

粘性土の応力緩和によるトンネル土圧*

EARTH PRESSURE ON TUNNEL LINING CAUSED BY
STRESS RELAXATION OF COHESIVE GROUND

村山 朔郎**・松岡 元***

By Sakuro Murayama and Hajime Matsuoka

要 旨 粘性土中に掘られたトンネルにかかる土圧が、時とともに増加することはしばしば経験されている。この原因の一つとみられる粘性土の応力緩和に基づくトンネル土圧の理論式を粘弾性領域にある粘性土のレオロジー理論から導くとともに、その検証の目的で粘性土を対象地盤としたトンネルの模型実験を行ない、塑性領域を発生させない条件のもとでトンネル土圧の時間的変化を測定し、その測定値が前記理論式にしたがって時間の対数 $\log t$ に比例して増加し長期経過後 $t \rightarrow \infty$ とおいた理論値とよく一致することを示した。

1. 緒 言

粘性土中に掘られたトンネルの土圧が時とともに増加することはしばしば経験され、この増加は長期にわたりしかも非常に大きい場合がある。ゆえに、この現象はトンネルの支保工、覆工の設計上に重要なばかりでなく、覆工施工の適正時期の決定上にも重要な問題といえよう。このようなトンネル土圧の経時増加の原因には直接的なもの間接的なものがあるが、主要な直接原因は粘性土の吸水膨張、トンネル周囲にできる塑性領域の拡大ならびに粘性土の応力緩和をあげることができる¹⁾。ここでは粘性土の応力緩和によるトンネル土圧のみについて述べることにする。

粘性土中にトンネルを開削すると、その瞬間に地山内に貯えられていた地中応力は粘性土の瞬間弾性に相当する量だけ解放され、開削された内空断面はそれだけ内方に縮小するが、ついで粘性土の粘弾性のために地山のクリープ変形が発生し、内空断面は時とともにさらに縮小しつづける。このようなクリープ変形の進行中、トンネル内に支保工または覆工を設置してクリープ変形を抑制すれば、抑制力は支保工や覆工にかかる土圧となって、

経時増加を示すこととなる。この土圧の最終値や増加継続時間などは、主としてトンネル諸元のほか、地山粘性土の応力緩和特性、支保工、覆工の設置時期によって決定される。

ここでは、村山が誘導した粘土の応力緩和理論²⁾を用い、粘性土地盤中に円形トンネルを開削し、ただちに剛性覆工を施工したと仮想したとき覆工に作用するトンネル土圧を理論的に考察するとともに、これを粘土を対象とした模型実験により実証しようとしたものである。

2. 応力緩和によるトンネル土圧の式

一般に粘性土の力学挙動には時間効果があり、粘性土に一定のせん断応力を常時与えればせん断ひずみが時間とともに進行するいわゆるクリープ挙動がみられ、また反対に一定のせん断ひずみを常時保持しようとするれば、一定ひずみを保持するに要するせん断応力は時とともに減少し、いわゆる応力緩和挙動がみられる。このような力学挙動はさらに粘性土に生ずるせん断応力 τ の大きさとその粘性土に固有な降伏値との関係によって種々区別されるとともに、さらに条件を加えて記述する必要があるがここでは簡単のため、つぎのように区別することとする。 τ が下限降伏値 τ_l 以下 ($\tau < \tau_l$) の場合には粘性土は純弾性的に挙動し、 τ が τ_l 以上でかつ上限降伏値 τ_u 以下 ($\tau_l < \tau < \tau_u$) の場合には粘弾性的に挙動し、また τ が τ_u に比しかなり大きい ($\tau \geq \tau_u$) の場合にはある時間経過後に破壊を生じて塑性的挙動にうつる。

このうち粘弾性挙動すなわち $\tau_l < \tau < \tau_u$ における力学挙動は、図-1 に示す四要素力学モデルでシミュレートできる³⁾。このモデルは、1個のばね要素(弾性係数: G_1 , 定数)と下限降伏値に相当するスライダ(τ_l) をもつ Voigt 要素(弾性係数: G_2 , 定数, 粘性係数: η_2) とを直列に組み合わせたものである。ただし、ダッシュポットの粘性係数 η_2 は単純なニュートン粘性ではなく、粘性流体の速度論から誘導した非線形の構造粘性である。なお下限降伏値 τ_l は非常に小さい値であるから

* 昭和41年度土木学会関西支部年次学術講演会において一部発表

** 正会員 工博 京都大学教授 京都大学防災研究所

*** 学生員 工修 京都大学大学院工学研究科 土木工学専攻博士課程

これを無視しても力学特性への影響は大差がないので、ここではスライダを省略した三要素モデルを用いることとする。このような力学モデルにおいて、初期せん断応力が τ_u 以下であれば、初期せん断ひずみ r_0 を与えたときのせん断応力 τ の応力緩和特性は次式のように解かれている²⁾。

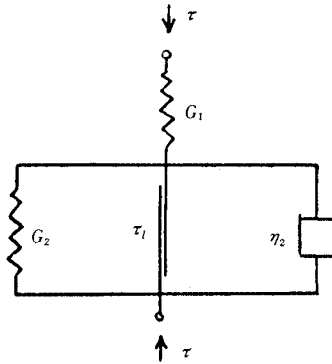


図-1 土の力学モデル

$$\left. \begin{aligned} \tau &\geq \frac{G_1 \cdot G_2}{G_1 + G_2} \cdot \left\{ 1 + \frac{2G_1}{B_2 G_2} \right\} \cdot r_0 \text{ の範囲では,} \\ \tau &= \frac{G_1 \cdot G_2}{G_1 + G_2} \cdot \left\{ 1 - \frac{G_1}{B_2 G_2} \log(R \cdot t) \right\} r_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

τ が上記範囲以下になり、かつ $t \rightarrow \infty$ では、

$$\tau(t \rightarrow \infty) = \frac{G_1 \cdot G_2}{G_1 + G_2} \cdot r_0 \dots\dots\dots (2)$$

ここに B_2, R は用いた粘性土のレオロジー定数である。ゆえに式(1)に示した応力 τ の範囲では、 τ は $\log t$ に比例して緩和し、最終時には式(2)の値に到達することが知られる。

一方、トンネル開削によって地山中に発生するせん断応力(または主応力差)はトンネルに近接するところほど大きいから、もし塑性領域($\tau \geq \tau_u$ の領域)が発生するような場合には塑性領域はトンネルに接した区域に生じ、ついでその外周を粘弾性領域($\tau_i < \tau < \tau_u$ の領域)がとりかこみ、さらにその外方を純弾性領域($\tau < \tau_i$ の領域)が占める。もし粘性土の強度が大きくかつトンネルの土かぶり が浅くて、トンネル周壁上の接線応力が上限降伏値以下であれば塑性領域は生じない。応力緩和に基づくトンネル土圧のみを対象とする実験では、もし塑性領域が存在していると塑性領域の拡大のためや、塑性領域の吸水膨脹のための土圧の経時変化の影響も追加されることになるので、ここでは塑性領域が発生しない条件の下で実験を行ない、これに対する理論的考察においては、簡便のため図-1の力学モデルのうちスライダを除いた三要素モデルを適用して行なうこととする。

さて前記のせん断応力が時間の経過とともに低下する応力緩和現象によりトンネル土圧が経時増大する過程を解明するため、便宜上トンネル頂部における鉛直境界面で仕切られた単位幅の土柱のつりあい式を立てる。トンネル開削前にトンネル孔外縁位置のうけていた自重による初期応力を σ_0 とすれば、トンネル頂部では地山の単

位体積重量 w 、土かぶり高さ h として $\sigma_0 = w \cdot h$ となる。トンネル開削後時間 $t=t$ 経過後のトンネル土圧を $p(t=t)$ 、トンネル開削による地山の変形に基づいて単位幅の土柱の仮想鉛直境界面に作用するせん断応力を $\tau(t=t)$ とする。このせん断応力 $\tau(t=t)$ および境界面の初期せん断ひずみ r_0 は土柱の高さ h にわたって一様に分布するものではないが平均値の意味で用いる。このとき単位幅の土柱のつりあい式は次式となる。

$$p(t=t) = w \cdot h - 2h \cdot \tau(t=t) \dots\dots\dots (3)$$

いまトンネルを開削すると瞬間的なせん断変形が地山に生じトンネル周壁が収縮するが、この収縮した周壁に接して開削直後にすみやかに支保工または覆工を構築するものとすれば(模型実験では土圧計を内蔵する覆工模型を挿入する)、開削直後におけるトンネル土圧は $p(t=0) = 0$ であるから式(3)より、

$$\tau(t=0) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{h} \right) \cdot wh \dots\dots\dots (4)$$

となる。また図-1の力学モデルより、 $\tau(t=0) = G_1 \cdot r_0$ なる関係が成立するから式(4)と等値して次式を得る。

$$r_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{G_1} \cdot \left(\frac{1}{h} \right) \cdot wh \dots\dots\dots (5)$$

トンネル開削直後設置された支保工または覆工によってその後の地山の変形が抑制され、この r_0 が一定に保たれると、地山粘性土の応力緩和により式(1)にしたがってせん断応力が低下するのでトンネル土圧は経時増加する。 $t \rightarrow \infty$ でのせん断応力 $\tau(t \rightarrow \infty)$ は式(5)を式(2)に代入して、

$$\tau(t \rightarrow \infty) = \frac{G_2}{G_1 + G_2} \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{1}{h} \right) \cdot wh \dots\dots\dots (6)$$

となる。したがって $t \rightarrow \infty$ でのトンネル土圧 $p(t \rightarrow \infty)$ は式(3)の右辺の $\tau(t=t)$ の代りに式(6)の $\tau(t \rightarrow \infty)$ を代入して次式を得る。

$$\begin{aligned} p(t \rightarrow \infty) &= wh - \frac{G_2}{G_1 + G_2} \cdot wh \\ &= \frac{G_1}{G_1 + G_2} \cdot wh \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

同様にしてトンネル開削以前のトンネル孔外縁位置での外縁に垂直方向の自重による初期応力が σ_0 の場合には、 $p(t \rightarrow \infty)$ は次式で与えられる。

$$p(t \rightarrow \infty) = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \cdot \sigma_0 \dots\dots\dots (8)$$

以上のことより粘性土の応力緩和によるトンネル土圧は、覆工設置時はゼロであるが設置後かなりの間、経過時間とともにその対数 $\log t$ に比例して増加し、長期経過後 $t \rightarrow \infty$ とおいた理論値が式(7)あるいは式(8)に収れんすることがわかる。なお G_1, G_2 は地山材料の応力緩和試験結果より決定でき、地山を同一のレオロジー特性をもつ一様な粘性土と仮定すれば G_1, G_2 は粘弾性領域にある地山中のどの点においても一定である。本実験

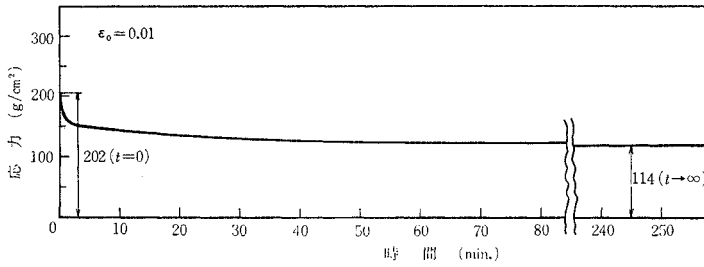


図-2 応力緩和試験結果

に用いた粘性土試料に対する非排水状態での応力緩和試験結果は図-2 のようである。この試験結果の $t=0$ および $t \rightarrow \infty$ での測定値から粘性土の力学モデルの弾性係数 $E_1, E_2 (G_1, G_2)$ を算出する。この実験では初期ひずみ $\epsilon_0=0.01$ を与えたときの軸圧力は $t=0, t \rightarrow \infty$ においてそれぞれ $0.202 \text{ kg/cm}^2, 0.114 \text{ kg/cm}^2$ であったから、図-1 の力学モデルの G_1, G_2 を E_1, E_2 におきかえて、

$$t=0; 0.202 = E_1 \times 0.01$$

$$t \rightarrow \infty; 0.114 = \frac{E_1 \cdot E_2}{E_1 + E_2} \times 0.01$$

上2式より $E_1 = 2 G_1 (1 + \nu) = 20.2 \text{ kg/cm}^2, E_2 = 2 G_2 (1 + \nu) = 26.2 \text{ kg/cm}^2$ (ν : ポアソン比) と計算できる。

3. 試料, 実験装置および実験方法

(1) 試料

本実験の試料には大阪ちゅう積層より採取した $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ の乱さないシルト質粘土ロームを用いた。このような大きな乱さない試料の採取には、写真-1 に示すような $70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$ の箱型のサンプラーによって粘土を乱さないように切り出し、室内にはこんだのち、 $60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ に成形して供試体とした。試料の物性は表-1 に示す。

(2) 実験装置

写真-2 および図-3 に実験装置の概略を示したが、この実験装置の主な要素は模型実験の本体である粘土供試体を入れた鉄製の箱 (模型実験本体と呼ぶ)、土圧計をつけた円形の覆工模型、トンネル掘削装置および土圧



写真-1 サンプラー

測定装置である。

a) 模型実験本体

これは図-4 に示すように粘土供試体を入れた内空容積 $62 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ 、厚さ 9 mm の鉄製の箱であって、箱の6面の組立はすべてボルト締めにより、内面は摩擦を少なくするためにメッキした。前面の鉄板にはトンネル掘削断面径 10.2 cm よりも少し大きい径 11 cm の円孔があけてあり、後面の鉄板には前記円孔の中心に相対する位置に小孔をあけ、トンネル掘削装置によって押し切った粘土供試体を引き抜くときにバキュームがかかって引き抜きにくくなることを防いだ。また底面の鉄板のほぼ中央部には、底面における土圧を測定するために底面表面と表面をつらいちにした径 8 cm の土圧計を設置した。

供試体には上載荷重を加えたが、その載荷方法としては、鉄箱の内空容積 $62 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ と供試体容

表-1 試料土の物性

粒度組成	粘土分 (%)	29	比	2.65
	シルト分 (%)	56	圧密先行荷重 (kg/cm^2)	0.72
	砂分 (%)	15	一軸圧縮強さ (kg/cm^2)	0.28
含水比 (%)	79.5	上限降伏値 (kg/cm^2)	0.20	
L L (%)	31.5	レオロジ一定数	E_1 (kg/cm^2)	20.2
			E_2 (kg/cm^2)	26.2
P L (%)	33.3			

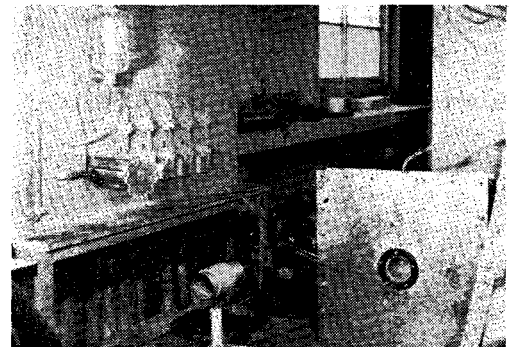


写真-2 実験装置全景

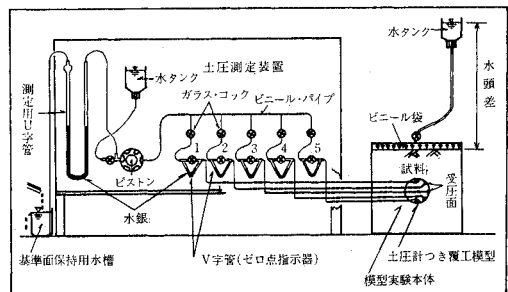
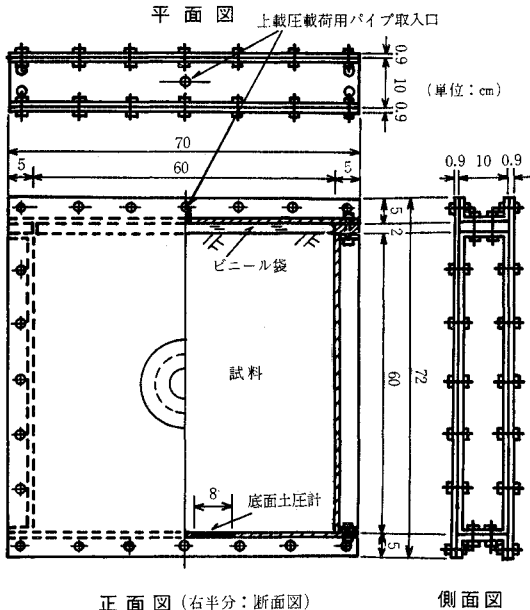


図-3 実験装置概略図

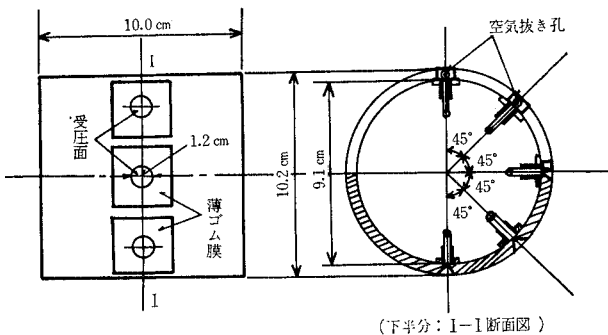


正面図 (右半分: 断面図) 側面図
図-4 模型実験本体

積 60 cm×60 cm×10 cm の差としてできた鉄箱上部のすき間 2 cm×60 cm×10 cm の部分に、このすき間より少し大きく作った(とくに高さ方向には 2 cm のすき間に対して 4 cm とした)ビニール袋を入れ、ビニール・パイプを通してこの袋の中へ所定水頭の水をみたとすことにより供試体上面に静水圧による等分布荷重を与えるようにした。

b) 土圧計つき覆工模型

これは図-5 に示すように、外径 10.2 cm、内径 9.1 cm、長さ 10.0 cm の真ちゅう製の厚肉円筒管に径 1.2 cm の薄ゴム製土圧受圧面をつけ土圧計としたものである。土圧計の受圧面は地山およびトンネル断面形の左右対称性のため全周につけることをはぶき、鉛直線に対して片側だけとし 45° 間隔に計 5 個つけた。受圧面の内側には水をみだし、土圧を水圧にかえ受圧部底からでた銅パイプを経て測定装置へ連結した。また受圧面内部の空気抜きのために、受圧面内部のくぼみに通じる小孔を覆



(下半分: I-I 断面図)
図-5 土圧計つき覆工模型

工模型の厚肉管壁を通して穿孔しその出口はねじで封じるようにした。

c) トンネル掘削装置

トンネルを掘削するために先のとがった薄肉円筒管を供試体中に水平に押し込むようにした。そのため図

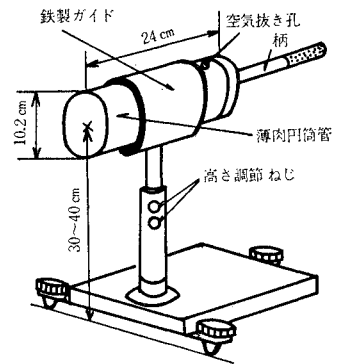


図-6 トンネル掘削装置

一6 に示すようなトンネル覆工模型の外径と同一の外径 10.2 cm を有し、長さ 24 cm、厚さ 1.3 mm の薄肉の真ちゅう製円筒管に鉄製の柄をつけたものを製作し、さらにこれを粘土へ押し込む際位置の固定が便なるよう高さを調節できる円筒形の安定な鉄製ガイドをつけ、この中をスライドさせるようにした。

d) 土圧測定装置

土圧によって受圧面内に発生した水圧を測定するもので、測定装置の主なもの図-3 に示すように、ガラス製の小さいV字型のゼロ点指示器(V字管と呼ぶ) 5 個とそれに続く 5 個のガラス・コック、回路に水圧を与えるピストン、回路に水を補給する水タンク、U字部に水銀を入れ水銀柱の差で水圧を測定するようにした測定用U字管および測定の基準面としている水槽からなる。ピストンはそのハンドルをまわすことによりピストン内の貯留水を出入させて回路部の水量をかえるようにしたものである。

(3) 実験方法

a) 供試体のセット

供試体を模型実験本体の内部にセットするには、60 cm×60 cm×10 cm に成形された供試体の上で模型実験本体を組み立てるようにして行なった。この際本体内面と供試体との間の摩擦を極力少なくするために、本体内面と供試体の前後、両側面と接する部分に機械油とグリースを混合して適当な粘度としたものを両面に塗ったクッキング・ホイール(料理用銀紙)をはさむようにした。

b) 土圧計のセット

覆工模型の土圧計の 5 個の受圧面からでている各パイプを土圧測定装置の対応する 5 個のV字管にそれぞれつないだのち、覆工模型全体を水を満たしたバケツの中につける。ピストンをまわして回路に水を送り 5 個の受圧面内面から順次空気をおいだして完全に水で満たしたのち、空気抜き孔をねじで閉じる。つぎに各回路についてV字管に

付属のガラス・コックを閉じて回路をV字管の水銀柱を介したものととしておき、ピストンをまわして左右の水銀柱頭を正解にバランスさせたところでガラス・コックをあける。このコックの位置では水はピストンによって水銀柱には関係なく受圧面内側に送れるから、受圧面の薄いゴム膜が正確に覆工模型の外側面と一致するよう送水量をピストンで調整する。受圧面のふくらみが覆工模型の外周と一致したときすばやくV字管のガラス・コックを閉じて受圧面からの回路を水銀柱を介したものとする。このようにすればV字管の水銀柱が左右バランスしたとき受圧面も正確にトンネル覆工模型の外側面と一致することになる。ただし、このため回路における漏水やパイプの膨張、収縮などの容積変化がおこらないようパイプには銅パイプを用いるなど細心の注意をはらった。

以上の操作を全5個の受圧面について行ない土圧計のゼロ点のセットを完了する。なお薄いゴム受圧面を供試体周囲の減摩用の油から保護するために、覆工模型全体を薄いポリエチレン袋で包んだまま供試体中のトンネル孔に挿入した。

e) トンネルの掘削および土圧計の挿入

実際のトンネル掘削においては、掘削と同時に土の力学モデルのばね G_1 で示される瞬間弾性ひずみが開放され、その後いくらかの粘弾性変形の途上において覆工を施していると考えられる。この実験では瞬間弾性ひずみ開放後ただちに覆工が施工されたとして、これを模型実験で再現するためにつぎの順序で実験を行なった。まず所定の水頭差による上載荷重を約 48 時間載荷したのちその状態で供試体の中に水平にトンネル掘削装置を押し込む。つぎに水圧載荷を止めた状態で押し込んでおいた掘削装置をぬいて供試体にトンネルを開削する。さらに G_1 から生ずる瞬間弾性ひずみ分だけを開放させるため

に再び水圧載荷し、載荷と同時に手早く載荷状態のもとで掘削装置を押し込む。そのまま再び水圧載荷を止めて掘削装置をぬく。ここで模型実験本体全体を前面を上になるよう横に倒し覆工模型を挿入する。最後に模型実験本体を鉛直に立て水圧載荷を行ない、同時に各点の土圧測定を開始する。

d) 土圧の測定方法

覆工にかかる土圧測定の原理はつぎのようである。土圧がかかると受圧内面の水がおされてV字管内の一方の側の水銀柱を押し、そのバランスが破られるが、ただちにピストンをまわして他の側の水圧を高め水銀柱のバランスをもとにかえす。前述のように水銀柱のバランスが保たれているときは受圧面はトンネル覆工模型の外側面と一致しているから、このときの圧力を測定用U字管の左右の水銀柱頂面の差から読みとり、土圧計の受圧面と基準面との標高差による水頭の影響を補正して受圧面に働く土圧を求めることができる。以上のようにして覆工模型設置後の各経過時間 t における覆工土圧 p を測定した。

4. 実験結果および考察

上記の実験結果をトンネル土圧 p (g/cm^2) と時間 t (min) との関係で半対数紙上に示せば図-7~図-9となる。覆工模型における受圧面の番号とその位置は図-10に示す。また上載圧載荷用ビニール袋に与えた水頭差は 4 m, 5.5 m, 7 m の3種で、それぞれ上載圧 $q = 400, 550, 700 \text{ g}/\text{cm}^2$ に相当する。

ここでこの種の実験では完全に除去することのできない壁面摩擦の影響を定量的に評価するために、縦軸に3種の上載圧に対する各受圧面の終局の土圧測定値 $p(t \rightarrow \infty)$ 、横軸に各受圧面の位置での土かぶり圧 $w \cdot h$ と3種の上載圧 q との和 ($w \cdot h + q$) をプロットした(図-11)。この図において各受圧面における3個のプロットはほぼ一直線上にのるが、土かぶり圧と上載圧がともに存在しないときには土圧もゼロとならねばならないことから、上記3個のプロットを結んだ直線が原点を通らなくて横軸と交わるのは壁面摩擦の影響と考えられる。すなわち、壁面摩擦が土圧 $p(t \rightarrow \infty)$ におよぼす影響を各受圧面の位置において土かぶり圧と上載圧に換算すればそれぞれ横軸との交点の ($w \cdot h + q$) の値に相当する。これらの壁面摩擦の土かぶり圧と上載圧への影響量を f であらわせば、図-11 において原点を f だけ右へ平

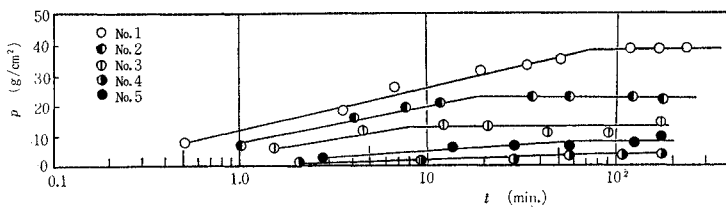


図-7 トンネル土圧の経時増加 (上載圧: $q = 400 \text{ g}/\text{cm}^2$)

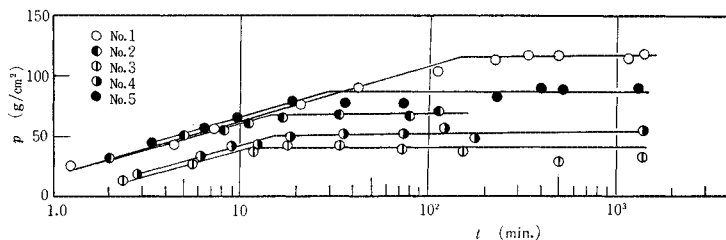


図-8 トンネル土圧の経時増加 (上載圧: $q = 550 \text{ g}/\text{cm}^2$)

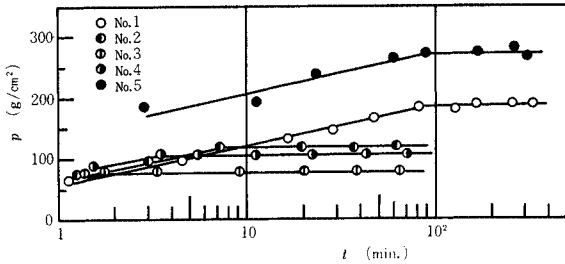


図-9 トンネル土圧の経時増加 (上載圧: $q=700 \text{ g/cm}^2$)

行移動して考えればよいことがわかる。なお、模型実験本体の底面にすらいちに設置した径 8 cm の土圧計の測定結果から、これらの f の値が受圧面をもった覆工模型の位置する模型実験本体中央部での壁面摩擦の影響量をほぼあらわしていることを検証した。上載圧 q とこの f を考慮すれば式 (7) は、

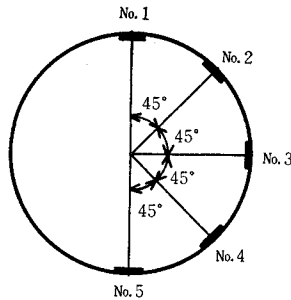


図-10 覆工模型における受圧面の番号とその位置

$$p(t \rightarrow \infty) = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \cdot (w \cdot h + q - f) \dots\dots\dots (9)$$

とあらわせる。2. で述べたように地山粘性土の G_1, G_2 は応力緩和試験から求められているから、受圧面 No. 1 (頂点) の土圧 $p(t \rightarrow \infty)$ を上載圧 $q=400, 550, 700 \text{ g/cm}^2$ の場合について計算してみる。図-11 より受圧面 No. 1 では $f=355 \text{ g/cm}^2$ であるから式 (9) より求めた計算値は、

$$q=400 \text{ g/cm}^2; p(t \rightarrow \infty) = \frac{20.2}{20.2 + 26.2}$$

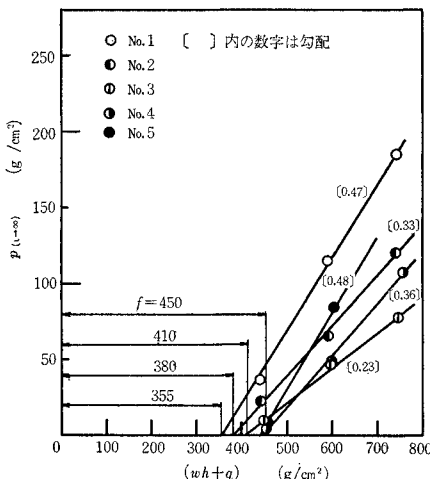


図-11 終局土圧測定値 $p(t \rightarrow \infty)$ と土かぶり圧と上載圧の和 $(w+h+q)$ の関係

$$\times (1.6 \times 25 + 400 - 355) = 37 \text{ g/cm}^2$$

$$q=550 \text{ g/cm}^2; p(t \rightarrow \infty) = \frac{20.2}{20.2 + 26.2}$$

$$\times (1.6 \times 25 + 550 - 355) = 103 \text{ g/cm}^2$$

$$q=700 \text{ g/cm}^2; p(t \rightarrow \infty) = \frac{20.2}{20.2 + 26.2}$$

$$\times (1.6 \times 25 + 700 - 355) = 169 \text{ g/cm}^2$$

となる。これに対して測定値は、

$$q=400 \text{ g/cm}^2 \text{ のとき } p(t \rightarrow \infty) = 36 \text{ g/cm}^2 \text{ (図-7 参照)}$$

$$q=550 \text{ g/cm}^2 \text{ のとき } p(t \rightarrow \infty) = 115 \text{ g/cm}^2 \text{ (図-8 参照)}$$

$$q=700 \text{ g/cm}^2 \text{ のとき } p(t \rightarrow \infty) = 185 \text{ g/cm}^2 \text{ (図-9 参照)}$$

であって、これら測定値と上記計算値とはほぼ一致する。

トンネル開削以前においては鉛直および水平方向を主応力方向とみなせるが、鉛直主応力を $(w \cdot h + q - f)$ 、水平主応力を $K_0 \cdot (w \cdot h + q - f)$ (K_0 : 静止土圧係数, K_0 はほぼ 0.5 とみられる) であらわせるものとすれば、トンネル開削以前の地山の初期応力 σ_0 を No. 2~No. 5 の受圧面においても求めることができる。したがって式 (8) により No. 2~No. 5 の受圧面についても $p(t \rightarrow \infty)$ が図-11 より f を読み取って、つぎのように計算できる。

$$\text{No. 2; } p(t \rightarrow \infty) = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \cdot \frac{1 + K_0}{2} \cdot (q + w \cdot h - f) = 0.33 \times (q + 1.6 \times 26.5 - 380)$$

$$\text{No. 3; } p(t \rightarrow \infty) = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \cdot K_0 \cdot (q + w \cdot h - f) = 0.22 \times (q + 1.6 \times 30 - 410)$$

$$\text{No. 4; } p(t \rightarrow \infty) = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \cdot \frac{1 + K_0}{2} \cdot (q + w \cdot h - f) = 0.33 \times (q + 1.6 \times 33.5 - 450)$$

$$\text{No. 5; } p(t \rightarrow \infty) = \frac{G_1}{G_1 + G_2} \cdot (q + w \cdot h - f) = 0.44 \times (q + 1.6 \times 35 - 450)$$

上式の q に 3 種の上載圧 400, 550, 700 g/cm^2 を代入すれば計算値がでる。また上記 4 式の右辺の係数 (0.33, 0.22, 0.33 および 0.44) はそれぞれ図-11 に付記した各受圧面の直線こう配とよい対応を示している。

以上のようにして求めた各受圧面の各上載圧における長期経過後のトンネル土圧の計算値と測定値の比較を表-2 に示す。

図-2 で示される応力緩和試験結果の時間軸を対数目盛でとれば直線的に応力が低下するが、このことは図-7~図-9 にみられるようにトンネル土圧もまた時間の対数に比例して増加することと矛盾しない。またトンネル土圧の増加が止まるまでの時間は、応力緩和試験で

表-2

受圧面の位置	上 載 圧 q (g/cm ²)	計 算 値 $p(t \rightarrow \infty)$ (g/cm ²)	測 定 値 $p(t \rightarrow \infty)$ (g/cm ²)
No. 1	400	37	36
	550	103	115
	700	169	185
No. 2	400	20	22
	550	70	65
	700	119	120
No. 3	400	8	10
	550	41	46
	700	74	78
No. 4	400	1	3
	550	51	50
	700	100	108
No. 5	400	3	7
	550	69	85
	700	135	270

力値が一定に落ちつくまでの時間とほぼ一致する。

以上まとめると、粘性土の応力緩和現象のために地山粘性土のせん断応力が式(1)にしたがって時間の対数軸に対して直線的に減少し、ある時間経過後式(2)であらわされる一定値に取れんすれば、トンネル土圧もまた時間の対数に比例して増加しほぼ同時間経過後に一定値に落ちつくということ、およびそのトンネル土圧の終局値は粘弾性領域にある粘性土のレオロジー理論から誘導した式(8)で与えられることが本実験によって立証された。

なお、実際のトンネル土圧の場合には、地山粘性土が通常のものであれば粘性土の応力緩和が終局に達するまでの時間はあまり長くないし、一方トンネル覆工の施工はトンネルの掘削から比較的時間が経ってから行なう場合が多いので、応力緩和による土圧は普通の粘性土ではさほど大きくならないのではないかと思われる。

5. 結 言

粘性土地山におけるトンネル土圧の経時増加の原因としては、塑性領域の拡大、粘性土の吸水膨張、粘性土の応力緩和などが主として考えられるが、ここでは粘性土の応力緩和によるトンネル土圧の時間的变化を取り扱った。すなわち、粘性土の応力緩和によるトンネル土圧の式をレオロジー理論から導き、地山の粘性土試料に対して実施した応力緩和試験の結果から粘性土の力学特性を表現する1つのパラメータである G_1, G_2 (土の力学モデルにおける定数) を決定すれば、応力緩和によるトンネル土圧の理論値を算定できることを示した。この関係を調べるために粘性土を対象地盤としたトンネルの模型実験を行ない、トンネル土圧の時間的变化を測定した。この種の実験ではほとんど避け得ない壁面摩擦の影響を4. で述べた方法で評価できるものとすれば、実験で得られたトンネル土圧の測定値は経過時間の対数 $\log t$ に比例して増加し、長期経過後 $t \rightarrow \infty$ とおいた理論値とほぼ一致し、この考察の妥当性を検証した。

実際のトンネルにおいては支保工、覆工の施工時期や可縮性、可屈性などの変形特性によっても影響されるが、一般に地山粘性土が通常のものであれば応力緩和は比較的早く終るのに対し、トンネル覆工の施工時期は掘削から比較のおくれるので、応力緩和による土圧は普通の地山粘性土ではさほど大きくないであろうと思われる。

参 考 文 献

- 1) 村山朝郎：粘性土中のトンネル土圧について
第18回土木学会年次学術講演会講演概要、昭38.5, p.57.
- 2) 村山朝郎：粘土のレオロジー特性の確率論的考察、材料、14巻、139号、昭40.4 pp. 282-288

(1969.2.20・受付)