

## トンネルの力学に関する 3 次元的模型実験

## THREE DIMENSIONAL MODEL TESTS ON TUNNEL STATICS

今 田 徹\*・猪 熊 明\*\*・石 村 利 明\*\*\*

By Tōru KONDA, Akira INOKUMA and Toshiaki ISHIMURA

## 1. ま え が き

近年 NATM (New Austrian Tunnelling Method) の普及に伴い現場計測技術の発達, F.E.M. 解析, 弾塑性理論等の解析手法の進展などがあり合理的なトンネルの設計手法を求める動きがでてきている. 本論文は, そうした動きの 1 つとして, トンネルの合理的な設計手法の開発に資するためトンネル掘削後のトンネルに作用する外力およびトンネル付近の地山中の応力状態を 3 次元的模型実験によって明らかにしようとしたものである.

トンネルの静力学模型実験に関しては確立された相似則はまだない. したがって今回の模型実験では相似則を検証するため, 現場計測と模型実験の結果の比較を行った. 将来的には, 坑口付近に地すべりの危険があるトンネルとか大断面の双設トンネルといった特別の問題をもつトンネルの設計へ模型実験を適用することは十分考えられる. しかし, 通常トンネル設計には, F.E.M. 解析や Terzaghi の土圧式などがその簡便さのため有効だと思われるので, そうした解析と模型実験結果との比較も行った.

本研究では主として応力解析を行っているが, これは変位解析が重要でないという意味ではなく, 模型のように縮小された場では微小な変位を計測することが困難であるためである. 現場においては, 逆に変位計測の方が容易なため変位の計測例が多いわけである. しかし, 本論文で示したような応力再配分について概念的な認識を得ることは現場の技術者にとっても有益なことと思う.

本論文では, 2. で従来のトンネル力学の模型実験手法と今回用いた 3 次元的模型実験手法を述べ, 3. で相似則を導入した. 4. で実験結果を述べ応力再配分の機構

を明らかにした. 5. および 6. で実験結果を Terzaghi の土圧公式や現場計測と比較し, 相似則の再検討を行い, 7. で結論をまとめた.

実験装置の制約から, 解析の対象とするのは土かぶりの浅いトンネルに限定した. 地山は岩盤と土質地盤の双方を解析の対象とできるが, トンネル土圧が明確な形で発生する方が実験としては都合がよいので, 結果的には軟岩もしくは土質地盤のトンネルを模型実験の解析の対象とすることになった.

トンネルとその周辺地山を解析の対象とする場合応力の大部は圧縮応力であるから, 本論文ではすべて圧縮応力を正とすることにする.

## 2. 実験方法

## (1) 従来の模型実験

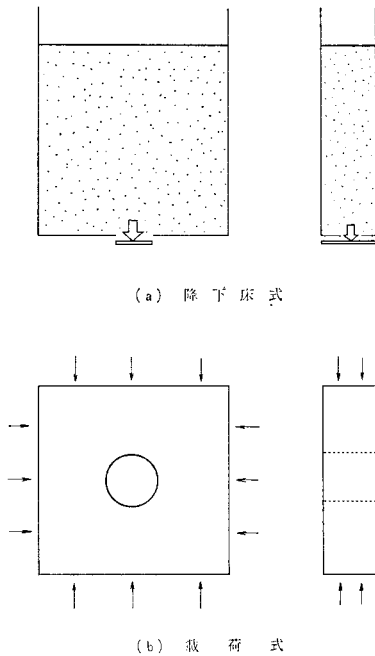
従来のトンネル土圧に関する模型実験はそのほとんどが 2 次元模型実験であった. これには 図-1 (a) のように地山の初期応力を主として地山材料の重量によって発生させ床の一部を降下させる降下床実験のタイプ<sup>1), 2)</sup>と (b) のように外力を載荷することによって初期応力を得るタイプ<sup>3)</sup>とがある.

(a) の場合, 地山中の初期応力分布は現場と似てくることが地山材料の重さが制約条件となって小さい初期応力しか得られない. このため, 地山材料は強度のごく小さいものにしなないと無支保でも安定してトンネル土圧が発生しないことになる. このため, (a) タイプは多くの場合乾燥砂を地山材料とするが, 乾燥砂は粘着力がない特殊な材料であり, 実際とは現象そのものが異なる可能性がある. (b) タイプの場合, 外力を増すことによって大きい初期地山応力を得ることができる. このため, 地山材料として土はもちろんモルタル, 岩石, コンクリート等が用いられ, その意味での (a) タイプよりも実際の現

\* 正会員 東京都立大学

\*\* 正会員 建設省土木研究所

\*\*\* 学生会員 建設省土木研究所



図一1 2次元模型実験の概略図

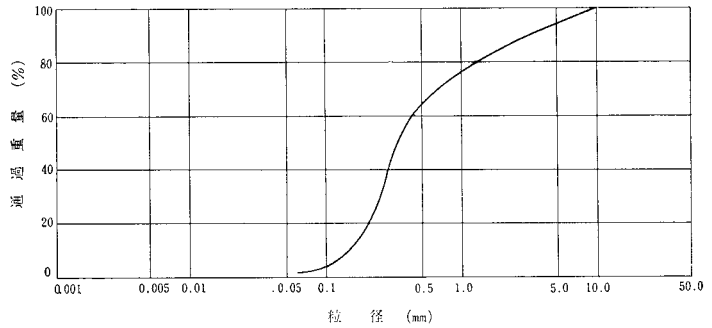
象に合致すると考えることができる。しかし、具体的にある現場に適用しようとするとき、どのくらいの外力を課せばよいか、が不明確である。

また、前述したように(a)、(b)ともに2次元の実験であり、トンネルの切羽付近の応力状態や切羽の安定問題に関しては参考にならない。また切羽における無支保区間長などの施工状況についても実験に反映することができない。さらに2次元的な実験を平面ひずみ状態で行う場合、トンネル軸方向の変位を拘束する必要があるが、拘束のため、拘束面から地山が摩擦力を受けトンネルが地山から受ける土圧が小さくなる場合がある。3次元の実験では模型トンネルの寸法と土槽の寸法を調整するだけで、この問題は解決できる。すなわち模型トンネルに比較して土槽を十分大きく設計してやればよい。

(2) 実験地山材料

本実験では、2種類の実験地山材料を用いた。そのうち第1の実験地山材料は、乾燥砂である。乾燥砂の強度物性試験は非圧密非排水3軸圧縮試験を行い内部摩擦角 $41^\circ$ 、粘着力 $0\text{ gf/cm}^2$ ( $0\text{ kPa}$ )を得た。単位体積重量は $1.75\text{ gf/cm}^3$ ( $17.2\text{ N/m}^3$ )であった。粒径加積曲線を図一2に示す。乾燥砂の場合、すでに述べたように、粘着力のない特殊な材料であるため現象が実際と異なる可能性がある。

そこで本実験ではごく微量の粘着力を有する地山材料を第2の実験地山材料として作製した。これは上記の乾



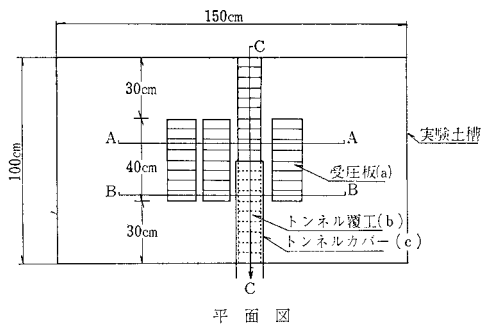
図一2 実験地山材料の粒径加積曲線

燥砂に適量の水を加え、所定の含水比にし、水のサクション効果によりごくわずかの見掛けの粘着力を発生させたものである。本実験では含水比を2%として実験地山材料を作製した。その地山材料を乾燥砂に対して普通砂とよぶことにする。普通砂の強度物性の試験として、非圧密非排水3軸圧縮試験および1面せん断試験を行った。前者から内部摩擦角 $41.7^\circ$ 、粘着力 $0\text{ gf/cm}^2$ ( $0\text{ kPa}$ )、後者から内部摩擦角 $40^\circ$ 、粘着力 $16\text{ gf/cm}^2$ ( $1.57\text{ kPa}$ )以下という結果を得た。粘着力が非常に小さい値であるため、通常の実験で正確な値を求めることは困難であった。そのため別に特別の物性実験として、普通砂の降下床実験を行い、降下床幅と普通砂の崩落高との関係から粘着力 $6\text{ gf/cm}^2$ ( $0.59\text{ kPa}$ )という値を得た。これらのことを総合して普通砂の強度物性は、内部摩擦角 $40^\circ$ 、粘着力 $10\text{ gf/cm}^2$ ( $0.98\text{ kPa}$ )とした。また単位体積重量は $1.7\text{ gf/cm}^3$ ( $16.7\text{ N/m}^3$ )であった。

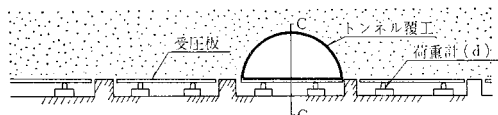
(3) 実験装置

実験は、概略的には土槽中の地山の中を実際にトンネルを掘削してゆき、トンネルが地山から受ける外力およびトンネル周辺の水平面に働く地山中の鉛直主応力を計測するというものである。実験装置は乾燥砂と普通砂で異なる。乾燥砂は切羽が自立せず通常の方法ではトンネル掘削ができないからである。

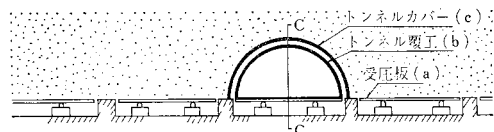
乾燥砂の場合切羽面において地山が自立しないため、トンネルの掘削には特別な装置を必要とした。これを図一3に示す。実験手法に従って説明すると、まず土槽床面の受圧板(図一3(a))の上に1列にトンネル覆工(図一3(b))を置く。トンネル覆工はかまぼこを短く切ったような鋼製半円筒である。その上から「トンネル・カバー」と称する覆工より少し大きい径の鋼製半円筒カバー(図一3(c))を設置する。そうしておいて、カバーの上に地山材料としての乾燥砂を所定の高さまで盛る。次にトンネルカバーを側壁を通して引き抜く(図一3)。引き抜いたとき、砂がトンネル・カバーからトンネル覆工まで落下することをもってトンネル掘削とみなすので



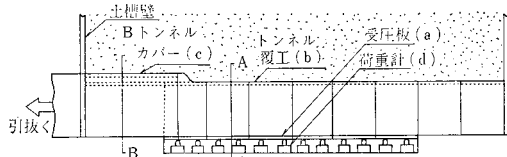
平面図



横断面図 (A-A)

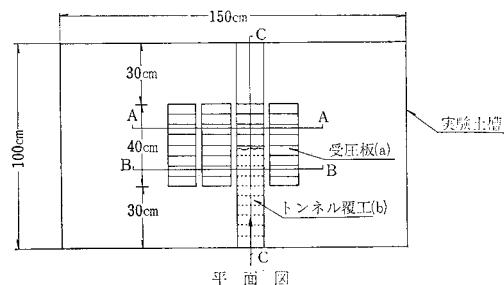


横断面図 (B-B)

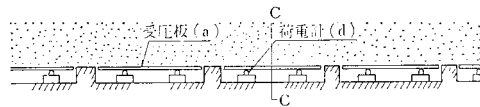


縦断面図 (C-C)

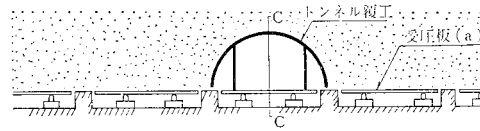
図-3 乾燥砂模型実験装置



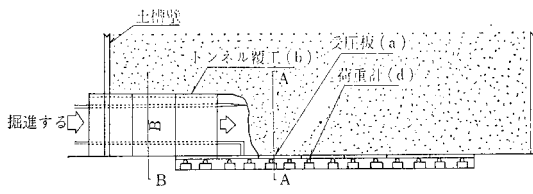
平面図



横断面図 (A-A)



横断面図 (B-B)



縦断面図 (C-C)

図-4 普通砂模型実験装置

ある。

普通砂の場合はより簡単であった。粘着力があるためトンネル切羽が自立し、実際のトンネル施工のように掘削できた。すなわちピックで単位掘進長だけ掘削した後トンネル覆工を推進工法のように押し込むのである(図-4, 5)。この方法だとトンネル切羽における掘削面と支保工建込み断面との間の無支保区間をも相似できる。

応力の測定には精度上の問題から、土圧計を用いずに小型荷重計(共和電業, LM-A型)を用いた。小型荷重計は土槽床面の溝に設置する(図-3, 4 (d))。地山から小型荷重計に土圧を伝えるために荷重計の上に受圧板(図-3, 4 (a))を置き、荷重計の読みと受圧板の面積とから土槽床が地山から受ける応力を算出する。トンネル覆工に作用する外力は、トンネル覆工を受圧板の上に設置することにより、トンネル覆工→受圧板→小型荷重計と力が伝達されて計測される。

模型実験の有効性を検証するには、最終的には現場における計測値によらねばならない。しかし、現場計測はそう簡単に行えるものではないので、その代わりに大き

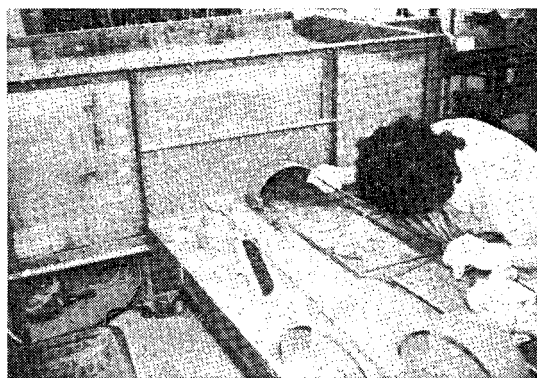
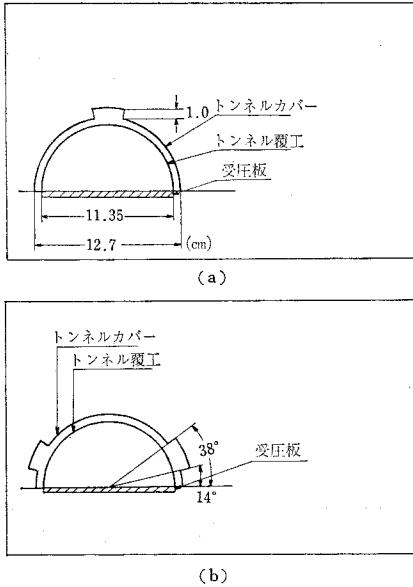


図-5 普通砂模型実験におけるトンネルの掘削

さの異なる模型を作り、それぞれの実験結果を比較するという方法がとられている。こうした考えにそって本実験ではトンネル掘削断面の外径を、12.7 cm と 26.4 cm の2種類とし、それぞれについて乾燥砂実験、普通砂実験を行った。

トンネルが地山から受ける外力は地山をどれほどゆるませるかによって変化すると考えられている。このため



図—6 乾燥砂模型実験における異形トンネル・カバー

本実験では地山のゆるみ量とゆるみ域がトンネル土圧にどんな影響を与えるかを調べた。普通砂実験でゆるみ量、ゆるみ域を定量的に正確に変化させるのは容易ではないので、ゆるみ量に関する実験は乾燥砂模型実験についてのみ行った。乾燥砂実験であればトンネル・カバーの断面形状を変えることによって容易にゆるみ量、ゆるみ域ともに変化させることができる。たとえば図—6 (a) のような天端上部に凸部があるトンネル・カバーを用いることによりトンネル天端に余掘りができるような施工法をまねることができる。また、図—6 (b) のように両側壁部に凸部があるトンネル・カバーを用いることにより、両側壁部を余掘りした場合が相似できる。

（4） 実験ケース数

通常のゆるみ量を想定した模型実験としては、乾燥砂実験と普通砂実験の2種類を行った。両者とも大きさの異なる2種類の模型を用い、土かぶり高をパラメーターとして乾燥砂実験8ケース、普通砂実験9ケース、計17ケース行った（表—3 参照）。

ゆるみ量を変化させた実験は乾燥砂実験のみ行った。局所的にゆるみを発生させるために特殊なトンネル・カバーを用いた実験は、2ケース行った。

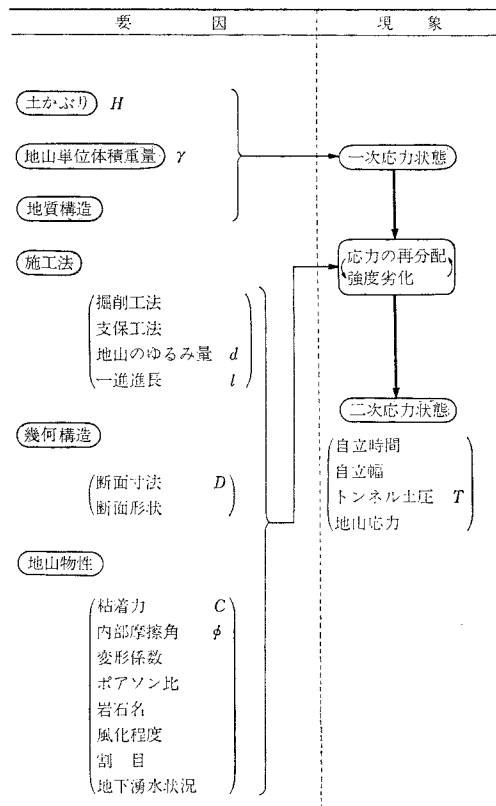
3. 相似則

模型が現場の予測手段として有効であるためには、模型と現場との間になんらかの相似性がなければならない。もちろん実際にはこうした相似性が必ずしも存在しない場合がある。相似性の存在を確認するには数多くの

模型実験と現場計測との比較が必要である。現在のところトンネル力学に関する模型実験の分野では相似性の存在自体が明らかにされていないので、とりあえずここでは相似性が存在することを仮定する。相似則を明らかにするにはいくらかの方法があるが<sup>3)</sup>、ここでは次元解析を用いる。

次元解析を行うにはまず現象に関与している互いに独立な物理量を明らかにしなければならない。トンネルの力学現象は図—7にそって、次のように述べることができる。

トンネルを掘削する以前の地山中の任意の点は静力学的に一つの平衡状態にある。この場合の応力状態を1次応力状態（初期応力状態）という。この中にトンネルを掘削した場合、トンネル周囲の地山には応力状態の変化が起こる。この結果、地山は変形または破壊を起こし、新しい応力の平衡状態に入ろうとする。この動きは、一般的にはトンネル切羽の前後で起こるもので、応力再配分という。応力再配分の結果、地山とトンネルは新しい応力の平衡状態に達するので、これを2次応力状態という。



図—7 トンネルの力学現象とその要因

図-7に示される要因をすべて考慮して模型実験を行うことは、実験手法の技術水準からいって困難である。そこで次のような仮定を設けて建設現場のモデル化を行った。

- (仮定 1) 地質構造は等方均一で地表面は水平とする。
- (仮定 2) トンネルは地下水面より高い位置と考え、地下湧水はないものとする。
- (仮定 3) 風化劣化の程度、割目の状況等は、岩盤内で平均化され強度で代表され得るものとする。
- (仮定 4) トンネル・インパートと同一水平面の地山は鉛直方向には沈下しないものとする。Cordingらの現場計測<sup>9)</sup>によると、このような鉛直変位は比較的小さいため、通常のゆるみ土圧を受けるトンネルに関しては、この仮定によってそれほど解析の対象となるトンネルを限定することにはならない。
- (仮定 5) 膨張性土圧は解析の対象としない。
- (仮定 6) 支保工の剛性に関する要因は、Fenner-Pacher Curve を考慮に入れて、最終的に地山のゆるみ量  $d$  に集約されるものとする。

以上のような仮定の結果、解析の対象とするのはゆるみ土圧と称されるごく一般的に発生するトンネル土圧ということになる。ゆるみ土圧はミクロ的にみてなんらかの破壊現象を伴うものと考えられるから、地山はマクロ的にみて降伏することが予想される。こうした場合、地山の变形係数と強度定数をともに妥当な縮率でスケールするのは非常に困難だから、相似性をよくするためには、弾性係数、ポアソン比よりも、地山の内部摩擦角、粘着力をスケールするのが妥当である。したがってモデル化の結果として現象に関与する物理量は表-1の8個

表-1 次元解析

基本物理量	$F$ (力)	$L$ (長さ)
関与している物理量		
$H$ (土かぶり高)	0	1
$D$ (トンネル直径)	0	1
$d$ (地山変位量)	0	1
$l$ (一掘進長)	0	1
$\gamma$ (地山単位体積重量)	1	-3
$C$ (粘着力)	1	-2
$\phi$ (内部摩擦角)	0	0
$T$ (地山応力, トンネル土圧)	1	-2

表-2 主要パイナンバー (記号については表-1参照)

幾何パイナンバー	$\pi_1$	$H/D$
強度パイナンバー	$\pi_2$	$C/\gamma L$ ( $L=D$ or $H$ )
	$\pi_3$	$\tan \phi$
変位パイナンバー	$\pi_4$	$d/D$
掘進長パイナンバー	$\pi_5$	$l/D$
土圧パイナンバー	$\pi_6$	$T/\gamma L$ ( $L=D$ or $H$ )

とする。次元として  $F$  (力)- $L$  (長さ) システムを選ぶ。

Buckingham の  $\pi$  定理により必要な無次元量の数は、 $8-2=6$  個である。それらの無次元量を、次元解析により表-2のように定めた。

実際には表-2のパイナンバーが同じようにトンネル土圧に影響を与えるわけではなく、影響度の強いパイナンバーと弱いパイナンバーがある。そうした性質について知っていれば、今後の模型実験では影響度の強いパイナンバーに特に注意を払って模型と現場で合わせてやればよいことになる。

#### 4. 実験結果

以下に、インパートと同一水平面における地山内の鉛直応力の実測結果について述べる。応力の測定方法は2.(3)に述べた。2.(3)に記した方法で計測した応力は地中応力でなく土槽床の反力であるが、今回の実験の場合3.の(仮定4)がほぼ満足されると考えられるので、この反力を地中応力とみなすことにする。また2次元弾性計算によれば、この部分の応力の主軸は鉛直であるから、上記の鉛直応力はほぼ主応力と考えてよい。

##### (1) トンネル切羽付近の応力状態

図-8から図-17に切羽付近の地山中の鉛直主応力の等高線を示す。応力は各点における初期応力を1としてそれに対する比をとって表わしてある。図-8~13は普通砂、図-14~17は乾燥砂の模型実験である。乾燥砂実験では実験装置の制約により切羽前方の地山の応力

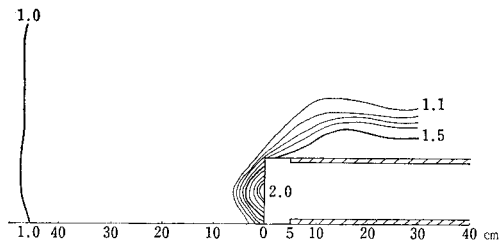


図-8 地山の鉛直応力分布の平面図(普通砂,  $D=12.7$  cm,  $H/D=0.5$ , 全断面工法)

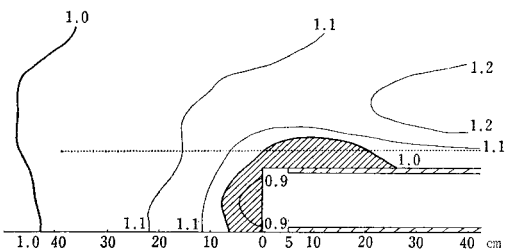
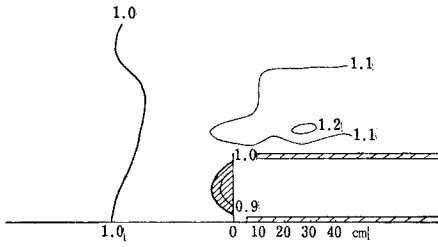
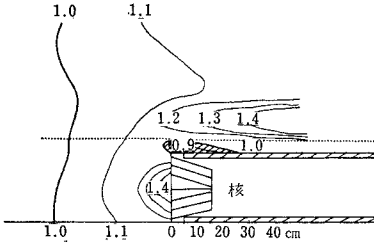


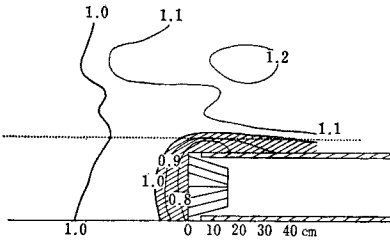
図-9 地山の鉛直応力分布の平面図(普通砂,  $D=12.7$  cm,  $H/D=3$ , 全断面工法)



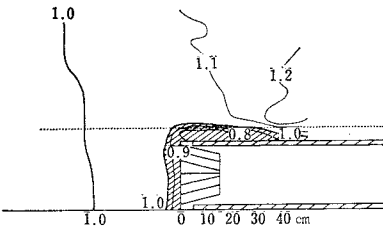
図一10 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{ cm}$ ， $H/D=1$ ，全断面工法）



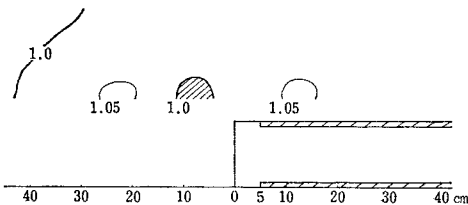
図一11 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{ cm}$ ， $H/D=1$ ，リングカット工法）



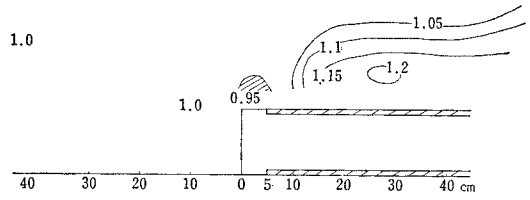
図一12 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{ cm}$ ， $H/D=2$ ，リングカット工法）



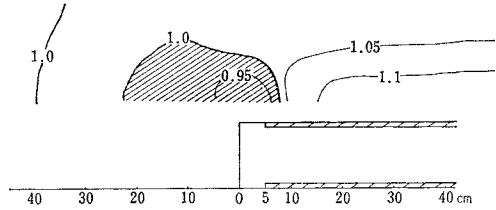
図一13 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{ cm}$ ， $H/D=3$ ，リングカット工法）



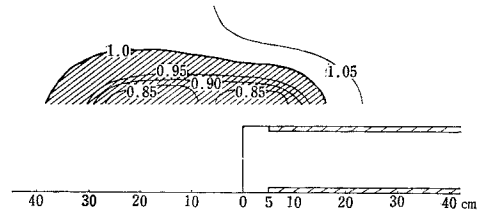
図一14 地山の鉛直応力分布の平面図（乾燥砂， $D=12.7\text{ cm}$ ， $H/D=0.5$ ）



図一15 地山の鉛直応力分布の平面図（乾燥砂， $D=12.7\text{ cm}$ ， $H/D=2$ ）



図一16 地山の鉛直応力分布の平面図（乾燥砂， $D=12.7\text{ cm}$ ， $H/D=2$ ，天端余掘り）



図一17 地山の鉛直応力分布の平面図（乾燥砂， $D=12.7\text{ cm}$ ， $H/D=2$ ，側壁余掘り）

は計測されていない。

普通砂模型実験では、トンネル周辺の地山応力は応力解放により解放面付近で応力が低下する場合と応力解放面付近で地山応力が最大になる場合とがある。図一8、9にその代表例を示す。図一8は土かぶり $H/D=0.5$ であり、地山応力は応力解放面付近で最大となる。これに対して図一9は $H/D=3.0$ で土かぶりを大きくすると、応力解放面付近で地山応力は低下する。もし、地山が完全弾性体として挙動したとすると、応力解放面で最大鉛直応力を示すはずであるから、図一9の場合は、応力解放面の直近で地山は降伏して、塑性領域が形成されていると考えられる。

図一8の場合受圧板の面積（ $5 \times 5\text{ cm}$ の正方形）よりも小さい塑性領域が応力解放面直近に発生している可能性があり、すぐに地山が弾性的挙動を示すと判断することはできないが、図一9のケースより塑性領域が小さいことは明らかである。

一般的にいてトンネルの応力解放にさいして地山が降伏する場合、その切羽付近の応力状態は概略的には図一18のようになり、切羽付近は4つの領域に分けられる。それは次のような領域である。

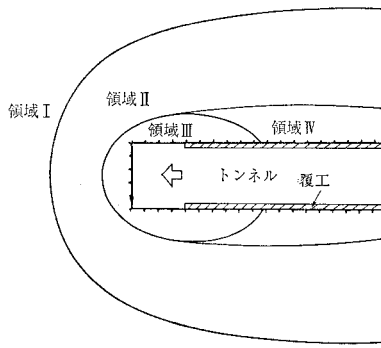


図-18 切羽付近の鉛直地山応力状態の概略平面図

領域Ⅰ(初期応力領域)：1次応力状態(初期応力状態)の領域。この領域はトンネル掘削の影響を受けない。

領域Ⅱ(応力増加領域)：1次応力状態により応力が増加する領域。この領域の地山はトンネル掘削の影響を受けているが、降伏しておらず弾性的挙動を示す。

領域Ⅲ(応力低下領域)：1次応力状態から応力が増加した後、応力解放面の近くで応力が低下する領域。この領域の地山は先にも述べたように塑性域に達していると考えられる。

実験によると、この領域の幅は概略式(2)(5.(1)参照)で表わされる沈下幅と一致する(図-9, 図-11~13に式(2)による沈下幅を点線で示す)。領域が切羽奥にどの程度広がっているかは施工法によって異なっており、図-9は通常の全断面掘削工法であるため、奥行きはトンネル径ほどあるが、図-11~13はリングカット工法によったため比較的小さい。このように、この領域の奥行きに関しては確定できないが、幅と比較して奥行きが不釣り合いに広い範囲にわたるとは考えにくい。したがって膨脹性地山でなければ応力低下領域は、切羽からトンネル径ほどを考えておけばよい。

領域Ⅳ(応力再増加領域)：領域Ⅱ,Ⅲを経過した地山が覆工から側圧を受ける3軸圧縮状態になり、再び鉛直応力が増加する領域。

トンネルに非常に近い部分の地山はトンネルの進行に

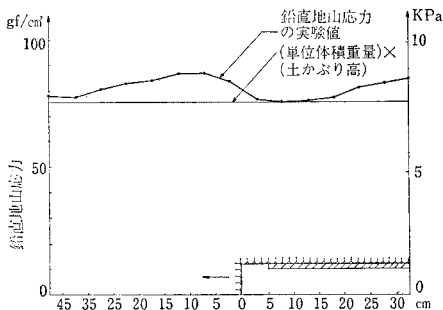


図-19 トンネル進行に伴う鉛直地山応力の変化(トンネル進行方向、普通砂、 $D=12.7\text{ cm}$ 、 $H/D=3.0$ )

応じて上記の領域Ⅰ~Ⅳをすべて履歴するためその鉛直応力の変化は図-19のようになる。こうした応力変化は概略的には Müller らの報告と一致している。Müller らは文献 7) で図-18 のような応力再配分を一般的な現象だとしている。しかし応力再配分は地山強度が強ければ図-8 のような弾性的挙動も考えられるので、図-18 の応力再配分が一般的に発生すると考えるのには無理がある。一般化するには、3. で述べたような相似則に対する配慮が必要であろう。

(2) トンネル周辺の鉛直地山応力に関する実験結果と2次元弾塑性有限要素法による計算結果との比較

今回の実験は3次元的なものであるが、切羽から十分離れた横断面内では2次元的な解析が適用できると考えられる。このため、こうした横断面を対象とした2次元の弾塑性有限要素解析を行い、実験結果と比較した。

プログラムは Drucker-Prager の降伏条件に基づく弾塑性解析である。Drucker-Prager の降伏条件は、式(1)による<sup>9)</sup>。

$$F = \alpha J_1 - \sqrt{J_2} + K = 0 \dots\dots\dots(1)$$

ただし、圧縮応力を正として、 $J_1$  は1次の応力不変量

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \dots\dots\dots(2)$$

$J_2$  は偏差応力の2次不変量

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_z)^2 + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2] \dots\dots\dots(3)$$

を表わす。式(1)の $\alpha$ と $K$ は、次式によって定まる定数である。

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)} \dots\dots\dots(4)$$

$$K = \frac{6 C \cos \phi}{\sqrt{3} (3 - \sin \phi)} \dots\dots\dots(5)$$

ここで、 $C$ は粘着力、 $\phi$ は内部摩擦角である。

応力-ひずみ関係は、ハードニング、ソフトニングともに考慮できる Tri-linear な近似で表わされる。剛性マトリックスは反復法で計算され、各計算サイクルで割線変形係数を変化させる<sup>9)</sup>。なおこのプログラムではダイレイタンスは考慮できない。

今回は、図-20 のようなメッシュ分割で計算を行った。トンネル周縁の境界条件として、計測されたトンネル土圧に相当する応力をトンネル半径方向外向きに作用させた。地山の物性として、単位体積重量は  $1.7 \text{ gf/cm}^3$  ( $16.7 \text{ kN/m}^3$ )、応力-ひずみ関係は降伏的わずかにひずみ硬化を示すような Tri-linear のハードニングとし、部分線形近似における変形係数は応力レベルの小さい方からそれぞれ  $5000 \text{ gf/cm}^2$  ( $490 \text{ kPa}$ )、 $50 \text{ gf/cm}^2$  ( $4.9 \text{ kPa}$ )、 $0.05 \text{ gf/cm}^2$  ( $4.9 \text{ Pa}$ ) とした。地山のポアソン比は一般の岩盤の場合  $0.3$  前後である。しかし、今回の実

験地山のようにゆるづめの土砂であると応力の増大に応じて体積収縮することが考えられるため、ポアソン比は少し小さくとり0.2とした。地山の強度定数は粘着力を10 gf/cm<sup>2</sup> (0.98 kPa)一定として、内部摩擦角をパラ

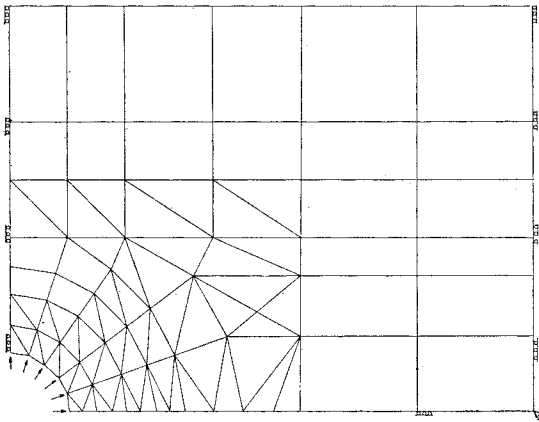


図-20 要素分割図

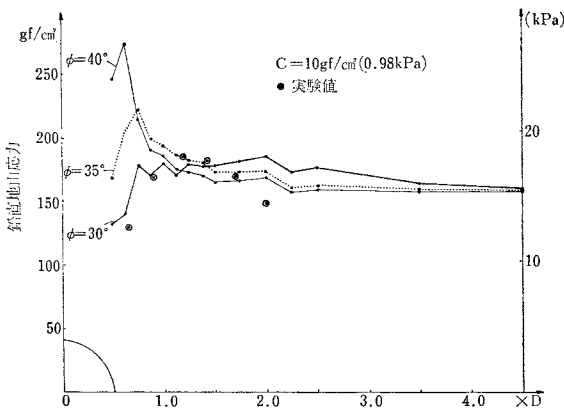


図-21 鉛直地山応力の計算値と実験値 (普通砂, D=26.4 cm, H/D=3)

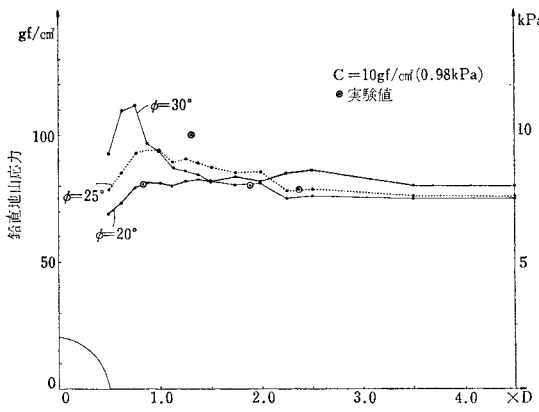


図-22 鉛直地山応力の計算値と実験値 (普通砂, D=12.7 cm, H/D=3)

メーターとして、40°~20°の間で変化させた。土かぶり H/D=3.0 の場合の土槽床板が受ける鉛直応力の実験値と計算値を 図-21, 22 に示した。図-21 はトンネル径 D=26.4 cm, 図-22 は D=12.7 cm である。

図-21 (D=26.4 cm) で実験値と比較的よく合うのは内部摩擦角が φ=30° の場合である。材料物性試験で得られた φ=40° より下げなければ実験値と一致しない原因として、連続体の力学を基礎とする F.E.M. では実際の地山の性質を表わし得ないこと、地山の強度劣化についてもプログラム上考慮していないこと、ダイレイタンスの影響を考慮していないこと、によるものと考えられる。図-22 についても計算上実験値と比較的よく合うのは φ=20~25° であり、プログラムに入力する地山強度を材料物性試験で得られた値よりかなり下げないと実験値とは一致しなかった。しかし応力分布の傾向は、両者ともにある程度表わし得た。

5. 相似則に対する再検討

標準的なゆるみ量の乾燥砂と普通砂の模型実験の実験結果を表-3 に示す。また、異形断面のトンネルカバーを用い、ゆるみ量を変化させた乾燥砂実験の結果を表-5 に示す。

(1) 土かぶり高とトンネル土圧との関係 (H/D vs. T/rD)

表-3 の実験結果のうち、土かぶり高 (H/D) に対してトンネル土圧 (T/rD) がどのように変化するかについて整理した。それを 図-23 に示す。図-23 で実線で示されるのは Terzaghi のトンネル土圧の公式

$$T = \frac{Br - 2C}{2\lambda \tan \phi} (1 - e^{-2\lambda(H/D)\tan \phi}) \dots\dots\dots (6)$$

を用いて算出したトンネル土圧である。ただし、r, D, C, φ は表-1 を参照。

$$B = D \left\{ 1 + \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (7)$$

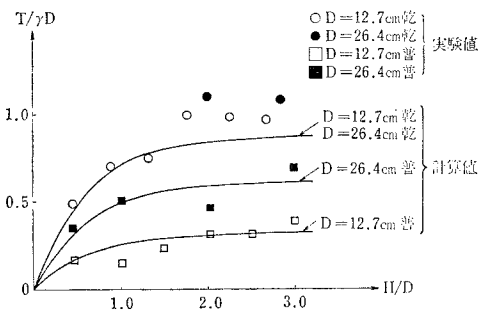


図-23 土かぶり高 (H/D) とトンネル土圧 (T/rD)



表-3 実験結果 (記号については表-1 参照)

(a)  $D=12.7$  cm の場合

		乾燥砂模型実験						普通砂模型実験					
$\pi_1$	$H/D$	0.4	0.9	1.3	1.8	2.2	2.7	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\pi_2$	$C/\gamma D$	0.0						0.46					
$\pi_2$	$C/\gamma H$	0.0						0.92	0.46	0.31	0.23	0.18	0.15
$\pi_3$	$\tan \phi$	0.87						0.84					
$\pi_6$	$T/\gamma D$	0.50	0.71	0.76	1.03	0.99	0.98	0.17	0.16	0.25		0.31	0.30
$\phi$	$^{\circ}$	41						40					
$C$	gf/cm <sup>2</sup> (kPa)	0.0 (0.0)						10.0 (0.98)					
$\gamma$	gf/cm <sup>3</sup> (N/m <sup>3</sup> )	1.75 (17.2)						1.70 (16.7)					
$H$	cm	5.7	11.4	17.1	22.8	28.5	34.2	6.4	12.7	19.1	25.4	31.8	38.1
$D$	cm	12.7						12.7					
$T$	gf/cm <sup>2</sup>	11.1	15.8	16.8	22.9	22.0	21.7	3.6	3.4	5.3		6.7	6.4
	(kPa)	(1.09)	(1.55)	(1.65)	(2.24)	(2.16)	(2.13)	(0.35)	(0.33)	(0.52)		(0.66)	(0.63)

(b)  $D=26.4$  cm の場合

		乾燥砂模型実験						普通砂模型実験					
$\pi_1$	$H/D$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	2.9	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$\pi_2$	$C/\gamma D$	0.0						0.22					
$\pi_2$	$C/\gamma H$	0.0						0.45	0.22	0.15	0.11	0.09	0.07
$\pi_3$	$\tan \phi$	0.87						0.84					
$\pi_6$	$T/\gamma D$				1.10		1.09	0.24	0.51		0.45		0.70
$\phi$	$^{\circ}$	41						40					
$C$	gf/cm <sup>2</sup> (kPa)	0.0 (0.0)						10.0 (0.98)					
$\gamma$	gf/cm <sup>3</sup> (N/m <sup>3</sup> )	1.75 (17.2)						1.70 (16.7)					
$H$	cm	13.2	26.4	39.6	52.8	66.0	75.8	13.2	26.4	39.6	52.8	66.0	79.2
$D$	cm	26.4						26.4					
$T$	gf/cm <sup>2</sup>				51.0		50.2	10.6	23.1		20.1		31.4
	(kPa)				(5.00)		(4.92)	(1.04)	(2.26)		(2.05)		(3.08)

$\lambda=1$

図中で「乾」は乾燥砂実験を示し、「普」は普通砂実験を示す。式(1)で計算するのに、乾燥砂は  $C=0$  gf/cm<sup>2</sup>,  $\phi=40^{\circ}$ , 普通砂は  $C=10$  gf/cm<sup>2</sup> (0.98 kPa),  $\phi=40^{\circ}$  としてある。

図から明らかなように実験結果と土圧式の計算値はよく一致している。ある程度以上土かぶりが大きくなると、アーチ作用のためトンネル土圧はある一定値に近づく。トンネル土圧  $T$  の絶対値は表-3 に示してあるが、全土かぶり荷重と比較して、ほぼ等しいのは乾燥砂が浅い場合 ( $H/D=0.5$ ) のみであって、他はアーチ作用または地山がゆるみに抵抗する作用のため全土かぶり荷重よりは小さい。

実験手法上の観点からいえば、ある程度深いトンネルのゆるみ土圧だけを考える場合には土かぶり高パイナパーを無視できるが、 $H/D < 2$  のような浅いトンネルの場合には土かぶり高パイナパーには注意を払わねば

ならない。

(2) 地山の粘着力とトンネル土圧との関係 ( $C/\gamma D$  or  $C/\gamma H$  vs.  $T/\gamma D$ )

表-3 の実験結果を、粘着力パイナパー  $C/\gamma D$ ,  $C/\gamma H$  とトンネル土圧パイナパー  $T/\gamma D$  について整理し

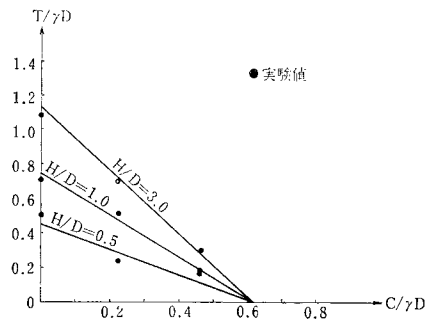
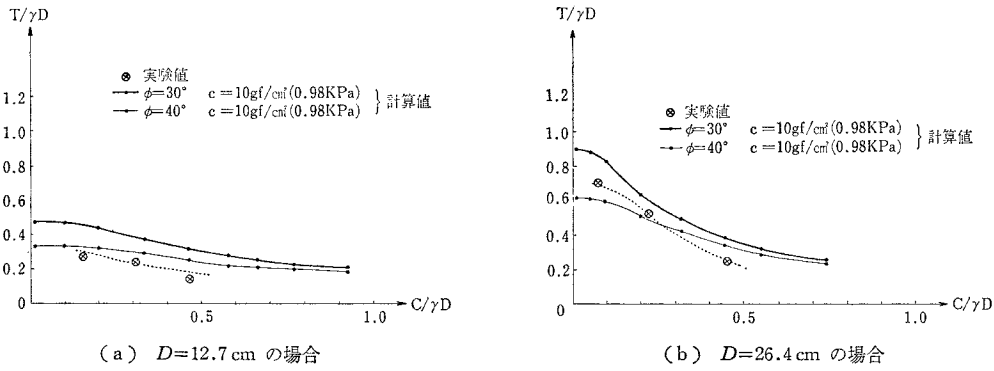


図-24 地山の粘着力 ( $C/\gamma D$ ) とトンネル土圧 ( $T/\gamma D$ )



(a)  $D=12.7$  cm の場合 (b)  $D=26.4$  cm の場合  
 図—25 地山の粘着力 ( $C/rH$ ) とトンネル土圧 ( $T/rD$ )

た結果を 図—24, 25 に示す。

図—24 より  $C/rD$  と  $T/rD$  は、ほぼ線形な関係にあることがわかる。それらは近似的に次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} H/D=3.0 \text{ の場合 } (T/rD) &= -1.84(C/rD) + 1.16 \\ H/D=1.0 \text{ " } (T/rD) &= -1.21(C/rD) + 0.75 \\ H/D=0.5 \text{ " } (T/rD) &= -0.71(C/rD) + 0.45 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

Terzaghi の土圧公式 (1) を書き直すと

$$(T/rD) = -\frac{1 - e^{-\lambda(2H/D)\tan\phi}}{\lambda \tan\phi} (C/rD) + \frac{1.47(1 - e^{-\lambda(2H/D)+\phi})}{2 \lambda \tan\phi} \dots\dots\dots (6)'$$

となり、 $T/rD$  と  $C/rD$  が線形な関係にあるという点では実験と一致する。(6)' と (8) から算出される摩擦角を 表—4 に示す。ばらつきはみられるが、ほぼ  $\phi=30^\circ \sim 40^\circ$  の間に入る。

表—4 実験結果より求めた内部摩擦角

	傾きより算出	$T/rD$ 軸切片より算出
$H/D=3$ の実験	$28^\circ$	$32^\circ$
$H/D=1$ の実験	$29^\circ$	$37^\circ$
$H/D=0.5$ の実験	$36^\circ$	$46^\circ$

$C/rH$  と  $T/rD$  の関係を 図—25 に示す。図中に普通砂の実験結果 (…⊗…) と Terzaghi 土圧公式による計算結果を示す。計算は  $\phi=30^\circ$  と  $\phi=40^\circ$  について行い双方を併記したが、実験結果は2つの計算結果から大きくは違わない。

地山の粘着力パイナンの重要性は、図—24, 25 で  $C/rD$  (or  $C/rH$ ) の値が変化すると  $T/rD$  もそれに応じて変わることからもわかる。したがって、こうしたゆるみ土圧を対象とするトンネル模型実験では粘着力パイナンは無視できないパイナンの重要であるといえる。トンネル土圧を推定するのに、 $C/rD$  と  $C/rH$  のどちらがよいパイナンの重要であるかは地山条件によって異なるのであるが、トンネル土圧とパイナンの関係が線

形であること、アーチ作用が発生すると土かぶり高のトンネル土圧への影響がほとんどなくなること、などから、ゆるみ土圧を考える場合には  $C/rD$  を用いるのがよいであろう。

(3) 地山の内部摩擦角とトンネル土圧の関係 ( $\tan\phi$  vs.  $T/rD$ )

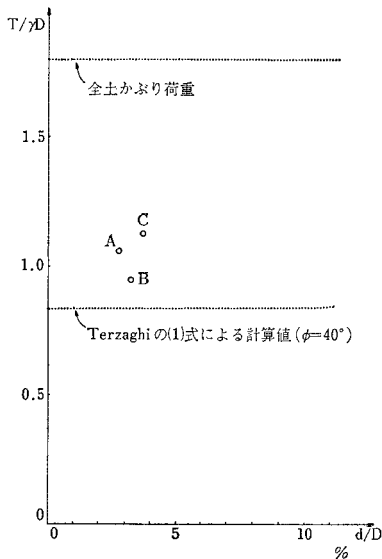
表—3 より乾燥砂と普通砂の実験を比較すると地山の内部摩擦角がほぼ等しいにもかかわらず、トンネル土圧  $T/rD$  は大幅に異なっていることがわかる。これは次のような原因によるものと思われる。浅いトンネルでは初期地山応力が小さいため、すべり面に働く垂直応力も小さく摩擦力に基因するせん断強度もそれに応じて小さくなる。しかるに粘着力に基因するせん断強度はその場の応力状態にかかわらず一定であるから、浅いトンネルの場合地山がすべりに抵抗するには摩擦力よりも粘着力に負うところが大きい。その結果トンネル土圧は摩擦角の大小よりも粘着力の大小に大きく左右される。そのため上記のような現象が現われたものと考えられる。したがって、本実験のような浅いトンネルの模型実験では、摩擦角のパイナンはそれほど重要なパイナンの重要ではないことになる。

(4) 地山のゆるみと量トンネル土圧の関係 ( $d/D$  vs.  $T/rD$ )

ゆるみ量とゆるみ域がトンネル土圧にどんな影響を与えるかを調べるため乾燥砂による模型実験を行った。実験方法については 2. (3) で述べたとおりである。いま仮に、ゆるみ量を変化させるための異形トンネルカバーに応じて実験を A, B, C とする。A は余掘りのない場合、B は天端に余掘りがある場合で 図—6 (a) の装置を用いる、C は両側壁部に余掘りがある場合で 図—6 (b) の装置を用いることを示すことにする。実験結果を表—5 にまとめた。それを  $d/D$  について整理したものが 図—26 である。実験 A~C のトンネル周辺の地山応

表—5 実験結果 (記号については表—1 参照)

形状	H cm	D cm	d mm	T g/cm <sup>2</sup> (kPa)	H/D	d/D %	T/rD
A	22.8	12.7	6.75	22.9(2.24)	1.8	5.3	1.03
B	22.8	12.7	7.97	20.8(2.04)	1.8	6.3	0.94
C	22.8	12.7	9.19	24.9(2.44)	1.8	7.2	1.12



図—26 ゆるみ量 (d/D) とトンネル土圧 (T/rD)

力分布は 図—15~17 に示す。

実験 A, B, C を比較すると、トンネル土圧は相対的には C が最大で以下 A, B の順である。実験 C のトンネル土圧が大きいのは、実験 C では周辺の地山応力は初期地山応力と比較して 5% ほどしか増加しておらず (実験 A, B では 10~20% ほど増加している) 実験 A, B ほど地山でトンネル土圧を負担することができなかつたためであろう (図—15~17)。逆に実験 A, B のように周辺の地山鉛直応力が大きくなる場合、トンネル土圧は小さくなる。これは、トンネル土圧を周辺の地山で軽減させようとする NATM の考え方とも一致する。

しかし、概略的にいって実験 A, B, C とともに式 (1) による計算値と大きく異なるわけではない。また他の研究によっても、トンネル土圧はゆるみ量 d/D が 3% を超えれば、d/D にあまり影響されないことが明らかにされている<sup>11,2)</sup> ことなどから、本実験のように d/D が 5% を超えるほどゆるむ場合には、ゆるみ量 d/D はそれほど重要なパイナナンバーとは考えられない。

(5) 切羽の安定性に影響する要因

表—1 より切羽の自立を阻害する要因としては H, D, l, r が考えられる。一方切羽を自立させる要因としては

5. (2), (3) で述べた理由により C が最も重要な要因として考えられる。要因数が 5 個であるから次元解析により 3 つの独立なパイナナンバーが得られる。それらは C/rD, C/rH, C/rI または H/D, l/D, C/rD などいく通りかの組が考えられる。

H, D, l の中では D が最も切羽の自立に影響すると考えられるから、その強度パイナナンバー C/rD に特に注意して判定する必要がある。そこで、幾何相似 (H/D, l/D) と地山強度パイナナンバー (C/rD) とに分けて考えることにする。

普通砂の模型実験ではトンネルの直径を変えて、大小 2 種類の場合を行った (C/rD はそれぞれ 0.22, 0.47)。実験によると C/rD=0.47 の場合 (トンネル径の小さい場合) 全断面掘削で切羽は自立して掘削できたが C/rD=0.22 の場合 (トンネル径の大きい場合) 切羽が自立せずリングカット工法にしなければならなかつた。したがって C/rD=0.3 前後を湧水がない場合に関する切羽の安定性の臨界値とみることができ。ただこの値は、まだ実験例が少ないこと、模型実験・現場の双方で地山の強度定数を把握することが困難であることなどから、現場に適用するには今後の研究に待つところが大きい。

l/D はトンネル径の大きい実験で 0.19, トンネル径の小さい実験で 0.39 であるが、現場においては通常 l/D=0.1 前後と考えられるから、幾何形状からいえば模型実験は双方とも現場よりも長い無支保区間をとっていることになる。

H/D は今回の実験では切羽の安定性にきわだった影響を与えなかつた。切羽前面に局所的空洞を形成するような崩壊は H/D にかかわらず発生した。

上記のようにトンネル直径が大きい模型実験では切羽が自立しなかつたため、今回の実験ではすべてリングカット工法によって掘進した。リングカットの長所は核によって切羽面が拘束圧を受けるためであるが、この点を模型実験によって確認した。リングカット工法と全断面掘削工法との切羽周辺の地山鉛直応力分布を 図—10, 11 に示すが、リングカット工法においては切羽前面の地山中の応力低下が全断面工法に比較して小さいことがわかる。

6. 現場への適用

模型実験を実用的な目的に使う前に、模型で確かに現場の予測ができるかということを確認しておかねばならない。それには模型実験の結果と現場計測の結果を比較する以外に方法はない<sup>3)</sup>。そこで本実験と条件が似ているトンネルの現場計測例から 2 つの実測例を選んで実験結果と比較してみた。実測例は東京電力株式会社の新潟

県道、刈羽トンネル<sup>10)</sup>と建設省、道路公団の京葉道路、国道16号線、貝塚トンネル<sup>11)</sup>の2例を選んだ。

今回の実験では浅いトンネルの特にトンネル土圧に注目してその値を予測しようという実験であるから、5. (1)~(4)で述べたような理由で、土かぶり高パイナンバー  $\pi_1$  と粘着力パイナンバー  $\pi_2$  を他に優先した。

つまり、 $\pi_1$ 、 $\pi_2$  が現場の値と近い模型実験を比較の対象とすることにした。こうした考え方からまとめたのが表-6である。

貝塚トンネルの地山は関東ローム層を主とする粘性で地山の粘着力の働きによってトンネル土圧は全土かぶり荷重よりかなり小さい。模型実験でも粘着力のまったく乾燥砂よりもごくわずかの粘着力を有する普通砂のトンネル土圧とよく合っている。一方、刈羽トンネルは砂質地山であるため、普通砂実験より乾燥砂実験とよく一致する。

したがって、ゆるみ土圧のみを考える浅いトンネルの模型実験の手法について次のことがいえる。すなわち、まず粘着力パイナンバーが現場と一致するような地山材料を作製し、それを土かぶり高パイナンバーを一致させるように打設する。こうすれば、ある程度トンネル土圧が推定できる模型実験を行えることになる。

## 7. 結 論

本研究は、従来の2次的な模型実験に代えて、3次元的な実験を行い、トンネルが受ける外力、トンネル周辺の地山中の応力状態を調べたものである。これにより明らかにできたおもな点は以下のとおりである。

(1) 土槽内の実験地山中に実際にトンネルを掘削していく3次元的な実験手法を開発し、適当な実験地山材料を使用すればトンネル土圧の解明に有効な方法であることを示した。

(2) 降伏後の地山挙動を問題とするトンネル土圧模型実験に関する相似則を次元解析により導いた。

(3) 比較的浅いトンネルでゆるみ土圧のみを考慮すればいいような模型実験ではトンネル土圧を予測するには、 $H/D$ 、 $C/rD$  が重要な相似則パイナンバーであることが、確認された。

(4) 上記のようなトンネルにおける切羽の安定に関しては、 $C/rD$ 、 $l/D$  が重要なパイナンバーと思われた

表-6 現場と模型実験の比較 (記号については表-1 参照)

		現場		模型実験		現場		模型実験	
		(貝塚トンネル)	(刈羽トンネル)	乾燥砂	普通砂	(刈羽トンネル)	乾燥砂	普通砂	
$\pi_1$	$H/D$	0.41	0.4	0.5	0.98	0.9	1.0		
$\pi_{2A}$	$C/rD$	0.33	0.0	0.46	0.0	0.0	0.46		
$\pi_{2B}$	$C/rH$	0.81	0.0	0.92	0.0	0.0	0.92		
$\pi_3$	$\tan \phi$	0.49	0.87	0.84	0.58	0.87	0.84		
$\pi_6$	$T/rD$	0.21	0.5	0.17	0.61	0.71	0.16		
$\phi$	°	26	41	40	30	41	40		
$C$	gf/cm <sup>2</sup> (kPa)	650(63.7)	0.0 (0.0)	10 (0.98)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	10 (0.98)		
$\gamma$	gf/cm <sup>3</sup> (N/m <sup>3</sup> )	1.6(15.7)	1.75(17.2)	1.7(16.7)	1.6(15.7)	1.75(17.2)	1.7(16.7)		
$H$	cm	500	5.7	6.4	1200	11.4	12.7		
$D$	cm	1220	12.7	12.7	1226	12.7	12.7		
$T$	gf/cm <sup>2</sup> (kPa)	410(40.2)	11.1(1.09)	3.6(0.35)	1200(118)	15.8(1.55)	3.4(0.33)		

(記号については表-1 参照)。

(5) リングカット工法のような施工法も切羽の安定に大きい影響を及ぼすことが、切羽周辺の地山中の応力状態を明らかにすることにより確認された。

(6) トンネル周辺の地山中の応力状態を模型実験によって明らかにし、切羽付近の地山中の応力状態に対して、領域区分を行い、その特徴を記した。これによって応力再配分の機構を概念的に明らかにした。

(7) 切羽から離れた地点での2次応力状態について、2次元有限要素法により計算を行い、実験結果と比較し、傾向の合うことを示した。

謝 辞：本研究の遂行にあたり、終始、東京大学工学部 西松裕一教授から数々のご助言をいただきましたので、ここに記して深く感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 小野・真井：乾燥砂層における垂直土圧，土木学会誌，24巻5号，pp. 437~495, 1938.
- 2) 村山・松岡：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，pp. 95~108, 1971.
- 3) 平松・岡：Memoris of the Faculty of Engineering, Kyoto Univ., 21-2, 1959.
- 4) 江守・シュering：模型実験の理論と応用，技報堂，p. 5, 1973.
- 5) 文献4)，pp. 28~32.
- 6) Cording：Methods for geotechnical observation and instrumentation in tunneling, NSF GI-33644 X, p. 90, 1975.
- 7) Müller, L. et al. : Dreidimensionale Spannungsumlagerungsprozesse im Bereich der Ortsbrust, Rock Mechanics, Suppl. 7, 1978.
- 8) Zienkiewicz, O.C. : 基礎工学におけるマトリックス有限要素法，培風館，p. 390.
- 9) 川本・林：地盤工学における有限要素解析，培風館，p. 102, 1978.
- 10) 上山ほか：砂山をトンネルで貫く，トンネルと地下，Vol. 11, No. 4, pp. 37~47, 1980.
- 11) 春山ほか：パイプルーフによる4連めがねトンネルの予測，トンネルと地下，Vol. 11, No. 9, pp. 17~26, 1980. (1981.1.22・受付)