

大口径推進工法における周辺地盤への影響について

Effect on surrounding soil in a large pipe jacking method

四本純一¹ ・ 川合 孝² ・ 島田英樹³ ・ 松井紀久男⁴

Junichi Yotsumoto, Takashi Kawai, Hideki Shimada and Kikuo Matsui

¹株式会社協和エクシオ 土木営業本部 (〒150-0002 東京都渋谷区渋谷 3-29-20)

E-mail:j.yotsumoto@hqs.exeo.co.jp

²株式会社協和エクシオ 土木エンジニアリング本部 (〒150-0022 東京都渋谷区恵比寿南 2-12-1)

³正会員 博士(工学) 九州大学大学院工学研究院助教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

⁴正会員 工博 九州大学大学院工学研究院教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

Urban civil engineering works always need to consider environmental impacts. The pipe jacking method is also no exception. The pipe jacking method has made a great progress in construction of long distance and narrow curved tunnels. Nowadays this method has been used in the conditions that seemed to be impossible in the past. However, this method tends to be result-oriented and the related theory has not well established yet. In order to promote the further use of this pipe jacking method, it is crucial to establish a well organized theory.

In this paper, the ground behavior caused by the pipe jacking method is discussed using the theory that is already established in the shield tunneling system. Moreover, field measurements are carried out for the comparison between the theory and field data.

Key Words : pipe jacking, large diameter, establishment of the theory, settlement

1. はじめに

近年都市部では、輻輳する埋設物や交通渋滞、密集する家屋、社会情勢、社会コストによる影響などから、施工が厳しくなった開削工法の代替工法として推進工法が多く採用されるようになってきた。我が国での推進工法は、昭和23年に内径600mmの鉄筋コンクリート管を6m推進したものが初の施工で、それ以降数多くの経験と実績を重ねて、現在では呼び径で3,000mmの大口径の施工をできるまでに至っている。また従来、施工困難とされた現場に対して

も、シールド工法で用いられている密閉型掘削装置の採用、新工法や新製品の開発により、1kmを超える長距離の施工や交差点を直角に曲がるような急曲線の施工までもが可能となっている¹⁾。

しかし、シールド工法と比較した場合、使用する機械類及び覆工体自体については施工品質上の差異は認められないが、コストを重視するあまり、実績は多いものの系統的なデータ不足など、施工管理的な要因からの問題が若干見受けられる²⁾。すなわち、シールド工法の場合は、掘削すると同時に覆工体及び背面防護を構築するため周辺地盤へ影響を与える

時間が比較的短い、推進工法は、掘進機が到達立坑に到着するまで後続の推進管全体が移動しなければならないことから、推進管周囲にはフリクションを低減させるための余掘りが必要であり、特に曲線区間が存在する場合には定尺の推進管が通過可能な大きな余掘りとなり、周辺地盤に長時間影響を与える。余掘り部には、滑材と称する材料が充填されるが、その材料特性から、地盤への影響が生じやすいと考えられているにも拘わらず、データ等の不足により影響評価については未だ不十分な面も多い。

推進工法は、鉄筋コンクリート管を利用する場合、一般には土被り 20m 以内で行われ、さらに大口径推進の場合には掘削土量も多く、地表面への影響や近接構造物、覆工体材料などに事前の十分な検討が必要となる。3,000mm 以上の推進管が開発される情勢の中、さらなる長距離、急曲線及び信頼性の高い施工を目指す場合は、管周辺地盤のよりの確な把握とともに、充填材を含めた余掘り部の的確な管理が推力低減や施工品質の向上に結び付き、今後の大口径推進工法の普及を左右するものと考えられる。

以上の観点から本報告は、推進工法における最適余掘りを評価することを主目的として行った計測調査のうち、実施工での地盤変状への影響評価について述べたものである。図-1 に全体計測概要を示す。

2. 工事施工概要

(1) 施工概要

計測は、推進工法の中では最大径である呼び径 3,000mm の鉄筋コンクリート管を用いた工事であり泥水式推進工法で実施した。以下に施工概要を示す。

掘進機 : 外径 $\phi 3,530\text{mm}$
(オーバーカット 10mm)

推進管 : 鉄筋コンクリート管
外径 $\phi 3,500\text{mm}$
内径 $\phi 3,000\text{mm}$
長さ $L=2.43\text{m}$
重量 $15,300\text{kg/本}$

推進長 : 792m (1 スパン)

土被り : GL-7~7.5m

推進装置 : 24,000kN (2000kN×12 本) 元押

24,000kN (1000kN×24 本) 中押 2 段

本工事は長距離施工となるため、補助装置として中押し装置 (2 段) 及び推進管の支圧面となる箇所に応力センサを配置した箇所を一定間隔で設置することにより、区間推力の監視が可能な DK1 システムを採用した。また、推力低減材は固結型滑材及び液

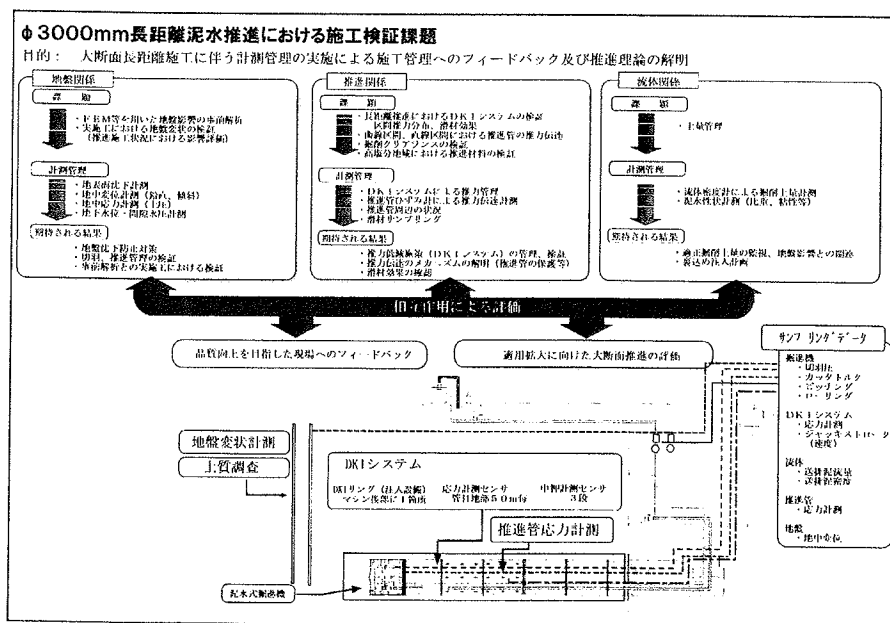


図-1 全体計測概要

状滑材を併用している³⁾。発生する掘削余掘り（以降テールボイドと記す）は、推進管に対し片側 25mm である。写真-1 に泥水式掘進機、写真-2 に鉄筋コンクリート推進管、図-2 に DKI システムにおける推力検知システム構成図を示す。

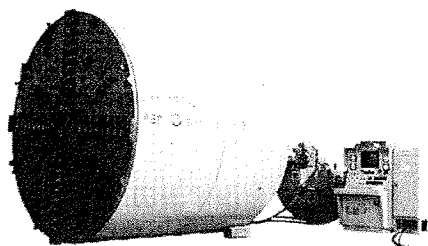


写真-1 泥水式掘進機

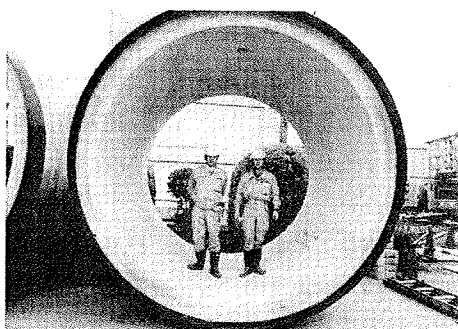


写真-2 鉄筋コンクリート推進管

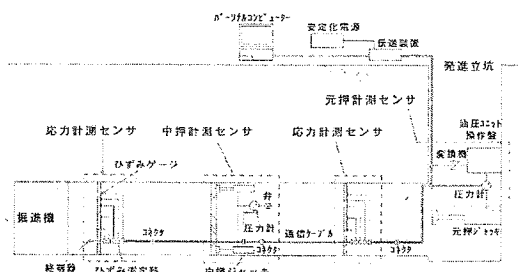


図-2 推力検知システム構成図 (DKI システム)

における土質が一定となる箇所を地盤変状計測箇所と定めるとともに土質調査を実施した。図-4 に土質調査結果、表-1 に地盤変状計測箇所における土質特性値を示す。

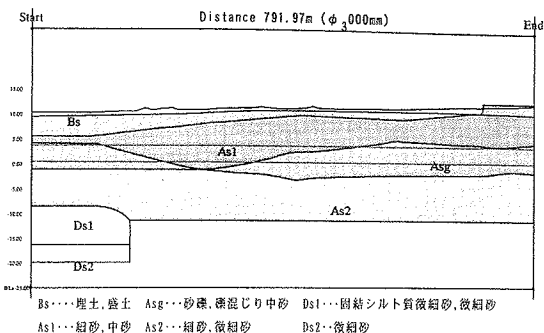


図-3 土質想定図

層番号	土質	層厚 (m)	N値	土の単位重 (kN/m ³)	土の単位重 (水中) (kN/m ³)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kPa)
1	砂質土	7.000	30~50	18.940	9.940	41.800	10.480

図-4 土質調査結果

表-1 土質特性値

土質	N値	変形係数 (MPa)	ポアソン比	単位体積重量 (MN/m ³)	粘着力 (MPa)	内部摩擦角 (Deg)
細砂	50	32.3	0.36	0.01894	0.01048	41.8

3. 地盤変状測定方法

推進に伴う周辺地盤への影響について検討するために地盤変状計測を実施した。

図-5 に測定箇所を示す。地表面沈下計測は、推進管の直上部 E 列を中心に左右計 8 列の測線を設け、推進方向に 2m 間隔で水準測量により地表面沈下量を測定した。なお、A~C 列は車道上、D~G 列は植樹内、H 列は歩道舗装上である。計測サイクルは測

(2) 土質

施工箇所周辺は沖積低地を構成する地層で、下位より第三紀鮮新世~第四紀更新世の上総層群、第四紀更新世の相模層群及び第四紀完新世の沖積層で構成される。推進土層は、河川の氾濫原堆積物である砂層と砂丘堆積物が主体となる。土質特性については、図-3 に示す土質想定図より、推進位置及び上部

定箇所を掘進機が通過中は2時間間隔、それ以降は頻度を調整しながら、掘進が完了し裏込め注入を終了するまでの3ヶ月間計測した。

また、図-6に示すように層別沈下計、挿入式傾斜計による地中内変位計測も実施した。なお、同図の左図は図-5に示す地中変位計測箇所の詳細を示しており、推進管上の地表部に測点No.1が設置されている。右図は左図を断面投影したものであり、左側が地表面、上からE、F、G列に対応する。

層別沈下計はワイヤ式変位計を用い、推進管の中心線上の測点No.1では地表面より-2.5m、-4.5m、-6.5mにおける地盤沈下量を計測した。また、推進管の中心線より2.75m離れた測点No.3では、地表面より-2.5m、-4.5m、-6.5m、-8.5m、-10.5mの地盤沈下量を計測した。

さらに、推進に伴う地盤の緩み領域についても検討するために、測点No.2およびNo.4にそれぞれ15.5mおよび12mの挿入型傾斜計を設置した。計測サイクルは、測定箇所を掘進機が通過する7.5m手前から通過後7.5mまでの間を10分間隔、それ以降は地表面沈下計測と同様に頻度を調整しながら、掘進が完了し裏込め注入を終了するまでの3ヶ月間計測した。

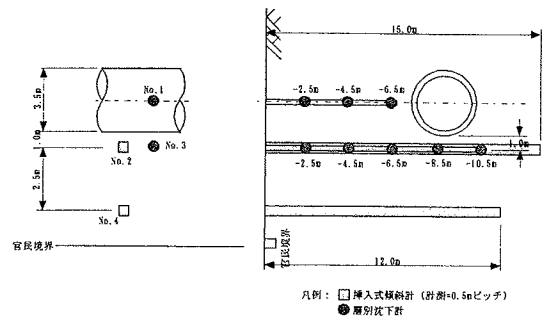


図-6 層別沈下計および挿入式傾斜計設置位置

4. 地盤変状に及ぼす要因

(1) 泥水式推進工法における地盤変状要因

地下に空洞を開削すれば、開削空洞周辺地山の応力変化およびそれに伴う変形が生ずる。特に、地表面沈下という現象は、市街地の浅部に空洞を開削する場合に極めて顕著に認められ、地表構造物への影響を抑制するためには何らかの手段が講じられなければならない。

泥水式推進工法が空洞開削に適用される場合は、その切羽面には泥水の、その推進管周辺のテールボイドには充填材の加圧により、地盤の安定性が確保されるとされているが⁴⁾、切羽面における泥水圧の大きさや使用する充填材の特性、切羽に注入される泥水やテールボイドに注入される充填材の賦存状況により、施工に伴う周辺地盤への影響が認められる。

泥水式推進工法の掘削は、シールド工法と同様の掘進機が用いられることから、掘削に伴う地盤変状現象としては、切羽における制御土圧の過不足に伴う地盤隆起や沈下、テールボイド材の充填不足や蛇行による地盤沈下などが予想される⁵⁾。しかしながら、先述のように、推進工法は掘進機が到達立坑に到着するまで、後続の推進管全体が移動しなければならないことから、これによる地盤変状への影響も無視できない。そこで、シールド工法適用時に地盤変状の検討に一般的に用いられる地表面沈下量の予測方法が推進工法に適用できるか否かについて検討するために、Aversin-Limanovの方法およびJefferyの方法を本現場に適用した。

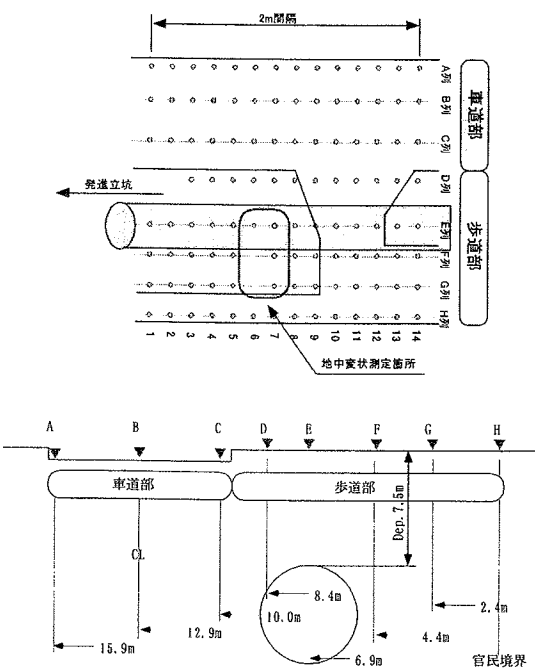


図-5 地表面沈下量計測測点

(2) シールド工法に適用される理論の適用

a) Aversin-Limanov の方法

地盤を完全弾性体と仮定し、Aversin-Limanov の方法により掘進機直上の地表面最大沈下量を前掲表-1 の特性値を用いて算出した。

まず、最大沈下量 S_0 は次式より求めた。

$$S_0 = (1 - \mu^2) \cdot (P/E_0) \cdot ((4 \cdot r_0^2 \cdot h_0)/(h_0^2 - r_0^2)) \quad (1)$$

$$= 6.977(\text{mm})$$

また、 x 離れた点における地表面沈下量を次式により算出した。

$$S(x) = S_0 \cdot (1 - x/L)^{(L/2)^2} \cdot e^{(L/2) \cdot x} \quad (2)$$

これらの式より、本現場に適用した結果を以下に示す。

掘進機直上最大沈下量 $S_0 = 6.977(\text{mm})$

緩み範囲 $L = 6.071(\text{m})$

沈下量 $S_0/2$ の位置 $l = 2.85(\text{m})$

なお、表-2 にこの方法による算出方法を、図-7 にこれらの位置の概要を示す。

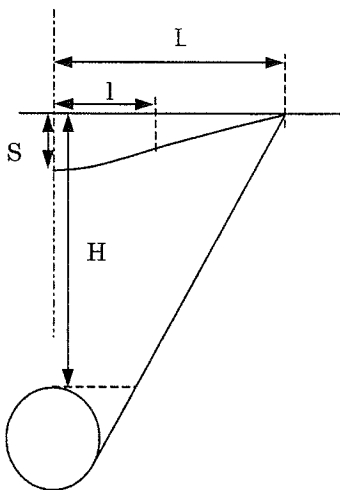


図-7 地表面最大沈下量概要図

b) Jeffery の方法

次に、Jeffery による任意の点における地盤沈下量 $U(\text{m})$ を次式より求める。

$$U = - (1 + \nu) \cdot (P/E) \cdot R_0^2 \{ [2(1 - \nu) \cdot (h_0/a) - (1 - 2\nu)] \cdot (\cos\theta_1/R_1) - [2(1 - \nu) \cdot (h_0/a) + (1 - 2\nu)] \cdot (\cos\theta_2/R_2) + [(h_0 - a) \cdot (\cos 2\theta_1/R_1^2) - (h_0 + a) \cdot (\cos 2\theta_2/R_2^2)] \cdot (\chi/a) \} \quad (3)$$

表-2 Aversin-Limanov の方法による沈下量の算出

$x(\text{m})$	$(1 - Lx/L)$	$(L/1)^2$	$(L/1)^2 x$	$s(x)(\text{mm})$
0	1.0	4.538	0	6.977
0.607	0.9	4.538	0.454	6.809
1.214	0.8	4.538	0.908	6.281
1.821	0.7	4.538	1.361	5.395
2.428	0.6	4.538	1.815	4.220
3.036	0.5	4.538	2.269	2.904
3.643	0.4	4.538	2.723	1.661
4.250	0.3	4.538	3.176	0.709
4.857	0.2	4.538	3.630	0.117
5.464	0.1	4.538	4.084	0.012
6.071	0	4.538	4.538	0.000

なお、垂直荷重 P は Terzaghi の理論により求める。すなわち、(4)式より活荷重 p 、(5)式より鉛直荷重 P_{vn} 、(8)式より鉛直水圧 P_{vw} が求められ、(9)式により垂直荷重 P が得られる。表-3 には計算に用いる各種データを示す。

①活荷重 (p)

$$p = \frac{2 \cdot P \cdot (1 + i) \cdot B}{C \cdot (a + 2 \cdot H \cdot \tan\theta)} \quad (4)$$

$$= 4.609(\text{kN/m}^2)$$

②鉛直土圧(P_{vn})

$$P_{vn} = \left\{ \gamma \cdot \frac{2 \cdot C \cdot 2 \cdot K \cdot \mu \cdot (P_{v1} + P_{v2} + \dots + P_{vn-1})}{Be} \right\} \cdot Ce \quad (5)$$

なお、土荷重係数 C_e は、

$$C_e = \frac{1}{2 \cdot K \cdot \mu / Be} \cdot \{ 1 - e^{-(2 \cdot K \cdot \mu / Be) \cdot h} \} \quad (6)$$

また、土の緩み幅 Be は、

$$Be = Bt \cdot \frac{1 + \sin(45^\circ - f/2)}{\cos(45^\circ - f/2)} \quad (7)$$

$$= 5.554(\text{m})$$

表-3 計算に用いる各種データ

層	土質	層圧 $h(\text{m})$	単位重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部摩擦角 $f(^{\circ})$
1	砂質土	7.0	18.940	41.8
	粘着力 $C(\text{kPa})$	摩擦係数 μ	土荷重係数 $C_e(\text{m})$	鉛直土圧 $P_{vn}(\text{kPa})$
	10.48	0.89	2.78	41.3

③鉛直水圧(P_{vw})

$$P_{vw} = 10.0 \cdot H_w = 34.0(\text{kPa}) \quad (8)$$

④鉛直荷重(P)

$$P=p+P_{vn}+P_{vw}=4.6+41.3+34.0=79.9 \text{ (kPa)} \quad (9)$$

これらの過程を経て得られた値を(3)式に代入して地盤沈下量を計算すると図-8 のようになり、地表面における最大沈下量は 6.91mm という値が得られる。

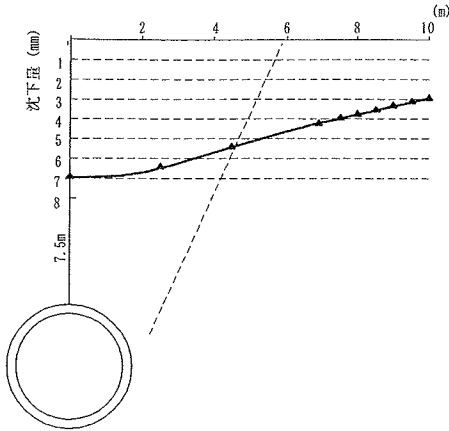


図-8 Jeffery による地盤沈下量

5. 測定結果および考察

既述したように、推進工法は掘進機が到達立坑に到着するまで、後続の推進管全体が移動しなければならないことから、これによる地盤変状への影響は無視できないと考える。そこで、前述した施工中での地表面沈下量の実測結果と、シールド工法適用時に地盤変状の推定に一般的に用いられる地表面沈下量の予測方法による計算値とを比較し、この予測方法の推進工法への適用性について検討するとともに、推進工法における地盤変状特性を考察した。

(1) 地表面沈下量

図-9 に実測した地表面沈下量の結果と、Aversin-Limanov および Jeffery の方法により得られた沈下量の値を示す。この図より、推進工法を用いた場合の地表面沈下量は、推進管近傍では Jeffery の方法に類似した傾向を示すことが分かる。しかし、地表面沈下量の実測値では、車道部の沈下量が歩道部より大きく左右対称ではない。これは歩道部と車道部の上載荷重が異なることに起因している。そこで、上載荷重による沈下量の影響について Jeffery の(10)式お

よび(11)式より再度試算を行う。

$$P=\gamma_t \cdot h+q \text{ (kPa)} \quad (10)$$

$$P'=\gamma_t \cdot h \text{ (kPa)} \quad (11)$$

なお、 P は上載荷重を考慮した場合の有効応力、 P' が考慮しない場合の有効応力であり、 γ_t は土の単位体積重 18.94 (kPa)、 h は推進管中心までの深度 8.75 (m)、 q は上載荷重 10 (kPa) である。これらの値を用いて P および P' を計算すると、上載荷重を考慮した場合の有効応力は 176 (kPa)、考慮しない場合の有効応力は 166 (kPa) となる。したがって、 $P'/P=0.94$ となり、上載荷重を考慮した場合としない場合約 6% 差が発生することから、沈下量も有効応力と比例するため約 6% の差が生じることになる。以上のことから、上載荷重の影響をほとんど受けない歩道部は、上載荷重を受ける車道部よりも沈下量の値が小さくなったと考えられ、この結果を併せて考慮すると計測結果と一致することが分かる。

一方、Aversin-Limanov の方法と実測値を比較すると、推進管直上の沈下量を若干大きく見積もることになるが、それ以外の箇所では全体的に過評価することが認められる。したがって、設計段階でより安全側に評価する場合には、この方法を用いても問題ないとする。

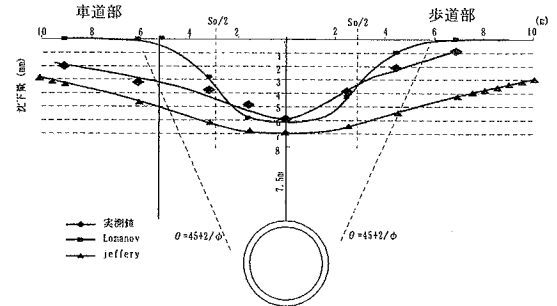


図-9 地表面沈下量

(2) 層別沈下計による沈下量の経時変化

層別沈下計による計測結果を、図-10 および図-11 に示す。これらの図は、推進管直上部および推進管側部における経過時間と各測定箇所での沈下量の関係を示したものである。まず、図-10 より推進管直上部の最大沈下量は、推進断面直上 1m の地点で 17mm であることが分かる。経時的な沈下について見てみ

ると、沈下は掘進機通過時より始まり、推進機通過後急激に進行することが分かる。また、推進機通過後1週間で最大沈下量の2/3に至り、20日後に最大沈下量にほぼ収束することが示される。さらに、推進が完了し裏込め注入を実施することによって沈下量が回復し、推進管直上部付近では特に顕著な回復が認められる。これらの結果は、シールド工法による掘進に伴う沈下量の経時変化と類似している⁵⁾。

いま少し詳細に見てみると、掘進機通過直前から掘削直後には全体的に1mm～2mm程度沈下していることが認められるが、この沈下量は掘進切羽前方に作用させる泥水圧および掘進により地山から取り込まれる排泥量に左右される。今回の施工では、結果的に1mm～2mm程度の沈下で抑制されていることから、泥水圧および排泥の制御は効果的に行われたと考えられる。次に、掘進機通過以降について見てみると、どの深度においても急激に沈下量が増大していることが伺える。これは、テールボイドへの充填材の加圧の成否に大きく依存していると考えられるが、今回の現場では充填材が効果的に注入されず、ボアホールカメラの観察からも充填材がテールボイドから逸脱していることが認められ、このような結果が示されたと考えられる。

各深度における沈下量について見てみると、推進管直上部は極めて大きな沈下量を示し、深度が浅くなるとともに沈下量が減少することが分かる。また、図-11の推進管側部における深度毎の沈下量と図-10の同一深度における沈下量を比較してみると、推進機の進行に伴う沈下量の変化は推進管直上のそれと類似し、かつ推進管側部における沈下量が全体的に小さくなっていることが分かる。このことは、地山のアーチ作用による緩み状態が発生していることを示唆している。

20日後に最大沈下量にほぼ収束することをいま述べたが、施工が未完了であるにも係わらず、測定箇所での沈下量が収束することは、推進管全体の移動に伴う地盤変状への影響が小さいということを意味している。したがって、テールボイドへの充填材を効果的に注入し、テールボイドを管理することにより、推進管全体の移動に伴う地盤への影響を抑制できる

ことが示唆される。

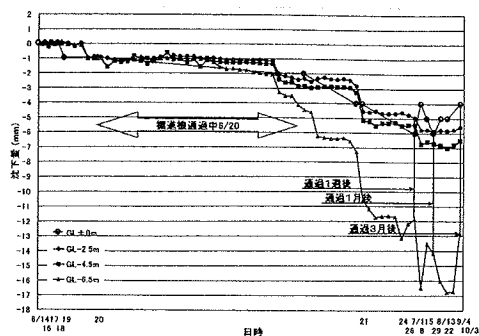


図-10 推進管直上部の沈下量

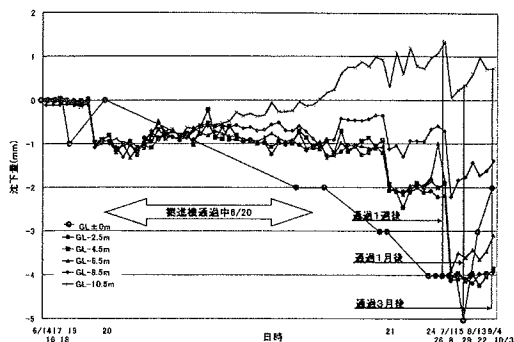


図-11 推進管側面の沈下量

(3) 挿入式傾斜計による沈下量の経時変化

傾斜計による計測結果を図-12、図-13に示す。これらの図は、推進管の中心より2.75mおよび5.25m離れた位置における深度毎の水平方向の移動量について示しており、推進管方向への変位が正である。

図-12より、推進管近傍では掘進機通過直後、急激に推進管方向に変位していることが分かる。これは、掘削によるテールボイドの発生に伴い、応力が開放されたこと起因している。また、掘削機通過直以降は顕著な変位が認められないことから、充填材による効果が発揮されていると思われる。さらに、水平方向の変位がGL-4.0m付近で収束していることから判断すると、地盤の緩み領域が1Dである3.5mと想定でき、先述の層別沈下計の結果およびシールド工法における緩み領域の範囲がシールド径の約1.0～1.2倍であるという報告に合致する⁵⁾。

一方、推進管から離れた場所では、図-13に示すように推進管通過後、時間の経過とともに推進管側に

変位する傾向が認められ、地表面に近くなるほどこの傾向が顕著である。また、掘進機通過1ヶ月半後および3ヶ月後の水平方向の変位を見ると、GL-3.5m付近が屈曲点となり、その上下で変位の大きさが若

6. おわりに

本報告では、推進工法における最適余掘りを評価することを目的として行った計測調査のうち、実施工での地盤変状測定における影響評価について種々検討した。この結果、①掘進機の通過直前から通過後約3週間にかけて地盤沈下量が顕著に認められること、②特に掘進機通過以降、テールボイドへの充填材の加圧が効果的に行われなければ、地盤沈下量が急激に増大すること、③推進管全体の移動に伴う地盤変状への影響は小さいこと、等が明かとなった。また、施工前に地盤変状を予測するためには、シールド工法で一般的に用いられる Jeffery の方法を利用すればよいことを示した。

コスト縮減が求められる時代背景の中、非開削技術としての推進工法は、今後益々普及すると考えられる。推進工法が品質向上及び適用拡大を目指すためには、明確な設計思想を確立する必要があるため、今後もより多くの推進工事のデータを入手し、推進工法における理論の確立に向けて検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 石橋信利：推進工法の動向と今後への期待, pp.1-3, 2000
- 2) 中本至：シールド工法・推進工法選定比較マニュアル, pp.17-21, 理工図書, 1987
- 3) DKI システム研究会：技術資料, 2000
- 4) 島田英樹・松井紀久男：資源と素材, Vol.113, No.9, pp.669-676, 1997.
- 5) シールドトンネルの新技术研究会：シールドトンネルの新技术, pp.228-235, 土木工学社, 1995

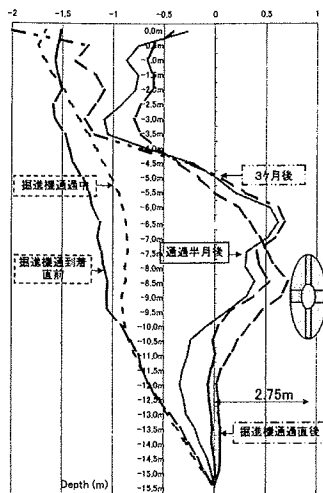


図-12 推進管の中心より2.75m離れた位置における深度毎の水平方向の移動量

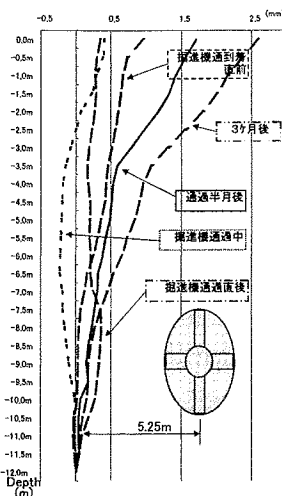


図-13 推進管の中心より5.25m離れた位置における深度毎の水平方向の移動量

干異なることが伺える。これは、掘進に伴う緩み領域による影響であると考えられるが、Terzhagiの理論から算出される緩み領域はこの位置ではGL-2.08mより浅部であると計算され、本現場の緩み範囲は理論よりも広がったことが想定される。