

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

— 相互作用を評価する地盤ばねについて —

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

— *On the mutual action evaluated by the coefficient of subgrade reaction.* —

木村 定雄*, 野本 雅昭**, 渡邊 誠司**, 小泉 淳***

Sadao KIMURA, Masaaki NOMOTO, Seiji WATANABE, Atsushi KOIZUMI

The lateral loading model tests of the tunnel lining 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 models of the lining, steel or acrylic pipe is used and two types of the test are performed. The one is the case that the active earth pressure is produced in the ground and the other is the passive earth pressure.

From the tests, it is confirmed that the magnitude of pressure directly acting upon the lining is changed according to the deformation of the lining itself. The pressure is evaluated by the analytical model in which the ground is the elastic springs setted over around the lining. Consequently, the interaction between the ground and tunnel lining can be explained by the introducing of the active ground spring constant and the passive one in response to the working realm, respectively.

Keywords: 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、覆工の変形に関係なく定まる土圧を鉛直土圧（等分布荷重）や水平土圧（等変分布荷重）として、また覆工の変形に従属して定まる土圧を地山が受働側となる場合のみ抵抗土圧として考慮するのが一般的である。しかしながら、覆工の変形に伴って生じる土圧変化、すなわち覆工変形に伴う周辺地盤の応力再配分というような覆工と周辺地盤との相互の挙動を適切に表現した荷重—構造系が評価できれば、地盤条件（土の物性や土被りなど）に応じてその特性を生かしたより合理的な覆工設計が可能になるものと考えられる。筆者らはこの点に着目し、砂の模型地盤を用いた基礎実験を行ってきた。これまでの基礎実験の結果によると、覆工に直接作用する土圧は地盤と覆工との剛性比により異なり、また覆工の変形に伴う土圧変化は地盤が受働側となる場合のみならず主働側となる場合にも生じ、それらの土圧変化は地盤ばねを用いて評価することが可能であるものと考えられる。さらにまた、地盤が受働側となる場合の抵抗土圧を評価する地盤ばね定数は、地盤を弾性体と仮定して得られる変形係数やポアソン比およびトンネル模型の寸法から推定できることを確認した¹⁾。

* 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

以上のことを踏まえ、筆者らは覆工変形に伴う土圧変化のうち、特に地盤が初期地山応力内で主働側となる部位に着目し、覆工と地盤の相互の挙動を確認するための模型実験を実施し、地盤ばね定数の合理的な評価方法について検討した。本文はその結果について述べるものである。

2. 実験の概要

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。模型地盤とトンネル模型のモデル化は、それらの挙動が二次元平面ひずみ状態となるように行った。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横断面内に変形が生じないものとして鋼管を、また変形が生じるものとしてアクリル管を用いた。表1は模型地盤およびトンネル模型の諸元を示したものである。実験ケースを表2に示す。トンネル模型を設置しない砂地盤のみの実験は地盤の物性値を詳細に得るためのものであり、模型地盤の作成時に、砂の撒きだしによって生じる初期地山応力内で、地盤がそれぞれ受働側および主働側となる場合の地盤ばね定数(受働側 K_{gc} 、主働側 K_{gt})を求めるために行った。一方、トンネル模型を埋設した実験は覆工の半径方向変形に伴う土圧変化を把握するためのものであり、鋼管およびアクリル管を用いた実験結果を比較し、両者の半径方向土圧(トンネル模型に設置した土圧計の値; B-B, A-A方向)の差圧とアクリル管の半径変化量(B-B, A-A方向)との関係からトンネル模型周りの地盤ばね定数(受働側 K_{lc} 、主働側 K_{lt})を求めるために行った。荷重は水平方向で載荷し、受働側の載荷はA-A方向の載荷板のみを荷重計の値が 0.2kgf/cm^2 となるまで押し込み、また主働側の載荷はそれが -0.02kgf/cm^2 となるまで引き下げて行った。なお、砂の撒きだしによって作成した直後に模型地盤中の水平方向に生じる静止的な土圧は、 $0.02\sim 0.03\text{kgf/cm}^2$ であった。

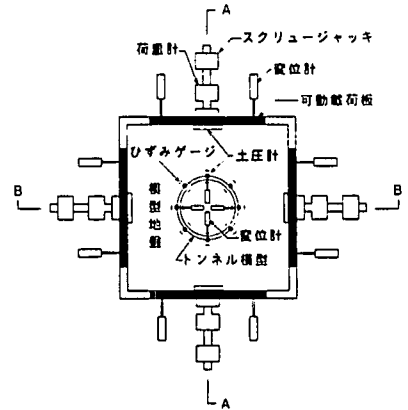


図1 実験装置および計測項目の概要

表1 模型地盤およびトンネル模型の諸元

模型	材料		豊浦標準砂
	相対密度 D_r		79%
地盤	変形係数	受働側 E_c	75.3kgf/cm^2
		主働側 E_t	39.6kgf/cm^2
	ポアソン比 ν	0.25	
トンネル模型		鋼管	アクリル管
	外直径	20cm	20cm
	厚さ	10mm	3mm
	幅	40cm	40cm
模型	曲げ剛性 EI ($\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)	7.00×10^6	2.94×10^9

表2 実験ケース

γ-λNo.	トンネル模型の有無		初期載荷	載荷方向、(A-A方向荷重 kgf/cm^2)
1	無	砂地盤のみ	受働側	押(0.2)→引(-0.02)→押(0.25)
2			主働側	引(-0.02)→押(0.2)→引(-0.02)
3	有	鋼管	受働側	押(0.2)→引(-0.02)→押(0.25)
4		アクリル管		

3. 模型実験から求まる地盤ばね定数

砂地盤のみの実験において、A-A方向の載荷板に設置した荷重計と変位計の計測結果を図2に示す。地盤に作用した平均載荷圧と地盤の変形量とは、受働側および主働側ともに線形であることがわかる。そこで、模型地盤を二次元弾性体として、受働側の地盤ばね定数 K_{gc} およびB-B方向の変位を拘束した境界条件から得られるポアソン比 ν を式(1)に代入して地盤の変形係数 E_c を求めた。さらにそれを式(2)に代入することによりトンネル模型周りの地盤ばね定数 K_{ec} を得た。また、主働側の地盤ばね定数についても同様の計算により地盤ばね定数 K_{gt} からトンネル模型周りの地盤ばね定数 K_{et} を求めた。

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} L \cdot K_g \quad \cdots \cdots \cdots (1)$$

$$K_g = \frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \quad \cdots \cdots \cdots (2)$$

L ; 土槽の辺長の1/2の長さ26.5cm

R ; トンネル模型の外径20cm

一方、トンネル模型を用いた実験において、鋼管およびアクリル管のそれぞれで計測された土圧の差圧とアクリル管の半径変化量との関係を示したのが図3である。トンネルの外側(B-B方向)および内側(A-A方向)への変位量とそれらの位置の差圧とは線形であり、この線形性は砂地盤のみの実験結果と同様に地盤が受働側となる場合のみならず主働側となる場合にも確保されていることがわかる。また、この傾きはトンネル模型周りの地盤ばね定数を意味するものである。表3は砂地盤のみの実験およびトンネル模型を埋設した実験から得られたトンネル模型周りの地盤ばね定数をまとめて示したものである。砂地盤のみの実験結果から得られたトンネル模型周りの地盤ばね定数KecおよびKetとトンネル模型を埋設した実験から得られた地盤ばね定数KlcおよびKltとは、それぞれほぼ一致している。また、主働側の地盤ばね定数は、受働側のそれに比べて1/2程度となっている。

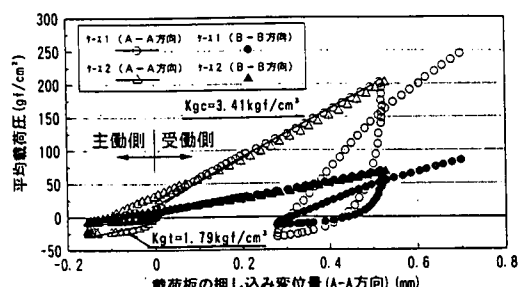


図2 押し込み変位量と平均載荷圧との関係

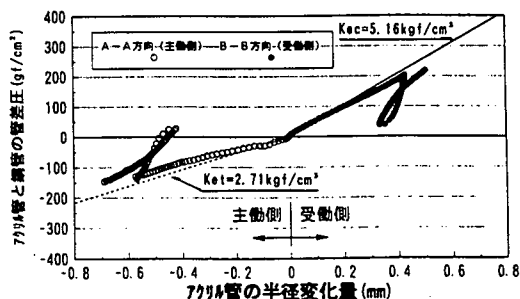


図3 差圧とアクリル管の半径変化量との関係

4. 解析の概要

4.1 弾性地盤中の剛性一様円環の理論解法(弾性理論解法)

図4は半無限二次元弾性地盤に二軸方向から等分布荷重が作用している様子を概念的に示したものである。この時に覆工に作用する土圧および覆工に生じる変形、曲げモーメント、軸力はすでに得られている¹⁾。さらにここでは、実験の状況(トンネル模型を設置した後に砂を撒きだし水平方向荷重を行う)を考慮して覆工と地盤との境界において、地盤の初期応力および

表3 各種地盤ばね定数の関係

	地盤ばね定数 (kgf/cm ³)	地盤ばね定数の比 主働側/受働側
Kec	5.16	0.525
Ket	2.71	
Klc	4.19	0.506
Klt	2.12	

ひずみが零であり、砂の撒きだしと荷重に伴ってそれらが生じるものとしてこれらの解を導いた^{2), 3)}。これは埋設管の場合に用いられる考え方と同じである。また、覆工の接線方向における覆工と地盤との相互の挙動は完全に接線方向応力が伝達される場合(no-slip)とされない場合(full-slip)について考えている。式(3a)～式(4f)はそれらを示したものである。解析は模型地盤中で水平方向から荷重を受けるトンネル模型(アクリル管)の挙動をシミュレーションするものである。解析条件を表4に示す。表中の荷重は剛性が大きく変形が生じないトンネル模型として鋼管を用いた実験で計測された値であり、A-A方向の平均載荷圧が

0.2kgf/cm²の時の荷重計の値であり、トンネル模型の幅あたりに換算したものである。また、砂地盤の変形係数は砂地盤のみの実験から得られた受働側の値とした。

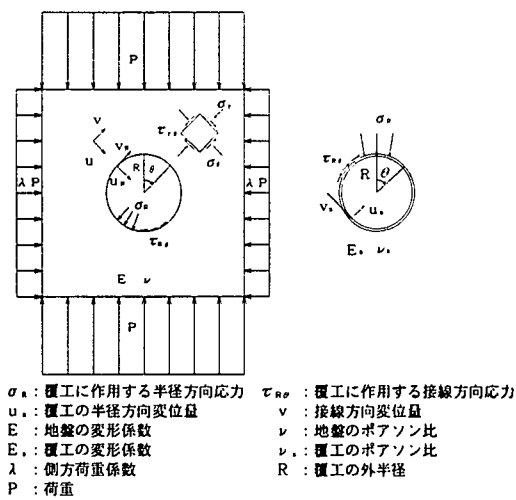


表 4 解析条件			
全周地盤ばね定数による解法		弾性理論解法	
荷重	P s	P	8.00 kgf/cm
	Q s	λ P	2.67 kgf/cm
地盤	主働側ばね定数	変形係数 E	75.32kgf/cm ²
	受働側ばね定数	ポアソン比 ν	0.25
トンネル模型の諸元			
	鋼管	77リル管	
外径	20 cm	20 cm	
厚さ	1 cm	0.3 cm	
幅	40 cm	40 cm	
ヤング率 E _t	2.1×10 ⁴ kgf/cm ²	3.27×10 ⁴ kgf/cm ²	
ポアソン比 ν _t	0.30	0.36	

図 4 弾性地盤中の剛性一様円環の理論解法

a) no-slipの場合

$$\sigma_R = \frac{1}{2} P(1 + \lambda)(1 - a_0^*) + \frac{1}{2} P(1 - \lambda)(1 - 6a_2^* + 4b_2^*) \cos 2\theta \quad \dots\dots\dots (3a)$$

$$\tau_{R\theta} = \frac{1}{2} P(1 - \lambda)(1 + 6a_2^* - 2b_2^*) \sin 2\theta \quad \dots\dots\dots (3b)$$

$$u_s = \frac{PR(1 + \nu)}{E} \left[\frac{1}{2} (1 + \lambda)(1 - 2\nu + a_0^*) - \frac{1}{2} (1 - \lambda) \{ 4(1 - \nu)b_2^* - 2a_2^* - 1 \} \cos 2\theta \right] \quad \dots\dots\dots (3c)$$

$$v_s = \frac{PR(1 + \nu)}{2E} (1 - \lambda) \{ 1 - 2a_2^* - 2(1 - 2\nu)b_2^* \} \sin 2\theta \quad \dots\dots\dots (3d)$$

$$N = PR \left\{ \frac{1}{2} (1 + \lambda)(1 - a_0^*) - \frac{1}{2} (1 - \lambda)(1 + 2a_2^*) \cos 2\theta \right\} \quad \dots\dots\dots (3e)$$

$$M = -PR^2 \left\{ \frac{1}{4} (1 - \lambda)(1 - 2a_2^* + 2b_2^*) \cos 2\theta \right\} \quad \dots\dots\dots (3f)$$

$$a_0^* = \frac{-(1 - 2\nu)C^* - (1 - 2\nu)F^* + C^*F^*(1 - \nu)}{C^* + F^* + C^*F^*(1 - \nu)}$$

$$a_2^* = \beta \cdot b_2^*$$

$$b_2^* = \frac{-12 - 3(1 - \nu)C^* + (1 - \nu)F^* + (1 - \nu)^2 F^* C^*}{12(4\nu - 3) + (1 - \nu)(2\nu - 3)F^* - 3(1 - \nu)(5 - 6\nu)C^* - (1 - \nu)^2 F^* C^*}$$

$$\beta = \frac{12 - (1 - \nu)(2\nu - 1)F^* + 3(1 - \nu)(2\nu - 1)C^* - (1 - \nu)^2 F^* C^*}{2 \{ 12 + 3(1 - \nu)C^* - (1 - \nu)F^* - (1 - \nu)^2 F^* C^* \}}$$

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

b) full-slipの場合

$$\sigma_R = \frac{1}{2} P(1 + \lambda)(1 - a_0^*) + \frac{1}{2} P(1 - \lambda)(3 - 6a_2^*) \cos 2\theta \quad \dots\dots\dots (4a)$$

$$\tau_{R\theta} = 0 \quad \dots\dots\dots(4b)$$

$$u_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left[\frac{1}{2}(1+\lambda)(1-2\nu+a_0^*) + \frac{1}{2}(1-\lambda) \{ 2(5-6\nu)a_2^* - (1-2\nu) \} \cos 2\theta \right] \quad \dots\dots\dots(4c)$$

$$v_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left[\frac{1}{4}(1-\lambda) \{ 2(5-6\nu)a_2^* - (1-2\nu) \} \sin 2\theta \right] \quad \dots\dots\dots(4d)$$

$$N = PR \left\{ \frac{1}{2}(1+\lambda)(1-a_0^*) - \frac{1}{2}(1-\lambda)(1-2a_2^*) \cos 2\theta \right\} \quad \dots\dots\dots(4e)$$

$$M = -PR^2 \left\{ \frac{1}{2}(1-\lambda)(1-2a_2^*) \cos 2\theta \right\} \quad \dots\dots\dots(4f)$$

$$a_0^* = \frac{-(1-2\nu)C^* - (1-2\nu)F^* + C^*F^*(1-\nu)}{C^* + F^* + C^*F^*(1-\nu)}$$

$$a_2^* = \frac{F^*(1-\nu) + 3(1-2\nu)}{2F^*(1-\nu) + 6(5-6\nu)}$$

ここに、 σ_R は覆工に作用する半径方向応力、 $\tau_{R\theta}$ は覆工に作用する接線方向応力、 u_s は覆工の半径方向変位量、 v_s は覆工の接線方向変位量、 N は覆工に生じる軸力、 M は覆工に生じる曲げモーメント、 E は地盤の変形係数、 ν は地盤のポアソン比、 E_s は覆工の弾性係数、 ν_s は覆工のポアソン比、 I_s は覆工の単位幅あたりの断面二次モーメント、 A_s は覆工の単位幅あたりの断面積、 R は覆工の外半径である。

4.2 全周地盤ばねモデル（はりーばねモデル）による解析法

計算に用いた荷重一構造系を図5に示す。ここに示した覆工の構造モデルは、リング全周にわたって地盤ばねを配し、覆工の変形に伴って生じる土圧変化は地盤ばねを介して評価される構造モデルである。この構造モデルでは、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、また内側に变位する位置では主働的地盤ばね（引張ばね）を介して覆工に直接作用する土圧の変化を評価する。解析はこの荷重一構造系を用いて弾性理論解析の解析と同様にトンネル模型（アクリル管）の挙動をシミュレーションするものである。解析条件は表4に示したとおりである。表中の荷重は剛性が大きく変形が生じないトンネル模型として鋼管を用いた実験で計測された半径方向土圧（A-A方向、B-B方向それぞれの平均値）で、トンネル模型の幅を考慮したものであり、その値はA-A方向の平均載荷圧が0.2kgf/cm²の時の最小自乗法による換算値である。この荷重は弾性理論解析で用いる荷重とは異なるが、覆工変形に伴う土圧変化のみをその対象として相互作用を評価するために、載荷板の応力がトンネル模型に作用するまでの地盤中の応力伝播の影響を取り除き直接トンネル模型周りで計測された土圧である。また受働側および主働側の地盤ばね定数はトンネル模型を設置しない砂地盤のみの実験から得られた値（Kec, Ket）を用いた。なお、これまでの解析でその影響が小さい^{1), 5)}ことから、本解析においては覆工の接線方向の地盤ばねは考慮していない。

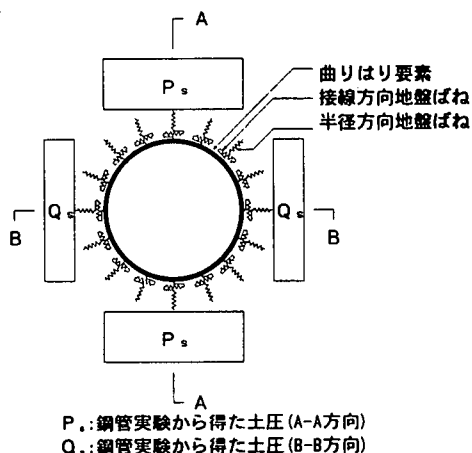


図5 全周地盤ばねモデルによる解析法

5. 実験結果と各種解析結果との比較およびその考察

5.1 トンネル模型の挙動について

鋼管およびアクリル管で計測された半径方向土圧と弾性理論解法により計算した土圧を図6および図7に示す。実験値は、no-slipとfull-slipの解の中間に位置し、変形が生じるアクリル管は鋼管に比べて均等圧状態に近づくようである。図8～図10はアクリル管の挙動を示したものであり、それぞれアクリル管の曲げモーメント図、軸力図および変位図である。これらの図をみると、アクリル管の挙動は全周地盤ばねモデルによる解析法によりほぼ説明できるようである。一方、弾性理論解法ではfull-slipの解が、no-slipの解よりアクリル管の挙動に近いものの、地盤が主働側となる部分ではアクリル管の挙動を表現できないようである。これは弾性理論解法では周辺地盤の受働側と主働側の特性、すなわち模型地盤の圧縮応力下（初期地山応力内）における圧縮特性と引張特性が等しいとしてアクリル管に生じる曲げモーメント、軸力および変形の解を求めているが、実際の模型地盤の圧縮特性と引張特性とは相異しており¹⁾、弾性理論解法ではこれらの現象を評価していないためと考えられる。

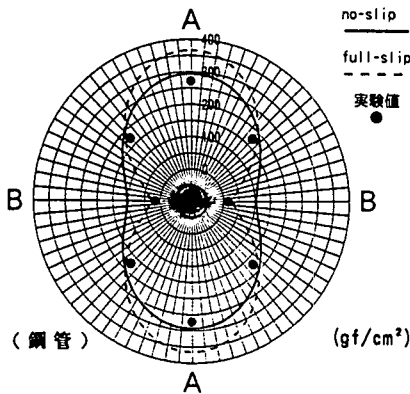


図6 弾性理論解法による半径方向土圧

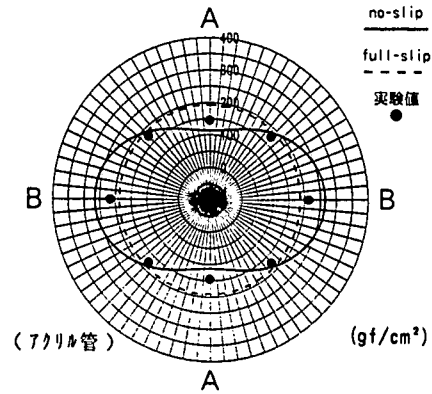


図7 弾性理論解法による半径方向土圧

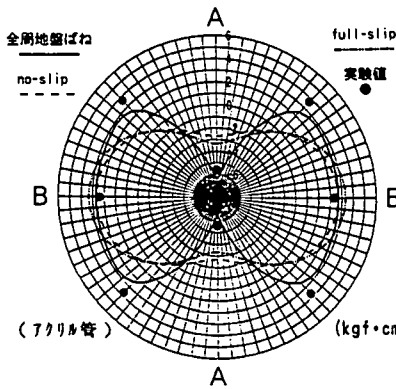


図8 曲げモーメント

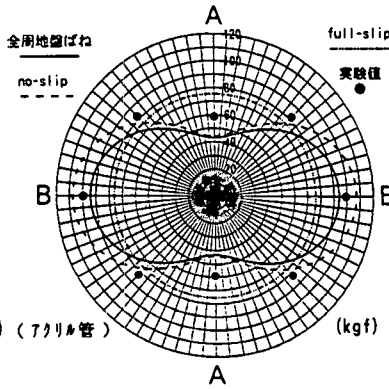


図9 軸力

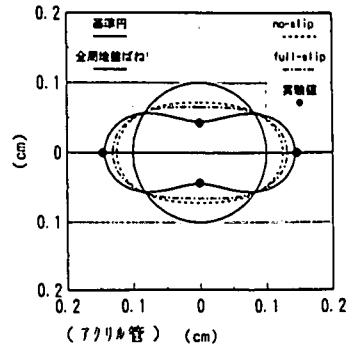


図10 変位

5.2 相互作用を評価する地盤ばねについて

今回の実験結果および解析結果によると、受働側や主働側の地盤ばね定数を適切に評価すれば、トンネル模型の変形に伴う土圧変化の影響は全周地盤ばねモデルにより表現できるものと考えられる。すでに述べたように砂地盤を弾性体と仮定することにより、受働側の地盤ばね定数を十分な精度で推定することが可能で

ある。ここでは、主働側の地盤ばね定数の特性とそれが覆工の断面力算定の結果に及ぼす影響について考えてみる。これまで、はりばねモデルによる計算法では覆工変形に伴う相互作用の影響として抵抗土圧のみをその対象とし、これを受働側の地盤ばねで評価している（以降部分地盤ばねモデルと呼ぶ）。一方、弾性理論解法(no-slip)は、はりばねモデルによる計算法で表現している主働側の地盤ばね定数が受働側のそれと同じとする考え方とほぼ等価である。そこで、全周地盤ばねモデルにおいて、主働側の地盤ばね定数の大きさがトンネル模型（アクリル管）の挙動に与える影響の程度を把握するために K_{et}/K_{ec} が 0～1 の範囲で感度解析を行った。図11～図13はその結果を示したものである。これらの図によると最大曲げモーメント、最大軸力および最大半径変化量とともに、 K_{et}/K_{ec} が 0 に近づくとき大きくなり、 $K_{et}/K_{ec} = 0$ の時のそれらの値は、 $K_{et}/K_{ec} = 1$ の時の数倍にもなる。今回の実験から得られた結果はこれらの値のほぼ中間に位置することから、覆工の断面力算定法として部分地盤ばねモデルによる計算($K_{et}/K_{ec} = 0$)は安全側の、弾性理論解法による計算($K_{et}/K_{ec} = 1$)は危険側の結果を与えることになると思定される。主働側の地盤ばね定数の定義づけは現在のところ明確にされていないが、その方法は二つあると考えられる。一つは地盤の変形係数によって定義づける方法である。すなわち、ある程度の圧縮応力（初期地山応力）下における地盤の受働側の変形係数と主働側の変形係数は受働側の地盤ばね定数と主働側の地盤ばね定数に直接対応すると考える方法である。この場合、地盤の主働側の変形係数を合理的に推定する方法を定めることが必要となる。今一つは、トンネルの変形に伴う周辺地盤の応力拡散や応力集中度は主働側と受働側とで異なると考え、周辺地盤の主働側と受働側の有効領域などを考慮して地盤ばね定数を定める方法である。図14はその概念を示したものである。ここで、 α はトンネルの単位周長あたりの主働側の有効領域、 β は受働側の有効領域を示している。これらの α や β は、極限平衡論で定義づけられる Rankine や Coulomb の受働土圧や主働土圧の考え方などを参考にして得られるものと考えられる。この場合、受働側の地盤ばね定数と主働側の地盤ばね定数の比は主働側と受働側の有効領域の比と等価であるとして、主働側の地盤ばね定数が定義づけられることになる。これらのいずれの方法がより妥当性を有しているかは今後さらに詳細な検討を要するが、今のところ筆者らはこれらのうち後者の方法に注目している。

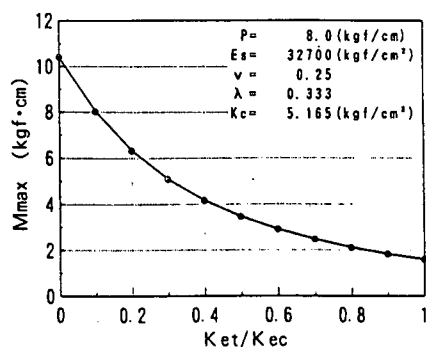


図 11 K_{et}/K_{ec} が M_{max} に与える影響

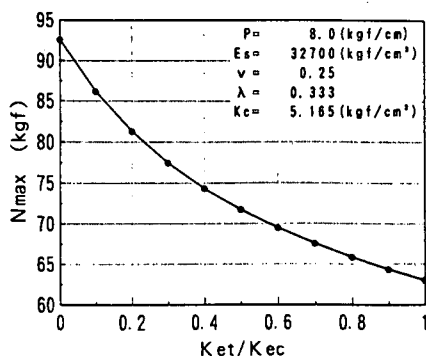


図 12 K_{et}/K_{ec} が N_{max} に与える影響

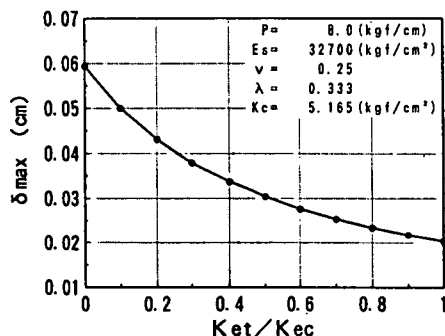


図 13 K_{et}/K_{ec} が δ_{max} に与える影響

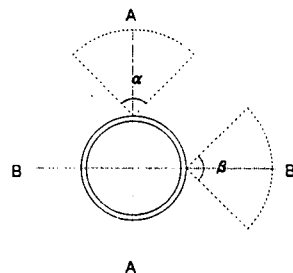


図 14 有効領域の概念

6. おわりに

今回の模型実験およびその解析から得られた知見を挙げると以下のとおりである。

- (1) 全周地盤ばねモデルを用いた解析法によりトンネル覆工の変形に伴う土圧変化、すなわち地盤と覆工の相互作用を表現することが可能である。
- (2) 全周地盤ばねモデルに用いる受働側の地盤ばね定数は、地盤を弾性体と仮定して得られる変形係数およびポアソン比から十分な精度で推定できる。
- (3) 全周地盤ばねモデルに用いる主働側の地盤ばね定数は、受働側と主働側の変形係数の比、またはトンネル周辺地盤の受働側と主働側の有効領域などの比から推定できるものと考えられる。

今後、さらに主働側の地盤ばね定数の合理的な定量化手法について検討を加えるとともに、土質条件が異なる場合や重力場での適用性についても検討を行ってゆく予定である。

【参考文献】

- 1) 木村, 五十嵐, 小泉: 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, トンネル工学研究発表会論文・報告集, Vol. 4, p. 47~54, 1994. 11.
- 2) Herbert H. Einstein: Simplified Analysis for Tunnel Supports, ASCE, GT4., 1979.
- 3) 松本, 西岡: トンネルの設計理論, 共立出版, 1992.
- 4) 木村, 小泉, 野本, 舟橋: 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(覆工に作用する土圧と覆工に生じる断面力について), 第49回年次学術講演会, Ⅱ-686, 1994. 9.
- 5) H. Ahrens, E. Lindner, K. H. Lux: Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein(1980)", DIE BAUTECHNIK, p. 263, 1982. 9.