

SSS 工法に関する実験的研究 (その1)

—溝壁安定に関する現場実験—

大塚 義之
小林 幸男

§ 1. はじめに

地中連続壁の施工過程において、所定の幅と深さをもった溝を掘削する必要がある。掘削にあたり注意すべき点として、このような溝の側壁を形成する地盤が崩壊しないようにしなければならない。溝の掘削によってできた溝内の鉛直な土の側壁を溝壁という。

溝壁の安定を保つために、泥水を溝内に満たして掘削を行なう。泥水は、比重が重いこと、溝壁との間に不透水性の泥壁を形成し、泥水圧を完全に溝壁に伝達することができることなどの理由により、溝の掘削に用いられている。しかし、泥水を使用するために生ずる問題点もあり、溝壁安定の面のみから泥水性質を決定することは危険である。

本論は、溝壁の安定に対する考え方をのべ、次に実際の地盤で実施した掘削実験の結果についてのべることにする。

〈本文中に用いられる記号〉

- b : 掘削溝の長さ(m)
- c : 土の粘着力(t/m²)
- f : Protodyakonov の強度係数
- h : 溝壁から放物線突出部までの距離(m)
- l : 濾過試験の泥壁厚(cm)
- mZ : すべり面の下端から地下水位までの距離(m)
- nZ : すべり面の下端から泥水位までの距離(m)
- N : すべり面に作用する鉛直方向の力(t)
- P_c : すべり面内の泥水圧(t)
- P_s : すべり面のせん断抵抗(t)
- P_u : 上載荷重(t)
- P_w : すべり面内の地下水圧(t)
- q : 濾過試験の脱水量(cc)
- q_u : 土の一軸圧縮強度(kg/cm²)
- W : Parabolic Cylinder 内の土の重量(t)
- Z : 地表からすべり面までの深さ(m)

§ 2. 溝壁安定に対する考察

2.1 従来の研究

泥水を満たして溝壁の安定を保ちながら掘削する工法は、地中連続壁ばかりでなく、大口径の場所打ちコンクリートぐい、柱列式の地中連続壁などがある。これらはいずれも断面が円形であったり、一度に掘削される溝の長さが短いなどの理由によるほか、ボーリングなどの従来の施工実績から溝壁の安定についてあまり問題とされるに至らなかった。

壁式の地中連続壁では、同時に数mの長さで掘削することが出来、必要とあれば長さを自由に変えることも可能である。現在は、同時に打設することのできるコンクリート量が、敷地その他の制約を受けて増やすことがむずかしいこと、および長大な溝壁の安定に不安が伴うことなどから同時に掘削する溝の長さは、経験的に決まっている場合が多い。

溝壁の安定についての研究は、掘削時の安全を確認するために始められ、泥水比重の値、および溝の長さの限界値を検討するために理論的な根拠を与えることを目的としている。安定解析におけるアプローチのしかたは各様であるが、いずれも古典的な土質力学の理論と、土槽による模型実験の結果から類推したもので、実際にどのような地盤に対してもあてはまるとは限らず、あくまでもひとつの目安を与えるものであるにすぎない。

次に、いくつかの型に分けて従来の研究を検討してみよう。

2.1.1 溝の長さについて考慮しない場合

半無限長の切り取りの場合を想定し、鉛直な斜面の安定について論じたもの(W. K. Elson (1968)¹⁾; J. K. T. L. Nash, G. K. Jones (1963)²⁾; N. Morgenstern, L. Amir-Tahmassebi (1965)³⁾)とランキンの主働土圧理論から計算された土圧をとるもの(佐藤, 吉田(1968)¹⁰⁾ E. M. Kolzov(1969)¹¹⁾)がある。

土圧、水圧あるいは土楔のすべりに抵抗する力として

W. K. Elson (1968)¹⁾ は、それまでに提案された要素をまとめて次のように分類している。

- (a) 泥水の静水圧
- (b) 泥水の受働抵抗
- (c) 泥壁の変形抵抗
- (d) 泥水の電気浸透力
- (e) 空げき内に浸透した泥水によるせん断抵抗の増加
- (f) 泥壁のプaster効果

E. M. Kolzov (1969)²⁾ は泥壁のプaster効果について、泥壁が不透水性であるとの考えのもとに、泥壁の水平断面内の動水圧は溝壁面で0になるとし、泥水圧はすべて泥壁によって支持され地盤内に伝達されるとしている。筆者は泥水の濾過試験の結果から、泥壁の透水係数は、通常の場合 10^{-8} cm/sec となるが、上のべたプaster効果が有効に作用するためには、透水係数が 10^{-7} cm/sec 程度までを有効としてよいと考えている。

Elson が分類した諸要素が、実際の溝壁の安定性に対するどのくらいの寄与率をもっているかについて、Elson は土槽による模型実験の結果から次のようにのべている。

泥水圧が安定にとってもっとも有効で、実験における崩壊力の65~80%に対抗する。実際には、泥水圧が75~90%、浸透した泥水によるせん断抵抗の増分が25~10%となり、その他の諸要素はほとんど無視できるという。

筆者は、Elson の見積っている浸透泥水による地盤のせん断抵抗の増分は、粘性土地盤には適用し難いので、一般的には安全側の要素として無視してよいと考えている。むしろ、泥水圧を有効に伝達できるために、泥壁の形成能力を管理することが重要である。

2.1.2 溝の長さを考慮した場合

A. Piaskowski, Y. Kowalewski (1965)³⁾ は、地盤が主として非粘性土からなり、溝の長さが深さにくらべて大きい場合はランキンの主働土圧と考えて、長さの効果を考えなくてもよいが、長さにくらべて深さが大きい場

合は、小さな長さの中にアーチが生ずると仮定している。そしてこの場合の長さが、主働土圧係数に与える影響を理論的に解いて、長さによって主働土圧係数を低減している。

内田, 田中, 水谷 (1971)⁴⁾ は、溝の地表面における切線を軸とする地盤内の円筒すべりを考え、Tschebotarioff におけるように円筒の周面抵抗の他に側面抵抗の効果も含めた安定計算を行なっている。

この他にも、Schneebeili (1964)⁷⁾ のように、サイロの側壁にかかる圧力の理論を応用して長さの効果を考慮した例もある。

筆者はすべり面の形状が、円筒すべり面と考えるのは実際のようでなく、すべり面と地表面との切線は放物線に近いと判断した。Z. Kowalewski 等は、図-1に示したような放物線形の断面をした筒 (Parabolic Cylinder) で、地表面とある角度をもったすべり面に沿ってすべるものとして、主働土圧係数の低減をはかっているが、この低減の方法についての詳細が明らかでないので、筆者は次節でのべるように、Parabolic Cylinder を土楔と同じように考え、この筒の力学的なつり合いを検討することにした。

2.2 溝壁安定解析に対する一提案

Z. Kowalewski³⁾等が提案した解析方法は、Protodyakonov のトンネル土圧の解析方法にヒントを得たものである。

Protodyakonov は、土かぶり厚が大きく、トンネル掘削による影響が地表面にまでおよばない場合において、トンネルの上部にかかる土圧は、土かぶり厚とは無関係に、地山内に生じる放物線アーチ内の土の重量によって決まることをのべ、アーチの外側の土は直接トンネルには土圧として作用しないとした。⁸⁾

Z. Kowalewski 等は、この考えを鉛直方向の溝を掘削する場合に応用したのである。溝壁に働らく土圧は、溝の深さが長さにくらべて長い場合は、溝の長辺の両端で交わる放物線形の断面をした筒 (Parabolic Cylinder) 内にある土によって決定されるものとした。(図-1)

今、溝の長さを b とし、溝壁から Parabolic Cylinder の突出部までの距離を h とすれば、Protodyakonov の理論により放物線の式は次式で与えられる。

$$y = \frac{2}{bf} x^2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

h の長さは

$$h = \frac{b}{2f} \quad \dots\dots\dots(2)$$

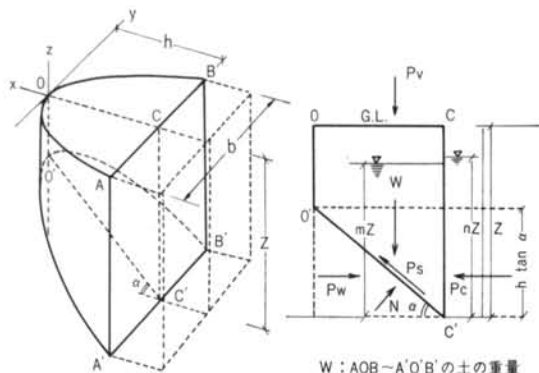


図-1 Parabolic Cylinder の説明図

ここにおいて f は、土の内部摩擦角 ϕ と、粘着力 c および一軸圧縮強度 q_u によって決定される値で、次のようになる。

$$f = \tan\phi + \frac{c}{q_u} \quad \dots\dots\dots(3)$$

図一1は、溝壁の安定の場合に応用した時の考え方を示している。

溝壁 $ABB'A'$ の長さを b 、深さを Z とするとき、放物線 AOB は

$$y^2 = \frac{b^2}{4h} x \quad \dots\dots\dots(4)$$

で表わされる。このときの h は(2)式によって表わされるものとする。

(4)式で表わされた放物線と、溝壁 AB によって囲まれた Z 方向に伸びる筒は、地表面と α なる角度を持ったすべり面に沿ってすべるものとする。すなわち、 $AOB \sim A'O'B'$ 部分の土が、角度 α のすべり面 $A'O'B'$ にそってすべるものとする。

今、 $CC'OO'$ の断面をとって考えてみよう。図一1(b)はこの関係を示している。 $AOB \sim A'O'B'$ の部分の土の重量を W 、すべり面のせん断抵抗を P_s 、地下水圧 P_w 、泥水圧 P_e とすれば、これら諸力のつり合いをすべり面上で考えると次のようになる。

$$W \sin\alpha = (P_e - P_w) \cos\alpha + P_s \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$F = \frac{(P_e - P_w) \cos\alpha + P_s}{W \sin\alpha} \quad \dots\dots\dots(6)$$

W 、 P_s 、 P_w 、 P_e はそれぞれ次のように計算され、すべりを起す力に対する抵抗力の比 F をとって安全性を比較することができる。分子の大きい場合が安全側となる。

2.2.1 $AOB \sim A'O'B'$ 部分の土の重量： W

$AOB \sim A'O'B'$ の体積は、次のように表わされる。

$$V = \frac{2}{3}bh(Z - \frac{2}{5}htan\alpha)$$

地盤の単位体積重量を γ 、地下水の単位体積重量を γ_w とすれば、 W は次式で表わされる。

$$W = \frac{2}{3}bh \left\{ (Z - mZ)\gamma + (\gamma - \gamma_w)(mZ - \frac{2}{5}htan\alpha) \right\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

2.2.2 泥水圧： P_e および地下水圧： P_w

泥水圧と地下水圧は、すべり面 $A'O'B'$ に作用するものとし、次式で与えられる。

$$P_e = \left\{ \frac{1}{2}\gamma_c(nZ)^2 - \frac{1}{2}\gamma_c(nZ - htan\alpha)^2 \right\} \cdot b$$

$$= \frac{1}{2}\gamma_c htan\alpha (2nZ - htan\alpha) \cdot b$$

$$P_w = \frac{1}{2}\gamma_w htan\alpha (2mZ - htan\alpha) \cdot b$$

2.2.3 すべり面のせん断抵抗： P_s

すべり面に作用する鉛直方向の力 N は次式によって表わされる。

$$N = W \cos\alpha + (P_e - P_w) \sin\alpha$$

地盤が砂の場合は、内部摩擦角を ϕ とすれば、せん断抵抗 S は、 $S = N \tan\phi$ であらわされる。土の粘着力をも考慮するとすれば、 $S = N \tan\phi + C \cdot A$ となる。(A はすべり面の面積)

したがって、すべり面 $A'O'B'$ の面積を A とすれば、 P_s は次式で表わされる。

$$P_s = N \tan\phi + C \cdot A$$

$$= \{ W \cos\alpha + (P_e - P_w) \sin\alpha \} \tan\phi + C \cdot \left(\frac{2}{3}bh \sec\alpha \right) \quad \dots\dots\dots(10)$$

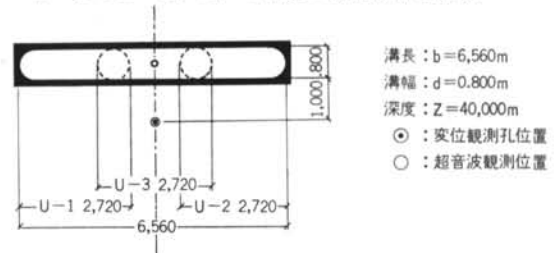
すべり面の角度 α を、主働ランキン状態におけるすべり面の地表面とのなす角に等しいものと仮定すれば、 α は、 $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ である。

§ 3. 現場実験

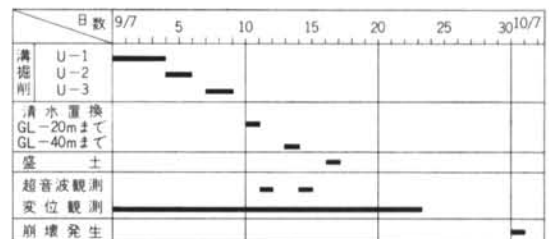
3.1 実験の概要

溝の掘削によって、溝壁がどのような挙動を示すかについて調査するため実際の地盤による現場実験を行なった。溝の規模ならびに観測点の位置を図一2に示した。溝の変位は経時的な要素が大きいため、崩壊発生に至るまでの工程を図一3に示した。

掘削は、長さ6.56mの溝を3回に分けて行なった。図一2～3のU-1, 2, 3はその掘削順序を示す。



図一2 実験溝平面(1/100)



図一3 実験工程

ベントナイト	6
CMC	0.05
分散剤	0.1
炭酸ソーダ	0.1

表一 1 泥水の初期配合
(清水に対する重量：%)

水を採取し、泥水試験を実施した。

掘削終了後1日をおいて、実験的に溝内の泥水の比重を下げるために清水と置換した。さらに、2日後に高さ1.5mの盛土を行ない、上載荷重とした。崩壊は、盛土完了後15日目に発生した。

3.2 測定結果と考察

図一4は、溝内の鉛直方向の測定結果を、土質、N値、掘進速度、地盤変位、溝幅、泥水比重および造壁性について示した図である。図一5は、実験工程の経過と地中変位の関係を示している。

3.2.1 地盤

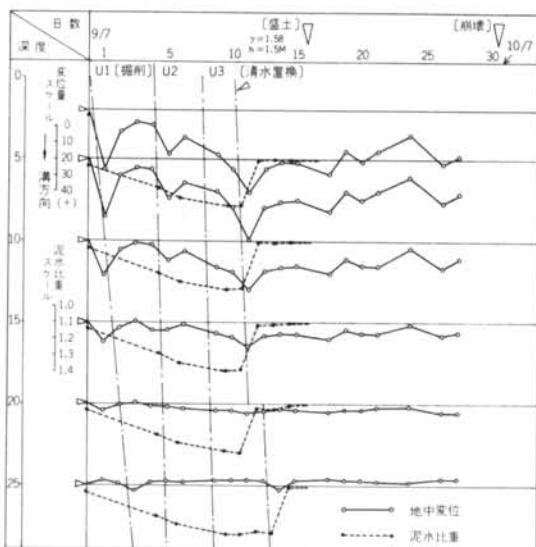
G. L. -10m付近が旧海底の埋立地で、沖積層の下は三浦層群のシルト質頁岩である。20.5mから22.5m付近に貝ガラ層があるのが特徴的である。沖積層としては砂

掘削中の泥水は、表一1に示す初期配合のものを使用した。掘削開始と同時に、あらかじめセットしておいた変位観測孔にスライド式地中変位計をそう入し、各深度の変位を観測した。1回の掘削が終了するごとに、泥水採取器によって各深度の泥

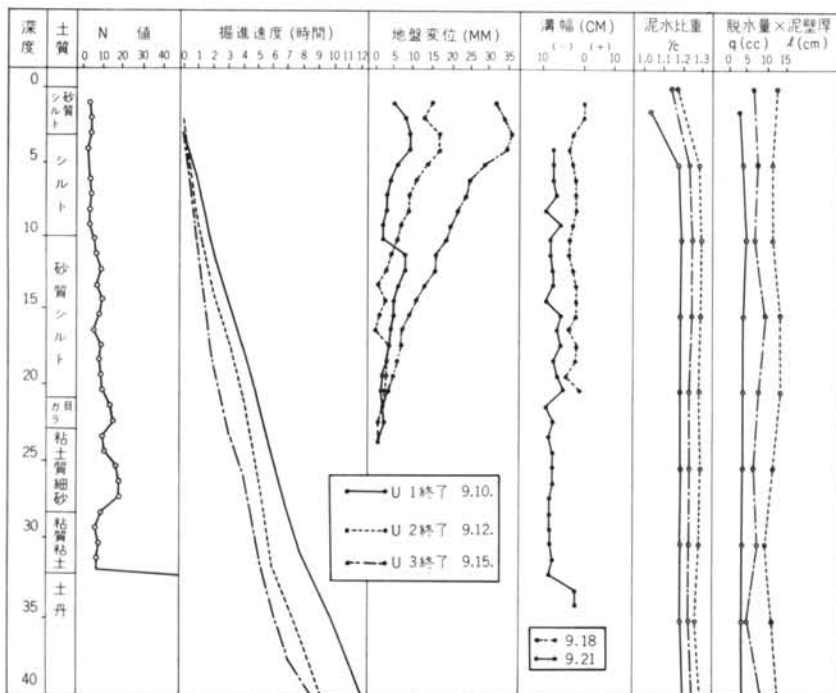
質でよくしまっている。

3.2.2 掘進速度

3回の掘削を分けて記入してあるが、1回目は作業の不慣れから2回目にくらべて遅い。3回目は掘削土量が少ないため前の2回より早くなっている。土丹層で多少速度がおちるほかは、地盤による影響は少ない。



図一5 実験工程と地中変位



図一4 掘削中の測定結果

3.2.3 地中変位

地中変位計は坂田電機のFD-5Hを用いた。この変位計は、ガイドレールのついた円形断面のパイプ（直径76mm、単位長さ1m）をボーリング孔にそう入し固定させた後に、ガイドレールに沿わせて傾斜計を入れ、鉛直方向に対する傾斜角を差動トランスでよみとるものである。精度±300分、分解能0.6分である。

測定記録は、基準点をG.L.-20～-26mの間の地盤内にとり、相対変位量で表示した。これは、測定値をそのまま深さ方向にプロットすると、各時間ごとの測定値がこの区間で平行となり、この区間でのパイプの傾斜は一定と考えられる。したがって、この区間が全体として動く場合を別にすれば、基準点と仮定しても測定値には影響しないものと考え、20mから26mまでの変位量の平均を測定時の基準点とした。

図-4では、掘削が進行するにつれて、地盤が溝の方向に変位していくことを示している。U-3を掘削し終わった時がもっとも大きく、G.L.-8m付近で36mmの変位量を示している。

図-5における変位は、G.L.-2m、-5m、-10m-15m、-20m、-25mの地点における値で、相対変位量の経過日数による変化で表わされている。

図-5では、U-1およびU-2の掘削終了時および、清水置換終了時にいちじるしく変位が進行しているのがわかる。図中、変位が回復し落ち着いてくるように見えるのは、20～26m間の基準点が移動しているものと考えられる。相対変位が回復するときは、20～26m付近の変位量が10m付近の変位量を上回るものと考えれば、掘削、および清水置換の進行等によって地中変位が浅い部分から深い部分へ移行することがわかる。

3.2.4 溝幅

当社が開発した超音波による溝幅測定装置によって、



写真-1 実験溝に上載荷重として盛土（高さ（ h ）：1.5m、単位体積重量（ γ ）：1.58）を行なう。

溝幅を測定した。超音波は比重1.12以上の泥水中では使用できないため、清水置換終了後に行なった。

その結果、溝の幅は、所定の幅よりも最大80mmも閉じる方向に変位しており、傾向は土丹層に至るまで一様で、土丹層では、変位していないことが明らかにされた。これは、溝壁の変位が、一様に進むことを示している。

3.2.5 泥水の比重および造壁性

清水置換による泥水比重の低下が溝壁の変位におよぼす影響は大きく、影響は泥水と清水の境界が移動するにつれて深い部分へ広がっていく。清水置換後の造壁性はまったく期待できないが、この場合は置換前の泥水によって形成された泥壁が、有効に作用しているものと考えられる。

3.2.6 盛土の影響

盛土は、高さ1.5m、単位体積重量1.58で、範囲は7.8×7.8mである。2.35t/m²の上載荷重増と考えられる。

写真-1と写真-2は、盛土をした状況の写真である。

写真-2は、溝壁が崩壊したために生じた盛土のすべりの状況を示す。

3.2.7 崩壊に対する検討

盛土完了後、15日目に崩壊が発生している。崩壊までの経過時間が長く、模型のように理想的な崩壊とは言えないが、§2にのべた方法によって F の値を計算すると表-2のようになる。

溝の長さを考えずにランキン土圧がかかるものとして深さ方向の土圧分布を計算した結果を図-6に示す。これより求めた F の値は、上載荷重のない場合に $\gamma_e=1.29$ のとき $F_1=1.31$ 、 $\gamma_e=1.01$ のとき $F_2=1.04$ となり、表-2の場合よりも小さくなるため、この結果にもとづいて泥水比重を決定すれば、比重の値が過大となる。

G. Schneebeli²⁾は、ゲルストハイム水力発電所にお



写真-2 溝壁崩壊によって生じた盛土の破壊面（ $h=4.48$ m）

ける連続壁の溝壁安定について検討し、溝の長さ b が 4 m のときは安全であるが、5 m を越えると崩壊のため掘削困難になるとのべている。この例について Parabolic Cylinder の安定計算を行なった結果を表-3 に示す。

実験例から、崩壊に対する F の値は、Parabolic Cylinder の安定計算によって、 $F=1.68$ が限界値と考えられる。しかし、実際にはこのような長期間にわたって溝を放置する場合はほとんどないので、この限界値は安全側の数値であると考えてよい。

限界値が $F=1.00$ に一致しない理由としてはいろいろな理由が考えられるが、Parabolic Cylinder の大きさを決定する場合の要素が、より複雑であるということが考えられる。

溝壁安定現場実験の計算例	
溝	$b=6.6\text{m}$, $Z=32.0\text{m}$ $mZ=29.7\text{m}$, $nZ=31.0\text{m}$
土質	$\gamma=1.80$ $\phi=10^\circ$ ($\tan\phi=0.176$) $c=4\text{t/m}^2$
泥水	$r_{e1}=1.29$ $r_{e2}=1.01$
土筒	$h=4.88$ $\alpha=50^\circ$
$W=542.4\text{t}$, $P_w=707.5\text{t}$ $r_{e1}=1.29$ $P_e=0$ の場合 $P_{e1}=1390.7\text{t}$, $P_{a1}=555.5\text{t}$, $F_1=2.39$ $r_{e2}=1.01$ $P_e=50.9\text{t}$ の場合 $P_{e2}=1086.6\text{t}$, $P_{a2}=520.2\text{t}$, $F_2=1.68$	

表-2

ゲルストハイム水力発電所の計算例	
溝	$b_1=4\text{m}$, $b_2=5\text{m}$, $Z=20\text{m}$ $mZ=18.5\text{m}$, $nZ=20.0\text{m}$
土質	$\gamma=2.15$ $\phi=35^\circ$ ($\tan\phi=0.700$) $c=0$
泥水	$r_e=1.30$
土筒	$\alpha=62.5^\circ$
$b_1=4\text{m}$ の場合 $h_1=2.86\text{m}$, $W_1=167.6\text{t}$, $P_{w1}=414.6\text{t}$ $P_{e1}=615.8\text{t}$, $P_{a1}=179.0\text{t}$, $F_1=1.83$ $b_2=5\text{m}$ の場合 $h_2=3.57\text{m}$, $W_2=253.8\text{t}$, $P_{w2}=516.6\text{t}$ $P_{e2}=738.3\text{t}$, $P_{a2}=219.5\text{t}$, $F_2=1.43$	

表-3

§ 4. おわりに

4.1 本文のまとめ

Parabolic Cylinder の安定計算手法を実例について検討した。この例では、 $F=1.68$ のとき15日間経過後に崩壊することが認められた。実際の施工では、このような長期間にわたって溝を放置することはないので、この F の値は、安全側の数値と考えられる。ゲルストハイムにおける例では、 $F=1.43$ の場合に崩壊することが知られている。したがって、Parabolic Cylinder の安定計算では、崩壊に対する限界値を $F=1.6$ として、泥水比重 γ_e および溝の長さ b の限界値を決定するのが妥当である。

安全率の限界値については、さらに多くの実例によって検討されることが必要と考えられる。

観測された地中変位、および溝幅の測定記録から、地盤の動きは時間的に多少のずれはあるが、水平方向に一樣にせり出してくることが認められる。このことは、Parabolic Cylinder の仮定と矛盾しない。

4.2 謝辞

この報告は、当社 SSS 工法の開発に関係して行なった掘削実験に基づくものである。地中変位に関しては研究所の小林幸男研究員が担当した。溝幅観測のための超

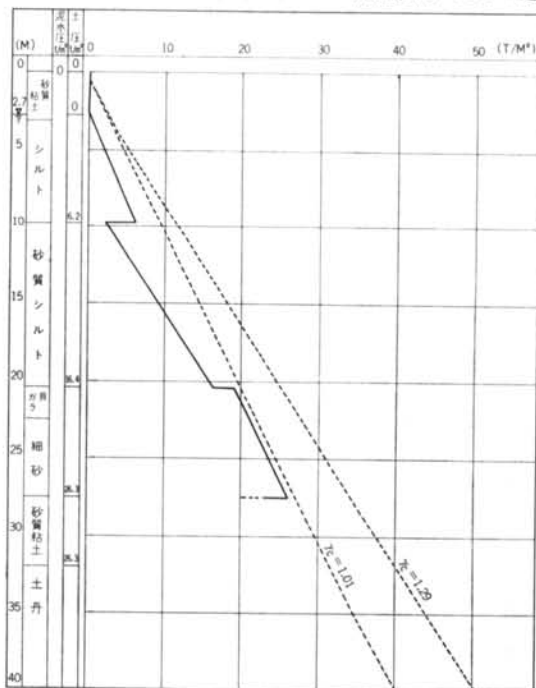


図-6 泥水圧とランキン土圧の関係

音波測定装置は、藤盛紀明研究員が中心となって開発したものである。実験全般に関しては、地中連続壁開発委

員会の諸氏の協力を得た。以上の諸氏には、ここに謝意を表する。

<参考文献>

- 1) W. K. Elson : "An Experimental Investigation of the Stability of Slurry Trenches" *Geotechnique*, 18(1968)
- 2) J. K. T. L. Nash and G. K. Jones : "The Support of Trenches using Fluid Mud" *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice* (1963)
- 3) A. Piaskowski, Z. Kowalewski : "Application of Thixotropic Clay Suspensions for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches without Strutting" 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (1965)
- 4) Christian Veder : "Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für Elektrosmase und Elektrokataphorese in Grundbau" *Der Bauingenieur*, 38 (1963)
- 5) Е. М. Копцов (E.M.KOLZOV) : "Об определении удельного веса глинистых суспензий применяющихся при строительстве лодзменных сооружений" *Основания Фундаменты и Механ Грунтов* (1969)
- 6) N. Morgenstern, I. Amir-Tahmaseeb : "The Stability of a Slurry Trench in Cohesionless Soils" *Geotechnique* Vol. 15, No. 4 (1965)
- 7) Par. G. Schneebeli : "泥水により掘削されたトレンチの安定性" (1964) (文献紹介) *土と基礎*16—11 (1968)
- 8) K. Szechy : "The Art of Tunnelling" (Translated from Hungarian in English) (1966) p. 213~217
- 9) 内田博, 田中邦照, 水谷仁 : "ベントナイト泥水による掘削壁面の安定性について (その2)" *鹿島建設技術研究所年報* 第18号 (1971)
- 10) 佐藤寛, 吉田隆次 : "泥水掘削壁面の安定に関する一考察" *大林組技術研究所報* No. 2 (1968)

