定、たとえば、コンバージェンスの測定を実施すれば、地山内部の応力状態と関連づけることができる。また、室内試験結果を利用して、許容最大ひずみ量を決定してやれば、コンバージェンス測定の管理目標を設定することができる。

(5) コンバージェンスの測定は、壁面の変位を対象としているだけではなく、掘削により生ずる力または半径方向の応力の変化をも確認することになる。

(6) 地山強度比が 1.0 以下となる地山に関しては、ひずみ軟化現象を考慮して解析を行わなければならない。弾塑性解析 (Elasto-plastic analysis) で得る応力・ひずみ・変位あるいは塑性域の幅は現実的な解を与えない。

参 考 文 献

- 1) Rabcewicz, L.v. : The New Austrian Tunnelling Method, Water Power, Nov. 1964~Jan. 1965.
- 2) Rabcewicz, L.v. : Stability of tunnels under rock load, Water Power, Jun.~Aug. 1969.
- 3) Rabcewicz, L.v. and J. Golser : Principles of dimensioning the supporting system for the "New Austrian tunnelling method", Water Power, Mar. 1973.
- 4) 岡 行俊 : ロックボルトと薄肉ライニングによるトンネル工法の理論, 第 3 回トンネルと地下技術講演会, 1974 年 3 月.
- 5) 高速道路調査会トンネル施工分科会ロックボルト研究班 : ロックボルト工設計指針, 1973 年.

- 6) 高速道路調査会 トンネル 施工分科会吹付けコンクリート研究班：トンネル薄肉覆工（吹付けコンクリート工）に関する調査研究報告書，1973年。
- 7) 谷本親伯：NATM 設計・施工の問題点と対策——22の原理（L. ミューラーの講演会から），トンネルと地下，Vol. 10, No. 1, 1979.
- 8) 嶋・谷本・木村：和泉層岩盤の変形特性について，土木学会第11回岩盤力学シンポジウム，1978.
- 9) 嶋・谷本・木村：トンネル切羽周辺の岩盤の変形とロックボルトの作用効果，土木学会第12回岩盤力学に関するシンポジウム，1979.
- 10) 嶋・谷本・西原・木村：北陸地方の泥岩中のトンネルにおけるロックボルトと吹付けコンクリートの設計，第13回日本道路会議特定課題論文集，pp. 168~170, 1979.
- 11) Lombardi, G. Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges. SBG (89), H. 32, 1971.
- 12) Amberg, W.A. et Lombardi, G. : Une methode de calcul elastoplastique de l'etat de tension et de deformation autour d'une cavite souterraine 2 e partie, C.R. 3 e Congres SIMR, Vol. IIB, Denver 1974.
- 13) Lombardi, G. : Quelques remarques an sujet de la methode "Convergence-Confinement", Tunnels et Ouvrages Souterrains, AFTES, pp. 87~92, No. 32, Mars-Avril 1979.
- 14) Egger, P. : Deformations at the Face of the Heading and Determination of the Cohesion of the Rock Mass, Underground Space. Vol. 4, No. 5, pp. 313~318, 1980.
- 15) Egger, P. : Rock pressure in tunnelling and support behaviour at the tunnel face when the rock strength is exceeded. Rock Mech. Vol. IIB, Denver 1974.
- 16) Kastner, H. : Statik des Tunnel-und Stollenbaues, Springer-Verlag, 1971. (金原弘訳「トンネルの力学」森北出版, 1974).
- 17) 土木学会：青函トンネル土圧研究委員会調査報告書，p. 352, 1977.
- 18) Hata, S., C. Tanimoto and K. Kimura : Field Measurement and Consideration on Deformability of the Izumi Layers, Rock Mechanics, Suppl. 8, pp. 349~367, Springer Verlag, 1979.
- 19) 日本トンネル技術協会：ロックボルト工の現場設計法に関する調査研究報告書，1979.
- 20) Sugawara, K. and C. Tanimoto : Analytical solution of strain softening behaviour around a circular opening, Int. J. of Rock Mechanics and Mining Science. (投稿中)

(1981.9.11・受付)