

京都大学防災研究所 正員 工博 村山 朝郎

竹中工務店技術研究所 正員 ○遠藤正明

同 正員 橋場友則

同 正員 山本邦男

同 正員 佐々木弘文

1. ま え が き

手掘りシールドと異なり機械化シールドにおいては、切羽面の安定はフードとカッターフェースよりの土留め力によらざるを得ない。この場合の所要の土留め力と全断面切削が切羽面の安定に及ぼす影響範囲について既往の理論にもとずいて行つた理論的計算方式を述べ、これを検討するための模型を用いた一連の実験のうち、乾燥小名浜砂を用いた円形シールドの場合についてその装置と結果を述べたものである。

2. 切羽面に作用する土圧の算定理論式(文献-1参照)

シールド上部において側方移動が拘束され切削面が内側に迂り出す場合の破壊面とこれによつて発生する上部の砂層のゆるみ部分の境界から構成される曲面を二次元の問題と仮定して考察すると、*fig-1* の如きものが想定される。*Tarzaghi* は上端支持の土留背面の迂り面の形状として、次式の対数螺旋線で近似させる事が出来るとしている。

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \text{ ----- (1)}$$

$$\tau = \tau_0 e^{\theta \tan \phi} \dots \dots \dots (1)$$

さらに砂地盤のゆるみ高さによる鉛直圧 q については、次式を与えている。

$$B \cdot \gamma \quad - 2K \tan \phi \cdot D / B$$

$$q = \frac{B_1 \cdot \gamma}{2K \tan \phi} (1 - e^{-2K \tan \phi \cdot D/B_1}) \dots \dots \dots (2)$$

ここに ϕ : 土の内部摩擦角 K : 土圧係数 $K \div 1$

D : シールド頂部と地表との距離

 γ : 土の単位体積重量 $\tau, \tau_0, \theta, B_1$: fig - 1 參照

前面切羽の釣合の関係はこれらの関係式を用いて次のごとく考察される。

$$P_a = W \cdot l_w / l_p \quad (9)$$

$$W = W_e + q \cdot B_1 \quad \text{-----} (4)$$

故に、
$$P_a = (W_a + q \cdot B_1) \cdot l_w / l_p \quad (t/m) \quad \text{----- (5)}$$

ここに W_0 : 対数螺旋線迂り面内の土の重量

$l_w, l_p : fig - 1$ 参照

(5) 式の P_a は H の 2 乗に相關する値となっている。円形の切羽面の場合、切羽中心の鉛直断面に作用する P_a を P_{a0} とすると、 P_{a0} の算定においては、 $H = 2R$ となる。(こゝに R : シールドの半径) この場合切羽面に作用する全土圧力 ΣP_a は次式で示される。

$$\Sigma P_a = 2 P_{a0} \int_0^R (1 - (x/R)^2) dx = 2/3 \cdot (2 P_{a0} \cdot R) = 0.67 \Sigma P_{a0} \quad \text{--- (6)}$$

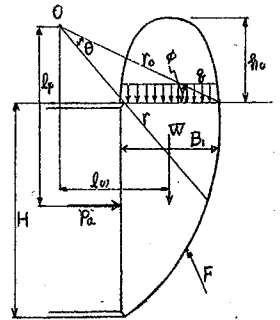


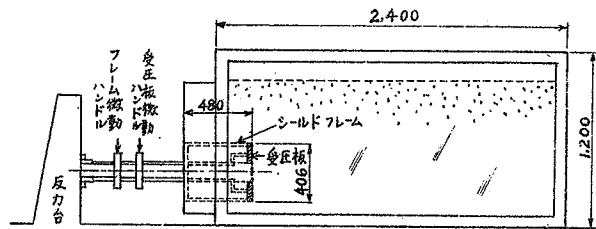
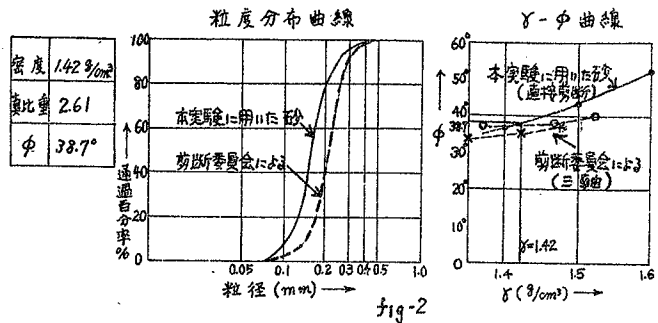
fig-1

3. 切羽面の安定に関する実験的考察

以下は理論的考察に対する検討の為に行つた実験について述べたものである。実験は乾燥小名浜砂を用いた円形機械化シールドを想定した比較的ゆるい地盤を設定したものである。

(1) 実験装置および使用砂の性状

fig-2 は本実験に用いた乾燥小名浜砂の物理的性状を示し、fig-3 に実験装置を示す。これは $1.2\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 2.4\text{ m}$ の砂箱中に直径 406 mm のシールドの模型を設置したものである。シールドの切羽面は9ヶの小型土圧計を fig-3 のごとくタテ、ヨコ方向に配置した円板が設けられており、中央部の固定土留板の周囲部分が移動するようにしてある。これを微小量ずつ後退させることにより掘削中と等価的な状態を設定しようとするものである。



(2) 実験の方法および結果

実験はシールドのカッターに相当する可動板を微小量ずつ 2.5 mm 後退させその後原位置まで前進させるサイクルを3回、土被り 40 cm と 0 cm の場合について行い、板圧の変化を測定し、同時に切羽前面に設置した沈下測定装置 (fig-4) により、地盤内の砂の移動の測定を行つた。主たる実験の結果を示すと、fig-5、6、7、8、のようである。

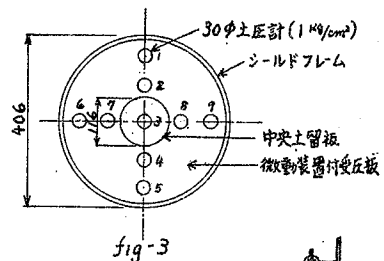


fig-5 は土被り 40 cm の場合に可動板を 2.5 mm 後退前進させたサイクルの切羽前面の砂の移動量を示したものである。図中記入した曲線は Terzaghi が理論提唱に当てて示した曲線に相当する変形関係の境界線である。

fig-6 は3サイクルの可動板の移動と土圧との関係を示したものであり、土被り 40 cm と土被りなしの場合を示したものである。

fig-7 は fig-6 と同じ場合の中央固定板に作用する土圧の変化を示したものである。

fig-8 は同じ場合の可動板の後退量と土圧の変化速度を示したものである。

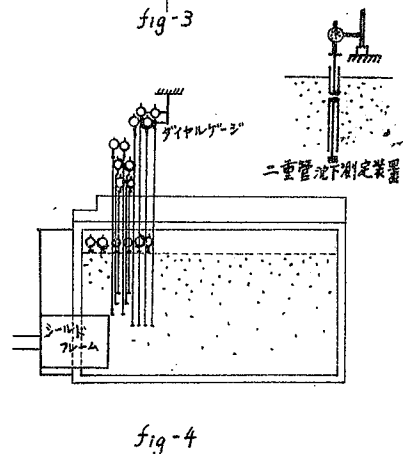


fig - 5 切羽前面の砂の移動

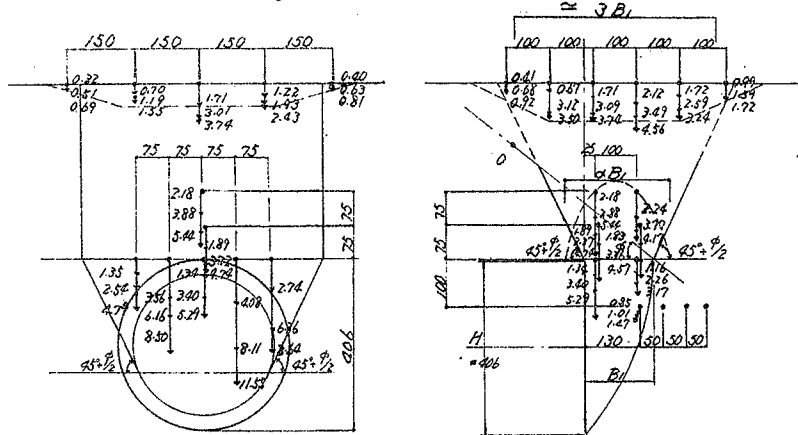


fig-6 可動板の変位による土圧推移図

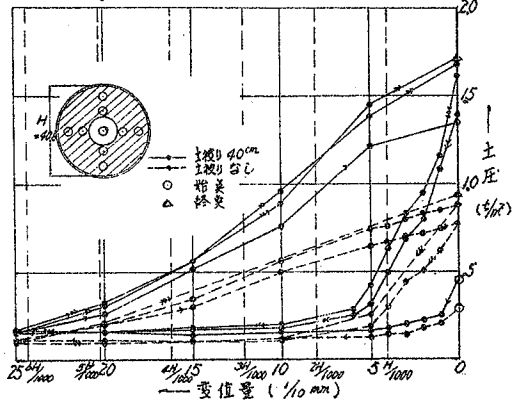


fig-7 中央固定土留板の可動板変位に於土圧推移図

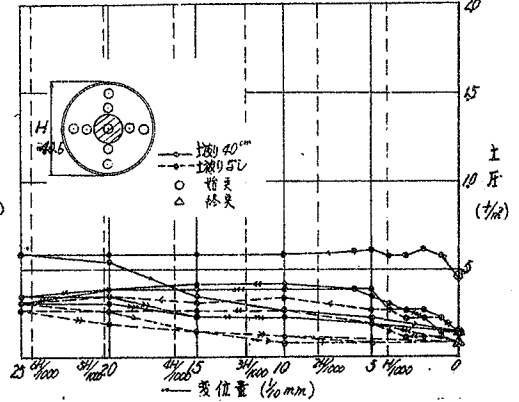
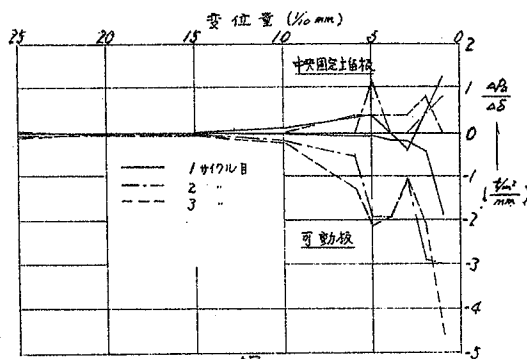


fig-8 $\frac{\Delta P_a}{\Delta s} - s$ 曲線.



(8) 実験結果の検討と考察

これらの結果より次のごとき諸点が考察される。

i) 本実験は限界間隙比 ($\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ で $e_{cr} = 0.596$, このときの $\gamma = 1.64 \text{ g/cm}^3$) 以下の比較的ゆるい乾燥砂の場合であるが, その変形範囲は *fig-5* に見るように大体において *Terzaghi* の述べた変形

範囲に関連が見られる。トンネル軸線に直交方向の変形範囲はかなりよく一致しているが、軸線方向の切羽前面の砂地盤の変形範囲は、上方に大きく拡がり主要変形部分と做される範囲でも約る B_1 位に達している点が注目される。図中に示した理論から求めた最大土圧を示す対数螺旋破壊面は実測の土の移動範囲および方向とよく一致している。砂地盤内の変位に関しては、サイクルを増すごとに変形が戻ることなく進行しており、切羽前面に砂が圧縮された点が考察され、fig-6 fig-7 に示す土圧のサイクルによる変化とよく関連している。また中央固定土圧板の影響が切羽中央上部に明らかに見られる。

ii) 可動板に作用する土圧と変位置との関係 (fig-6) については、静止状態からは $H/1000 \sim 2H/1000$ で、受動状態からは $3H/1000 \sim 4H/1000$ で主動状態に達していることが考察され、剛壁に作用する土圧と変位に関して行われた実験的研究の結果とよく一致している。土被り 40 cm の場合には、3 サイクルの $6H/1000$ 変位附近で土圧の上昇が多少見られ、アーチングの崩壊が推測される。この関係は fig-8 にも見られている。各サイクルとも主動状態においては土圧値が非常によく一定値に収斂している点は特に注目される。

iii) 中央固定土留板の土圧は可動板の変位に従って増加し、 $15H/1000 \sim 2H/1000$ 程度で増加がほぼ終了し、 $4H/1000$ 以上の変位では減少の傾向を示している。(fig-7, fig-8) これらのことは、砂の変形とも合せて中央固定板の切羽安定に対する効果と、これに作用する土の変形の増大に伴うアーチング効果の発生とその減少を示していると考察される。

iv) 2 節で述べた算定理論式による計算値と実測値との関係は次のごとくである。この検討に当つて i) で述べた切羽前面の土の移動状況から fig-5 に示すように Tarzaghi の等価ゆるみ範囲の基底巾を αB_1 ($\alpha > 1.0$) とおき、 $\alpha = 2.0$ の場合も併せて考察した。 ϕ は fig-2 より 38° を用いた。

		$\alpha = 1.0$ の場合		$\alpha = 2.0$ の場合	
計算による全土圧 (ΣP_{ac})	$D = H$	15.8 kg	$\frac{15.8}{12.1} = 1.30$	19.1 kg	$\frac{19.1}{12.1} = 1.57$
	$D = 0$	12.1		12.1	
実測による全土圧 (ΣP_{ao})	$D = H$	25.2 kg	$\frac{25.2}{16.6} = 1.52$	25.2 kg	$\frac{25.2}{16.6} = 1.52$
	$D = 0$	16.6		16.6	
$\Sigma P_{ac} / \Sigma P_{ao}$	$D = H$	0.63	$\frac{0.63}{0.73} = 0.86$	0.76	$\frac{0.76}{0.73} = 1.04$
	$D = 0$	0.73		0.73	

以上より、 $\alpha = 2.0$ を用いた場合の方が、土被りに関する相関性においても、計算値と実測値との対比においても何れもすぐれた結果を示している。これより $\alpha = 1.8$ 程度とおき (2) 式を次式のようにおきかえ、 $\phi = 32^\circ$ を用いると 2 節の算定理論式は非常によく本実験結果と適合する。なお ϕ については土質工学会剪断委員会の小名浜砂に関する研究⁴⁾では (fig-2 参照) $\phi = 35^\circ$ 程度がこの場合に相当する。

$$q = \frac{\alpha B_1 \cdot \gamma}{2K \tan \phi} (1 - e^{-2K \tan \phi \cdot D / \alpha \cdot B_1}) \quad (2')$$

ここに $\alpha \approx 1.8$

(参考文献) 1) 村山朔郎：機械化シールドについて、シールド工法、土木学会関西支部 41.1

2) K. Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, John Wiley, 1943

3) 松下、許、他 3 名：剛壁に作用する横土圧および変位に関する実験的研究 (その 1、その 2) 日本建築学会論文報告集 40.4

4) 井上広胤：砂のせん断試験について、土と基礎 39.9