

遠心模型実験結果に基づく 複円形シールドの土圧評価手法の提案

五十嵐寛昌¹・杉原靖彦²

¹正会員 工修 鹿島建設(株) 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

²正会員 鹿島建設(株) 関東支店 (〒163-1028 東京都新宿区西新宿 3-7-1)

複円形シールド工法は複数のカッター面板を上下、左右に2連、3連等に組み合わせることにより様々な断面形状を構築可能な工法である。そのため、この工法を採用することによって過密化した都市部地下空間において、効率的に必要な有効断面を確保でき、なおかつ、工期短縮や掘削土量の低減を図ることが可能となる。しかしながら、セグメント覆工の設計においては、断面形状の複雑さから単円形に用いられてきた従来の覆工作用土圧評価法(全土圧, Terzaghi のゆるみ土圧)の適用性について検証する必要がある。

そこで筆者らは遠心模型実験による横3連円形及び縦2連円形トンネルの作用土圧に関する実験的検討を行い、シールド掘進時に生じる周辺地盤挙動に基づいて覆工作用土圧評価法を提案した。

Key Words : multi-face shield tunnel, earth pressure, deformation, centrifuge model test

1. はじめに

トンネルにおける覆工作用土圧評価法については、古くから多くの研究が行われており、様々な学説が展開されてきた¹⁾。これらの学説は主に落し戸実験を用いた実験的検討から導き出されたものであり、トンネル形状について着目した検討はあまり行われていなかった。また、設計レベルにおいてもトンネル標準示方書²⁾や鉄道構造物等設計標準・同解説³⁾に定めるシールドトンネルの覆工作用土圧の算定は、単円形を対象に Terzaghi のゆるみ土圧式を準用したものであり、単円形以外のトンネル形状については特に定められていない。

従来のシールド工法はトンネルの幾何学的安定性や施工性を重視して単円形が採用されてきたが、近年は地下空間の過密化や、環境問題などの点から、効率的な最小断面でトンネルを構築するニーズが高まっている。

そこでこれらのニーズに対応したシールド工法の一つとして複円形シールド工法が挙げられる。

複円形シールド工法は複数のカッター面板を上下、左右に2連、3連等に組み合わせることにより様々な断面形状を構築可能な工法であり、地下鉄道、道路トンネル及び共同溝などの分野で注目されてきている。

そこで、筆者らは今までに横3連円形(以下、横3連と称する)及び縦2連円形シールドトンネル(以下、縦2連と称する)を対象とした遠心模型実験を実施してきた。すなわち、横3連⁴⁾、縦2連⁵⁾、それぞれの場合に覆工に作用する土圧を遠心模型実験により計測し、全土被り圧、並びに土木学会トンネル標準示方書〔シールド

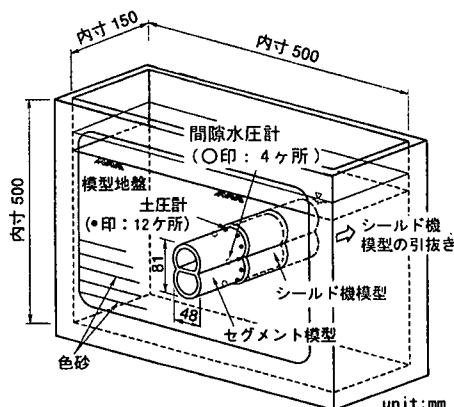


図-1 実験装置の構造(縦2連)

工法編〕・同解説に準じて Terzaghi のゆるみ土圧式を拡張して求めた土圧(以下、「拡張した Terzaghi のゆるみ土圧」と称する)と、比較した。その結果、測定値は、全土被り圧より小さく、拡張した Terzaghi のゆるみ土圧より大きくなる可能性があることがわかった。また、拡張した Terzaghi のゆるみ土圧では想定している土の移動領域がひとつであるのに対し、遠心実験結果からはトンネル側方のテールボイドへの土の移動により3つの土の移動領域が観察され、この観察結果に基づいて、数値計算による予測を試みた^{7),8)}。

今回は、これらの実験で得られた周辺地盤挙動測定結果をより詳細に分析して、一般的な複円形トンネルに適用できる作用土圧評価法を提案した。

表-2 実験条件

項目	CASE						
	1	2	3	4	5	6	7
トンネル形状	横3連			縦2連			
トンネル横幅 D_x (mm)	114.0			48.0			
トンネル高さ D_y (mm)	48.0			81.0			
トンネル中心から外側構成円中心までの距離 ξ (mm) (図-9参照)	33.0			0.0			
テールポイド厚 t (mm)	3.0			3.0			
引き抜き速度 v (mm/min)	30.0			30.0			
遠心加速度 n (G)	140			140			
土被り H (mm)	14	114	285	13	71	144	240
土被り比 H/D_x	0.1	1.0	2.5	0.3	1.5	3.0	5.0

表-1 計測項目

測定項目	個数	測定方法
トンネル作用土圧	8~12	ひずみゲージ式全土圧計
間隙水圧	1~4	ひずみゲージ式間隙水圧計
地中変位	-	(色砂を)写真撮影

2. 実験の概要

トンネル模型は、直径 48 mm の中実円柱を組み合わせて複円形のセグメントを模擬した部分（以下、セグメント模型と称する）と、その外側のシールド機テール部を模擬した肉厚 3 mm の部分（以下、シールド機模型と称する）とで構成される。図-1 に縦 2 連の場合の実験装置の構造を示す。横 3 連の場合も基本的に縦 2 連と同じ構造とした^{4,5)}。

このトンネル模型を内寸 500×150×深さ 500 mm の土槽に設置し、所定の土被り深さになるように地盤を作成し、140 G の遠心加速度場において、シールド機模型をトンネル軸方向に 30 mm/min の速度で 150 mm 移動させ土槽背面側に引き抜くことによって、シールド掘進時に発生するテールポイドを模擬した。

遠心加速度を 140 G としたことにより、直径 48 mm は 6,720 mm に相当し、横 3 連の幅は 15,960 mm、縦 2 連の高さは 11,340 mm に相当する。このようなトンネルを施工する場合にはテールポイド厚さは 150~260 mm 程度になると想定され⁹⁾、相似則に従えば模型のテールポイドは 1.1~1.9 mm となる。模型に作用する土圧はテールポイドの大きさによって変化すると考えられるが、筆者らが実施した遠心場におけるトンネル降下模型実験¹⁰⁾ によれば変位量 0.1 mm 以上において作用土圧はほぼ一定であったことから、地中沈下の観察をしやすくするため模型のテールポイドを 3 mm とした。

さらに、大塚らは現場計測結果に基づく分析¹¹⁾ から、セグメントの絶対沈下量がセグメント直上の地盤沈下量より 1 桁小さいこと、並びにテールポイド発生以後に生じる沈下モードは裏込め注入の有無に関わらず同様であることを述べており、この結果を参考にして、セグメント模型を土槽に固定し、裏込め注入のない状態のモデルとした。

地盤は豊浦標準砂 ($\rho_s = 2.645 \text{ g/cm}^3$, $D_{50} = 0.18 \text{ mm}$, $U_c = 1.5$, $F_c = 0 \%$) を用いた飽和地盤とし、空中落下法により所定の密度 (相対密度 $D_r = 90 \sim 95 \%$, 内部摩擦角 $\phi =$

44.1°, 粘着力 $c = 0 \text{ Pa}$) に堆積させた後、脱気水を通水し作成した。

実験時の測定項目は、表-1 に示すとおりであり、セグメント模型に設置した土圧計により全土圧を、間隙水圧計によりトンネルに作用する間隙水圧を測定した。テールポイド発生による過剰間隙水圧の発生とその消散による沈下¹²⁾ が生じないように、地盤を透水性の比較的高い豊浦標準砂で作成し、トンネルに設置した水圧計によりこのことを確認することにした。

また、あらかじめ地盤中に深度 1~3 cm 間隔で水平方向に設置した色砂層を土圧計設置位置断面において切り出すことにより地中鉛直変位を測定した。この作業は、遠心実験終了後、重力場 (1 G 場) で行うことになり、模型地盤にはリバウンドが生じることになるが、全体の変位傾向を把握して変形メカニズムを検討するために大きな支障にはならないと考えた。

実験ケースは全 7 ケースであり、実験条件は表-2 に示すように、トンネル形状と土被り比をパラメータとした。

3. 実験結果

(1) 作用土圧

シールド機模型の移動量が約半分の時点からセグメント模型に設置した土圧計に地盤が接し作用土圧が計測できるようになる。土圧計の測定値は、シールド機模型の移動とともに増加し、150 mm の移動終了後は一定値を示した⁵⁾。また、トンネルに設置した間隙水圧計の測定結果は、設置位置に対応した静水圧値を示し、シールド機模型の移動による変化が無かった。そこで、シールド機模型の移動終了時の土圧計測定値からその位置での理論静水圧値を差し引いて有効応力表示の土圧を求めた。表-3 及び図-2 に示すように横 3 連及び縦 2 連ともに、クラウン部に土圧が集中しており、一方、インバート部にはほとんど土圧が作用していないことがわかる。また、トンネル側方においては、土被り高さから求まる鉛直土

表-3 土圧測定結果

(1) 横3連：クラウン部

CASE	土被り比	土被り圧 (MPa)	クラウン部の土圧測定値 (MPa)				ゆるみ高さ (mm)	ゆるみ高さ比
			EP8	EP1	EP2	平均		
1	0.1	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	6	0.05
2	1.0	0.16	0.18	0.20	0.19	0.19	139	1.22
3	2.5	0.39	0.19	0.21	0.19	0.20	143	1.26

(2) 縦2連：クラウン部

CASE	土被り比	土被り圧 (MPa)	クラウン部の土圧測定値 (MPa)	ゆるみ高さ (mm)	ゆるみ高さ比
			EP1		
4	0.3	0.02	0.10	8	0.16
5	1.5	0.10	1.41	101	2.10
6	3.0	0.20	1.76	125	2.60
7	5.0	0.33	1.63	117	2.44

(3) 横3連：側方部

CASE	側方部の土圧測定値 (MPa)		測定深さの鉛直土圧計算値 (MPa)	静止土圧計算値 (MPa)
	EP3	EP7		
1	0.02	-	0.05	0.01
2	-	0.03	0.19	0.06
3	0.05	0.04	0.43	0.13

(4) 縦2連：側方部

CASE	側方部の土圧測定値 (MPa)						測定深さの鉛直土圧計算値 (MPa)※	静止土圧計算値 (MPa)
	EP3	EP4	EP5	EP9	EP10	EP11		
4	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.07	0.02
5	0.01	0.01	0.02	0.03	0.00	0.01	0.15	0.05
6	0.03	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.26	0.08
7	0.02	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02	0.38	0.12

※ EP4, 10 の測定位置における鉛直土圧を示す

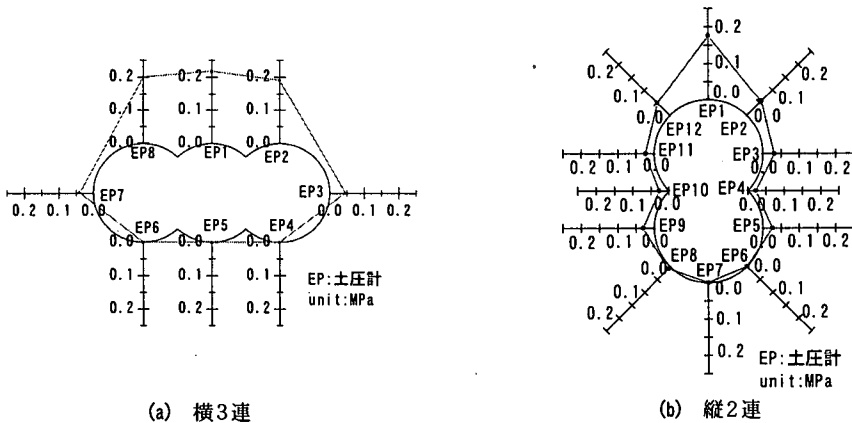
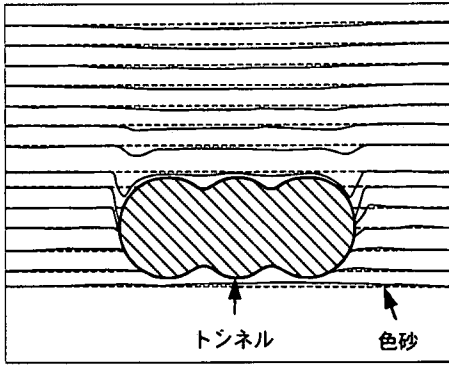


図-2 作用土圧分布

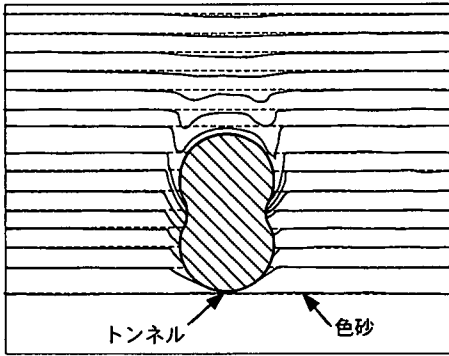
圧に Jaky の式¹³⁾により求めた静止土圧係数 0.30 を乗じて求まる静止土圧よりも小さくなっていることから、主働側の土圧が作用することがわかる。

(2) 周辺地盤挙動

トンネル近傍の地盤挙動計測結果を図-3 に示す。この図から、いずれのトンネル形状においても、トンネル直上の沈下量はテールボイド量と同程度の約 3mm であ



(a) 横3連(CASE3)



(b) 縦2連(CASE6)

図-3 トンネル近傍における周辺地盤挙動

るが、トンネル側方の沈下量はトンネル直上よりも大きくなっている部分があることがわかる。そして、トンネル上方では地表に近づくに従い、トンネル直上が最大変位となる沈下形状へと変化していることがわかる。

4. 作用土圧についての考察

(1) 提案式の概要

a) 作用土圧評価式の提案

図-3 に示した周辺地盤挙動の測定結果を参考にして、複円形における地盤の変形メカニズムを図-4, 5 に示すように考えた。すなわち、トンネル近傍の変形領域を三つに分け、トンネル直上の地盤に追従するように変形する領域を一次領域、トンネル側方における一次領域よりも大きく変形する領域を二次領域、さらに、これらの領域よりも地表側の変形領域を三次領域と定義した。

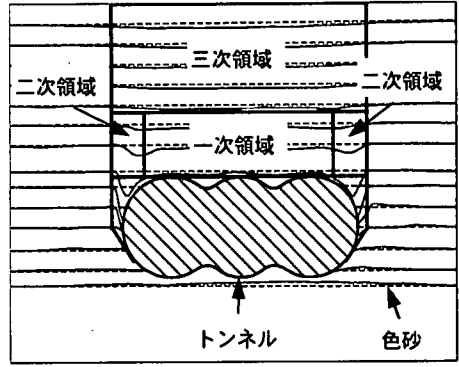
そして最初に上記仮定に基づいて三次領域内の土圧 p_{v3} を以下のように算出した。

図-6 に示す土塊の釣り合いから式(1)を求めた。

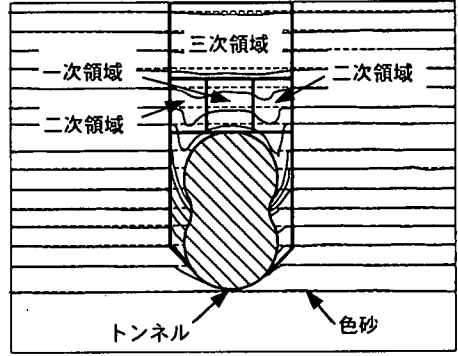
$$\gamma B_3 dz_3 = B_3 dp_{v3} + 2\tau_3 dz_3 \quad (1)$$

ただし、

γ : 単位体積重量(N/m³)



(a) 横3連(CASE3)



(b) 縦2連(CASE6)

図-4 想定した地盤の変形領域

B_3 : 三次領域幅(m)

τ_3 : 三次領域の鉛直せん断面に作用するせん断応力(Pa)

z_3 : 地表から土塊までの距離(m)

ここで、 τ_3 はクーロンの式より式(2)のように表されることから式(3)を導き出した。

$$\tau_3 = K_3 p_{v3} \tan \phi + c \quad (2)$$

$$\gamma B_3 dz_3 = B_3 dp_{v3} + 2cdz_3 + 2K_3 p_{v3} \tan \phi dz_3 \quad (3)$$

ただし、

K_3 : 三次領域の鉛直せん断面における側圧係数

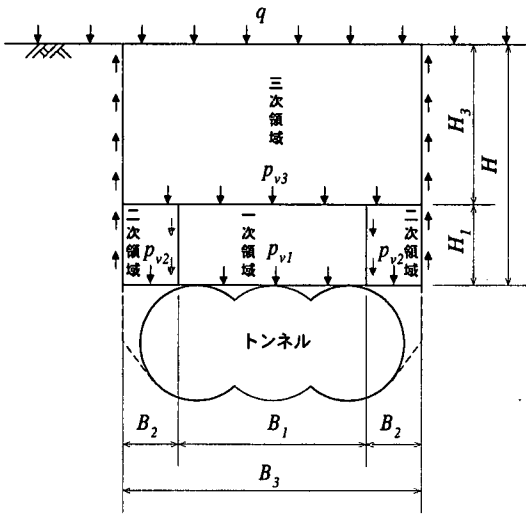
ϕ : 内部摩擦角(rad)

c : 粘着力(Pa)

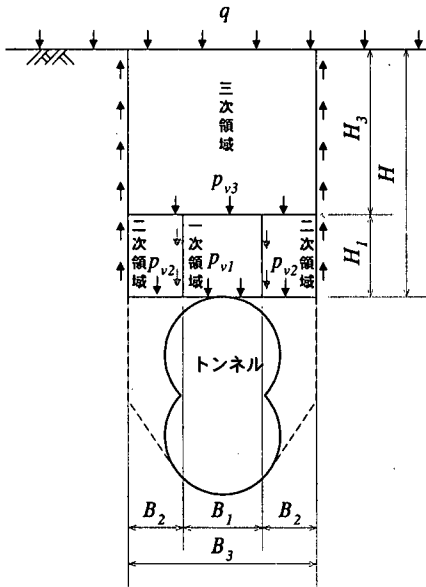
式(3)を整理し、土塊の釣り合い方程式(4)を得た。

$$\frac{dp_{v3}}{dz_3} = \gamma - \frac{2c}{B_3} - 2K_3 p_{v3} \frac{\tan \phi}{B_3} \quad (4)$$

境界条件として $z_3=0$ の時 $p_{v3} = q$ (: 上載荷重(Pa))を用いて、この一階線形微分方程式を解き土圧 p_{v3} の算定式(5)を得た。



(a) 横3連



(b) 縦2連

図-5 想定した地盤の変形メカニズム

$$p_{v3} = \frac{B_3(\gamma - 2c/B_3)}{2K_3 \tan \phi} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_3 \tan \phi \frac{z_3}{B_3}\right) \right\} + q \exp\left(-2K_3 \tan \phi \frac{z_3}{B_3}\right) \quad (5)$$

同様に、二次領域内の土塊の釣り合い方程式は図-7から式(6)のように表せる。

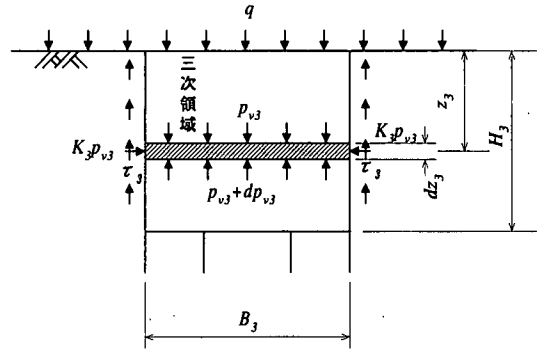


図-6 三次領域内における土塊の釣り合い

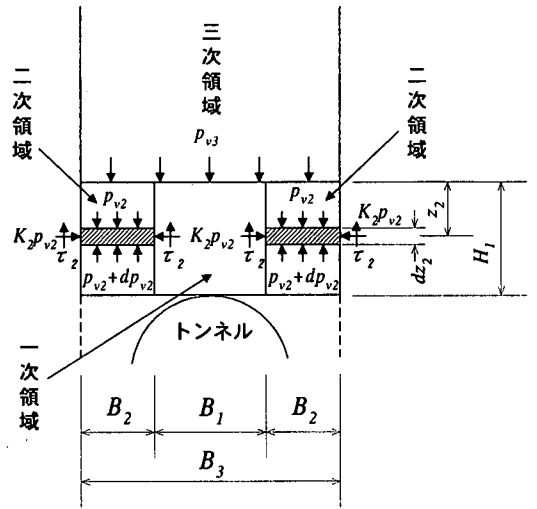


図-7 二次領域内における土塊の釣り合い

$$\begin{aligned} \frac{dp_{v2}}{dz_2} &= \gamma - \frac{2}{B_2} \tau_2 \\ &= \gamma - \frac{2c}{B_2} - 2K_2 p_{v2} \frac{\tan \phi}{B_2} \end{aligned} \quad (6)$$

ただし、

p_{v2} : 二次領域内の土圧(Pa)

B_2 : 二次領域幅(m)

τ_2 : 二次領域の鉛直せん断面に作用するせん断応力
($=K_2 p_{v2} \tan \phi + c$, Pa)

z_2 : 二次領域上端から土塊までの距離(m)

K_2 : 二次領域の鉛直せん断面における側圧係数

境界条件として $z_2 = 0$ の時 $p_{v2} = p_{v3}$ を用いて、この方程式を解き土圧 p_{v2} の算定式(7)を得た。

$$p_{v2} = \frac{B_2(\gamma - 2c/B_2)}{2K_2 \tan \phi} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_2 \tan \phi \frac{z_2}{B_2}\right) \right\} + p_{v3} \exp\left(-2K_2 \tan \phi \frac{z_2}{B_2}\right) \quad (7)$$

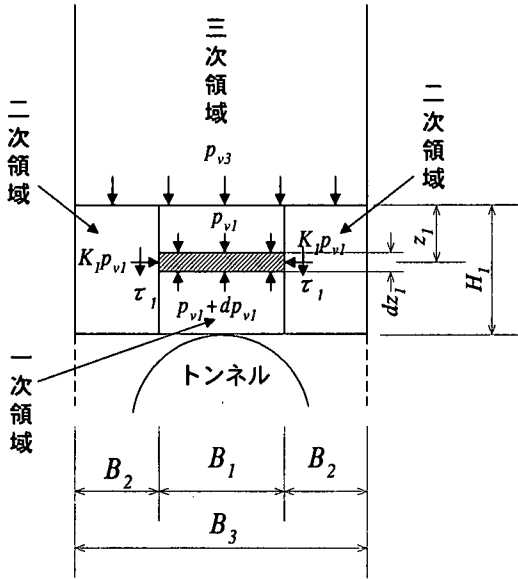


図-8 一次領域内における土塊の釣り合い

さらに一次領域の土圧 p_{v1} を以下のように算出した。
 まず図-8 に示す土塊の釣り合いから式(8)を求めた。

$$r B_1 dz_1 = B_1 dp_{v1} - 2\tau_1 dz_1 \quad (8)$$

ただし、

B_1 : 一次領域幅(m)

τ_1 : 一次領域の鉛直せん断面に作用するせん断応力
 (図-8 の向きを正とする, $=K_1 p_{v1} \tan \phi + c, Pa$)

z_1 : 一次領域上端から土塊までの距離(m)

ここで、 $\tau_1 = \tau_2$ であるから、式(9)のように表現でき、式(10)を導き出した。

$$K_1 p_{v1} \tan \phi + c = K_2 p_{v2} \tan \phi + c \quad (9)$$

$$\frac{dp_{v1}}{dz_1} = \gamma + \frac{2c}{B_1} + 2K_2 p_{v2} \frac{\tan \phi}{B_1} \quad (10)$$

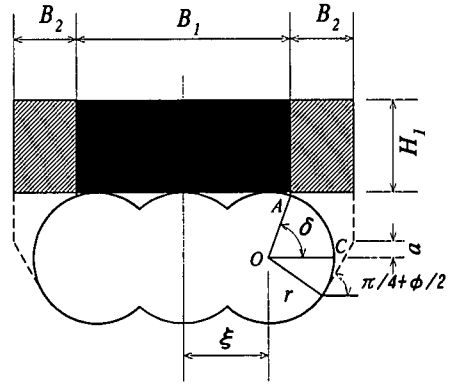
ただし、

K_2 : 一次領域の鉛直せん断面における側圧係数

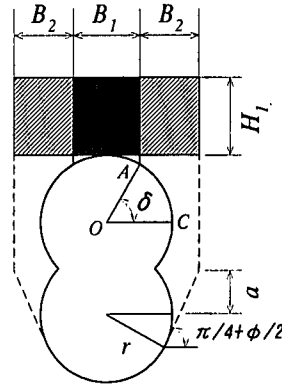
境界条件として $z_1 = 0$ の時 $p_{v1} = p_{v3}$ を用いて、この方程式を解き土圧 p_{v1} の算定式(11)を得た。

$$p_{v1} = \left(\gamma + \frac{2c}{B_1} \right) z_1 + \frac{2K_2 \tan \phi}{B_1} \int_0^{z_1} p_{v2} dz + p_{v3} \quad (11)a$$

$$\int_0^{z_1} p_{v2} dz = \frac{B_2}{2K_2 \tan \phi} \cdot \left[(\gamma - 2c/B_2) z_1 + \frac{B_3(\gamma - 2c/B_3)}{2K_2 \tan \phi} \cdot \left\{ \exp\left(-2K_2 \tan \phi \frac{z_1}{B_2}\right) - 1 \right\} + p_{v3} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_2 \tan \phi \frac{z_1}{B_2}\right) \right\} \right] \quad (11)b$$



(a) 横3連



■ 一次領域
 ▨ 二次領域

(b) 縦2連

図-9 変形領域の形状パラメータ

最後に式(5), (11)で図-5 に示したパラメータと Terzaghi の落し戸の研究から仮定した側方土圧係数を用いて複円形の作用土圧 p_v 評価の提案式(13)を求めた。

$$K_2 = K_3 = K_0 (= 1.0) \quad (12)$$

$$p_v = p_{v1, \dots, H_1} = \left(\gamma + \frac{2c}{B_1} \right) H_1 + \frac{2K_0 \tan \phi}{B_1} \int_0^{H_1} p_{v2} dz + p_{v3, \dots, H_1} \quad (13)a$$

$$\int_0^{H_1} p_{v2} dz = \frac{B_2}{2K_0 \tan \phi} \cdot \left[(\gamma - 2c/B_2) H_1 + \frac{B_3(\gamma - 2c/B_3)}{2K_0 \tan \phi} \cdot \left\{ \exp\left(-2K_0 \tan \phi \frac{H_1}{B_2}\right) - 1 \right\} + p_{v3} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_0 \tan \phi \frac{H_1}{B_2}\right) \right\} \right] \quad (13)b$$

表-4 パラメータの設定

パラメータ	設定値
δ (°)	67.05 ($=\pi/4+\phi/2$)
α	0.5
β	1.5

表-5 変形領域のパラメータ計算結果

パラメータ	横3連			縦2連			
	計算結果	実験結果		計算結果	実験結果		
		CASE2	CASE3		CASE5	CASE6	CASE7
B_1	8.5	6.8	7.7	1.9	1.8	1.9	1.9
B_2	2.2	2.9	2.3	2.2	2.0	2.1	2.1
B_3	12.8	12.6	12.4	6.2	5.8	6.0	6.0
H_1	3.3	3.3	3.3	3.3	3.2	3.7	3.7

(unit:cm)

$$p_{v3} = \frac{B_3(\gamma - 2c/B_3)}{2K_0 \tan \phi} \left\{ 1 - \exp\left(-2K_0 \tan \phi \frac{H_3}{B_3}\right) \right\} + q \exp\left(-2K_0 \tan \phi \frac{H_3}{B_3}\right) \quad (13)c$$

ただし、

K_0 : Terzaghi の側圧係数

H_1 : 一次、二次領域の高さ(m)

H_3 : 三次領域の高さ(m)

b) 変形領域パラメータの決定

前述の一次、二次、三次領域の形状を表すパラメータ B_1, B_2, H_1 をトンネル形状及び地盤条件などから一意的に求められるようにするために、図-9 に示すように、パラメータ δ, α, β を導入して B_1, B_2, H_1 を表すことにした。

すなわち

① B_1 の鉛直境界線とトンネルが交わる点Aと、構成円の中心Oと、トンネルの構成円の中心を通る水平線とトンネルとの交点Cとで作られる角度 $\angle AOC$ を δ とする。

② B_2 の外側の鉛直境界線はトンネル構成円に接して立ち上がる主動崩壊線が構成円中心よりも a だけ上に伸びたところで交わることをとする。このとき a は $a = \alpha \cdot r$ とする。

③ H_1 と B_2 の比を β とする。

④ このように δ, α, β を定義すると、任意のトンネル形状に対して、パラメータ B_1, B_2, B_3, H_1 は次式のように表すことができる。

$$B_1 = 2\{r \cos \delta + \xi\} \quad (14)$$

$$B_2 = r \sin(\pi/4 + \phi/2) + \{a + r \cos(\pi/4 + \phi/2)\} \cot(\pi/4 + \phi/2) - r \cos \delta \quad (15)$$

$$B_3 = 2\{r \sin(\pi/4 + \phi/2) + \{a + r \cos(\pi/4 + \phi/2)\} \cot(\pi/4 + \phi/2)\} \quad (16)$$

$$H_1 = \beta B_2 \quad (17)$$

実施した実験のうち地中変位を計測した5ケースにつ

いて、 B_1, B_2, H_1 を実測した。そして、この実測結果になるべく近い値を与えるように δ, α, β を表-4 に示すように設定した。表-4 の値を用いて、 B_1, B_2, B_3, H_1 を算出した結果を表-5 に、実験結果と併せて示す。若干の誤差はあるものの δ, α, β を用いることにより計算により B_1, B_2, B_3, H_1 を求めることが出来た。

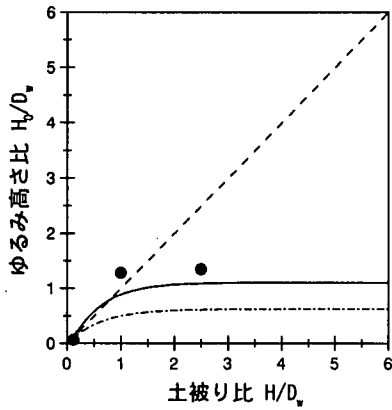
(2) 実験結果との比較

提案した作用土圧評価式による計算結果を、表-2 に示した実験結果並びに拡張した Terzaghi のゆるみ土圧と併せて図-10 に示す。なお、同図においては、土圧値を γ で除してゆるみ高さとし、さらに、トンネル幅で除してゆるみ高さ比として比較した。なお、図中の拡張した Terzaghi のゆるみ土圧は付録の式(20), (21)を用いて算出した。

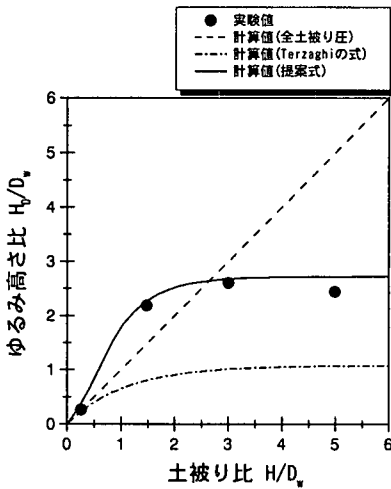
実験結果から、作用土圧は縦2連では $H/D_w = 1.5$ 、横3連では $H/D_w = 1.0$ の場合、全土被り圧よりも大きな値となることがわかる。そして、土被り比がそれよりも大きくなると、作用土圧は横3連では $H_1/D_w \approx 1.3$ 、縦2連では $H_1/D_w \approx 2.5$ 程度となることがわかる。

次に計算値と実験値を比較すると、提案式は土被り比が小さいときに全土被り圧を超えることや、土被り比が大きいときのゆるみ土圧値を非常に精度良く表現できていることがわかる。一方、拡張した Terzaghi のゆるみ土圧は全体的に実験結果より小さめに評価していることがわかる。これは、拡張した Terzaghi のゆるみ土圧では想定している土の移動領域がひとつであるのに対し、遠心実験結果ではトンネル側方のテールボイドへの土の移動により3つの土の移動領域が生じていることによるものと考えられる。

実際のシールド施工に際してはテールボイド部には裏込注入材が充填されるが、裏込注入材中への地山土砂の落ち込みやテールボイド発生と裏込注入材充填との施工タイミングのずれなどを無くすことは難しいので、今回の実験で観察されたような三つの土の移動領域が生じることが十分考えられる。従って、実物においては、筆者らの提案式と拡張した Terzaghi のゆるみ土圧との間の土圧が作用するものと考えられ、どちらの値に近いかは、



(a) 横3連



(b) 縦2連

図-10 土被り比とゆるみ高さ比の関係

施工条件によって決まるものと言えよう。そして、場合によっては、今回の実験結果に見られるような全土被り圧を超える土圧が作用することがありうると言える。

なお、今回は実験で確認しなかったが、単円の場合でも同様の考えが適用できると言える。

これらのことから、トンネル形状並びにトンネル周囲の地盤の変形を考慮した地盤の変形メカニズムを想定することによって、複円形の作用土圧を評価することが可能であると考えられる。

5. まとめ

テールボイド発生を模擬した遠心模型実験を行い、作用土圧及びトンネル周辺地盤の変形を測定した。その結果をもとに、複円形シールドトンネルの作用土圧について検討した結果を以下に示す。

(1) 遠心模型実験結果から、テールボイド発生に伴い

クラウン部への土圧の集中が観測され、縦2連では $H/D_w = 1.5$ 、横3連では $H/D_w = 1.0$ の場合、全土被り圧よりも大きな値となった。そして、土被り比が上記よりも大きくなると作用土圧は横3連では $H/D_w = 1.3$ 、縦2連では $H/D_w = 2.5$ 程度の一定値となることがわかった。

- (2) 遠心模型実験結果からトンネル側方のテールボイドへの土の移動により三つの土の移動領域が観察され、この結果をもとに、三つの移動領域の釣合を考えた評価式を提案した。この提案式から求めた土圧は、実験で計測された土圧とほぼ一致し、提案式の妥当性が確認できた。ただし、式に含まれるパラメータの決定法に関しては、今後詳細に検討する必要があると考えている。
- (3) 拡張した Terzaghi のゆるみ土圧は全体的に実験結果より小さめに評価した。これは、拡張した Terzaghi のゆるみ土圧では想定している土の移動領域がひとつであることによるものと考えられる。
- (4) 実際のシールド施工に際しては、テールボイド部に充填される裏込注入材の効果の大小によって、筆者らの提案式と拡張した Terzaghi のゆるみ土圧との間の土圧が作用するものと考えられ、どちらの値に近いかは、施工条件によって決まるものと言える。従って、実施工時の裏込注入の影響度を的確に評価することも今後の課題のひとつと考えている。

付録

Terzaghi の式の拡張

トンネル標準示方書に定める Terzaghi の式による覆工作用土圧評価法を複円形断面に適用するために、次のように式の拡張を行った。

まず、縦2連、及び横3連におけるゆるみ幅 B_{T1} 、 B_{T2} をそれぞれ付録図-1 に示すように定義した。 B_{T1} 、 B_{T2} の算定式を式(18)、(19)に示す。

$$B_{T1} = \left\{ D_h - r + \frac{r}{\cos(\pi/4 + \phi/2)} \right\} \cot(\pi/4 + \phi/2) \\ = r \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) + (D_h - r) \cot(\pi/4 + \phi/2) \quad (18)$$

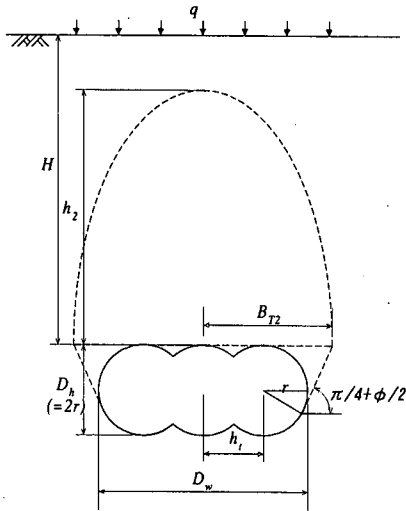
$$B_{T2} = r \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) + h_t \quad (19)$$

ここで、 B_{T1} : 縦2連のゆるみ幅(m)

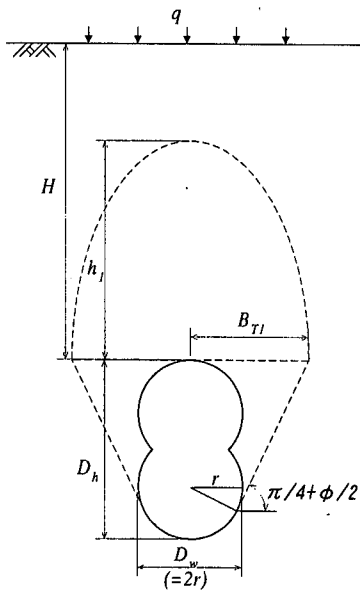
B_{T2} : 横3連のゆるみ幅(m)

D_h : 縦2連の高さ(m)

h_t : 横3連の離隔(m)



(a) 横3連



(b) 縦2連

付録図-1 Terzaghi の式によるゆるみ土圧

r : 構成する円の半径(m)

ϕ : 土の内部摩擦角(rad)

次に, Terzaghi の式の B を B_{T1} , B_{T2} に置き換え, 複円形の覆工作用土圧評価式(20), (21)を導き出した.

$$h_1 = \frac{B_{T1}(1-c/B_{T1}r)}{K_0 \tan \phi} \{1 - \exp(-K_0 \tan \phi H / B_{T1})\} + \frac{q}{\gamma} \exp(-K_0 \tan \phi H / B_{T1}) \quad (20)$$

$$h_2 = \frac{B_{T2}(1-c/B_{T2}r)}{K_0 \tan \phi} \{1 - \exp(-K_0 \tan \phi H / B_{T2})\} + \frac{q}{\gamma} \exp(-K_0 \tan \phi H / B_{T2}) \quad (21)$$

ここで, h_1 : 縦2連のゆるみ高さ(m)

h_2 : 横3連のゆるみ高さ(m)

H : 土被り(m)

参考文献

- 1) 例えば, 村山朔郎, 松岡 元: 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集第 187 号, pp.95-108, 1971.
- 2) 土木学会, トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, pp.42-44, 1996.
- 3) 鉄道総合技術研究所, 鉄道構造物等設計標準・同解説シールドトンネル, pp.48-55, 1997.
- 4) 杉原靖彦, 五十嵐寛昌, 藤崎勝利: 3連シールドトンネルの土圧評価に関する遠心模型実験, 土木学会第 50 回 年次学術講演会, pp.1254-1255, 1995.
- 5) 杉原靖彦, 五十嵐寛昌, 藤崎勝利: 遠心模型実験による 3連シールドトンネルの土圧評価, 鹿島技術研究所年報 第 43 号, pp.191-196, 1995.
- 6) 杉原靖彦, 五十嵐寛昌, 笹倉剛: 縦2連シールドトンネルの作用土圧評価に関する遠心模型実験, 土木学会第 52 回 年次学術講演会, pp.202-203, 1997.
- 7) 杉原靖彦, 五十嵐寛昌: 遠心模型実験による複円形シールドトンネルの土圧評価, 鹿島技術研究所年報 第 45 号, pp.127-132, 1997.
- 8) 杉原靖彦, 五十嵐寛昌: 複円形シールドトンネルに作用する土圧に関する研究—遠心模型実験による検討—, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.1951-1952, 1998.
- 9) 五十嵐寛昌, 高崎肇, 植林俊光, 広野進, 中尾努: 3連 MF シールドの裏込め注入材充填管理方法の開発, 土木学会第 50 回 年次学術講演会, pp.490-491, 1995.
- 10) 杉原靖彦, 笹倉剛, 菅原俊幸: 遠心模型実験による非線形弾性解析手法の適用性の検討, 土木学会第 48 回 年次学術講演会, pp.142-143, 1993.
- 11) 大塚正博, 山崎剛, 日下部治: 軟弱粘性土中シールド施工時における裏込め注入の有無によるトンネル直上地盤変位の差異, 土木学会論文集, No. 624/III-47, pp.51-64, 1999.6.
- 12) 森麟, 赤木寛一: シールド工事に伴う軟弱粘性土の乱れに基づく圧密沈下, トンネルと地下, 第 11 巻, 8 号, pp.15-19, 1980.
- 13) Jaky, J.: Tarajmechanika, *J. Hungarian Arch. and Eng.*, Budapest, pp.355-358, 1944.

(1998. 10. 15 受付)

A NEW EVALUATION METHOD OF EARTH PRESSURE ON MULTI-CIRCULAR FACE SHIELD TUNNEL BASED ON CENTRIFUGE MODEL TESTS

Hiromasa IGARASHI and Yasuhiko SUGIHARA

The multi-circular face shield tunneling method is a method which makes it possible to construct various shapes of section. In this method, several cutter faces are horizontally or vertically combined to construct double, triple or more circular sections. Therefore, the necessary section could be efficiently assured in the over densely occupied underground space of cities, and the construction term could be shortened with the amount of the excavated earth being reduced. Because of the complicated shape of section, however, for the design of segment lining, it is necessary to verify the applicability of conventional earth pressure evaluation method (for total earth pressure, loosen earth pressure of Terzaghi), which has been adopted for the single circular section. In this study, the earth pressures on a horizontal triple circular tunnel and a vertical double one were investigated through centrifuge model tests, and a new evaluation method of earth pressure on segment lining was proposed based on the behavior of surrounding ground during the shield driving.