

吹き付けコンクリートの支保機構に関する 数値解析的評価

田村 武¹・足立 紀尚¹・梅田 昌彦²・岡部 哲也³

¹ 正会員 工博 京都大学教授 工学研究科土木工学専攻
(〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

² 正会員 工修 大阪市建設局 長吉・瓜破区画整理事務所
(〒 547-0016 大阪市長吉長原1の1の47)

³ 学生会員 京都大学大学院修士課程土木工学専攻
(〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

本研究は、簡単な力学モデルを用いて吹き付けコンクリートのもつ力学的効果を地山との相互作用の観点から考察したものである。すなわち、吹き付けコンクリートを剛体棒-回転ばね系に、地山を反力パネにそれぞれ置き換えてモデル化し、吹き付け厚さ、被り高さ、側圧係数、トンネル形状等を変化させながら吹き付けコンクリートの変形を数値解析し、発生する応力がコンクリートの許容範囲に収まるような設計可能範囲を調べたものである。その結果、吹き付けコンクリートが安定な支保として機能を発揮するには十分な地山からの反力が不可欠であることがわかった。

Key Words : tunnel support, shotcrete, subgrade reaction, overburden, lateral earth pressure, bending moment, compression, ground cavity

1. はじめに

わが国では山岳トンネルの標準工法として NATM が普及している。その原理は「地山は変形させても緩ませず、地山のもつ強度を有効に利用する」と表現され、それまでの矢板工法と比べてより合理的なトンネル施工法と考えられている¹⁾。また、地山特性曲線を用いた地山と支保との相互作用の概念図が NATM の効果を説明するためにしばしば用いられる。最近では山岳トンネルの領域のみならず、これまでならば開削工法やシールド工法が適用されてきた都市内のトンネルにおいても NATM が積極的に採用される傾向にある²⁾。

一方、NATM がわが国に導入されて以来、20 数年が経つにもかかわらず、その力学的原理に関する理論や解釈はあまりない。また、力学的な計算に基づく設計法が提案されたことも少ない。わが国に限らず NATM が提唱されたヨーロッパにおいても同じような状況のようである。むしろ NATM に対する根底的な批判³⁾も出てきている。いわば NATM をとりまく支持的意見にも、否定的意見にもやや混乱があるといえよう。その大きな理由は、NATM の力学的側面が十分にモデル化されていないことにある。NATM の特徴

は、いうまでもなく「吹き付けコンクリート」と「ロックボルト」の積極的利用である。そのなかでも吹き付けコンクリートについては種々の効果⁴⁾が挙げられているが、その定量的な評価はなされていない。

第2 東名・名神高速道路に代表されるように偏平超大断面⁵⁾が具体化する一方、高強度コンクリートの出現など、これまで経験しなかった諸条件のもとでトンネルが設計、施工されようとしている。そこで課題となるのが、やはり吹き付けコンクリートのもつ支保効果に関する定量的な評価である。本研究は、吹き付けコンクリートを「薄肉柔支保工」ととらえ、「剛体棒-ばねモデル」を用いた極めて簡単な数値計算を通してその効用を明らかにするとともに、NATM における吹き付けコンクリートの位置付けについて考察を加えるものである。

2. 薄肉柔支保工の効果

吹き付けコンクリートの効用⁴⁾として

- 1) 地山との付着力による外力の分散、
- 2) 軸力による内圧発生、
- 3) 外力の鋼製支保工などへの伝達、
- 4) 弱層の補強、
- 5) 被覆効果

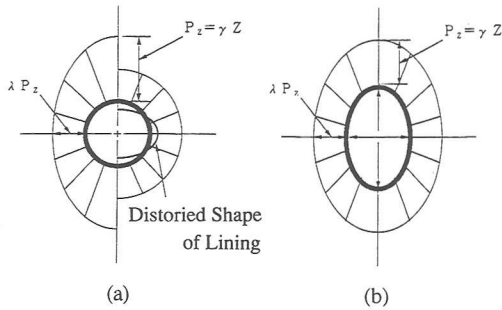


図-1 Peckの思考実験

などが挙げられる。それぞれの効果は単独で機能するのではなく、種々の組み合わせで作用すると考えられる。トンネル周辺の安定化という力学的な観点から見れば、2)の効果が最も重要であろう。なぜなら、2)の効果が、地山と吹き付けコンクリートの相互作用を直接に対象としているからである。これに関する既往の研究には以下のようなものがある。

Peck⁶⁾は、図-1 (a)に示すような薄肉の円形支保が、土被り高さに比例する鉛直土圧とそれよりも小さな側方水平土圧(側方土圧係数 $\lambda < 1$)が作用した場合に、いかにしてそれが崩壊せず地山を支持するかを思考実験により説明している。すなわち、初期に円形であった支保が大きな鉛直土圧によって上下に圧縮すると同時に、水平に拡大する。その変形の結果、地盤からの反力により支保に作用する鉛直土圧は軽減し、逆に水平土圧は増大する。そして支保周辺の土圧は一様な分布に近づく。また、図-1 (b)のように縦に長い楕円形状のトンネルならば、ほとんど変形することなくトンネルは安定を保つことになる。なぜなら、このような形状のアーチに軸力のみを生じさせる外力は、側方土圧係数 λ が1より小さい土圧分布である。これらがPeckの考え方である。要するに地山と支保の相互作用にトンネル周辺の安定化の要因があるというものである。

足立ら⁷⁾は、図-2に示すような乾燥砂からなるモデル地盤のなかに、予め金属パイプに巻いた円筒形の薄い紙を埋めておき、金属パイプを引き抜くことでトンネル掘削の模型実験を行った。もしも金属パイプが完全に引き抜かれたとすると、紙のような薄い支保材でも砂地盤を支持できることになる。実験によれば、ある程度の被りがあればトレーシングペーパーのような材料を覆工としても安定な支保となりえることがわかった。これは、Peckの思考実験の結論とよく合致している。

また、水谷ら^{8),9)}はモルタル製のアーチ構造に直接

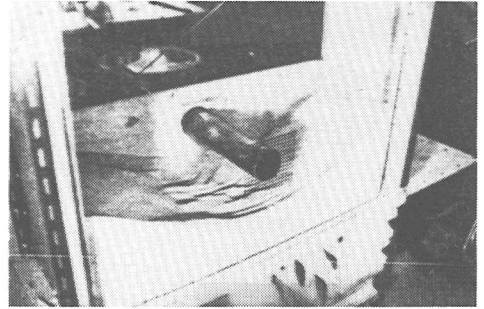


図-2 柔支保の模型実験

地盤ばねを作用させた模型実験を行い、クラウン部の局所荷重による破壊過程、破壊荷重を地盤ばねとの関係を調べた。その結果、吹き付けコンクリートの耐荷力は、アーチ部材が厚いほど、また、地盤ばねが大きいほど、大きくなることを明らかにした。

朝倉ら¹⁰⁾は、既存トンネルの健全度評価を目的として、模型実験および骨組み解析により局所荷重に対する覆工コンクリートと地山の相互作用について検討している。とくに背面空洞の影響について詳しく言及している。

以上まとめると、吹き付けコンクリートのように比較的柔な支保は変形することによって地山からの土圧をトンネル安定に望ましい方法で制御していることになる。そこで、このような効果を定量的に把握することを目的として、柔な支保がどの程度の土圧をいかにして再配分するかということについて以下で検討することにする。その具体的な方針は、極めて簡単なモデルを用いて数値計算を多数行い、吹き付けコンクリートと地山の相互作用の定量的傾向を把握することにある。

3. モデル化と数値計算

(1) 剛棒要素-ばねモデル

NATMを数値解析するとき、地山には有限要素法を適用することが一般的である。しかし、吹き付けコンクリートのように柔な支保を主たる対象とする場合、有限要素法でモデル化した地山の剛性に対して支保の剛性はかなり小さく、支保の剛性を変化させても感度の高い解析が困難となる。また、トンネルから離れた領域と比べてその周辺の挙動はかなり大きな変形を呈し、弾塑性有限要素解析など高度な計算を必要とする。そこでここでは、トンネル周辺にのみ焦点を当て、地山反力係数を用いることにより地山をモデル化する。また、吹き付けコンクリートについても、はり要素がしばしば適用されるが、一般には圧縮変形と比べて曲げ変形が卓越する。そこで圧縮性を無視して吹き付けコ

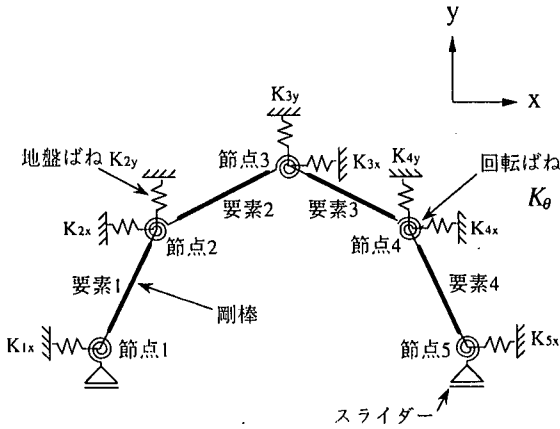


図-3 力学モデル

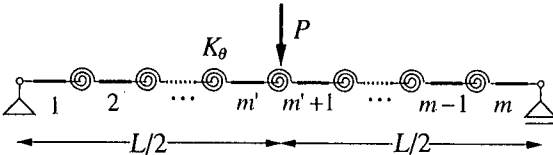


図-4 直線ばり

コンクリートによる支保構造を図-3に示すような m 本 (この図では $m = 4$ であるが、あとの計算では $m = 20$ とした) の等長 l の剛棒を回転ばねで接続した半円形状のアーチでモデル化¹¹⁾した。なお、 m は偶数とし $m = 2m'$ とする。また、両端の脚部は滑らかとした。

(2) 回転ばね定数

用いる回転ばね剛性 K_θ は以下のようにして求めた。まず図-4に示す長さ $L (= ml)$ の直線ばりの中点に集中荷重 P を作用した場合の荷重点の沈下量 δ を求める。左の支点から $j (\leq m' + 1)$ 番目の節点における曲げモーメント M_j は

$$M_j = \frac{PL}{4} \times \frac{j-1}{m'} \quad (1)$$

である。したがって全体に蓄えられる補ひずみエネルギー U は

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2K_\theta} \left\{ 2 \times \sum_{j=1}^{m'} M_j^2 + M_{m'+1}^2 \right\} \\ &= \frac{1}{2K_\theta} \times \left(\frac{PL}{4} \right)^2 \times \frac{2m'^2 + 1}{3m'} \quad (2) \end{aligned}$$

である。ここで Castigliano の定理を用いれば、中央での沈下量 δ は

$$\delta = \frac{dU}{dP} = \frac{m^2 + 2 PL^2}{48m K_\theta} \quad (3)$$

となる。一方、構造力学による解は $PL^3/48EI$ である。ここに E は構造力学でのはりのヤング率、 I は断面2次モーメントである。紙面に垂直な奥行き方向の幅を単位の大さきにとり、はりの高さ(厚さ)を t とすれば $I = t^3/12$ であるから、両者による解を等値して

$$K_\theta = \frac{m^2 + 2 Et^3}{12m} \frac{1}{L} = \frac{1}{12} \left(1 + \frac{2}{m^2} \right) \frac{Et^3}{l} \quad (4)$$

なる換算式を得る。

(3) 地盤ばね

図-3の各節点 i には水平、鉛直の地盤ばね K_{ix}, K_{iy} を介して地山と結合されている。これらの大きさは、隣接する剛体棒の中点を結ぶ線分の鉛直、水平方向の射影長さにそれぞれ地盤反力係数 k を乗じて計算される。地盤ばねの大きさは、圧縮側と引っ張り側で変化させることもある。しかし引っ張り側といっても、初期の土圧からの相対量であり、絶対量としては地盤ばねに引っ張り力が作用することはない。モデルをなるべく簡単にするため、ここでは圧縮側と引っ張り側でばね定数を変えることはしなかった。したがって、完全な線形弾性解析となる。

(4) 荷重

つぎに作用させる荷重の大きさの設定法について述べる。単位水平長さ当たりの鉛直荷重はその深さにおける被り高さに地山の単位体積重量 γ をかけて求める一方、単位鉛直長さ当たりの水平荷重は鉛直荷重の大きさに側方土圧係数 λ をかけて算定した。これらの荷重は図-3の各節点に作用させ、吹き付けコンクリートとともに地盤ばねの両者によって支持される。載荷方法は、切羽の存在を想定して実際のトンネルの施工手順を追跡したものではなく、切羽の支保効果を無視している。いわば無重力状態で掘削されたトンネルを重力場に置いた場合や、あるいは、先に述べた Peck⁶⁾ の思考実験の実験の載荷条件に相当する。

なお、鉛直荷重は被り土圧としているが、たとえ大きな被り高さがある場合でも、若干の沈下の発生とともにゆるみ土圧¹²⁾が発生するので、実際上はトンネル径 D の数倍の被り高さまで十分と思われる。

(5) 未知数と方程式

未知量は各節点の水平および鉛直変位ならびに剛体棒の軸力 N であり、一方、解くべき方程式は各節点の2方向のつりあい式と各剛体要素の長さ不変の条件である。たとえば図-3の節点3でのつりあい式は、図-

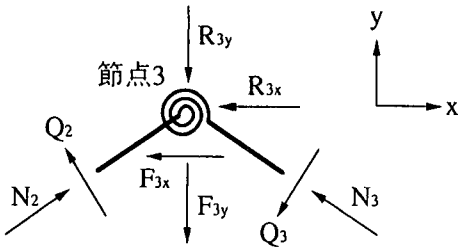


図-5 節点に作用する力

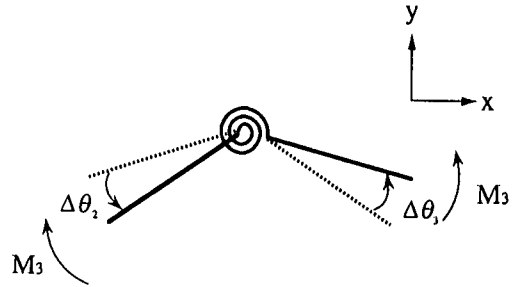


図-7 回転角と曲げモーメント

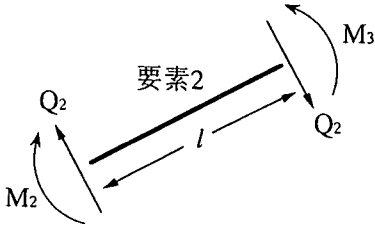


図-6 せん断力と曲げモーメント

5 に示すように節点の左右の近傍で切断したときに現れる2対の部材力 Q_2, Q_3 (せん断力), N_2, N_3 (軸力) および地山からの反力 $R_{3x} = K_{3x}u_3, R_{3y} = K_{3y}v_3$ さらに外荷重 F_x, F_y によって容易に表現できる。ここに u_3, v_3 はそれぞれ節点3における x, y 方向の変位である。図-6に示すように剛棒要素2のせん断力 Q_2 は、両端に作用する曲げモーメント M_2, M_3 によって

$$Q_2 = \frac{M_3 - M_2}{l} \quad (5)$$

となる。ここで図-7に示すように曲げモーメント M_3 は両側の剛棒の反時計方向の回転角 $\Delta\theta_2, \Delta\theta_3$ により

$$M_3 = K_\theta(\Delta\theta_3 - \Delta\theta_2) \quad (6)$$

と書かれる。ところが図-8に示すように、たとえば角度の変化 $\Delta\theta_2$ は、両端の節点変位 u_2, v_2, u_3, v_3 により

$$\Delta\theta_2 = \frac{1}{l} \{ -(u_3 - u_2) \sin \theta_2 + (v_3 - v_2) \cos \theta_2 \} \quad (7)$$

となる。ここに θ_2 は部材2の x 軸からの(初期の)傾き角である。以上のことから、節点3のつりあい式は、節点1から5までの節点変位と軸力 N_2, N_3 および外荷重 F_x, F_y で表される。また、剛棒要素2の長さ不変の条件は

$$0 = (u_3 - u_2) \cos \theta_2 + (v_3 - v_2) \sin \theta_2 \quad (8)$$

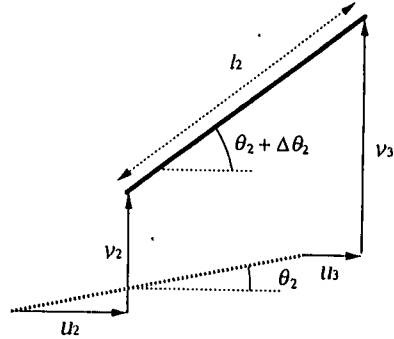


図-8 節点変位と回転角

となる。これですべての方程式が、未知量である節点変位と軸力のみで表現されることがわかった。

(6) 解析条件

トンネルアーチ形状、吹き付けコンクリートの巻き厚 t 、アーチクラウン部での被り高さ H 、地盤反力係数 k および側方土圧係数 λ を種々に変化させながらパラメトリックスタディを行った。地山としては未固結の砂質土を想定している。半円形状のトンネルを標準とし、その直径 D を 10m とした。なお、トンネルアーチのライズ $0.5D (=5\text{m})$ 、吹き付けコンクリートのヤング率 $E (=2 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2)$ 、そして地山の単位体積重量 $\gamma (=2\text{gf/cm}^3)$ は固定する。

4. 計算結果と考察

(1) 標準的な計算例

図-9は、直径 $D = 10\text{m}$ の半円形状トンネル、(クラウン部での)被り高さ H が $10\text{m} (=1D)$ 、側方土圧係数 λ が 0.5 、地盤反力係数が 0.5kgf/cm^3 、吹き付け厚さ t を 10cm とした場合の解を表している。(a)には、吹き付けコンクリートの初期形状(破線)と50倍に拡大した変形形状(実線)、ならびに放射線状に表した掘削荷重(破線)と変形後の吹き付けコンクリートに作用する荷重(実線)が示されている。この両者

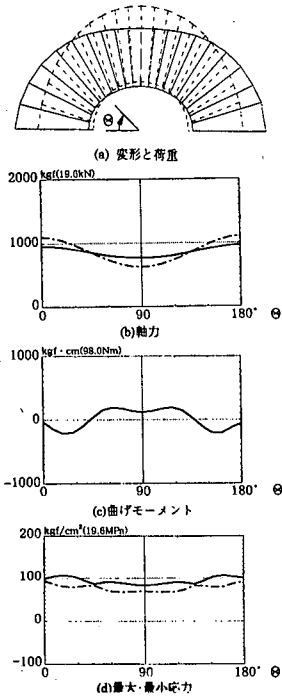


図-9 標準的な計算例

($H=1D, t=10\text{cm}, \lambda=0.5, k=0.5\text{kgf/cm}^3$)

の差異は地盤ばねが負担している荷重に相当する。クラウン部が沈下する一方で、側壁部が外側に變形している。これは側方土圧係数 λ からわかるように鉛直荷重が卓越していることに起因する。また、このようなモードで變形する結果、吹き付けコンクリートに作用する荷重はやや等方的な分布となる。(b),(c)はそれぞれ、(a)に示す角度 θ の位置における単位奥行き(1cm)当たりの軸力 N および曲げモーメント M (内側引張り)を表す。また(d)は、軸力と曲げモーメントから求めた縁応力 σ :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (9)$$

(圧縮を正)の最大、最小値の分布を示す。ここに A は吹き付けコンクリートの断面積、 W は断面係数を表す。ところで(b)の1点鎖線は地山反力がない場合の値を示す。(c),(d)で同様に地山反力がない場合の値は100倍程度大きくなってこれらの図の範囲を大きく超える。これらからわかるように、地山反力の効果によって吹き付けコンクリートに働く応力が均等化することがわかる。これは、Peckのいう薄肉柔支保工のモデルと同様のメカニズムである。

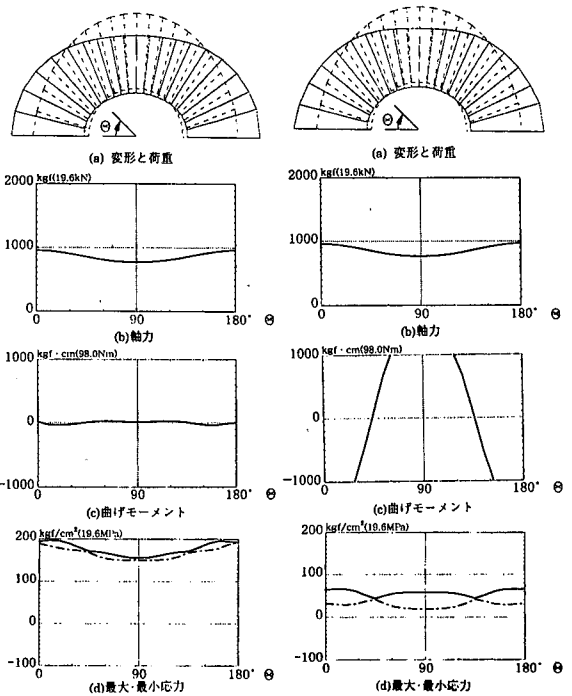


図-10 薄い吹き付け($t=5\text{cm}$)

図-11 厚い吹き付け($t=20\text{cm}$)

(2) 吹き付け厚さの影響

図-10, 11には、図-9と同様な量を吹き付け厚さ t を薄く(5cm)あるいは厚く(20cm)した場合の結果を示す。これによれば軸力は吹き付け厚さ t に鈍感である。 t が減少すれば曲げモーメントも減少する一方、式(9)の第1項が増大することから、縁応力分布は平坦になりながら、かつ全体に圧縮側へ移行する。また、 t を大きくすれば、その反対となる。したがって荷重が同じであるとき、薄い吹き付けであればあるほど、曲げモーメントは減少し、圧縮応力は増加する。極端に言えば、厚さがほとんど0であるような吹き付けであっても、圧縮強度が十分あり、また、座屈しないような覆工の形状であればトンネルは支保されることになる。始めに述べた足立らの実験で薄い紙でも砂地山が支保されたのは、このような理由によるものと考えられる。しかし、このような設計を可能にするには地山からの必要な反力がなければならない。

(3) 地盤反力の効果

次に図-12, 13には、図-9と同様な量を地盤反力係数 k を小さく(0.2kgf/cm^3)あるいは大きく(1.0kgf/cm^3)した場合の結果を示す。これによれば、やはり軸力は地盤反力係数 k にも鈍感である一方、曲げモーメントあるいは応力の分布は k によって大きく変化することがわかる。地盤反力係数が小さくなると、

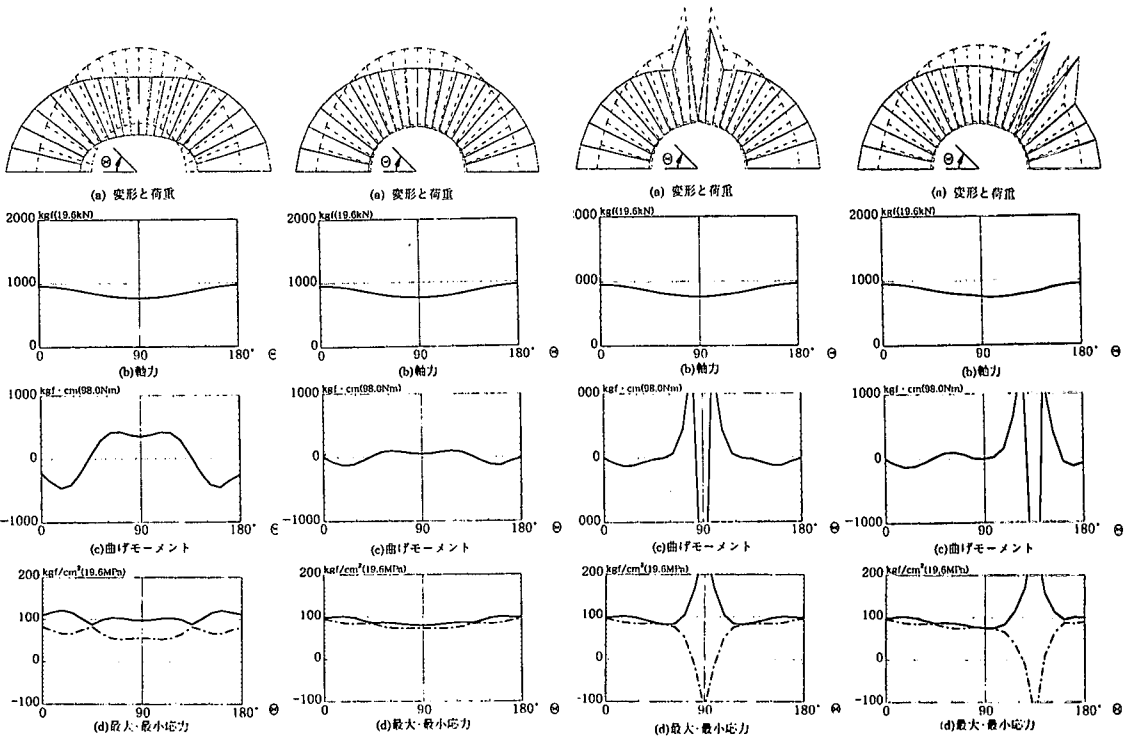


図-12 小さい地盤反力
($k=0.2\text{kgf/cm}^3$)

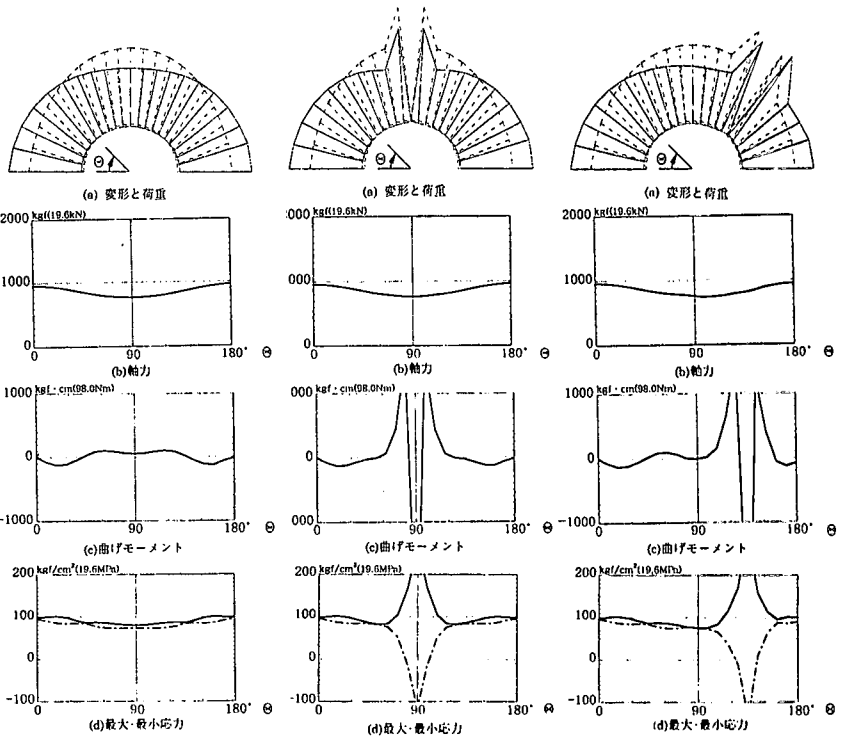


図-13 大きい地盤反力
($k=1.0\text{kgf/cm}^3$)

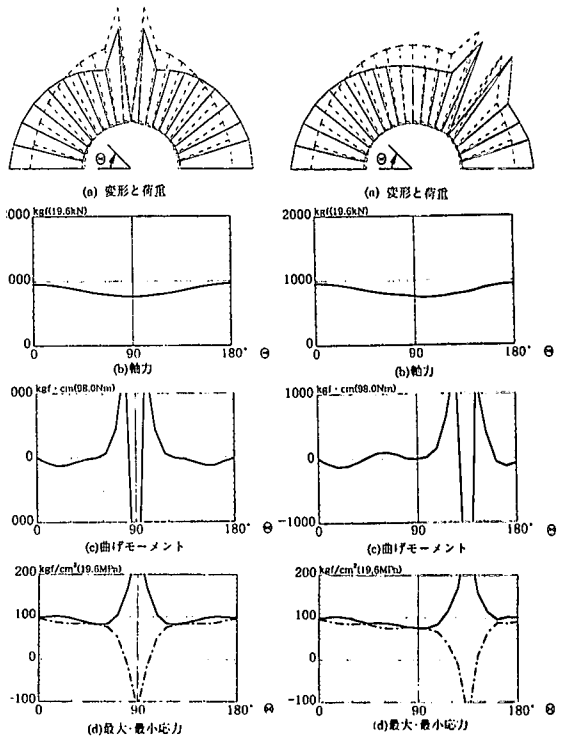


図-14 クラウン部の空洞

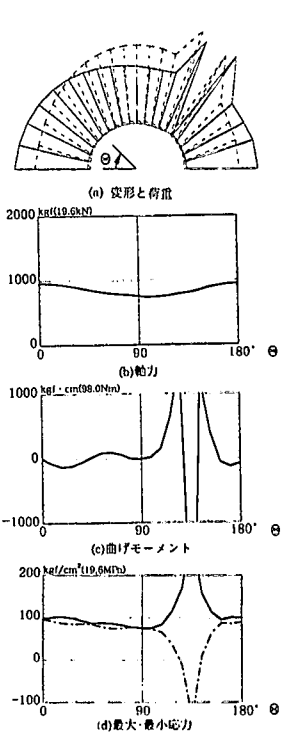


図-15 肩部の空洞

曲げモーメントの振幅が大きくなる結果、式(9)の第2項によって縁応力の振幅も大きくなる。

たとえば、覆工背面の地山に空洞があって、地盤反力がとれない場合にどのような現象が起こるのであるのか。図-14、15はクラウン部や肩部の地盤ばねを1つ除去した場合の結果を示す。特徴的なのは、地盤ばねを除去した部分で荷重が集中し非常に大きな曲げモーメントと応力が発生していることである。したがって、NATMにおいて吹き付けコンクリートが支保として機能するためには、背面に空洞がなく、地山からの十分な反力が期待できることが大前提となる。

図-16は、吹き付けコンクリートの一部で引っ張り応力が発生している例である。もし、ここで曲げ破壊が生じて、ピン構造となったとする。そこで、その部分の回転ばね定数を0に落として、全体を計算しなおすと、図-17の結果を得る。すなわち、たとえ吹き付けコンクリートの一部で曲げ破壊が生じて、トンネル自体は急激に不安定になることはない。一方、同じような状況でも地山に先述した空洞がある場合には、図-18から図-19の状態へ移行する。これは、曲げ破壊が連鎖反動的に進行していることを示す。このことは、朝倉ら¹⁰⁾も示しているように地山は覆工に十分な反力を作用するだけ健全でなければならないことを意味している。

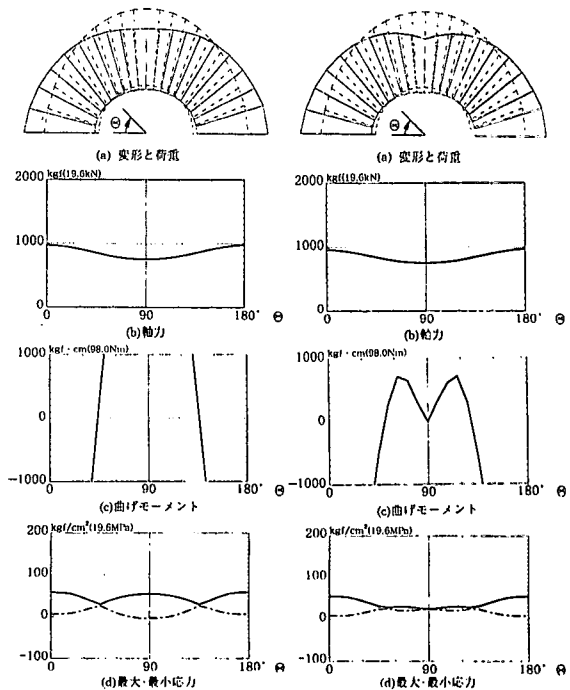


図-16 破壊前(空洞なし)

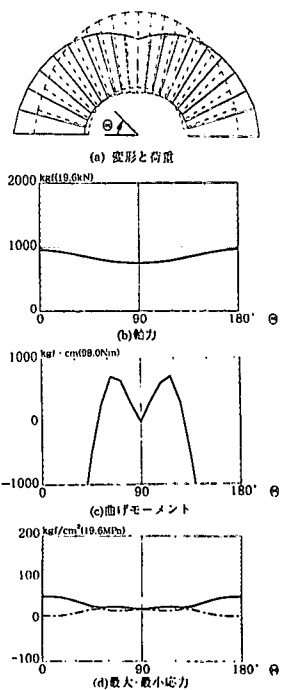


図-17 破壊後(空洞なし)

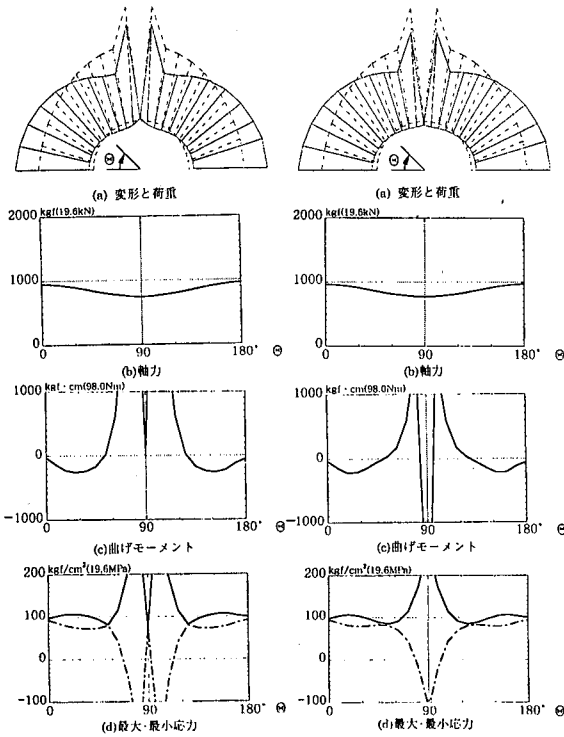


図-18 破壊前(空洞あり)

図-19 破壊後(空洞あり)

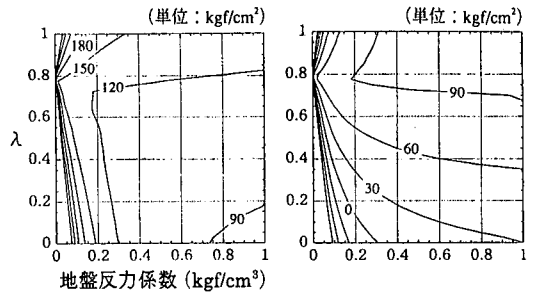
5. 設計が可能となる範囲

(1) 設計条件と可能範囲

図-20は、半円形状トンネルで、 $H = 10\text{m}$ 、 $t = 10\text{cm}$ に固定して、地山反力係数 k と側方土圧係数 λ を小刻みに変化させながら吹き付けコンクリートに発生する最大応力(a)と最小応力(b)の等高線を描いたものである。もしここで、吹き付けコンクリートに対して

- 1) 180 kgf/cm^2 以上の(圧縮)応力は発生しない、
- 2) 引っ張り応力は発生しない、

という制約を課す場合、吹き付けコンクリートの設計が可能となる範囲を (k, λ) 平面で示すと図-21のようになる。つまり図-20の2つの図において、上記1), 2)の両者を満たす共通部分である。図-21では領域の上部は破線で仕切られているが、これは圧縮強度で限界をもつこと、また、下部の領域は実線で仕切られているが、これは(曲げによる)引っ張り応力の発生限界を表す。言い替えると、側方土圧係数 λ の大きい範囲では荷重は等方的に近く、吹き付けコンクリートには大きな曲げは発生せず、圧縮強度で設計可能な地盤反力係数 k の範囲が決まる。一方、側方土圧係数が小さくなると曲げが発生し、引っ張り応力が生じるような地盤反力係数が設計の限界点となる。



(a) 最大応力の等高線

(b) 最小応力の等高線

図-20

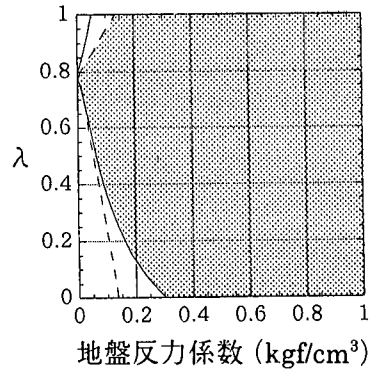


図-21 設計可能範囲

この図の場合では、側方土圧係数が0.8程度のとき、いかなる地盤反力係数でも設計が可能となっている。図-22に示すクラウン部の沈下量の等高線からわかるように、この側方土圧係数のもとでは、沈下はほとんど発生していない。また、図-23の(側壁部)の内空変位の等高線を見ると、やはりこの側方土圧係数のもとでは変位が生じていない。つまり $H = 10\text{m}$ の場合では、 λ が0.8あたりの荷重で軸力のみが卓越した状態となる。本来、 $\lambda = 1$ のとき、荷重は等方的になるが、トンネルアーチのクラウン部と側壁部で被り土圧が異なるために、この円形アーチでは λ が約0.8で曲げモーメントがほとんど発生しなくなったものと考えられる。

また、図-21の設計可能な範囲の形状と、図-22および23の変位の等高線の形状とはよく似た形状を示しており、変形をモニターすることで、応力状態を制御できることを示唆している。

(2) 設計可能範囲の検討

図-24(a), (b) および(c)はそれぞれ、被り高さが0.5D(5m)、1D(10m) および2D(20m)の場合の設計可能な範囲を3種類のトンネル断面形状(ラ

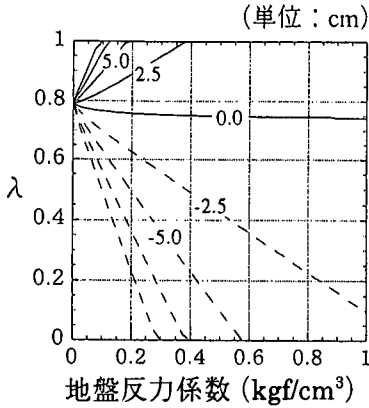


図-22 クラウン部の沈下の等高線

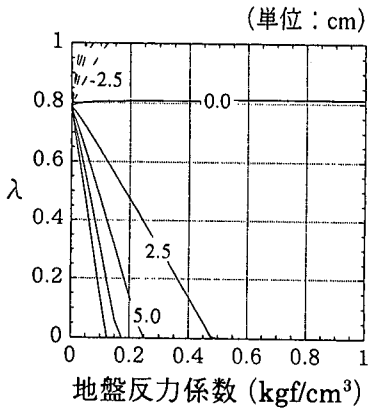


図-23 コンバージェンス(側壁)の等高線

イズはすべて $0.5D = 5m$) と 4 種類の吹き付け厚さ t に対して描いたものである。(b) の中で半円形状かつ $t = 10cm$ のものは図-21 と同一である。これらの図の全体を通して以下のようなことがわかる。

1) 吹き付けが薄い と 圧縮強度で限界 (破線) が決まる。

2) 吹き付けが厚いと曲げによる引っ張り応力の出現で限界 (実線) が決まる。

3) したがって、曲げで限界 (実線) が決まる場合には、吹き付けを薄くする方が設計可能な範囲は広がる。

4) とくに薄い被りの場合は、ほとんど曲げで限界 (実線) が決まり、薄い吹き付けが望ましい。

5) 曲げで限界 (実線) が決まる場合、それぞれのケースで特定の側方土圧係数 λ があって、その値のもとではいかなる地山反力係数のもとでも設計ができる。これは、先述したように作用する外荷重 (掘削荷重)

による曲げモーメントがほとんど発生しなくなることによる。また、その λ の値は、被り高さやトンネル形状に依存する。縦長形状では比較的小さい値となり、偏平形状では大きい値となる。これは、図-1 (b) で示したように Peck⁶⁾ のいうところの変形を生じるとなく安定化するトンネルに相当する。

6) コンクリートの圧縮強度を上げると薄い吹き付けが許容されて、設計可能な範囲が拡大する。

6. まとめ

本研究では、被りの浅い未固結地山を想定して柔な支保と地山の相互作用について検討した。用いたモデル計算によれば、吹き付けコンクリートによる支保の効果は地山の反力との相互作用を通してはじめて発揮されることがわかった。すなわち、トンネル掘削後の吹き付けコンクリートの変形の伴い、これに作用する荷重がトンネル周上でほぼ一様とみなされる場合には、Peck⁶⁾ がいうように吹き付けコンクリートにほとんど曲げモーメントは発生せず地山は安定する。しかし、トンネル背面に空洞などがあって適切な地盤反力が発生しないような場合には、大きな曲げモーメントが生じて不安定な状況となることが明かになった。本論文の結論を以下に記す。

1) 地盤反力と支保の相互作用がトンネル周辺の力学的安定にとって本質的である。

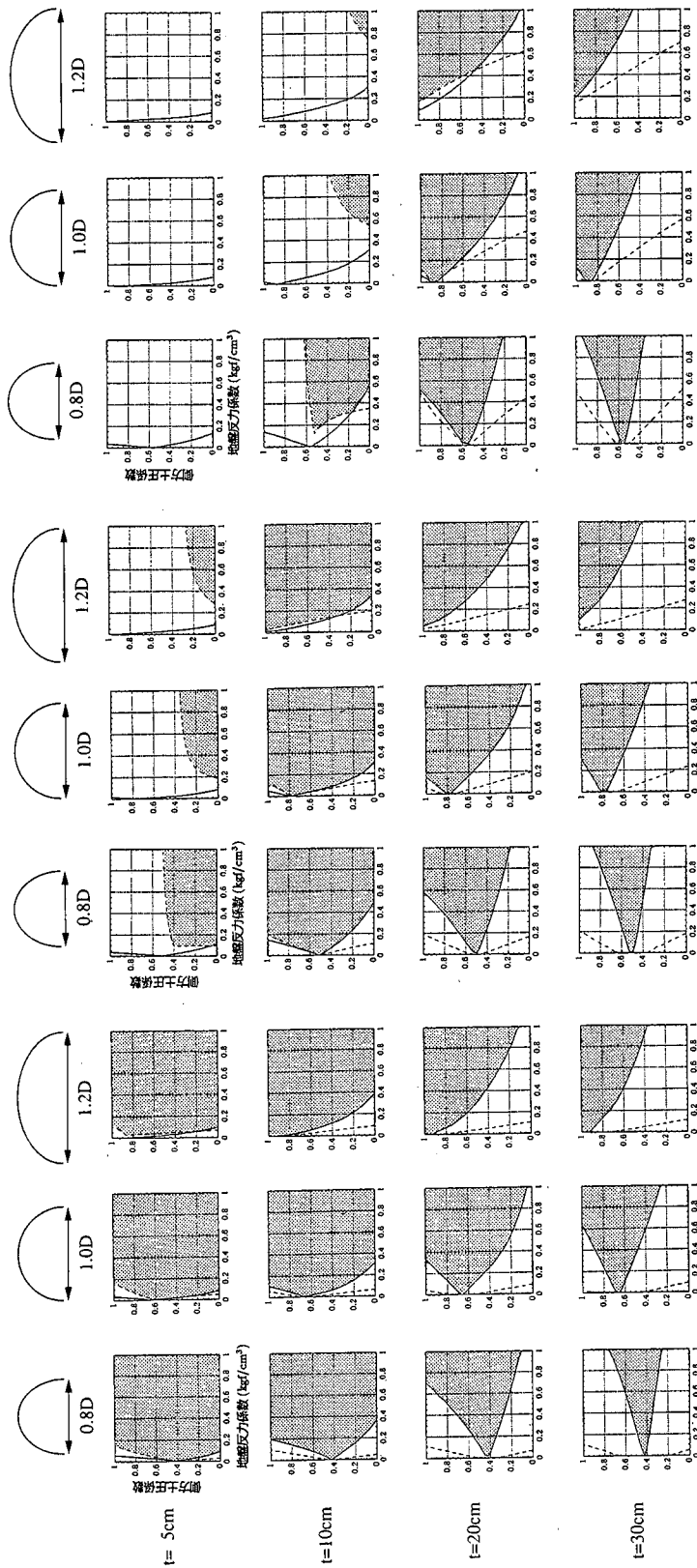
2) 地盤反力はアーチ支保に発生する変形を抑止し、曲げモーメントを軽減する。

3) 圧縮による破壊 (圧壊) を考慮しなければ、相当薄い吹き付けコンクリートであってもトンネルを安定に保つ能力がある。

4) 厚さの大きな支保では、薄い支保と比べて大きな曲げモーメントが発生し曲げ破壊を起こしやすくなることがある。

5) 曲げモーメントによる引っ張り破壊は避けなければならないが、たとえ生じたとしても安定な構造を保持させるためには十分な反力がとれるような地山の状態が必要である。

これらは極めて単純なモデルを通して得られた結論であって、実際のトンネルの設計にそのまま適用されるものではない。たとえば、切羽の存在など施工過程を考慮していないことから、トンネル切羽の安定性を考慮する場合には別の角度からの慎重な確認が必要である。しかし、本研究の内容は、NATMによって施工されるトンネル周辺の力学的現象の一面を把握しているものと思われる。今後、モデルをより現実に近いものとするとともに室内実験などによりこれらの結果をさらに検討する予定である。



(c) 被り高さ $H=20\text{m}$ の場合の設計可能範囲

(b) 被り高さ $H=10\text{m}$ の場合の設計可能範囲

(a) 被り高さ $H=5\text{m}$ の場合の設計可能範囲

図 24 種々の場合の設計可能範囲

参考文献

- 1) NATM工法の調査・設計から施工まで、現場技術者のための土と基礎シリーズ12, 地盤工学会, 1985.
- 2) 土被りの薄い未固結地山における大断面トンネルの掘削方法と施工管理方法に関する調査研究, 日本トンネル技術協会, 1986.
- 3) Kovari, K.:Erroneous concepts behind NATM, Tunnel and Tunnelling, Nov., 1994.
- 4) トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同開設, 土木学会, 1996.
- 5) 大断面トンネルの設計・施工法に関する調査研究(その3)報告書, 日本トンネル技術協会, 1993.
- 6) Peck, R. B.:Deep Excavation and tunnelling in soft ground, 7th Int. Cof. Soil Mech. and Found. Eng., State of the Arts Volume, pp.225-290, 1969.
- 7) 足立 紀尚, 田村 武, 八嶋 厚:薄肉柔支保構造(吹付けコンクリート, ロックボルト)の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第358/III-3, pp.47-52, 1985.
- 8) 水谷敏則, 大久保雅憲, 平木博美:軟岩地山の吹き付けコンクリート覆工の支保機能, 第17回日本道路会議論文集(トンネル部会), pp.172-173, 1987.
- 9) 水谷敏則, 稲野 茂, 藤村 貢:軟岩地山における吹き付けコンクリート, 第18回日本道路会議論文集(トンネル部会), pp.202-203, 1988.
- 10) 朝倉 俊弘, 小島 芳之, 安東 豊弘, 佐藤 豊, 松浦 章夫:トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.79-88, 1994.
- 11) 梅田 昌彦:薄肉柔支保工の力学挙動に関する基礎的研究, 京都大学大学院工学研究科土木工学専攻修士論文, 1996.
- 12) 足立 紀尚, 田村 武, 木村 亮, 荒巻 智:アルミ棒を用いた土圧実験とその数値解析, 粒状体の力学シンポジウム発表論文集, pp.107-110, 1993.

(1997. 6. 16 受付)

ON THE TUNNEL SUPPORT MECHANISM OF SHOTCRETING

Takeshi TAMURA, Toshihisa ADACHI, Masahiko UMEDA and Tetsuya OKABE

The mechanical effect of the interaction between the shotcreting and the ground is studied from a view point of the tunnel support stability. A serial set of rigid bars jointed through the bending springs are adopted for a model of the lining while the constant coefficient of subgrade reaction is assumed for the ground. A lot of parametric numerical analyses are done by changing the width of shotcreting, the coefficient of the lateral earth pressure, the overburden and the shape of tunnel section. It is shown that the subgrade reaction is essential for the tunnel stability and that even a thin shotcrete lining supports the surrounding ground if an adequate amount of the subgrade reaction is expected.