

# プレライニングの先受け・支保機構に関する模型実験

米山 秀樹<sup>1</sup>・田口 善文<sup>2</sup>・笹尾 春夫<sup>3</sup>・指田 健次<sup>1</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本国土開発株式会社 技術開発研究所 (〒243-03 神奈川県愛甲郡愛川町中津4036-1)

<sup>2</sup>正会員 株式会社フジタ 技術研究所土木研究部 (〒223 神奈川県横浜市港北区大綱町74)

<sup>3</sup>フェロー会員 工修 鉄建建設株式会社 エンジニアリング本部技術研究所 (〒101 東京都千代田区三崎町2-5-3)

プレライニングは、切羽の安定性確保や地表面沈下の抑止を目的として、トンネル掘削に先立ち切羽前方地山に施される先受け工の一種である。本論文では、プレライニングの先受け・支保機構を解明するために実施した模型実験の結果について述べる。3次元の模型実験では、切羽掘削時の周辺地山の土圧や地表面の変位を計測した。その結果、切羽の安定化や地表面沈下の抑止といった先受け効果は、切羽掘削時の鉛直応力の解放をプレライニングが抑制することにより得られることがわかった。また、プレライニングの支保効果は、プレライニング部材自体の剛性ではなく、トンネル周辺地山とプレライニングの相互作用によって向上する地山リングの剛性（複合剛性）により評価すべきであることを示した。

*Key Words* : pre-lining, face stability, surface settlement, ground characteristic curve method, flexible lining

## 1. はじめに

近年、都市近郊の洪積層からなる地山などにおいて、シールド工法や開削工法よりも経済的にトンネルを施工する方法として、山岳工法であるNATMを採用する例が見受けられるようになった。このような都市トンネルへのNATMの導入は、解析技術や止水技術の進歩のほかに、トンネル掘削に伴う地山のゆるみ・変位を切羽付近において抑制する方法、すなわち「先受け工」の技術開発の進展によるところが大きい。そのような先受け工の中でも、切羽前方に構築したアーチシェル構造により先受け・支保効果を発揮するものは、「プレライニング」と呼ばれている<sup>1)</sup>。

一般に先受け工は、トンネル切羽前方に棒状のパイプやパイルを構築し、トンネル縦断方向の梁構造で地山を補強するものが多い。これらは、狭義には「プレライニング」と区別されるが、その中でも、トンネル横断方向にパイルを連ねてアーチシェル状とするものは、機能的にはプレライニングと同様であり、「広義のプレライニング」であるといえる。本研究は、このような「広義のプレライニング」の先受け・支保機構を実験的に究明することを目的としており、最終的には、その設計法の確立を目指すものである。

山岳トンネルの設計法には、経験に基づく手法と力学的な計算に基づく手法がある。経験に基づく手

法は、既往の数多くの実績をもとに地山区分による標準支保パターンを設定し、施工時の計測結果や切羽評価により設計を修正するものである。比較的地山条件のよい標準的なトンネルでは、経験的手法が合理的であるといえよう。しかし、プレライニングが適用されるべきトンネルは、力学的な安定性が悪く、しかも周辺環境への影響や安全面において高度の配慮が必要とされる都市トンネルが中心である。このような特殊条件のトンネルに対しては、沈下や崩落などの危険性の予測とその対策工法の検討が必要となるから、力学的な計算に基づく事前設計がより重要となる。そのためには、地山とプレライニングの相互作用、すなわち、プレライニングによる先受けのメカニズム、支保のメカニズムを正しく把握することが不可欠であるといえる。

本文では、プレライニングを有するトンネルの模型実験の結果と、その結果をもとに行なったプレライニングの先受け・支保機構に関する考察について述べる。

## 2. 実験の概要

### (1) 実験の目的および方法

3次元の模型実験は、プレライニングの先受け効果、すなわち、切羽の安定化や地表面沈下の抑止効果について検討を行うために実施した。

切羽の安定性については、Bromsら<sup>2)</sup>、村山ら<sup>3)</sup>

表-1 砂の物理特性

物理特性		空中落下法による 作製地盤(H=1.2mのとき) の物性	
比重	$G_s=2.667$	最大間隙比	$e_{max}=0.864$
最大間隙比	$e_{max}=0.864$	最小間隙比	$e_{min}=0.584$
均等係数	$U_c=2.0$	相対密度	$D_r=0.471$
曲率係数	$U_{c'}=1.2$	乾燥密度	$\gamma_d=1.540 \text{ g/cm}^3$
		間隙比	$e=0.732$

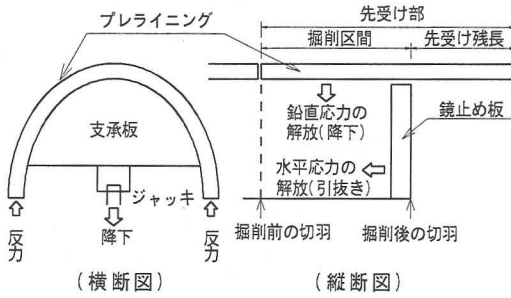


図-1 実験方法の模式図

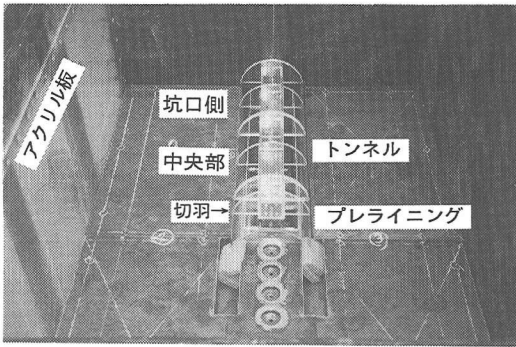


写真-1 実験装置

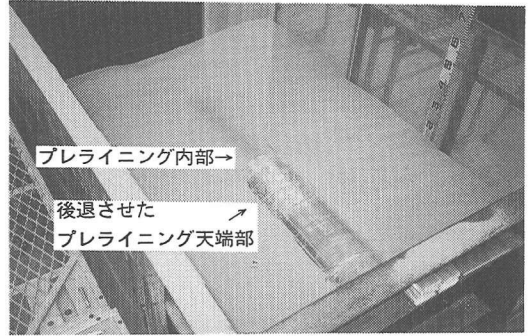


写真-2 プレライニング内部の地盤作成状況

の先駆的な研究がある。近年では、桜井ら<sup>4)</sup>、蔵田ら<sup>5)</sup>が現場実績から切羽の安定性を評価している。また、切羽の安定性を実験的に検討しているものとして久武<sup>6)</sup>、福島ら<sup>7)</sup>の研究、遠心載荷装置を用いた真下ら<sup>8)</sup>の研究がある。しかし、これらはシールド工法や通常の山岳工法(NATM)を対象としたものであり、プレライニング適用時の切羽の安定性を評価できるものとはなっていない。そこで実験では、切羽周辺の土圧分布等を計測し、プレライニング適用時の切羽の安定性を、切羽前方土塊の応力状態から評価するものとした。

一方、プレライニングの沈下抑止効果については、中田ら<sup>9)</sup>、剣持ら<sup>10)</sup>、田口ら<sup>11)</sup>が解析的な検討を行っている。これらは、プレライニングによる地表沈下の抑止効果が解析的に予測できることを現場計測結果との比較により示したものである。しかし、沈下抑止のメカニズム、とくに掘削後の切羽前方に残る先受けの長さ(以下、先受け残長と呼ぶ)と沈下抑止効果の関係については、明確に示されていない。そこで、実験では、沈下抑止効果に対するプレライニングの先受け残長の影響についても検討した。

実験の方法は、 $D=300\text{mm}$ ( $D$ :トンネル径)の半円形断面を持つトンネル模型を乾燥砂に埋設し、図-1の横断面図に示すように、これを円形落とし戸のよう

に降下して掘削を模擬するものである。切羽付近については、図-1の縦断面図に示すように、切羽の掘削による鉛直応力の解放はプレライニングの降下で模擬し、切羽の接近に伴うトンネル軸方向の水平応力の解放は鏡止め板の引抜きで模擬した。プレライニング降下時には、先受け部先端付近の脚部底面において、砂地盤上に設置したロードセルから反力を受ける構造となっている。

実験に用いた土槽は、幅1.4m、奥行き2.0m、高さ0.8m(容量2.24m<sup>3</sup>)であり、土槽下部にはトンネル模型を降下させるためのジャッキを3本配置している。トンネル模型は厚さ3mmのアクリル製で、1.4m幅の土槽中央部に設置した。実験装置を写真-1に示す。ただし、切羽の崩壊状況を目視観察する実験では、トンネル横断面の中心軸で半割とした模型を土槽側面のアクリル板に接するように配置し、鏡止め板の引抜き時の崩壊状況を観察した。

トンネル模型は延長1mで、逐次掘削を模擬するために、これを3分割している。各区間(坑口側40cm、中央部40cm、切羽側20cm+先受け残長)はジャッキによりそれぞれ降下させることができる。実験に用いた材料は乾燥した浜岡砂で、その物理特性を表-1に示す。模擬地盤は、ホッパー(開口幅5mm、長さ50cm)の高さを1.2mに保ちながら、砂を自由落下させて作製した。プレライニングの内部は、写真-2に示すように先端付近のプレライニングをスライドさせ、周辺地盤と同様に自由落下させた砂を充填した。また、スライド部を戻した後に残る若

表-2 計測項目

計測項目	計測器	点数
①切羽の水平土圧	ロードセル	1
②天端上部鉛直土圧	土中土圧計	9
③底面鉛直土圧	ロードセル	4
④支保の作用荷重	ロードセル	3
⑤先受け脚部反力	ロードセル	2
⑥先受け天端変形量	ひずみ計	2~6
⑦先受け脚部沈下量	変位計	2
⑧地表面沈下量	変位計	11

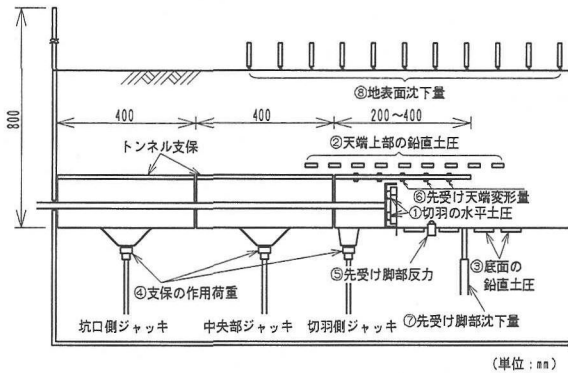


図-2 計測位置 (トンネル縦断方向)

表-3 実験ケース

ケース	先受けの構造	先受け残長 (h:切羽高)	土被り厚 (D:トンネル径)	実験種類
1	アーチシェル t=3mm	0 h	2 D	引抜きのみ
2	アーチシェル t=3mm	0 h	1 D	引抜きのみ
3	アーチシェル t=3mm	0 h	1/2 D	引抜きのみ
4	先受けなし	0 h	1 D	引抜・降下
5	アーチシェル t=3mm	0 h	1 D	引抜・降下
6	アーチシェル t=3mm	2 h/3	1 D	引抜・降下
7	アーチシェル t=3mm	4 h/3	1 D	引抜・降下
8	梁構造 t=3mm	2 h/3	1 D	引抜・降下
9	梁構造 t=3mm	4 h/3	1 D	引抜・降下

表-4 ケース4~9の実験手順

手順	操作	備考
①	坑口側ジャッキを降下 (1.0mmまで)	掘削の進行
②	中央部ジャッキを降下 (1.0mmまで)	掘削の進行
③	切羽の鏡止め板を引抜き (0.5mmまで)	切羽の水平応力解放
④	切羽側ジャッキを降下 (1.0mmまで)	掘削区間の鉛直応力解放
⑤	切羽の鏡止めを引抜き (0.5~10.0mmまで)	切羽崩壊の進行

干の空隙には、切羽の鏡止め板の水平圧力が過大とならない範囲でトンネル前方より砂を充填した。

計測項目を表-2に、計測位置を図-2に示す。天端上部の鉛直土圧は、プレライニングの土被りが5cmとなった時点で径30mmの土中土圧計をトンネル縦断方向10cm間隔で埋設して計測した。地表面沈下量は、所定の土被り厚さとなった後に、トンネル縦断方向に10cm間隔で5cm角のアルミ板を並べ、各板の中心点をひずみゲージ式の変位計で計測した。切羽の水平土圧および底面の鉛直土圧については、アルミ製の受圧板の背後に3個の小型ロードセルを配置して計測した。トンネル支保とジャッキの間には変位計と引張・圧縮型のロードセルを配置して、降下量と荷重変化の関係を把握した。また、プレライニングの先端付近には、脚部の沈下量と反力を計測するため、それぞれひずみゲージ式の変位計と圧縮型ロードセルを配置した。

(2) 実験ケース

実験ケースを表-3に示す。

ケース1~3は、土被り厚さの影響を検討するために予備的に実施したものであり、ジャッキの降下は行わず、水平応力解放時の周辺土圧の変化を計測したものである。このような切羽引抜きのみを行う

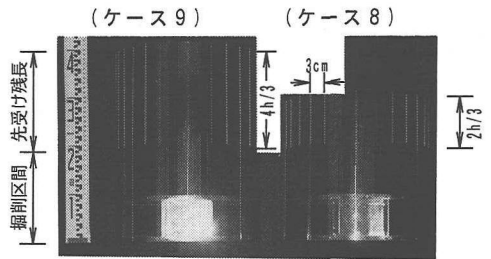
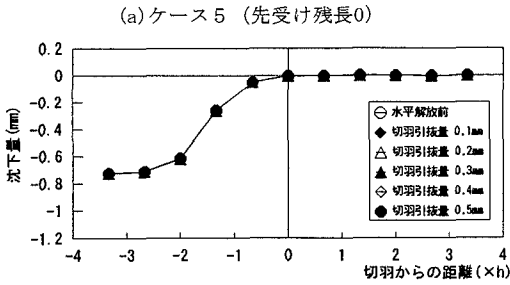


写真-3 梁構造の先受け模型

ケースについては、側面のアクリル板から目視観察する実験も別途実施している。

ケース4~9は、トンネル軸方向の水平応力解放を模擬する鏡止め板の引抜きと、鉛直方向の応力解放を模擬するジャッキの降下の両方を行い、切羽付近の掘削を模擬するものである。ケース4~9の実験手順を表-4に示す。ジャッキの降下量は、トンネル支保の作用荷重が20%以下となる1mmを基本とした。また、プレライニングなしのケース4などでは3mmまで降下して、地山特性曲線を求めた。

このうち、ケース8および9では、写真-3に示



(b) ケース 6 (先受け残長2h/3)

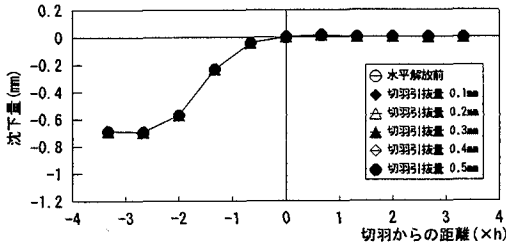


図-3 水平応力解放時の地表面沈下曲線

すように先受け残長部に3cm間隔でスリットを設け、トンネル横断方向に力を伝達しない梁構造をモデル化した。先受け部は、アーチシェルと同様にアクリル製で、厚さ3mm、弾性係数は $3.2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$  (3.1GPa)ある。すなわち、アーチシェルと同じ材料を用いているが、トンネル縦断方向の梁としての剛性はアーチシェルと比較して小さくなっている。

先受けなしのケース4では、図-1に示した掘削区間がプレライニングされていないため、切羽側のジャッキが降下をはじめても、その上部にあるトンネル模型の脚部には砂地盤からの反力は生じない構造となっている。これに対して、先受け残長0のケース1~3およびケース5は、図-1に示した掘削区間がプレライニングされている場合である。したがって、切羽側のジャッキを降下させるケース5では、掘削時にはすでにアーチシェルが存在するから、トンネル模型の脚部には砂地盤からの反力が生じ、プレライニングとして機能する構造となっている。

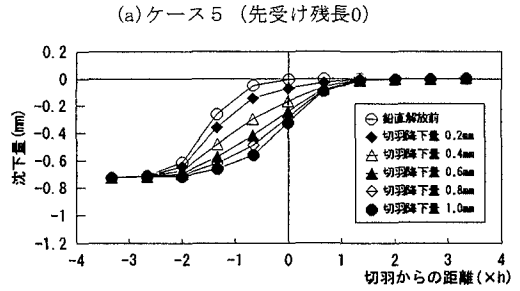
### 3. 実験結果と考察

#### (1) 地表面沈下の抑止効果について

##### a) 地表面沈下の計測結果

トンネル掘削に伴う地表面沈下には、掘削時の応力解放による沈下と、切羽などにおける地山の崩壊が地表面に達して生じる沈下がある。

まず、応力解放による地表面沈下について検討するため、表-4の実験手順に示すように、坑口側と中央部のジャッキを降下させてトンネルの進行を模



(b) ケース 6 (先受け残長2h/3)

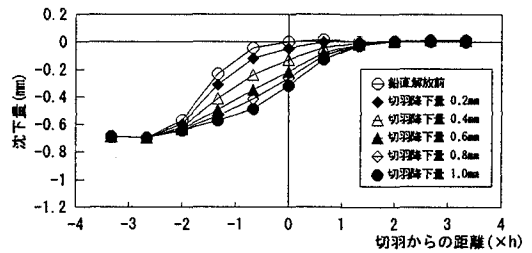


図-4 鉛直応力解放時の地表面沈下曲線

擬した後、切羽の水平応力の解放と掘削区間の鉛直応力の解放を個別に生じさせて地表面沈下量を計測した。

切羽の水平応力解放時(鏡止め板引抜き量0.5mmまで)の地表面沈下曲線の一例を図-3に示す。なお、水平応力解放時の鏡止め板の引抜き量は、切羽の水平土圧が引抜き量0.5mm付近で極小値をとる(図-12参照)ことから、0.5mmに設定した。すなわち、切羽前方地山は、引抜き量0.5mm付近までは図-12(a)に示すように弾力的な応力解放の状態にあり、引抜き量が0.5mm以上になると切羽前方地山は塑性的な崩壊が進行する状態となることによる。

図-3(a)は先受け残長を0(ケース5)、図-3(b)は先受け残長を2h/3(h:切羽高さ=15cm)とした場合(ケース6)で、坑口側と中央部のジャッキを降下した実験手順②終了後の地表面沈下曲線を「水平解放前」として示している。これらの図から、プレライニングの先受け残長が短くとも、切羽接近に伴う水平応力の解放のみでは、地表面の先行沈下(切羽前方に生じる沈下)はほとんど進行しないことがわかる。

掘削区間の鉛直応力解放時(降下区間:-4h/3~0h、切羽側ジャッキの降下量1.0mmまで)の地表面沈下の一例を図-4に示す。

図-4(a)は先受け残長を0(ケース5)、図-4(b)は先受け残長を2h/3とした場合(ケース6)で、実験手順③終了後の沈下曲線を「鉛直解放前」として示している。これらの図から、プレライニングの先受け残長にかかわらず、掘削区間における鉛直応力の

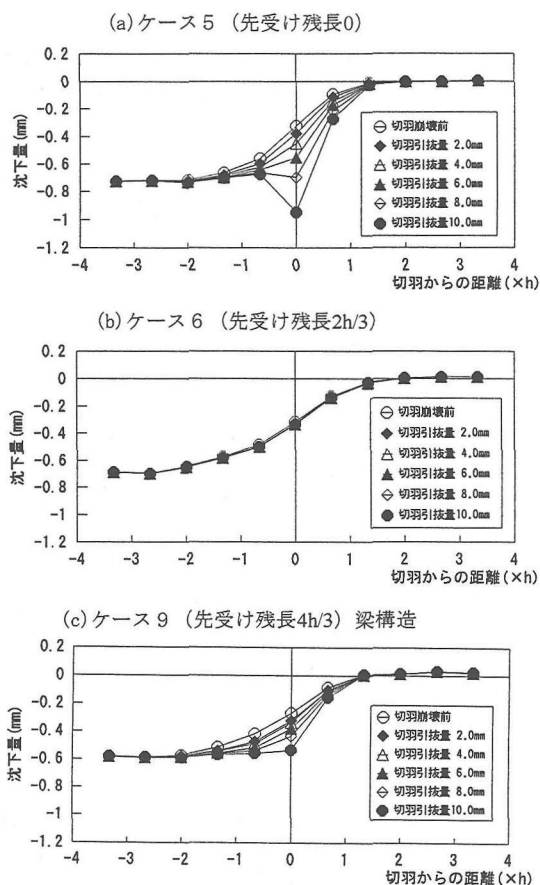


図-5 切羽崩壊時の地表面沈下曲線

解放は、先行沈下を含めた地表面の沈下を進行させることができる。

先受けの沈下抑止効果を論じる場合に、掘削区間の先受け効果と先受け残長部の効果が混同されやすいが、以上の結果から、切羽が安定していることを前提に論じれば、地表面沈下抑止に重要であるのは、掘削区間の先受けであり、先受け残長部ではないことがわかる。

一方、切羽の崩壊が地表面沈下に与える影響を検討するため、鏡止め板の引抜き量を0.5mmよりさらに大きくし、切羽の塑性的な崩壊を進行させた。結果の一例を、図-5に示す。

図-5 (a)は先受け残長を0(ケース5)、図-5 (b)は先受け残長を2h/3とした場合(ケース6)で、実験手順④終了後の沈下曲線を「切羽崩壊前」として示している。これらの図から、切羽の崩壊を進行させた場合には、先受け残長部の沈下抑止効果が顕著となることがわかる。この両者の切羽崩壊状況を写真-4に示す。

図-5 (c)は先受け残長を4h/3とした梁構造の先

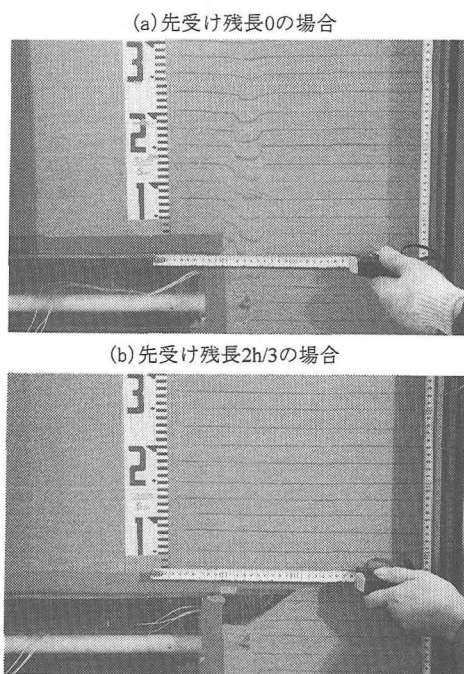


写真-4 鏡止め板の引抜きによる切羽崩壊時の状況

受け工の場合(ケース9)である。同図より、切羽崩壊時の地表への影響をみると、長尺の梁構造の先受け工による沈下抑止効果は、先受け残長0のプレライニングよりは高いが、先受け残長2h/3のプレライニングほどではないことがわかる。これは、梁構造の先受けでは、切羽の崩壊とともに図-6 (a)に見られるように梁の沈下が進行することによって考えられる。また、本実験では模型地盤が乾燥砂であるため、先受け残長部の上部の砂がスリットから先受け内部に流入した影響もあるものと推察される。

#### b) 先受け天端変形量の計測結果

図-6 (a)は先受け残長を4h/3とした梁構造の先受け工(ケース9)の切羽崩壊時(鏡止め板の引抜き量0.5mm~10mm)におけるトンネル天端位置の変形の進行を示している。図-6 (b)は先受け残長を2h/3とした梁構造の先受け工(ケース8)で、いずれの場合も、実験手順④終了後の掘削区間における天端傾斜を基準線とし、その基準線からの相対的な変形量を示したものである。「切羽崩壊前」の変形量とは、実験手順④終了後の変形状態であり、先受け残長部において地盤反力を受けるため、上に反った変形状態となっている。また、図-6 (b)から、とくに先受け残長の短い梁構造の先受け工では、切羽の崩壊に伴い先受けの先端が著しく沈下することがわかる。一方、図-6 (c)は先受け残長を2h/3としたアーチシェル構造のプレライニングの場合(ケー

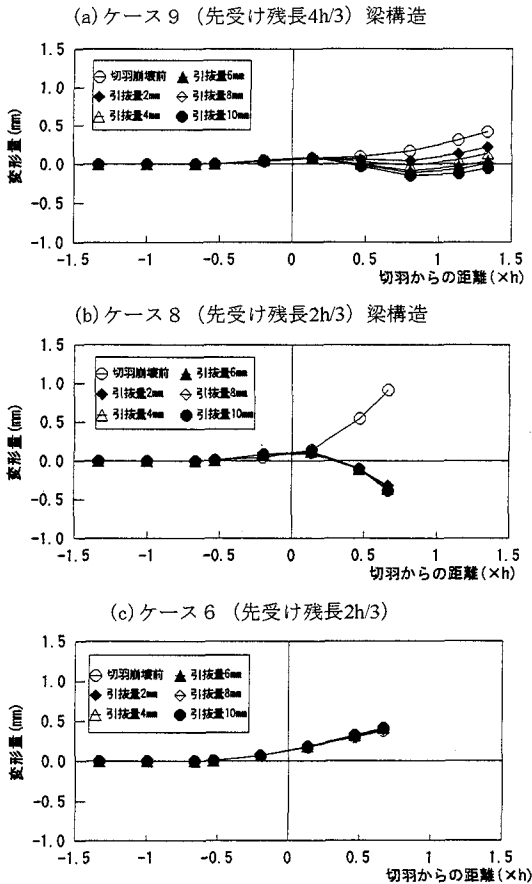


図-6 切羽崩壊時の先受けの変形状態

ス6)であるが、切羽崩壊時においても天端の変形は小さく止まっている。

### c) 沈下抑止のメカニズム

地表面沈下の抑止には、掘削時の応力解放による沈下を抑止する場合と、地山の崩壊が地表面に達して生じる沈下を抑止する場合がある。

粘性土地盤のようにある程度の粘着力が期待でき、切羽が自立すると考えられる地山では、応力解放に伴う沈下が問題となる。トンネル掘削時の応力解放は、図-1のようにトンネルの縦断面で考えれば、掘削区間の鉛直応力の解放と、切羽の接近に伴うトンネル軸方向の水平応力の解放に分けることができる。このとき、切羽前方において生じる地表面の先行沈下および切羽後方において生じる後続沈下は、図-3および図-4に示したように、そのほとんどが掘削区間の鉛直応力の解放に伴って生じるものである。したがって、応力解放に伴う沈下が許容値を越える場合には、掘削区間における鉛直応力の解放を先受け工などにより抑制すればよい。地表面沈下が問題となるのは、通常、土被りが薄く初期土圧が

小さいときであるから、プレライニングのようなアーチシェル構造であれば、構造的には応力解放の抑制に必要な耐力をもたせることは十分に可能であろう。このとき、沈下抑止効果に対する先受け残長の影響は小さく、先受け残長が0となるまで掘削を進めても、掘削区間の鉛直応力の解放を抑制できれば、先受け残長が長い場合と同様の沈下抑止効果を得ることができる。

砂質地盤のように粘着力が小さい地山では、トンネル掘削に伴う地山の崩壊が懸念される。プレライニングは、まず、天端崩落の防止や切羽の安定化を目的に採用されるが、同時に、切羽崩壊に伴う地表面沈下の抑止を先受けに期待するのであれば、図-5に示したように、ある程度先受け残長が必要となる。とくに梁構造の先受け工では、図-6(b)や図-6(a)にみられるような先端付近の「おがみ」や「たわみ」を防止するため、先受け残長は切羽高さよりも長く、部材の剛性も大きくする必要がある。一方、プレライニングの場合には、図-6(c)に示したように先受け残長部の変形はほとんど生じないから、梁構造と比較して短い先受け残長、小さい剛性で、梁構造と同様の沈下抑止効果を得ることができる。

ただし、乾燥砂に近い地盤では、模型実験の写真-4(b)に見られるように、崩壊する切羽の土砂が安息角に至るまで安定しないことも考えられる。これを考慮して沈下抑止を図ることは、極めて長い先受け残長を必要として不経済となる。したがって、そのような厳しい条件においては、安全面から考えても、まず、先受けやその他の補助工法も加えて確実な切羽の安定化を図り、その後、切羽の安定を前提として沈下検討を行うべきである。先受け残長は、プレライニングによる切羽の安定化やトンネルの施工サイクル、プレライニングの施工性など、他の条件から設定すべきであろう。

## (2) 切羽の安定化について

### a) 天端上部鉛直土圧の計測結果

地盤作製時の天端上部鉛直土圧の計測例を図-7に示す。このように、計測土圧は土被り圧の理論値よりも大きくなる傾向があり、土被り1D以上では、すべてのケースにおいて初期鉛直土圧が理論土被り圧よりも大きくなった。これは、地盤作製時にトンネル模型の両側の地盤が相対的に沈下し、トンネル上部に応力が集中することによって考えられる。そのため、以下の検討では土圧値そのものではなく、地盤作製後のそれぞれの位置における初期鉛直土圧を100%として規準化した値を用いた。

天端上部の鉛直土圧は、表-4に示す手順を進め

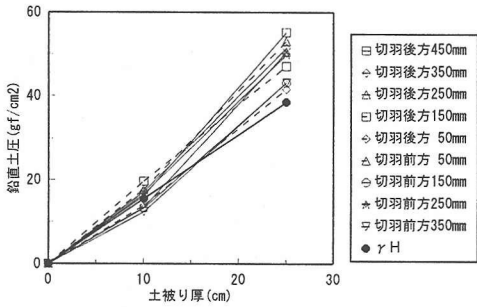


図-7 地盤作製時の天端上部鉛直土圧の変化

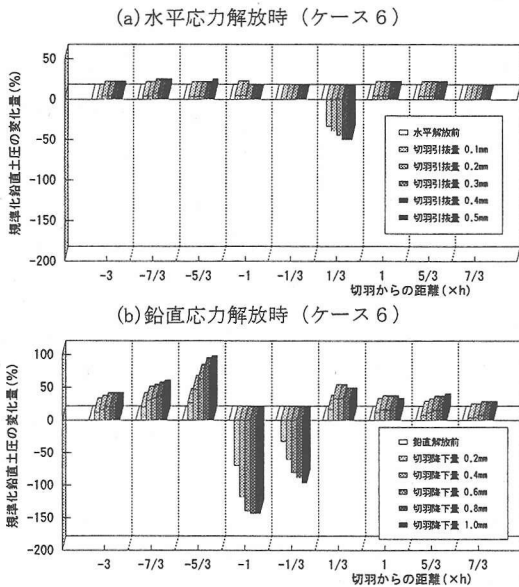


図-8 天端上部の鉛直土圧の変化（応力解放時）

ることによって変化する。図-8は、先受け残長2h/3のプレライニング(ケース6)で、実験手順③および④の応力解放時に計測された天端上部鉛直土圧の変化である。

図-8(a)は、切羽における水平応力解放(実験手順③)前後の土圧変化を規準化して示している。図-8(b)は、掘削区間(-4h/3~0h)の鉛直応力解放(実験手順④)前後の土圧変化を規準化して示している。これらの図から、水平応力を解放した場合には切羽前方h/3の鉛直土圧は減少し、鉛直応力を解放した場合には、切羽前方h/3で鉛直土圧が増加することがわかる。なお、先受け残長の影響については、図-14にまとめた。

図-9では、実験手順⑤の切羽崩壊時(鏡止め板引抜き量0.5mm~10mmまで)に計測された天端上部鉛直土圧の変化量を規準化して示した。

図-9(a)は先受け残長0のプレライニング(ケー

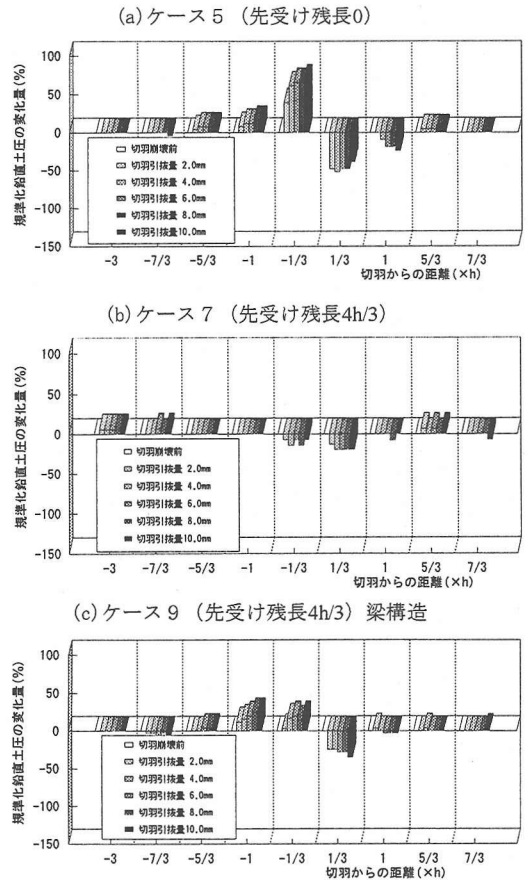


図-9 天端上部の鉛直土圧の変化（切羽崩壊時）

ス5)、図-9(b)は先受け残長4h/3のプレライニング(ケース7)、図-9(c)は先受け残長4h/3の梁構造(ケース9)の場合である。これらの図から、切羽の崩壊が進行すると、先受け残長0のプレライニング(ケース5)および先受け残長4h/3の梁構造(ケース9)では、切羽を境に土圧の増減が見られることがわかる。これは、切羽前方土塊のすべりによってその上辺が沈下し、切羽を境として前方が落し戸の状態になるためであると考えられる。一方、先受け残長4h/3のプレライニング(ケース7)では、切羽を境にした土圧の増減は見られない。これはプレライニングの先受け部が地山崩壊の進行を抑制し、落し戸の状態が生じないことによると考えられる。

### b) 底面鉛直土圧の計測結果

地盤作製時の底面鉛直土圧の計測例を図-10に示す。計測土圧は、土被りが大きくなるほどばらつき、理論土被り圧との差が大きくなる傾向がある。これは、土荷重により土槽底面がわずかにたわみ、それを反映して土圧が変化するためであると考えられる。そのため、天端上部鉛直土圧と同様に、以下の検討

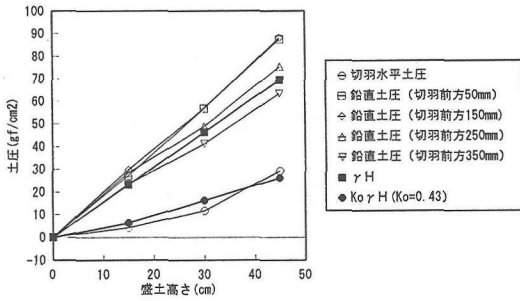


図-10 地盤作製時の底面鉛直及び切羽水平土圧の変化

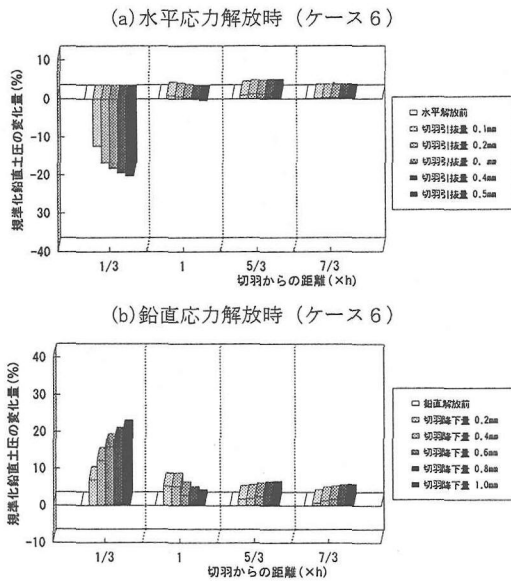


図-11 切羽前方底面の鉛直土圧の変化

では土圧値そのものではなく、地盤作製後のそれぞれの位置における初期鉛直土圧を100%として規準化した値を用いた。

図-11は、先受け残長2h/3のプレライニング(ケース6)で、実験手順③および④の応力解放時に計測された切羽前方底面の鉛直土圧の変化である。

図-11(a)は先受け残長2h/3(ケース6)で、切羽の水平応力のみを解放した場合の規準化土圧の変化量を示している。図-11(b)は、同ケースで切羽掘削区間の鉛直応力のみを解放した場合の規準化土圧の変化量を示している。これらの図から、水平応力のみを解放した場合には、天端上部鉛直土圧の場合と同様に、切羽近傍の鉛直土圧は減少することがわかる。また、鉛直応力のみを解放した場合は、これも天端上部鉛直土圧の場合と同様に、切羽前方の鉛直土圧は増加することがわかる。なお、先受け残長の影響については、図-14にまとめた。

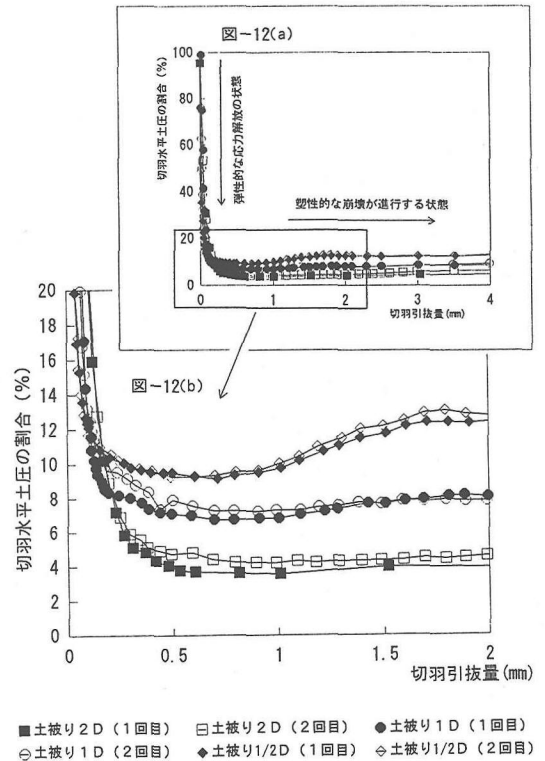


図-12 切羽の鏡止め板に作用する水平土圧

### c) 切羽の水平土圧の計測結果

地盤作製時の切羽水平土圧の計測値は、図-10に示したように、静止土圧係数 $K_0$ を0.43とした場合の理論値とほぼ一致する。ただし、以下においては、異なる土被り厚さにおける土圧変化について議論するために、鉛直土圧の場合と同様に、地盤作製後の初期水平土圧を100%として規準化した値を用いた。

先受け残長0で、土被り厚さを2D(ケース1), 1D(ケース2), D/2(ケース3)とした場合の鏡止め板に作用する水平土圧(切羽の水平土圧)を図-12に示す。なお、同図には、それぞれの土被り厚さについて2回の実験結果を重ねて示しているが、いずれも再現性のある結果が得られている。

図-12より、いずれの土被り厚さにおいても、鏡止め板の引抜き量がほぼ0.5mmに達したときに切羽の水平土圧は極小値をとることがわかる。すなわち、本実験では、引抜き量0.5mmまでは弾性的な応力解放の状態、引抜き量が0.5mm以上になると塑性的な崩壊が進行する状態になるとみなすことができる。

一方、水平土圧の極小値は、土被り2Dの場合で初期水平土圧の4%、1Dで7%、D/2で9%程度と、土被りにより異なることがわかる。



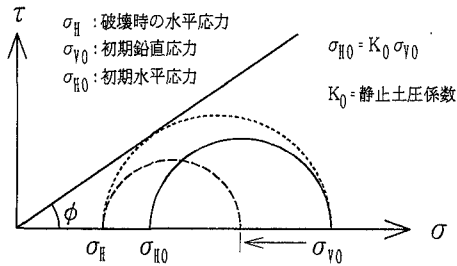


図-13 切羽前方の応力状態の概念図

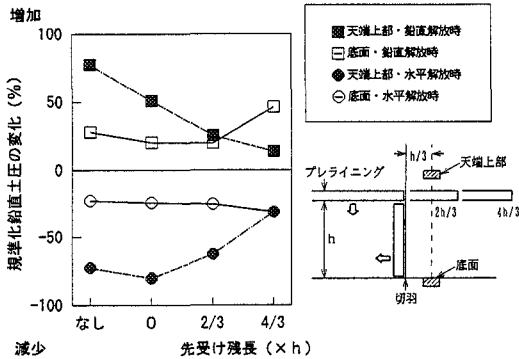


図-14 切羽前方h/3における鉛直土圧の変化

#### d) 切羽安定のメカニズム

切羽前方地山におけるトンネル軸方向の水平応力は、切羽の接近によって0に近づく。したがって、図-13に示すように、切羽前方地山の鉛直応力が低減すれば切羽の安定性は向上し、鉛直応力が低減しない場合には塑性域が生じやすくなることから、切羽の安定性が損なわれるものと考えられる。

図-14は、とくに切羽前方h/3の位置における鉛直土圧に着目し、先受けのあるなし、および先受け残長の違いが鉛直土圧に与える影響を、実験手順③、すなわち水平応力解放時(鏡止め板引抜き量0.5mm)、および実験手順④、すなわち鉛直応力解放時(切羽側ジャッキの降下量1mm)のそれぞれの変化量と比較したものである。

プレライニングの効果について図-14をみると、天端上部の規準化された鉛直土圧は、水平および鉛直応力解放時とも、先受け残長が長いほどその変化量が小さくなっている。このことから、プレライニングの先受け残長部は、その上部における地山の初期応力状態を保持し、安定化する効果を発揮していることがわかる。

一方、切羽の安定性に直接影響するのは、プレライニング天端位置より下方の切羽前方鉛直土圧であると考えられる。しかしながら、図-14の規準化さ

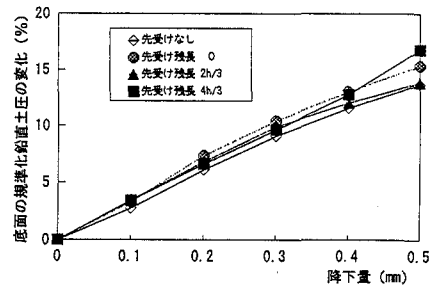


図-15 降下量と切羽前方底面の鉛直土圧の変化

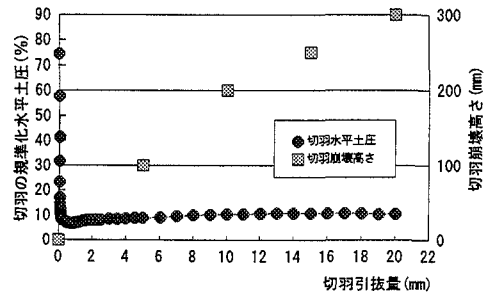


図-16 切羽の崩壊高さと同切羽の水平土圧

れた底面鉛直土圧の変化量を見ると、切羽前方鉛直土圧は、先受け残長ばかりでなく、プレライニングのある・なしの影響もほとんど受けていないことがわかる。これは、同図では切羽側ジャッキの降下量を一律に1mmとして比較しているためであると思われる。

切羽の安定化を目的として切羽前方鉛直土圧を低減するためには、図-15に示すように、先受け残長にかかわらず降下量を小さくすること、すなわち掘削区間の天端沈下をプレライニングによって最小限に止めることが重要である。図-14および図-15は、掘削区間のプレライニングが地耐力不足などによって沈下すると、先受け残長を長くしても、その下方にある切羽前方地山を押し下げて鉛直土圧を上昇させ、切羽安定効果が生じないことを示していると考えられる。

また、写真-4(a)のケースにおいて計測された切羽の水平土圧を、地盤作製時の初期水平土圧で規準化して図-16に示す。同図から、切羽の崩壊領域が上方に向かって進展する場合でも、水平土圧はほとんど増加せず、その値は初期水平土圧の10%程度に収束することがわかる。

図-12に示した土被りが異なるケース1~3の水平土圧の計測結果を、切羽高さの主働土圧の計算値で規準化すると、図-17のようになる。ただし、規

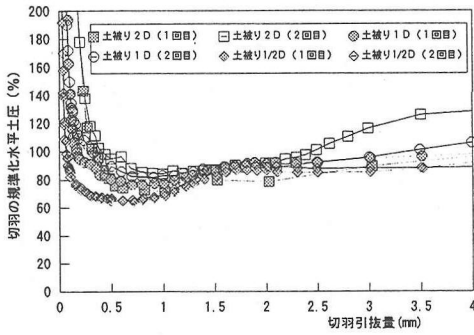


図-17 切羽の水平土圧（切羽高さの主働土圧で規準化）

準化に用いた「切羽高さの主働土圧」は、次式により算出した。

$$Q = \gamma (h')^2 \times Ka / 2 \quad (1)$$

ここに、

- Q：単位幅当たりの主働土圧の合力
- $\gamma$ ：単位体積重量 1.54gf/cm<sup>3</sup> (15.1mN/cm<sup>3</sup>)
- $h'$ ：平均的な切羽高さ 11.4cm
- Ka：主働土圧係数

主働土圧係数は、地盤作製時の静止土圧係数 $K_0$ が図-10に示すように0.43であったことから、次式のように推定した。

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.43 \quad (2)$$

$$Ka = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = 0.271 \quad (3)$$

ここに、 $\phi$ は作製した砂地盤の内部摩擦角で、式(2)(Jákeyによる提案式)より、35°と推定できる。式(1)より、単位面積当たりの主働土圧は、Qを $h'$ で除して、2.38gf/cm<sup>2</sup> (225Pa)となる。

図-17より、切羽高さの主働土圧で規準化すると、その収束値は、いずれの土被りでも、ほぼ100%程度となることがわかる。これは、天端上部の崩壊領域においては、ゆるんだ土塊の自重とその周辺に作用するせん断力がほぼつり合うためであると考えられる。したがって、切羽のすべりに対抗して鏡補強工等を施す場合には、切羽高さの主働土圧に対抗することがひとつの目安になるものと考えられる。

### (3) プレイニングの支保効果について

足立ら<sup>12)</sup>は、「トンネル支保が柔なたわみ性覆工の場合には、土圧の再配分によって反力が適当に分布し、覆工内には曲げモーメントが生じない」というPeckの考えを、乾燥砂を用いた模型実験により確認している。足立らは円形断面のトンネル模型を用いたが、ここでは、扁平断面についても曲げモー

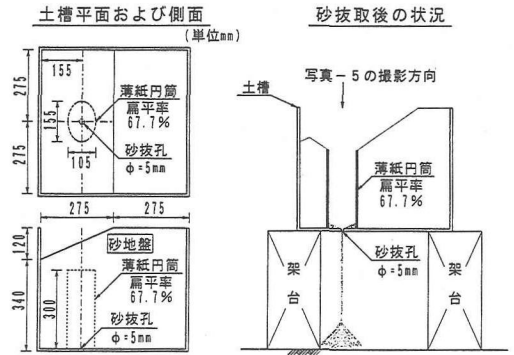


図-18 覆工内曲げモーメントの確認実験

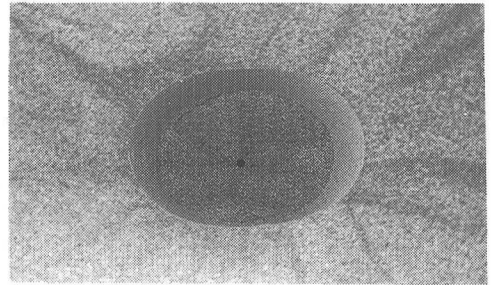


写真-5 扁平断面の支保（厚さ0.089mm）

メントが生じないことを、図-18に示すような簡易な実験で検証した。ただし、柔なたわみ性覆工に見立てた薄紙は、乾燥砂中に縦方向に埋設されており、立坑の土留めのような状態となっている。

掘削は、内部の乾燥砂を下部より徐々に抜き取ることで模擬した。覆工は、厚さ0.089mmの上質紙で作った円筒を、扁平率67.7%の小判型立坑形状（長径155mm、短径105mm）としたものである。

写真-5は、扁平な覆工が、深度30cmまでの側圧と片側地表面に12cm盛土した偏圧に抵抗している状態を示す。この荷重状態は必ずしもトンネルの荷重状態を再現するものではないが、このように先行覆工された状態で内部を掘削する場合には、扁平な断面であっても、土圧の再配分によって、柔なたわみ性の覆工内には曲げモーメントはほとんど生じないことがわかる。

実施のプレイニングは、このようにリング状に閉じているわけではなく、上半円程度のものが多い。しかし、脚部地盤の反力や周辺地盤との摩擦などによりプレイニングに脚部沈下が生じない場合には、柔なたわみ性のプレイニングの挙動もこのような紙のリングに近くなるものと推察される。すなわち、プレイニングの支保機能は、部材自体の剛性ではなく、プレイニングと周辺地盤との相互作用によって生じるトンネル横断方向のリングの剛

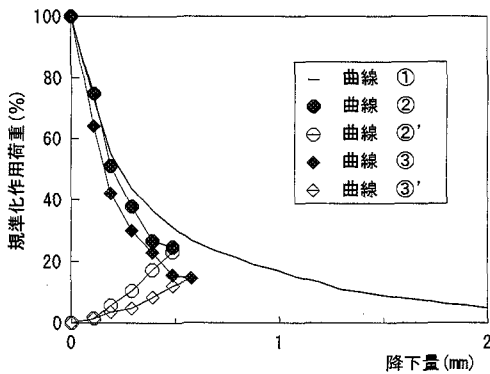


図-19 地山特性曲線と支保の特性曲線

性(以下、「複合剛性」とよぶ)に依存すると考えられる。

複合剛性は、掘削時のトンネル横断方向の地山リングにプレライニングの効果を加味した、「見かけの地山リング」の剛性である。したがって、プレライニング部材の剛性が大きくとも脚部沈下が激しいときには複合剛性は小さく、逆に、部材自体の剛性が小さくとも周辺地山との相互作用で結果的に沈下・変形が抑制されれば、複合剛性の大きいプレライニングであるといえる。

図-19は、3次元の模型実験における切羽側ジャッキの降下量と切羽側支保の鉛直方向作用荷重の関係を示したものである。なお、荷重値は地盤作製時の土被り荷重で規準化している。

同図の曲線①は、プレライニングのないケース4の場合である。ケース4では、切羽側支保は掘削区間における仮定の支保でプレライニングとして機能しないから、降下中の脚部に地盤反力は生じない。そこで、切羽側支保の作用荷重は、切羽側ジャッキ上部のロードセルによる値をそのまま作用荷重とした。

曲線②は、先受け残長0のプレライニングがあるケース5の場合であり、切羽側支保はプレライニングとして機能させるから、降下中の脚部には地盤反力が生じる。そこで、切羽側支保の作用荷重は、切羽側ジャッキ上部のロードセルの値と脚部のロードセルの値の和として推定した。また②'は、切羽側ジャッキの降下量と脚部の地盤反力の関係を示したものである。

曲線③および③'は、同様に先受け残長0のプレライニングがあるケース5について、脚部支持地盤をゆるく作製した場合の結果である。

曲線①が右下がりとなるのは、掘削時の鉛直応力の解放を模擬するジャッキの降下によって、トンネル横断方向と縦断方向への応力再配分が進行するた

めであると考えられる。すなわち、この曲線は、模擬地盤の3次元的地山特性曲線を表すものであるといえる。ケース4において、切羽側ジャッキの降下を1mmを越えて継続すると、作用荷重は減少を続けるが、必ずしも0とはならない。これは、沈下の進行によりゆるみ荷重が生じるためであると考えられる。

曲線②および③も模擬地盤の地山特性曲線であるが、曲線①よりも急激に作用荷重が減少している。たとえば、2次元模型の降下実験では、地山の特性が同じであればこの曲線は重なるものと考えられる。しかし、本実験は3次元模型を用いており、プレライニングなしのケースでは切羽側支保は水平に降下させているが、プレライニングがあるケースでは先端付近で脚部が支持されるため、切羽側支保は勾配をもって降下する。すなわち、切羽側支保の降下を落し戸と考えれば、トンネル横断方向の落し戸幅は同じであるが、トンネル縦断方向の落し戸幅はプレライニングがある場合には小さくなっている。このことが、曲線②および③において、作用荷重が急激に減少する一つの要因であると考えられる。

脚部の地盤反力曲線②'および③'は、いわゆる支保の特性曲線であり、これが曲線②および③、すなわち地山の特性曲線に達した時点でプレライニングの沈下は止まる。このうち曲線②'で示されるプレライニングは、曲線③'で示されるプレライニングよりもわずかな沈下量で止まっており、より複合剛性の大きいプレライニングであるといえる。また、曲線②'と②の交点におけるプレライニングの作用荷重は、複合剛性の小さい③'と③の交点における作用荷重よりも大きい。これは、掘削区間の天端沈下が小さいほどトンネル横断方向および縦断方向への応力再配分が抑制され、プレライニングの負担すべき荷重が大きくなるためであると考えられる。

#### 4. 結論

乾燥砂を用いた3次元のトンネル模型実験により、プレライニングを施した場合の切羽周辺地山における応力・変形状態、プレライニングの作用荷重などを把握し、以下のような新しい知見を得た。

- (1) 先受け効果、すなわち地表面沈下の抑止および切羽の安定化は、掘削区間の鉛直応力の解放をプレライニングにより抑制することで得られる。このような先受け効果に対する先受け残長の影響は小さく、先受け残長の短い場合でも鉛直応力の解放を抑制すれば高い先受け効果を得ることができる。
- (2) プレライニングの支保機能は、部材自体の剛性ではなく、プレライニングと周辺地盤との相互作用

によって生じる地山リングの剛性(複合剛性)に依存する。したがって、部材剛性の小さいアーチ状のプレライニングでも、脚部支持や周辺摩擦の状態によっては、高い支保効果を得ることができる。

(3) プレライニングの先受け残長部には、切羽崩壊に伴う地表面沈下を抑制する効果が期待できるが、そのために先受け残長を長くすることは不経済となる。切羽の自立性が悪い地山では、まず、切羽の安定化を図ることが重要であり、先受け残長は、切羽の安定化や施工サイクル、施工性などを考慮して設定すべきである。

なお、プレライニングの先受け・支保機構に関する以上の考察、および筆者ら<sup>13)</sup>が同時に実施している2次元の模型実験、3次元FEM解析などの結果をもとに、今後、プレライニングの合理的な設計法について検討してゆく予定である。

謝辞：本論文は、プレライニング工法委員会での成果の一部をまとめたものである。ここに、数多くのご助言を頂いた同委員会の委員および幹事の皆様、議論に参加頂いた(株)フジタ横山章氏はじめ顧問の皆様に深甚な謝意を表します。

最後に、本論文の取りまとめにあたり、ご指導とご助言を賜った京都大学足立紀尚教授、田村武教授に改めてお礼を申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 三浦克：大断面道路トンネルと山岳トンネル工法の現状と課題，土木学会論文集，No.516/VI-27，pp.1-13，1995.
- 2) Broms, B.B and H. Benneemark : Stability of Clay at Vertical Openings, Proc.ASCE.Vol.93, SM1, pp.71-94, 1967.
- 3) 村山朔郎，遠藤正明，橋場友則：機械化シールドの掘削性能に関する土質力学的考察，第1回土質工学研究発表会，pp.75-78，1966.
- 4) 桜井春輔，足立紀尚共編：都市トンネルにおけるNATM，鹿島出版会，pp.32-37，1984.
- 5) 蔵田忠廣，宮本武司：未固結砂層におけるトンネル切羽自立性の判定基準の提案，土木学会論文集，No.382/III-7，pp.245-254，1987.
- 6) 久武勝保：トンネル切羽の安定・崩壊挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.517/III-31，pp.105-115，1995.
- 7) 福島伸二，望月美登志，香川和夫，横山章：土被りの浅い砂質地山トンネルの補助工法に関する模型試験，土木学会論文集，No.406/III-11，pp.79-86，1989.
- 8) 真下英人，猪熊明：トンネル切羽の安定性に関する模型実験，トンネル工学研究発表会論文・報告集第5巻，pp.117-122，1995.
- 9) 中田雅博，佐藤淳，伊東淳，樽井稔：トンネル先受け工に関する設計手法の提案，第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.191-195，1994.
- 10) 剣持三平，太野垣泰博，波田光敬，香川和夫，原隆文：プレライニング工法によるトンネルの三次元FEM解析，第27回土質工学研究発表会，pp.2073-2074，1992.
- 11) 田口善文，古賀重利，香川和夫，川端則雄：土被りの薄いトンネル掘削時における地山挙動，フジタ工業技術研究所報第26号，pp.55-60，1990.
- 12) 足立紀尚，田村武，八嶋厚：薄肉柔支保工（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，No.358/III-3，pp.47-52，1985.
- 13) 相良昌男，田口善文，米山秀樹，笹尾春夫：プレライニングトンネルの作用土圧に関する模型実験（その2），トンネル工学研究発表会論文・報告集第6巻，pp.175-180，1996.

(1997.1.27 受付)

## MODEL EXPERIMENTS ON THE MECHANISM OF PRE-LINING METHODS

Hideki YONEYAMA, Yoshifumi TAGUCHI, Haruo SASAO and Kenji SASHIDA

At a shallow covered or a soft ground tunnel, the pre-lining method will be applied to excavation in order to improve face stability and to prevent ground surface settlement.

The authors are trying to clarify the mechanism of the pre-lining method by means of model experiments and to establish reasonable design methods for pre-linings. As a result of the experiments, it was confirmed that the effects of pre-linings such as improvement of face stability and less settlement mainly depend on the degree of restriction by pre-linings against vertical stress relief at the crown of the tunnel within the range of excavation. The authors also proposed that the efficiency of pre-linings as the tunnel support should be evaluated by "compound stiffness", which consists of the ground arch and pre-linings around the tunnel, rather than by stiffness of the pre-lining itself.