

非開削による地下空間の構築工法

Construction of Large Caverns by Using No-Dig System

酒井栄治¹・榊原政隆²・森田 智³・島田英樹⁴・松井紀久男⁵

Eiji SAKAI, Masataka SAKAKIBARA, Tomo MORITA,
Hideki SHIMADA and Kikuo MATSUI

¹非会員 株式会社アルファシビルエンジニアリング 開発部門 (〒812-0015 福岡市山王一丁目 1-18)

E-mail: arfa@oregano.ocn.ne.jp

²非会員 株式会社アルファシビルエンジニアリング 技術部門 機械・開発担当 (〒812-0015 福岡市山王一丁目 1-18)

³非会員 株式会社アルファシビルエンジニアリング 技術部門 技術担当 (〒812-0015 福岡市山王一丁目 1-18)

⁴正会員 博士 (工学) 九州大学大学院助教授 工学研究院地球資源システム工学部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6 丁目 10-1)

⁵正会員 工学博士 九州大学大学院教授 工学研究院地球資源システム工学部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6 丁目 10-1)

Tunnels in an urban area, in many cases, are constructed in soft ground which contains underground water, near existing facilities and structures. Structural stability for the tunnel and also the nearby structures and facilities is vital in this kind of work. Deyno slurry pipe jacking was firmly established as a special method for the non-disruptive construction of underground pipelines of sewage systems. This method utilizes mud slurry that is formed around the pipes in order to stabilize the surrounding soil. In the pipe roof method the tubing elements that are constructed by Deyno slurry pipe jacking are near each other longitudinally, and create a rigid and stable lining before the excavation of the main tunnel. This paper discusses the application of a Deyno slurry pipe jacking system on the pipe roof method for construction of a large cavern.

Key Words : large cavern, pipe roof method, No-Dig system, Deyno slurry pipe jacking

1. はじめに

近年都市部においては、各種交通機関の乗り換え時の利便性や安全性の確保のために、交通結節点の整備の要請が急増している。このため、地下における既存施設との分岐、交差、拡幅等の施工技術の確立が急務となっている。本報告では、推進工法を用いた先受け工法として適用された事例について紹介し、これの使用機器や施工方法の詳細について述べるとともに、地山の安定性に及ぼす影響等を種々検討した結果について報告する。

2. 工事概要

(1) 大断面空洞掘削概要

本工事は、東急電鉄と横浜高速鉄道 4 号が交差す

る地点に新ホームを増築するために、掘削幅 20m 程度の大断面空洞を山岳工法により掘削するものである。この際、空洞頂部の地山を補強するために、非開削推進工法を用いたパイプルーフ工法が補助工法として採用された。図-1 に鋼管の配置および加背割をも含む空洞断面を示す。空洞掘削は、パイプルーフ工法が実施された後、両側方先進導坑が先行掘削され、最終的に 6 分割された中壁分割工法で掘削される計画であった。そのためにもパイプルーフ工法による地山の変状は最小限に留める必要があった。

(2) パイプルーフ工法

パイプルーフ工法は先受け工法のひとつであり、トンネル掘削時に発生する切羽上部の緩み荷重を抑制するために、トンネル上部に予め鋼管を打設する補助工法である¹⁾。

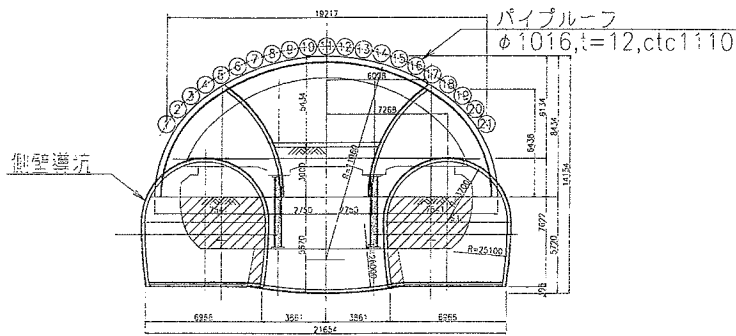


図-1 空洞断面

パイプルーフ工法では、打設された鋼管群を梁として仮定し、これに土被り圧が作用した場合の鋼管群のたわみ量および剛性が許容範囲内になるように設計される。本現場でもこの方法により、掘進延長は38.50m、鋼管径は1,016mm、鋼管厚さは12mmの鋼管を上半断面21本打設することに決定された。なお、この方法では鋼管と鋼管の間に設けられる継手の剛性については全く検討されていないため、鋼管群の剛性を確保するために図-2に示す継手を採用した。

鋼管の挿入には、泥濃式推進工法が用いられた。この工法での掘削切羽は、液性限界から塑性限界の範囲の土砂性状で、高濃度泥水と掘削土砂の流動性の良好な混合体で構成されている。この際、地下水压+20kPa以上の加圧状態でカッター室内を維持しつつ連続して掘進を行うため、地山に対する止水性ならびに掘削地山の力学的な安定性を確保することができる。また、推進管外周部に平均25mm程度の掘削余掘り部（以下、テールボイド部と呼ぶ）を設け、そのテールボイド部には、地山土粒子、高濃度泥水、目詰材および固結型滑材の混合体を加圧充填させることにより、掘削地山壁面から肌落ちが防止され、地山の安定性が確保される。

施工方法は以下のとおりである。すなわち、鋼管を埋設する坑口付近に元押しジャッキを上下操作自在の移動式ユニバーサル架台の上に据え付け、通常の推進工法と同様の手法により鋼管が推進される。

設計された長さまで鋼管が推進された後、推進先端に取り付けられている掘進機が坑口まで戻ることができるように工夫されたリターン回収可能装置により、掘進機が坑口に引き戻されると鋼管のみが地山に残される。

図-3および写真-1に移動式ユニバーサル架台を、図-4および写真-2にリターン回収可能装置付き掘進機、図-5に回収手順を示す。なお、鋼管は前掲図-1の11番鋼管を基準管としてまず挿入し、左右に隣接する10,12番鋼管までは掘進機1台で挿入した。それ以降は工期短縮を図るために、掘削機2台を用いて9～1と13～21番鋼管を同時に挿入した。また、このリターン回収可能装置は、九州新幹線薩摩田上トンネルの盛土シラスにおける長距離先受け工法にも採用された実績がある。

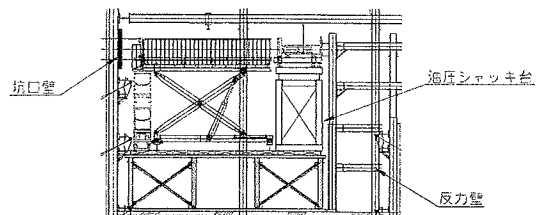


図-3 移動式ユニバーサル架台

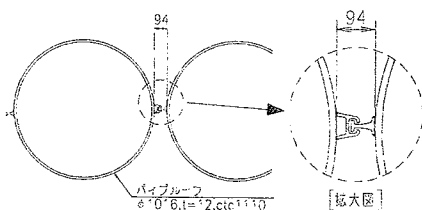


図-2 継手拡大図

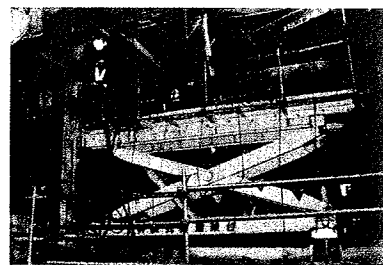


写真-1 移動式ユニバーサル架台

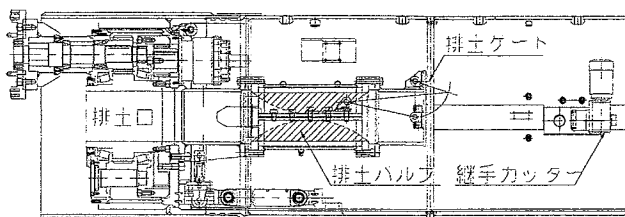


図-4 リターン回収可能装置付き掘進機

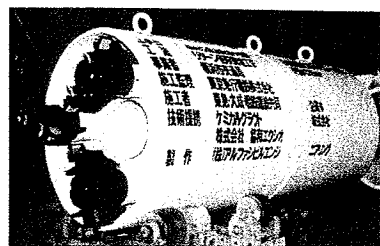


写真-2 リターン回収可能装置付き掘進機

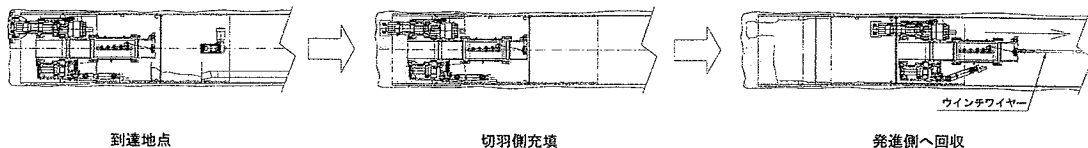


図-5 回収手順

(3) 地山の状況

図-6に本現場の土質柱状図を示す。地表面から6mまではN値が1～3の表土および関東ローム層の、6m～10mではN値が0～3の凝灰質粘土の軟弱地盤であり、地表面より10m～11mの区間は、直径400mm程度の巨礫混じり砂礫層で、N値が20～50程度の強度の大きい滞水層であった。それ以深は、泥岩、砂質泥岩層で構成され、その一軸圧縮強度は10MPa程度であった。また、同図に示すように、挿入鋼管位置は、凝灰質粘土、巨礫混じり砂礫層、泥岩層の互層中である。

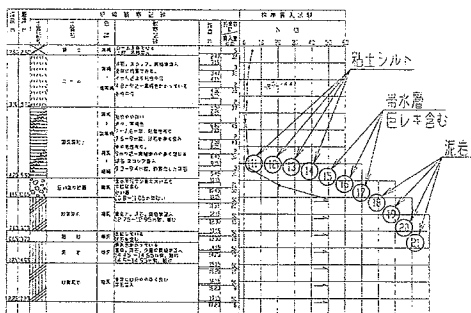


図-6 土質柱状図

3. 解決すべき課題と対応策

(1) 回収機能付き密閉式掘進機と継手カッターの装着

一般的な先受け工法や水平土留覆工に使用されるパイプルーフ用掘進機は、地下水の影響がない自立性地山を対象にした施工に限定される。しかし、本

現場の掘削対象地盤は、自立性に乏しく崩壊性が高いため、一般的に用いられているオーガー挿入式掘進機による施工では切羽圧力を制御できないため、掘進時の地下水の流入や地山の流動による噴発が懸念された³⁾。このような問題点を克服するために、掘進時の切羽圧力の保持が可能な密閉式掘進機が本現場に採用された⁴⁾。

また、鋼管群の剛性を確保するために、LT型およびPT型継手が一般的に用いられるが、これらを採用した場合、鋼管群の剛性や止水性が十分に発揮しなかった事例や、施工中に継手部の脱落や変形が認められた事例がある³⁾。巨礫の混入した滞水層を掘削する本現場では、このような継手に関わる問題が発生し易いため、前掲図-2に示した剛性の高いAH型継手を採用した。さらに、継手先頭部の挿入時の先端抵抗を低減するために、掘削機に継手専用カッターを装備した。図-7に継手専用カッターの構造、写真-3に装着された継手専用カッターを示す⁵⁾。

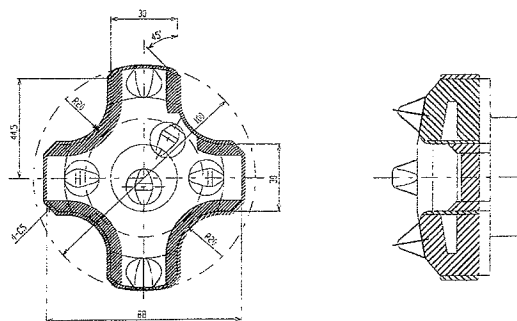


図-7 継手カッターの構造

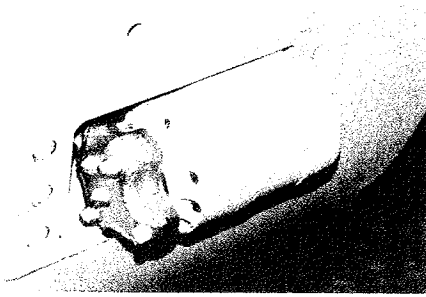


写真-3 継手専用カッター

(2) 元押推進力の予測

リターン回収可能装置を取り付けた掘進機による設計には、施工中の推進力をも予測する必要がある。そこで、超流セミシールド協会から提案された(1)式により計画元押推進力の算出した⁶⁾。

$$F = F_0 + R \cdot S \cdot L + 2 \cdot T \quad (1)$$

$$F_0 = (P_w + P_e + P_z) \times A \quad (2)$$

ここで、 F :総推進力(kN), P_w :地下水圧=108.7kPa, F_0 :カッターの前面抵抗値(kN), P_e : N 値から得られる掘削抵抗 50×2 (kN), S :管外周長(m), R :管外周面抵抗値(kPa), P_z :最大玉石径/管径 $\times 200$ (kN), T :継手貫入抵抗(kN), L :鋼管の推進延長, A :掘進機の断面積(m^2)である。

推進力が最も大きくなると予測される巨礫を含む砂礫層のみが本現場に賦存すると仮定し、(1)式を用いて計画推進力を算出すると約1,000kNとなる。また、推進する鋼管の軸方向の許容耐荷力に75%の安全率を考慮して算出すると約4,500kNとなり、計画推進力は許容耐荷力の4分の1程度であるため推進に伴う鋼管の破損は生じないと判断された。

(3) 数値解析による地山挙動の予測

一般的にパイプルーフ工法を採用する場合、100mm

～600mm程度の管径を有する鋼管が多用されている。その場合、先の述べたように打設された鋼管群を梁として仮定し、これに土被り圧が作用した場合の鋼管群のたわみ量および剛性が許容範囲内になるように検討される^{1) 2)}。しかしながら、この検討方法では、鋼管挿入中および挿入後の地山の挙動について評価することができない。

また、本現場では推進工法により鋼管を打設するため、推進工法特有の施工方法、すなわち掘進機が所定の到達位置に到着するまで後続の推進管全体が移動する際の地盤変状への影響も無視できない。さらに、本現場は滞水軟弱地盤層および巨礫を含む砂礫層中の施工であり、施工に伴う地盤変状が顕著に現れることが予想される。

そこで、施工中の地表面沈下量を含む地盤変状を事前に予測するために数値解析を行った。解析には、図-8に示すように、鋼管外径1,016mm、鋼管内径992mm、隣接継手間94mm、オーバカット幅25mm、土被りは地表から最上段に位置する中央鋼管の頂部までの距離8.387mとしたモデルを作成し、有限要素解析プログラムPhase²を用いてMohr-Coulombの破壊条件式を適用した。表-1に解析に用いたパラメータを示す。なお、地表から10mまでは軟弱シルト層、10～11mまでは砂礫層、11m以降は泥岩層としている。また、泥濃式推進工法は、掘進機前面のカッター後方に隔壁を設け、切羽と隔壁間のチャンバー内に泥水を圧送・充填し、切羽の安定を図りながらカッターを回転させ、掘削・推進が行われるので、推進工法により鋼管を推進する一連の工程を図-9のようにモデル化した。さらに、推進終了後、余掘り部に裏込め材を充填させることによって余掘り部を固結させる工程についてもモデルに反映させる必要があるため、隣接する鋼管の推進と同時に前段階で推進した鋼管のテールボイド部に注入した充填材が固結すると仮定した。

表-1 解析に用いたパラメータ

	軟弱シルト層	砂礫層	泥岩層	鋼管+充填材	裏込め材(未固結)	裏込め材(固結)
密度(MN/m ³)	0.015	0.018	0.02	0.018	0.018	0.018
ヤング率(MPa)	15	40	150	7300	0.1	3650
ポアソン比	0.35	0.35	0.3	0.2	0.49	0.2
引張強度(MPa)	0.015	0.04	0.15	3.8	10000	1.9
内部摩擦角(deg)	35	35	35	54	89.9	40
粘着力(MPa)	0.02	0.03	0.05	7.9	10000	3.95
ダイラタンシー角(deg)	15	15	15	8	0	0

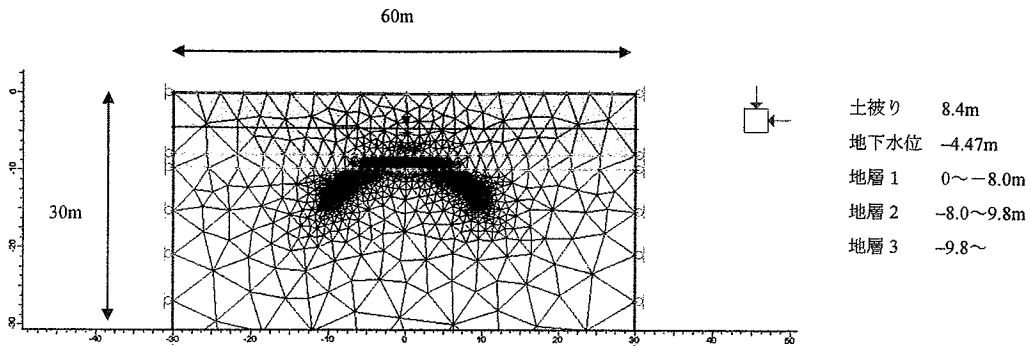


図-8 解析モデル

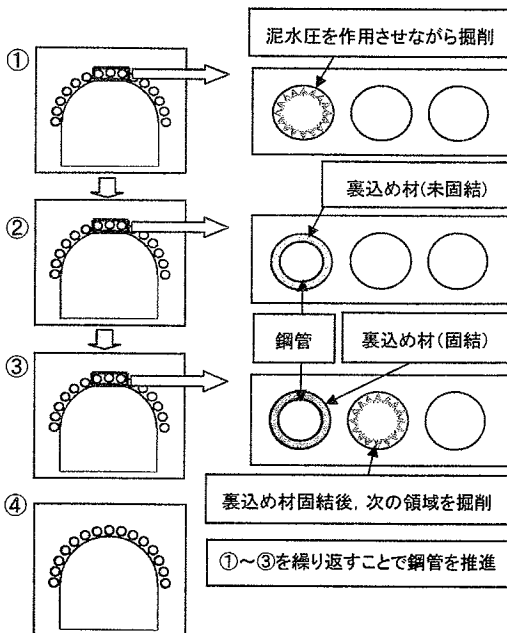


図-9 鋼管を推進する一連の工程

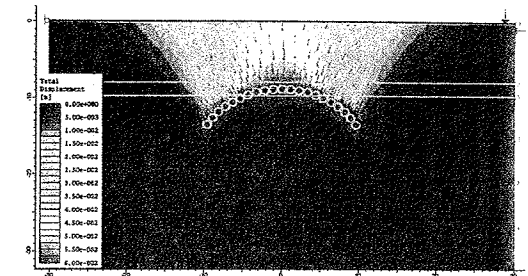


図-10 地盤変状

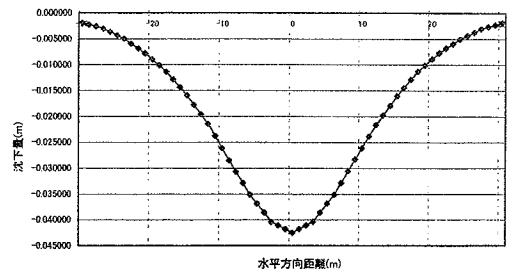


図-11 地表面沈下量

図-10 および図-11 に全鋼管が推進された後の地盤変状および地表面沈下量を示す。これらの結果より、鋼管群の左右端上の地表面付近から沈下が始まり、中央鋼管の中心線上で最大値 42.5mm となることが分かる。

本現場では、施工位置より浅部に地中埋設管が存在しないことや滞水軟弱地盤層を地表面から地盤を改良することができないため、地表面許容値が 65mm 以内と設定されていた。したがって、本工法による施工が可能であるという判断が下された。

4. 施工結果

(1) 推進速度の状況

上半部 8 番から 14 番鋼管までは、土質柱状図から

推測したとおりの軟弱なシルト層が賦存しており、60mm/分程度の推進速度で鋼管の挿入が完了した。また、これ以外の鋼管では、巨礫を含んだ砂礫層が賦存していることが予想されていたので、写真-4 に示す巨礫用カッタービットを使用した。

左断面 7 番から 5 番鋼管および右断面 15 番から 17 番鋼管までは、シルト層から巨礫を多量に含んだ滞水砂礫層に変化した。この区間の推進中に掘進機内の排土パルプから取り出された巨礫は、写真-5 に示すように最大径 400mm であった。このように当初の予測よりも巨礫が多量に存在していたため、この区間の推進速度は 5mm~12mm/分まで低下した。さらにそれ以降は砂礫層から泥岩層に変化し、砂礫用のカッタービットでは掘進時に掘削土砂がビットに付着し推進速度が低下すると想定されたため、写

真-6 のような固結地盤用の強化型シェルビットに変更した。その結果、25mm～35mm／分程度の推進速度で鋼管を挿入することができた。



写真-4 巨礫用カッタービット



写真-5 排出された巨礫

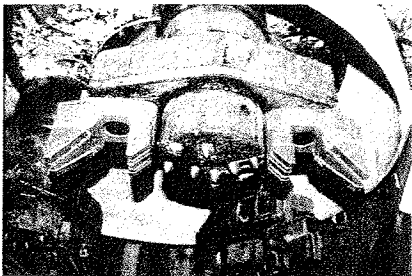


写真-6 固結地盤用強化型シェルビット

(2) 推進力の状況

鋼管を挿入する際に必要な元押推進力は、掘進機前面抵抗値、鋼管外周面抵抗値および継手貫入抵抗値の和で表される。この中で掘削機前面抵抗値は、掘進機に取り付けられた圧力計で計測される。一方、元押推進力は、元押ジャッキの油圧として計測されるため、この値から掘進機前面抵抗値を差し引くことで鋼管外周面抵抗値と継手貫入抵抗値の和が把握できる。なお、11 番鋼管は基準管であり、継手貫入抵抗値が存在しないため、11 番鋼管推進時に得られた元押推進力は掘進機前面抵抗値と鋼管外周面抵抗値の和で表される。掘進記録から各鋼管の推進力を纏めると下記ようになる。

1) 隣接する継手抵抗がない場合、すなわちシルト

層中に 11 番鋼管挿入時の鋼管外周面抵抗値：
1.30kPa

2) シルト層に 8～10 番鋼管および 12～14 番鋼管挿入時の鋼管外周面抵抗値と継手貫入抵抗値の和：
1.30kPa～4.15kPa

3) 巨礫混じり砂礫層に 7 番鋼管および 15～16 番鋼管挿入時の鋼管外周面抵抗値と継手貫入抵抗値の和：
5.62kPa～6.59kPa

4) 泥岩層に 6～1 番鋼管および 17～21 番鋼管挿入時の鋼管外周面抵抗値と継手貫入抵抗値の和：
1.06kPa～5.53kPa

これらの結果より、シルト層および泥岩層における鋼管外周面抵抗値の和がかなり変動していることが、また巨礫混じり砂礫層のそれは他に比べてかなり大きな値を取っていることが分かる。

そこで、より詳細に検討するために、図-12 および表-2 には各鋼管の挿入に要した元押推進力を示す。これらの図表より、まずシルト層中に基準管である 11 番鋼管を挿入する場合には、隣接継手が存在しないために元押推進力が小さいことが分かる。10 番および 12 番鋼管を挿入した際の元押推進力が基準管挿入時のほぼ倍になっており、継手貫入抵抗値に依るものであると推察される。しかし、9 番および 13 番鋼管挿入時の元押推進力を見てみると、挿入土質が類似しているにも拘わらず 10 番および 12 番鋼管挿入時のそれよりも小さくなっているため、隣接継手の品質による影響が大きいと思われる。次に、巨礫混じり砂礫層中に 7 番および 15～16 番鋼管を挿入する場合には、元押推進力が基準管挿入時の 4 倍程度必要であることが分かる。これは、巨礫の継手部への接触をはじめ、継手部に砂礫分が混入することに依る増大であると考えられる。さらに、泥岩層中に左断面 3～2 番鋼管および右断面 19～20 番鋼管を挿入した場合、左断面挿入時の元押推進力が左断面挿入時のそれより約 2 倍大きいことが分かる。これも 10 番および 12 番鋼管挿入時の元押推進力の結果と同様に、隣接継手の品質による影響であると考えられる。

以上の結果より、継手貫入抵抗値は継手部に混入する土砂の影響が極めて大きいこと、継手部の品質に大きく影響されることが判明した。また、継手挿入の際、テールボイド部を上下に分断しなければならず、充填材が均一に注入できないことによる鋼管外周面抵抗値の増加なども想定される。したがって、このような問題点を克服するためには、継手内に滑材を注入するシステムを今後開発する必要があると考える。

表-2 元押推進力の一覧

管番号(No.)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
最大推進力(kN)	410	750	760	560	340	500	1,000	530	380	530	280
到達時推進力(kN)	410	750	760	410	310	500	810	530	380	530	280
管No.	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
最大推進力(kN)	630	280	470	1,060	940	500	440	380	500	340	
到達時推進力(kN)	630	280	470	1,060	940	440	470	380	500	340	

※11 番鋼管は基準管

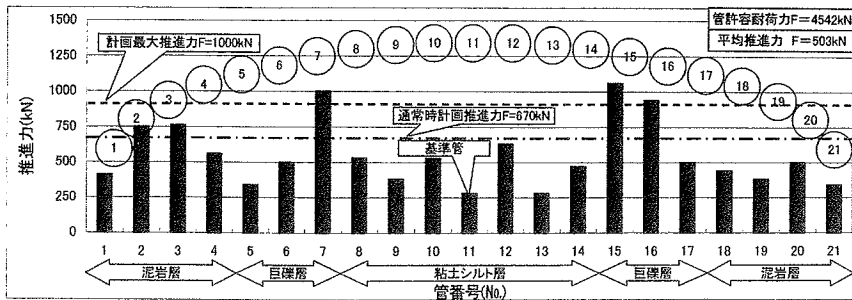


図-12 各鋼管の元押推進力

(3) 地表面沈下量の状況

表-3 に鋼管挿入が終了後に実施した裏込め注入完了後の各鋼管中心線上の地表面沈下量を示す。ここで、A～G は測点位置であり、A は坑口から 3.0m 地点、B は 8.0m 地点、C は 11.0m 地点、D は 21.0m 地点、E は 28.0m 地点、F は 31.0m 地点、G は 47.0m 地点であり、1～21 は鋼管番号である

この表から、まず各測点の最終沈下量は 4mm～29mm 程度であり、先述した数値解析による予測最大沈下量 42.5mm の 70%以内に収まっていることが分かる。数値解析では、裏込め注入による沈下量の回復について考慮していないため、これによる効果が大きいと思われる。なお、本現場では、裏込め注入により地表面沈下量は最大 8mm 回復した。

次に、各地山に対する地表面沈下量について見てみると、巨礫混じり砂礫層中に 7 番および 15～16 番鋼管を挿入完了後の地表面沈下量が他に比べて大きいことが分かる。これは、この区間の推進時に切羽の振動が極めて大きかったことから、地山中に存在する巨礫の坑外への排出や巨礫のカッタービットおよび掘進機への接触等により生じる地山の擾乱が大きく影響していると推測される。また、裏込め注入量については、7 番鋼管挿入後に 26m³、16 番鋼管挿入後に 21m³、これら以外の鋼管挿入後には平均 2.5m³であった。このことから、巨礫混じり砂礫層推進時の地山の擾乱が顕著であったことが伺える。

表-3 裏込め注入後の地表面沈下量

	A	B	C	D	E	F	G
1	-	-7	-	-11	-10	-	-4
2	-	-8	-10	-8	-	-	-
3	-5	-	-	-	-	-10	-
4	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-15	-
7	-	-21	-	-18	-	-	-7
8	-16	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-
11	-	-	-	-	-	-20	-
12	-	-	-	-	-	-	-
13	-15	-	-	-	-	-	-
14	-	-	-	-	-	-	-
15	-	-29	-	-22	-	-	-5
16	-	-	-	-	-	-19	-
17	-	-	-	-	-	-	-
18	-14	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-13	-	-	-	-	-
21	-	-	-	-	-	-9	-

5. まとめ

本報告では、推進工法を用いた先受け工法として適用した事例について紹介し、これによる使用機器や施工方法の詳細について述べるとともに、地山の

安定性に及ぼす影響等について検討した。

現在適用されている種々のパイプルーフ施工では、仮設工であるために経済性や簡便な施工性のみが評価の基準となり、今回報告したような観点からの検討はほとんど行われないのが実状である。しかしながら、既設の地下埋設物や構造物の多い都市部での中小口径推進工法による仮設工は、切羽圧力の保持が可能なことや地盤変状を抑制できる機種の選定が極めて重要である。今回の施工では、密閉式掘進機を用いたパイプルーフ工法を用いることにより最大地表面沈下量を 29mm 程度に抑制できたことから、本施工方法はトンネル掘削のための補助工法として極めて有用性があると断言できる。

また、本施工のような円形鋼管によるパイプルーフ施工をはじめ、矩形鋼管による水平土留覆工等を、仮設工の範疇から本体構造物の一部と見なす設計手法の確立が求められており、コストの縮減や工期短縮等の急速施工技術の一環として、今後さらに検討していく予定である。

謝辞：仮設工のパイプルーフ施工を計画し、実施工を行うにあたり、ワーキング等を通じて御指導・御協力頂いた関係各位に誌面を借りて心から感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 新井欣弥:新・土木設計の要点-⑤「トンネル」, 鹿島建設土木設計本部, 鹿島出版会, 2003.
- 2) 土木学会編集:山岳トンネルの補助工法, トンネルライブラリー第 5 号, 土木学会, 1994. 3.
- 3) 白水達人:CIVIL ENGINEERING「土木技術」, 土木技術社, VOL. 52 P. 39~P. 46 No. 4/1997. 4.
- 4) 松本雄二他:シラス盛土を新しい先受け工法で克服, 「トンネルと地下」, 日本鉄道建設公団, 日本トンネル技術協会, P. 7~P. 15 No. 12/2000.
- 5) 半田卓:重要構造物直下における角形鋼管推進工事「建設の機械化」, 日本鉄道建設公団, 日本建設機械化協会, P. 8~P. 12 No. 636
- 6) 酒井栄治・時枝直人:泥濃式推進工法:超流バランスセミシールド工法 設計指針(案), 超流セミシールド協会, 2002. 7.
- 7) 大口径技術委員:推進工法設計積算要領「泥水・土圧・泥濃式」, (社) 日本下水道管渠推進技術協会, 2001. 1.