

地盤と覆工の相互作用を考慮した シールドトンネルの設計法について

木村 定雄¹・小泉 淳²

¹正会員 工修 佐藤工業㈱ 中央技術研究所 (〒103-8639 東京都中央区日本橋本町4-12-20)

²正会員 工博 早稲田大学 理工学部土木工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

自立性の高い地盤中に構築されるシールドトンネル覆工の合理的な断面力算定法について考察した。模型実験ではトンネル模型を砂箱中に埋設して砂箱に取付けた可動載荷板を押し引きして水平載荷し、トンネルに作用する土圧およびトンネルに生じる変形やひずみを計測した。実験結果から、覆工の変形に従属して定まる土圧を定量的に把握し、覆工とその周辺地盤との相互作用を評価した。また、トンネルの挙動は地盤を線形なばねにモデル化した全周地盤ばねモデルにより表現でき、地盤のばね定数は地盤が受働側や主働側となる場合の地盤特性から推定できることを確認した。さらに、二次元弾性FEM解析によりシミュレーションを行い、受働側や主働側の地盤ばね定数が地盤中の応力集中の程度や領域を把握することで評価できる可能性を示した。

Key Words : shield tunnel, design of tunnel lining, earth pressure, subgrade reaction

1. はじめに

わが国におけるシールド工法は、経済の高度成長時代を背景にして、主に沖積平野上に拡がる大都市部の中浅深度地盤におけるインフラ整備のためのトンネル構築法として急速に発展した。現行の覆工設計では、これらの状況を勘案して軟弱な地盤を主な対象とし、設計法の簡便性やトンネルの安全性を特に重視した荷重や覆工の構造モデルを用いている。これがいわゆる慣用計算法である。

慣用計算法によると、トンネルの上方や周辺に位置する地盤をすべて荷重評価の対象として考え、Terzaghi の緩み土圧(地山安定の極限平衡論)などの土圧理論に基づいて覆工に作用する土圧を求めており、また一次覆工であるセグメントリングは、剛性一様な円環とみなし、個々のセグメント継手やリング継手の取り扱いを簡略化している。

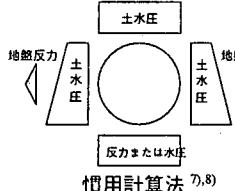
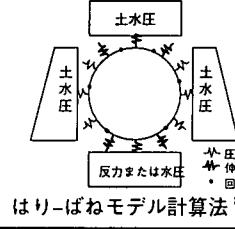
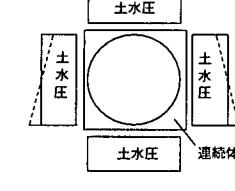
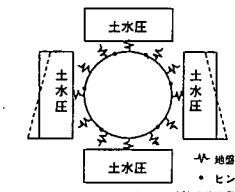
しかしながら、最近のシールドトンネルの計測結果によると、覆工に作用する土圧は先に述べた土圧理論から求めたものより相当に小さいという報告がある^{1), 2)}。このため、ある程度の土被り(トンネル外径の2~3倍以上)を有する場合や自立性の高い地盤の場合には、土被りや土の物性など、その地盤条件に応じて地盤の支持効果を生かした

合理的かつ経済的な覆工の設計法を確立することが望まれている。すなわち、テールボイドの発生による周辺地盤の乱れや裏込め注入の圧入効果などの施工に伴う不確定要因の影響も重要であると思われるが、地盤中で掘削された空洞に覆工を瞬時に巻き建てるという覆工設計上の基本的な仮定が成り立つならば、覆工と周辺地盤との相互作用を適切に評価することにより地盤の支持効果を生かした合理的な荷重や構造モデルが定められるものと考えられる。

これまで、シールドトンネルの覆工とそれをとり囲む地盤との相互作用の問題は、弾性論に基づいて研究されてきたものが多く、これらの研究成果では、トンネルや地盤の剛性およびトンネルの形状寸法等の条件を定めることにより、覆工に直接作用する荷重および覆工に生じる断面力や変形量を求めており、筆者らは、この覆工の剛性に影響される地盤の支持効果を覆工の変形に伴う相互作用として位置づけ覆工設計の合理化手法を検討してきている。

すなわち、主働的な土圧が覆工に作用すれば、覆工自身が変形し、地盤が受働側となる覆工部位では抵抗土圧が生じるとともに地盤が主働側となる部位でも地盤の応力は再配分されるものとして

表-1 シールドトンネル覆工の断面力算定に用いられている代表的な荷重系-構造モデル

荷重系-構造モデル	鉛直荷重の考え方	水平荷重の考え方	相互作用の考え方	備考
	全土被り土圧またはTerzaghiの緩み土圧および水圧。底部からの反力は上部からの土水圧と覆工の自重との合力に釣り合うように評価。	鉛直荷重に側方土圧係数λを乗じて水平荷重を求める。ただし、土中の水の取扱い方を考慮し、粘性土の場合と砂質土の場合とに分けてλを評価。	スプリングラインの上下45°の範囲に三角形分布の水平地盤反力を考慮。地盤反力は地盤反力係数kに水平方向変位量を乗じて求める。	λとkは設計の安全を考慮し、N値から求めること。
	同上	同上	部分地盤ばねモデルでは、Winklerの仮定に基づく地盤ばねで地盤反力を評価。全周地盤ばねモデルでは、Winklerの仮定に基づく地盤ばねに加えて、地盤の主働的挙動を評価する地盤ばね(伸張ばね)を考慮。	地盤ばねの取扱い方の違いにより、部分地盤ばねモデルと全周地盤ばねモデルがある。
	基本的に全土被り土圧と水圧。	鉛直荷重に側方土圧係数λを乗じて水平荷重を求める。ただし、土水圧は静水圧分布ではなく、トンネル中心位置における水平荷重を求めて等分荷重で評価。	半無限二次元弾性地盤の理論解から覆工に生じる断面力を求める。相互作用は地盤の変形係数Eに主に依存し、これを用いて地盤反力係数kを定義すると、以下の式で表される。 $k=3E/(R(1+\nu)(5-6\nu))$ ここで、Rはトンネルの外半径、νは地盤のポアソン比	A.M.Muir Woodの方法では、覆工をモデル化したはりの曲げ剛性のみ考慮。 H.Einsteinの方法では、はりの曲げ剛性および軸剛性を考慮。
	同上	基本的に上記と同様。ただし、基本的にはλは0.5、νは1/3としてトンネルに作用する半径方向荷重を求める。	全周地盤ばねモデルと同様に地盤ばねにより相互作用を評価。地盤ばね定数はE/Rまたは0.5E/R。	土被りがトンネル外径の2倍以下の場合はトンネルクラウンの左右45°の範囲の地盤ばねは考慮しない。

地盤と覆工との相互作用を取り扱い、これを覆工設計に用いる荷重や構造モデルの中で合理的に評価する手法を考えている。本論文はこれらの検討に際して行った模型実験およびその解析の結果に基づいて、地盤と覆工との相互作用を適切に評価した断面力の算定法について述べたものである。

2. 既往の断面力算定法^{3), 4), 5), 6)}と本論文で提案する断面力算定法の考え方

すでに述べたように、シールドトンネルの覆工とそれをとり囲む地盤との相互作用の問題は、良

好な地盤が比較的多く存在する欧州諸国を中心とした研究者らによって、弾性論を基本とした考え方を用いて取り扱われてきた。表-1はシールドトンネル覆工の断面力算定に用いられている代表的な荷重系および覆工の構造モデルの概要を示したものである。

本論文で提案する断面力算定法は、表-1中に示したはりーばねモデル計算法のうち、全周地盤ばねモデル^{17), 18), 19), 20)}を基本としたものであり、自立性の高い地盤の地盤特性から地盤ばね定数を評価したものである。すなわち、セグメントリングの全周にわたって地盤ばねを配して地盤と覆工

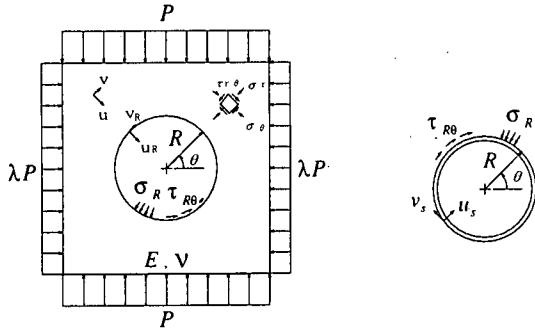


図-1 弾性地盤中の剛性一様円環の理論解法

との相互作用を評価する全周地盤ばねモデルにおいて、地盤ばね定数の評価方法が既往のモデルの場合と異なる。既往のモデルの地盤ばね定数は H.Duddeck の方法のように、単に地盤と覆工とを連成した弾性理論解から簡便に定めるものであり、圧縮側と伸張側の地盤ばね定数は同値である。これに対し、本論文では地盤と覆工との境界において地盤が受働側や主働側の挙動を示す時の地盤剛性を考慮して地盤ばね定数を定める方法(圧縮側と伸張側とで異なる値)を提案している。また、トンネルの上下方向から作用する荷重が釣り合わない荷重系を用いた場合の鉛直方向の地盤反力の評価方法についても考察を加えている。

3. 弾性理論に基づく地盤と覆工との相互作用の評価

(1) 弾性地盤中の剛性一様円環の理論解法

(弹性理論解法)

トンネル覆工を剛性一様な円環に、またそれを包含する地盤を半無限二次元弾性体に仮定し、その地盤に二軸方向から等分布荷重が作用する様子を概念的に示したのが図-1 である。ここでは、弾性理論に基づいて地盤と覆工との相互作用を評価するための基本式として覆工の接線方向の地盤と覆工との間のせん断力が完全に伝達されない場合(full-slip)の解(excavation unloading condition)¹²⁾を式(1a)～式(1f)に示す。

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

$$\tau_{R\theta} = 0 \quad (1b)$$

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

$$v_s = \frac{PR(1+v)}{2E} (1-\lambda)\{(5-6v)a_2^* - (1-v)\} \sin 2\theta \quad (1d)$$

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

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

$$a_0^* = \frac{C^*F^*(1-v)}{C^* + F^* + C^*F^*(1-v)}, \quad a_2^* = \frac{(F^*+6)(1-v)}{2F^*(1-v) + 6(5-6v)}$$

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

ここに、 σ_R は覆工に作用する半径方向の応力、 $\tau_{R\theta}$ は覆工に作用する接線方向の応力、 u_s は覆工の半径方向の変位量、 v_s は覆工の接線方向の変位量、 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、 v は地盤のポアソン比、 E_s は覆工の弾性係数、 v_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。

(2) 弹性理論解法に基づく地盤と覆工との相互作用の評価

トンネル覆工に作用する上下方向および左右方向の荷重が釣り合い、覆工が剛体的な移動をせずに横断面内の変形のみを起こす場合、覆工の変形に従属して定まる土圧は覆工の半径方向の成分が主体をなす^{14), 15), 21)}。そこで、先に示した full-slip の弾性理論解を用いて地盤と覆工との相互作用の評価方法を検討する。式(1a)および式(1c)において E_s を無限大とすると覆工の曲げ剛性および軸剛性が無限大となり、そのとき覆工に作用する半径方向の土圧および半径方向の変位量はそれぞれ式(2)および式(3)で表わされる。

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

$$\lim_{E_s \rightarrow \infty} u_s = 0 \quad (3)$$

次に、式(1a)と式(2)の応力差分 $\Delta\sigma_R$ および式(1c)と式(3)との変位差分 Δu_s との間には、地盤ばね定数 K_e を用いて式(4)の関係が成り立つ。

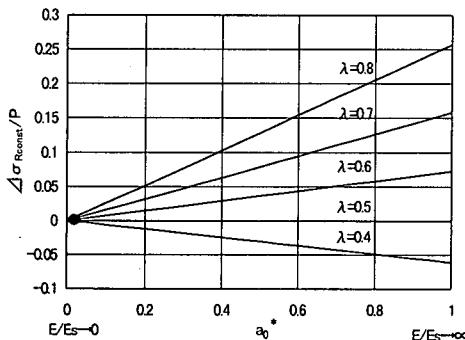


図-2 $\Delta\sigma_{Rconst}$ の特性

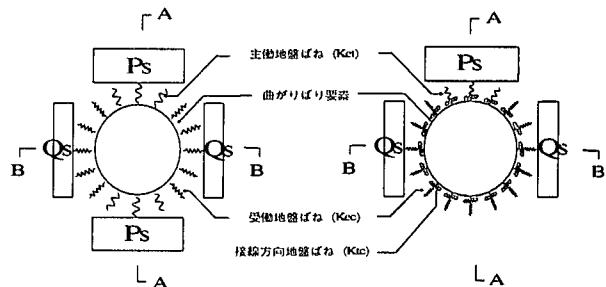
$$\begin{aligned}\Delta\sigma_R &= -\frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \Delta u_s \\ &\quad + \frac{3\nu-1}{5-6\nu} P(1+\lambda) a_0^* \\ &= -K_e \cdot \Delta u_s + \Delta\sigma_{Rconst}\end{aligned}\quad (4)$$

式(4)において、 K_e は地盤の変形係数 E 、ポアソン比 ν および覆工の外半径 R から定まるトンネル半径方向の地盤ばね定数であり、A.M.Muir Wood によって示される地盤反力係数と同義である¹⁰⁾。また、右辺の第二項は地盤の変形係数やポアソン比 ν 、覆工の曲げ剛性 $E_s I_s$ や軸剛性 $E_s A_s$ および側方土圧係数 λ 等の荷重条件によって定まる定数である。すなわち、弾性理論解法によると、①覆工の変形に従属して定まる土圧と、②地盤と覆工との剛性比や荷重条件によって定まる土圧とに分けて地盤と覆工との相互作用を評価することができる¹⁷⁾。図-2 は②の土圧($\Delta\sigma_{Rconst}$)の特性を示したものである。この図は地盤の変形係数と覆工の剛性との比が小さくなると $\Delta\sigma_{Rconst}$ が小さくなることを意味している。図中に示した黒丸は、変形係数が 100MN/m²、ポアソン比が 0.3 の地盤中に外径が 6000mm、厚さ 250mm のコンクリート平板形セグメント(ヤング係数:35kN/mm²)を用いて覆工を構築した場合の $\Delta\sigma_{Rconst}$ の値を示したものである。この例からわかるように、シールドトンネルの覆工に用いるセグメントリングの剛性は相当地大きく、設計上 $\Delta\sigma_{Rconst}$ の影響は無視できるものと考えられる。

4. 全周地盤ばねモデルにおける相互作用の評価

(1)全周地盤ばねモデルの考え方と相互作用を評価する地盤ばねの考え方

全周地盤ばねモデルは覆工の全周にわたって配



a)等分布反力モデル

b)地盤ばね反力モデル

図-3 全周地盤ばねモデルの概要

した地盤ばねにより地盤と覆工との相互作用を評価して断面力を算定する計算モデルである。このため、このモデルにおいては地盤ばね定数を適切に評価することが特に重要となる。また、このモデルは鉛直方向の荷重の取扱い方の相違により図-3a,b)に示す 2 つのモデルに大別される。前者は覆工設計に用いられている荷重の考え方として、現行のモデルを採用したものであり、トンネルの上方からの荷重に釣り合うように等分布の地盤反力をトンネル底部に作用させるモデル(以下、等分布反力モデルと称す)である。後者はトンネルの上方からの荷重に対し、トンネル形状から定まる極座標系の地盤ばねを用いてトンネル底部の地盤反力を評価するモデル(以下、地盤ばね反力モデルと称す)である。前者のモデルではトンネルに作用させる上下方向の荷重が釣り合うため、トンネルの剛体的な移動は生じない。このため、地盤ばねは横断面内の半径方向の変形に伴う相互作用のみを評価すればよく、Winkler の仮定に従う地盤ばね(以下、受働地盤ばねと称す)のはね定数およびトンネルがその内空側に変位し地山の主動的挙動を評価する地盤ばね(以下、主動地盤ばねと称す)のはね定数を適切に定めればよい。なお、等分布反力モデルにおいては、横断面内ののみの変形が主体をなすことから、トンネルの接線方向の地盤ばねの影響は小さく無視できる^{14),15),21)}。

一方、後者のモデルにおいては、トンネルは横断面内の変形とともに上下方向の荷重が釣り合うように剛体的な移動も起こす。この場合、トンネルの剛体的な移動に伴って覆工の接線方向の地盤ばねの影響が大きくなることから、地盤ばね反力モデルにおいては接線方向の地盤ばね定数についても適切に評価する必要がある。

以上、述べたように、全周地盤ばねモデルには

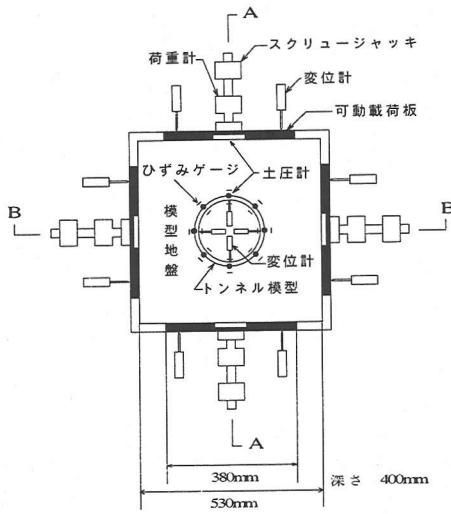


図-4 模型実験の概要(水平断面)

2つのモデルが考えられるが、シールドトンネルの覆工の挙動を表現するにはどちらのモデルが適切であるかについては、実際の覆工の挙動を現場計測等から把握し、その挙動を両モデルで検照することにより明確化できるものと考えている。ここでは、両者のモデルを想定した模型実験の結果に基づき、地盤と覆工との相互作用を評価する各種の地盤ばね定数の考え方について考察する。

(2) 模型実験結果に基づく地盤ばね定数の評価

a) 模型実験の概要

実験に用いた土槽、載荷装置および計測装置の概要を図-4 および写真-1 に示す。トンネル横断面内の挙動を把握するために、トンネル縦断方向の影響を排除し、それらの挙動が平面ひずみ状態となるように考えて、土槽の底面および内側面と模型地盤との間に厚さ 0.3mm のメンブレンシートを挟んで、両者の間に生じる摩擦力を取り除くようにした。模型地盤は豊浦標準砂を高さ 60cm から撒き出して作成した¹⁷⁾。トンネルの模型には鋼管およびアクリル管を用いた。表-2 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-3 に示す。実験ケース1,2 はトンネル模型を埋設しない砂地盤のみの載荷実験(図-4 中の A-A 軸の両方向から載荷、B-B 軸方向の載荷板は固定)であり、模型地盤の力学的特性として載荷時や徐荷時の変形係数およびポアソン比などの

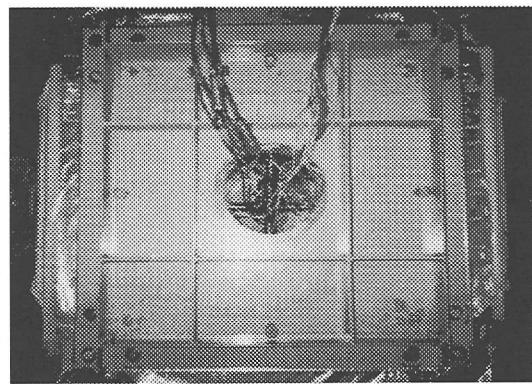


写真-1 実験に用いた土槽(上から撮影)

表-2 模型地盤およびトンネル模型の諸元

模型地盤	材 料		豊浦標準砂
	相対密度Dr(%)		79
	変形係数 (MN/m ²)	受働側Ec	7.5
		主働側Et	4.0
	地盤ばね定数 (MN/m ³)	受働側Kec	51.6
		主働側Ket	27.1
トンネル模型	ポアソン比γ		0.25
	種 類	鋼管	アクリル管
	外径(cm)	20	20
	厚さ(cm)	1.0	0.3
	幅(cm)	40	40
	ヤング率(N/mm ²)	2.1×10 ⁵	3.27×10 ³

表-3 模型実験のケース

ケースNo.	トンネル模型の有無	初期載荷方向	載荷方向(A-A軸方向荷重 kN/m ²)
1	無	砂地盤のみ	押(20.0)→引(-2.0)→押(25.0)
2			引(-2.0)→押(20.0)→引(-2.0)
3	有	鋼管	受働側
4			押(20.0)→引(-2.0)→押(25.0)
5	有	アクリル管	受働側
6			押(20.0)

物性値を把握するために行ったものである。実験ケース3,4 はトンネル模型を埋設し、図-4 中の A-A 軸の両方向から載荷し(B-B 軸方向の載荷板は固定)、A-A 方向の荷重が同じとなるようにした実験(等分布反力モデルを想定)である。このうち実験ケース3 はトンネル模型として鋼管を用いた実験であり、砂地盤を介してトンネル模型に伝達される土圧がトンネル模型の変形に影響されない場合を想定したものである。一方、実験ケース4 はトンネル模型としてアクリル管を用いた実験であり、アクリル管の変形がトンネル模型に作用する土圧に与える影響を調べるための実験である。実験ケース3 と実験ケース4 は同じ載荷状態となることから、

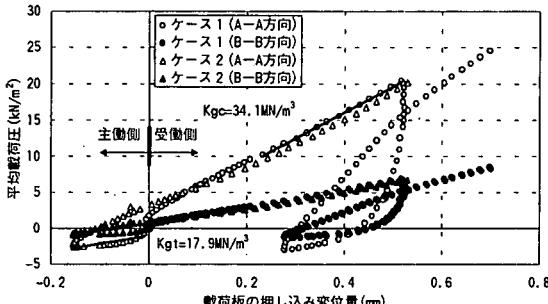


図-5 押込み変位量と平均載荷圧との関係

両実験ケースの結果からアクリル管の変形量とそれに伴う土圧の変化量とを実験的に把握し、地盤と覆工との相互作用を定量的に評価しようとしたものである。これを便宜上以下には二方向載荷実験と呼ぶ。

実験ケース5,6はトンネル模型を埋設し、図-4中のA-A軸の一方向からのみ載荷し(載荷側と反対側の載荷板およびB-B軸方向の載荷板は固定)，トンネル模型の剛体的な移動も生じるようにモデル化した実験である。この実験は地盤ばね反力モデルの適用性を検討するために行ったものである。実験ケース5,6は実験ケース3,4と同様に各々鋼管とアクリル管のトンネル模型を埋設した実験である。これを便宜上以下には一方向載荷実験と呼ぶ。

これらの実験において、載荷は水平方向から行い、受働側の載荷は図-4に示す可動載荷板の荷重計の値が 20kN/m^2 となるまで押し込み(押し込み量は 0.5mm 程度)、また主働側の載荷(除荷)はそれが -2kN/m^2 となるまで引き戻し(引き戻し量は 0.15mm 程度)で行った。これらの荷重の大きさは自立性の高い地盤中にシールドトンネル覆工を構築することを想定して模型地盤が概ね弾性挙動を示す範囲内で設定したものである。なお、砂の撒き出しにより作成された直後の模型地盤中の水平方向に生じる静止的な土圧は $2\sim 3\text{kN/m}^2$ であり、受働側および主働側の載荷圧はこれらの土圧からの相対的な値である。

b) 砂地盤のみの実験結果に基づく地盤ばね定数の評価

砂地盤のみの実験ケース1,2において、A-A軸の両方向の載荷板に設置した荷重計と変位計による計測結果を図-5に示す。地盤に作用させた載荷板の平均載荷圧と地盤の変位量とは、受働側(載荷時)および主働側(除荷時)と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仮定

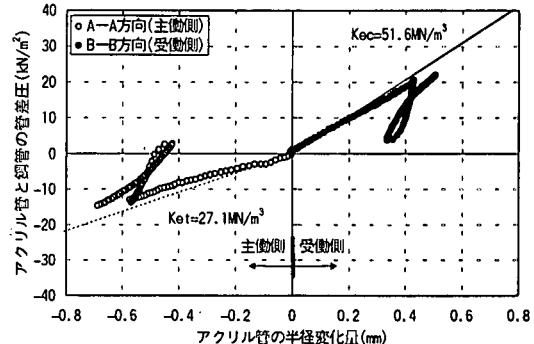


図-6 差圧とアクリル管の半径変化量との関係

表-4 全周地盤ばねモデルによる解析の条件

荷重	二方向載荷実験の解析条件		一方向載荷実験の解析条件	
	P _s (kN/m)	Q _s (kN/m)	P _s (kN/m)	Q _s (kN/m)
地盤	受働地盤ばね定数K _{gc} (MN/m³)		51.6	
	主働地盤ばね定数K _{gt} (MN/m³)		27.1	
アクリル管	外径(cm)		20	
	厚さ(cm)		0.3	
	幅(cm)		40	
	ヤング率(N/mm²)		3.27×10^3	

して、載荷時の地盤ばね定数 K_{gc} (地盤反力係数と等価)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地盤のポアソン比 ν を式(5)に代入して載荷時の地盤の変形係数 E_c を求めた。

ここに; L は土槽の辺長の $1/2$ の長さ(載荷条件の対称を考慮して 26.5cm)である。さらに、このようにして求めた地盤の変形係数、ポアソン比およびトンネル模型の外半径(10cm)を式(4)から求まる地盤の変形係数と・トンネル半径方向の地盤ばね定数との関係式、式(6)に代入することによりトンネル模型周りの受働地盤ばね定数 K_{ec} を求めた。また主働地盤ばね定数 K_{et} についても受働地盤ばね定数の求め方と同様に式(7)および式(8)を用いて除荷時の地盤ばね定数 K_{gt} から求めた。なお、表-2中に示した模型地盤の変形係数およびトンネル模型周りの地盤ばね定数はこの方法により求めたものである。

$$E_c = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \cdot L \cdot K_{gc} \quad (5)$$

$$K_{ec} = \frac{3E_c}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \quad (6)$$

$$E_t = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \cdot L \cdot K_{gt} \quad (7)$$

$$K_{et} = \frac{3E_t}{R(1+\nu)(5-6\nu)} \quad (8)$$

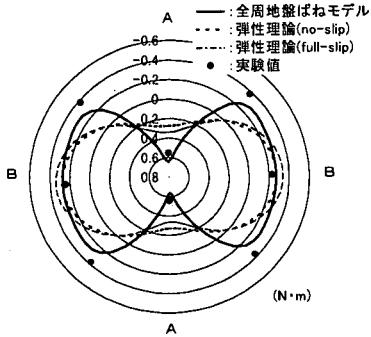


図-7a) 曲げモーメント

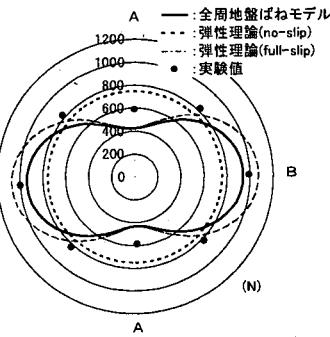


図-7b) 軸力

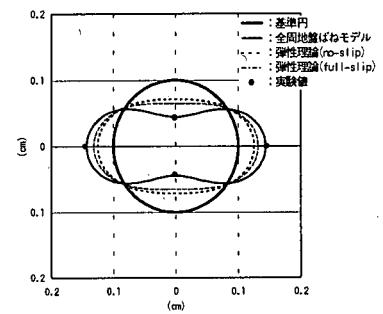


図-7c) 変形

c)二方向載荷実験結果に基づく半径方向の地盤ばね定数の評価

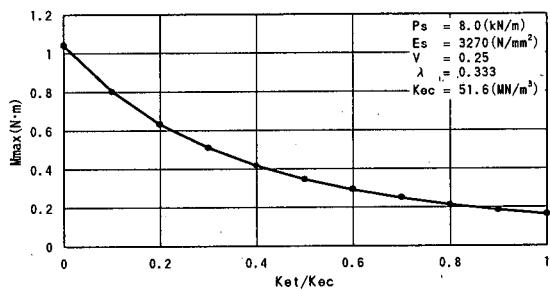
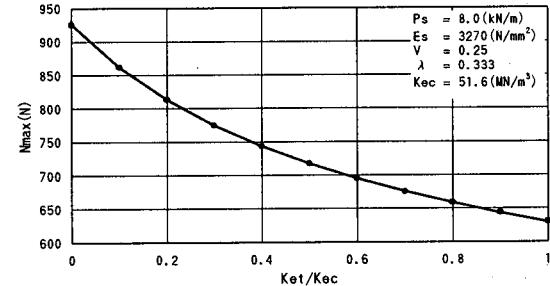
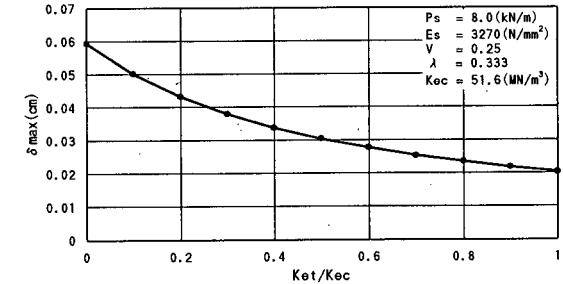
i)実験結果に基づく地盤ばね定数の評価

トンネル模型を埋設した実験ケース3,4において、荷重計の値が同じ時の鋼管とアクリル管のそれぞれで計測された土圧から両者の差圧を求め、この差圧とアクリル管の半径変化量との関係を示したもののが図-6である。アクリル管の外側(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関係にあり、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保持されていることがわかる。さらに、この傾きはアクリル管周りの地盤ばね定数を意味するものと考えられる。

図中の実線および点線は砂地盤のみの載荷実験から得られた K_{ec} および K_{et} である。 K_{ec} および K_{et} の値は実験値とよく符合していることから、地盤の載荷時や除荷時の変形係数およびポアソン比からアクリル管周りの半径方向の地盤ばね定数は十分に推定することが可能であることがわかる。なお、この場合のアクリル管の半径変化量の最大値は半径の約0.5%であり、実際のシールドトンネル覆工のそれと概ね等しい値と考えられる。

ii)全周地盤ばねモデルを用いたトンネル模型の挙動の検討

全周地盤ばねモデルを用いて実験ケース4のアクリル管の挙動を検討した。解析モデルには二方向の荷重が釣り合うことから、図-3a)に示した等分布反力モデルを適用した。解析条件は表-4に示すとおりである。表中の荷重 P_s および Q_s は実験ケース3で計測された鋼管の半径方向の土圧(A-A方向、B-B方向のそれぞれの平均値)にトンネル模型の幅(40cm)を乗じたものであり、その値はA-A方向の載荷板で計測された平均載荷圧が 20kN/m^2 の時の最小自乗法による換算値である。これらの

図-8a) Kt/Kec が最大曲げモーメントに与える影響図-8b) Kt/Kec が最大軸力に与える影響図-8c) Kt/Kec が最大半径変化量に与える影響

荷重はアクリル管の変形に伴う土圧のみを対象として相互作用を評価することを考え、載荷板による応力がトンネル模型に作用するまでの地盤中の

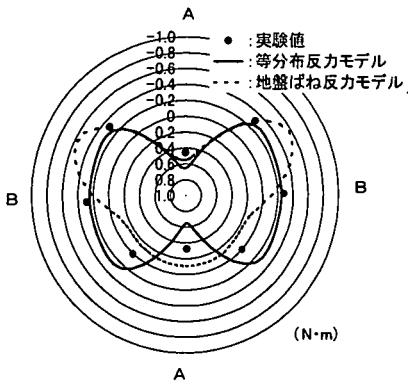


図-9a) 曲げモーメント

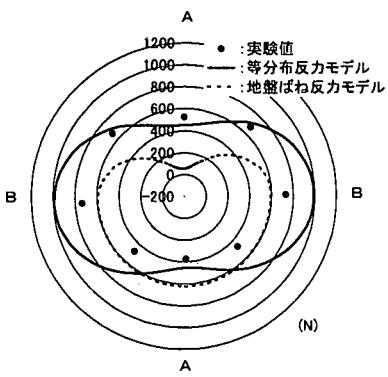


図-9b) 軸力

応力伝播の影響を取り除き、鋼管で計測された半径方向の土圧(実験ケース3)を直接用いている。また、半径方向の受働地盤ばね定数および主働地盤ばね定数はトンネル模型を埋設しない砂地盤のみの載荷実験から求めた値(K_{ec} および K_a)を用いた。なお、本解析ではアクリル管周りの接線方向の地盤ばね定数は微小な値(K_a の1/100以下)とした。

アクリル管に生じる曲げモーメント、軸力および変形を図-7a),b),c)に示す。これらの図には実験値、全周地盤ばねモデルによる解析値に加えて、弾性理論解法による解析値(external loading condition)¹⁸⁾も合わせて示した。これらの図を見ると、弾性理論解法では地盤が主働側となる部位(A-A方向)ではアクリル管の挙動を表現できないようであるのに対して、全周地盤ばねモデルによる解析ではそれをほぼ説明できるようである。このことはアクリル管の挙動を明らかにするためには、地盤の受働側と主働側の力学的特性の相違を忠実に評価する必要があることを示している。

iii) 主働地盤ばね定数が断面力算定の結果に与える影響の感度分析

表-5 底部地盤反力評価の感度解析のパラメータ

接線方向の地盤ばね定数 (MN/m ³)			
K _{tc} =K _{ec}		51.6	
K _{tc} =K _{ec} /3		17.2	
K _{tc}		0	
荷重 (kN/m)			
PL/Pu	Pu(上方荷重)	PL(下方荷重)	Q _s
1	11.5	11.5	0.6
0.8	11.5	9.17	0.6
0.6	11.5	6.88	0.6
0.4	11.5	4.58	0.6
0.2	11.5	2.29	0.6
0	11.5	0	0.6

ここでは、主働地盤ばね定数の特性とそれがアクリル管に生じる断面力算定の結果に与える影響について考えてみる。これまで、はり一ばねモデルによる計算法では覆工の変形に伴う相互作用は抵抗土圧のみをその対象とし、これを受働地盤ばねで評価してきた(部分地盤ばねモデルによる計算)。一方、弾性理論解法は、全周地盤ばねモデルにおいて主働地盤ばね定数と受働地盤ばね定数とを同じ値とした場合とほぼ等価となる。そこで、全周地盤ばねモデルにおいて、主働地盤ばね定数の大きさが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_a/K_{ec} が0~1の範囲で感度解析を行った。図-8a),b),c)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はとともに、 K_a/K_{ec} が0に近づくと大きくなり、 $K_a/K_{ec}=0$ の時のそれらの値は $K_a/K_{ec}=1$ の時の数倍にもなることがわかる。模型実験から得られた結果はこれらの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($K_a/K_{ec}=0$)は安全側の結果を、また弾性理論解法による計算($K_a/K_{ec}=1$)は危険側の結果を与えることが予想される。

d) 一方向載荷実験結果に基づく底部地盤反力の評価

i) 全周地盤ばねモデルを用いたトンネル模型の挙動の検討

全周地盤ばねモデルを用いて実験ケース6のアクリル管の挙動を検討した。解析では一方向載荷の特性を把握するために、図-3a),b)に示した等分布反力モデルと地盤ばね反力モデルの両者を用いた。解析条件を表-4に示す。表中の P_s および Q_s は実験ケース5で計測された鋼管の半径方向の土圧(A-A方向は載荷側の値、B-B方向は平均値)にトンネ

ル模型の幅(40cm)を乗じたものであり、その値は載荷板で計測された載荷圧が 20kN/m^2 の時の最小自乗法による換算値である。また、半径方向の受働地盤ばね定数および主働地盤ばね定数はトンネル模型を埋設しない砂地盤のみの載荷実験から求めた値(K_{ec} および K_{et})を用いた。アクリル管周りの接線方向の地盤ばね定数 K_k は微小な値($K_k = K_{ec}/100$)として解析を行った。

なお、接線方向の地盤ばね定数の影響については後で詳述する。

アクリル管に生じた曲げモーメントおよび軸力を図-9a,b)に示す。図-9a)の曲げモーメントを見ると、実験値は等分布反力モデルによる解析値と地盤ばね反力モデルによる解析値の中間的な値となっている。また軸力の結果もそれと同じ傾向を示している。このことから、一方方向載荷状態の底部地盤反力は、アクリル管の横断面内の変形の影響のみならず、剛体的な移動の影響および載荷板と反対側の固定された載荷板の影響も受けるものと考えられる。

ii) 底部地盤反力のモデル化が断面力算定の結果に与える影響の感度分析および接線方向の地盤ばね定数の評価に関する考察

前述のとおり実験値は等分布反力モデルによる解析値と地盤ばね反力モデルによる解析値の中間的な値となることから、次にトンネル底部から作用させる等分布荷重の大きさが断面力算定の結果に与える影響を把握することを試みた。すなわち、トンネルの底部から作用させる等分布荷重の大きさが頂部から作用させる荷重と等しい場合から0となる場合までを5等分割し、これをパラメータとしてアクリル管に生じる断面力の感度解析を行った。トンネルが剛体的な移動を起こす場合には、地盤と覆工との間に摩擦による接線方向力の伝達がなされることを考え、接線方向の地盤ばねを考慮した解析を行った。ただし、接線方向の地盤ばねのばね定数 K_k はそれを適切に評価することが困難である現状から、 K_k が半径方向の地盤ばね定数 K_{ec} と同じ値とした場合、 K_{ec} の $1/3$ の値とした場合および0とした場合の3ケースを解析した。表-5はこれらの解析条件を示したものである。

感度解析の結果として得られた正負の曲げモーメント、軸力および直径変化量の最大値を図-10a,b,c,d)に示す。図-10a)を見ると、底部等分布荷重が0に近づくにつれて正の最大曲げモーメントは小さくなる。また最も顕著な傾向を示してい

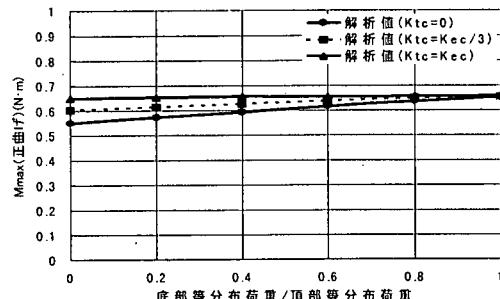


図-10a) 最大曲げモーメント(正曲げ)

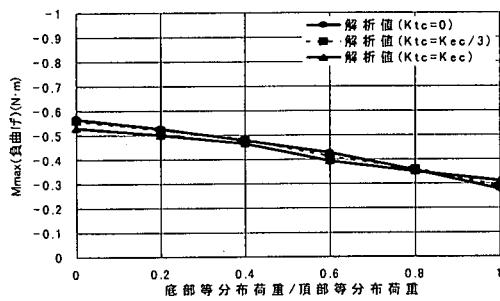


図-10b) 最大曲げモーメント(負曲げ)

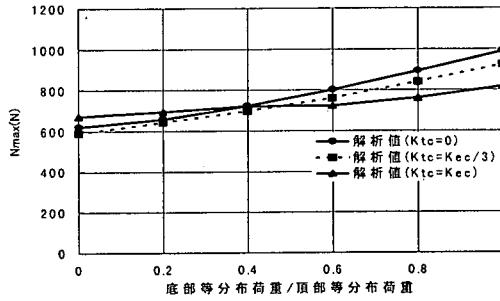


図-10c) 最大軸力

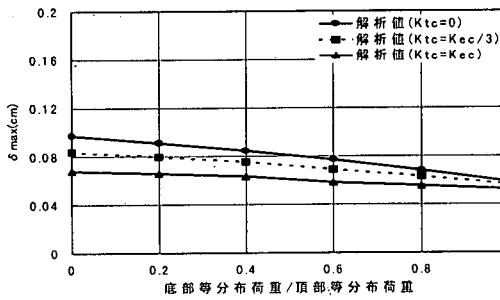


図-10d) 最大直径変化量

表-6 二次元弾性FEM解析に用いた物性値

模型地盤の諸元		
変形係数 $E_c (\text{MN/m}^2)$		7.5
ホーアソン比 ν		0.25
トンネル模型の諸元		
外径 (cm)	鋼管	アクリル管
厚さ (cm)	2.0	2.0
ヤング率 (N/mm^2)	2.1×10^5	3.27×10^3
ホーアソン比	0.3	0.36

る接線方向の地盤ばね定数が 0 の解析ケースの場合でもその差は最大で約 15%である。図-10a)と b)とを見比べると、地盤ばね反力モデルの場合(底部等分布荷重/頂部等分布荷重=0)には負の最大曲げモーメントは正の最大曲げモーメントよりも絶対値が大きくなる場合があることを示している。図-10c)に示す最大軸力は接線方向の地盤ばねを考慮する場合($K_e = K_{ee}$)が底部等分布荷重の大きいとの違いによる差が最も小さく、約 20%となっている。一方、接線方向の地盤ばねを考慮しない場合($K_e = 0$)にはその差は約 40%である。

以上のことから、接線方向の地盤ばね定数は軸力にある程度の影響を与えることがわかる。

(3)二次元弾性 FEM 解析結果に基づく主働地盤ばね定数の評価

前述した実験結果および解析結果から、受働地盤ばね定数や主働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は全周地盤ばねモデルを用いた解析で表現でき、さらに地盤の載荷時や除荷時の変形係数を把握することができれば、地盤を弾性体と仮定することにより受働地盤ばね定数や主働地盤ばね定数を十分な精度で推定できることを示した。しかしながら、現実のシールドトンネルの調査、設計、施工を顧みると、地盤の除荷時の変形係数、すなわち主働地盤ばね定数を予め推定することは困難であるものと考えられる。そこで、先に述べたトンネル模型を埋設した二方向載荷実験(実験ケース3,4)の砂地盤中の応力の状況を二次元弾性 FEM 解析によりシミュレーションすることで主働地盤ばね定数の評価方法について検討を加えることとした。

トンネル模型を埋設した模型地盤の解析モデルを図-11 に示す。模型地盤は二次元アイソバラメトリック要素に、またトンネル模型はひずみ要素にモデル化した。解析は実験ケース3,4 の載荷状態の対称性を考慮して 1/4 モデルで行った。表-6 は解析に用いた物性値を示したものである。模型地盤の物性値は砂のみの実験(実験ケース1)から得たものを用いている。荷重は載荷板の範囲に作用する等分布の単位荷重とした。解析は鋼管およびアクリル管を埋設した実験(実験ケース3,4)を対象に行い、トンネル模型と模型地盤との境界条件はトンネル模型の接線方向の応力が完全に伝達される場合(no-slip)とされない場合(full-slip)の両者を考えた。なお、full-slip の場合の計算では Sharma らの接合要素²²⁾を用いてモデル化した。

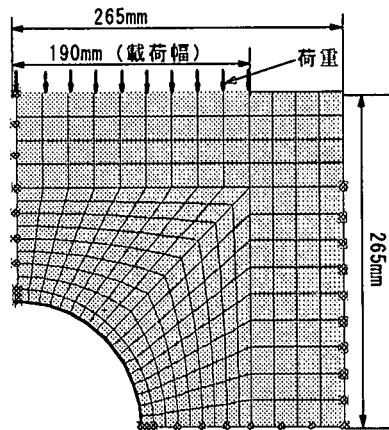


図-11 解析モデル

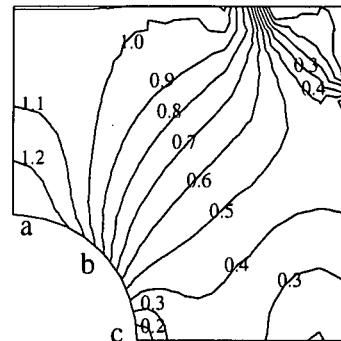


図-12a) 最大主応力分布(鋼管)

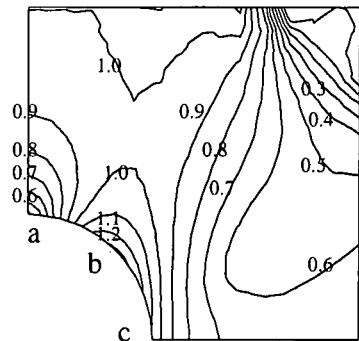


図-12b) 最大主応力分布(アクリル管)

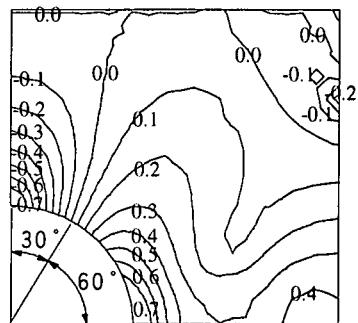


図-13 差分の応力から求めた最大主応力分布

解析結果の一例を図-12a), b)に示す。これらは鋼管およびアクリル管を埋設した模型地盤の最大主応力分布を示したものである。図中の実線は等応力線であり、数字は最大主応力度と図中の上方から作用する等分布の単位荷重との比率を示している。なお、ここではトンネル模型周りの半径方向の土圧の解析値が実験値を概ね表現できる²³⁾ことから、no-slipの場合のみの結果を示した。

剛性の大きい鋼管の場合は荷重の作用するa点付近に応力が集中する傾向がある。一方、アクリル管の場合はアクリル管の変形に伴ってa点付近の応力は軽減され(地盤の主働的挙動)、c点付近の応力が大きくなる(地盤の受働的挙動)傾向がある。これら応力の差分がアクリル管の変形によって生じた地盤内応力の再配分、いわゆる地盤とアクリル管の相互作用による応力と考えられる。図-13は鋼管の場合の応力からアクリル管の場合のそれを差し引いた差分の応力から求めた最大主応力分布を示したものである。この図からアクリル管の変形により受働側となる地盤の領域(図中の数字が正)と主働側となる領域が管の周りで区分できることがわかる。この領域の角度比は砂地盤のみの模型実験結果から得られた受働地盤ばね定数 K_e と主働地盤ばね定数 K_a との比とほぼ一致している。このことは、受働地盤ばね定数と主働地盤ばね定数との比がトンネルの変形に伴って生じるトンネル周辺の地盤内応力の変化する領域や応力集中度から推定できる可能性を示唆している。

また、この領域の角度比は砂地盤(内部摩擦角: $\phi = 40^\circ$)が受働土圧($45^\circ + \phi/2 = 65^\circ$)や主働土圧($45^\circ - \phi/2 = 25^\circ$)でせん断破壊する時の角度比と概ね一致していた。これが何を意味するかは現時点では不明であり、今後の検討課題の一つとして考えている。なお、本解析は模型地盤をそのままモデル化して行ったものであるが、半無限地盤を想定して上下左右にトンネル直径の5倍の大きさの地盤をモデル化した解析も行っており、トンネル模型の近傍の最大主応力の状態は両者の場合でほぼ同程度であったことを確認している。

5.まとめ

本研究で行った模型実験およびその解析から得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- ① 全周地盤ばねモデルにおいて、従来のように圧縮側や伸張側の地盤ばね定数を同値として簡便に求める方法を用いた場合、覆工に生じ

る最大曲げモーメントは小さく計算され危険側の設計結果となる可能性がある。また伸張側の地盤ばねを考慮しない部分地盤ばねモデルを用いた場合、最大曲げモーメントは大きく計算され安全側の設計結果(地盤が良好であるならば過剰な結果)となる可能性がある。従来までのシールドトンネルが主に沖積軟弱地盤を対象としていたのに対し、今後より深い洪積層や第三紀層が対象となることが予想されることから、本文で提案した全周地盤ばねモデルによる断面力算定法は、トンネルの安全性のみならず特にその経済性を重視したものとしてより合理的な設計計算法であると思われる。

- ② 砂地盤のみの模型実験結果に基づいて載荷時や除荷時のトンネル覆工の半径方向の地盤ばね定数を評価した。その結果、載荷時や除荷時の地盤の変形係数が精度よく推定できれば、地盤が弾性的挙動を示す範囲で受働地盤ばね定数や主働地盤ばね定数を推定できる。
- ③ 受働地盤ばね定数と主働地盤ばね定数との比はトンネルの変形に伴って生じるトンネル周辺の地盤内応力の変化する領域や応力集中度から推定できる可能性がある。

今後、実際のシールドトンネルにおける計測結果が入手でき次第、全周地盤ばねモデルの実設計への適用性や底部地盤反力の評価方法について、さらに実用的な検討を加える予定である。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、模型実験およびその解析に多大な協力を願った早稲田大学の修士修了生、五十嵐龍君、野本雅昭君、渡邊誠司君、三浦啓二君および修士学生である神田大君ならびに多数の卒論生に謝意を表します。

参考文献

- 1) たとえば、新堀 敏彦、清水 満：10年後のセグメント応力測定結果、トンネル工学研究論文・報告集、Vol.2, pp.79-82, 1992.10.
- 2) たとえば、山口 巍、山崎 糸治、福島 健一、小林 隆、杉嶋 敏夫：併設シールドの影響予測解析と実際の挙動、トンネル工学研究論文・報告集、Vol.5, pp.39-46, 1995.11.
- 3) 土質工学会：「山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動」に関するシンポジウム報告書、pp.67-86, 1992.5.

- 4) 木村 定雄, 野本 雅昭, 小泉 淳: シールドトンネル覆工の合理的な設計法に関する一考察, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.5, pp.373-378, 1995.11.
- 5) 松本 嘉司, 西岡 隆: トンネルの設計理論, 共立出版, 1992.1.
- 6) トンネル技術協会: 各国トンネル構造設計モデルに関する調査報告書, 国際トンネル協会, 1981.5.
- 7) 土木学会: トンネル標準示方書(シールド編), 1996.
- 8) 土木学会: セグメントの設計, トンネルライブラリー 第6号, 1994.
- 9) 村上 博智, 小泉 淳: シールドセグメントリングの耐荷機構について, 土木学会論文集, No.272, pp.103-115, 1978.4.
- 10) Muir Wood,A.M.: The Circular Tunnel in Elastic Ground, GEOTECHNIQUE 25, LONDON, No.1, pp.115-127, Mar., 1975.
- 11) Curtis,D.J.:Discussion on 10 above, GEOTECHNIQUE26, No.1, pp.231-237, 1976.
- 12) Einstein,H.H.:Simplified Analysis for Tunnel Supports, Proc.ASCE, GT4., pp.499-518, 1979.
- 13) Dusdeck,H.: Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein, DIE BAUTECHNIK, pp.349-356, 1980.10.
- 14) Ahrens,H., Lindner,E., and Lux,K. : Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein(1980)", DIE BAUTECHNIK, pp.260-273, 1982.8.
- 15) Ahrens,H., Lindner,E. ,and Lux,K. : Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein(1980)", DIE BAUTECHNIK, pp.303-311, 1982.9.
- 16) 入江 健二, 新治 均, 大塚 孝義: シールドトンネル覆工の設計(7), トンネルと地下, Vol.24, No.3, pp.58-64, 1993.3.
- 17) 木村 定雄, 五十嵐 龍, 小泉 淳: 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, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.4, pp.47-54, 1994.11.
- 18) 木村 定雄, 野本 雅昭, 小泉 淳: 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, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.5, pp.71-78, 1995.11.
- 19) 小山 幸則, 清水 満, 佐藤 豊: トンネルと地盤の相互作用の設計上の取扱いに関する一考察, 土木学会論文集, No.511/III-30, pp.99-107, 1995.3.
- 20) 木村 定雄, 舟橋 秀麿, 野本 雅昭, 小泉 淳: 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, 土木学会第49回年次学術講演会, III-686, 1994.9.
- 21) 木村 定雄, 渡邊 誠司, 小泉 淳: 全周地盤ばねモデルを用いたセグメント設計の合理化に関する研究, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.6, pp.339-344, 1996.11.
- 22) 鶴津 久一郎, 宮本 博, 山田 嘉昭, 山本 善之, 川合 忠彦: 有限要素法ハンドブック, 培風館, pp.421-425, 1981.9.
- 23) 神田 大, 三浦 啓二, 木村 定雄, 小泉 淳: シールドトンネルの合理的な設計法に関する研究, 土木学会第53回年次学術講演会, III-B-184, 1998.10.

(1998.5.12 受付)

A DESIGN METHOD OF SHIELD TUNNEL LINING TAKING INTO ACCOUNT OF THE INTERACTION BETWEEN THE LINING AND THE GROUND

Sadao KIMURA and 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 earth pressure acting upon it. Two models of the lining, steel or acryle 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 test, it is confirmed that the magnitude of the earth 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.