

削土密閉型(土圧バランス式)シールド工事の施工について

平 尾 虎 光* 鈴 木 通 正**
鈴 木 和 高*** 富 田 史 博****

要 約

寝屋川(一)幹線下水管渠シールド工事において削土密閉型(土圧自動制御装置付)シールド工法を採用。

シールド掘進部の地質は、砂分70～80%程度、最大粒径2mm、N値2～8のゆるい砂質土である。

施工の結果、自動制御装置は、①粘性土分(粒径74 μ m以下)が30%以上の場合には順調に作動する ②粘性土分が30%以下の場合には自動制御装置は種々の支障がある(手動運転に切替えた) ③粘性土分が30%以下でも、粘土注入により粒度調整を行った場合は自動制御運転により掘進できることがわかった。

また、本工事ではセグメント(鋼製箱型)継手の止水に吸水膨張性材料を用いて、継手止水に良好な結果を得ることができた。

目 次

- §1. まえがき
- §2. 工事概要
- §3. 地 質
- §4. シールド掘進機
- §5. 掘 進
- §6. 掘進実績
- §7. 覆 工
- §8. 裏込注入
- §9. 地盤改良工
- §10. 函渠防護工
- §11. あとがき

§1. まえがき

現在まで、シールド工法は滞水砂層、軟弱土層、シルト層等多くの地層に対して適応性のある工法として、数多くの実績がある。

しかし、土質によっては、切羽の保持、地盤沈下、立坑周辺の騒音等の公害問題を残していた。これら諸問題を解決する工法の1つとして削土密閉型(土圧バランス

式)シールド工法がある。

この工法は、シールド機のバルクヘッドの背面に、スクリーコンベアを設置し、排土と前面土圧をバランスさせながら、コンベアを稼働させ、施工の安全化、無公害化及び保守管理の簡素化をめざす機械化シールド工法である。すでに滞水砂層、軟弱シルト層及び砂礫層等各種の地質においてある程度性能が確認されている。

当工区では、

- ① 既設暗渠と取り合わせるため、土被りが2.1～3.5mと非常に浅い。
- ② 道路は幅5.5mと狭く、両側には住宅が密集している。
- ③ 交通量も一日平均約3万台と多い。
- ④ 淀川左岸の堆積地帯で古くからレンコンの産地で、レンコン畑を埋立てた市街地であるため地質は軟弱なシルト混り砂で含水比が非常に高い。
- ⑤ 交通事情から、路上よりの改良工事等の道路占用が許可されず、地盤改良が充分施工できない。

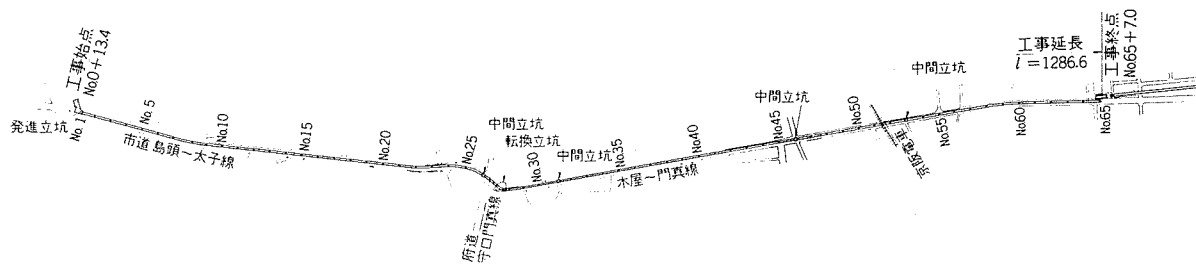
などの障害と施工条件があり、これに対応できる工法として削土密閉型(土圧バランス式)シールド工法を採用し、機械の改良、補助工法などの検討を加えた。

§2. 工事概要

2-1 工事概要

工事件名 寝屋川(一)幹線下水管渠築造工事

* 関西(支)門真(出)所長
** 関西(支)門真(出)係長
*** 関西(支)門真(出)
**** 関西(支)門真(出)



工 期 自 昭和53年10月21日

至 昭和56年 3 月25日

延長：1286.6m

カーブ(最小半径)： $r = 80\text{m}$

土被り(平均)：2.5m

仕上り径：1,800mm

セグメント外径：2,400mm

主要数量 掘削 6,303m³

礪出し坑外設備 1 式

セグメント製作(鋼製)

標準：1,130リング(幅 1,000mm)

異型：260リング

覆工(セグメント)：1,260m

裏込注入量：826m³

薬液注入工：3,458m³

二次覆工：1,256m

立坑：2ヶ所(発進立坑・中間回転立坑)

特殊人孔工：6ヶ所

函渠防護工：6ヶ所

土質調査：1式

既設函渠接続工：1式

2-2 路 線

大阪府門真市下島町を起点とし、市道島頭太子線を北進し府道守口門真線を横断して、更に木屋門真線を北進して、寝屋川市神田町に至る延長1,286.6mの路線である。途中6ヶ所に公共下水道(門真市、寝屋川市)接続のための人孔を築造する。また、横断函渠、京阪電車高架下を夫々通過する。

路線の地上状況は、全線に亘って淀川左岸の堆積地帯で、ほとんどが沼地(レンコン畑)を埋立てた市街地であり、左右に農業用水が縦断又は並行している。

土被りは2.1m～3.5mで到達付近では2.1mである。

§ 3. 地質

3-1 地質概要(図-2 参照)

この地域は大阪平野の中東部に位置し、1～2km北には大阪府と奈良県を境とする生駒山地が始まっている。生駒山地では洪積層及び花崗岩が露頭しているが、当工区の地盤構成は、深さ12m前後が表土及び沖積層

(A_{c1} , A_{s1} , A_{c2})で、その下に洪積層の段丘層が、続いている。表土層はだいたいにおいて埋立地で、沖積層は上方から上部粘性土層(A_{c1})、上部砂質土層(A_{s1})、下部粘性土層(A_{c2})である。洪積層の段丘層は上部粘性土層、砂礫～砂質土層と続いている。地下水位はGL-1.2mである。

標準貫入試験の結果は、埋立部及びGL-4～5mの砂層がN値15～20(中位の相対密着の砂)、ほかの砂質土層及び粘性土層が、 $N = 2 \sim 8$ のゆるい砂、柔らかい中位の粘土である。一部の粘性土ではN値0(自沈)の柔らかい所もある。全体的には軟弱地盤地帯である。

3-2 メタンガス調査

本地区の粘性土は腐植物を多く含み、これから発生したメタンガスが地下水に溶解して、周辺区域に移動している。これが水温の上昇、水圧の変化等により再び空气中に放出される。本地区の南、門真市下馬伏区などでは多量のメタンガス発生地区があり、当工区でも地下水位がGL-6mまで低下した場合、メタンガスの発生が予想されることから、詳細な調査を行った。

φ86mmのボーリングを行い、 $2\text{l/min} \times 260\text{min} = 520\text{l}$ の地下水を約260分揚水、GL-4mまで水位を低下させ、メタンガス濃度の経時変化を測定した。その結果、メタンガスは検出されなかったが、揚水した地下水250ccを500ccのビンにとり放置しておく、水温上昇等によりメタンガスが濃度0.13%程度検出され、水に溶存していることを示したが工事には支障がないものと判断した。

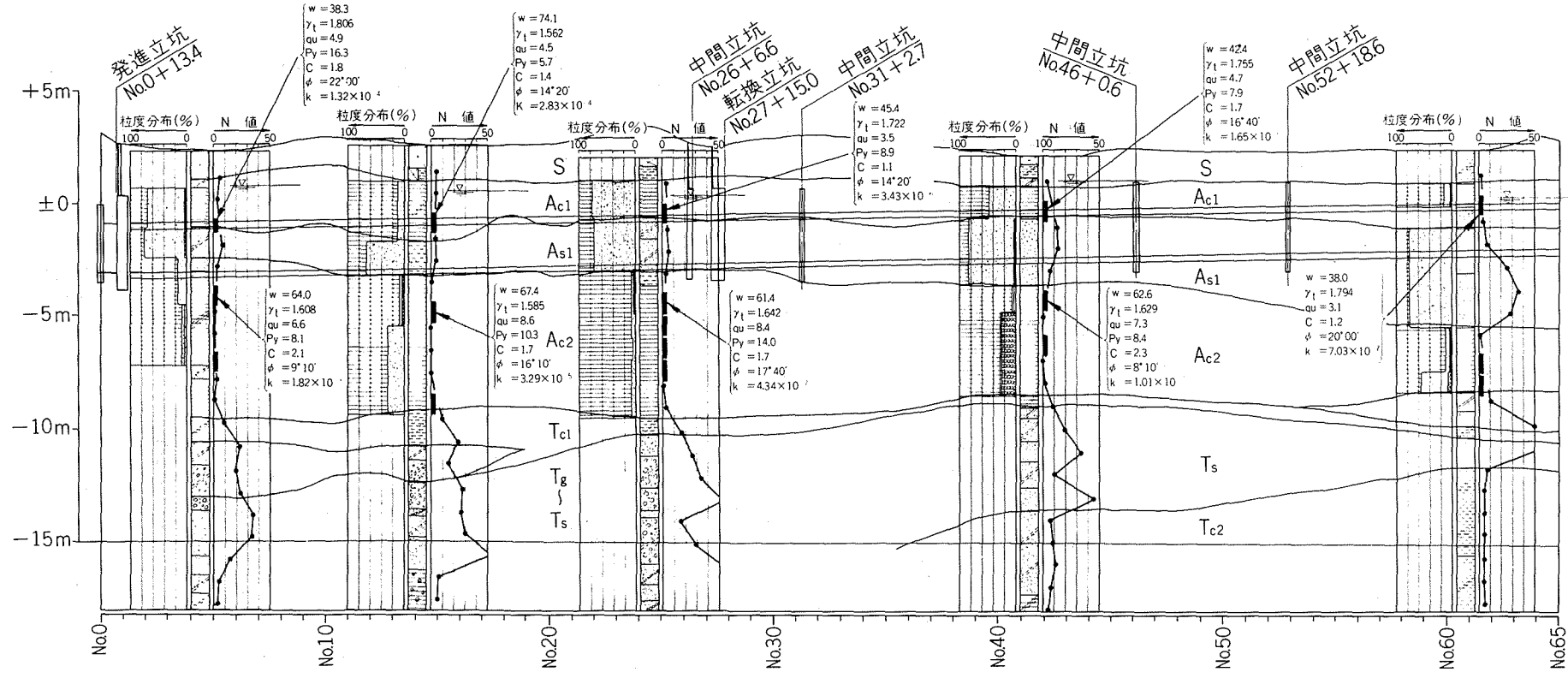
3-3 室内土質試験

各ボーリング孔よりサンプリングを行い、粘性土(A_{c1} , A_{c2})については、一軸圧縮強度 q_u 、コンシステンシー、その他物理試験、砂質土(A_{s1} ：GL-4～6mで掘進部の大半を占める)については物理試験(比重 G_s 、含水比 w 、粒度)を実施した。

その結果は

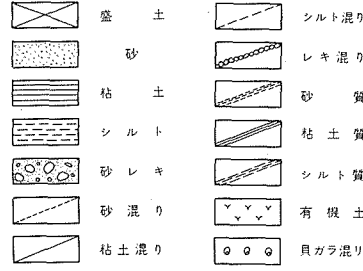
- 上部粘性土(A_{c1})は一般に中塑性($w_L = 66.5$, $w_P = 27.4$, $I_P = 39.1$)である。下部粘性土(A_{c2})は低塑性($w_L = 44.1$, $w_P = 28.8$, $I_P = 15.3$)である。 q_u は0.4～0.8kgf/cm²(39.2～78.4kPa)である。 w は40～50%で塑性域にある。

- 砂質土(A_{s1})の粒度構成は80%以上が砂分でレキ、玉



凡例

時代	地層名		記号	時代	地層名	土質名	記号
沖 積 世	表土層	埋土	S	洪 積 世	段丘層	上 部 粘性土	Tc1
	沖積層	上 部 粘性土	Ac1			砂質土	Ts1
		上 部 砂質土	As1			砂 礫 質土	T _g T _{g2}
		砂質土	As				
		下 部 砂質土	As2			下 部 粘性土	T _{g2}
		下 部 粘性土	Ac2				



石を含まない。 w は30%程度、 G_s は2.6程度である。

§ 4. シールド掘進機

シールド掘進機は削土密閉型(土圧バランス式)シールド機で、図-3に示す構造である。

本機は切羽が自立する場合と自立しない場合の二通りを考慮した。すなわち自立する場合は、通常のメカニカルシールドとしても使用できる。一方、自立しない軟弱

地盤を掘進する時は、カッターホイール内に掘削土砂を充填させ、カッターホイール内の土圧が設定土圧範囲内に保持されるよう掘進土量と排土量をバランスさせながら掘進する。

掘進土量と排土量のバランスは、切羽安定制御装置による自動運転と計器をみながらオペレーターの判断による手動運転の2方式で運転できる。

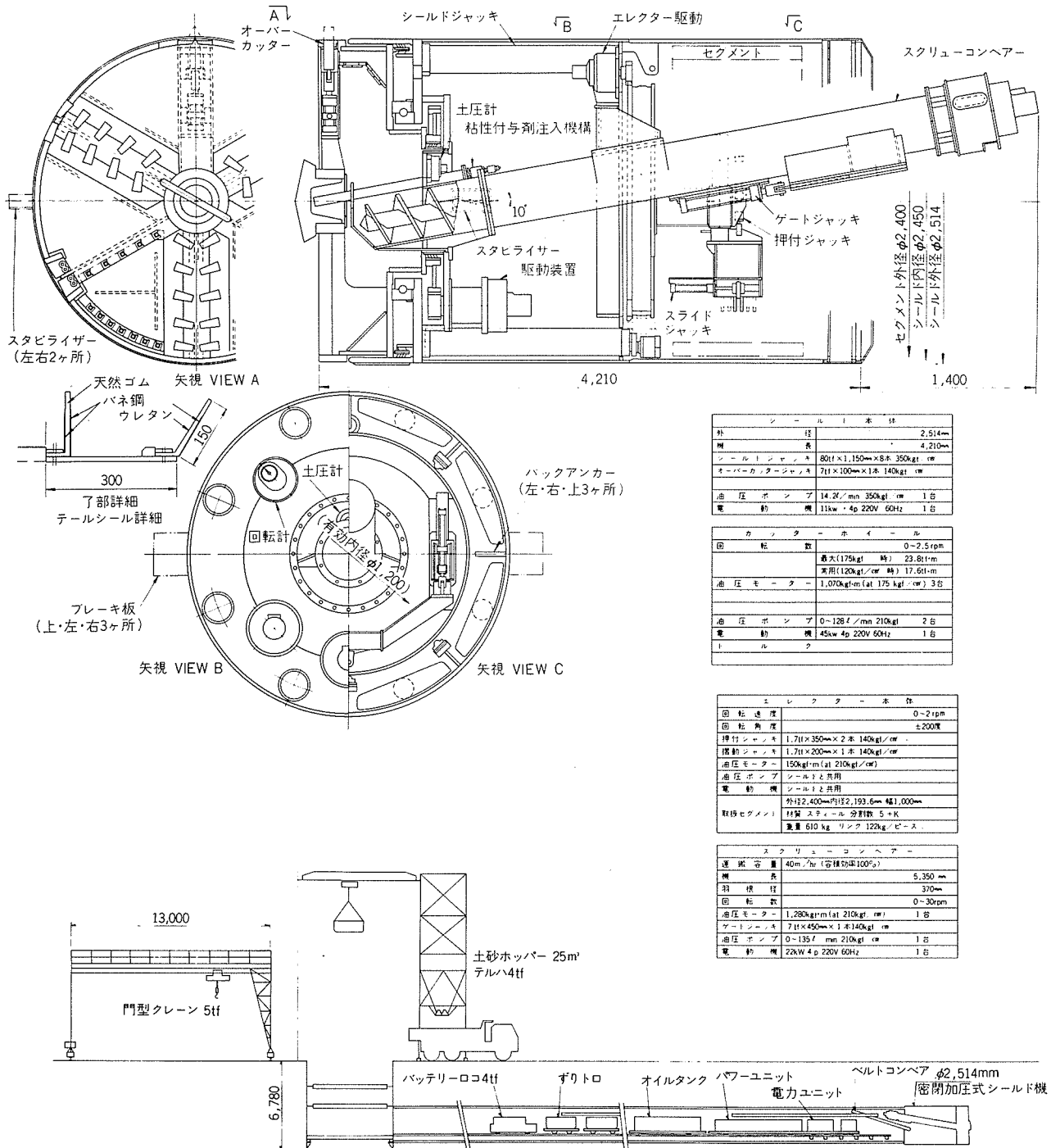


図-4 シールド掘進概要図

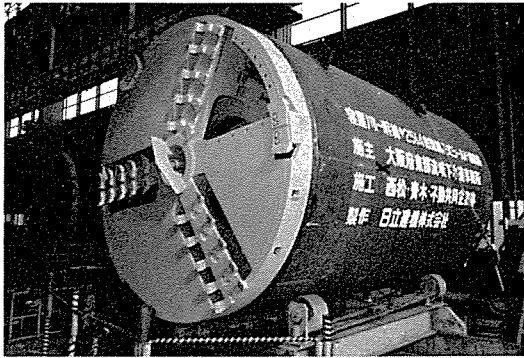


写真-1 削土密閉型(土圧バランス式)シールド機 2514mm

4-1 土圧検出装置

カッターホイル内の土圧を検出するため、土圧計はシールド機隔壁面に設置した。これによりカッターホイル内の土圧を検出して、その信号を切羽安定制御装置に伝達する。土圧計は、ホイル内の土による動的な力を、土圧計受圧板に働く垂直方向の力（土圧）として、分離して検出する。

4-2 切羽安定制御装置 (図-5)

切羽安定制御は切羽に働く地山土圧と掘進土圧のバランスを保つことにより切羽の崩壊及び地表の隆起を防止するための制御法である。カッターホイル内の土圧Pを土圧計にて検出し、シールドジャッキストローク計より

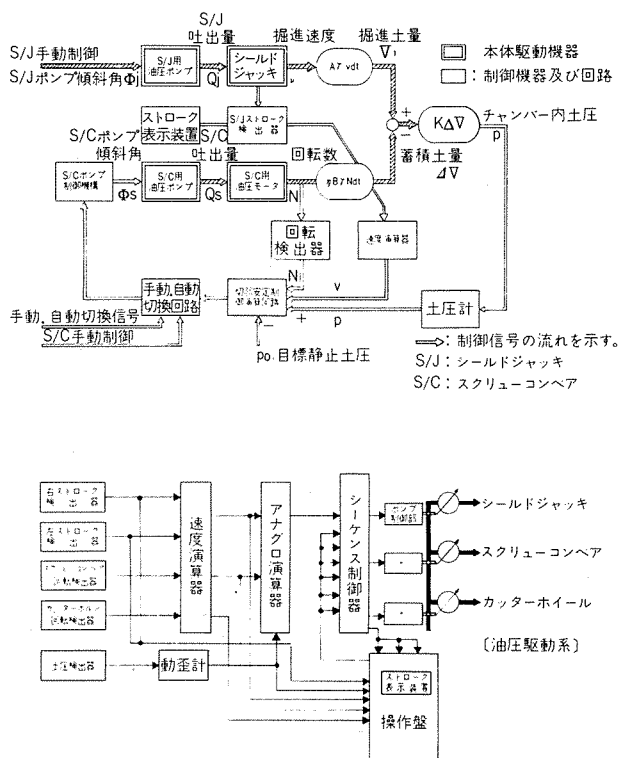


図-5 HIRAC全体構成図

掘進速度 v を、また回転計によりスクリーコンベアの回転数 N を検出し、 v と N とが所定のバランス状態にあるよう制御する。かつ、掘削土量とスクリーコンベアからの排土量のバランスを保たせる制御方式である。

4-3 警報装置及び非常停止（インターロック装置）

- ㉔ カッタートルク過大。
 ㉕ 土圧不足，過大。
 ㉖ 操作基準電源異常，他電気回路不良，漏電。
 ㉗ 各種電動機オーバーロード他。

④、⑤、⑥、⑦、などの異状があった場合には、機械は、先ず警報を発し、続いて非常停止を行う。

§ 5. 掘 進

5-1 初期掘進

発進部の地質がN値3～5の軟弱層であることと、地下水が非常に高い（GL-1.2m）ことから補助工法として薬液注入（ソレタンシュ区間3m，CCP+普通注入区間20m，図-20参照）を行い，切羽の自立を図ったのち仮壁（シートパイル）を切断し7月4日に発進した（写真-2）。

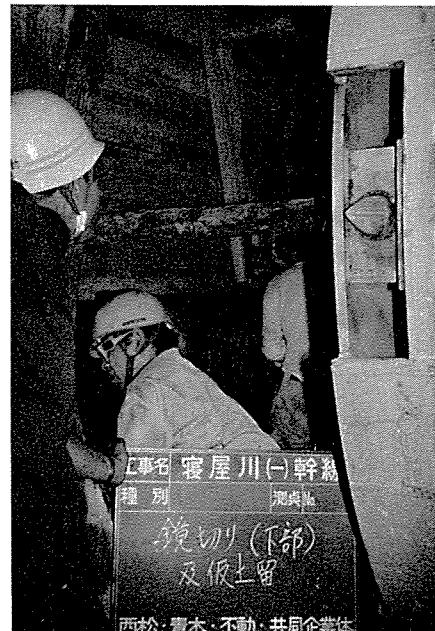


写真-2 仮壁こわし作業（シールド発進）

仮壁撤去は上部より順次シートパイルを切断し、カッターディスクを利用して仮土留を施しながら、下部まで切り下げた。

仮壁撤去後、仮土留を一度にはずしてカッターを回転させながらメカ式にてシールド機を地山に貫入させた。シールド機のチャンバーの中に土が充填するまでスクリ

ューコンベアを回転させずに、カッタートルクが大きくなってインターロックが作動してカッターが停止したとき、コンベアを回転させて土砂を搬出させた。

シールド機が完全に地山に貫入した時点(約4.5m)で土圧を設定し、自動運転に切替えて掘進した。この時の設定土圧は、一般部がほぼ $0.5\text{kgf/cm}^2(49\text{kPa}) + \alpha$ であるのに対し発進部は地盤改良してあり切羽も自立していたことから $0.4\text{kgf/cm}^2(39\text{kPa})$ に設定して掘進を開始した。

当初の使用ジャッキ推力は全推力 $640\text{tf}(6,272\text{kN})$ の内、 $30\sim 160\text{tf}(294\sim 1,568\text{kN})$ 程度であったが、地山にシールド機が貫入してからは、 $320\text{tf}(3,136\text{kN})$ を使用して切羽の安定を図りながら掘進したので、毎分 $2\sim 5\text{cm}$ のスピードにて掘進可能となった。しかし、初期の時点(No.8~33 リング)では土圧が最高 $0.55\text{kgf/cm}^2(539\text{kPa})$ 、最低 $0.1\text{kgf/cm}^2(9.8\text{kPa})$ と一定せず、常に不規則な状態のため1リング(以下“R”と略す)の掘削に1~2時間を要した。

仮組5R、初期掘進5~6Rの時点で排土量 $4.2\text{m}^3/\text{h}$ 、土圧 $0.3\sim 0.4\text{kgf/cm}^2(29.4\sim 39.2\text{kPa})$ と徐々に安定し、28R+仮組5R(機械長)33mの初期掘進を20日間を要して7月23日に完了した。

5-2 本掘進

土圧バランス式シールド切羽制御の理論は、チャンバー内土圧を切羽に作用させることにより切羽の安定を図るもので、切羽保持土圧は、切羽が崩壊しようとする土圧(主働土圧)より大きく保持し、また、切羽を押し過ぎて地盤が隆起し始めようとする土圧(受働土圧)より小さい土圧、いわゆる静止土圧付近に保持するよう制御する。これにより切羽の崩壊と地表の隆起を抑えて安全確実に掘進することを目的とするものである。すなわち、主働土圧を p_a 、受働土圧を p_p 、チャンバー内土圧を p とした場合、 $p_a < p < p_p$ の関係を保つ。

これらの圧力の調整は、遠隔自動制御システム(HIRAC: Hitachi Remote and Automatic Control system)によって自動制御した。

制御法は、シールドの掘進速度を v_1 、シールドの掘削断面積を A とすると、掘削土量 V_1 は t 時間に

$$V_1 = A \int_0^t v_1 dt$$

スクリーコンベアの回転数を N 、その1回転当りの理論排土量を B 、排土効率を η とすると、スクリーコンベアの排土量 V_2 は t 時間に

$$V_2 = \eta \cdot B \int_0^t N dt$$

チャンバー内、土砂の等価体積弾性係数(土の弾性力の係数)を K 、チャンバー内に留まる蓄積土量を ΔV とすると、チャンバー内の t 時間の土圧変化 Δp

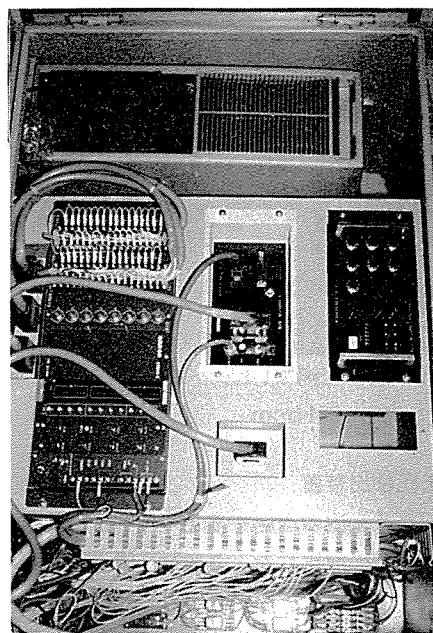


写真-3 シールド掘進制御装置 (HIRAC)

$$\begin{aligned} \Delta p &= K \cdot \Delta V / V = K \cdot (V_1 - V_2) / V \\ &= K \int_0^t \left(\frac{A \cdot v_1 - \eta \cdot B \cdot N}{V} \right) dt \end{aligned}$$

チャンバー内初期土圧を p_i とすると、 t 時間後のチャンバー内切羽保持土圧 p は、

$$\begin{aligned} p &= p_i + \Delta p \\ &= p_i + K \int_0^t \frac{A \cdot v_1 - \eta \cdot B \cdot N}{V} dt \end{aligned}$$

となる土圧を発生する。この p を土圧計で検出して $p_a < p < p_p$ の関係で制御しようとするものである。

掘進中は土質条件、土圧、その他の条件により等価体積弾性係数 K 、排土効率 η 、掘削土砂のスウェルフアクタ(吸水等による膨潤係数)等が変化し、また、掘進速度 v も変化するなどにより、 p は絶えず変化しており、その変化した結果の p を土圧計で検出し、 p と目標土圧 p_0 を比較演算し、

$p < p_0$ 、すなわちチャンバー内の切羽保持土圧 p が目標の設定土圧 p_0 より大きければ演算回路により、スクリーコンベアの回転数 N を増大させる信号を出し、スクリーコンベア駆動源の油圧ポンプの吐出量を増大させ、 N を増大させることにより、切羽保持土圧を減少させ、

$p < p_0$ の場合は、スクリーコンベア回転数 N を減少させることにより、切羽保持土圧を増大させ、最終的に $p = p_0$ に合うように制御を行っている。

目標土圧の設定

目標土圧の設定は、計算により主働土圧を算出し、算出値よりやや高い土圧を設定値とした。これを用いて掘進を行い地盤の隆起、沈下の測定を行い、設定土圧をトライアルに修正を行った。地質の変化等

に対してはその都度、設定土圧の算出、修正を行った。また、シールド掘進停止時、土圧計が時間の経過に伴ってある一定の値に安定するので、これを目標土圧設定の参考とした。

目標土圧の設定値の算出例を示すと次のようになる。

土圧計位置における側方土圧 p_h は、

$$p_h = p_s + p_w = K_a \cdot p_{si} + p_w \quad (1)$$

$$= K_a[q + \gamma(H - H_w) + \gamma' \cdot H_w] + p_w \quad (1)$$

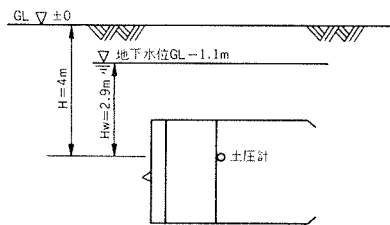


図-6 セグメント用シールド材の材料構成及び構造(断面)

ここに

p_s : 土圧 $= K_a \cdot p_{si}$

p_w : 水圧

p_{si} : 鉛直土圧 $= q + \gamma(H - H_w) + \gamma' \cdot H_w$

q : 上載荷重 $= 0$

γ : 土の単位体積重量 $= 1.8 \text{ t/m}^3$

γ' : 土の水中単位体積重量 $= 0.8 \text{ t/m}^3$

H : GLより土圧計までの距離 $= 4\text{m}$

H_w : 地下水位より土圧計までの距離 $= 2.9\text{m}$

K_a : 主動土圧係数

$$= \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.49$$

ϕ : 土の内部摩擦角 $= 20^\circ$

式(1)に各数値を代入すると、

$$p_h = 0.49[0 + 1.8(4.0 - 2.9) + 0.8 \times 2.9] + 2.9 \approx 5 \text{ tf/m}^2$$

$$= 0.5 \text{ kgf/cm}^2 (49 \text{ kPa})$$

従って土圧計設定土圧は、 $0.5 \text{ kgf/cm}^2 (49 \text{ kPa}) + \alpha$ となる。

5-3 手動及び自動の掘進

地山(自立性、粘性土分含有量等)の変化に合せ、手動掘進と自動掘進を次のように使い分けて、掘進能率の向上をはかった。

(1) 手動による掘進

初期掘進区間、その他、地盤改良等により切羽が自立し崩壊の心配がない場合、シールド機前面のチ

ャンバーに掘削土を充填させずに一般的なメカニカルシールドと同様の掘進(手動による掘進)を行い、カッタートルクの減少等に心掛け、掘進能力の向上を図った。

(2) 自動による掘進

切羽が自立しない場合は、シールド機前面のチャンバー内に掘削土を充填させ、土圧を加え切羽制御装置による掘進(自動による掘進)を行った。

掘進は粘性土分が適当量(30%程度)含まれれば地盤への沈下、隆起の影響も心配なく、掘進速度3~5cm/min程度で掘進を行うことができた。チャンバー内土圧は、設定値を中心に瞬間的には上下0.3kgf/cm²(29.4kPa)程度変動したが、地盤への影響はなかったので非常停止インターロックの土圧の上限、下限値のセットはある程度の幅0.5kgf/cm²(49kPa)をもたせ、瞬時的な土圧変化による非常停止を少なくするよう努めた。また、礫トロに積み込んだ土砂の量を測定し、掘削土量の過不足をチェックした。

地山中の粘性土分が20%以下と少ない場合や、地山が例えば0.8kgf/cm²(78.4kPa)以上と硬い場合、カッタートルクが増大しトルク異常の非常停止が働くため、掘進速度を遅くせざるをえなくなる傾向がある。この場合、掘進速度が2cm/min程度より遅くなると土圧の変化が不規則となり、実質的に自動制御による掘進が不可能になる。このような場合、地山の改良(作泥材の注入等)を行い、掘進速度が制御できる範囲で掘進できるように改良した。

§6. 掘進実績

6-1 自動制御による掘進制御

自動制御システムにより掘進制御を行ったが、これは掘進部の土質(粘土・シルト分の割合等)の影響を大きく受けた。すなわち

- (1) 地山の粘性土分(シルト及び粘土)が30%以上の場合は、自動制御システムは順調に作動し、良好な結果を得ることができた。
- (2) 地山の粘性土分が20%以下で作泥材を注入した区間では、掘進能率の低下があったが、なんとか自動制御運転によって掘進できた。
- (3) 地山の粘性土分が20%以下で、作泥材を注入しなかった区間では、土圧の変動、カッタートルクの不足による掘進中断が頻発し実質的に自動制御が困難であった。

上記(1)、(2)、(3)のケースについて、実施例により詳しく述べると次のとおりとなる。

- (1) 粘性土分(シルト及び粘土)が30%以上の場合の掘進例(No. 188R)

図-7, 表-1はNo. 188Rの掘進制御記録及び土質試験結果である。

表-1によると, 地山の砂分とシルト・粘土分の

表-1 土質試験結果(188R)

粒 度 特 性	レキ分(2,000 μ 以上)	%	0
	砂分(74~2,000 μ)	%	70
	シルト分(5~74 μ)	%	17
	粘土分(5 μ 以下)	%	13
	最大粒径	mm	2.0
	均等係数 U_c		84
	曲率係数 $U_{c'}$		21
コン シ ス テ ン シ ー 性	液性限界 w_L	%	31.3
	塑性限界 w_p	%	26.9
	塑性指数 I_p		4.4
分 類	日本統一土質分類		S.M
	肉眼判別による分類		シルト混り砂
土粒子の比重 G_s			2.646
自 然 状 態	含水比 w	%	35.9
	湿潤単位体積重量 γ	g/cm ³	
	間ゲキ比 e		
	飽和度 S_r	%	

割合が7:3, 最大粒径が2mm, 均等係数が84で, 粒径が細かく且つ粒度分布がよい土質といえる。

図-7によると

- ・掘進速度は, 掘進開始から2分後に6cm/min程度で安定している。
- ・土圧は, 設定土圧(0.4kgf/cm²=39.2kpa)を中心に上下0.15kgf/cm²(14.7kpa)の範囲内にある。
- ・スクリーコンベア回転数は14rpmを中心に土圧変化と相反する方向に変動している。

このように掘進速度, 土圧, スクリーコンベア回転数の関係は, 瞬間の変動はあるが一定の関係を保ち, 土圧をスクリーコンベアの回転数で制御している。

- (2) 地山の粘性土分が20%以下で作泥材を注入した区間での掘進例(No. 238R)

事前の地質調査によって粘土分が少く掘進の困難が予想されたところでは, 予め作泥材を注入しておいた(9-3参照)。

図-8, 表-2は作泥材注入区間のNo. 238Rの掘進制御記録及び土質試験結果である。

表-2によると地山のシルト・粘土分は, 14%と

表-2 土質試験結果(238R)

粒 度 特 性	レキ分(2,000 μ 以上)	%	6
	砂分(74~2,000 μ)	%	80
	シルト分(5~74 μ)	%	8
	粘土分(5 μ 以下)	%	6
	最大粒径	mm	4.8
	均等係数 U_c		27
	曲率係数 $U_{c'}$		5.8
コン シ ス テ ン シ ー 性	液性限界 w_L	%	
	塑性限界 w_p	%	N.P
	塑性指数 I_p		
分 類	肉眼判別による分類		シルト混り砂
	日本統一土質分類		S.M
土粒子の比重 G_s			2.639
自 然 状 態	含水比 w	%	18.7
	湿潤単位体積重量 γ	g/cm ³	
	間ゲキ比 e		
	飽和度 S_r	%	

少く, これに273l/m³の作泥材を注入している(修正粒度分布: 砂分62.7%, 粘性土分37.3%)。

図-8では, スクリーコンベア回転数の代りにカッター回転数をとっている。この場合, カッターは最大出力で運転しているので, 回転数の変化は負荷トルクの変化を示している。すなわち, 回転数の減少は負荷トルクの増大, 回転数の増加は負荷トルクの減少を意味する。

図-8によると

- ・掘進速度は, 2.5~4cm/minの範囲で断続的である。
- ・土圧は0.2~0.25kgf/cm²(19.6~24.5kpa)を中心に0.15kgf/cm²(14.7kpa)の範囲で変動している。

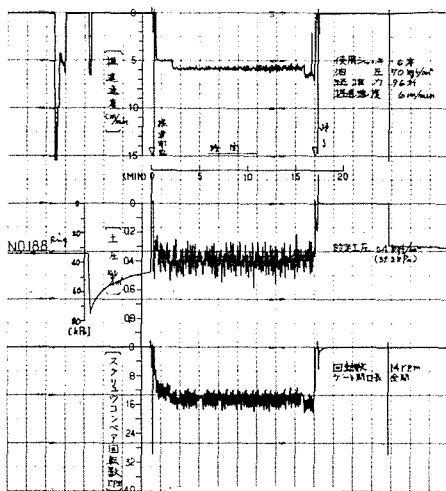


図-7 掘進制御記録 (No. 188R)

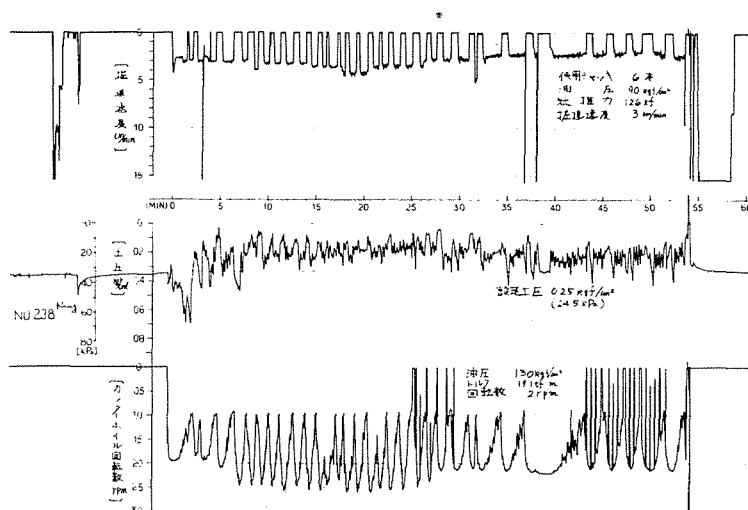


図-8 掘進制御記録 (No. 467)

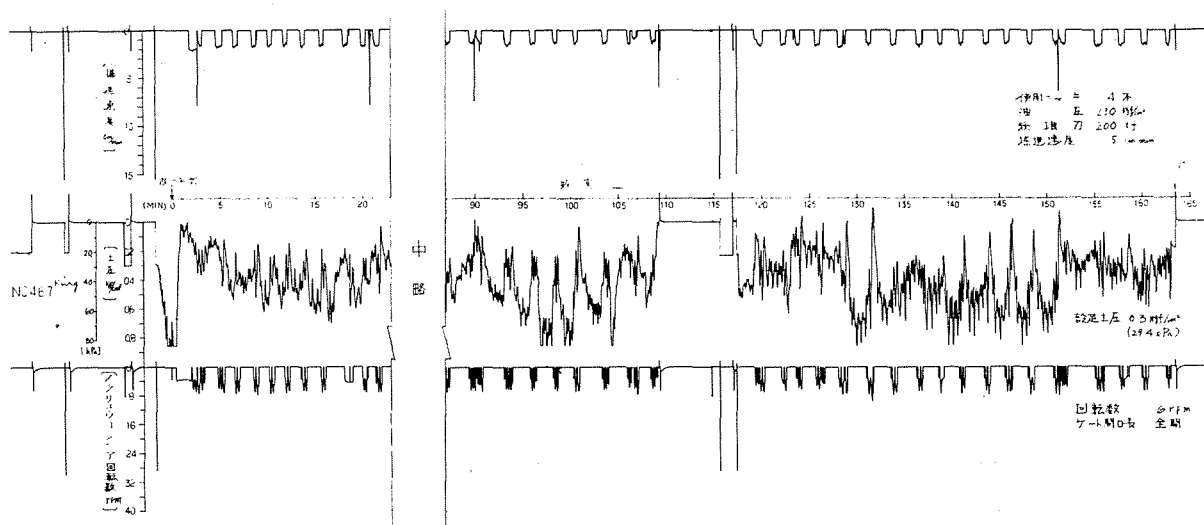


図-9 掘進制御記録 (No. 238R)

- ・ カッター回転数は、負荷トルクの増減に応じて変化している。
- ・ 掘削速度とカッター回転数の関係をみると掘進開始とともにカッタートルクが増加し回転数が低下、掘進停止とともに回転数を回復している。これにより、掘進が断続的であるのは、カッタートルクの過大に起因するものと考えられる。
- ・ 掘進速度と土圧変動の関係をみると、掘進中断の影響を受けて、土圧はみだれているがほぼ設定土圧 0.25kgf/cm^2 (24.5kPa) $\pm \alpha$ で制御できている。土圧制御は掘進速度と関係がある。この時の掘進速度は 3cm/min であったが、他の掘進例も合わせて判断すると 2cm/min 以下になると土圧制御が困難となるようであった。

このように作泥材注入区間では能率の低下はあったが、どうにか自動制御によって掘進することができた。

この区間の掘進サイクル実績は約 60min/R であった。
(3) 粘性土分が20%以下で作泥材を注入しなかった場合の掘進例 (No. 467R)

粘性土分が20%以下で、含水量が極度に多い場合、スクリーコンベアの回転数掘進速度が一定であっても土圧が不安定であることから手動によって掘進した。

図-9は No. 467R の掘進制御記録である。

図-9によると

- ・ 掘進速度はカッタートルク過大による掘進中断を少なくするため 1.5cm/min に抑えたが断続的で

表-3 一次履工サイクルタイム集計表

			初期掘進	本掘進
(A) 稼動日数			13 (d)	6 (d)
(B) リング数			31 (R)	21 (R)
(C) B/A			3(2.4)(R/d)	4(3.5)(R/d)
イ 準備			20 (分)	20 (分)
1 リ ン グ 当 り	ロ 掘 削	最大	110	30
		平均	59	26
		最少	25	12
	ハ セグメント	最大	80	75
		平均	44	39
		最少	30	30
	ニ 測量		27	19
	ホ 設 備	他 軌条設備	30	40
		条 注入配管	25	30
		電気配管	25	30
		換気設備	20	20
		他 その他	20	20
	ヘ	裏込注入	26	19
	ト	残土処分	40	50
	チ	片付	20	20
	リ	打合・その他	20	20
	ヌ	休憩	60	60
	計	(ロ+ハ+ニ)×(C)+ (イ+ホ+チ+リ+ヌ)	630分(10.5時間)	596分(10.0時間)

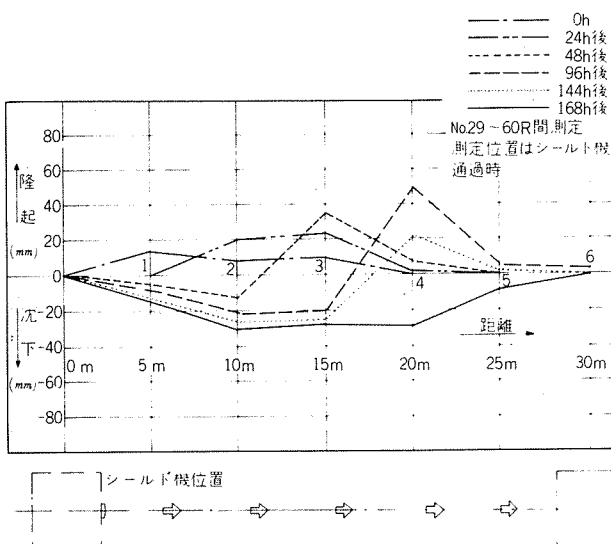


図-13 先行隆起後方沈下測定記録

6-4 蛇行実測 (図-14)

掘進中、中心線はレザートランシットにて、高低差はピッチング計にて、機械の後方で読みながらジャッキ操作を行って管理し、交代時に再度実測して管理した。

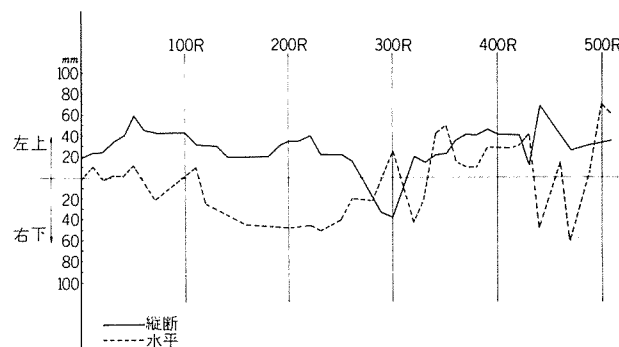


図-14 蛇行実測図

図-14は No. 510R までの蛇行実測結果である。

許容限度は左右、上下共±50mmであり、415リングより510リングまでは、半径80mの地盤改良を施した曲線区間である。この区間は特に軟弱地盤層で含水比も高くN値0であって、ジャッキ操作だけでは所定の方角を向きつつも横すべり、縦すべりの現象を起して修正が不可能となり、ワイヤー(φ19mm×4×2)にて引張りながら修正して掘進させた。

特に土圧バランス式シールド工法では切羽の安定をはかりながら掘進するために、蛇行修正が非常に困難である。

§7. 覆工

7-1 セグメント

セグメントはすべて鋼製箱形セグメントである。形状は直線部が、幅1,000mm×外径φ2,400mm×厚さ103.2mm、曲線部が幅500~475mm×外径φ2,400mm×厚さ103.2mmである。

標準的な鋼製セグメントでは、グラウトホールの位置

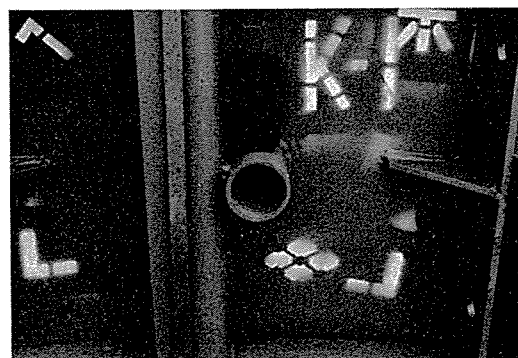


写真-4 セグメントのグラウトホール

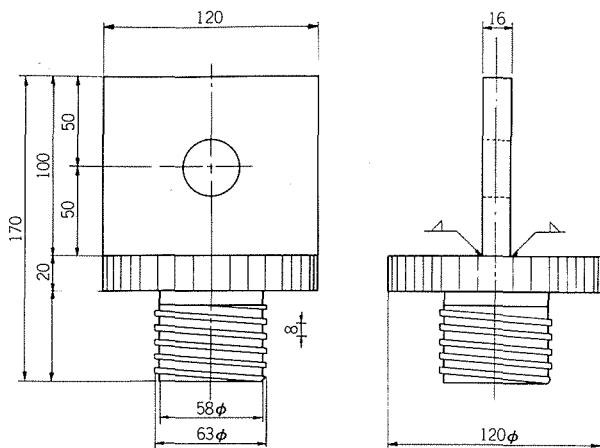


図-15 セグメント吊り金具

は一般に中央とし、グラウトホールにセグメント吊金具をとりつけた。このため、強度を増す必要があり、リブに注入ホールを溶接し、角ネジ(STKM2B用鋼管)とし、吊卸し時の安全性を向上させた(図-15,写真-4)。

7-2 シール材

当工区では、地下水位がGL-1.2mと高く、しかも、地盤がゆるい砂層を挟んで上下に高含水比の軟弱な粘土層であるため、セグメント継手からの漏水により、砂層の圧縮沈下、粘土層の圧密沈下が予想され、セグメントの止水が重要な問題点となる。このため、膨張性物質を用いたシール材(ビノンアクアタイトCS)を採用し、セグメント継手の止水性の向上をはかった。

セグメントシール材は図-16に示す材料構成及び構造のものである。

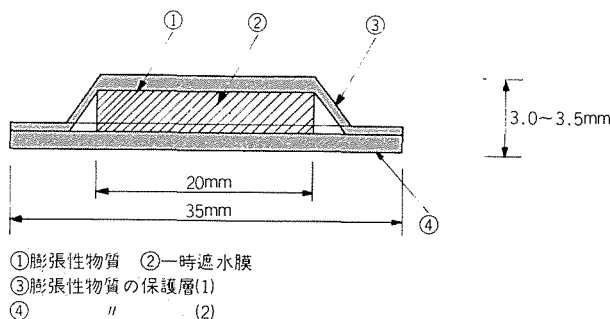


図-16 セグメント用シール材の材料構成及び構造(断面)

各構成材は、それぞれ次の様な性質および機能をもつものである。

- (1) 膨張性物質——基材不織布に膨張性樹脂(イソプチレンと無水マレイン酸共重合体)を含浸させたもので吸水により、水分子との結合、界面吸着、付着吸収を起し膨張する(表-4参照)。セグメント継手

間の浸入水を吸収して膨張し、水路を遮断する。

表-4 膨張性試験(膨張性物質のみ)

	1	2	3	平均値	設計値
浸漬前	2.5mm	2.5mm	2.6mm	2.54mm	2.5~2.7mm
10分後	6.8	5.9	6.2	6.30	6.0~7.0
30分後	11.8	11.4	12.2	11.80	11.0~12.0
1時間後	14.0	14.5	14.0	14.17	14.0~15.0
4時間後	28.0	27.0	25.0	26.67	25.0~27.0
24時間後	44.0	45.0	41.0	43.34	40.0~45.0

試験方法：17±2℃の水道水に浸漬し、試料の厚み変化を時間を追って測定(検定済ノギス使用)。

- (2) 一時遮水膜——縦方向に比べて横方向が引張強度の極めて弱い特殊な不織布に疎水性樹脂を含浸させたものであり、この皮膜はビノンアクアタイトCSを貼付けたセグメントピースが締付前に湧水等に浸漬させても、2~3日は、上記膨張性物質が水を吸って膨張しないように一時的に遮水するためのものである。セグメントピースが締結されるとボルトの締付圧で、この皮膜が破断して遮水機能を失い、内部の膨張性物質が吸水、膨張して止水することになる。仮に、締付圧が及ばない場合でもわずかに透水性を有するので、7~10日間水に浸漬されて除々に吸水膨張し、その膨張圧により被膜は破断し、止水性能を発揮する。

- (3) 膨張性物質の保護層(1)=表皮——基材合成繊維織布に親水性樹脂を塗布したものであり、これは膨張性物質、及び一時遮水膜の外力(衝撃、引裂等)による破壊から保護し、更にシール材表面が湿潤したとき、表面滑性を付与し、セグメント組立、特にK型セグメント組立時にシール材を破損せず、容易に作業ができるように特殊加工したものである。

- (4) 膨張性物質の保護層(2)=接着剤塗布面——これにはターポリン(補強布入り塩ビシート)を使用し、表皮と同様、膨張性物質、及び一時遮水膜の保護と更にセグメント表面との接着性を良くするように工夫したものである。

以上の材料構成により、従来品(半加硫ゴムシーラ、瀝青ゴム系シーラ等)に見られない特徴がある。例えば、

- i) 表面粘着性がない。
- ii) 圧縮(締結)による塑性変形がなく、流失することがない。
- iii) 反発弾性の利用による止水方式でなく、膨張性、膨張圧の利用であるから、シール材厚みより大きな

間隙でも止水し、また、目地間隙の変動にも容易に追従し止水する。

iv) シール材の厚みが薄く(ピノンアクアタイトCSの厚みは約3mm)作業性が極めてよい。実績では従来品の約1/2の時間で組立てができ締結後もボルトの再締付作業が省ける。

v) 水位上昇後(復水後)シールドの変位量が極めて少なく、真円度の良好なシールドに仕上がる。

などの特徴がある。

鋼製セグメントの場合、止水を施しても、リップより内部に盛上るため、二次覆工までの間に損傷されやすく、覆工後も漏水が著しくなり、コンクリートの継手、又はクラックよりの漏水も多くなる。

No. 550R まで(中間回転立坑)の間では、ほぼ目的を果して漏水箇所はない。

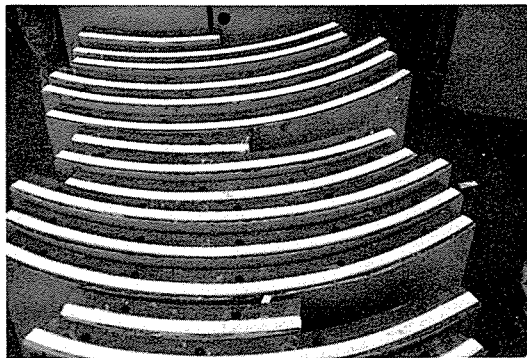


写真-5 セグメントに貼付けられたシール材

§ 8. 裏込注入

8-1 配合計画

ゆるい砂質土及び軟い粘性土であり、 $q_u=0.39\sim0.778$ kgf/cm² (38.2~76.2kpa) で、鋭敏比が11.9以上の値が示すとおり、非常に敏感な土質であることから、裏込注入部分の間隙は常に地下水又は軟弱な粘性土である。その間隙を速やかに充填し、そして土被りが少ない路面、地下埋設物、沿道家屋への影響を最小限に防止するために、注入材は硬化の早い配合のものを選定した。

示方配合に従って、セメントミルクと珪酸ソーダの2液混合として、ゲルタイム1~2分程度で、1週圧縮強度8kgf/cm² (784kpa) を目標として計画し、圧送距離が長くなった場合にセメントがホース内に残留するのを防止し、かつセメントの分離防止及び流動性を良くするためにベントナイトを加えたLW-2を使用した。

施工方法は、発進立坑付近にプラント(セメントサイ

ロ等)を設備し、セグメントのグラウトホール付近で注入材を合流させ注入した(図-17)。

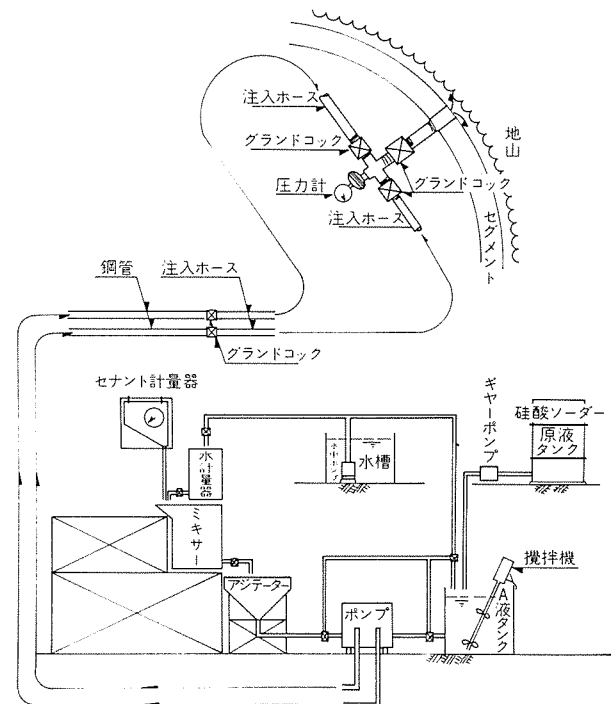


図-17 裏込注入概要図

表-5 裏込注入配合表

A 液		B 液	
珪酸ソーダ 3号	100 ℓ	セメント	100kg
		ベントナイト	5kg
水	100 ℓ	水	残
計	200 ℓ		200 ℓ
合 計	400 ℓ		

8-2 注 入

注入はシールド推進と同時に、テール端を脱けたセグメントのグラウトホールからセグメントに偏圧をかけないように上下、左右方向から均等に注入した。注入圧力はセグメント背面に作用する地下水圧以上で、かつセグメントにかかる設計荷重以下ということで、注入孔の圧力計の読みで2.0kgf/cm² (196kpa) 以下とした。注入プラントに積算流量計を設置し、A液(珪酸ソーダ)の流量を自動記録させて全体の注入量を管理した(図-18)。

1 リング当りの計算間隙量は、

$$V_1 = 3.14 \times (2.514^2 - 2.400^2) \times 1/4 \times 1.0 \\ = 0.44 \text{ m}^3/\text{R}$$

で地山の緩みに対する割増率を30%とすると、計算計

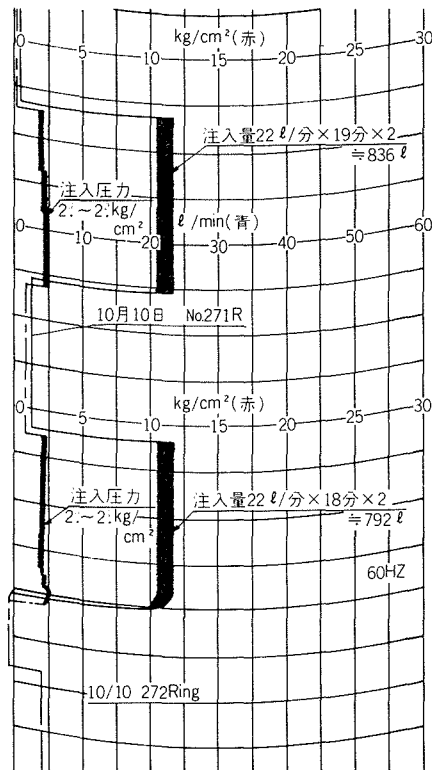


図-18 裏込注入量圧の自動記録例

画注入量 V は、

$$V = 0.44 \text{ m}^3/\text{R} \times 1.3 = 0.572 \text{ m}^3/\text{R}$$

これに対して注入実績は、平均 $0.710 \text{ m}^3/\text{R}$ であり、間隙量に対して161%で、計算注入量に対しては124%の値であった(図-19参照)。

注入材の運搬、及び注入方法は、A液、B液とも地上プラントにて自動計量及び、袋数計量(ベントナイト)によって混合し、2台のグラウトポンプにて別々に圧送し、グラウトホールの手前、約0.7mでA、B液を合流させて注入する。孔口に取り付けたグラインドコックは、注入完了後注入材が充分固結するまで締めたまま取り付けておく。水押しは、注入開始前と注入完了後に行い、それ以外は原則として行わないこととした。

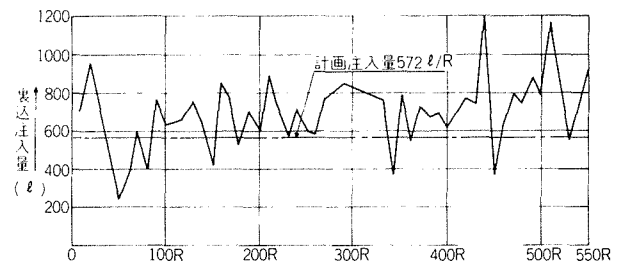


図-19 裏込注入実績(10R毎の平均)

§ 9. 地盤改良工

シールド機通過時に地盤の沈下、弛みを生じることは多くの例があるが、当工区のような土質条件の中では特に懸念される。全体的に土被りが少ないし、シールド工事の推進に伴う路面の沈下防止はもとより、水路、埋設物、沿道家屋等の沈下防止及びシールド切羽面の安定化を図り、工事を安全かつ迅速せしめることを目的として、シールド通過付近の地盤を薬液注入工法にて改良した。

9-1 発進部(図-20)

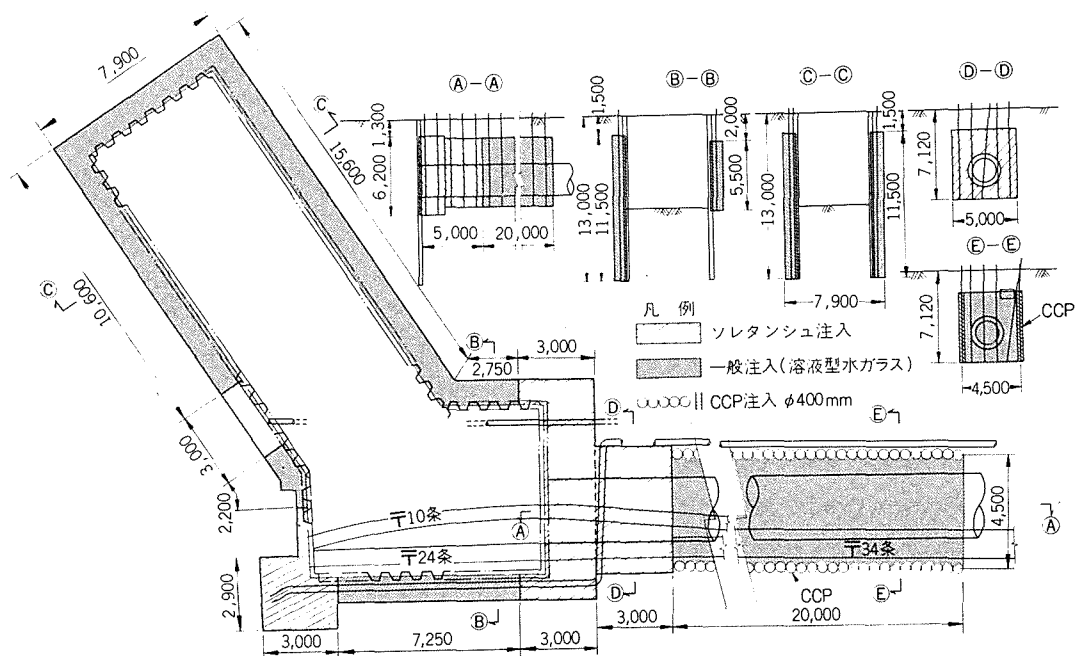


図-20 発進立坑周囲及び発進部地盤改良工

発進部においては全断面切羽を自立させなければ貫入ができない。切羽より3m区間を全断面ソレタンシュ工法にて改良し、さらに20m区間を両側に深さ5.5mのCCPを施し、その中を水ガラス系溶液型にて全断面改良して発進させた。

その他発進立坑周囲は、埋設物による鋼矢板欠損部をソレタンシュ工法で、その他はLWにて改良をした。

9-2 一般部

特殊部(発進部・到達部・人孔部・曲線部・家屋防護等)を除き、シールド機通過部の上部、幅3.5m×高さ2.0mを全線に亘って水ガラス系溶液型で改良する計画であったが常時、土圧、ジャッキスピード、路面の沈下、浮上り観測等の充分なる推進管理によって路面への影響を最少限に防止でき、部分的に改良することで掘進できた。

9-3 作泥材注入

土圧バランス式シールド掘進において常に、地山の土砂を塑性流動化させチャンパー内に呼び込む必要がある。そのため砂質土において、細粒子砂分が多く(70%以上)N値3~12の場合は、流動性を良くするため表-6の配合の作泥材を図-21のとおり、掘削土砂≒5.0m³/m当り、1364l/mを注入して粘性分を30%以上に改良して掘進した。注入区間はNo.220R~270R間約50mである。

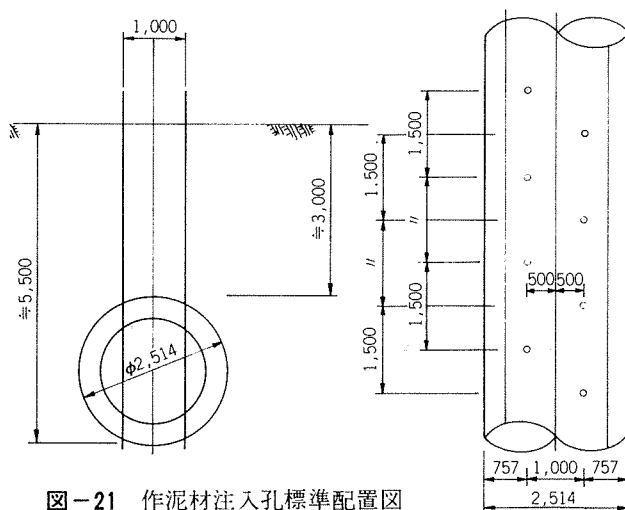


図-21 作泥材注入孔標準配置図

表-6 作泥材標準配合

	粘土*	ベントナイト	CMC	水	計
A	300kg	150kg	0	827kg	1.0m³
B	300kg	150kg	0.5kg	840kg	1.0m³
C					

※粘土：岡山県笠岡市産 比重2.66

作泥材の注入量は次のとおりである。

$$\theta = V \cdot \lambda \cdot 10^3$$

$$= V \cdot n \cdot \alpha (1 + \beta) \cdot 10^3 \cdots (2)$$

ここに

θ ：注入量 (l)

V ：注入対象地山土量 (m³)

λ ：注入率 = $n \cdot \alpha (1 + \beta)$

n ：間隙率

α ：充てん率

β ：損失係数

注入率 λ は、 $n=50\%$ 、 $\alpha(1+\beta)=55\%$ とすると $\lambda=27.5\%$ となる。

対象土量 V は、注入範囲(図-21)より $V=(2.514^2 \times 3.14 \times 1/4) \times 50 = 248 \text{ m}^3$ となる。

$\lambda=27.5\%$ 、 $V=248 \text{ m}^3$ を式(2)に代入すると注入量 θ は

$$\theta = 248 \times 0.275 \times 10^3 = 68,200 \text{ l}$$

となる。

穿孔本数は $(50 \div 1.0) \times 2 = 100$ 本、孔1本当りの注入量は、 $68,200 \div 100 = 682 \text{ l/本}$ となる。

トンネル延長方向1m当り注入量は、 $68,200 \div 50 = 1,364 \text{ l/m}$ である。

9-4 曲線部、到達部(図-22)

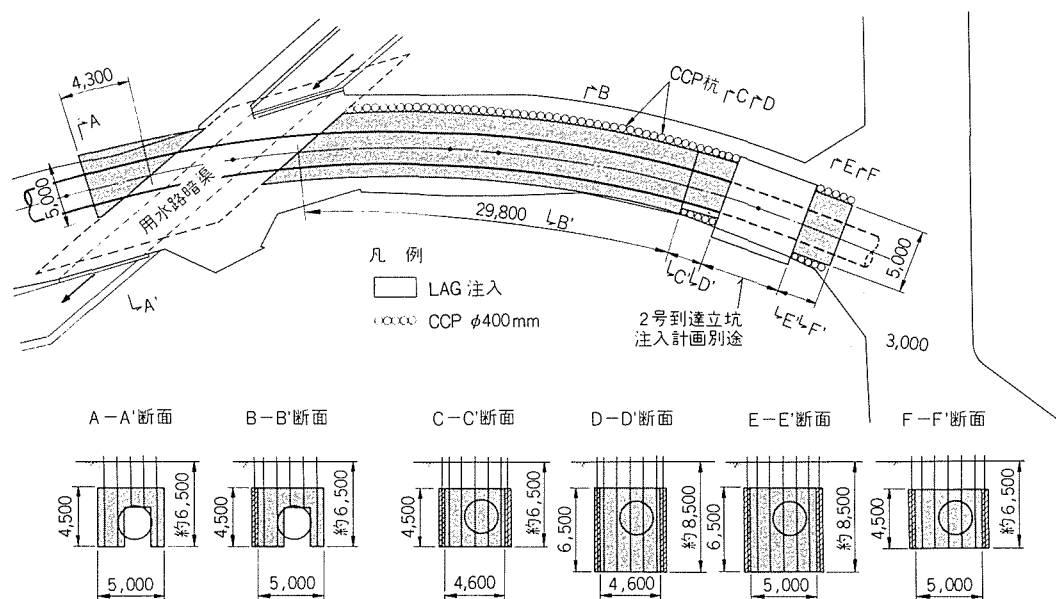
$r=80\text{m}$ の曲線部においては、民家側(カーブの外側)をCCPにて深さ4.5m、 $\phi=400\text{mm}$ の防護壁を施し、掘進部をLAG工法にて門型断面で改良をした。

中間2号立坑の到達部は、両サイド3.0m区間をCCPにて深さ4.5m、 $\phi=400\text{mm}$ の防護壁を施し、その内部をLAG工法にて全断面注入し改良を行った。しかし、立坑到達3m手前にて土圧を手動に切り替えたところ、土圧バランスがくずれ、スクリーコンベアよりの湧水が激しく、掘進到達が不可能となった。このため、ウエルポイント($l=6.5\text{m}$)をシールド機の前面両サイドに10本打設し、地下水位を低下させ立坑側のBH杭及びCCPを切断し到達させた。

到達部は地盤改良を施し、強度を 0.4 kgf/cm^2 (39.2 kpa) から 1.0 kgf/cm^2 (98 kpa) に増加させても地下水を完全に止水することができず、部分的に地下水と共に細砂を50~100l/min程度、湧出させる現象を起したものと考えられる。

§10. 函渠防護工(図-23)

シールド通過部には、6ヶ所(3.4m×2.8m×8.5m×2ヶ所、2.4m×2.0m×6.0m×2ヶ所、2.75m×1.2m×6.0m、1.6m×1.4m×6.0m)の用水路の函渠が横断しており、その基礎杭(平均 $\phi 250\text{mm} \times 16$ 本)を除去しなければ掘進できない。原設計では、鋼管杭($\phi 400\text{mm}$)を4本建込

図-22 $r=80\text{m}$ 部及び到達部地盤改良工

み、函渠を吊防護し、 $l=5.5\text{m}$ の鋼矢板にて両側5.8mを土留し覆工して、函渠の底部より松杭 $\phi 200\sim 300\text{mm}$ 、 $l=3\sim 4\text{m}$ を撤去する工法であったが、幅5.5mと道路が狭く、併せて、バス路線でもあることから、施工のために必要な占用許可が得られず、工法変更を余儀なくされた。このため、水路に足場を組み、地盤改良を行って、用水をポンプにて揚水切廻し、底盤を研って杭の撤去を施工し、地盤改良はLAG工法にて施工した(写真-6)。

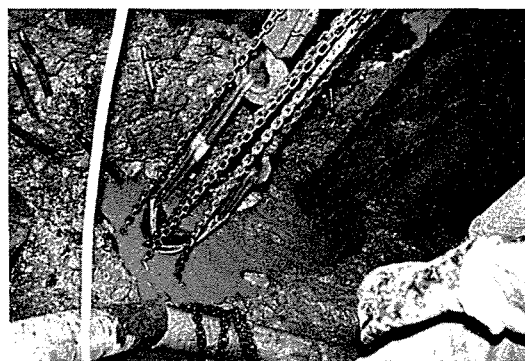


写真-6 松くい引抜き作業

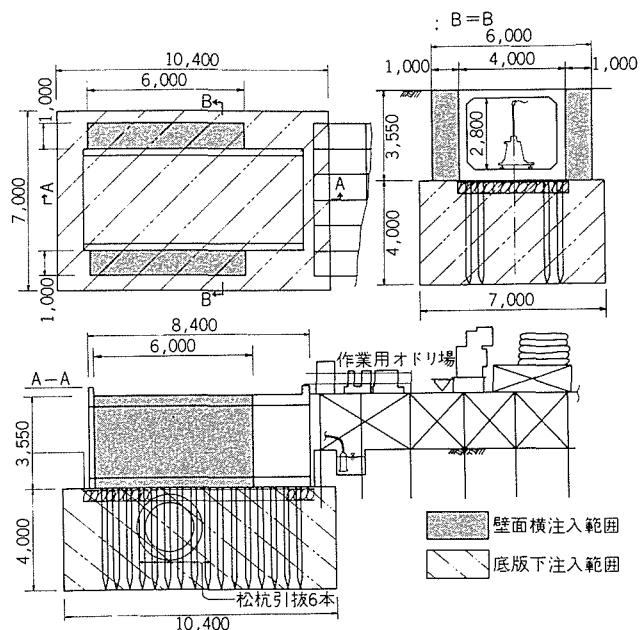


図-23 函渠防護工標準図

§11. あとがき

当工事は延長1,286.6mの内492mのみ掘進を終えて、2号中間立坑に待機中である。今工事で得た貴重な経験を生かして密閉加圧式、シールド掘進工法の確立に近づくべく研鑽したいと考えている。

今後当工区のような条件下での工事に遭遇することもあると思われるが、この工事報告が参考となれば幸甚である。

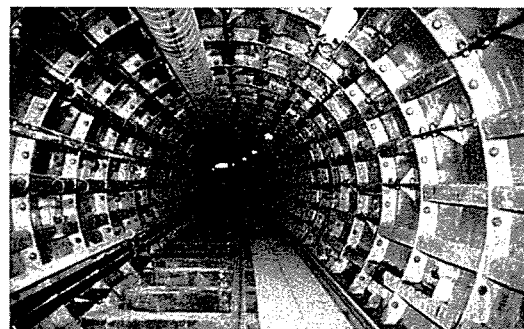


写真-7 一次覆工完了後の坑内