

泥水加圧シールドの切羽の安定性と掘削管理

FACE STABILITY AND CONTROL OF EXCAVATION IN THE MUD SHIELD METHOD

山 崎 廣 宣*

By Hironobu YAMAZAKI

1. 研究の目的

泥水シールド工法は日本で開発された工法で、都市トンネルの建設に多用されている。現在のところ、この研究開発は経験的知識に依存し、科学的な解析が不十分のように見受けられる。泥水シールド工法は、粘土シルト懸濁液を使うスラリーシールドであり、その問題点は、以下のとおりと考える。

第 1 は、切羽崩壊を防ぐ泥水の特性と切羽保持機構の解明である。泥水の特性は石油さく井で、また、切羽保持機構は地中壁工法で研究されたが、目的の違いから、その成果をそのまま泥水シールドに適用し得ない。それゆえ、この工法に適応した泥水の特性を研究し、その結果に基づいて、個々の現場条件に適合した泥水の方を決定し得ることが望ましい。

第 2 は、掘削管理の問題である。泥水シールドは、掘削土砂を流体輸送し、地表面のプラントで処理する。それゆえ、直接切羽を視覚で観察し得ず、何らかの間接手段で掘削量を測定し、切羽の状況を察知することが施工管理上必要である。

第 3 は、シールド機械の問題である。泥水シールド機械の構造様式は、掘削地層に対応して経験的に決定される。機構上の重要点は、軸受部の防水シールおよびスキンプレートとセグメント裏面を密閉するテールシールである。軸受部シールは、現一流メーカーならば満足なものを作る。テールシールはワイヤー型構造が開発さ

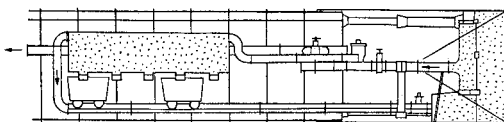


図-1 James H. Greathead の考えた水圧シールド¹⁾

れ、泥水圧 4 kgf/cm^2 (392 kPa) まで実用化されている。それゆえ、第 3 の問題は本論文で取り扱わず、第 1 および第 2 の問題についてのみ考察する。

2. 泥水シールドの歴史

(1) 実現までの歴史

圧気シールドの切羽面は垂直であるから、切羽に圧気を作用させると、上部で地下水圧とバランスすれば、下部でバランスを失い、地下水の流入をみる。これは均一モデル層の場合で、実在する地層は複雑多岐であり、圧気が切羽面に有効に作用する場合も数多くある。しかし、透水係数大で、かつ、均一な地層の場合は、圧気の噴出、または地下水の流入を生じ、切羽が自立せず崩壊する。

このようなことから水を利用して地下水の流入を防止するシールドが考えられた。水圧シールドの発想である。1884 年イギリスの James H. Greathead は、図-1 に示す水圧シールドを考案し特許を申請した¹⁾。Veasey によれば、水で切羽を保持し得ない点から断念されたという²⁾。その後 Vering, Haag, Comob が同様の構想を提案した。いずれにせよ、非粘着性の切羽は水で保持できない点から実現しなかったと推察される。

ベントナイトが石油さく井に利用され、スラリーとしての高性能が認められるとともに、土木部門にも導入され、1950 年代に地中壁工法が開発された。このベントナイトを水圧シールドに導入したのがベントナイト・シールドである。Schneiderreit (1960) が最初に特許申請した。彼の提案は、粘着性地層では水、非粘着性地層ではベントナイト、またはそれに類似の泥水を加圧して切羽を保持する方式である。次いで Lorenz (1962) は、ベントナイトその他のチキソトロピックな液体で切羽の安定と目づまり (Sealing) を行い、泥水圧で土圧お

* 正会員 工博 鉄建建設(株)常務取締役

よび水圧に対抗させようとした。Bartlett (1964) の提案は特許文面には明確に説明されていないが、Veasey の解説によるとかきまぜると液体となり、放置すればゼリー状になるチキソトロピック性の完全な利用である。もしベントナイト・スラリーがチキソトロピックならば、掘削停止中はゲル化して切羽を完全に保持することになる。ベントナイト・シールドの誕生である。実際の施工例としては 1968 営団地下鉄 8 号線神田川シールド工区のパイロット・トンネル、1972 イギリス New Cross のベントナイト・シールド、1974 ハンブルグの Hydro shield, また 1975 イギリス Warrington のベントナイト・シールドがある。

日本においては、ベントナイトを使用するとき、その経済性および残土処理の規制から、その使用におのづから制約があり、その制約を打破する意味から粘土シルト泥水を使う泥水シールド工法が開発された。

(2) 泥水シールドの可能性

泥水シールド工法が可能であるためには、土圧および水圧を保持する泥水圧とその圧力を切羽へ伝達する泥膜の形成が必要である。いま、この可能性をすでに発表された文献により調べてみよう。喜田は細粒土は化学作用、粗粒土は目づまり効果により泥膜が形成されるとした³⁾。Rogers は次の 2 例を述べている⁴⁾。第 1 は石油さく井現場で使用されている泥水を分析したところ、モンモリロナイトは含まれず、土粒子は $0.1\mu\text{m}\sim 1.19\text{mm}$ の範囲に分布し、7~8 wt.% が $2\mu\text{m}$ 以下のコロイドであったが、API テストの透水量は $21\sim 23\text{ml}$ と良質の泥水であった。第 2 の Gates と Bowie は 20 の現場と 40 の試験室泥水から土粒子の粒度分布を調査し、上限および下限を見出した。比較的良好な泥水の粒度分布として、コロイド ($2\mu\text{m}$ 以下) $42\sim 88\%$ 、シルト 7~46%、砂 5~13% の範囲を示した。Boyes は透水性地層の逸水について⁵⁾、有効径の 1/10 より大きい粒子はその地層へ浸透せず、また間隙径の 1/3 以上の粒子はその間隙を通過できないとの仮定に基づいて、逸水を物理的な目づまり問題と考えた。以上のことから地層の間隙に目づまり効果が起こるような粘性と粒度分布をもつ泥水を使用すれば泥膜が形成され泥水加圧シールド工法は可能であると推定される。

3. 泥水の性質と効果

(1) 粘土シルト泥水の特徴

今回の研究で、実際の地盤を構成する代表的なものとして、通称氷川台粘土を用いた。氷川台粘土は洪積層に

属し、東京上部礫層の下部にある固結シルト質粘土である。このシルト質粘土は、営団地下鉄 8 号線の泥水シールド用泥水の材料として使われた。氷川台粘土泥水の特徴は以下のとおりである。

a) 粒度分布および比表面積

氷川台粘土の粒径加積曲線を 図-2 に示す。0~ $24\mu\text{m}$ の直径の粒子が 82% を占め、泥水用材料として良好である。

図-2 は各種の測定方法および測定計器による結果を示す。ストークス粒径は JIS 規格沈降試験、光透過式はセイシン SKN-100 の光透過法、セディグラフは島津製作所 5000 D の X 線による粒径解析、オムニコンは島津製作所オムニコン FAS-II による光学顕微鏡画像解析の粒径分布である。この図から、分散剤（ヘキサメタリン酸ソーダ 0.2% 溶液）の使用による凝集粒子の分散が推定される。

次に、比表面積の測定結果を表-1 に示す。図-2 の曲線 (5) の粒度分布から計算した氷川台土粒子の平均比表面積は $18200\text{cm}^2/\text{g}$ ($1820\text{m}^2/\text{kg}$) となり、沖積層の小管および手賀沼試料と比較して、粒子の電気化学的性質が優れているといえる。

b) 実験結果

泥水シールド用泥水安定液の設計に要する基礎資料を得るために沈降試験を 3 種類、沈降推積ベクト透過試験、イールド・バリュー試験、および塑性粘性試験を行った。

沈降試験は内径 99.4mm のメスシリンダー、初期高 $H_0=20\sim 100\text{cm}$ 、泥水密度 $\rho_L=1.01\sim 1.35\text{g}/\text{cm}^3$ (1.010

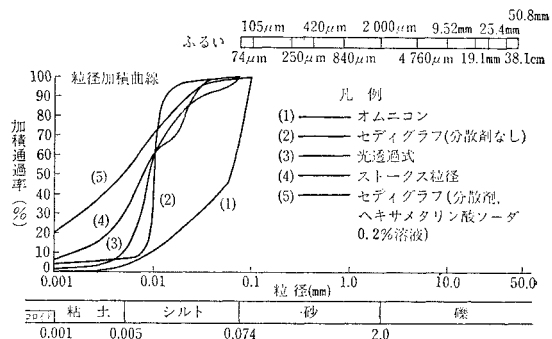


図-2 氷川台粘土シルト泥水の測定方法別
粒径加積曲線

表-1 泥水シールド各現場の土粒子の比表面積

試料名	比重	比表面積 (g/cm^2)
1 氷川台 24 μm	2.56	18 600
2 " 44 μm	2.57	13 650
3 " 74 μm	2.60	11 370
4 小菅	2.55	10 020
5 手賀沼	2.54	7 670

~1350 kg/m³) 目盛りは 1 mm 間隔で目視により測定した。その結果 $\rho_L=1090 \text{ kg/m}^3$ までが干渉沈降, $\rho_L=1090\sim 1190 \text{ kg/m}^3$ 間がネットワーク沈降, それ以上が圧縮沈降と区分された。泥水密度に対応した初期沈降速度 V_i の一例を図-3 に示す。

泥水密度を一定とし高さを変えた沈降試験から, 泥水密度が同じときの沈降曲線の相似性が成立した。また, 泥水中に含有される土粒子質量を一定とし初期高さを変えた沈降試験から, 吉岡⁶⁾, Shannon⁷⁾ の指摘と異なり, 図-4 のごとく, 初期の泥水濃度により最終沈降ベツト高が変わり, 初期濃度が高い場合, ベツト高は低いという結果が得られた。

吉岡はベツト高が土粒子質量の関数であるとし, またガラス玉(平均径 67 μm) を用いた実験から Shannon は一定量のガラス玉の懸濁液はその濃度に関係なく, 一定高さに推積することを示した。それゆえ, 氷

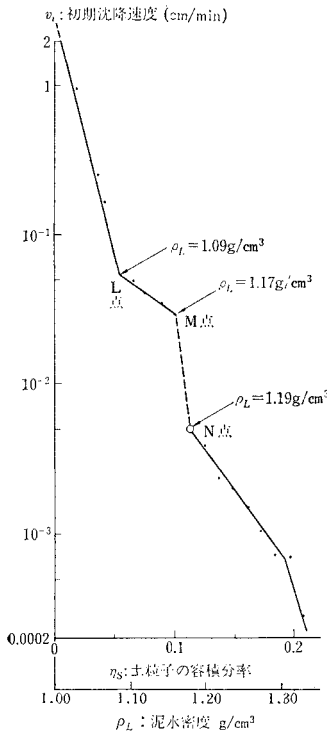


図-3 初期沈降速度と泥水濃度の関係 (容器径 99.4 mm)

川台泥水は濃度により結合体の単位が変化すると推定される。

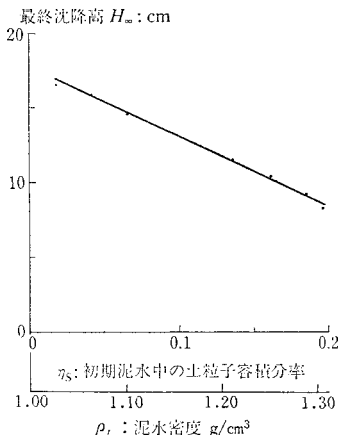
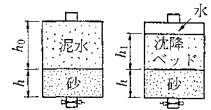


図-4 泥水中の土粒子量を一定とし泥水濃度を変えたときの沈降ベツトの高さ

表-2 沈降ベツトの透水試験結果表



泥水密度 ρ_L (g/cm ³)	1.11	1.19	1.30
底面砂の高さ h (cm)	10.4	11.7	9.5
底面砂の透水係数 k (cm/s)	1.5×10^{-2}	2.1×10^{-2}	1.3×10^{-2}
沈降ベツトの高さ h_1 (cm)	8.9	13.3	14.7
泥水の初期高 h_0 (cm)	15.6	16.3	16.5
泥水中の土粒子重量 (g)	215.0	388.0	620.0

泥水圧力 (kgf/cm ²)	$\rho_L=1.11$		$\rho_L=1.19$		$\rho_L=1.30$	
	ベツト高 (cm)	戸過量 (cc/分)	ベツト高 (cm)	戸過量 (cc/分)	ベツト高 (cm)	戸過量 (cc/分)
0	8.9	0	13.3	0	14.7	0
0.1	8.9	0	13.2	0	14.7	0
0.2	8.9	0	13.2	0	14.7	0
0.3	8.9	0	13.2	0	14.7	0
0.4	8.8	13.0	13.2	0	14.7	0
0.5	8.6	12.0	13.2	0	14.7	0
0.6	8.6	8.0	13.0	5.2	14.6	3.0
0.7	8.4	7.7	12.9	4.6	14.5	2.8
0.8	8.2	7.3	12.8	4.0	14.4	2.6
0.9	8.1	7.0	12.7	4.0	14.3	2.2
1.0	7.9	7.0	12.6	3.3	14.2	1.9

川台泥水は濃度により結合体の単位が変化すると推定される。

沈降ベツト透過試験は図-5 に示す大型モールド戸過試験装置と同じで, モールド径 100 mm のものを用いた。その結果を表-2 に示す。泥水を 1.0 kgf/cm² (98 kPa) で加压後撤去すると, いずれの場合も砂の境界面に 9~12 mm の密度の高い泥膜が形成されていた。

イーロード・バリュエーおよび塑性粘性の測定は Fann Visco-meter Model 35 および日本精器製レオメーター IR-200 で行われた。 $\rho_L=1350 \text{ kg/m}^3$ までは VGメーター, それ以上は IR-200 で測定された。流動曲線の一例が図-6 であり, ビンガム流動を示す。図-7, 図-8 に泥水密度とイーロード・バリュエーおよび塑性

粘性の関係をそれぞれ示す。これらの値を用いて, 後に示すように泥水の設計を行うことになる。

c) 考 察

Michaels はカオリンを⁸⁾, 北浦はカオリンおよび硫酸バリウムその他を使い⁹⁾, それらの物質がフロックを形成し, 弱いせん断力下ではフロックがさらに集結して Aggregate を形成し, 強いせん断力下では, フロック単位になることを見出した。氷川台泥水も図-2 の粒度曲線から一次粒子が凝集してフロックを形成していると推定された。いま, 氷川台フロックも Aggregate を形

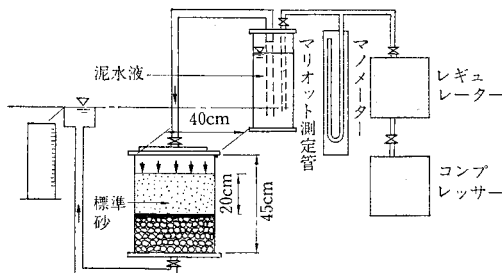


図-5 泥膜透水試験用の大型モールド戸過試験装置

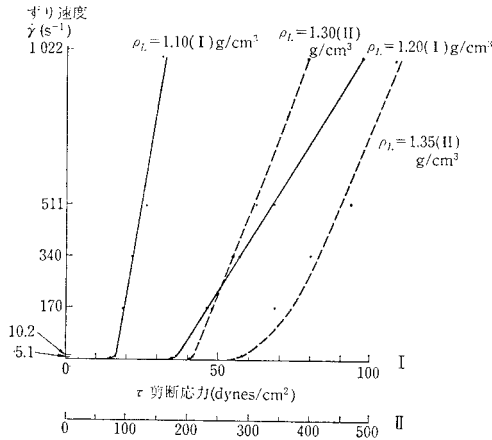


図-6 コンシステンシー曲線

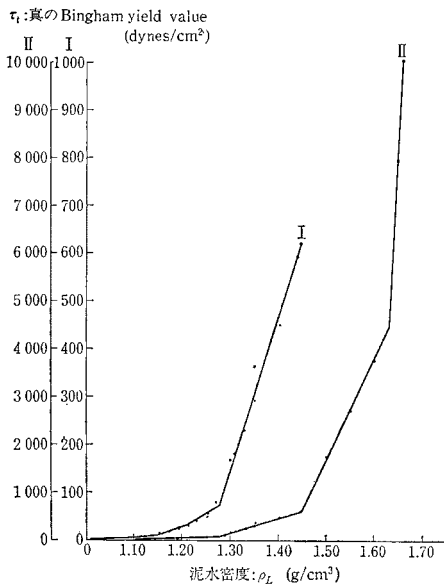


図-7 泥水密度と Yield Value の関連

成するとして Michaelis の方法に従い、均一球の干渉沈降に適用される Richardson & Zaki の沈降式で計算すると Aggregate の直径は、68.4 μm 、密度 $\rho_A = 1.156 \text{ g/cm}^3$ (1.156 kg/m³) となる。

Aggregate は沈降中その形状を保持するが、沈降堆積すると崩壊し、フロックのみの集積物になると仮定する。Michaelis の方法により沈降ベットからフロック密度を計算した。フロックはほぼ球形であるから、詰め込み度は Shannon の実測値よりフロック容積分率を 0.64 とする。沈降ベットの实測データの計算結果が図-9 であり、図中の C_{FS} はフロック容積分率と土粒子容積分率の比である。

沈降ベットの透過試験からフロックを単位粒子として Kozeny-Carman の式よりフロック直径が計算できると

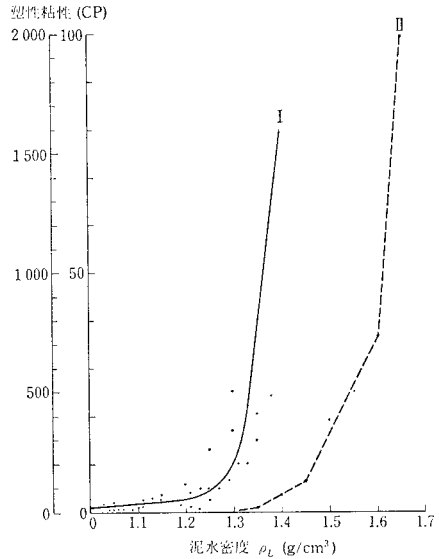


図-8 泥水密度と塑性粘性の関連

表-3 泥膜の透水係数およびフロック直径

F 部: 10 mm の泥膜層
 F 部 n_S : 10 mm の泥膜層の土粒子容積分率
 F 部 n_F : 10 mm の泥膜層のフロック容積分率

泥水密度 ρ_L (g/cm ³)	泥水圧 (kgf/cm ²)	沈降ベット厚 (cm)	F 部 n_S	F 部 n_F	F 部透水係数 k (cm/s)	フロック直径 d_F (μm)
1.11	0	8.9	0.115	0.64	—	—
	0.4	8.8	0.126	0.64	6.1×10^{-5}	136
	0.5	8.6	0.149	0.64	1.4×10^{-5}	110
	0.6	8.5	0.161	0.64	4.3×10^{-6}	67
	0.7	8.4	0.172	0.64	3.2×10^{-6}	64
	0.8	8.2	0.195	0.64	2.5×10^{-6}	59
	0.9	8.1	0.207	0.64	2.0×10^{-6}	53
1.19	1.0	7.9	0.230	0.64	1.7×10^{-6}	49
	0	13.3	0.139	0.64	—	—
	0.5	13.2	0.152	0.64	—	—
	0.6	13.0	0.180	0.64	2.4×10^{-5}	184
	0.7	12.9	0.194	0.64	4.5×10^{-6}	80
	0.8	12.8	0.208	0.64	2.2×10^{-6}	56
	0.9	12.7	0.222	0.64	1.7×10^{-6}	49
1.30	1.0	12.6	0.235	0.64	1.0×10^{-6}	38
	0	14.7	0.200	0.64	—	—
	0.6	14.6	0.220	0.64	1.6×10^{-5}	150
	0.7	14.5	0.240	0.64	3.1×10^{-6}	66
	0.8	14.4	0.260	0.64	1.6×10^{-6}	48
	0.9	14.3	0.280	0.64	9.1×10^{-7}	36
1.0	14.2	0.300	0.64	6.1×10^{-7}	29	

Michaelis は提案した¹⁰⁾。沈降ベットは水流の通過により河床面上に 10 mm の密度の高い泥膜が形成され、かつ、他のベット部分は堆積時そのままであると仮定する。計算の結果水圧によりフロック径は表-3 のごとく 29 ~ 184 μm と変わり、加圧が高いときフロック径は小となる。

前記沈降試験の結果、Aggregate の直径は 68.4 μm であり、これ以上の直径が計算されたことから、氷川台

粘土泥水は沈降中 Aggregate を形成せず、フロックのまま干渉沈降するといえそうである。

泥水密度 $\rho_L=1.09 \text{ g/cm}^3$ (1090 kg/m^3) で干渉沈降からネットワーク沈降に変わるが、後藤の方法に倣い¹¹⁾、初期沈降速度とフロック構造の関連を考察する。いま、図-9 の沈降ベット中の土粒子容積分率とフロック密度との関係が泥水中でも同様に成立すると仮定する。泥水密度 $\rho_L=1.09 \text{ g/cm}^3$ (1090 kg/m^3) で初めてネットワークが完成し、そのときフロックは最疎組合せの単純立方型 0.52 とすれば、図-9 よりフロック密度 $\rho_F=1.156 \text{ g/cm}^3$ (1156 kg/m^3) から、そのときの泥水密度は、

$$\begin{aligned} \rho_L &= 1.156 \times 0.52 + 1 \times 0.48 \\ &= 1.081 \text{ g/cm}^3 \text{ (1081 kg/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

となる。図-3 での次の変化点は $\rho_L=1.17 \text{ g/cm}^3$ (1170 kg/m^3) である。図-9 よりこれに対応するフロック密度は $\rho_F=1.275 \text{ g/cm}^3$ (1275 kg/m^3) である。いま、この点が六方充填 0.605 にフロックが集積するとすれば、泥水密度は計算上 1.166 g/cm^3 (1166 kg/m^3) となる。次の変化点は $\rho_L=1.19 \text{ g/cm}^3$ (1190 kg/m^3) である。いま、これを 0.64 充填とし、図-9 より $\rho_F=1.303 \text{ g/cm}^3$ (1303 kg/m^3)、よって、フロック密度 $\rho_F=1.194 \text{ g/cm}^3$ (1194 kg/m^3) となる。以上の事実から、泥水中でも、沈降ベット中でも、同一土粒子容積分率で同一のフロック密度が形成され、初期沈降速度の変化点図-3 の L, M, N はそれぞれフロックの充填構造と密接な関係があると判断される。図-9 より土粒子容積分率が增大すると、フロック密度が増大し、表-3 よりフロック径が減少するのがわかる。

均一球の 0.52 立方充填では、球の接点は 6 個、0.605 六方充填で接点は 8 個である。鉛の散弾の実験から、充填 0.56 で平均 7.3 個、0.64 で平均 10 個である¹²⁾。接触数の増大は摩擦抵抗の増加となり、フロック密度の増

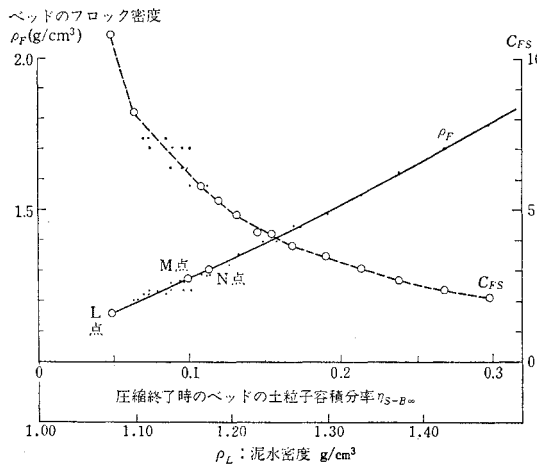


図-9 沈降ベットのブロックの密度および土粒子との容積比

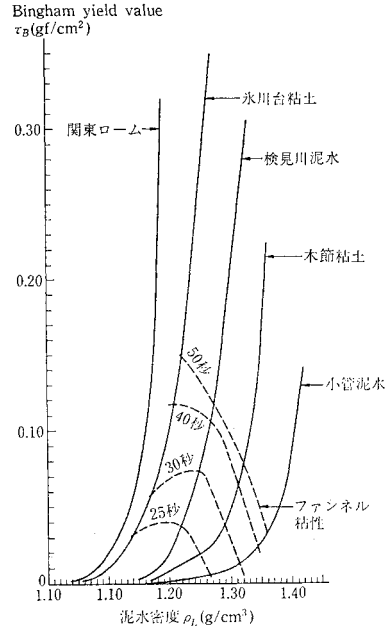


図-10 種々の泥水の Bingham Yield Value

大は、強度の上昇から抵抗力の増大となるであろう。泥水濃度の増大とともに、イールド・バリューの増加を示す図-7 の傾向をこのような考え方で理解し得る。

以上の考察から、粘土シルト泥水のビンガム流動としての特性は、懸濁土粒子のフロック化能力に影響され、同一泥水密度でも、土粒子の性質により、流動特性が大幅に変化することになると思われる。その実例を図-10 に示す。

(2) 泥 膜

a) 泥膜の形態

図-5 に示す試験装置を用いた各種の地層、および泥水の沝過試験の結果は、写真-1, 2, 3 に示す泥膜形成、中間、貫入の 3 状態に分類される。これは、Müller-Kirchenbauer の示した分類と一致している¹³⁾。泥膜形成機構の研究は、泥膜形成と貫入の 2 状態を考察すれば十分である。

泥膜形成による水圧の変化は、ダルシーの法則から導くことができる。試験地層の断面積 A 、長さ l 、透水係数 k 、清水加圧時の沝過流量 Q 、泥水を沝過して泥膜が形成されたときの沝過流量を Q' とすれば、泥膜による圧力低下 ΔP は

$$\Delta P = \frac{l}{Ak} (Q - Q') \dots \dots \dots (1)$$

すなわち、泥膜は圧力 ΔP で地層を押圧する。 $\Delta P/P$ を分率で表わし、泥膜の有効性の目安として沝過限界と名付ける。

b) 泥膜形成機構

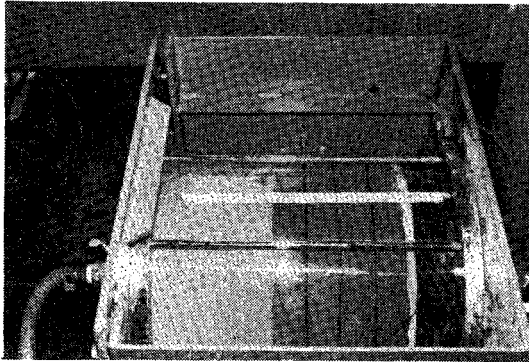


写真-1 泥膜形成状態

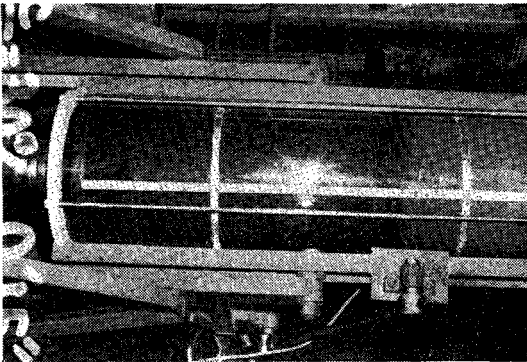


写真-2 中間状態

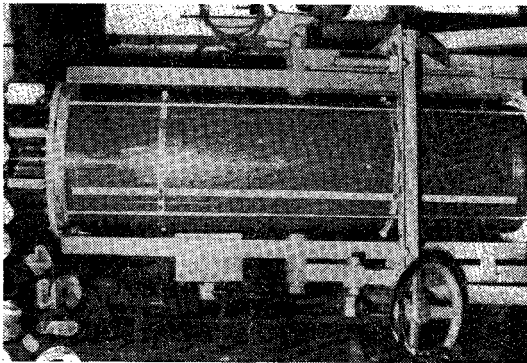


写真-3 貫入状態

沷過試験の結果の一例を 図-11 に示す。これは、泥膜形成の場合であり、沷過開始後ただちに泥膜が形成され、時間の経過とともに、泥膜は密となり、透水性は減少する。泥膜形成の場合は 1~2 秒で沷過量はピークに達し、以後急減する。泥水は沷過材表面で土粒子を把握され、沷過水は清浄水となる。

一方、貫入状態のときの試験結果は、ピーク時の流量が 6~10 秒間続き、以後下降線をたどる。また、中間状態では、泥膜形成のときと比較して下降が 1~2 秒遅れて始まる。貫入状態では、ピークに達するまで貫入が続く、泥水の粘性によってバランスがとれ、次いで流量の

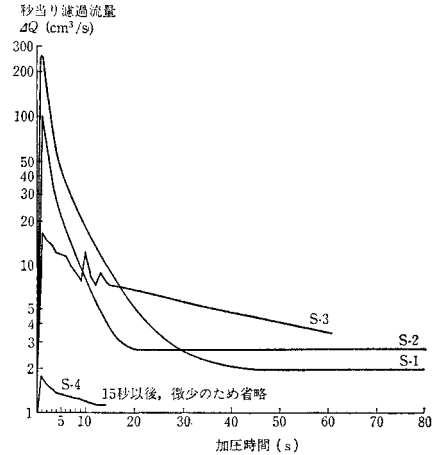


図-11 沷過流量の推移

減少が始まる。

すなわち、泥膜形成は目づまり効果、貫入は粘性効果によるものである。

この目づまり効果を確認するために、同様の装置で実験を行った。実際の対象地層の粒径は 2.0~10.0 mm の礫層でその透水係数は $k=4.5 \text{ cm/s} \sim 12 \text{ cm/s}$ である。

試験用泥水は千葉の手賀沼粘土および氷川台粘土シルト泥水でこの泥水が完全に逸泥するまで密度を下げこれを基本泥水とした。この基本泥水に各量の砂を添加し、実験用泥水とした。この結果を一覧表にまとめたものが表-4 である。

この結果から

a. 対象地層の粒径加積曲線の D_{20} の 1/3 と泥水中に含まれる土粒子の最大径を比較すると目づまり効果により、泥膜が形成された 6 例すべて

$$D_{20}/3 < \text{泥水中の土粒子の最大径}$$

の場合である。この条件が満足された泥水 B-3 の場合のみ、 0.2 kgf/cm^2 で泥膜形成、 0.5 kgf/cm^2 で逸水している。しかし B-3 の砂分添加は粗砂 3% であり、量が少ないためのように思われる。また、泥膜形成実験の結果からも泥水中の土粒子の最大径が $D_{20}/3$ よりも大きいと、泥水は形態-I の完全な泥膜を形成する。逆に土粒子最大径の方が小さいと、地層へ貫入し、形態-3 となって泥膜を形成している。

c) 泥膜に対する圧力の効果

圧力効果の試験地層は砂礫層、透水係数 $k=2.6 \sim 3.8 \text{ cm/s}$ 、間隙比 0.50 である。氷川台泥水の泥水密度 $\rho_L=1.23 \text{ g/cm}^3$ (1.230 kg/m^3) を基本泥水とし、図-12 に示す砂分を添加して沷過試験を行う。砂添加量の増加とともに目づまり効果が現われ、沷過量は減少する。一方、泥水圧の上昇とともに沷過量は減少し、有効な泥膜が形成される。すなわち、目づまり効果により形成された泥

表-4

(a) 目づまり効果実験総括表

泥水名	k (cm/s)	細砂	中砂	粗砂	密度 ρL (g/cm³)	汚過量 (cc/s)	最大径: $\frac{D_{20}}{8}$ (mm)	形態
手賀沼粘土 A-1	12	4	—	—	1.20	0.7~1.3	1.8:0.25	2
” A-2	12	3	—	—	1.18	1.3~2.2	1.8:0.25	2
” A-3	12	4	—	—	1.15	∞	1.8:0.25	—
” A-4	12	44	—	—	1.21	∞	1.8:0.42	—
” A-5	12	61	—	—	1.29	∞	1.8:0.42	—
” A-6	12	4	42	—	1.20	∞	1.8:0.84	—
” A-7	12	20	49	—	1.34	13~∞	1.8:0.84	—
” A-8	12	9	6	37	1.25	6~12	1.8:0.20	2
” A-9	12	18	10	34	1.27	2~2	1.8:0.20	2
” A-10	12	18	21	28	1.31	0.6~0	1.8:0.20	3
水川台 B-1	12	—	—	—	1.20	∞	1.8:0.1	—
” B-2	12	21	20	15	1.30	4.9~∞	1.8:2.0	3
” B-3	12	22	20	3	1.30	~∞	1.8:2.0	—
” B-4	12	14	7	21	1.30	1.0~5	1.8:4.76	2
” B-5	12	—	—	—	1.25	1.7~∞	1.8:0.1	—
手賀沼 A-11	4.5	—	—	—	1.14	5.3~∞	0.8:0.1	—
” A-12	4.5	—	—	—	1.13	∞	0.8:0.1	—
” A-13	4.5	48	—	—	1.20	4.3~∞	0.8:0.42	—
” A-14	4.5	69	—	—	1.29	12~∞	0.8:0.42	—
” A-15	4.5	28	41	—	1.31	0.3~0.3	0.8:0.84	3

形態 1: 泥膜形成, 形態 2: 中間状態, 形態 3: 貫入状態

(b) 泥膜形成実験総括表

対象地層	安定液	透水係数 (cm/s)	比重	透過水量 (cc/s)	最大径: $\frac{D_{20}}{3}$ (mm)	形態
豊浦標準砂	関東ローム	1.5×10^{-2}	1.12	1.3	0.04:0.1	1
調合砂 S-1	十条安定液	1.0×10^{-1}	1.28	2.0	0.32:0.2	1
” S-2	木節粘土	5.0×10^{-2}	1.28	2.7	0.05:0.25	1
” S-3	十条安定液	4.6×10^{-3}	1.28	3.5	0.04:0.2	3
” S-4	木節粘土	4.4×10^{-4}	1.28	0	0.03:0.25	1
ガラス玉 G-1	関東ローム	9.6×10^{-2}	1.12	7.0	0.13:0.1	3
” G-2	”	8.3×10^{-2}	1.12	4.0	0.53:0.1	3
” G-3	”	8.9×10^{-3}	1.12	1.0	0.04:0.1	1

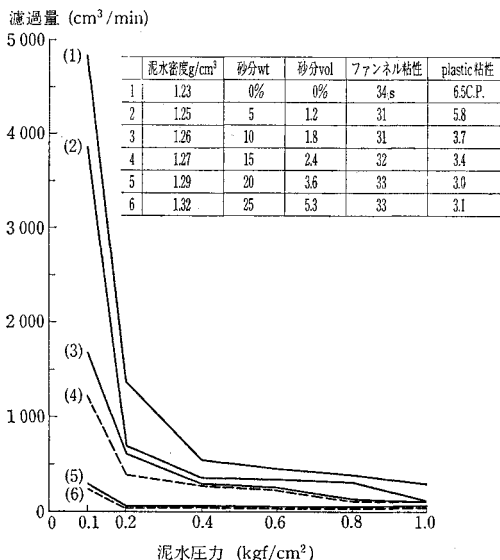


図-12 泥水圧と汚過量の関係

膜は、泥水圧の増加により、緻密な透水性の低いケーキとなり、水圧の大部分を負担する有効な膜として作用する。

一方、貫入の場合、低圧で貫入状態のとき、泥水圧を高めると貫入長の増加、または逸水を生ずる。泥水の粘性によるバランスであるから、圧力の上昇に対して、粘性による摩擦長の延長で対抗する。それゆえ、貫入状態は圧力に対して不安定なものとなる。

d) 泥膜形成時間と泥水シールド機械

泥水シールド工法に対する疑問点の一つは、カッター・ビットの回転切削の間に、はたして泥膜が形成されるかという問題である。シールド機械の面板は、直径の大小により 0.7~3.0 回/分 と回転数は変わるが、ビット取付け箇所数の大小から平均すれば、同一箇所を再掘削する時間間隔は約 10~15 秒である。

一方、泥膜形成の場合、前記実験から有効な泥膜の形成時間は 1~2 秒であり、また、中間状態の場合でも 2~4 秒後には有効な泥膜が形成されるので、ある間隔で切削されても十分に泥膜は形成される。

他方、貫入状態は前記のごとく圧力に対して不安定な状態であるから、この状態になるような泥水の使用は極力避けるべきである。しかしながら、貫入状態で切羽を保持するとき、仮に 10 秒間隔で切削されてもシールドの掘進速度を 30 mm/min とすれば、10 秒ごとに深さ 5 mm の切削を受けるにすぎない。貫入長はこれより長く、5 mm 程度の貫入バランスは即座に回復すると思われる。それゆえ、貫入の場合も掘削中バランスを失うことがない。

e) 泥水の濃度

泥水の中の水は汚材を通過し、土粒子固形分は汚材表面に滞留泥膜を形成する。それゆえ、高濃度泥水は単位体積当たりの含有固形物量が多く、稀薄泥水に比較して目づまり効果も早く、泥膜形成の時間も短い。この点から、泥膜形成には濃度の高い泥水が有利である。

表-2 に示すごとく沈降ベットの透過試験によって、高濃度泥水のベットが汚過量も少なく、良好な泥膜が形成されることが明確となった。沈降ベットの密度は、土

粒子比重 2.68 で、初期泥水密度 1.11, 1.19, 1.30 g/cm³ のとき、それぞれ 1.193, 1.233, 1.337 g/cm³(×10³ kg/m³) となる。これからも高濃度泥水ほど良好な泥膜が形成されるといえる。現時点では、有効な泥膜形成に必要な濃度を求める理論的な方法がなく、実験または経験的に決定せざるを得ない。

f) 実験値と現場測定値の比較

泥膜の有効度は透水量により判定される。十条泥水シールド現場の掘削停止中の平均全切羽面逸水量は、作業交代時(1~1.5 時間) 0.38 m³/h、日曜日(24 時間) 0.21 m³/h であり、測定値は 0~1.3 m³/h の範囲に分布した。一方、現場発生砂礫土の大型モールド長時間試験の結果から、切羽断面を初期1時間の汜過量、スキンプレート面を長時間汜過量として計算すると 0.96~0.98 m³/h となった。すなわち、実験値は実績中の悪い方の値に近く、また、これは大型モールド試験の有用性を示している。

(3) 土粒子保持力

Müller-Kirchenbauer は地下水圧と泥水圧がバランスするとき、切羽表面の土粒子を泥水のせん断強度で保持し得ることを実験より導いた¹³⁾。Weiss は球形粒子に対する液体の粘性抵抗を考慮し、直径 d_s cm の粒子がせん断強度、すなわち、イールド・バリュウ $\bar{\tau}_F$ (gf/cm²) の泥水中を落下しない条件として次式を導いた¹⁴⁾。

$$d_s \leq \frac{3}{2} \cdot \frac{x \cdot \bar{\tau}_F}{(\rho_s - \rho_L) \cdot g} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 ρ_s は土粒子密度 (g/cm³)、 g は重力加速 (cm/s²) である。粒子径 2 mm 以上のときは乱流となり本式は成立しない。

Müller-Kirchenbauer は Weiss の限界粒子径 d_c と地層の粒子径加積曲線の d_{15} を実験より関係付け

$$d_{15} \leq 8 d_c \dots\dots\dots (3)$$

のとき、限界径 d_c を保持する泥水は切羽全土粒子の落下を防止すると結論した。なお式 (2) で左辺と右辺が等号のとき $d_s = d_c$ となる。

泥水のイールド・バリュウによる切羽土粒子の保持は簡単な砂箱試験で観察することができる。箱の中央に仕切りを置き、両側に砂および泥水を入れ、仕切りを引き抜くと泥水が適当なものであれば土砂の崩壊を起こさない。圧力差が微小で泥膜は形成されないと考えられ、切羽の保持は泥水のイールド・バリュウによるものと推定される。

(4) 泥水標準式の決定

a) 粒径配合の決定

掘削される地山の粒度分布を調査し、粒径加積曲線よ

り d_{20} の粒径を決定する。地層は変化するから最大の d_{20} を取る。 $d_{20}/3$ を泥水土粒子の最大粒子径とする。この最大径から無数の粒度分布が得られるが、均等係数の大きいスムーズな曲線の配合を選ぶ。元来試験により最も適切な配合を決定するのが最良の手段である。しかし、この試験は設備と手間を必要とし、もし、経験的データがあればそれを参考にして配合を決定しても差し支えない。

標準配合が決定したら、施工中の配合管理を十分に行う必要がある。良好な泥膜形成には適切な粒径配合が必須の条件である。粒径配合管理、泥水の処理再調査は困難な仕事であるが、泥水シールド工法を成功させるための第1の条件である。

b) 泥水濃度の決定

同一配合のとき、濃厚な泥水は希薄な泥水により良質の泥膜を形成する。掘削土粒子を保持する濃度も必要である。また、施工中泥水圧の変動により、泥水圧と地下水圧が接近したとき、切羽粒子の崩壊防止にある程度のせん断強度をもつことが望ましい。試験により有効な泥膜を形成する濃度を決定すべきであるが、試験によらない場合は、一つの目安として、Müller-Kirchenbauer の方法により地層中の d_{15} の最大値を調査決定し、 d_{15} より Weiss の限界土粒子径 d_c を式 (3) より求め、式 (2) より泥水のイールド・バリュウ $\bar{\tau}_F$ を求める。 $\bar{\tau}_F$ が true Bingham yield Value である泥水濃度を決定する。

4. 掘削量の測定

これまでは、実験室の技術者の立場で論理を展開してきたが、目的は固有の特性を有する現場の効果的な施工にあり、試料を提供する現場とこれを解析する実験室とは、互いにフィードバックし有機的な関係を維持しなければならない。また、相似則の見地から現場と実験室は各スケール大、小の模型とみなすことができる。しかしながら、標本としての役割を果たすスケール大の模型たる現場は、直視による解析が不可能で別法に頼らなければならない。以下に統計学的手法による現場の掘削管理について述べる。

(1) 掘削量測定式

泥水シールド工法において、掘削中の切羽状態を常時管理するには、輸送される送排泥水量を測定し、その量から掘削状態を識別することである。泥水量測定には、単位当たりの流量を測定する方法、土(土粒子+水)の質量を測定する方法、および土粒子の質量を測定する方法とがある。図-13 に切羽の正常時および崩壊時の状態を図示する。

A. 流量測定法

単位時間当たり正常時の送排泥流量をそれぞれ Q_0, Q_1 とし、掘削容量を V_R とすると

$$Q_1 - Q_0 = V_R \dots\dots(4)$$

次に、崩壊時の送排泥流量を Q_0', Q_1' 、崩壊体積を V_R' とすると、崩壊した土は排泥され崩壊空洞部には泥水が送泥されるので

$$\begin{aligned} Q_0' &= Q_0 + V_R' \\ Q_1' &= Q_0 + V_R + V_R' \\ \therefore Q_1' - Q_0' &= V_R \dots\dots(5) \end{aligned}$$

すなわち、流量測定法は崩壊検知能力 0 である。

B. 土の質量測定法

この場合、正常時の送・排泥水密度を ρ_0, ρ_1 、掘削土の質量を m_R とすれば

$$Q_1 \rho_1 - Q_0 \rho_0 = m_R \dots\dots(6)$$

いま、土の質量 m_R' だけ崩壊したとき、土の密度を ρ とすれば

$$\begin{aligned} Q_0' \rho_0 &= Q_0 \rho_0 + \frac{m_R'}{\rho} \cdot \rho_0 \\ Q_1' \rho_1 &= Q_0 \rho_0 + m_R + m_R' \\ \therefore Q_1' \rho_1 - Q_0' \rho_0 &= m_R + m_R' \left(\frac{\rho - \rho_0}{\rho} \right) \dots\dots(7) \end{aligned}$$

すなわち、土の質量測定法は $\rho - \rho_0 / \rho$ の崩壊検知能力である。上式は崩壊部の土の代わりに泥水が置き換えられ、土の密度 ρ と泥水密度 ρ_0 との差だけの質量が検知されることを表わしている。

C. 土粒子質量測定法

正常時の単位時間当たり掘削土粒子質量 m_s は次式で計算できる。

$$m_s = \frac{\rho_s}{\rho_s - 1} \{ Q_1 (\rho_1 - 1) - Q_0 (\rho_0 - 1) \} \dots\dots(8)$$

ここで、 ρ_s は土粒子の密度である。単位時間の送泥土粒子質量を m_{s0} 、排泥土粒子質量を m_{s1} とすれば

$$m_{s1} - m_{s0} = m_s \dots\dots(9)$$

次に、崩壊時の単位時間の送泥土粒子質量を m_{s0}' 、排泥土粒子質量を m_{s1}' 、崩壊部の土粒子質量を m_s' とすると、 m_s' はすべて排泥され送泥水と置き換わるので、図-13を参照して

$$\begin{aligned} m_{s0}' &= m_{s0} + \frac{m_s'}{\rho_s} (1+e) \rho_s \frac{\rho_0 - 1}{\rho_s - 1} \\ m_{s1}' &= m_{s0} + m_s + m_s' \end{aligned}$$

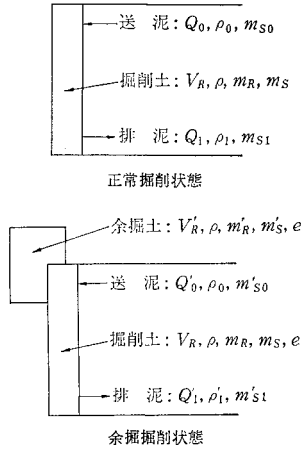


図-13 切羽の正常時および崩壊時の状態

表-5 崩壊検知能力の比較

間隙比 e	土の密度 ρ (g/cm ³)	崩壊検知能力	
		C (%)	B (%)
7.25	1.2	-25.0	0
3.13	1.4	37.4	14.3
1.75	1.6	58.3	25.0
1.06	1.8	68.8	33.0
0.65	2.0	75.0	40.0
0.50	2.1	77.3	42.9
0.38	2.2	79.1	43.2

土粒子密度: $\rho_s = 2.65$ g/cm³
飽和度: 100%
泥水密度: $\rho_0 = 1.25$ g/cm³

$$\therefore m_{s1}' - m_{s0}' = m_s + m_s' \left\{ 1 - (1+e) \frac{\rho_0 - 1}{\rho_s - 1} \right\} \dots\dots(10)$$

すなわち、土粒子質量測定法は括弧内の崩壊検知能力があり、その減少率、土粒子密度、泥水密度は間隙比の関数である。BおよびCの検知能力の比較の一例として、泥水密度 1.25 g/cm³(1250 kg/m³) の場合を表-5に示す。以上の結果から土粒子質量測定法が最も優れているといえる。

(2) 測定式の精度

掘削土粒子質量は、送排泥水の流量および密度を測定し式(8)より計算される。測定には精度の点から r 線密度計および電磁流量計が用いられる。鈴木によれば、この両者の測定値はほぼ一様分布すると考えられる¹⁵⁾。4個の測定値を組み合わせた式(8)の計算値は正規分布に近くなると思われる。現場測定値のヒストグラムの一例を図-14に示す。地質がほぼ均一である区間では、測定計算値 m_s はほぼ正規分布する。

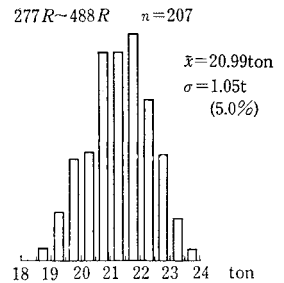


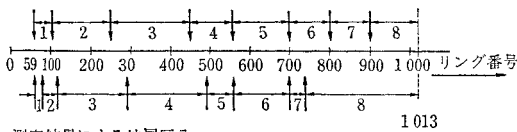
図-14 小管シールド m_s ヒストグラム

5. 掘削管理

(1) 地層のグループ分け

測定値誤差計算は、地層がほぼ同一であることを前提として行われた。しかし、実際の地層は均一でなく、それゆえ、測定値を統計的に取り扱うために、ほぼ均一と認められる区間に分割することが必要である。この方法の一例として、西川口シールドの場合を図-15に示す。図の上段はボーリング位置により、下段は測定値から統計的によい結果が出るよう区分してある。この両者

ボーリング位置による区分



測定結果による地層区分

図-15 グループ分け (西川ロシールドの場合)

表-6 ボーリング位置による区分によった各グループの質量平均値と測定値の標準偏差

番号	リング番号	$\sum x$ (t)	n (個)	\bar{x} (t)	σ_n (t)	σ_n/\bar{x} (%)
1	59~ 104	132.24	43	3.075	0.225	7.3
2	105~ 248	195.97	62	3.161	0.133	4.2
3	249~ 450	561.07	190	2.953	0.145	4.9
4	351~ 555	312.25	101	3.092	0.097	3.1
5	556~ 700	437.00	130	3.362	0.074	2.2
6	701~ 799	314.04	95	3.306	0.115	3.5
7	800~ 899	306.95	91	3.373	0.106	3.1
8	900~1031	337.33	100	3.373	0.090	2.7

表-7 測定値よりの区分によった各グループの質量平均値と測定値の標準偏差

番号	リング番号	$\sum x$ (t)	n (個)	\bar{x} (t)	σ_n (t)	σ_n/\bar{x} (%)
1	59~ 68	34.80	10	3.480	0.074	2.1
2	69~ 116	127.03	43	2.954	0.064	2.2
3	117~ 290	309.10	97	3.186	0.097	3.0
4	291~ 489	541.70	186	2.912	0.090	3.1
5	490~ 555	198.35	63	3.148	0.070	2.3
6	556~ 702	443.67	132	3.361	0.074	2.2
7	703~ 735	99.24	31	3.201	0.086	2.7
8	736~1031	852.47	253	3.369	0.099	2.9

の統計処理の結果を 表-6, 表-7 に示す。表-6 は地質調査からボーリング地点の掘削土粒子質量を計算し、2 点間を平均化し、その値を真値として測定値と比較した。表-7 は測定値の組合せの試算から標準偏差が最小になるよう求めた。表-6 の結果が表-7 に比べて劣るのは地質調査の精度、地質縦断図作成上の不合理性、シールド機械の寸法精度の悪さのためであると考えられる。それゆえ、測定値によるグループ分けの方法は真値を求め得ないが、上記誤差原因を取り除き、グループ内での誤差量を少なくすることが結論される。

それぞれが、別のグループに属する 2 個の測定値の関係を 図-16 により説明する。地層の変化で別のグループ 2 に属する点 p が、グループ 1 の範囲を $x \pm 2\sigma$ としたため、2 に属するにもかかわらず 1 に属すとの判断の過誤を犯す。逆にグループ 1 に属する点 p' が $x \pm 2\sigma$ の範囲外にあるため、グループ 2 に属すとの判断の過誤を犯す。判断の過誤を小さくするために測定値の精度、すなわち、標準偏差 σ を小にする必要がある。 σ が大きいとき地質の変化と測定値の正規変動を判別できず、後述のごとく切羽崩壊の識別を困難にする。

すなわち、測定値の精度向上はきわめて重要である。

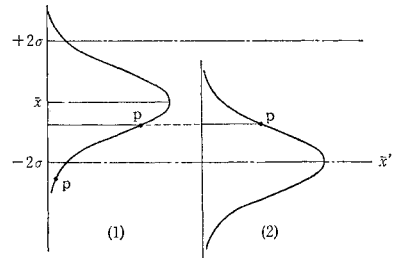
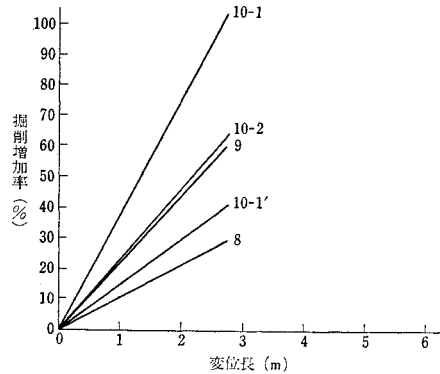


図-16 測定値の分布



- 変化前の地層→変化後の地層
- 8. 沖積シルト層→洪積砂層 (手賀沼)
 - 9. 沖積細砂層→沖積シルト層 (手賀沼)
 - 10-1 沖積シルト層→沖積細砂 (手賀沼)
 - 10-2 沖積シルト層→沖積細砂 (手賀沼)

図-17 地層変移過程での掘削量の変化の実例

流量計および密度計の精度向上、計器の有効な使用、そして適切なる流量-掘進速度-泥水密度の組合せにより精度の向上が図られる。

(2) 地層の変化と切羽崩壊の判別

あるグループから他のグループへの変化は、地層変化と切羽崩壊の場合である。それゆえ、土粒子質量測定値による掘削管理は両者の区別がキーポイントとなる。

地層変化が測定値の変動として現われる状況は、断層で、かつ、断層面が掘削面と平行である場合は別として、一般的には数リングで変わる。いくつかの例を図-17 に示す。実線で示した 8, 9, 10 は間隙比 $e=3.60$ 、土の密度 $\rho=1.38 \text{ g/cm}^3 (1380 \text{ kg/m}^3)$ の有機質の超軟弱シルトからの変化の場合である。いま、超軟弱シルトの代わりに軟らかい沖積シルト ($e=1.80$) とすれば、10-1 は 10-1' となる。特殊の場合を除き、一般的に実績データの最大値は、全断面変移で 17%/m、一部分変移で 10%/m、また、変移長は 2.70~6.00 m、リング数で 3~6 R である。図-18 は数多くのボーリングデータに基づき地層が 4 リングで全断面変化した場合に掘削量の変化を試算したもので、それを実線で示す。

切羽崩壊時測定値の変動は、崩壊の形態によって変

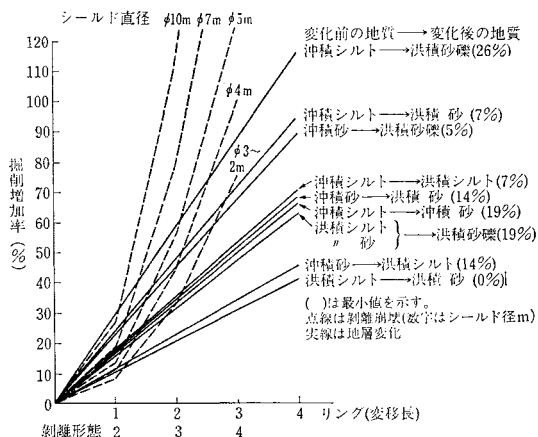


図-18 地層変化と剥離崩壊の比較

わる。Proctor および White のいう¹⁶⁾液状流動、または流動地山の場合、切羽崩壊が起これば1リング掘削量の何百倍にもなり、後述のリング内管理により明確に判別が可能である。次の剥離する地山の場合、剥離地山とは支保工を建て込み、裏込

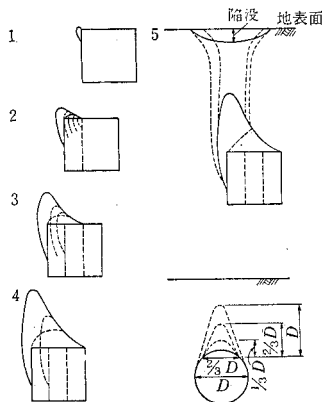


図-19 剥離形態

注入をするまでの間に土の塊とか剥片が落下し、しだいに崩壊に至るような地層をいうが、剥離形態は圧気シールドでの経験から、図-19の経過をたどると仮定される。この変化状況を剥離形態2, 3, 4についてシールド直径別に図-18に点線で示す。

地層変化は一般に地質縦断面図で事前に予知できる。また、それ以外に排泥処理された掘削土の粒径および色、カッター・トルク、ジャッキの推進速度および推力により間接的に地層変化を推定できる。また、さらに別の補助的手段として、図-19の1および2の状態の有無を確認するため、クラウン部の地山に貫入棒を挿入し、その貫入抵抗値を測定する。これら補助的判別法の併用は有効である。

図-18の点線および実線を比較すれば、4m以上の直径の場合これら補助的判別法を用いることなしに、剥離形態3に至る以前に崩壊状態を判別し得る。直径2~3mの場合でも形態2~3の間に掘削量で約25%の増を示し、補助的判別法を併用すれば崩壊の有無を判別し得るであろう。

(3) リング間の掘削管理

リング間のデータ管理は、JIS Z 9021 管理図法にならった考え方を使うので、この掘削管理と JIS との相違を説明する。品質管理では管理される原母集団に変動があり、測定する計器の精度は微小として無視される。一方、掘削管理では原母集団である地山も変化し、また、測定計器の誤差も無視し得ない。しかしながら、地山が均一であるとき測定値は正規分布する。それゆえ、両者の関係は逆であるが、正規分布する点に着目して管理図法にならった考え方により、リング間のデータ管理が可能ならずである。

管理図法では、当初の予備データから管理限界を定めるが、泥水シールドでは掘削開始時には予備データは皆無である。それゆえ、独自の方式として 2σ 限定法と一元配置分散分析法を開発した。リング間の掘削管理は新しい測定値が直前のグループに属するか否かを判定して、同一グループであれば切羽状況は正常であり、他グループに属すると判定されれば、その変化の勾配から地層変化と切羽崩壊を判別する方法である。

2σ 限定法は、目標とする管理限界として標準偏差値 σ_T を始めに定める。いま、新しい測定値 $m_{s,n+1}$ が得られれば、直前のグループ N の平均値を $\bar{m}_{s,n}$ 、標準偏差 σ_n 、範囲 $R_i = m_{s,n} - m_{s,n-1}$ とすると

$$\bar{m}_{s,n} - 2\sigma_n \leq m_{s,n+1} \leq \bar{m}_{s,n} + 2\sigma_n \dots\dots(11)$$

$$\sigma_{n+1} \leq \sigma_T \dots\dots(12)$$

$$R_{n+1} \leq 2.83\sigma_n \dots\dots(13)$$

を満足するとき $m_{s,n+1}$ はグループ N に属し、切羽は正常であると判定される。もしも属さないときは、異常点として所要の注意と対策が必要である。いま、目標偏差値 $\sigma_T = 2.5\%$ とすれば、測定システムの最大誤差値は前記 3.5~5% から 9~12.5% となり、この範囲に収まるシステムを設備する必要がある。

一元配置分散分析法は、測定値のグループ分け(層別)を統計的手法で行う。本法は変数が1つのとき、2つのグループ間の変動の度合いと、グループ内の測定値間の変動の度合いを比較し、この2つのグループの一致性を検討する手法である。用いる F 分布は 2σ に対応した片側確率 2.5% の $F(\phi_1, \phi_2, 0.025)$ 数値表である。

図-20はリング間の管理図であり、点線は一元配置分散分析法、実線は 2σ 限定法を示し、現在のところ両者の優劣は決めがたい。

(4) リング内の掘削管理

液状流動または流動地山の崩壊は、1リング掘削中に所定量の何十倍もの土砂を搬出する可能性がある。それ

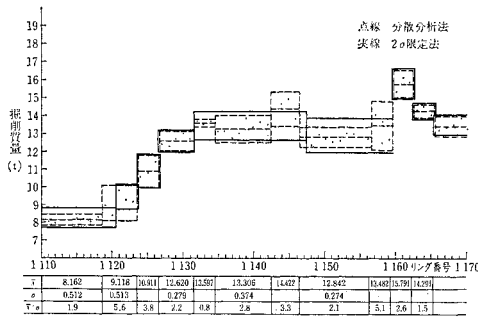


図-20 北千葉シールドリング間管理図

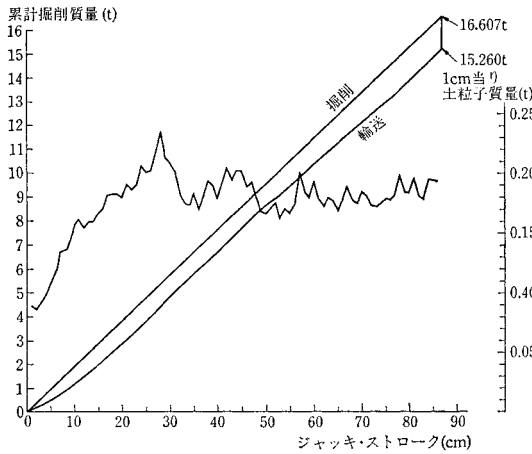


図-21 手賀沼シールド 635 R 掘削土粒子輸送図

ゆえ、1リング掘削中の掘削管理が必要である。1リングの掘削量と測定値の関係を図-21に示す。測定値は輸送量であって切羽掘削量ではない。すなわち、掘削初期には掘削土砂はチャンパー内に停滞し、ある時間経過後定期的に輸送され、掘削停止後も停滞土砂は輸送される。このパターンは共通のものであるが、停滞量は地質、機械特性、掘進速度、流量、泥水特性等種々の要素によって決まる。一例として、手賀沼シールドの同一地層グループの統計図を図-22に示す。

リング内の掘削管理は以上のことから次のごとく行うことができる。リング間の掘削管理によりグループ分けされた今リング直前の n リングを含むグループを N とする。グループ N は $1 \sim n$ の n リングで構成される。 n リング掘削完了後 $1 \sim n$ リングそれぞれの 1 cm ごとの累積輸送量を計算する。いま、掘進長を $i \text{ cm}$ ($i=1, \dots, 90$) で表わし、 $i \text{ cm}$ の累積輸送量を N グループについて統計計算する。その平均値を $\bar{m}_{i,n}$ 、標準偏差を $\sigma_{i,n}$ とする。図-23のように $\bar{m}_{i,n}$ を 100% 表示し、 $2\sigma_{i,n}$ を管理限界線として表わす。いまリングすなわち $n+1$ リングの掘削開始とともに 1 cm ごとの累積輸送量 $m_{i,n+1}$ を次の値で図中にプロットする。

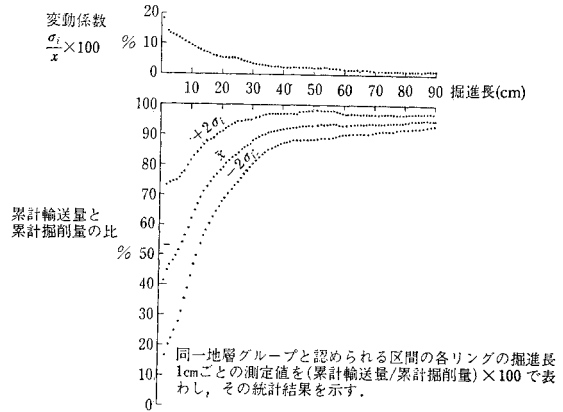


図-22 1 cm ごとの累積輸送量と累積掘削量の比

$$\frac{m_{i,n+1}}{\bar{m}_{i,n}} \dots (14)$$

この点が $2\sigma_{i,n}$ の限界線内にあれば、掘削状態は管理上安全側にあると判定する。図-23は手賀沼シールドの786Rおよび791Rの実績である。

6. 結 論

泥水シールド工法は透水性係数 $k=10^{-2} \text{ cm/s}$ 以上の砂および砂礫層に対して不適切であろうとの疑問があったが、本研究によって一応の解答が与えられたと考える。さらに在来の経験的決定法に

よらない理論に基づいた泥水仕様の決定法が示され、また、合理的な掘削管理システムが提案された。

本研究で得られたおもな結論をまとめると次のごとくである。

(1) 泥水は含有する粒子の形状寸法によりその特性が決定され、土粒子がフロック化するとき、比較的濃度が薄くても強度ある泥水が得られる。それゆえ、泥水密度のみで泥水特性は決定されず、フロック性向も重要な要素である。

(2) 泥水シールドの切羽面は3つの状態に分類される。泥膜形成の形態が最も重要であり、泥膜は目づまり効果により形成される。泥水の最大土粒子径が地山の粒径加積曲線の $D_{20}/3$ より大きいことが目づまり効果を生ずるための必須の条件である。

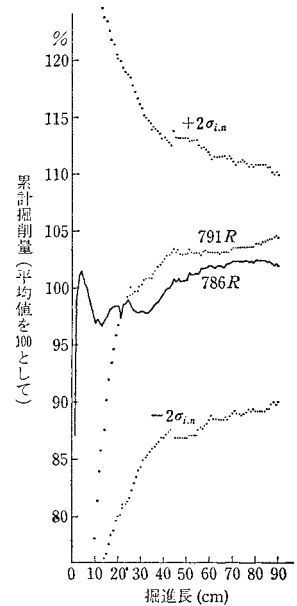


図-23 リング内管理図

(3) 泥水濃度は粒子保持の点から必要なイーロード・パリュウをもつものであること。一応の目安として Müller-Kirchenbauer の式を使うことができる。

(4) 掘削量測定は土粒子質量測定法が最も優れている。使用される測定システムは、その精度について十分に検討する必要がある。

(5) 掘削管理は測定値をほぼ同一地層にグループ分けし、リング間およびリング内の掘削管理により行うことができる。ただし、切羽崩壊が徐々に進行するときは崩壊と地層変化の判別が困難であり、補助的識別法が必要である。

参 考 文 献

- 1) Greathead, J.H. : Apparatus for excavating tunnels, subway and shaft, イギリス・パテント No. 5665, 1884.
- 2) Veasey, D.J. : Bentonite tunnelling, Bulletin of the National Research Development Corporation, No. 45, 1977.
- 3) 喜田大三 : 地中連続壁工法における安定液の調査と管理, 土と基礎, 昭和 48 年 1 月.
- 4) Roger, W.F. : Composition and Properties of Oil Wall Drilling Fluid, Gulf Publishing Company, 1963.
- 5) Boyes, R.G.H. : Structural and Cut-off Diaphragm Wall, Applied Science Publishers Ltd., London, 1975.
- 6) 吉岡直哉, その他 : 均一スラリーの回分沈降における諸特性, 化学工学, 第 19 巻, 第 12 号, 1955.
- 7) Shannon, P.T., et al : Batch and Continuous thickening, Industrial and Engineering Chemistry, Vol. 1, No. 1, 1962.
- 8) Michaelis, A.S. and J.C. Bolger : Settling rates and sediment Volumes of flocculated Kaolin suspensions, Industrial and Engineering Chemistry, Vol. 1, No. 1, 1962.
- 9) 北浦嘉之, その他 : 凝集性懸濁液の粘度, 化学工学, 第 29 巻, 第 2 号, 1965.
- 10) Michaelis, A.S., et al : Permeability and Washing Characteristics of flocculated Kaolinite Filter Cake, Industrial and Engineering Chemistry, Vol. 6, No. 1, 1967.
- 11) 後藤圭司, その他 : 凝集性スラリーの沈降と堆積, 化学工学, 第 32 巻, 第 11 号, 1968.
- 12) Yong, R.N. and B.P. Warkentin (山崎不二夫・山内豊聡ほか訳) : 土質工学の基礎, 鹿島研究所出版会, 1974.
- 13) Müller-Kirchenbauer : Stability of slurry trench in inhomogeneous subsoil, 第 9 回国際土質基礎会議, session 3, 東京, 1977.
- 14) Weiss : Die standsicherheit flüssigkeitsgestützter erdwände, Bauingenieur-Praxis, Heft 70, Verlag Von Wilhelm Ernst u Sohn, Berlin-München, 1967.
- 15) 鈴木栄一 : 泥水システムの統計的分析と検討, 自然環境科学研究所, 1977.
- 16) Procter and White : Earth Tunnelling With Steel Supports, Commercial Shearing Inc., 1977.

(1981.5.19・受付)