

トンネル覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関する模型実験

The model tests on the interaction between the deformation of tunnel lining and the pressure acting upon it.

木村 定雄*, 五十嵐 龍**, 小泉 淳***
Sadao KIMURA, Ryo IGARASHI, Atsushi KOIZUMI

The lateral loading tests of the tunnel lining model are carried out in the sand-box in order to evaluate the interaction between the deformation of tunnel lining and the pressure acting upon it.

Two types of lining model, steel and acrylic pipes are used. The former has quite high stiffness and size of 200mm external diameter, 400mm width and 10mm thickness, and the later has flexible property with the same diameter and width of steel and 3mm thickness.

From the experiments, it is seen that the pressure directly acting upon the lining is changed according to the deformation of the lining itself. The pressure to be changed by the lining deformation, is evaluated by the analytical model in which the ground is expressed by the elastic springs settled over around the lining.

Keyword: design of tunnel lining, earth pressure, ground reaction,

1. はじめに

現在、シールドトンネルの覆工設計において、覆工に作用する土圧は地山の条件（土の種類、土被り）やトンネル径などに応じて鉛直土圧と水平土圧とに分けて定義している。これらの土圧のうち主働的荷重は覆工の変形に関係なく定まるものと考え、鉛直土圧は等分布荷重として、水平土圧は鉛直土圧に側方土圧係数を乗じた等変分布荷重として考えている。また、覆工の変形に伴って発生する土圧は地山の変位に従属して定まる地盤反力として地山が受働側となる場合のみ考慮するのが一般的である。しかしながら、a) 上載荷重が変動したり近接構造物の施工時荷重が作用して地盤中に荷重変動が生じる場合には、地盤が一様であったとしても、それと剛性の異なる覆工が地盤中に存在することにより、覆工頂部または側部に作用する土圧は増減する。すなわち、周辺地盤の剛性が覆工のそれより小さい場合は覆工に作用する土圧は地盤を一様とした時の土圧に比べて増加し、大きい場合は減少するものと考えられる。さらにまた、b) 覆工に作用する土圧が定まったとしても、その土圧により覆工が変形し、覆工の各位置（例えばクラウンやスプリング）に作用する土圧は変化する。すなわち、実際に覆工の各位置に作用する土圧は、覆工や地盤の変形に伴い変化し、覆工がトンネル内側に変形する位置では主働的土圧として減少し、トンネルが外側に変形する位置では受働

* 正会員 工修 佐藤工業(株) 技術本部 土木技術部
** 学生員 早稲田大学大学院 理工学研究科
*** 正会員 工博 早稲田大学 理工学部 土木工学科

的土圧として増加するものと考えられる。これらのことは、地盤中で実際に覆工に作用する土圧は、地盤と覆工との剛性比や覆工の変形挙動によって変化することを意味する。

筆者らは、トンネル覆工の設計計算に用いる土圧の基本的な考え方を把握することを目的として実験的研究を行っている^{1)・2)}。本論文は、前述したb)の項目に主眼をおき、その挙動を確認するために行った土槽中のトンネル模型の載荷実験に関する結果について述べるとともに、実験から得られた土圧を覆工の設計計算に適用する場合、その土圧変化をどのような荷重－構造系モデルとして取り扱えば覆工挙動の現象を説明できるか、その方法について検討した結果を述べたものである。

2. トンネル模型の砂中載荷実験

2.1 実験方法

実験に用いた土槽、載荷装置および計測項目の概要は、図1に示すとおりである。模型地盤は豊浦標準砂を用いて砂質地盤をモデル化している。トンネル覆工の模型は、土圧によりトンネル横断面内に変形が生じないものとして鋼管を、変形が生じるものとしてアクリル管を採用した。模型地盤およびトンネル模型の諸元は表1に示すとおりである。鋼管を用いた実験は、覆工模型が載荷に伴って変形せず覆工の変形に伴う土圧変化が生じない状態を、またアクリル管を用いた実験は、覆工が変形して覆工の任意の位置における土圧がその位置の変形に対応して増減する状態を想定している。載荷は、はじめに可動載荷板に設置した土圧計の土圧値が 50gf/cm² となるまで水平に4方向同時に載荷板を押し込み、その後A-A方向だけをさらに押し込んでA-A方向の荷重計の荷重値が 500gf/cm² となるまで行った。

2.2 実験結果

A-A方向の可動載荷板の押込み変位量と各種土圧計測結果との関係を図2a), b)に示す。鋼管およびアクリル管の両者ともにA-A方向の押込み変位量が 1mm 程度までは、変位量と計測された各種土圧値との関係が線形であることがわかる。そこで、押込み変位量が 0.8mm程度で、A-A方向の荷重計の荷重平均値が200gf/cm²の時の各土圧計の値を代表値として、管が変形する場合としない場合の土圧の変化について検討した。図3は鋼管およびアクリル管に設置した土圧計の計測結果である。鋼管に作用する土圧は、A-A方向では荷重計の荷重平均値200gf/cm²より大きな値となり、B-B方向では初期載荷荷重の 50gf/cm² 程度となっている。A-A方向の土圧値が荷重計の値より大きくなっているのは、鋼管の剛性が周囲の砂のそれに比べて大きく、鋼管部に応力が集中したものと考えられる。荷重計の荷重平均値と可動載荷板に設置した土圧計の土圧平均値とを比較してみても同様の傾向が見られ、可動載荷板に平均的に生じる荷重値より、鋼管の直上に位置する載荷板の土圧値の方が大きな値となっている(図2a)参照)。また、鋼管に設置した土圧計のうち、A-A方向およびB-B方向の中間に位置する箇所の土圧は、A-A方向およびB-B方向の土圧値をそれぞれの位置における半径方向成分に分解して両者を重ね合わせた時の値とほぼ一致する。一方、アクリル管に作用する土圧は、鋼管のそれと比較してA-A方向では減少し、B-B方向では増加している。そこで、この土圧変化の現象を覆工変形に伴う土圧変化として考えてみる。図4はアクリル管の半径の変化量と鋼管およびアクリル管の土圧の差圧を示したものである。変化量が正の方向はB-B方向、負の方向はA-A方向の結果を示している。これより、アクリル管に作用する土圧は、管の変形量に対してある程度線形に変化し、アクリル管が内側に変形する位

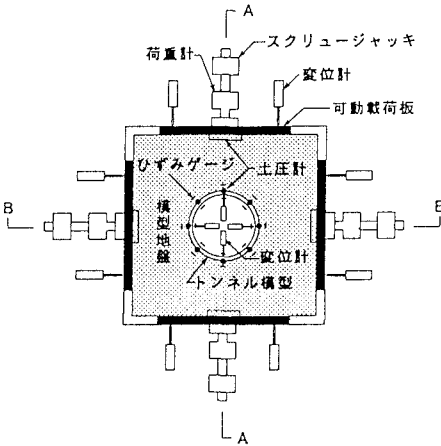


図1 実験土槽平面図

表1 模型地盤とトンネル模型の各種諸元

模型地盤の諸元		
地盤材料	豊浦標準砂	
単位体積重量	1.55 gf/cm ³	
相対密度	74 %	
トンネル模型の諸元		
	鋼管	アクリル管
外 径	20 cm	20 cm
厚 さ	1 cm	0.3 cm
幅	40 cm	40 cm
ヤング率	2.1×10 ⁴ kgf/cm ²	3.27×10 ⁴ kgf/cm ²

置では主働的土圧として減少し、外側に変形する位置では受働的土圧として増加することがわかる。また、この時の差圧を半径の変化量で除した値を覆工変形に伴う土圧の変化量を評価する係数とすると、受働側で $Kc=7.25\text{kgf/cm}^3$ 、主働側で $Kt=3.32\text{kgf/cm}^3$ 程度となっている。

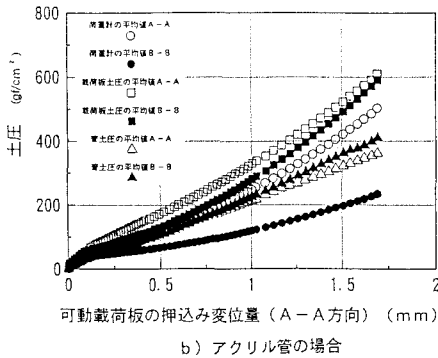
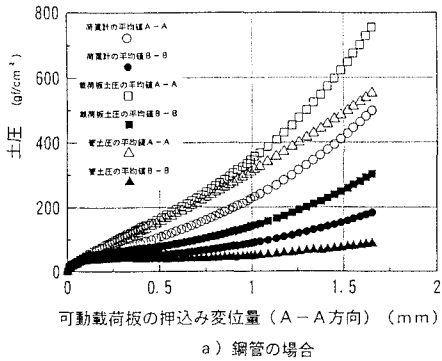


図2 押込み変位量と土圧の関係

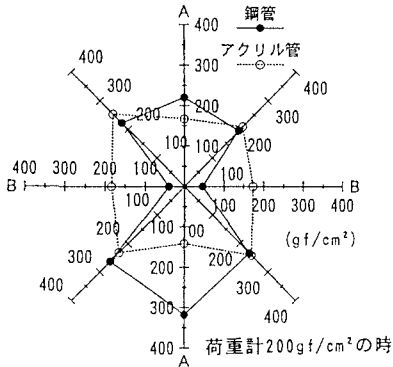


図3 鋼管およびアクリル管の半径方向の土圧分布

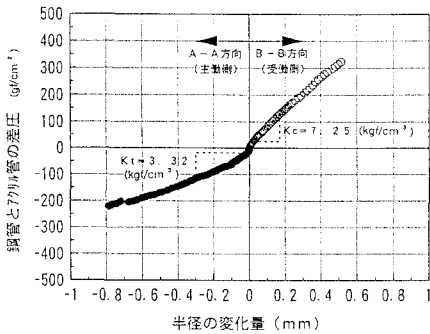


図4 半径の変位量と差圧の関係

3. 土圧と覆工変形の相互作用

次に、得られた実験結果を踏まえ、土圧と覆工変形の相互作用を考慮した覆工の応力・変形の解析手法について検討する。すなわち、覆工変形に伴う土圧の変化を覆工変形に従属する地盤ばねとして評価して覆工に生じる応力や変形を計算する方法（地盤ばねモデルによる数値計算法）、および砂地盤を半無限二次元弾性体とし、またトンネル模型を剛性一様円環として平面ひずみ状態を仮定し、それらを連成させて覆工に生じる応力や変形を計算する方法（弾性地盤中の剛性一様円環の理論解法）を用いて覆工の応力・変形解析を行い、その結果と実験結果とを比較し、土圧と覆工変形の相互作用について検討した。

3.1 地盤ばねモデルによる数値計算法

解析に用いた構造モデルおよび荷重系を図5a), b)に示す。図中、a)は全周ばねモデルであり、覆工変形に伴う土圧変化をすべて地盤ばねとして評価したものである。これは、覆工の任意の位置においてその位置の半径方向変位がトンネルの外側に変位する位置では受働的地盤ばね（圧縮ばね）を、また内側に変形する位置では主働的地盤ばね（引張ばね）を用いて土圧変化を評価する方法である。一方、b)は部分ばねモデルであり、覆工変形に伴う土圧変化を、受働的地盤ばねのみで評価し、土圧の主働的挙動は覆工に作用する荷重（A-A方向）を平均的に低減して評価（トンネル模型の変形時に計測された土圧を用いる）する方法である。

計算に用いた荷重値、トンネル模型の諸元および地盤ばね定数は表2に示したとおりであり、これらは実験から得られたものである。ここで、荷重値は可動載荷板に設置した土圧計の土圧平均値であり、荷重計の

荷重平均値200gf/cm²時に換算している。また、地盤ばね定数は、実験から得られたトンネル模型の半径の変化量とトンネル模型に設置した土圧計の土圧変化量から計算した値（Kc、Kt）としている。

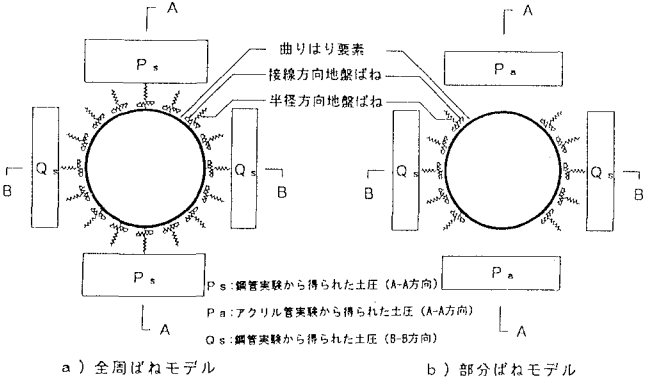


図5 地盤ばねモデルの概要

3.2 弾性地盤中の剛性一様円環の理論解法

弾性地盤中に剛性一様の覆工が存在する場合、覆工に作用する応力、覆工の変形および覆工に生じる断面力の弾性理論解は、Einsteinによって示されている³⁾。この弾性理論解は、トンネル掘削後の応力や変形からトンネル掘削前の初期応力状態の応力や変形を差し引いた形で、地盤と覆工とを連成させて導くものであり、地盤とトンネル覆工との境界において、覆工の接線方向に完全にスリップする場合（Full-Slip）とスリップしない場合（Non-Slip）とに分けて、覆工に作用する応力、覆工の変形および覆工に生じる断面力の弾性理論解を定式化している。ここでは、実験の状況を勘案して Full-Slip の場合を検討している。

図6は、剛性一様の円環（覆工）が半無限二次元弾性地盤中に存在し、二軸方向から等分布荷重を受ける場合のモデルを示したものであり、覆工に作用する半径方向応力 σ_R 、接線方向応力 $\tau_{R\theta}$ 、覆工の半径方向変位量 u_s 、接線方向変位量 v_s 、覆工に生じる軸力 N 、曲げモーメント M は、それぞれ式(1a)から式(3b)により求められる。

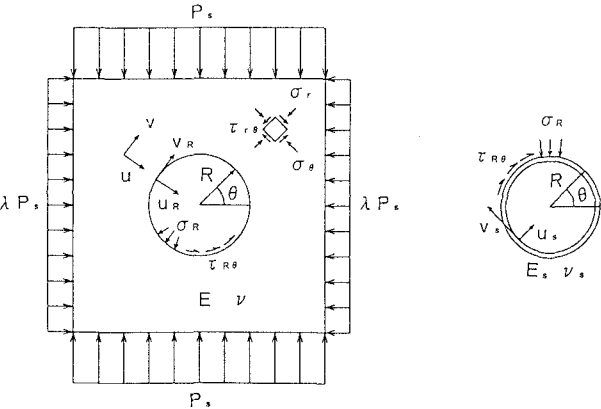


図6 2次元弾性理論の概要

表3 2次元弾性理論の解析条件

荷 重 条 件		
P。	11.80 kgf/cm	
側方土圧係数	0.41	
模 型 地 盤 の 諸 元		
変 形 係 数	110.0 kgf/cm ²	
ポアソン比	0.29	
トンネル模型の諸元		
	鋼管	アクリル管
外 径	20 cm	20 cm
厚 さ	1 cm	0.3 cm
幅	40 cm	40 cm
ヤ ン グ 率	2.1×10 ⁶ kgf/cm ²	3.27×10 ⁴ kgf/cm ²
ポアソン比	0.29	0.36

$$\sigma_R = \frac{1}{2} P(1+\lambda)(1-a_0^*) - \frac{1}{2} P(1-\lambda)(3-6a_2^*) \cdot \cos 2\theta \tag{1 a}$$

$$\tau_{R\theta} = 0 \tag{1 b}$$

$$u_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left[\frac{1}{2}(1+\lambda)\alpha_0^* - (1-\lambda)\{(5-6\nu)\alpha_2^* - (1-\nu)\} \cdot \cos 2\theta \right] \quad (2a)$$

$$v_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left[\frac{1}{2}(1-\lambda)\{(5-6\nu)\alpha_2^* - (1-\nu)\} \cdot \sin 2\theta \right] \quad (2b)$$

$$N = PR \left\{ \frac{1}{2}(1+\lambda)(1-\alpha_0^*) + \frac{1}{2}(1+\lambda)(1-2\alpha_2^*) \cdot \cos 2\theta \right\} \quad (3a)$$

$$M = \frac{PR^2}{2} (1-\lambda)(1-2\alpha_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (3b)$$

ここに、

$$\alpha_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad \alpha_2^* = \frac{(F^* + 6)(1-\nu)}{2F^* (1-\nu) + 6(5-6\nu)}$$

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)}$$

であり、Eは地盤の変形係数、 ν は地盤のポアソン比、 λ は側方土圧係数、 E_s は覆工の弾性係数、 ν_s は覆工のポアソン比、 I_s は覆工の断面二次モーメント、 A_s は覆工の断面積、Rは覆工の外半径である。

解析に用いた諸定数は表3に示したとおりであるが、その具体的な定め方を示せば以下のとおりである。

a) 荷重Pおよび側方土圧係数 λ

解析に用いた荷重Pは可動載荷板に設置した土圧計の土圧平均値であり、荷重計の荷重平均値200gf/cm²時に換算したものである。また、側方土圧係数 λ は、鋼管を用いた実験から得られたA-A方向とB-B方向の可動載荷板に設置した土圧計の土圧平均値の比をとり、0.41としている。

b) 砂地盤の変形係数Eおよびポアソン比 ν

鋼管を用いた実験より、可動載荷板の押込み変位量と可動載荷板に設置した土圧計の土圧値とは線形関係にあることが認められた。そこで、この関係を用いて地盤反力係数Kを定め、これを式(4)に代入することにより砂地盤の変形係数Eを求めた。式(4)は、半無限三次元弾性体の表面に等分布荷重が作用する場合の荷重と変形との関係から変形係数Eを定義した式である。

$$E = (1-\nu^2) B I_p K \quad (4)$$

ここに、Kは地盤反力係数、 ν は地盤のポアソン比、Bは載荷幅、 I_p は形状係数(0.99)である。

実験に用いた砂地盤を弾性体とみなし、平面ひずみ状態を仮定すると、地盤のポアソン比 ν と側方土圧係数 λ とは、式(5)に示す関係となる。そこで、式(5)に $\lambda=0.41$ を代入して ν を求めた。

$$\nu = \frac{\lambda}{1+\lambda} \quad (5)$$

c) 覆工の弾性係数 E_s および断面諸量

覆工の弾性係数 E_s および断面諸量は、トンネル模型の二点載荷実験を行い、得られた変形量および曲げモーメントから求めた。

3.3 各種解析方法による計算結果と実験結果との比較およびその考察

(1) 覆工に作用する土圧

トンネル模型に作用する土圧の実験結果および Einsteinの方法による弾性理論解から得られた土圧の計算結果を示したのが、図7 a), b)である。a)は鋼管を用いた場合の実験結果およびその計算結果を示したものであり、b)は同様にアクリル管を用いた場合の結果である。これらの図から、a)およびb)ともにB-B方向の実験値と計算値とがよい符合を示していることがわかる。一方、A-A方向をみると、実験値は計算値より小さな値となっている。また、A-AおよびB-B方向の中間に位置する箇所の実験値は計算値より若干大きな値となっている。

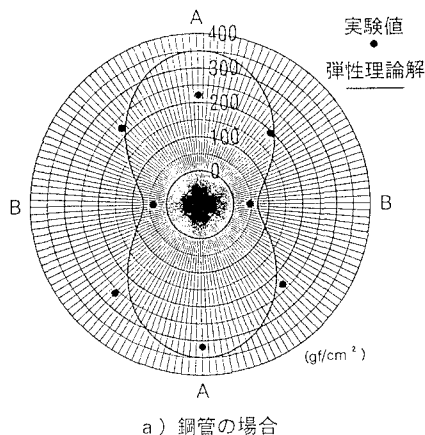
(2) 覆工の変形

アクリル管を用いた場合の実験値と各種計算結果とを比較したのが図8である。B-B方向の実験値はすべての計算値（全周ばねモデル、部分ばねモデル、弾性理論解）とよく一致している。A-A方向の実験値は全周ばねモデルの計算値と符合しているが、部分ばねモデルの計算値は実験値より大きく、また弾性理論による計算値は実験値より小さくなっている。なお、地盤ばねモデルの計算は、覆工の半径方向と接線方向のばねのばね定数を同じ値とした場合、および接線方向のばね定数を零とした場合について行っているが、両者の計算結果の差は微小であった²⁾。ここでは、接線方向のばね定数が零の場合の計算結果についてのみ示している。

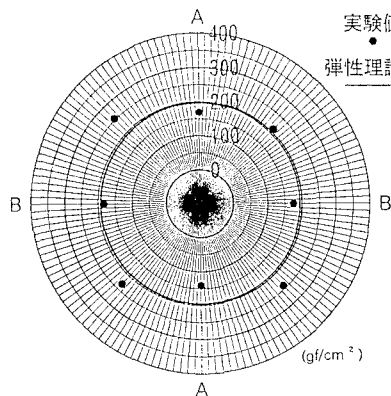
図8は、トンネル模型に生じる変形量についての同様な結果を示したものであり、アクリル管を用いた場合のものである。実験値と全周ばねモデルによる計算値とは、よい符合を示しており、覆工全体が軸力状態に近いことがわかる。一方、部分ばねモデルの計算結果は曲げモーメントが顕著に発生するモードを示している。また、弾性理論による計算値も実験値とほぼ一致しているが、A-AおよびB-B方向の中間に位置する箇所ではその状況を表現できないようである。なお、曲げモーメントについても、変形と同様に地盤ばねモデルの計算結果は接線方向ばねのばね定数を零とした場合についてのみ示した。

(3) 覆工に生じる曲げモーメント

図9は、トンネル模型に生じる曲げモーメントについての同様な結果を示したものであり、アクリル管を用いた場合のものである。実験値と全周ばねモデルによる計算値とは、よい符合を示しており、覆工全体が軸力状態に近いことがわかる。一方、部分ばねモデルの計算結果は曲げモーメントが顕著に発生するモードを示している。また、弾性理論による計算値も実験値とほぼ一致しているが、A-AおよびB-B方向の中間に位置する箇所ではその状況を表現できないようである。なお、曲げモーメントについても、変形と同様に地盤ばねモデルの計算結果は接線方向ばねのばね定数を零とした場合についてのみ示した。



a) 鋼管の場合



b) アクリル管の場合

図7 覆工に作用する土圧

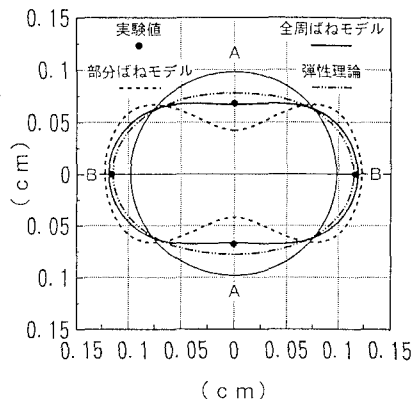


図8 覆工の変形量

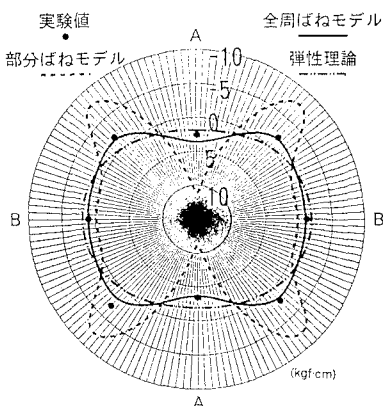


図9 覆工に生じる曲げモーメント

以上の結果から、覆工に作用する土圧は、覆工の変形に伴い変化することがわかる。すなわち、覆工がトンネルの外側に変位し地盤が受働側となる場合は土圧が増大し、トンネル内空側に変位し地盤が主働側となる場合は土圧が減少する。これらの点に着目し、覆工の変形に従属して定まる土圧変化を地盤ばねとして評価する場合のばね定数の定義について考察する。

まず、砂地盤を弾性体と仮定した場合の地盤ばねについて考えてみる。式(1a)および式(2a)において E_s を無限大とすると、覆工が変形しない状態の覆工に作用する土圧および半径方向変位はそれぞれ式(6)、式(7)で表わされる。次に、式(1a)と式(6)の差分 $\Delta\sigma_R$ および式(2a)と式(7)の差分 ΔU_s との間には、式(8)の関係があり、これを用いて地盤ばね定数 K_e が式中に定義できる。

$$\lim_{E_s \rightarrow \infty} \sigma_R = \frac{1}{2} P(1+\lambda) - \frac{1}{2} P(1-\lambda) \left[3 - \frac{6(1-\nu)}{5-6\nu} \right] \cdot \cos 2\theta \tag{6}$$

$$\lim_{E_s \rightarrow \infty} u_s = 0 \tag{7}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_R &= -\frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \Delta u_s + \frac{3\nu-1}{5-6\nu} P(1+\lambda) a_o^* \\ &= -K_e \cdot \Delta u_s + \Delta\sigma_{Rconst} \end{aligned} \tag{8}$$

式(8)において、 K_e は地盤の変形係数、ポアソン比およびトンネル外半径から定まる地盤ばね定数であり、Muir Woodによって示される定数である⁴⁾。また、 $\Delta\sigma_{Rconst}$ は地盤の変形係数と覆工の弾性係数および荷重条件によって定まる定数である。すなわち、弾性理論によると、覆工の変形に従属して定まる土圧変化は、①地盤の性質とトンネル外半径、②地盤と覆工の剛性比および荷重条件によって定まる要因とに分けて考えることができる。

模型実験から得られた地盤ばね定数 K_c 、 K_t と弾性理論から得られた K_e とを比較したのが図10である。この図より、地盤が受働側となる場合の地盤ばね定数は、弾性理論によって説明できることがわかる。また、模型実験の条件における $\Delta\sigma_{Rconst}$ を計算すると-1.0gf/cm²程度(引張)であり、本実験においてはその影響が小さい。 $\Delta\sigma_{Rconst}$ の特性を示したのが図11である。ここで、 a_o^* は地盤と覆工との剛性比から定まる定数であり、覆工の剛性が地盤のそれに比べて大きい場合、 a_o^* は小さな値となり、覆工の剛性が地盤のそれに比べて小さい場合、 a_o^* は大きな値となる特性を示す。この図より、側方土圧係数 λ が0.5の時に $\Delta\sigma_{Rconst}=0$ となり、 λ が0.5より小さいと覆工には一様にみかけ上、全引張となる土圧が作用し、また、 λ が0.5より大きいと全圧縮となる土圧が作用することがわかる。

4. 結論

トンネル模型の砂中載荷実験およびその解析的検討の結果

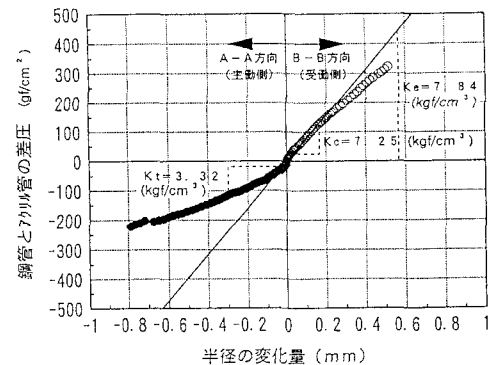


図10 K_c 、 K_t および K_e の関係

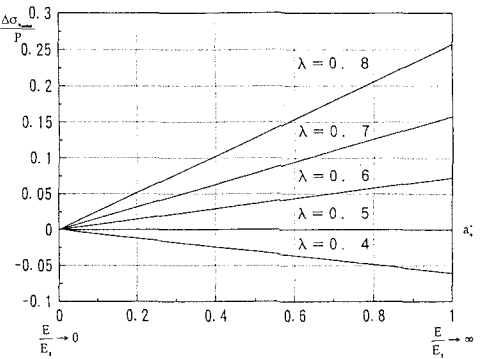


図11 $\Delta\sigma_{Rconst}/P$ と a_o^* との関係

から、覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関して以下の結論を得た。

- (1) 砂地盤中で、覆工に荷重（土圧）が作用し覆工が変形する場合、覆工に作用する土圧はその変形に伴って変化する。すなわち、覆工がトンネル外側に変形する覆工部位の土圧は増大し、また、内側に変形する覆工部位の土圧は減少する。
- (2) 覆工の変形に伴う土圧変化のうち、覆工がトンネル外側に変形する覆工部位の土圧、すなわち、地盤反力は、砂地盤を弾性体として仮定した地盤ばねで評価することが可能である。
- (3) 覆工の変形に伴う土圧変化のうち、覆工がトンネル内側に変形する覆工部位の土圧は、砂地盤を弾性体として仮定した地盤ばねを用いても、土圧を平均的に減じる処理を行っても、これを評価することはできないようである。この場合、砂中載荷実験から得られる主働的地盤ばねのばね定数 K_t を用いると覆工の挙動を適切に表現できると思われる。しかしながら、現状では、 K_t を解析的に評価することは困難である。

5. おわりに

本論文では、覆工に作用する土圧が、覆工の変形に伴って変化することを実験的に確認するとともに、土圧と覆工変形の相互作用に関する基本的検討を行った。地盤中の応力が地盤変形に伴って再配分されるような土圧の経時変化または重力の影響については除外して検討を行っている。

今後、トンネルが内空側に変形するような覆工部位における地盤や覆工の変形と、それに伴って変化する土圧の考え方について、さらに実験的および解析的に検討を行うとともに、覆工の設計計算に用いる土圧や構造モデルの考え方についても検討を加えていく所存である。

【参考文献】

- 1) 五十嵐，木村，小泉，ほか：トンネル覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関する模型実験
ー覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用についてー，土木学会第49回年次講演会，Ⅲ，1994.9
- 2) 木村，小泉，ほか：トンネル覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関する模型実験
ー覆工に作用する土圧と覆工に生じる断面力についてー，土木学会第49回年次講演会，Ⅲ，1994.9
- 3) Herbert H. Einstein: Simplified Analysis for Tunnel Supports, Proc. ASCE, GT4., 1979
- 4) A. M. Muir Wood : The Circular Tunnel in Elastic Ground, GEOTECHNIQUE, LONDON, Vol.25, No.1, Mar., 1975