

異形断面シールドトンネルの 覆工設計と地盤計測解析

猪熊 明¹・大山 耕二²・伊野 敏美³・藤井 義文⁴

¹ 正会員 工博 建設省 土木研究所 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

² 建設省 中部地方建設局 (〒467-0833 名古屋市瑞穂区鍵田町2-30)

³ 大成建設株式会社 技術本部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1)

⁴ 正会員 株式会社竹中土木 技術本部 (〒104-8234 東京都中央区銀座8-21-1)

本論文は、官民境界と基礎杭によりトンネル幅方向に制約を受けることから採用した異形断面シールドの覆工の設計の考え方、現場計測結果および周辺地盤への影響に対する予測解析法について報告する。現場計測では、作用荷重や周辺地盤の変形などに興味ある結果が得られるとともに、設計についても今後円形トンネルも含め、シールド工事を行う上での貴重な知見が得られた。

Key Words : *non-circular section shield tunnel, design of segment, field observation, ground displacement, finite element method*

1. はじめに

最近、シールドは輻輳する地下構造物等の制約を受けて、円形以外の断面を採用する場合が増えてきた。今まで、多円形¹⁾、楕円形²⁾、矩形³⁾などの断面のシールドが施工されている。しかしながら、これらの形状のトンネルに作用する荷重や周辺地盤に及ぼす影響など不明な点も多く、安全側の設計をせざるを得ない状況にある。

建設省中部地方建設局の国道302号小田井山田共同溝工事では、官民境界と高速道路高架橋基礎杭によりトンネル幅方向に制約を受けることから、トンネルを円形断面の両側部を直線にした縦長断面形状とした。また、シールド機は、この断面形状の掘削が可能で砂礫地盤においても施工ができる工法として、建設省の総合技術開発プロジェクトの中で民間と共同開発した異形断面シールド工法を採用した。

当該工事では現場計測を実施し、今後の設計に必要な作用荷重の設定方法および周辺地盤の変形予測手法について検討した。本件の計測や解析で特筆すべきことは、トンネル形状が縦長のため側方土圧や

側方変位に顕著な特徴が現れたこと、計測値を説明するために行ったシミュレーション解析の種々の定数について考察ができたことである。特に、裏込め注入の施工で側方変位を小さくすることにより、鉛直および水平土圧が従来と異なる概念になることがわかった。また、地盤変位を説明するための解析手法を提案し、2ヶ所の断面で検証することができた。

2. 工事概要

(1) 断面形状

当該工事は、電力、電話、上水道を収容する延長526mの共同溝で、断面形状を図-1に示す。通常、トンネルの断面形状は建築限界を覆う円形とするが、当該工区内には基礎杭と官民境界との間隔が7.72mしかない場所があり、そのため、杭や周辺地盤への影響を最小限にし、しかも設備の建築限界に支障ない形状として、高さ7.65m、幅5.10mの長方形に近い断面形状を採用した。

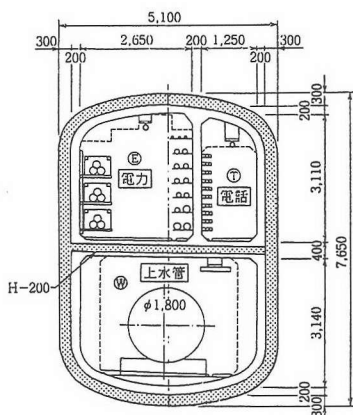
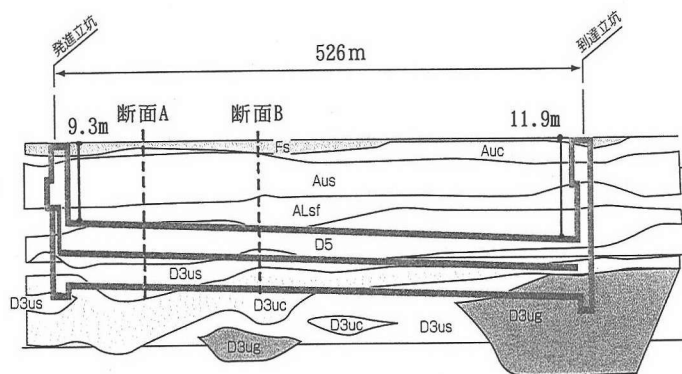


図-1 トンネル断面図



D5:鳥居松礫層 D3us:熱田砂層

図-2 トンネル縦断地質図 (図中の記号の詳細は表-3参照)

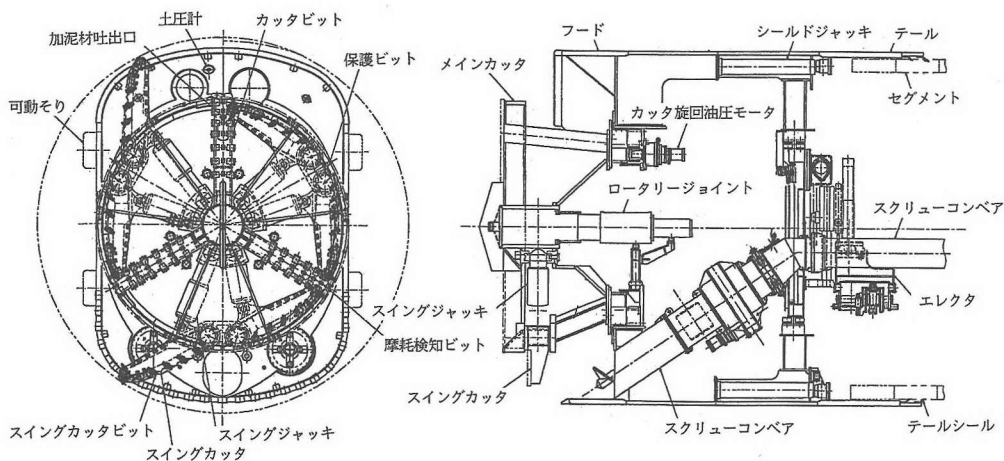


図-3 シールド断面図

(2)地盤構成

当該工事区間の地質縦断図と線形を図-2に示す。シールド工事は一定の下り勾配0.45%で施工され、施工区間には庄内川の氾濫によって形成されたN=8-13程度の沖積砂層(Aus)とN=21-50程度の鳥居松礫層(D5)および熱田層(D3us)と呼ばれる砂礫層が堆積している。土被りは発進立坑で9.3m、到達立坑で11.9mである。鳥居松礫層は、厚さ3~6m、最大礫径300mm、礫率80%でほぼ全線において切羽に出現する。発進立坑から90mの断面Aと205mの断面Bの2ヶ所で現場計測を行った。

(3)シールドおよびセグメント

シールドは泥土圧式とした。断面を図-3に示す。縦長断面を掘削する本シールドの特徴は、先行して掘削する円形のメインカッタと円形カッタ背面に円形以外の部分を掘削するスイグカッタを装備していることである。スイグカッタは、左右回転用そ

れぞれ3本ずつ配置され、円形カッタの回転に合わせて油圧ジャッキのストロークを調整することにより、図-4に示す軌跡図のように制御して円形以外の部分を掘削する。

また、ローリング対策として、33本のシールドジャッキのうち29本を±1.3° 偏向可能な構造にするとともに、本体には4本の可動そりを装備した。

エレクタは把持部を首振り機構にすることにより、各セグメントの旋回や組立てを容易にした。テールクリアランスは、上下30mm、左右40mmとしテールプレートは厚さ120mmの鋼板とした。

セグメントの全体図を図-5に示す。セグメントは、桁高300mm、長さ1000mmのRC構造とし、継手はM27ボルトを2段配置した。共同溝の上下の施設を分ける床版の位置には、本体利用する200mm×200mmのH鋼を1リングあたり2本配置した。

表-2 計測項目

設置場所	計測項目
周辺地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・地表面沈下 ・層別沈下 ・水平変位 ・地下水位
セグメント	<ul style="list-style-type: none"> ・土圧 ・間隙水圧 ・鉄筋ひずみ ・コンクリートひずみ ・H鋼ひずみ ・継手目開き

土被りはそれぞれ 9.7mと10.1m, 地下水位はGL -2.8mとGL-1.7mであった。

各セグメントに取り付けた土圧計は、受圧面の大きさが600mm×400mm, 厚さが1.5mmの2枚の鉄板の間に厚さ2mmで密封された油圧を測定し土圧に変換した。間隙水圧計は、裏込め注入後水圧が直接作用するようグラウトホールから削孔機で厚さ160mmの裏込め材を削孔し、水圧が直接作用する状態にしてからグラウトホール内に設置した。また、内外の鉄筋ひずみの差から曲げモーメント, H鋼上下フランジひずみの平均値からH鋼軸力を求めた。

b) 土水圧とひずみの計測結果

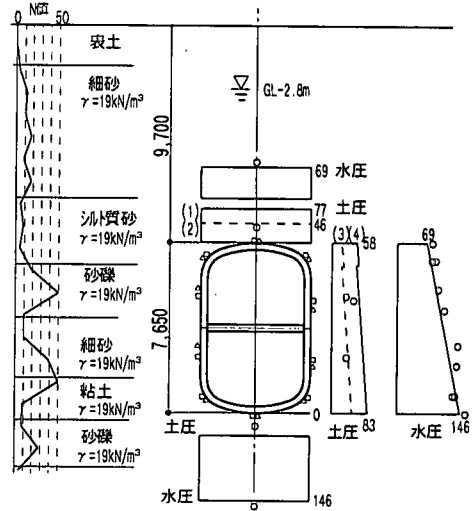
土圧, 水圧の計測結果を図-7中の□, △で示す。この計測された土水圧をはり～ばねモデルに入力して計算されるH鋼の軸力は、断面Aで415kN, 断面Bで479kNであり, H鋼ひずみの計測値から計算される軸力はそれぞれ486kNおよび492kNと両者がほぼ一致していることから, 土圧, 水圧の計測結果は信頼性の高いものと考えられた。

計測された鉄筋ひずみから計算される曲げモーメントの計測値を図-8に示す。鉄筋ひずみから曲げモーメントを計算するにあたってのコンクリートと鉄筋の応力分担比nは, リング載荷実験の結果⁵⁾にもとづきn=1/10とした。図には計測された土水圧をはり～ばねモデルに入力して得られる計算値を併せて示した。図より, 頂部隅角部の一部を除き, 計測値は計算値よりも小さくなった。隅角部において, 比較的大きな曲げモーメントが発生したのは, 隅角部の桁高/曲率半径が1/4程度と小さく, 曲がり梁の影響がでたものと考えられる。なお, 鉄筋応力の最大値は隅角部で100N/mm²と許容値の半分程度であり, 応力的には安全であることが確認された。

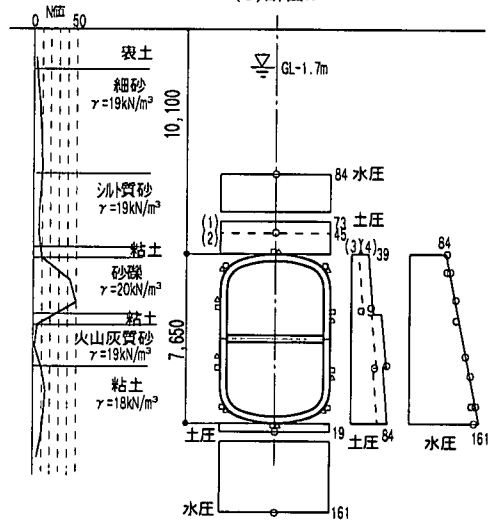
(3) 評価

a) トンネルに作用する土水圧

頂部の有効土圧は, 断面Aで35kPa, 断面Bで48kPaとなり, それぞれの全土被り圧112kPa, 106kPa



(1)断面A



(2)断面B (数字の単位:kPa)

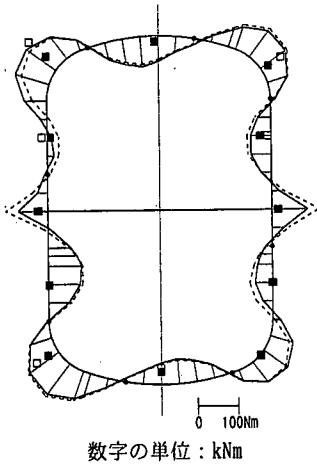
- : 計測値
- : 土圧計測位置
- △: 水圧計測位置
- 実線/点線: 計算値
- 実線(1): 式(2)による緩み幅を用いた緩み土圧
- 点線(2): 緩み幅を掘削幅とした時の緩み土圧
- 実線(3): 全土被り圧に対する側方土圧
- 点線(4): 緩み土圧に対する側方土圧

図-7 作用土水圧の計測値と計算値

より小さい緩み土圧が計測された。そこで, テルツアギの式(1)(2)から緩み土圧を計算した⁶⁾。

$$\sigma = \frac{B_1 (\gamma - c/B_1)}{K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi H/B_1}) \quad (1)$$

$$B_1 = B_0 + H_0 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2)$$



数字の単位: kNm

実線:断面Aの計算値 点線:断面Bの計算値
 ■:断面Aの実測値 □:断面Bの実測値

図-8 曲げモーメントの計測値と計算値

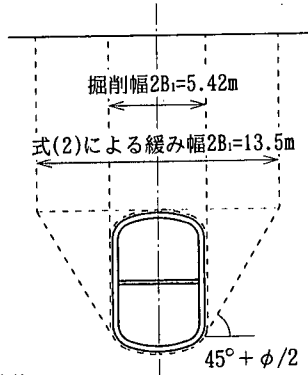
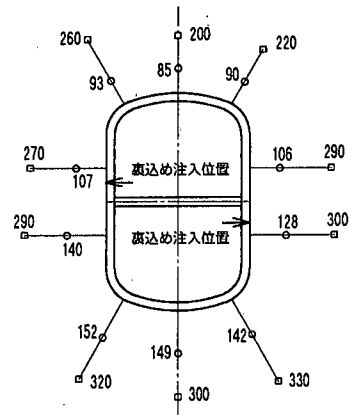


図-9 緩み幅



数字の単位: kPa

□:裏込め注入圧 ○:水圧

図-10 裏込め注入圧の最大値(断面Bの例)

ここに、K:実験定数=1, ϕ :土の内部摩擦角, γ :土の単位体積重量, c:土の粘着力, B:緩み幅, H:土被り, B_0 :トンネル幅の1/2, H_0 :トンネル高さに相当する値である。

内部摩擦角は、トンネル上部地盤の平均N値より式(3)を用い¹⁰⁾、断面Aで $\phi=27^\circ$ 、断面Bで $\phi=26^\circ$ とした。

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \quad (3)$$

また、緩み土圧は緩み幅を図-9に示す式(2)の考えにもとづき $2B_2=13.5\text{m}$ とした場合と掘削幅である $2B_1=5.42\text{m}$ とした2ケースについて計算した。

図-7には緩み幅を式(2)による値とした土圧を実線(1)(断面A:77kPa,断面B:73kPa)、掘削幅とした土圧を点線(2)(断面A:46kPa,断面B:45kPa)で示した。これに対し、計測された鉛直土圧は断面Aで35kPa,断面Bで48kPaとなり、計算値と比較すると緩み幅をトンネル掘削幅とした値に近いと考えられた。これは、後述する裏込め注入をトンネル側方から注入し側方変位を小さくしたことが、結果としてゆるみ幅および緩み土圧を小さくしたものと考えられる。なお、緩み土圧を地盤の単位体積重量および掘削幅で除した無次元値いわゆる緩み高さ比は0.8~1.1程度であった。

底部土圧の計算値は、頂部土圧と頂部水圧と自重の合計から底部水圧を引いた差として求められる。図-7の断面Aでは計測値は計算値ゼロに対してやや大きい値となったが、断面Bでは両者はほぼ一致した。

グラウトホールの間隙水圧計測から得られた図-10に示す水圧と地下水位との関係を図-7に示す。図

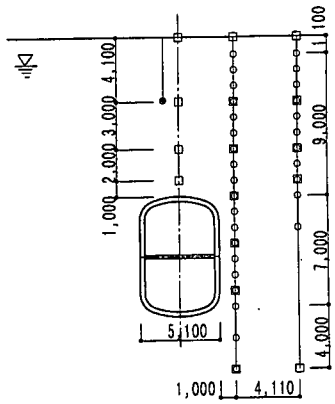
より両者はほぼ一致しており、底部土圧の計測結果と合せて、土水分離の設計法の妥当性を裏付ける結果が得られた。

水平土圧の計測値を図-7に示す。図には計算値として、示方書に準じて緩み土圧に対して側方土圧係数を乗じた値(図中の点線)と全土被り圧に対して乗じた値(実線)を示した。図より、断面Bの水平土圧は、全土被り圧に対して側方土圧係数を乗じた値に近い大きさが計測された。これは、トンネル周辺地盤全体が緩み領域にある場合、水平土圧は緩み土圧に主動土圧係数を乗じた大きさになるのに対し、裏込め注入が側方地盤の水平変位を抑制すると側方の緩み領域が小さくなり、水平土圧が静止土圧に近い値になるためと考えられる。

注入口で設計上水圧+200kPaとした裏込め注入材のセグメントの各計測点に作用する最大圧力の分布を図-10に示す。この値は、リアルタイムで計測された土圧計測値から裏込め注入施工時のピーク値を抽出したものである。裏込め注入圧は、概ねトンネル頂部で200kPa、底部で300kPaとなり、裏込め材硬化後計測した水圧より120~180kPa、切羽管理土圧より70~80kPa程度大きい値であった。

b) 今後の設計の考え方

設計に用いる作用土水圧として、今回の沖積砂層でも緩み土圧が計測されたことから、他の沖積砂層でも同じような地盤や土被り条件下であれば、土水分離としてテルツァギの式による緩み土圧を採用することができる。その際の緩み土圧は、本工事では式(1)の緩み幅を式(2)でなく掘削幅として計算した土圧に近い値が計測された。一方、水平土圧は、緩み土圧に側方土圧係数を乗じた値より大き



□: 沈下計
○: 水平変位

図-11 断面Bの計測例

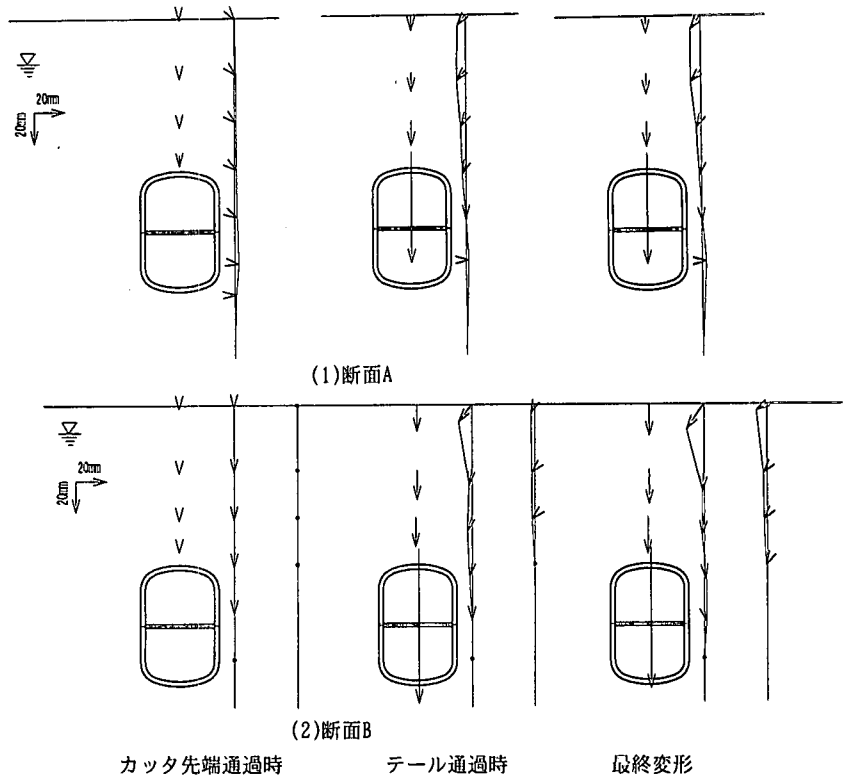
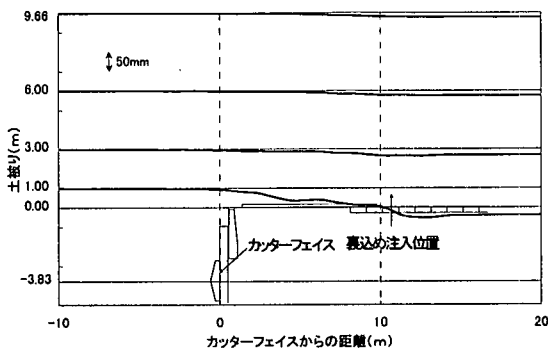
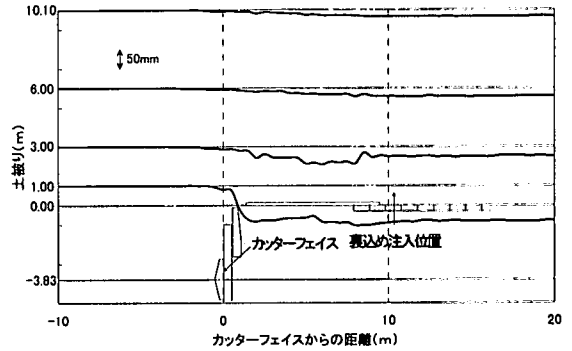


図-12 地盤変位計測結果



(1)断面A



(2)断面B

図-13 トンネル中心軸直上地盤の沈下分布

い、全土被り圧に対して乗じた値が計測された。これは側方へ裏込め注入することにより側方の地山の緩みが小さくなり、すなわち緩み領域の緩み幅が小さくなり、(1)式で計算される鉛直土圧も小さくなるためと考えられ、今後より合理的なトンネル設計の一助になると思われる。

裏込め注入圧を施工時の短期荷重として設計する場合、注入口での圧力を水圧+200kPaで管理すると、トンネル周囲の最大圧力として水圧+120~180kPa程度の圧力が作用することを考慮しておく。

断面力の計算は、今回の設計では剛性一様モデ

ルで行った。しかし、計測された曲げモーメントの値が小さく剛性一様モデルよりはりばねモデルに近い値であったことから、この設定が難しい剛性一様モデルよりは実際の構造に近いりばねモデルで設計する方がより合理的であるとする。

4. 地盤変形解析

(1)地盤変形計測

表-2に示した周辺地盤の各計測器の設置位置の例を図-11に示す。沈下計は地表面沈下を基準とし

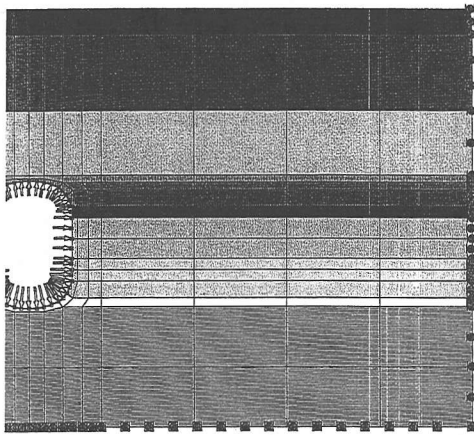


図-14 メッシュ図

表-4 地盤変形計測値と解析結果との比較

		土被り (m)	解放率 注1) %	粘性土 のホップ ン比	地下水位 下の単位 体積重量	地表面 変位 mm 注2)	側方 変位 mm注2)
断面Aの 計測結果		9.7	31(64) 注1)	—	—	-12	3
解 析 結 果	ケース1	9.7	30	0.33	水中重量	-7	2
	ケース2	9.7	30	0.45	水中重量	-6	0
	ケース3	9.7	65	0.33	湿潤重量	-14	17
	ケース4	9.7	55	0.33	水中重量	-14	2
断面Bの 計測結果		10.1	48(71) 注1)	—	—	-20	0.5
解 析 結 果	ケース5	10.1	50	0.33	水中重量	-15	3
	ケース6	10.1	50	0.45	水中重量	-15	-4
	ケース7	10.1	70	0.33	湿潤重量	-23	20
	ケース8	10.1	65	0.33	水中重量	-20	3

注1)計測値での解放率は、トンネルクラウン部に作用する土圧に注目して、水中重量を用いる場合〔(有効作用土圧) / (有効初期土圧)〕で、湿潤重量を用いる場合を()内に〔(全作用土圧) / (全初期土圧)〕で示した。

注2)地表面変位はトンネルクラウン部の上部地点の鉛直変位をいい、上向きを正とする。側方変位は、トンネル周辺地盤でトンネル外壁から約1m側方へ、最下点から約1.6m上方へ離れた地点の水平変位をいい、トンネルから離れる方向を正とする。

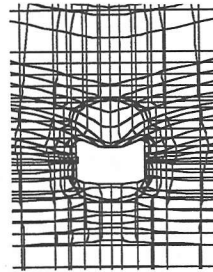
た層別沈下計、水平変位はGL-21.2mを不動点とした傾斜計により計測した。

図-12には地盤変位のベクトル図を示す。図より、トンネルから水平に1m離れた位置で深さがトンネル付近の地盤の水平変位はテール通過時にはほぼゼロで、最終的にはトンネル外側に動いた。これは裏込め材の同時注入の効果と考えられる。

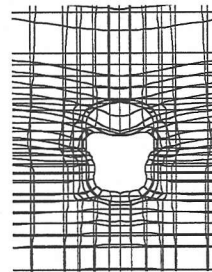
図-13には、トンネル中心線上におけるトンネル

表-3 地盤変形解析に用いた層厚と変形係数

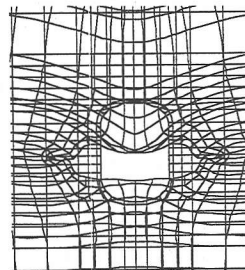
地質	断面 A			断面 B			
	記号	層厚 (m)	変形係数 (MPa)	地質	記号	層厚 (m)	変形係数 (MPa)
表土	Fs	1.8	1.4	表土	Fs	1.7	1.4
細砂	Aus	6.0	8.4	細砂	Aus	4.7	5.5
汚土質砂	ALsf	2.9	4.9	汚土質砂	ALsf	3.4	5.5
砂礫	D5	2.4	18.9	砂礫	D5	2.5	35.0
細砂	D3us	2.5	23.1	火山灰質砂		2.4	2.8
粘土	D3uc	2.1	11.5	粘土	D3uc	6.3	13.0
砂礫	D3ug	2.1	12.5	砂礫	D3ug	4.5	35.0



(1)表-4のケース5



(2)表-4のケース6



(3)表-4のケース7

図-15 地盤変形解析結果

軸方向の沈下分布を示した。トンネル直上1mの地盤の最終沈下量は、断面A、Bとも70mm~90mmとなったのに対し、直上3mの沈下量は15~25mm程度であった。これは、高さ2m程度の局所的な緩みの領域が発生したものと考えられる。また、トンネル直上1mの地盤が大きく沈下した時点は、断面Aではシールド本体通過中、断面Bではカットフェイス通過中であった。

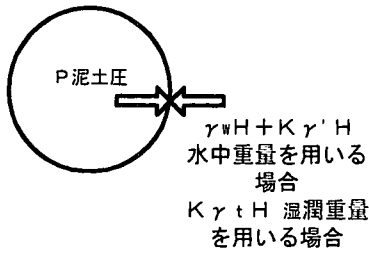
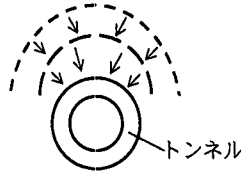
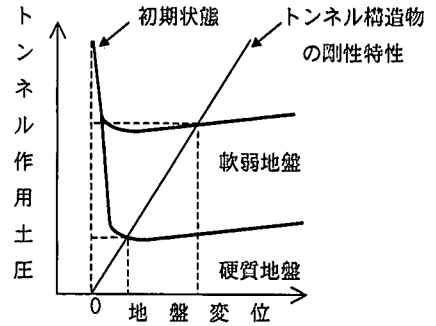


図-16 トンネル側方での圧力の釣合い



(a) 緩み土圧



(b) 作用土圧と変位

図-17 トンネル作用土圧と変位

(2) 解析

a) 概要

地盤変位の解析対象は、変位計測などでトンネル通過による変動が落ち着いた時点、すなわちシールドのテール後端が計測位置より10m程度離れた時点での計測値とした。解析の構造モデルは弾性体とし有限要素法を用いる。図-14に断面Aのメッシュ図を示す。掘進後に生ずる圧密現象、トンネル直上の分離面を形成するような地盤の変形などは解析対象に含まない。

本報告では地盤の変形係数、ポアソン比、単位体積重量、応力解放率の設定方法を論じている。特に応力解放率について、従来の方法と異なりトンネルに作用する土圧との関連から決定できることを論じた。その際、変形係数などその他の要素については、過去の経験上合理的とされた算定式の幾つかを用いて設定できることを示した。これら4要素の設定の有効性は一連のセットで論ぜられるべきであって、一要素のみを採りだしてその設定の良否を論じられない。

b) 地盤物性の設定

地盤の変形係数は原則として現位置で計測されたN値から求めた。換算式は、吉中¹⁴⁾、竹山、葛野¹⁵⁾の研究をもとに次に示す式を用いた。

$$E=700N \text{ (kPa)} \quad (\text{砂質土}) \quad (4a)$$

$$E=500N+7000 \text{ (kPa)} \quad (\text{粘性土}) \quad (4b)$$

解析に用いた変形係数を表-3に示す。

表-4には解放率、ポアソン比、地盤の単位体積重量を変えた解析結果と計測結果、図-15には表-4の主な解析ケースの変形図を示す。

ポアソン比は、通常砂質土で0.33程度、粘性土で0.45程度を用いることが多い。しかし本件の場合、図-2に示されるような断面Bのシールドの下半の粘土層にポアソン比0.45を用いると、弾性論ではその部分の水平土圧と鉛直土圧の比Kが、

$$K = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (5)$$

より $K=0.82$ となり、ポアソン比0.33の砂質土の $K=0.50$ より大きくなる。この結果同じ解放率で応力解放を行うと水平土圧が大きい分だけ掘削相当外力が大きくなり、図-15(2)に示すように粘性土層の部分が内空側へ大きく変位する計算結果となる。ところが、図-12の実測では砂質土層と粘性土層の水平地盤変位はほとんど差はない結果となって整合しない。このため、ポアソン比は一般に地盤のN値より水平方向土圧を求めるのに用いる側方土圧係数 λ^m をKに置き換え、式(5)より逆算して求めたポアソン比を解析上の入力値とした。この結果、図-15(1)のように実測と整合する地盤変位が算出された。

解析上の地盤の単位体積重量の設定は、従来地下水面以下の地盤の重量に水中単位体積重量を用いる方法と湿潤単位体積重量を用いる方法がある。湿潤重量を用いる方法で計算した図-15(3)の水平変位は、トンネル側方において外側へ大きくなり実測とは整合せず、水中重量を用いる方法で計算した図-15(1)は整合性が良かった。この原因は、解析上トンネル側方で外へ押し出す圧力は湿潤重量を用いた場合の方が水中重量を用いた場合よりも大きいことによる。すなわち図-16で内から外へ作用する泥土圧をP、土水圧と泥土圧の差である実質圧力を外方向を正とする P_{net} で、湿潤重量 γ_w を用いる場合を P_{net1} 、水中重量 γ' を用いる場合を P_{net2} 、水平土圧と鉛直土圧の比をKとし、地下水位が地表面にあると仮定すると、 P_{net1} と P_{net2} の差は、

$$\begin{aligned} P_{net1} - P_{net2} &= (P - K\gamma_w H) - (P - \gamma_w H - K\gamma' H) \\ &= \gamma_w H (1 - K) \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 $\gamma_w = \gamma' + \gamma_w$ となる。シールドが掘削する地盤は、一般的に $0 < K < 1$ であるから $P_{net1} > P_{net2}$ となる。実際には、水圧は鉛直方向も水平方向も同じ圧力が働くので、

結果的に鉛直土圧に1.0より小さい係数を乗じて水平土圧を求める手法は、地下水圧が土水一体として挙動する場合のみ有効である。粘性土などへの一般的な適用には今後とも計測データを集める必要があるが、沖積粘性土でも土水分離の考え方と整合するという計測結果の報告例もある⁸⁾。なお、本報告では応力解放率が後述する式(7)によると考えるので、両手法で解放率が異なる。しかし、ここではそれを包含した解析手法の計算結果を比較する。

c) 応力解放

応力解放は、従来切羽面の泥土圧を考慮せず単に初期土圧を解放するだけという方法もあるが、本件の場合、トンネル側方地盤変位が内側へ大きく算出され実測とうまく整合しない⁹⁾。従来この方法が比較的多用されたのは、円形トンネルの場合、応力解放によるトンネル内側への水平変位がポアソン比の影響で小さく算出されるためと思われる。

ここでは、泥土圧を考慮し、地下水面下の地盤の単位体積重量を水中重量として検討した。解放応力は中山らの式¹⁰⁾を参考に、

$$\text{解放応力} = \alpha \{ \text{初期有効土圧} - (\text{泥土圧} - \text{水圧}) \} \quad (7)$$

ここに、 α : 解放率 (文献¹⁰⁾では補正係数) とした。泥土圧は泥土の単位体積重量を考慮し、トンネル内から外へ向かう力として作用させた。ただし、水圧は地盤変形に関与しないと差し引く。

解放率 α は以下のように考えた。通常トンネルに作用する土圧として緩み土圧を考える場合、定性的には地盤が軟弱であればあるほど地盤の変位は大きく、トンネルに作用する土圧も大きくなるのが経験的に知られる。地盤強度が同じであれば、図-17(a)のように施工中地山を緩めれば緩めるほど、トンネルに作用する土圧は大きくなる。これをトンネル土圧と地盤変位の関係を示すと図-17(b)の地盤の特性を示す曲線のようになる。この曲線はFenner-Pacher曲線と呼ばれ¹¹⁾、砂質土ではごくわずかな変位で土圧が最小値を取ることで、最小値を取った後の土圧の上昇はきわめて緩やかであることなどが落し戸の実験などで証明されている¹²⁾。これに対してトンネル構造物を、図-17(a)のような弾性の厚肉円筒とし半径方向の均等な外圧力を受けると仮定すると、その内空側への変位と外圧力は比例するので¹³⁾その剛性特性は図-17(b)上に示すような直線となり、その交点はトンネルを掘削・構築した時の土圧と変位を与える。近年の密閉式シールド技術により、切羽前方地盤の変形が小さく、シールド鋼殻とセグメントで地盤が抑制されるとすると、トンネルに作用する土圧と地盤変位は図-17(b)のように概ね比例する

と考えられる。このことから、変位予測をする解析の解放応力はトンネル作用土圧に比例すると考えて、解放率 α は a を比例定数として式(8)で表せる。

$$\alpha = a \frac{\text{トンネルに作用する有効土圧}}{\text{初期有効土圧}} = a\beta \quad (8)$$

式(6)(7)の α 、 β の定義から $0 < \alpha < 1$ 、 $0 < \beta < 1$ である。地盤が極端的に軟弱な場合、変位も作用土圧も最大になると考えられるので、 $\alpha \rightarrow 1.0$ 、 $\beta \rightarrow 1.0$ となるから $a=1$ である。解析上トンネル構造物を弾性体と仮定すると図-17(b)より a は地盤の良否によらない定数であるから、本件においても $a=1$ とする。

d) 計測値との比較

断面A、Bでの計測結果と前節で論じた入力設定要素を変化させて計算した結果を表-4に示す。地盤定数の設定については、断面Aの計測結果とケース1、2、3との比較、断面Bではケース5、6、7との比較から、4.(2)b)で述べたことが妥当であることがわかる。

ケース1および5の応力解放率は、各断面A、Bで計測された緩み土圧と式(8)よりそれぞれ30%、50%とした。ケース4および8の解放率 α は式(2)の緩み幅をトンネル掘削幅とした時の式(1)から計算した緩み土圧を式(8)に代入して得られる α の値(断面Aで40%、断面Bで48%)と、式(2)の B_1 を緩み幅とした時の α の値(断面Aで67%、断面Bで77%)とを平均し、それぞれ55%、65%とした。

断面Aの計測結果とケース1、4、断面Bの計測結果とケース5、8を比較すると、計測値にもとづく解放率(ケース1、5)より2つの緩み土圧にもとづき計算される解放率の平均値(ケース4、8)の方が計測結果と整合性が良い。実際の計測土圧を用いた解放率の整合性が劣る原因の一つとして、トンネルと地盤との境界部の空隙などを計算上考慮していないことなどが考えられるが、詳細は今後の研究課題と考えている。しかし、概略的には図-17(b)のようにトンネルの剛性特性が線形であれば、式(7)(8)により変位解析を行うことは妥当と考える。ここでは解放率を求める場合の式(8)の「トンネルに作用する有効土圧」としてテルツァギの式(1)から計算される緩み土圧を用いることとし、その緩み幅として従来の式(2)の B_1 を用いて求める値とトンネル掘削幅を用いて求める値の平均値を用いることを提案する。

本解析で地盤を弾性体として評価できる範囲は、4(1)で述べたようなトンネル直上の局所的な不連続

領域を除く範囲，すなわち図-12,13でトンネル直上約3mの計測点での地盤沈下の実測値が断面Aで16mm，Bで25mmであるのに対し，解析値が断面Aで19mm，Bで29mmとほぼ一致することから，トンネルから3m程度以上離れた地盤と考えられる。

5. 結論

本論文は，現場計測にもとづき縦長断面シールドの掘工設計における作用荷重の設定方法および周辺地盤の変形予測手法を提案した。

トンネル頂部に作用する鉛直土圧は，本件のような沖積砂層の場合においても土水分離の考え方を基本に，テルツァギの土圧式で算定することが可能である。算定式の中の緩み幅は裏込め注入などで側方変位を少なくすればテルツァギの考えによる緩み幅でなく，単に掘削幅とした方が計測値とよく合致した。今後のトンネルの施工においても側方の裏込め注入を十分行うことにより，作用土圧はテルツァギの緩み幅として掘削幅を用いる考え方に適切な安全率を加味して設定できるものとする。

周辺地盤の変形予測手法については弾性有限要素解析を基本として，従来と異なるトンネル作用土圧と関連づけて応力解放率を設定する方法を提案した。この際，解析に用いる変形係数などの地盤の物性値は過去の経験上合理性があるとされる手法で設定した。提案された予測手法により算出された地盤変形の計算値と計測値とを2断面で照合したが，両者は比較的よく一致した。また，現在本報告以外に2本の円形シールドトンネルでも同手法の検証を進めており，現時点で十分な整合性を確認している。

終わりに，本研究を進めるにあたって各種計測，解析に協力いただいた小田井山田共同溝施工技術検討委員会（委員長，今田徹都立大教授），先端建設技術センター，大成・鴻池特定建設工事共同企業体をはじめとする関係者に深く感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 飯田宏典，住田昌雅：わが国初のDOT施工，トンネルと地下，Vol.23, No.6, pp.7-12, 1992.6.
- 2) 串山宏太郎，伊佐秀，馬場和徳，宮下芳高，玉井達郎：泥土圧縦楕円シールド工法の開発，土木学会論文集，No.528/VI-29, pp.31-48, 1995.12
- 3) 成田愛世，千葉治明，赤地秀実，加島豊：矩形泥土圧シールドで60cmの超近接施工，トンネルと地下，Vol.27, No.1, pp.57-63, 1996.1.
- 4) 水野良浩，村松正重，大泉正太郎，西村彰夫，金山裕策，浅上裕司：太鼓型セグメントの性能確認試験，

土木学会第51回年次学術講演会VI，pp.326-327，1996.9.

- 5) 山口豊，桐越信，伊野敏美，押谷則夫，藤井義文，鱒田実：太鼓型セグメントのリング載荷実験，土木学会第51回年次学術講演会，VI，pp.324-325, 1996.9.
- 6) Terzaghi, K.: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, N.Y., pp.66-75, 1943.
- 7) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，pp.44, 1996.8.
- 8) 猪熊明：トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究，土木研究所報告，第187号，pp.116-129, 1992.3.
- 9) 猪熊明，大山耕二：浅い異形断面シールドトンネルの地盤計測と解析，トンネル工学研究論文・報告集，第7巻，pp.349-354, 1997.11.
- 10) 中山隆，中村信義，中島信：泥水式シールド掘進に伴う硬質地盤の変形解析について，土木学会論文集，第397号，pp.133-142, 1988.9.
- 11) Pacher, F.: Underground openings and tunnels, Design Methods in Rock Mechanics, 16th US Symposium Rock Mech. ASCE, pp.223, 1974.
- 12) 北川修三，川上義輝，小野田滋：トンネル周辺での地山挙動における砂質地山と泥質地山の違いに関する落し戸実験，第15回岩盤力学シンポジウム，pp.230-233, 1983.
- 13) カスナー：トンネルの力学，森北出版，pp.39-41, 1974.
- 14) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数，土木技術資料，Vol.10, No.1, pp.32-37, 1968.
- 15) 竹山喬，葛野恒夫：鉄道シールドの施工に伴う地盤沈下とその予測，トンネルと地下，Vol.14, No.9, pp.7-18, 1983.
- 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編IV 下部構造編，p236，日本道路協会，1996.

(1998.7.22受付)

DESIGN OF LINNING, FIELD OBSERVATION AND FEM ANALYSIS FOR NON-CIRCULAR SHIELD TUNNEL

Akira INOKUMA, Kouji OHYAMA, Toshimi INO and Yoshifumi FUJII

This report presents a concept for the design of lining of a non-circular shield tunnel, which is an approach adopted to deal with restrictions in the tunnel width imposed by a land boundary and by foundation piles. This report also presents the results of field observations, and a method of analysis to forecast its effects on surrounding ground. From the field observations, interesting results concerning the load and deformation of the surrounding ground were obtained along with design related knowledge of use in future shield tunnels including that for circular tunnels.