

# 軟弱粘性土地盤の泥水加圧式シールド掘進に伴う沈下に関する研究

ON THE SETTLEMENT OF POOR COHESIVE SOIL GROUND CAUSED BY  
TUNNEL DRIVING WITH SLURRY SHIELD MACHINE

小林 健郎\*・北川 滋樹\*\*・久保田 五十一\*\*・西松 裕一\*\*\*

BY Tatsuo KOBAYASHI, Shigeki KITAGAWA, Isoichi KUBOTA and Yuichi NISHIMATSU

This paper discusses the results of experiments on the settlements of poor cohesive soil ground caused by tunnel driving with a slurry shield. Driving tests were conducted with a slurry shield model having the diameter of 600 mm in the laboratory and an actual performance of slurry shielding was compared with the model test. The model tests show that there exists an optimum slurry pressure dependent on the overburden pressure and ground materials, and the ratio of the amount of soil to be excavated to that estimated from the shield diameter is nearly 96 to 97 % for the optimum pressure. The field tests show that the optimum pressure is nearly equal to the pore pressure, and the optimum driving speed is such that soil at the face is kept in the region of somewhat passive condition.

## 1. 序 論

シールド工法は年々難しくなる施工条件を克服して、その適応範囲を拡大している。現在、同工法に関する研究は主として泥水加圧式シールド、土圧式シールド等の切羽密閉型メカニカルシールドに対して行われている。このシールド工法で問題となっているのは砂質土の場合は切羽崩壊、粘性土の場合は沈下<sup>1)</sup>である。

シールド掘進に伴って生ずる地盤変位に関する既存の研究を概観すると次のごとくなる。理論解析的研究としては、Jeffery<sup>2)</sup>の行った円形トンネルの弾性地表沈下解析と同結果をもとにしてトンネル直上の最大沈下量を誘導したLimanov<sup>2)</sup>の解析がある。またLitwiniszynは確率モデルを用いて沈下形状が正規分布となることを明らかにしたが、Peck<sup>3)</sup>はVinellとHermanの現場実測例をもとに、その妥当性を示している。FEM解析を用いた研究としては宮下<sup>4)</sup>による弾性解析、同解析と現場実測を比較し両者が一致しない点を局部沈下現象で説明した川本<sup>5)</sup>の研究がある。また森<sup>6)</sup>は粘性土地盤の圧密

沈下予測計算値と現場計測結果とを比較している。模型実験による研究は村山<sup>7)</sup>らの降下床実験による地盤変位現象の考察のほか、烏田<sup>8)</sup>によって同様な実験と現場実測データによる地表沈下量の予測が行われている。小林<sup>9)</sup>は模型実験、現場計測、FEM解析の結果を組み合わせ、掘削取込み土量と地盤変位との関係について考察し最適掘削取込み土量の提案を行っている。

軟弱粘性土地盤の泥水加圧式シールド掘進における最大の問題が地表沈下にあることはすでに述べたとおりであるが、その原因としては以下の3つが考えられる。すなわち切羽における掘削取込み、シールドシェル押込みによる土の乱れ、テールボイドへの裏込めの不完全さである。本研究はこれらのうち切羽における掘削取込みの問題に関し室内模型実験により適正な切羽泥水圧力に対する検討を加えた後、現場実験によって同圧力および推力、掘進速度等の機械的要素に対し考察したものである。

## 2. 切羽泥水圧の影響に関する模型実験

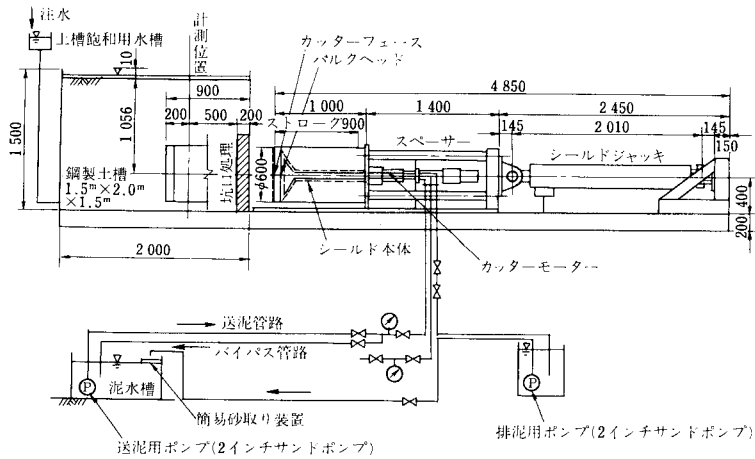
### (1) 模型実験概要

本実験の目的は地下水位の高いルーズな地盤に対し泥水加圧式シールドを施工した場合の掘進に伴う地盤変位を調べ、地表沈下を最少限にする切羽泥水圧を、いかに設定すべきかの判断資料を得ることである。実験に用い

\* 工博 前田建設工業(株)土木設計部設計課長  
(〒102 千代田区富士見 2-26-10)

\*\* 前田建設工業(株)土木設計部設計課設計主任

\*\*\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部資源開発工学科  
(〒113 文京区本郷 7-3-1)

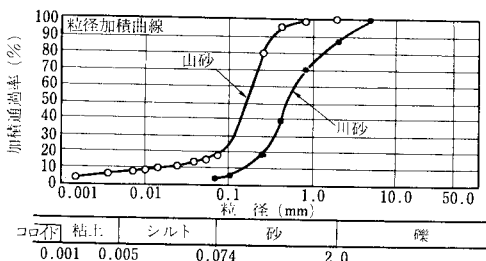


図一 泥水加圧式シールド掘進模型実験一般図

た模型は図一に示すとき外径 60 cm、掘進長 90 cm のテールボイドのない円筒形掘進機で、後方のシールドジャッキにより推進され、カッターフェースは開口比 25 % の十文字形である。模型地盤は約 4 m<sup>3</sup> の大量な資料を均一な地盤に製作することを試みるために粘性土の代用として 74 μ 以下の細粒分を多く含有している山砂を用いることとし、比較のため川砂を用いた砂地盤に対しても同様な実験を行った。土かぶり  $H$  と掘削径  $\phi$  との比すなわち土かぶり比  $H/\phi$  は 1.23 と一定にし、地盤の水位を地表上 1 cm に保ちつつ種々な切羽泥水圧で掘進した。坑口は 20 cm 厚のソイルセメント防護工により処理し、送排泥管内の流れを定常流にするためのバイパス運転を行った後、掘進を開始した。

(2) 実験条件と計測方法

地盤材料は千葉県産の山砂と鬼怒川産の川砂であり図一2のような粒度特性を有し細粒分は山砂が 18 %、川砂が 3 % であった。地盤製作用の土槽は 1.8 m × 1.5 m × 1.5 m、体積 4.05 m<sup>3</sup> の直方体である。模型地盤の製作は変位計測素子<sup>9)</sup>間隔等も勘案し 15 cm ごとにまき出し、体重 60 kg の同一作業員が踏み固めて行った。特にサーチャージを加え圧密させなかったが作製完了後 1 昼



図二 模型地盤材料の粒径加積曲線

表一 模型地盤条件

特性		材料	山砂	川砂
湿潤単位体積重量 $\gamma_s$			1.90g/cm <sup>3</sup> (18.6kN/m <sup>3</sup> )	1.95g/cm <sup>3</sup> (19.1kN/m <sup>3</sup> )
粒 度	砂 分		82%	97%
	シルト分		11%	3%
	粘土分		7%	—
摩 擦 角			33° (全応力)	43° (有効)
粘 着 力			2.0t/m <sup>2</sup> (1.96kPa) (全応力)	0 (有効)
透 水 係 数			10 <sup>-4</sup> cm/s	10 <sup>-2</sup> cm/s
コ ー ン 指 数			2~3kg/cm <sup>2</sup> (19.6~29.4kPa)	

夜放置し安定を図った。注水は土槽下部より行い、6 時間で地表 1 cm まで水位を上昇させた。地盤の密度測定は地盤製作中にハンドサンプラーで採取して行った。

地盤条件は表一に示すとおりであり、シールド中心における水圧  $P_w$  および全鉛直応力  $P_0$  は図一1、表一を参照して以下のように計算される。

$$P_w = 0.106 \text{ kg/cm}^2 \quad (1.04 \text{ kPa})$$

$$P_0 = P_w + 1.05(\gamma_s - 1) \times 10^{-1}$$

$$\text{山砂の場合 } P_0 = 0.201 \text{ kg/cm}^2 \quad (1.97 \text{ kPa})$$

$$\text{川砂の場合 } P_0 = 0.206 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.02 \text{ kPa})$$

シールドの模型実験に関する相似則は適当な縮尺を取ることにより、シールドの外径  $D$ 、カッター回転数  $n$ 、掘進速度  $v$  の条件  $Dn/v$  以外は満足される<sup>9)</sup>。本研究の模型実験における縮尺比は実物シールド外径  $D$  を 6.0 m と想定したので 1/10 となり、 $v$  は実物に対し 1/2.5 の 1.0 cm/分を採用した。したがって上記条件より  $n$  は実物に対し 4 倍の 4 rpm が得られ、そのように決定した。

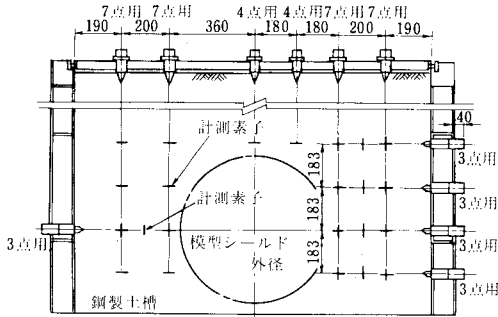


図-3 変位計測器配置図

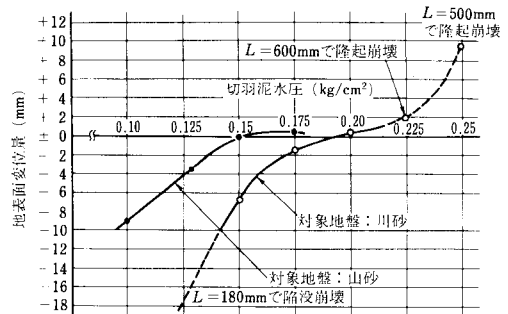


図-4 トンネルセンター地表変位・切羽泥水圧関係図

山砂に対する切羽泥水圧は0.10, 0.130, 0.150, 0.175 kg/cm<sup>2</sup> (0.98, 1.27, 1.47, 1.72 kPa) の4種類とし、川砂に対しては0.125, 0.150, 1.75, 0.200, 0.225, 0.250 kg/cm<sup>2</sup> (1.23, 1.47, 1.72, 1.96, 2.21, 2.45 kPa) の6種類とした。泥水は密度を1.25 g/cm<sup>3</sup> (12.3 kN/m<sup>3</sup>) に調整した木節粘土泥水を用いた。

地盤変位計測は坑口より70 cm離れた計測横断面において図-3に示すごとく、6鉛直直線上に42測点、5水平測線上に15測点、合計11測線上に57測点を設け計測素子の挙動をダイヤルデプスゲージにより測定する方法を用いた。シールド実掘進長は70 cmで15 cm, 30 cm, 40 cm, 50 cm, 60 cm, 70 cmの6段階に分割し各段階終了ごとにいったん掘進を止め変位を計測した。掘削土量の計測は送排泥の流量および地盤の土粒子真比重をもとに算出したが流量は4 l缶を満たす時間により求め泥水密度は採取した泥水により測定した。

(3) 実験結果

掘進に伴い生ずる地表変位と切羽泥水圧との関係および切羽泥水圧と取込率 (単位トンネル長当たりの実掘削土量に対する理論掘削土量の比) との関係は図-4, 図-5のごとくである。図-4によれば泥水圧の大きさにより地表変位は変化し変位が最小となる適正切羽泥水圧が地盤種別ごとに存在することが理解できる。また川砂において0.125 kg/cm<sup>2</sup> (1.23 kPa) で陥没崩壊が起り、0.225 kg/cm<sup>2</sup> (2.21 kPa) で隆起崩壊が生じている。これより適正切羽泥水圧は山砂で0.175 kg/cm<sup>2</sup> (1.72 kPa), 川砂で0.200 kg/cm<sup>2</sup> (1.96 kg/cm<sup>2</sup>) と判断される。この圧力を切羽中心全鉛直応力と比較すると山砂で全鉛直応力の87%, 川砂で95%となっている。なお山砂に対し切羽泥水圧0.200, 0.225 kg/cm<sup>2</sup> (1.96, 2.21 kPa) の実験を行う計画であったが模型実験装置故障のため実験できなかった。切羽泥水圧と取込率との関係を示す図-5によると、上に述べた適正切羽泥水圧における取込率は山砂が96%, 川砂が97%と判断できる。

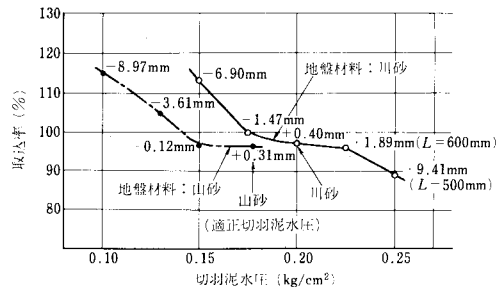


図-5 取込率・切羽泥水圧関係図

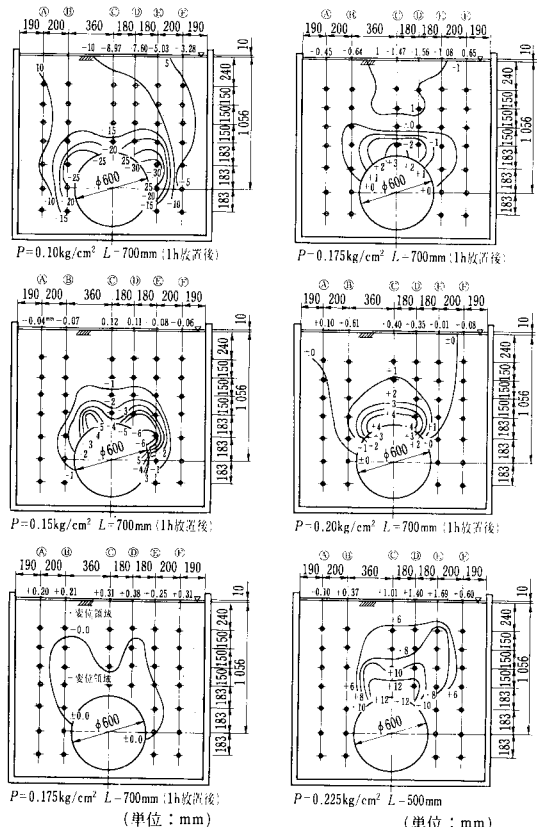


図-6 山砂の等変位曲線

図-7 川砂の等変位曲線

実験で観測された地中変位状況を図-6, 図-7に示す。図-6は山砂における鉛直方向等変位曲線の例であ

り、図-7は川砂における同曲線である。これらの図中における(－)表示は沈下を表わし、(＋)は隆起を示している。トンネル周辺への影響が最も少ないのは地表変位が最小になる切羽泥水圧の場合であり山砂が0.175 kg/cm<sup>2</sup> (1.72 kPa)、川砂が0.200 kg/cm<sup>2</sup> (1.96 kPa)である。したがって、この泥水圧を適正切羽泥水圧といふことができよう。図-6によると山砂の場合はトンネル斜め上方周辺部に顕著な影響が現われていてトンネル直上付近の沈下現象が地表に向かって減少している。適正泥水圧の場合においてもトンネル直上は、やや沈下している。図-7によれば川砂の場合はトンネル直上部に顕著な影響が現われていて、同部の隆起現象が地表に向かって減少している。適正泥水圧下では山砂の場合と異なりトンネル直上が隆起している。また川砂におけるトンネル側方の水平方向変位は切羽水圧に関係なく切羽より外側へ向かい押し出される現象を呈していた。

(4) 実験結果の検討

本実験の結果、地表変位を最少にするような適正切羽泥水圧が存在することが明らかとなった。その圧力は切羽中心全鉛直応力に対して、細粒分をほとんど含んでいない川砂の場合が95%であり、川砂に比較して細粒分含有率の多い山砂では87%と低い値であった。これは地山の有する粘着力の影響と推定される。以上の結果より粘性土地盤の適正切羽泥水圧は、ルーズな砂地盤に比べて低く設定されるものと考えられる。適正な泥水圧力は適正なる切羽圧力より、マシンの面板圧力を差し引いた圧力と考えられるので面板圧力の大きさを抜きにしては決定できない。面板圧力は地山条件、機械条件等、いろ

いろな条件により変化するものと考えられるので最終的には各現場でトライアルにて決定されるべき値である。

適正切羽泥水圧における山砂の取込み率は96%であった。掘削土量は全掘進ストローク70cmのうち、送排泥密度と流量とについて行った6回の計量結果より算出した。この結果は土圧式シールドを用いて行った模型実験結果<sup>9)</sup>と同様であった。

地盤内の変位計測結果による山砂と川砂では挙動が異なっており、これは今後検討すべき現象である。ただし、トンネル周辺地山の影響は両者とも、適正切羽泥水圧において最小であった。この事実からも実施工にあたって同圧力の設定が非常に重要であると考えされる。

3. 現場計測

模型実験結果が果して妥当性があるか否かについて検討するため現場において次のように掘進研究を行った。

(1) 工事概要と研究概要

本工事は東京都下水道中川泥水幹線を泥水加圧式シールドにより施工するもので、図-8に示すごとくNo.3立坑より発進しNo.2を経てNo.1に至る713.5m区間であり現場は下町低地の中央に位置している。シールド掘削外径は7350mmで平均土かぶり厚は13.6mである。掘進対象土は下部有楽町層に属するN値0~1の軟弱粘性土であり土質性状は表-2に示す。当工区は交通

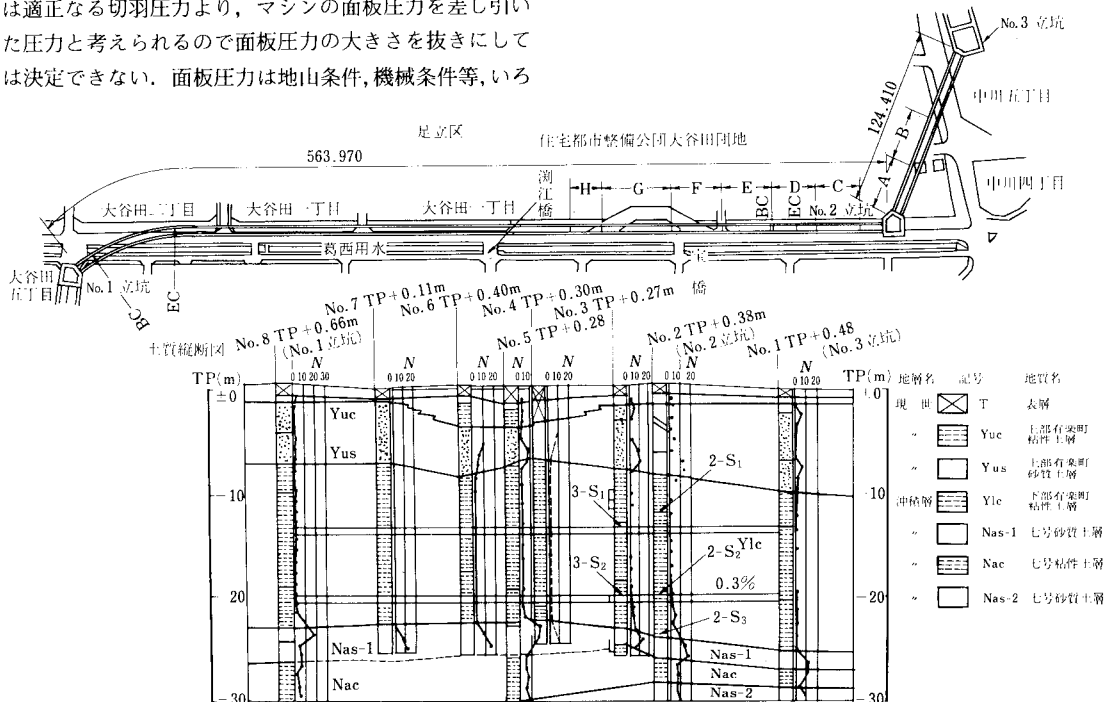


図-8 中川汚水幹線その2工事概要および掘進研究区間図

表-2 土質試験結果一覧表

試料番号		2-S <sub>1</sub>	2-S <sub>2</sub>	2-S <sub>3</sub>	3-S <sub>1</sub>	3-S <sub>2</sub>
深 さ (m)		12.00-12.85	19.00-19.80	23.00-23.70	13.00-13.85	19.00-19.80
粒度特性	礫 分 (%)	0	0	0	0	0
	砂 分 (%)	11	10	8	13	21
	シルト分 (%)	58	41	54	50	50
物理特性	粘土分 (%)	31	49	38	37	29
	最大粒径 (mm)	0.25	0.25	0.25	2.00	2.00
	液性限界 (%)	44.9	52.5	56.0	41.3	51.3
	塑性限界 (%)	32.6	47.3	42.9	29.9	32.0
	塑性指数 I <sub>p</sub>	12.3	10.2	13.1	11.4	19.3
	土粒子の比重 G <sub>s</sub>	2.68	2.69	2.69	2.67	2.68
	含水比 (%)	53.3	68.5	59.8	49.4	62.1
	含水比 w (%)	1.677	1.581	1.617	1.705	1.617
	間 隙 比 e	1.450	1.867	1.658	1.340	1.686
	飽 和 度 S (%)	98.5	98.7	97.0	98.1	98.7
力学特性	一軸圧縮強さ q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	1.260-1.130	0.603-0.645	1.325-1.220	0.660-0.622	1.012-0.720
	軸圧縮変形係数 E <sub>s</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	42.0-15.9	8.9-14.7	49.1-45.7	23.6-23.0	15.8-8.2
	試験の条件	UU	UU	UU	UU	UU
	粘着力 c (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.620	0.300	0.630	0.300	0.450
	せん断抵抗角 φ (度)	8°16'	6°51'	7°38'	7°04'	11°02'
	圧縮降伏応力 P <sub>v</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.25	2.40		2.05	1.35
	圧密					
	圧縮指数 c <sub>c</sub>	0.700	0.585		0.410	0.485

掘削土量  $Q=0.9 A=38.2 \text{ m}^3/\text{R}$

全鉛直応力  $\gamma z=28 \text{ t/m}^2$

先端抵抗  $\alpha \gamma z A=1200 \text{ t}$

スキン面積  $a=165 \text{ m}^2$

同スリクション  $2.5 \alpha=400 \text{ t}$

仮定推力  $\alpha \gamma z A+2.5 a$

$=1200+400=1600 \text{ t}$

安定係数  $n=\gamma z/C=6.2$

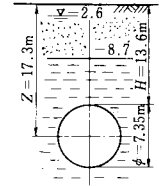


図-10 施工条件図

$\alpha$  は経験的土圧係数であり当現場では  $\alpha=1$  を採用した。

掘進は図-8に示すAよりHの8区間、延長300mに対し図-10の説明のごとき条件下で行った。なお裏込め注入は全区間に対し同一条件とし送泥と排泥との差すなわち増量した泥水に薬液を混合して行った。また、セグメントは平板型RC製で1リング幅は90cmである。

(3) 沈下測定結果

掘進条件を変化させて施工した各施工区間のシールドセンターにおける代表的な地表沈下状況は、図-11のとおりである。なおCEGH区間は発進および埋設物防護等の影響を受け完全なデータが得られなかったため割愛した。同図によるとD、F区間の沈下量はA、B区間に比較して少なく、掘進速度が低いほど沈下が少くなる傾向が認められる。同図の説明表中には、切羽泥水圧と機械的掘進条件のほか、1リング当たりの掘削土量が示されていて掘削土量が少なくなると推力は上昇する傾向が認められる。

(4) 掘進データの解析

各情報値の分析結果のうち、高い相関性が認められた要素は掘削土量、推力、切羽泥水圧、掘進速度および面板圧であった。したがって、これらの要素を組み合わせた整理した結果に基づいて解析してゆくことにする。なお面板圧とは推力から切羽泥水圧と仮定計算によるスキンフリクション値とを差し引いて切羽面積で除した値である。分析結果は図-12より図-15に示すとおりである。

量の多い市街地で路線に沿って葛西用水がある。

当現場における研究目的のうち最も重要なものは模型実験によって得られた結論、すなわち泥水加圧式シールド工法においては地盤変位を最少にする適正切羽泥水圧が存在するという結論を確認することにある。そしてさらにこれと合わせて推力、掘進速度等の機械的要因の最適条件についても考察を加えるものである。切羽泥水圧はシールド中心において約1.2~2.1 kg/cm<sup>2</sup> (11.8~20.6 kPa)、掘進速度は主に2~3 cm/分の範囲で施工した。掘進時に得られる各情報値の収集と解析<sup>10)</sup>はシールド掘進管理作業とも合わせて、センサーの出力を直接電算機に入力してオンラインでデジタル処理を行った。

(2) シールド機械と施工条件

シールド機械は図-9に示すような中間支持型のカッター機構を有し、スリットは開口率10%の十字形である。シールドジャッキは150t/本を28本装備し全装備推力は4200tで、送排泥管径はそれぞれ10インチ、8インチである。

施工条件は次のように整理される。

切羽水頭  $H_w=14.7 \text{ m} \rightarrow 1.5 \text{ kg/cm}^2$

切羽面積  $A=42.4 \text{ m}^2$

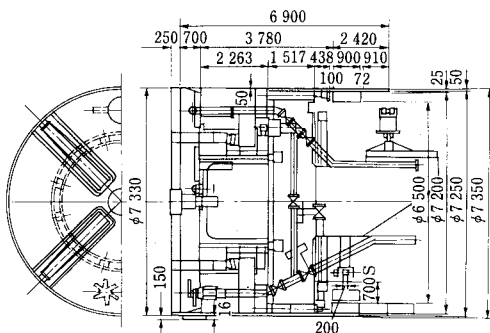
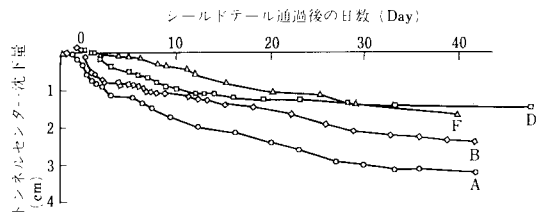


図-9 シールド掘進機一般図



区間	ジャッキスピード (mm/min)	切羽泥水圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	ジャッキ総推力 (t)	掘削土量 (m <sup>3</sup> /R)	区間	ジャッキスピード (mm/min)	切羽泥水圧 (kg/cm <sup>2</sup> )	ジャッキ総推力 (t)	掘削土量 (m <sup>3</sup> /R)
A	30	2.0	2200	30	E	30	1.2	1600	35
B	30	1.8	2000	32	F	26	1.6	1700	38
C	20	1.2	1500	42	G	20	1.6	1800	37
D	20	2.0	1700	38	H	26	1.6	1600	33

図-11 地表沈下経時変化

図-12は推力と掘削土量との関係を表わしたものである。同図によると掘削土量の減少に伴い推力が増加し、理論掘削土量  $38 \text{ m}^3/\text{R}$  相当の取り込み状態における推力は  $1600 \text{ t}$  程度であることが認められる。別途行った計測によって切羽泥水圧  $1.65 \text{ kg}/\text{cm}^2$  ( $16.2 \text{ kPa}$ )、 $1.75 \text{ kg}/\text{cm}^2$  ( $17.2 \text{ kPa}$ ) の場合に、シールドマシンを止めておくに必要なジャッキ荷重はおおの300 t ( $2940 \text{ kN}$ )ならびに350 t ( $3430 \text{ kN}$ )であることがわかった。スキンプリクシオンが0とすると、この泥水圧を保持するのに必要なジャッキ荷重は700 t ( $6860 \text{ kN}$ )ならびに750 t ( $7350 \text{ kN}$ )であると計算されるので、これより総フリクションは400 t ( $3920 \text{ kN}$ )程度であると考えられる。なお松下・岸田<sup>11)</sup>によれば杭の付着力は地盤の一軸圧縮強度にかかわらず、ほぼ  $3 \text{ t}/\text{m}^2$  ( $2.9 \text{ kPa}$ )であるとされている。スキンプレート総面積が  $165 \text{ m}^2$ であることを考えると松下・岸田の値を使用した場合でも500 t ( $4900 \text{ kN}$ )弱となり、著者らの計測値と大差はない。そこで総フリクションとして400 t ( $3920 \text{ kN}$ )を採用すると先端抵抗は  $1200 \text{ t}$  ( $11760 \text{ kN}$ )となり、トンネルセンターにおける全応力に対する土圧係数はほぼ1となる。

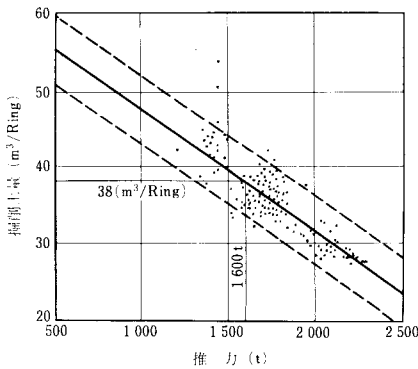


図-12 掘削土量と推力との相関図

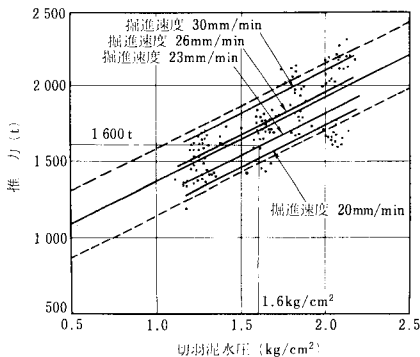


図-13 切羽泥水圧と推力との相関図

図-13は切羽泥水圧と推力との関係について推進速度をパラメーターとして整理した結果である。同図によると切羽泥水圧が上がると当然のことながら推力も上がるが掘進速度の上昇に伴っても同じく推力が上昇する。これは掘進速度が増加すれば切羽からの取込みが難しくなるためである。

図-14は掘進速度と面板圧との関係を示したものである。同図によると掘進速度  $23 \text{ mm}/\text{min}$  を境にして勾配が異なっており、同速度以下では勾配が緩いが、これを越えると急激に面板圧が増加するのがわかる。この速度に対応する面板圧は  $11 \text{ t}/\text{m}^2$  ( $10.8 \text{ kPa}$ )程度であり、この値は有効土かぶり応力におおむね等しかった。

図-15は掘進速度と掘削土量との関係について切羽泥水圧をパラメーターとして整理した結果である。同図によると掘進速度が増加すると掘削土量は減少し、切羽泥水圧が高くなるほど掘削土量は少なくなっている。

(5) 掘進結果の考察

施工結果に対する検討と沈下対策上好ましい掘進条件に関する判断は次のとおりである。地表沈下測定結果からは模型実験より得た結論のごとく理論掘削土量程度を

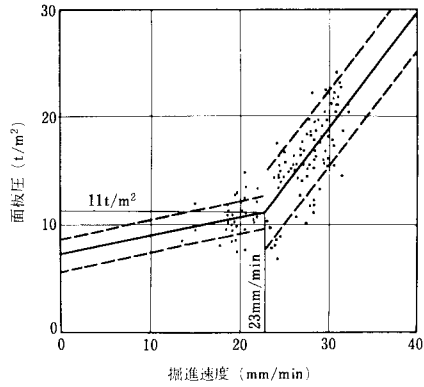


図-14 掘進速度と面板圧との相関図

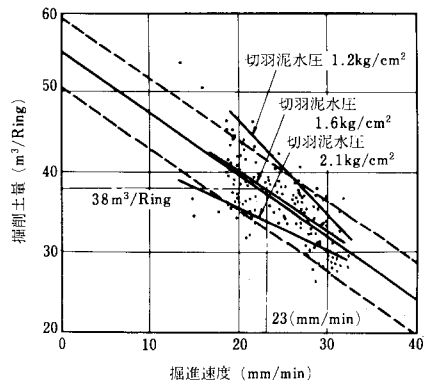


図-15 掘進速度と掘削土量との相関図

取り込むのが望ましく、加えてなるべくゆっくりと掘進する方が地表沈下を抑えるのに有効であった。AB区間のごとく著しい取込み不足でもわずかな先行隆起と比較的大きな二次沈下現象とが現われたのは取り込まれなかった土がトンネル周辺で吸収され、その付近にかなりの乱れが発生したためと推定される。

掘進データの分析結果によると切羽泥水圧、掘削土量、推力、掘進速度等の間には強い相関が認められた。過去の実績からも明らかなお掘削土量を正確に把握することはきわめて難しく、地山の変化、計測方法に対する信頼性の問題等により、当現場のごとく比較的均一な同一地層を掘進する際すらも実施工上は精度の点で疑問を感じる場合があった。しかし推力は確実に測定することができ図—12に示すごとく当現場での目標土量は1600tの推力で得られることになる。図—13によれば切羽泥水圧と推力とは一次直線の関係にあることから、推力より切羽泥水圧とスキンプリクシオンを差し引いた面板圧は掘進時の先端抵抗値と考えてよい。当現場においては先に面板圧と有効土かぶり応力とがほぼ等しくなることを示したが、これは有効土圧係数がほぼ1となることを意味している。この種の地盤では静止土圧係数が0.5、有効摩擦角は約40°であることが知られている<sup>12)</sup>。これより受動土圧係数は約4.5となり本研究で示した沈下対策上好ましい掘進条件は静止土圧状態から、やや受動側に入った領域にあることがわかる。

この面板圧に対応する掘進速度は図—14より23mm/分の通常より遅いものとなり、掘進速度と掘削土量との関係を示す図—15から切羽泥水圧1.6kg/cm<sup>2</sup>(15.7kPa)の条件を得る。この値はシールドセンターにおける理論水頭とほぼ等しく、全鉛直応力の約60%に相当しているが軟弱地盤に対していわれてきた切羽泥水圧をできる限り高くして掘進すべきであるとの考え方とは異なっている。いま仮に切羽泥水圧をこの値よりも大きくしたとすれば、現場での実測データを整理して示した図—13と図—12とにより推力が上昇し掘削土量が小さくなる。その結果トンネル周辺の乱れを起し、いわゆる掘進後の沈下である二次沈下が増加する。一方、切羽泥水圧を上記の値よりも減ずると掘削土量が増し取込み過剰となって掘進時の一次沈下が増大することになる。

#### 4. ま と め

以上のような結果から、次のごとき結論が得られる。

(1) 模型実験によると地表沈下を最小にする適正切羽泥水圧が存在し、同水圧下ではトンネル周辺地盤の変位が最も少ない。トンネルセンターにおける同圧力は同位置の全鉛直応力に対して細粒分をほとんど含まない

川砂が95%で、川砂に比べて細粒分を多く含む山砂が87%であったので粘性土地盤における適正切羽泥水圧は、より低い値となることが推定できる。

(2) 現場計測によると本現場のごとく地下水位が地表付近に存在するような軟弱粘性土地盤における適正切羽泥水圧は地山の理論水頭とほぼ等しく、トンネル中心における全鉛直応力の約60%に相当する。

(3) 模型実験によると掘削土量は理論掘削土量に等しいかやや少ない土量が適当であり、現場においても確認された。このような掘進をするためには切羽泥水圧のほかに推力、掘進速度等の機械的な要因を考慮して掘進条件を定める必要がある。

(4) 適正推力は地山の土圧係数を1とし、スキンプリクシオンを2.5t/m<sup>2</sup>(2.45kPa)とした計算値に近く、掘進速度は切羽の静止土圧状態よりやや受動側となる面板圧を与えるような値に調整することが望ましい。

謝 辞：本研究にご協力を頂いた東京都下水道局第五建設事務所の関係諸賢および帝都高速度交通営団設計部 増田部長、中村次長、大岩調査役に心から感謝する次第です。

#### 参 考 文 献

- 1) 渡辺 健：超大型泥水圧シールドにおける施工と今後の課題，土木学会誌，Vol.66，No.2，1981-2.
- 2) Szechye, K. (島田隆夫訳)：トンネル工学，鹿島出版会，pp.650～656，1971.
- 3) Peck, R. B.：Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground, 1969 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- 4) 宮下和夫：アーストンネルの設計と施工，山海堂，pp.99～106，1973.
- 5) 川本眺万ほか：シールド掘進に伴う地表沈下の振動特性，土と基礎，第20巻，第3号，1972.
- 6) 森 麟ほか：粘性土地盤でのシールド工事による圧密沈下について，第12回土質工学研究発表会，1977.
- 7) 村山朗郎・松岡 元：粒状土地盤の局所沈下現象について，土木学会論文報告集，第172号，1969.12.
- 8) 島田隆夫：土被りの浅い山岳トンネルの地表沈下，土木学会論文報告集，第296号，1980.4.
- 9) 小林健郎・西松裕一：シールド掘進に伴う地盤変位に関する研究，土木学会論文報告集，第328号，1982.12.
- 10) 小林健郎・北川滋樹・久保田五十一：大断面泥水加圧式シールド掘進技術の開発その1，前田建設工業(株)技術研究報告，Vol.24，1983.
- 11) 村山朗郎・大崎順彦ほか：基礎工学ハンドブック，朝倉書店，p.446，1964-11.
- 12) 中瀬明男・亀井健史：Undrained Shear Strength Anisotropy of Normally Consolidated Cohesive Soils, Soil and Foundations, Vol.23, No.1, 1983.

(1983.12.19・受付)