

トンネルの支保効果に関する基礎研究

足立 紀尚・田村 武・八嶋 厚
木村 亮

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY ON TUNNEL SUPPORT SYSTEM

By *Toshihisa ADACHI, Takeshi TAMURA, Atsushi YASHIMA and
Makoto KIMURA*

Synopsis

The mechanical efficiency of tunnel support systems is investigated from experimental and analytical points of view. First of all, model tests of tunnel excavation in which lining and rock bolt were simulated by thin papers were carried out in dry sand. As the results, it is found out that even if so flexible, thin paper has remarkable effect on tunnel stability. Secondary, the model test results are analyzed by applying elasto-plastic finite element method, and the tunnel stability ensured by thin flexible lining is discussed.

1. はじめに

トンネルや地下空洞の建設における基本理念は“トンネルはできる限り地山で持たせる”にある。要するに、地山のせん断強度によって、トンネルや地下空洞は保持されるものであって、支保工とか覆工は地山の補強を目的とした補助構造物であるとする考えである。したがって、安定したトンネルを建設するに際して重要なことは地山の力学的条件と特性を的確に把握し、地山の本来有する支保能力を最大限発揮させるために必要な支保工、覆工はどのようなものであるかを明示することである。

本研究は支保工の設計手法の確立を最終目的として、近年多用されるに至っている吹付コンクリートやロックボルトなど、いわゆる薄肉柔支保工の支保効果の解明を試みたものである。すなわち、まず悪い地山条件を表現するため地山材料に乾燥砂を用い、吹付コンクリート及びロックボルトを薄紙でモデル化した実験を行ない、第2に薄肉柔支保工と地山の相互作用を有限要素法を適用して解析し、実験的、解析的に薄肉柔支保工の支保効果に検討を加えたものである。

そこで、まず2節においてはトンネル掘削の基本理念について論じ、次いで3節では実験結果とその考察を、最後に4節では解析結果とその考察をそれぞれ示すことにする²⁾。

2. トンネル掘削の基本理念

ここ数年来 Rabcewicz¹⁾ によって提唱された NATM (New Austrian Tunneling Method) は、わが国において適用例が増加し、30以上のトンネルがこの工法によって建設され、さらに数多くのトンネルが現在建設中もしくは計画中である。この工法の特徴は以下の3点にまとめられる²⁾。

- (1) “トンネルはできる限り地山で持たせる”というトンネル掘削の基本理念に基づき、
- (2) 地山の強度維持と本覆工への土圧を均等に分布させ、かつ軽減させるべく、“地山は緩めず弾性変形

させる”という考えに立脚し、それを達成するため薄肉柔支保構造として吹付けコンクリートやロックボルトによるリング構造を素早く構築し、

(3) 現場計測によって上記機能の確認と本覆工の施工時期などの指示を行う。

“トンネルはできるだけ地山で持たせる”とか“地山は緩めず弾性変形させる”というトンネル掘削の基本理念はけっして NATM のみの専売特許ではない。これは長年のトンネル工学における経験によって培われてきたものである。したがって、Austria の NATM 提唱者は否定するが、NATM の獨創性は薄肉柔支

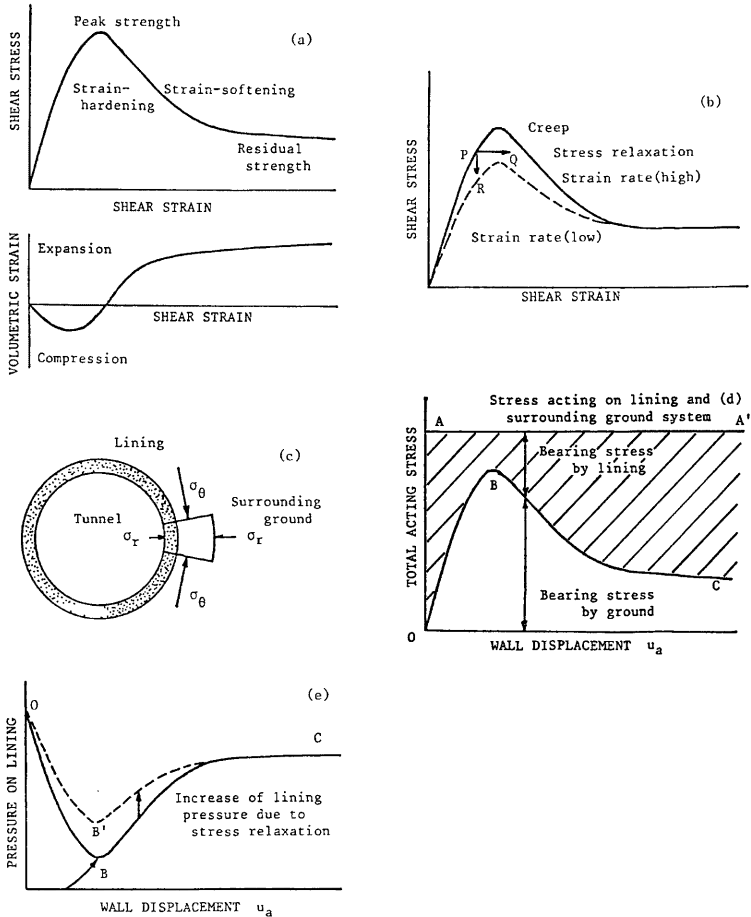


Fig. 1 Schematic representation of the principle of tunneling. (a) Stress-strain relationship of ground material, (b) Effect of strain rate on stress-strain relation, (c) Lining and ground system against acting stress condition, (d) Changes in lining and ground bearing stresses with tunnel wall displacement and (e) Change of lining pressure with tunnel wall displacement (Characteristic line in NATM).

保構造として吹付けコンクリートならびにロックボルトを用いて、上に述べた掘削の基本理念を具現化したという工学的意義にあるといえる。

そこで、“地山は緩めず弾性変形させる”という掘削理念を簡単に考察してみる。一般的に、地山材料の応力-ひずみ関係はその遷移応力よりも低い拘束圧のもとでは Fig. 1 (a) のようなひずみ硬化-軟化型を示し、ひずみ軟化過程で体積の膨張、すなわち緩みを生ずる。また、応力-ひずみ関係は Fig. 1 (b) のようにひずみ速度の影響を受ける。例えば、トンネル掘削直後は変形も急であるから、ひずみ速度大の曲線に従うが、その後覆工の打設などによって変形を止められると P 点から R 点へと応力が減少する応力緩和が地山に生ずることになる。

さて、このような応力-ひずみ関係を持つ地山と覆工が Fig. 1 (c) に示す複合体として、トンネル掘削に伴なわれるせん断応力 ($\sigma_\theta - \sigma_r$) に対抗するわけである。この複合体が破壊せず安定を保つためには Fig. 1 (d) の A-A' 線で表わされるせん断応力 ($\sigma_\theta - \sigma_r$)_{acc} に耐えなければならないと仮定する。地山材料は OBC の応力-変位関係を示すから、覆工が受け持つ応力は斜線部で表わされるように、その大きさは変位によって変化することになる。この斜線部、すなわち覆工反力を縦軸によって図を逆転させて書き改めたのが Fig. 1 (e) である。この図こそ、NATM における特性曲線 (Characteristic line, Fenner-Pacher curve) として知られるもので、最小覆工反力、すなわち地山の強度が最大に発揮される B 点を目標として覆工を施工するのが最適であることを示している。これを地山の立場からいえば、B 点までの弾性変形は許すけれども、それ以上にまで過度には緩めない、いわゆる“地山は緩めず弾性変形させる”という掘削の基本を説明したものである。図には覆工を打設することによってある所定の壁面変位に落ち着くと地山が応力緩和して、地山自体が抵抗できる応力は OBC から OB'C' に変化するため、その差だけ覆工への作用土圧が増大する様子も示している。これが時間とともに増大する土圧の 1 つの理由である。

先述したように、地山補強のため薄肉柔支保構造としての吹付けコンクリートやロックボルト、またダクタイル支保工を具体的工法として用いるところが NATM の特色であるといつてよい。柔軟な 1 次覆工によって反力を与えながら、地山が平衡状態に落ち着くまで変形を許すのは“地山を緩めず弾性変形させる”ことである。またこれにより、1 次覆工内に過度の曲げモーメントが発生せず地山への反力が一様分布になるという利点がある。

この柔なたわみ性 1 次覆工では反力が一様に分布し、覆工内部に曲げモーメントが生じないことを Peck³⁾ は Fig. 2 を用いて次のように説明している。Fig. 2 (a) のように鉛直と水平応力が異なる地山内にトンネルを掘削する場合を考える。

(a) たわみ性を持ち、圧縮のリング応力には耐える円形リングを周辺地山を乱すことなく押し込む。

(b) リング内部には土が残っているから、リングへの作用土圧分布は Fig. 2 (b) の左側半分に示すように一様ではない。

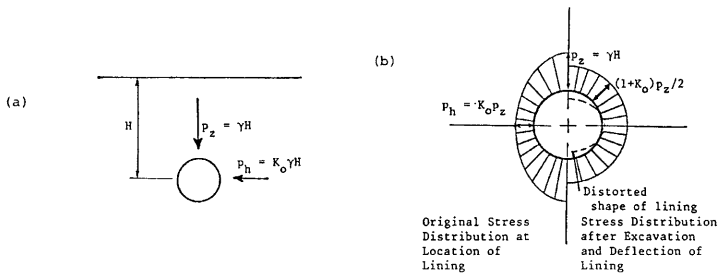


Fig. 2 Peck's imaginary experiment, (a) Anisotropic stress condition in ground and (b) Pressures against and deflections of hypothetical lining.

(c) 次いで、内部の土を取り去ると、たわみ性リングが平衡を保つためには、作用土圧が一様とならねばならない。従って、図の右側半分に示すように、鉛直土圧が減少する一方、水平土圧は増加して一様分布となる。このような土圧の再配分によって、覆工は図中の点線のようににだ円に変形するが、作用土圧は一様となるから、覆工内に曲げモーメントは生じない。

3. 実験装置及び実験方法

前述したような薄肉柔支保構造の効果がどのようなものであるかを、地山材料に乾燥砂を用い、吹付けコンクリートとロックボルトを紙でモデル化した実験によって定性的な解明を試みた。換言すれば、リング構造の支保工を地中にあらかじめ設ける場合には、それが薄い紙であっても効果のあることを示すとともに、“トンネルは地山でもたせる”，すなわち“支保工や覆工は地山強度維持のための補助工法である”との考え方を明らかにすることである。

3.1 土槽実験

実験には高さ 80cm、幅 90cm、奥行 30cm の土槽と直径 8 cm の金属円筒を準備し、地山材料として標準フルイ 420 μ を未通過分の硅砂を用いた。

地山材料に乾燥砂を選んだ理由は粘着力 c が 0 であり、内部摩擦角 ϕ のみの、いわば摩擦性流体ともいえる材料であって、悪い地山条件を与えることを目的としたからである。

吹付コンクリートとしての紙は **Table 1** に示すが、ロックボルトには No. 1 のケント紙を用いた。行った実験の種類は **Table 2** に示す 4 種類である。実験 A は覆工の厚さの違いによる地山の安定性の相違を調べるためのもので紙の厚さを変えている。実験 B は“地山は緩めずに弾性変形させる”というトンネル掘削の基本理念を検証するためのもので、トンネル周辺地山にあらかじめ所定の緩みを与えている。実験 C は覆工とロックボルトの相乗効果を調べるべく、覆工にロックボルトをのり付けて実施した。実験 D はロックボルトを覆工にのり付けするため、のりしろの覆工剛性に与える影響を調べるためのものである。

実験は以下の手順で行った。

- (1) **Photo. 1 (a)** のように金属円筒を土槽内にさし込む。

Table 1 Papers for lining and rock bolt.

	Paper type	Weight (g/m ²)	Thickness (mm)
No. 1	Kent paper	154.3	0.180
No. 2	tracing paper	60.0	0.058
No. 3	tracing paper	40.0	0.045
No. 4	hanshi paper	12.9	0.052

Table 2 Testing condition.

Test No.	Supporting condition	Parameters
A	lining only	lining thickness, overburden
B	lining only + looseness (δ)	looseness, overburden
C	lining + rock bolt	rock bolt length, overburden
D	lining + paste margin	overburden

(2) 実験Aでは **Fig. 3 (a)** のような、また実験Cでは **Fig. 3 (b)** のような紙を金属円筒の外側に巻き、紙円筒と前面のガラスとの接触面のすき間から砂がもれるのを防止するためグリースを一様の厚さに塗る。**Photo. 1 (b)** はこの段階の状態を示している。

(3) 砂を上槽に入れ、所定の被りまで 10cm 厚ごとに一様につき固める。トンネル軸の中心からの高さとしての土被りは 10 cm, 15 cm, 20 cm, 25 cm, 30 cm, 40 cm, 50 cm と変化させた。この状態を **Photo. 1 (c)** が

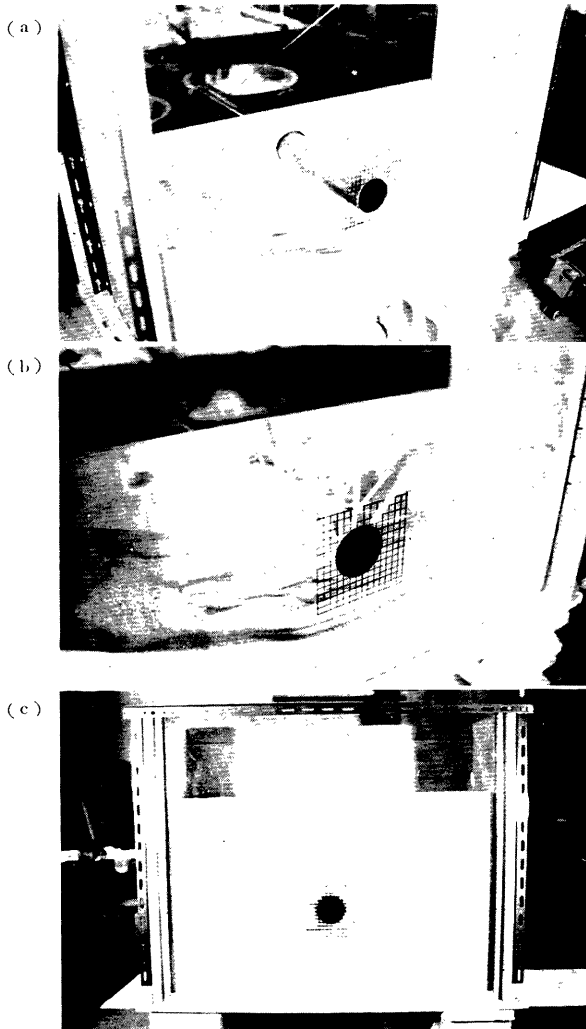


Photo. 1 Test procedure, (a) Inserting the brass pipe, (b) Rolling the lining around pipe and (c) Preparation completed.

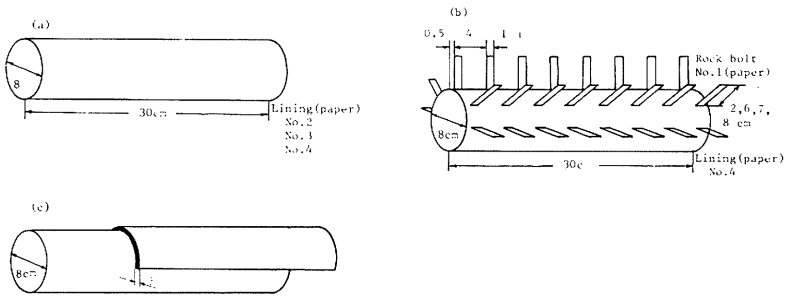


Fig. 3 Size and arrangement of lining and rock bolt. (a) for Test A, (b) for Test C and (c) for Test B.

示している。

(4) 各土盛りにおいて、金属円筒を引き抜き、トンネルが破壊したときの引き抜き量を記録する。なお実験Bでは Fig. 3 (c) のようにケント紙で作成した半円筒を覆工上面に載せ、金属円筒を引き抜く前に、半円筒を上槽内から引き抜くことにより地山を緩め、実験を行う。なお、引き抜き量を、以後トンネルの掘進長と呼ぶことにする。

3.2 アルミ棒による降下床実験

村山、松岡⁴⁾ のいう1次領域及び2次領域を含んだ緩み領域が降下床が半円形（トンネルの上部半断面）の場合、降下量によっていかに変化するかを調べるため、粒状土の2次元モデルとして2種の直径のアルミ棒と混合して横に積み上げた積層体を用いて降下床実験を行った。

長さ50mmのアルミ棒を水平に積み上げた積層体として地山を形成するが、積層体は直径1.6及び3mmのアルミ棒を重量比3:2で混合して準備した。これは標準砂の粒径加積曲線にはほぼ平行になる割合である。

棒の積層体を用いた降下床の実験装置を Photo. 2 に示す。降下床降下用ハンドルを1回ずつすると降下床は0.5mm降下する。降下床の降下量測定にはダイヤルゲージを用い、土盛りは30cmを採用した。また左右の仕切り板間の距離は約50cmであるが降下床幅及び土盛りに対して十分広く、トンネル周辺地山の動きに対して影響が及ぼさないものと思われる。

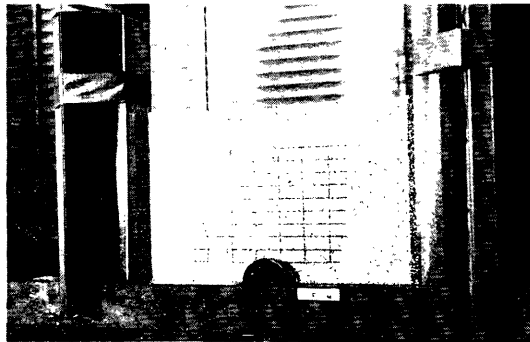


Photo. 2 Apparatus used in lowering panel experiment.

所定の混合比に混合されたアルミ棒を左右の仕切り壁間に積み上げた後、積層体前面にサインペンで標線を描いた。降下床の降下による地山の動きは地上に固定したカメラを用いて、降下床が所定量を降下する間の変化を同一のフィルムに重ね撮りすることで記録した。これによると降下床の降下による地山の緩み領域は、不鮮明な画像として写り、地山の移動部分を調べることができる。

4. 実験結果と考察

4.1 土槽実験

Fig. 4 に示す実験Aの結果において、No. 4 覆工の場合、トンネルは掘進長が5~7cm で土被りによらずすべて破壊している。これは村山らの降下床実験による最小安定時の土圧合力は降下床幅によって大きく変化するが、土被りにはあまり影響されないという実験結果と一致する。No. 2, No. 3 覆工においてもほぼ同様の傾向がみられる。また、トンネルのスプリングラインより約 45° 上方の肩の部分から変状が始まり破壊に至る一般的傾向を示した。

最も剛性の低い No. 4 覆工で、“トンネル土圧は土被りによらない”という結果が得られたのは、Peck による柔なたわみ性覆工では反力が一樣になり覆工内部に曲げモーメントが生じないという薄肉柔覆工の特性が、覆工の剛性が低い場合ほど現れ易いということによると考えられる。また、Fig. 4 から明らかなように覆工の剛性が增大するほどトンネル掘進長は増加する。

Fig. 5 に実験Bの結果を示しているが、バラツキはあるものの緩み量 $\delta = 1 \text{ mm}$ では掘進長 8 cm 前後で破壊し、他方緩み量 $\delta = 3 \text{ mm}$ では掘進長 7 cm 前後で破壊に至っており、緩み量が増加するに従い掘進長は減少して不安定となる様子がわかる。これは地山を緩めることによってトンネル周辺地山内の応力分布が変化し、覆工反力が一樣とならず覆工内部に曲げモーメントが発生することによるものと考えられる。

Fig. 6 に実験C・Dの結果を示すが、ロックボルトが長くなるほど支保効果が增大することは明らかである。図において、覆工のみの場合、ばらつきはあるものの切羽掘進長はその下限値がロックボルト長 2 cm の場合の結果、その上限値がロックボルト長 6 cm のものにそれぞれ対応していることがわかる。したがっ

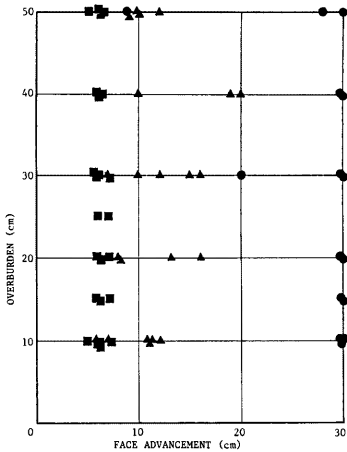


Fig. 4 Relation of tunnel advancement at tunnel collapse vs overburden, for Test A.

● No. 2 ▲ No. 3 ■ No. 4

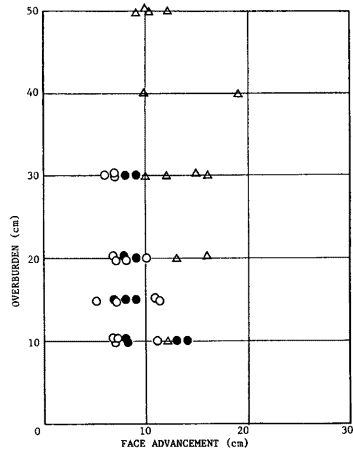


Fig. 5 Relation of tunnel advancement at tunnel collapse vs overburden, for Test B.

○ $\delta=3 \text{ mm}$ ● $\delta=1 \text{ mm}$ △ $\delta=0 \text{ mm}$

て、ロックボルト長が 7 cm 以上でなければ有効でない判断できる。8 cm のロックボルトの場合には、覆工が局部的に大きな変状を示すもののトンネルは破壊に至らないことから、緩み領域はトンネル上方地山内にトンネル直径にほぼ等しい 7~8 cm まで達しているものと推定できる。しかしながら、ロックボルトを有する場合の実験では、実験手法上覆工のみの場合のように地山の突き固めを十分行うことができず、実験 C ではトンネル周辺地山が十分突き固められていない状態にあると考える必要もあろう。すなわち、ロックボルト長が短い場合に効果がみられないのは、ロックボルトの効果が地山強度の低下によって打消されている可能性もある。

実験 D はロックボルトを覆工にのり付けするため、のりしろの覆工剛性に与える影響を調べるためのものである。当初、覆工の剛性がのりしろにより増加して、切羽の掘進長が増大するものと予想したが、Fig. 6 においてはそのような影響はみられず、逆に掘進長は減少している。これはのりしろ近傍の覆工に応力集中が生じて、覆工反力が一様にならないことによるものと考えられる。

4.2 アルミ棒による降下床実験

重ね撮り写真をもとに、降下床の降下につれて緩み領域がどのように拡大するかを図化したものを Fig. 7 に示す。Fig. 7 から緩み領域はトンネル肩部より一種のすべり面が形成され、降下量が增大するにつれてロウソクの炎のように上部に拡大している。降下床の形態がトンネルと同じ場合、2次領域と静止領域を分ける外側境界面はスプリングラインから上方約 40° のあたりでトンネル壁面と交わり、外側境界面を境にトンネル土圧が不連続となる。すなわち外側域に応力集中が生ずるものと考えれば、実験 A においてトンネルの肩の部分から変状が始まり、破壊に至ることの説明がつく。

5. 数値解析

5.1 数値解析手法

トンネル掘削のモデル実験をシミュレートするために弾一塑性有限要素解析を行った。通常モデル実験は 3次元状態で行なわれており、解析手法も 3次元問題として取り扱うことも考えられるが、できるだけ簡単な解析手法を用いた方が実験結果をより定性的に説明できるものと判断し、2次元解析を採用した。

Fig. 8 に示すように、半径 30 cm の半円の領域を考えたトンネル断面を除いた地盤部分を72個の四角形アイソパラメトリック要素で構成した。砂の初期応力状態は重力場により異方的であると仮定し、土被り圧と

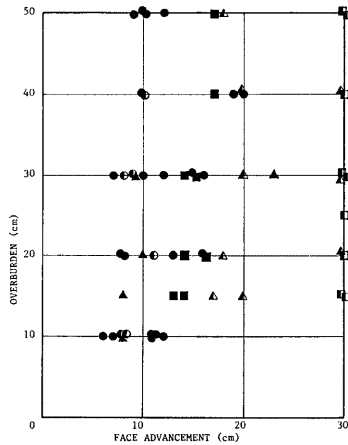


Fig. 6 Relation of tunnel advancement at tunnel collapse vs overburden, for Test C and D.

- L=0 cm ○ L=2 cm
- L=6 cm □ L=8 cm
- ▲ pastemargin △ L=7 cm

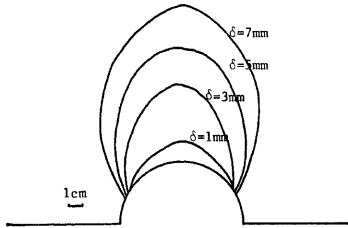


Fig. 7 Development of loosened zone by lowering panel.

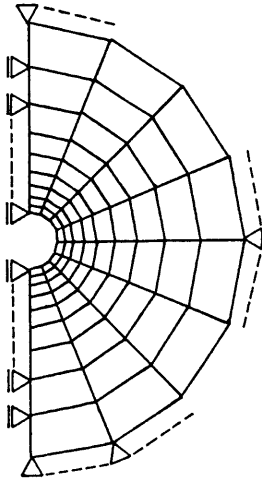


Fig. 8 Finite element mesh and boundary conditions.

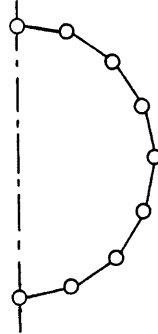


Fig. 9 Modeling of lining.

静止土圧係数 K_0 -値によって表わされるものとする。また境界条件として領域外周円上の節点の変位を拘束している。トンネル掘削のシミュレーションはトンネル壁面で初期地圧を取り除くことによって行い、その過程は荷重を50ステップに分割し、順次解放する手法で行った。先に述べたとおり本研究における実験では紙の円筒をトンネル覆工として用いるから、紙のような柔な覆工の力学的特性をどのように解析に組み込むかが問題となる。そこで、柔な覆工は曲げモーメントやせん断力には抵抗せず、単に軸力に抵抗すると仮定することにした。今回の2次元解析において覆工は Fig. 9 に示すようなヒンジで接合されたトラス要素で表わすことにした。またロックボルトについても覆工と同様な要素を考えている。

砂の応力-ひずみ関係は Drucker-Prager の降伏規準⁵⁾ を用いた弾-塑性理論から誘導した。まず、降伏規準は次式で与えられる。

$$f(J_2, \sigma_m) = \sqrt{J_2} - 3\alpha\sigma_m = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、
 J_2 : 偏差応力の第2不変量
 σ_m : 平均主応力
 α : $\sin \phi / \sqrt{3} + \sin^2 \phi$ (ϕ : 内部摩擦角)

次いで関連流れ則 (associated flow rule) の仮定を適用することにより、応力-ひずみ関係は次のように得られる。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^{EP} d\epsilon_{kl} \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで、

$$D_{ijkl}^{EP} = D_{ijkl}^E - \frac{D_{ijmn}^E \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{pq}} D_{pqkl}^E}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnpq}^E \frac{\partial f}{\partial \sigma_{pq}}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

D_{ijkl}^E : 弾性テンソル

Table 3 Analysing condition.

	rigidity of lining paper (gf/cm)	overburden (cm)	rock bolt length (cm)
No. 1	10	50	0
No. 2	100	50	0
No. 3	1000	50	0
No. 4	100	100	0
No. 5	100	50	1.0
No. 6	100	50	2.2
No. 7	100	50	3.8
No. 8	100	50	8.0

Table 4 Material parameters used in analysis.

Young's modulus of sand: $E_s=1000 \text{ gf/cm}^2$
Poisson's ratio of sand: $\nu_s=1/3$
unit weight of sand: $\gamma_s=1.37 \text{ gf/cm}^3$
internal friction angle of sand: $\phi=30^\circ$
rigidity of rock bolt paper: $E_b=1000 \text{ gf/cm}$
coefficient earth pressure at rest: $K_0=0.5$

$d\sigma_{ij}$: 応力増分テンソル

$d\varepsilon_{ij}$: ひずみ増分テンソル

なお、行なった解析は **Table 3** に示す 8 種類である。解析に用いた他の力学定数は **Table 4** に示すとおりである。先の実験結果を解析によって定性的にどの程度まで説明できるかを調べるのが現時点の目的であるから、表記パラメータにおいて紙と砂の弾性係数及び K_0 -値は仮想のものをを用いた

Table 3 に示す各々の解析の目的は、解析 No. 1・No. 2・No. 3 が覆工剛性の違いによる挙動の差異、解析 No. 4 は解析 No. 2 との対比により土被りの違いによる挙動の差異、また解析 No. 5・No. 6・No. 7・No. 8 はロックボルト長を変化させたときの挙動の差異をそれぞれ調べるためのものである。なお、ロックボルトの打設位置は、スプリングラインから上方に 0° , 45° , 90° の 3 箇所である。

5.2 解析結果と考察

解析 No. 1・No. 2・No. 3・No. 4 の結果をそれぞれ **Fig. 10 (a)・(b)・(c)・(d)** に示す。図で黒く塗りつぶされた要素は塑性化していることを表わす。

Fig. 10 (a)・(b)・(c) を比較すると、覆工の剛性が低いほど言い換えると覆工厚さが薄いほどトンネルは破壊しやすいことを表わし、実験結果と一致している。またトンネルのスプリングラインから 45° 近くでの塑性化が著しいことは、実験において普通 45° 近くから変形が始まるという事実と一致する。しかし、緩み領域が拡大する天端上部にほとんど塑性化がみられないのは本解析手法の 1 つの問題点である。すなわち、4-2 で述べたアルミ棒の降下床実験において緩み領域に関して考察したが、本解析により求まる塑性域が緩み領域といかに対応するかなど解析と実挙動の相関については今後十分な検討を要する。

土被りの違いによる挙動の差異を調べるための解析 No. 2・No. 4 の結果を **Fig. 10 (b)・(d)** で比較すると、塑性域はほぼ同一であり、土被りによってそれ程の差が生じないことがわかる。これは 4-1 の実験結果とよく一致している。

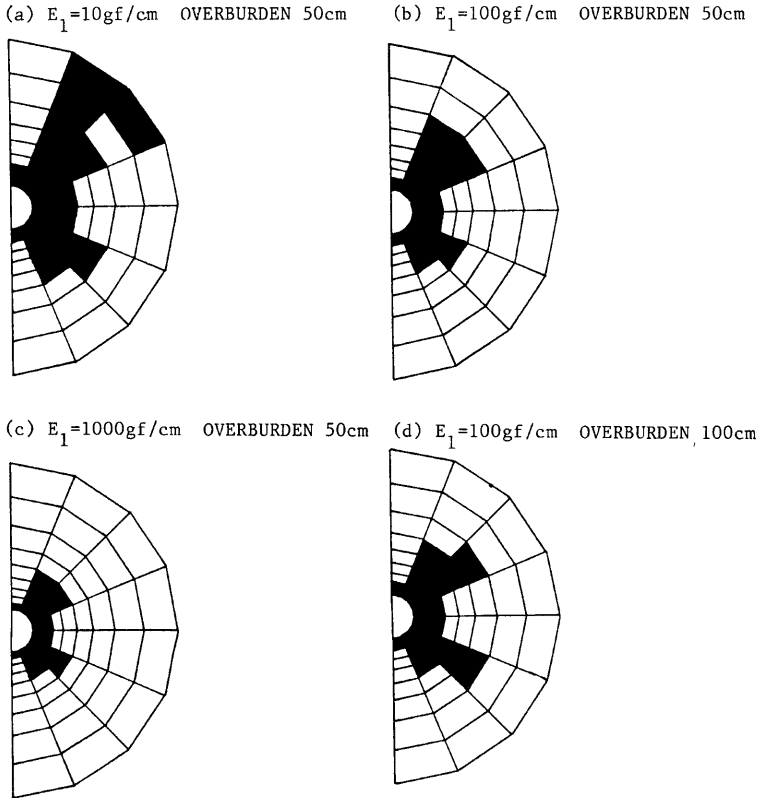


Fig. 10 Effect of lining on development of plastic zone.

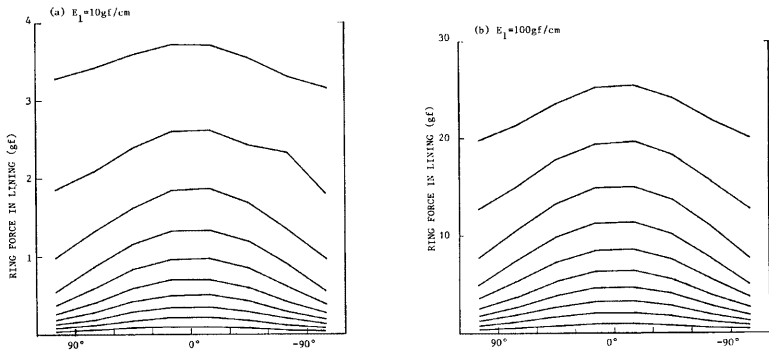


Fig. 11

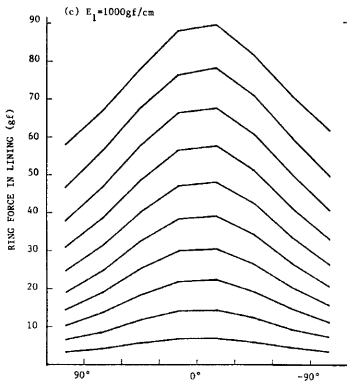


Fig. 11 Distribution of the ring force in lining.

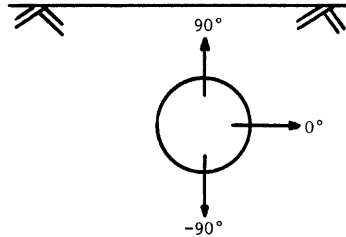


Fig. 12 Direction around tunnel section.

Fig. 11 (a)・(b)・(c) はそれぞれ解析 No. 1・No. 2・No. 3 の覆工軸力の分布を表わしている。各図の下方よりトンネル壁面で初期地圧を1割づつ解放した状態を示しており、最も上部にある曲線が完全に初期地圧を解放した、すなわち掘削終了時の覆工軸力分布を示している。また、横軸は Fig. 12 に示すように覆工の位置を指示するものでスプリングラインからの角度表示となっている。Fig. 11 及び最大覆工軸力で正規化した Fig. 13 より覆工の剛性が低いほど掘削終了時の覆工軸力は一定となる。これは2章で示した Peck の薄肉柔支保構造の性質はその剛性が低いほど表われやすいという事項に対応し4-1の実験事実とも一致する。

Fig. 14 は掘削終了時のトンネル壁面の変位が覆工剛性によっていかに変化するかを示している。図から覆工が剛な時には天端、下盤の変位が大でスプリングラインの変位が最小となるが、柔な場合には逆の傾向となっている。Fig. 15 (a) に示すように、解析No. 1 の場合、すなわち覆工の剛性が高いと Fig. 15 (b) に示すように初期から掘削終了時まで天端の変位が卓越する。静止土圧係数 $K_0=0.5$ を考えると剛性の高

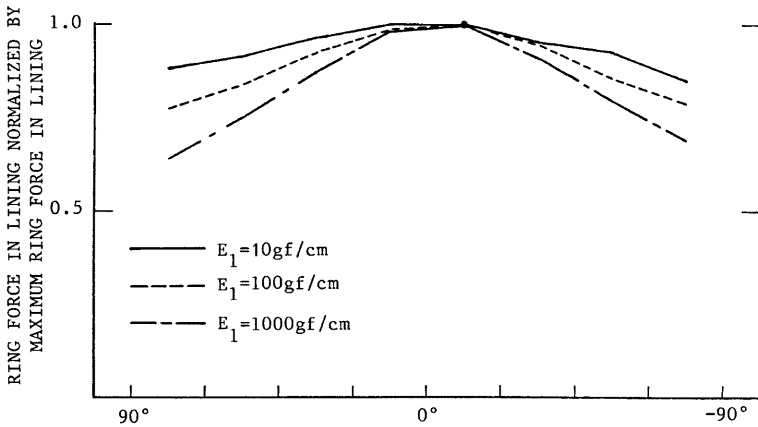


Fig. 13 Effect of lining rigidity on distribution of ring force in lining.

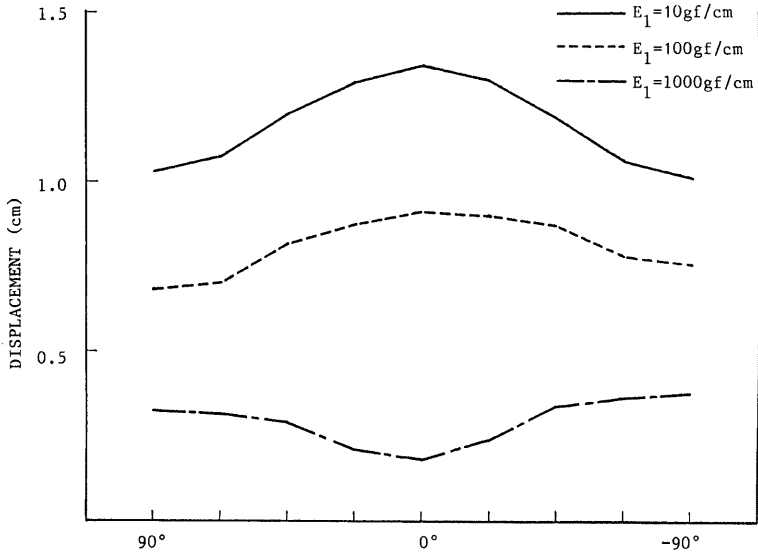


Fig. 14 Effect of lining rigidity on displacement of tunnel section.

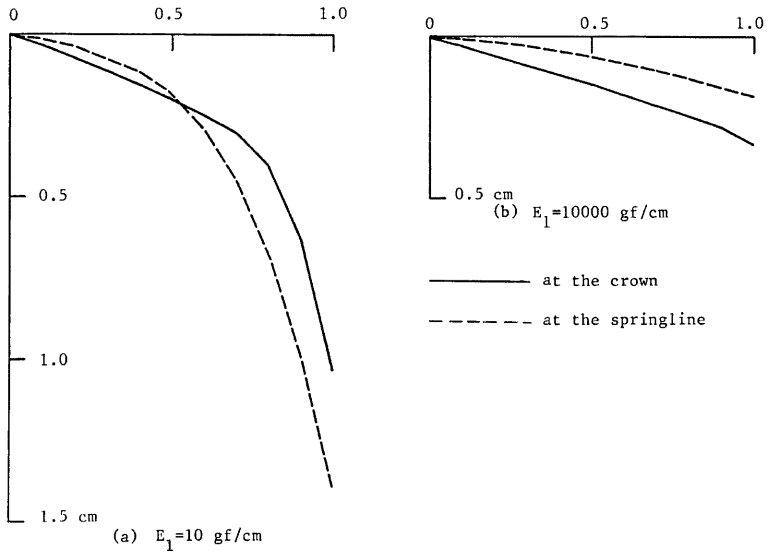


Fig. 15 Effect of lining rigidity on convergence of tunnel section.

い場合の結果が一見妥当と考えられるが、**Fig. 10 (a)・(b)・(c)・(d)** に示す塑性域の大小にもみられるように、弾性が卓越する場合には剛な場合の変形モードを、塑性が卓越すると柔な場合の変形モードをそれぞれ示すものと考えられる。すなわち $K_0=0.5$ の場合であっても塑性が卓越すると、スプリングライン部の変形が進み破壊に至るものと考えられる。

次にロックボルトの効果について解析 No.5・No.6・No.7・No.8の結果を用いて考察する。**Fig. 16 (a)・(b)・(c)・(d)・(e)** は $\theta=0^\circ\sim90^\circ$ におけるトンネル壁面の変位量を初期地圧解放の関数として表わしたものである。図よりロックボルトは長く打ち込む程明らかに効果は大きい。しかしながら $L=1\text{ cm}$ を除くと 2 cm から 8 cm へとロックボルト長を増加する効果はほとんど見られず、 7 cm 以上になると有効となった実験結果をこの解析では説明することはできない。また **Fig. 16 (a)** と **(e)** を比較すればわかるようにロックボルトの打設は天端よりスプリングライン部の方が有効である。これは **Fig. 15** で述べたように破壊がスプリングライン部から進行する結果と対応している。

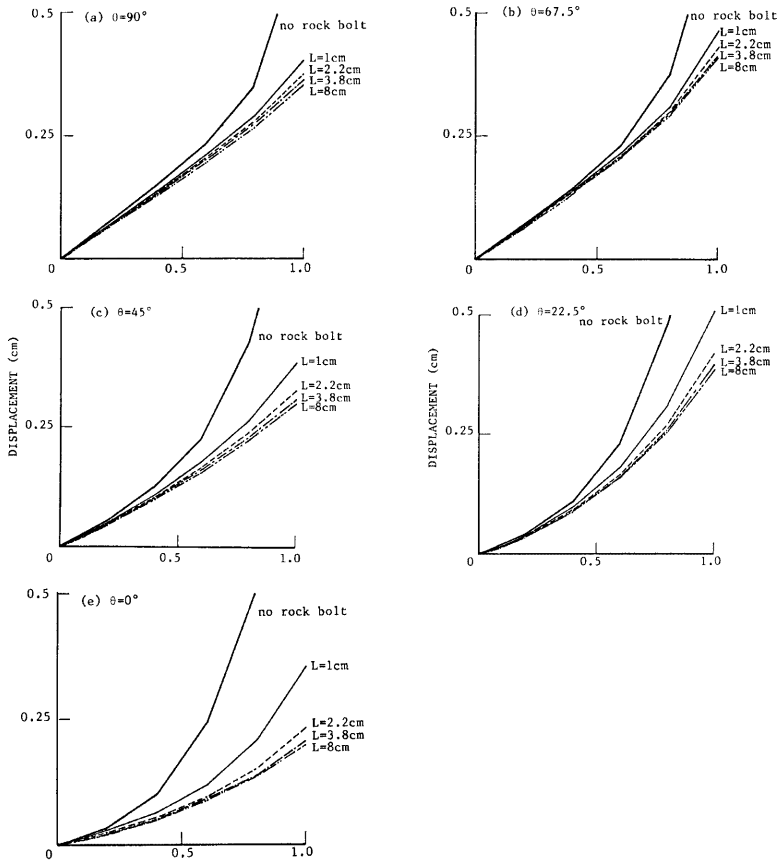


Fig. 16 Effect of rock bolt on convergence of tunnel section.

7. 結 び

本研究では、地山材料に乾燥した珪砂を用い、吹付コンクリート及びロックボルトを紙でモデル化した実験を行うことにより、それら柔支保構造の効果とトンネル土圧の作用機構の定性的な解明を試みた。この実験を通して以下のような結果が得られた。

1. 切羽の掘進長は土破りによらない。
2. 覆工が厚いほど切羽の掘進長は増大する。
3. 地山を緩めると地山は不安定になり、掘進長は減少する。
4. ロックボルトは長い程有効で直径 8 cm のトンネルでは 7 cm から有効に作用した。
5. ロックボルトは 1 次領域及び 2 次領域を含めた緩み領域外にどれだけ出ているかでその有効性が決まるものと考えられる。
6. トンネルはスプリングラインから上方 45° 近辺で破壊が生じる。

さらに、2 次元有限要素法を用いて土槽モデル実験をシミュレートするため数値解析を行った。その結果以下の点が明らかになった。

1. 覆工が剛なほど塑性領域の広がりは少ない。
2. 覆工が柔であるほど覆工軸力の分布は一様となる。
3. 塑性変形が増大すると、スプリングライン部の変位が天端の変位より卓越する。
4. ロックボルトは長いほど有効であるが、2 cm と 8 cm の間に顕著な差はみられない。
5. ロックボルトはスプリングライン部で最も有効に働く。

今回行った解析では緩み領域及びロックボルトの効果のロックボルト長による変化の評価が不十分であり、必ずしも実験結果を統一的に説明するものではない。したがって、吹付コンクリートやロックボルトの設計指針を確立するためには、地山の緩み域の発生機構やロックボルトの長さによる効果の差異を説明できる解析手法を開発する必要がある。

参 考 文 献

- 1) Rabcewicz, L. V.; Stability of tunnels under rock load, Water Power, June, July and August, 1969.
- 2) 足立紀尚：トンネル工法と地盤の物性について，NATM工法と施工機材に関する講演概要，1981，pp. 40-77.
- 3) Peck, R. B.; Deep excavations and tunneling in soft ground, 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., State of the arts volume, Mexico, 1969, pp. 225-290.
- 4) 村山朔郎・松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第187号，1971，pp. 95-108.
- 5) Drucker, D. C. and Prager, W.; Soil mechanics and plasticity analysis in limit design, Quart Appl. Math., Vol. 10, 1952, pp. 157-165.