

浅い異形断面シールドトンネルの地盤計測と解析

GROUND MEASUREMENTS AND ANALYSIS ON NON-CIRCULAR SHALLOW SHIELD TUNNELLING

猪熊 明 1)・大山 耕二 2)

Akira INOKUMA, Koji OOOYAMA

In the design of shield tunnels, one of the most difficult questions is to estimate the load properly. The empirical method is often used. But for non-circular tunnels there is little known on it.

This paper discusses the ground measurements and analysis on non-circular shallow shield tunnelling. The shield tunnel is a common usage tunnel which has a kind of rectangular section of 7.65m vertically and 5.1m horizontally long. The overburden is about 10m and geology is mostly alluvial and fluvial sand. The water and earth pressure on the tunnel is measured and compared with the value calculated by Terzaghi's formula. The ground displacements around the tunnel is also measured and compared with the results of FEM analysis.

Key Word: shield tunnel, earth pressure, ground displacement,

1. はじめに

シールドトンネルは都市部でのトンネル工法として非常に一般的である。しかし、その設計・施工は、トンネルに作用する土圧(以下トンネル土圧という)、周辺地盤の変位などの推定を行うのに、テルツァギの土圧式やFEMが用いられるものの、経験によるところも大きい。特に、報告するような真円形ではない異形断面トンネルに関しては、解析方法の確立はおろかまだ計測データそのものも多くない。

こうした現状を踏まえ、本報告では、建設省の中規模共同溝、小田井山田共同溝の異形断面シールドトンネル工事における計測、解析を紹介する。本工事は近接構造物の存在や長方形に近い長円形断面であることから、トンネル土圧やトンネル周辺地盤変位の計測を行っている。工事は平成6年度末から開始され、現在も進行中であるが、最初の計測地点での計測結果が明らかになったので、計測結果と土圧や変位を算定する解析結果とを報告する。トンネル設計は将来的にも経験と解析が適切に組み合わせられてより合理的なものになると思われるが、本報告はそうした設計の合理化に資することを目的としている。

2. 概要

(1) 工事

1) 正会員 工学博士 建設省土木研究所

2) 正会員 建設省名古屋国道工事事務所

本共同溝は、名古屋市内の国道302号下の共同溝で、ほぼ長方形（縦7.65m、横5.1m）に近い長円形断面を持つ。施工は泥土圧式シールドによって行い、トンネル延長は約530m、土被りは約10mである。シールドは図1に示すように縦7.97m、横5.44mの掘削範囲を円形の面板と長いスウィングカッターを用いて掘進する。泥土チャンパー内の土圧の制御は120kN/m²を目標値とし、概ねそのように制御できた。裏込めは同時注入方式とし、注入口元で250-300kN/m²の圧力で管理された。

(2) 地質

トンネルより上部の地層は沖積砂層が主体で、トンネル掘進部は洪積砂礫層が主体である。工事区域は濃尾平野中央部の東縁にあたり、庄内川、矢田川などの河川の氾濫によって形成された沖積低地に分類され、トンネルの土被りは9.3m～12.0mで、シールドは鳥居松礫層（D5）を主体に熱田粘性土層（D3uc）・砂質土層（D3us）の互層を通過する。鳥居松礫層は、最大礫径300mm、礫の混入率80％、透水係数は1.0×10⁻³cm/S程度と想定されている。地下水位はGL-2.8m付近に位置する。

(3) 計測

計測はトンネルの86、87セグメントリングと210、211リングの2地点で行われるが、本報告は86、87リングの計測結果に基づいている。計測項目は、概ねシールド内の力学関連計測とシールド外の地盤変位関連計測の2種類に分けられる。シールド内の計測としては、①セグメント外面の全土圧（土圧と水圧を含む）、水圧、②セグメント内鉄筋応力継手③ボルト軸力④セグメントの変位・変形（目開き、表面歪、内空変位）⑤床版断面力である。シールド外の地盤変位の計測は図6に示す。本報告

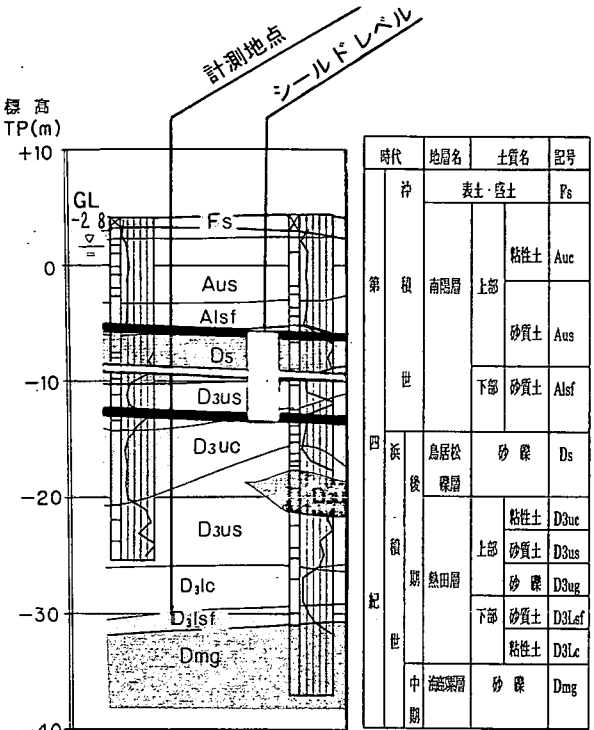


図2 計測地点の地質図

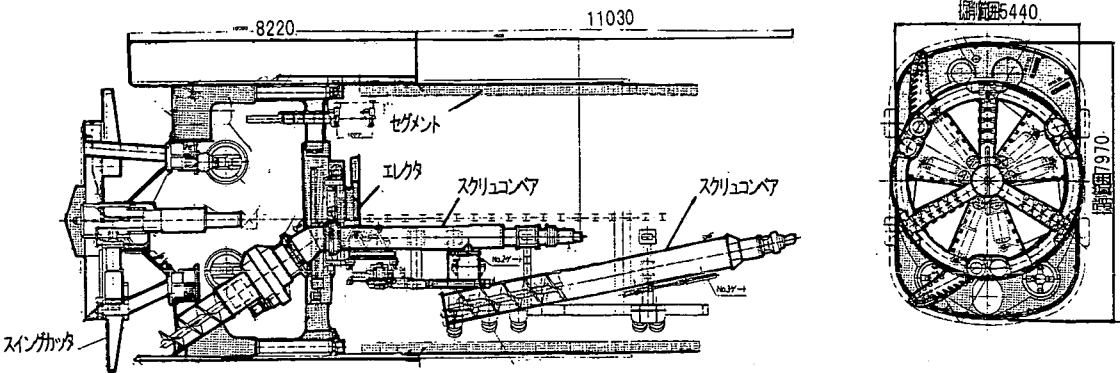


図1 泥土圧シールド断面図

では、計測値はすべてシールドが計測地点を通過してから概ね5～10日後の値を使用している。

3. トンネル土圧

(1) 計測結果

図3にセグメント外壁に作用する土水圧を示す。土圧計は60cm×30cmのパット式を用い、水圧計測に当たっては裏込注入の影響を除いた。トンネル頂部に作用する有効土圧 Pe_1 が35 kN/m²、水圧 P_{w1} が81 kN/m²、底部に作用する有効土圧 Pe_2 が29 kN/m²、水圧 P_{w2} が158 kN/m²である。今回の計測値では、

$$P_{w2} > Pe_1 + P_{w1} + \pi g$$

であり、浮力が優勢である。ここで、 πg はセグメント自重で35 kN/m²である。力のつりあいからは頂部に地盤反力が発生すると考えられ、それを考慮した頂部鉛直土圧

$$P_{e1}'$$

$$P_{e1}' = P_{w2} - P_{w1} - \pi g = 42 \text{ kN/m}^2$$

となり、実計測値35 kN/m²より若干大きい₁₎。しかし、

概ね40 kN/m²前後の有効土圧が頂部に作用していると考えられた。側方土圧の計測値は、0～50 kN/m²で、計測セグメントによる偏差が大きかった。平均値は29 kN/m²で40 kN/m²に対して約0.7となり、土木学会の標準示方書にある締まった砂質土の側方土圧係数0.45～0.55よりは大きい。これは、実測の土圧には、示方書という側方土圧係数に係わる土圧だけでなく、裏込め注入による側方の変位に対する地盤反力に係わる土圧も含んでいるためではないかと考える。

水圧は地下水位がGL-2.8m、土被9.7mに対して頂部81 kN/m²で理論値より17%大きい計測値となった。底部で計測された水圧は頂部水圧にシールド高の水頭差を加えたものにほぼ等しい結果となった。

図4に、全土圧の計測値から計算した曲げモーメントとセグメント内空側表面歪の計測値を示した。セグメント歪は内側からしか計測していないので、モーメントに換算した定量的な比較はできない。しかし、定性的に正のモーメントで内側が引張となっており、床版がある場合の曲げモーメントの状況の定性的な検証にはなると考えられる。

(2) 計測結果と計算との比較

地盤は砂質土が主体であることから、トンネル土圧に関しては土水分離で考える。有効土圧の計測値から考えると

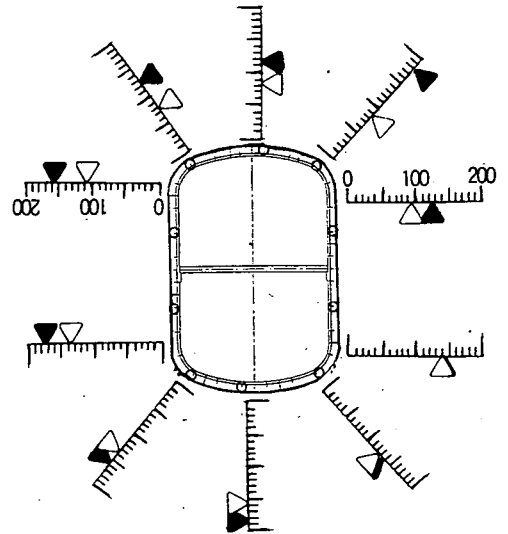


図3 土水圧 (△水圧, ▲全土圧 (土圧+水圧), kN/m²)

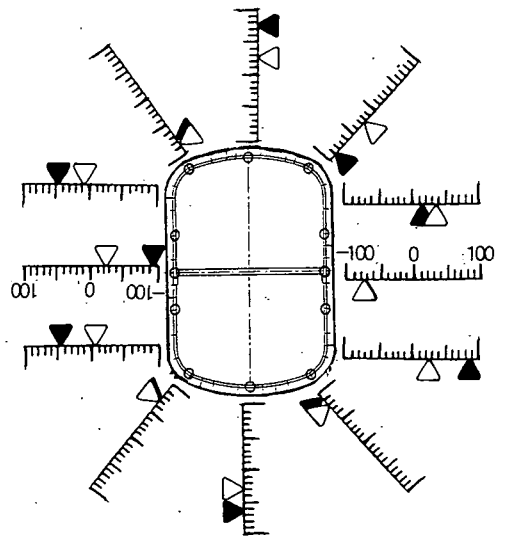


図4 土水圧 (計測値) から算定した曲げモーメント (▲, kN・m) とセグメント表面歪 (△, μ)

緩み土圧が作用していると思われるが、この際の土被りは、概ねシールド鉛直長さの1.2倍、シールド水平長さの1.8倍であった。緩み土圧算定にはTerzaghiの土圧式を用いる。地下水がある場合のTerzaghiの式は

$$P = B(\gamma' - C/B) \cdot \left(1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot H_w / B_1}\right) / K_0 \tan \phi + P_1 e^{-K_0 \tan \phi \cdot H_w / B}$$

$$P_1 = B(\gamma - C/B) \cdot \left(1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot (H - H_w) / B_1}\right) / K_0 \tan \phi$$

で与えられる。ここでBトンネル頂部の緩み幅、 ϕ 内部摩擦角、C粘着力、 γ 単位体積重量、 γ' 水中単位体積重量、H土被り、 H_w トンネルと地下水位の差、 K_0 は定数（通常1.0とされる）である。Bと ϕ は

$$B = \frac{D_H}{2} + \alpha D_v \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\alpha \text{ は定数、} D_H \text{ はシールド水平長さ、} D_v \text{ はシールド鉛直長さ}) \cdots (1)$$

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \quad (N \text{ は } A_{1sf} \text{ と } D_s \text{ の } N \text{ 値の平均値}) \cdots (2)$$

で与える。計測結果より $C = 0 \text{ kN/m}^2$ 、 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ 、 $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$ である。(1)式で $\alpha = 1.0$ の時 $B = 7 \text{ m}$ 、(2)式より $\phi = 33^\circ$ である。

緩み幅Bを(1)式の $\alpha = 1$ で計算した土圧は 7.0 kN/m^2 となった。これは計測値よりもかなり大きいので、(1)式で $\alpha = 0$ とするとトンネル土圧は $P = 37 \text{ kN/m}^2$ となり、実例結果 40 kN/m^2 とほぼ一致する。

これは後に4.で述べるように、現代の泥土圧シールドでは、Terzaghiのころのトンネル掘削と異なり、側方の緩みがほとんどない場合によっては、外へ押し出すような地盤の動きがみられ、結果としてトンネル土圧の算定に際し、トンネルの側方の緩みを考慮しなくとも良くなったためではないかと推定される。

4. 地盤変位

(1) 計測結果

地盤変位の計測は、図5に示すように、トンネルの真上の沈下および1m側方の鉛直側線での沈下と水平変位を計測した。図6に変位の計測結果を示し、経時的な地盤変位の概要を以下に述べる。

地表面を含む地盤の鉛直方向の沈下はカッター面から約10m手前の位置から発生している。地盤変状が顕著に現れるのは、カッター面が約5m手前に達したときからで、掘進時に隆起し停止時に沈下する現象を示している。カッター面が通過後、掘進に伴い鉛直変位は徐々に大きくなり、テール通過後に最大の沈下となる。テール通過時の大きい沈下後、裏込め注入の影響と思われるが、少し隆起する。テール通過後約10～20m離れると、地盤変状はほぼ安定する。

水平変位は、鉛直変位と同様にカッター面が約10m手前の位置から発生している。シールド掘進による影響は、カッター面が計測地点に到達するまではトンネル側部地盤でトンネル反対方向に押し出される現象を示し、カッター面通過時に大きくなる。カッター面通過後、シールド掘進に伴いトンネル側部地盤はトンネル方向に戻る変形を示し、トンネル上部では鉛直変位により引きずられるようにトンネル方向に変位する。テール通過後、裏込め注入の影響により、トンネル側部地盤では再びトンネル反対方向に押し出される変形を示し、トンネル上部ではさらにトンネル方向への変形が増加する。テール通過後約20m離れると、地盤変状はかなり安定する。

(2) 計測結果と計算との比較

変位を説明するためにFEM計算を行った。地盤の構成式は完全弾性体とし、そのヤング率Eは概ね $E=700\text{ N (kN/m}^2\text{, Nは各地層のN値の平均値)}$ により各地層毎に定めた。ポアソン比は、過去の例を参考に粘性土(D3uc)は0.45、それ以外の砂質土は0.33とした。単位体積重量は各層の計測値に応じ $16\sim20\text{ kN/m}^3$ とした。計算に用いる解放応力の設定は

- 1) 単純に初期土圧の20%を解放した場合(ケース1)
- 2) 中山らの方法₂₎により泥土圧を考慮し地山押し戻すように

作用させた場合(ケース2)

を行った。ケース2では、

$$[\text{解放応力}] = [\text{補正係数}] \times \{ [\text{初期土圧}] - [\text{泥土圧}] \}$$

… (3)

であるが、補正係数は0.35を用いた。泥土圧は制御目標土圧 120 kN/m^2 を用いるが、実際には目標の設定土圧を計測している土圧計の位置から逆算しトンネル外周部において $11\text{ kN/m}^2\sim254\text{ kN/m}^2$ を、泥水のような液状の圧力分布として与えた。

計算結果と計測結果を、代表的な3計測点を選定して図7に示す。地表面A点における鉛直変位はケース1、2ともほぼ良い精度で実測値と一致しているが、しかし、トンネル直上のB点ではケース1、2とも実測値より大幅に小さい。これはトンネル直上1m～3mの間に緩み域の境界(沈下の大きさがその面の上下で不連続的に異なる面)が存在するためと推定される。

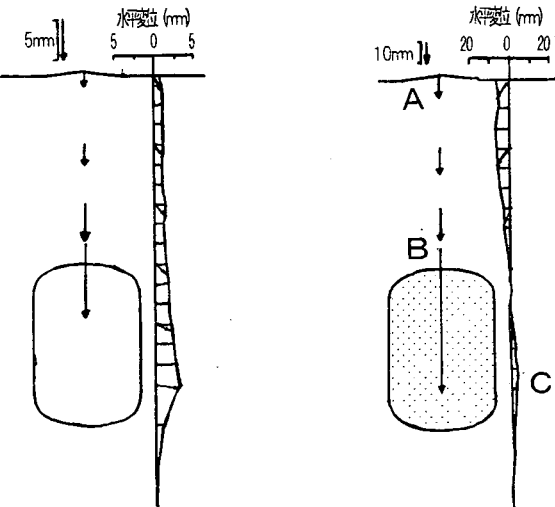
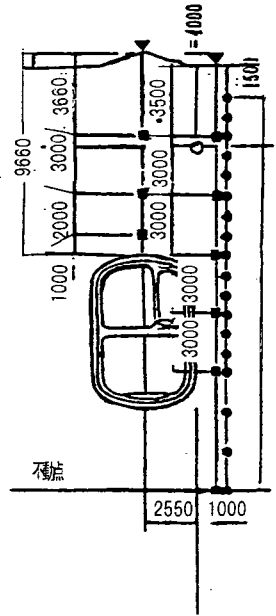


図6 変位計測結果(左側は円形のカッターヘッドが計測地点に到達した時点、右側はシールドが進みテール後端が計測地点より1.1m離れた時点での計測値である)



(計測断面)

記号	計測目的	点数
▼	地表面沈下	2
■	層別沈下	9
●	傾斜計(水平変位)	18
○	水圧計(地下水位)	1

図5 変位計測の断面図

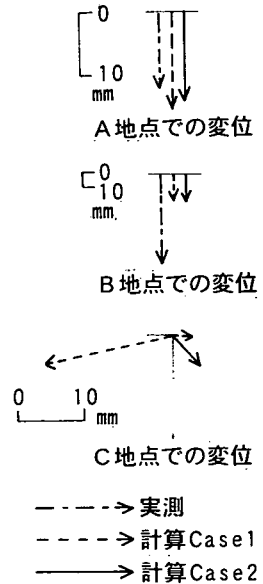


図7 3地点(A～C、図6右側)の変位の計測値と計算値

こうした不連続な現象は弾性的な挙動ではないので、当然今回のFEMでは計算できないが、その外側の領域は有効に模擬し得ると考える。例えば、B点の一つ上の計測点（GL-6.66m）の沈下は実測値で16mm、計算値はケース1で18mm、ケース2で17mmであり、よく一致する。

一方、ケース1とケース2の違いはC点において顕著に表れた（図7）。ケース1では実測に反してトンネル方向で引き込まれる変位を示すのに対して、ケース2では外に押し出される変位で実測と一致する。これはケース2では、水平方向の初期土圧が側方土圧係数約0.5に相当する圧力分布であるのに対し、側方土圧係数約1.0に相当する液状の圧力分布の泥土圧を作用させたためと考えられる。これによって、応力解放の方法論としては、定性的には中山らの方法が適切であることが検証されたことになるが、変位の絶対値としては少し課題が残った。

すなわち、変位量に関して中山らは地山のヤング率を算定するのに砂質地盤で $E=2500\text{N}/(\text{kN}/\text{m})$ を用いており、この点だけを見て本報告と比較すると弾性体であるから、中山らの計算は本報告の約 $1/3.5$ の変位しか発生させていないことになる。逆に、もし $E=700\text{N}$ を用いるのであれば中山らの場合その計算値の約3.5倍の変位が算定されるはずである。これを補正するのに（3）式の補正係数を用いるとすると、補正係数を中山らの言う0.3~0.4ではなく $(0.3\sim0.4)/3.5=0.09\sim0.01$ にしなければ実測と一致を見ないことになる。このため、補正係数についてこれを0.3~0.4に固定せず、Terzaghiの緩み土圧と初期土圧の比率を補正係数とする方法を考えてみた。本件の場合 $\alpha=0$ のTerzaghiの（有効）土圧は $37\text{kN}/\text{m}^2$ であり（3.（2））、水圧分を除いた初期土圧はトンネル頂部で約 $110\text{kN}/\text{m}^2$ であるから $37/110=0.33$ であり補正係数0.35とよい一致を示す。中山らの場合には、この方法では補正係数は0.3より小さくなると思われる。中山らは補正係数を、切羽近傍での3次元現象である実体と2次元の計算との差を補正するためのものと考えた。初期土圧の内、応力解放される補正係数部分以外の部分は何らかの形で地山が支えていると考えざるを得ないが、それは3次元効果なのかTerzaghiの土圧論のような粒状体の中のアーチ効果なのか、今後の検討課題と考えている。

5. まとめ

（1）縦横比約1.5の縦長シールドトンネルで、土被りがシールド水平短径の1.8倍あれば、沖積砂質土主体の地盤では、Terzaghiの式による土圧よりも小さい（有効）土圧と水圧とが計測された。

（2）Terzaghiの土圧式で、トンネル側方の緩みを考えない条件で土圧を計算すると計測値とよく一致した。この事は側方で緩みが発生しないという変位計測結果とも整合している。この点に関し、一般的な結論を得るためには今後とも本件のような計測を行っていく必要があると思われる。

（3）トンネル周辺地盤の変位を推定するのに、泥土圧を考慮し補正係数を用いる中山らの弾性有限要素解析法が適切であることを検証した。ただし、有限要素解析に用いる地盤の物性値と補正係数の設定法の関連については、今後検討すべき課題があると思われる。

謝辞

本報告の現場データの一部は、小田井山田共同溝施工検討委員会（今田徹都立大教授委員長）の資料を用いた。また節点データの作成には大泉正太郎氏（鴻池組）、モーメントの計算には藤井義文氏（竹中土木）の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会，セグメントの設計（トンネルライブラリー6）、PP18，1994
- 2) 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，土木学会論文報告集，第397号／VI-9，133P～141P，1988