シールドセグメントに作用する土圧に関する実験的研究（第２報）

斉藤二郎
内藤和章
藤原紀夫
芳賀孝成

概　要

この報告はシールドセグメントに作用する真の土圧を明らかにし，セグメントの設計を合理化する事を目的とした一連の研究のうち，第２報として粘性土地盤を対象とした模型実験と現場測定に関するものである。模型実験に使用した試料土は粘着力 C：0.05～0.28 kg/cm²，含水比 w：230％ の非常に軟弱な粘土であり，模型セグメントの外径は 300mm である。土圧の測定値は土被り荷重よりやや小さい値を示し，地表面の沈下は当初予想したものよりかなり大きな値を示した。また，地中の沈下はセグメント底部に頂点を有するある放物線の内部で起った。都内の某現場で行なった粘性土地盤を対象とする土圧測定結果も設計土圧よりやや小さい値を示した。

1.　まえがき

シールドのセグメントに作用する土圧については不明な点が多く，実際にセグメントを設計する場合には設計者の判断にまかされているのが現状である。したがって，設計土圧は実際に作用する土圧よりも過大に評価され，セグメントは不経済なものになっていると思われる。一方，シールド工事においてセグメントの占める工事費は総工事費の30～60％といわれている。このような事から筆者等はセグメントに作用する真の土圧を明らかにし，設計を合理化しようとして模型実験および現場測定を行なってきた。

すでに，砂地盤を対象とするセグメント土圧に関する模型実験と現場測定結果は第１報で報告されているので，今回の第２報では粘性土地盤を対象とする模型実験および現場測定の結果について報告する。

2.　シールド土圧論

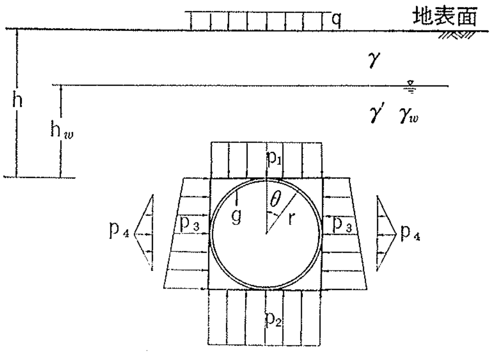
シールドなどのような地下構造物の外力を考える場合には地圧 (Ground pressure) という術語が用いられる。地圧は１次地圧と２次地圧に大別される。この２次地圧がいわゆるトンネルおよびシールドに作用する土圧である。これらについてはすでに第１報で詳細に述べたのでここでは省略し，シールドセグメントの設計に用いられている外力としての土圧計算法の１例を示す[1]。（図―１）に示す記号を用いると，

$$p_1=q+\gamma(h-h_\omega)+(\gamma'+\gamma_\omega)h_\omega \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

$$p_2=p_1+\pi g \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

$$p_3=K'[q+\gamma(h-h_\omega)+\gamma'\{h_\omega+r(1-\cos\theta)\}]+\gamma_\omega\{h_\omega+r(1-\cos\theta)\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

$$p_4=k\delta(1-\sqrt{2}\cos\theta) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$



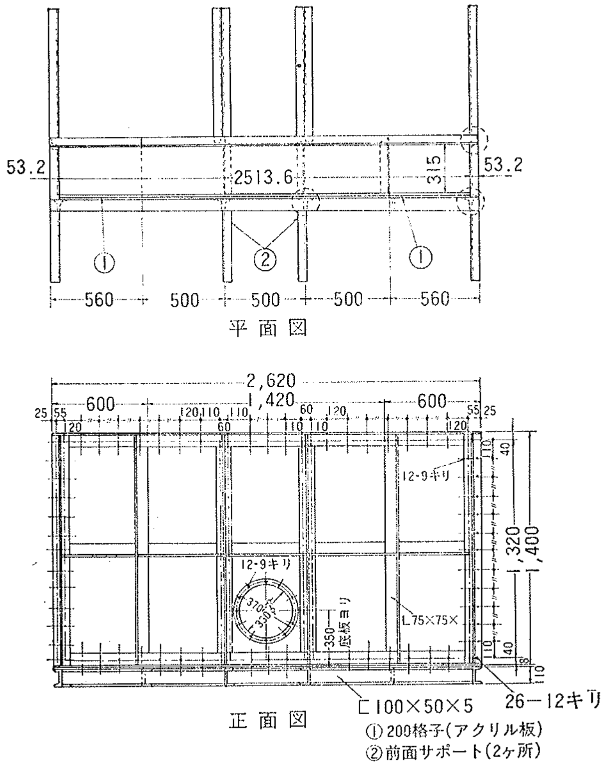
図―1　セグメントに作用する土圧

ここで，q：地表面上の単位面積当りの荷重，γ：地下水面より上の土の単位体積重量，h：土被り高さ，h_ω：坑頂から測った地下水面の高さ，γ'：地下水面より下の土の水の浮力を考慮した単位体積重量，γ_ω：地下水の単位体積重量，g：セグメントの単位面積当りの自重，K'：土圧係数，r：セグメントの半径，k：セグメントの付近の地山の横方向地盤係数 δ：セグメントの水平な直径の両端において外方に生ずる水平変位。

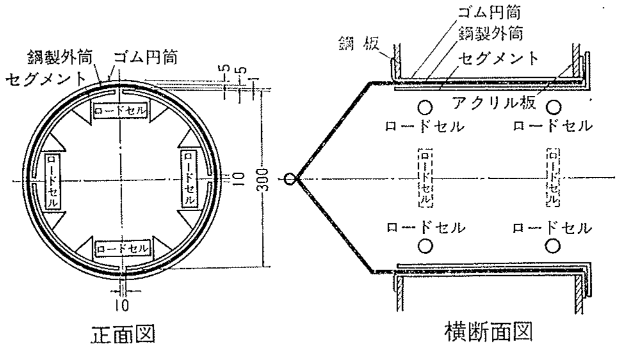
3.　実験装置および測定方法

3.1.　実験装置

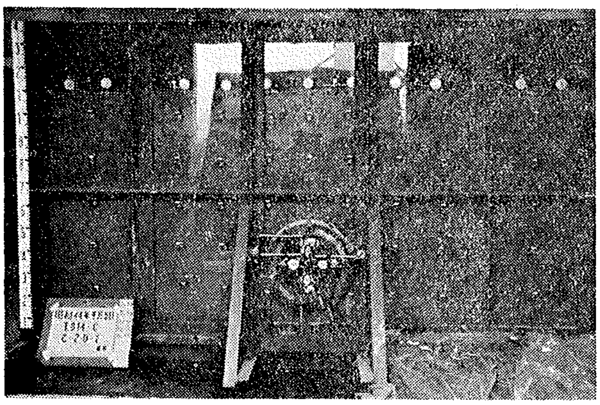
実験槽の一般図を（図―２）に示す。高さ：1,400 mm，幅：2,500mm，奥行き：315mmの内法寸法をもった鋼鉄製の箱である。前面は厚さ15mmのアクリル板で出来ており，中央下部に ϕ320 mm の孔があい



図—2 実験槽



図—3 模型セグメント配置図



図—4 測定計器取り付け状況

ている。(図—3)はこの孔の中における模型セグメント組立ての詳細図である。模型セグメントを分割した所に垂直，水平方向の合土圧を測定するためにロードセル（8個）を取り付けてある。地中の沈下を測定するために粘土を詰めながら前面のアクリル板と試料土の間に20cm格子に地中沈下板を埋め込んだ。地表面には20cm間隔で地表面沈下を測定するためのダイヤルゲージを取り付けた。また，セグメントの変位を測定するために上下左右に1個ずつダイヤルゲージを取り付けた。(図—4)は上記の計器を取り付けて測定中の写真である。

3.2. 試料土の特性

実験に使用した試料土は東京都朝霞浄水場で発生した粘土である。この粘土を各実験の前に土槽の中で均一な粘土となるように練り返して実験槽の中に詰めた。粘性土であるので実験前と実験終了後とではその特性は異なる。(表—1)はこの粘土の特性を表にまとめたものである。

名　　称	実　験　前	実験終了後
粘着力(室内ベーン)(kg/cm²)	0.051	0.280
含　水　比　(%)	268～200	237～190
単位体積重量（g/cm³）	1.24～1.25	1.25～1.26

表—1 試料土の特性

3.3. 実験方法

粘土を練り返して実験槽に詰め，所定の土被りまで詰め終ると上載荷重（D＝30cm相当）をかけて2日間放置して強制圧密させる。これは試料土をできるだけ自然の堆積土に近ずけるためである。実験は土被り，D, 2D, 3D, 3D＋載荷≒4D（D；セグメント外径）の各々の場合について行ない，その測定期間は20日間とした。

測定項目は次のごとし。

(1) セグメントに作用する合土圧(ロードセル：8個)
(2) 地表面の沈下（ダイヤルゲージ：13個)
(3) 地中の沈下（地中沈下板：n×13個)
(4) セグメントの変形（ダイヤルゲージ：4個)

4. 実験結果とその解析

4.1. セグメントに作用する土圧

模型セグメントにはさんだ8個のロードセルによって測定した合土圧を一般の設計に用いられている土圧分布に直すと，(図—5)に示す記号を用いて

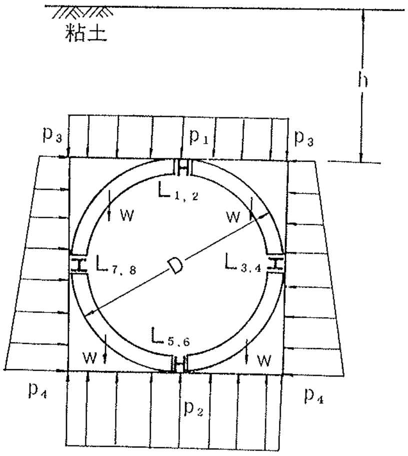
$$p_1=\frac{1}{D\cdot L}(L_{3,4}+L_{7,8}-2W) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

$$p_2=\frac{1}{D\cdot L}(L_{3,4}+L_{7,8}+2W) \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

$$p_3=\frac{2}{D\cdot L}(2\times L_{1,2}-L_{5,6}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

$$p_4=\frac{2}{D\cdot L}(2\times L_{5,6}-L_{1,2}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

ここで，D：模型セグメントの外径，L：模型セグメントの長さ，$L_{1,2}$：ロードセル①と②の測定値の和，$L_{3,4}$, $L_{5,6}$, $L_{7,8}$：$L_{1,2}$ に準ずる，W：模型セグメントピース1個の重量。



図―5 土圧計算図

（図―6），―7），―8），―9）は p_1, p_2, p_3, p_4 の測定結果を示したものである。p_1, p_2, p_3, p_4 ともに土被りが大きくなるにつれて増加している。これらの測定値のうち8日後の測定値を代表値として選び，これと設計土圧を比較すると（図―10），―11），―12），―13），となる。ここで言う設計土圧[2] とは p_1 は土被り重量そのまま，p_2 は p_1 にセグメント重量を加えたもの，p_3, p_4 は横方向土圧係数 0.5 として求めたものである。p_1, p_2 の測定値は設計土圧の約 80%，p_3 は約 60%，p_4 は約 120 %を示している。

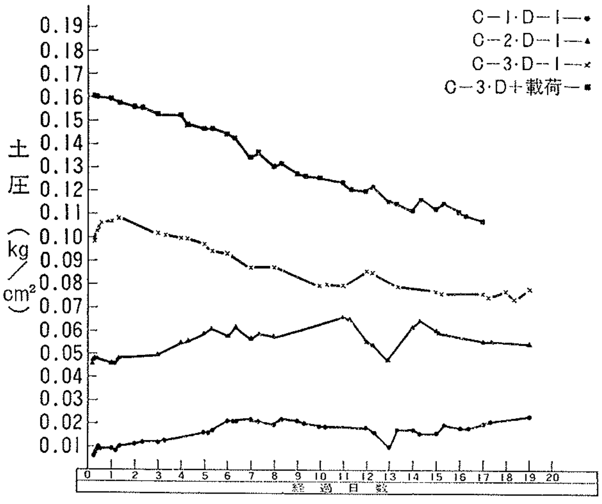
ここで新しくセグメントに作用する土圧を考え直してみることにする。土圧は前述と同じように分布すると考えるが，その式を以下のようにおいて考える。

$$p_1=k_1\gamma h \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(9)$$

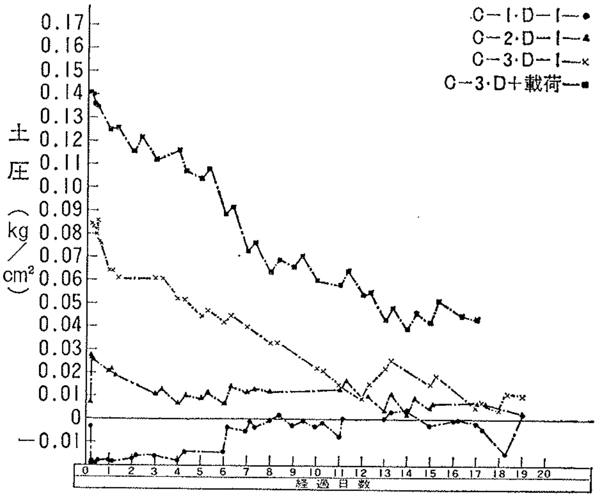
$$p_2=k_2\gamma h+\pi g \quad (k_1=k_2) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(10)$$

$$p_3=k_3\gamma h \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(11)$$

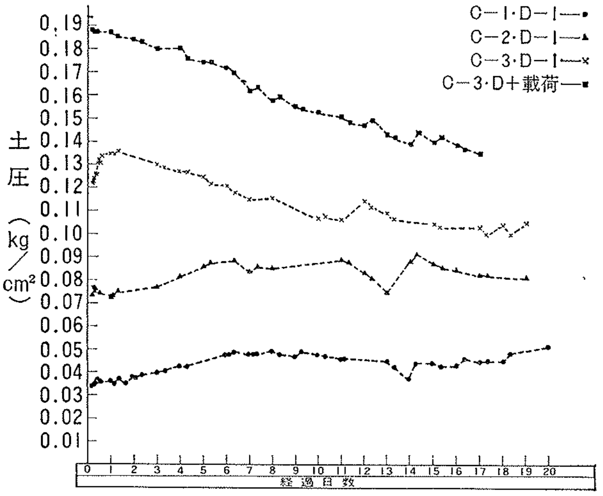
$$p_4=k_4\gamma\ (h+D) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(12)$$



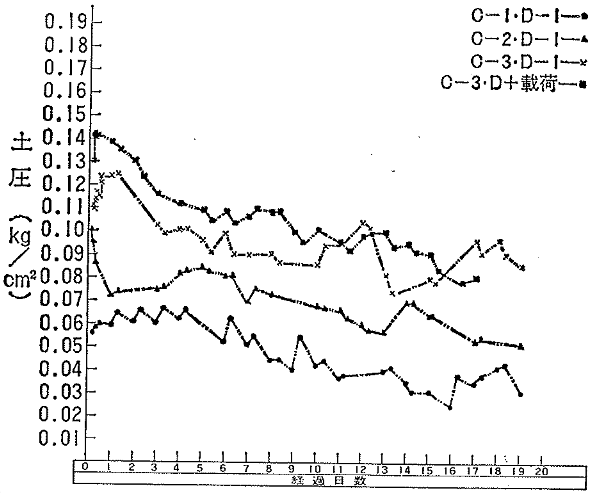
図―6 セグメント土圧測定結果 (P_1)



図―8 セグメント土圧測定結果 (P_3)



図―7 セグメント土圧測定結果 (P_2)



図―9 セグメント土圧測定結果 (P_4)

ここで，k_1, k_2, k_3, k_4：定数，γ：粘土の単位体積重量，h：土被り，g：セグメントの単位面積当りの重量，D：セグメントの外径。

上式にpの実測値を代入すると，他は既知量であるので k_1, k_2, k_3, k_4 の値が求まる。このようにして求めたkは次のような意味をもっている。すなわち，p_1，p_2，の測定値はそれぞれ設計土圧の $k_1\times100(\%)$，$k_2\times100(\%)$であり，p_3, p_4 の実測した横方向土圧係数はそれぞれ k_3, k_4 である。したがって，理論的には k_1, k_2, k_3, k_4 は土被りに関係なく一定した値となる。（図—14）はkの値を土被りを変数として示したものである。k_1, k_2, k_4 は土被りに関係なくほぼ一定した値を示しているが，k_3 はかなりばらついている。

4.2. 地表面の沈下

地表面の沈下測定は約20日間にわたって行なったが，外筒引抜き（シールド通過）による地表面の沈下は1日でほぼ完了した。2日目以降の測定値は粘土の自然自重圧密沈下を示していると思われるので，測定開始1日後の実測沈下曲線と以下に紹介するモデル化した理論沈下曲線とを比較検討する。

（図—15）に示したように等分布圧pを受ける深さh_0の円形地下トンネルを考えてみる。地下を掘削することによって引き起される半無限体内部のある点の動きWを考え，このWの x, y 方向に平行な成分を各々 U, V とすると[3)]

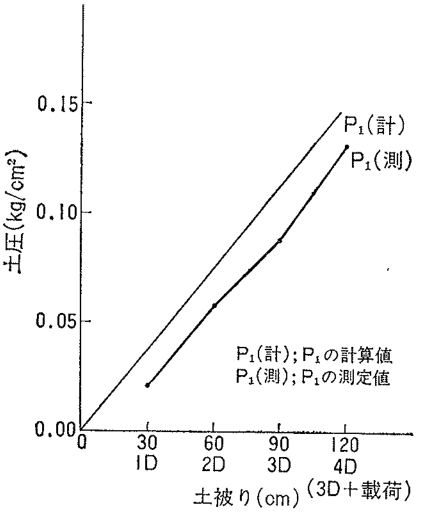
$$U=-(1+\mu)\frac{p}{E}r_0^2\Big\{\Big[2(1-\mu)\frac{h_0}{a}-(1-2\mu)\Big]\frac{\cos\theta_1}{r_1}-\Big[2(1-\mu)\frac{h_0}{a}+(1-2\mu)\Big]\frac{\cos\theta_2}{r_2}+\frac{x}{a}\Big[(h-a)\frac{\cos2\theta}{r_1^2}-(h_0-x)\frac{\cos2\theta_2}{r_2^2}\Big]\Big\} \quad\cdots\cdots(13)$$

$$V=-(1+\mu)\frac{p}{E}r_0^2\Big\{\Big[2(1-\mu)-(1-2\mu)\frac{h_0}{a}\Big]\frac{\sin\theta_1}{r_1}+\Big[2(1-\mu)+(1-2\mu)\frac{h_0}{a}\Big]\frac{\sin\theta_2}{r_2}+\frac{x}{a}\Big[(h_0-a)\frac{\sin2\theta_1}{r_1^2}-(h_0+a)\frac{\sin2\theta_2}{r_2^2}\Big]\Big\} \quad\cdots\cdots(14)$$

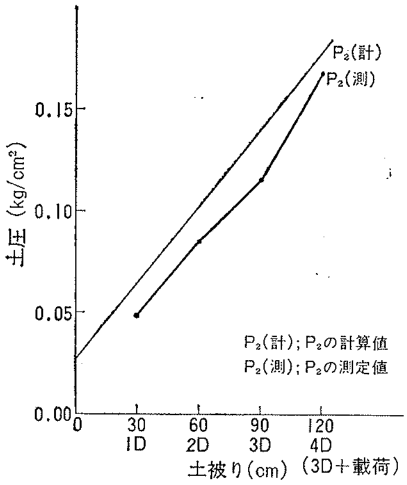
ここで，a：$\sqrt{h_0^2-r_0^2}$；r_1：$\sqrt{(x-a)^2+y^2}$；r_2：$\sqrt{(x+a)^2+y^2}$；$\tan\theta_1$：$\frac{y}{x-a}$；$\tan\theta_2$：$\frac{y}{x+a}$

LIMANOV は上式を用いて均一な地盤の場合，垂直な半径の真上で起る垂直方向の沈下の最大値として次式を与えている。

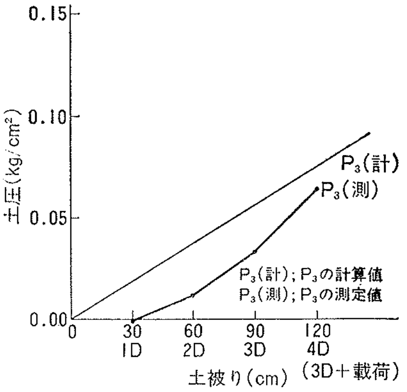
$$U_{max}=(1-\mu^2)\frac{p}{E}\frac{4r_0^2h_0}{h_0^2-r_0^2} \quad\cdots\cdots(15)$$



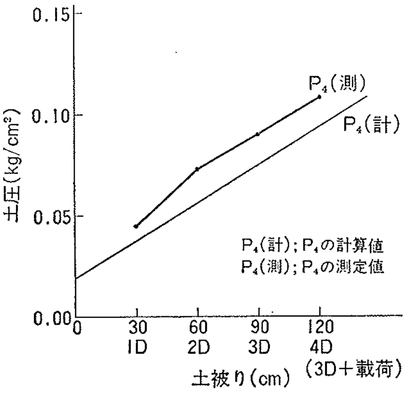
図—10　土圧測定値（8日後）と設計土圧との比較(P_1)



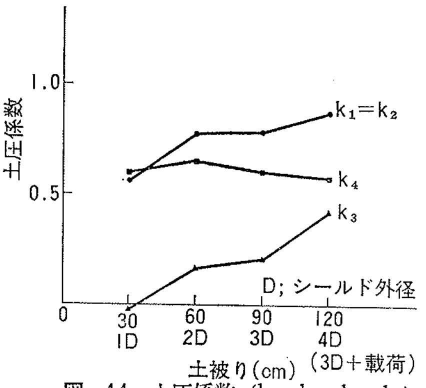
図—11　土圧測定値（8日後）と設計土圧との比較(P_2)



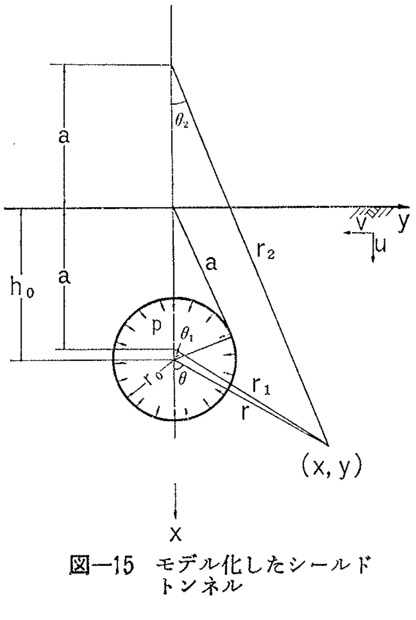
図—12　土圧測定値（8日後）と設計土圧との比較(P_3)



図—13　土圧測定値（8日後）と設計土圧との比較(P_4)



図—14　土圧係数 (k_1, k_2, k_3, k_4) と土被りとの関係



図—15　モデル化したシールドトンネル

表面沈下の最大値 U_{max} がわかれば AVERSIN の確率曲線に基づいて表面沈下曲線を次式で表わすことができる。

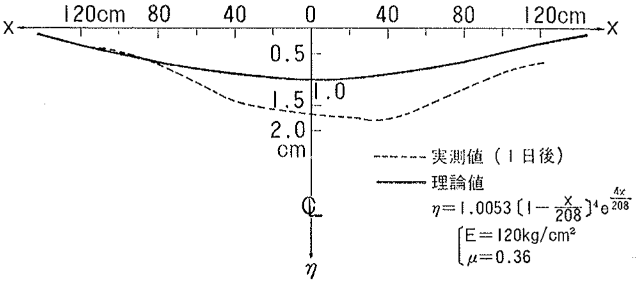
$$\eta=U_{max}[1-\frac{x}{2a}]^4 e^{\frac{4x}{2a}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(16)$$

ここで, x: 中心からの距離。

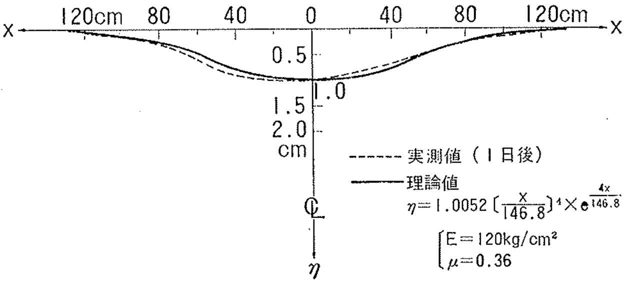
上式の U_{max} にはセグメント外径と地山との間のクリアランスが入っていないので U_{max} のかわりに $U'_{max}=U_{max}+1.0$ を代入した修正式を用いる。すなわち,

$$\eta=U'_{max}\times[1-\frac{x}{2a}]^4 e^{\frac{4x}{2a}} \quad \text{C.G.S 単位} \cdots\cdots\cdots(17)$$

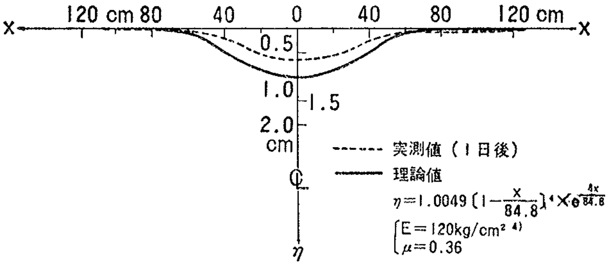
(図—16), —17), —18) は各々土被りが D, 2D, 3Dの場合について上式より求めた理論沈下曲線[4]と外筒引き抜き1日後の実測沈下曲線を比較して示したものである。



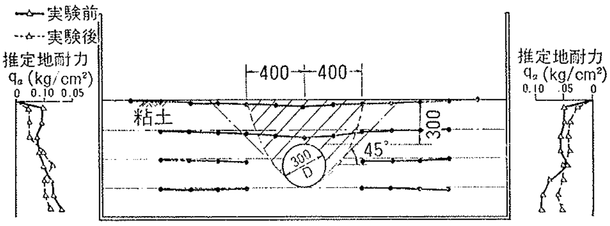
図—16 地表面の沈下（土被り：D）



図—17 地表面の沈下（土被り：2D）



図—18 地表面の沈下（土被り：3D）



図—19 地中沈下の範囲（土被り：D）

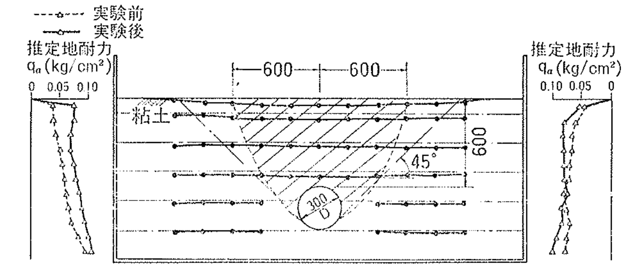
4.3. 地中の沈下

地中の沈下は実験槽前面のアクリル板と試料粘土との間にはさんだ地中沈下板の動きをノギスで測ることにより測定した。地中の沈下は外筒引き抜き後1日でほぼ完了した。(図—19), —20), —21), —22) は各々土被りが D, 2D, 3D, 3D+ 載荷の場合の測定結果である。これらの地中沈下測定曲線の変曲点を結んでセグメント周囲の土の移動範囲を求めてみた。これが図中の斜線で示した部分がそれである。これらの図の中にセグメント底部に接する45度の傾線を入れておいた。セグメント周囲の土の移動範囲は45度傾線の内側に接する包絡線で囲まれていると言える。この包絡線はセグメント底部に頂点をもつ二次曲線であり次式で示すことができる。

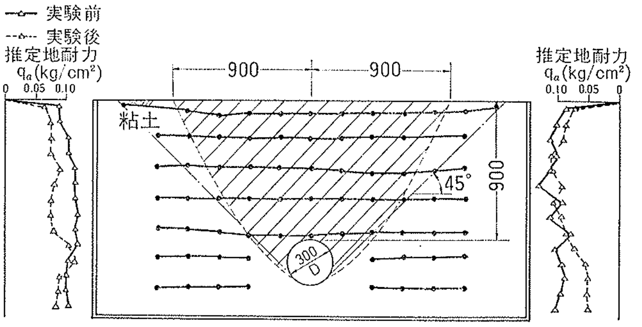
$$y=\frac{D+H}{H^2}x^2 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(18)$$

ここで, D: セグメント外径, H: 土被り。

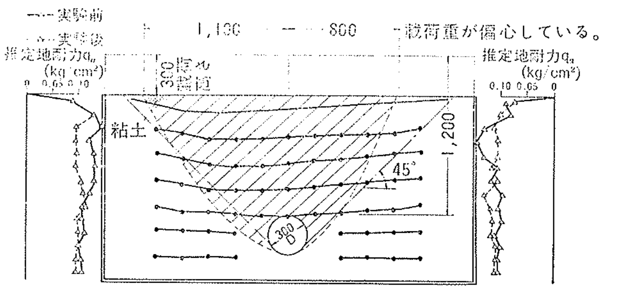
参考のために各図の左右両側には実験開始前と実験終了後のコーンペネトロメーターによる推定地耐力 (q_a) の測定結果を示しておく。



図—20 地中沈下の範囲（土被り：2D）



図—21 地中沈下の範囲（土被り：3D）



図—22 地中沈下の範囲（土被り：3D＋載荷）

4.4. セグメントの変形

模型セグメントの変形はセグメントの上下，左右に取り付けた4個のダイヤルゲージにより測定した。セグメントは全体に下り，多少左右に広がる変形を示し，下りの最大値は20mmであり左右の広がりの最大値は15mmであった。

5. 粘性土地盤を対象とする土圧の現場測定

5.1. まえがき

セグメントに作用する土圧を測定した現場は東京都墨田区平井町で行なわれた水道局東西幹線水道本管新設工事現場である。工事概要は延長1,334mのブラインドシールド工法によるトンネルであり，シールド外径は3,056mm，セグメントは鋼板製で外径2,950mmである。

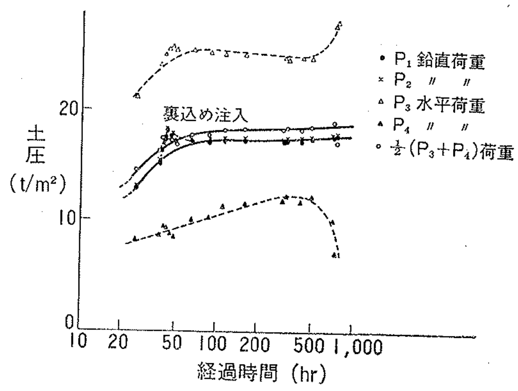
No. 16　地下孔内水位　標高−1.88m　GL −0.80m　No. 125+18.85

標高	深度	層厚	柱状図	地質名	色調	観察	相対密度	相対稠度
2.48	0.60	0.60		埋土（盛土）	暗褐	表部20m巾アスファルト 砂利少量混入、レンガ片埋入		
3.63	1.75	1.15		シルト	暗灰	腐植物少量混入所々に砂混る軟質		非常に柔かい
5.78	3.90	2.15		細砂	暗灰	腐植物少量混入 薄巾のシルトはさむ含水大	わるい	
6.28	4.40	0.50		シルト質細砂	暗灰	貝殻混入、シルト		
7.57	5.70	1.30		砂質シルト	暗灰	腐植物少量混入 砂分30～40%、含水大		非常に柔かい
11.48	5.60	3.90		シルト	暗灰	腐植物少量混入上厚部砂をブロック状にはさむ。含水大で軟い。8m附近より貝殻混入		非常に柔かい
14.63	12.75	3.15		砂混りシルト	暗灰	腐植物少量混入 貝殻破片貝殻混入、含水大 砂分20%程度装る		非常に柔かい
セグメント天端				VGL-14.7m	暗灰	貝殻小片多量混入し16m～18mまで特に多い。 腐植物わずかに混入軟質で粘性大		非常に柔かい
30.52	27.70	15.95		シルト 砂混りシルト	淡青灰	22m附近より迷水する。含水少なく粘り、弱くなる。貝殻点在		～ 柔かい ～ 中位
31.13	27.20	0.55		砂混りシルト	暗灰			
31.42	27.60	0.35			暗灰			
32.33	30.45	0.85		細砂	暗灰			

標準貫入試験

標尺 (m)	N値
1	1.5
2	5.7
3	7.9
4	2.0
5	0.9
6	自沈
8	自沈
9	〃
10	〃
11	〃
12	〃
13	〃
14	〃
16	0.6
17	0.5
18	0.8
19	0.9
20	0.8
21	1.3
22	2.5
23	2.6
24	2.1
25	2.5
26	3.5
27	4.2
28	4.0
29	6.6
30	31.5

図—23　測定位置附近の土質柱状図



図—24 測定土圧の平均値と経過時間との関係

5.2. 現場の土質

測定位置付近の土質柱状図を（図—23）に示す。表層の埋土を除けばN値がほとんど0に近い有機物を含む，シルトまたは砂質シルト層である。土の単位体積重量は 1.69 g/cm³ であり，シールドの土被りは14.70 mである。

5.3. 測定方法

土圧の測定方法は模型実験に用いた方法と同様に垂直土圧はセグメントの中央部に左右2個ずつ計4個のロードセルを取り付け，水平土圧はセグメントの頂部と底部に2個ずつ計4個のロードセルを取り付けて合土圧として測定した。セグメントNo. 832, 833, 834 リングで垂直土圧を， No. 835, 836, 837 リングで水平土圧を測定した。また，ロードセルはカールソン型計器を用いた。

5.4. 測定結果

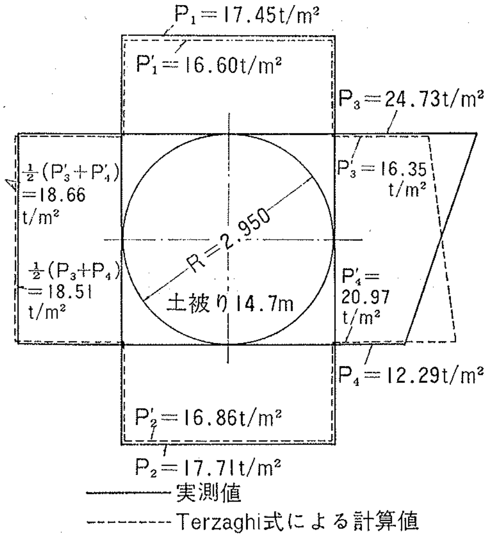
測定された合土圧を模型実験で行なったと同様な方法で土圧分布（p_1, p_2, p_3, p_4）に直し，これら3個所の平均値の経過時間曲線を求めると（図—24）のごとくなる。裏込め注入時に土圧は約30%増加し，その後も約20%の増加を続けている。(図—25)に21日後の測定土圧とデルツアギー式による計算値との比較図を示す。測定土圧は設計土圧の80%であった。

6. まとめ

模型実験に使用した粘土は東京都朝霞浄水場で発生した非常に軟弱な粘土であった。したがってこの実験結果はブラインドシールド工法が採用されるような所で適用する事ができるであろう。実験から得られた結果をまとめて個条書きにすると次のごとくなる。

(1) セグメントに作用した土圧は一般の設計に用いられている土圧の80%であった。

(2) 地表面の沈下はセグメントの真上で最大値を示し左右に向かうにしたがって減少する曲線となり，次式



図—25 土圧実測値(21日後）と Terzaghi 式による計算値との比較

で表わされる理論沈下曲線とほぼ一致した。

$$\eta=(1-\mu^2)\frac{p}{E}\frac{4r_0^2h_0}{h_0^2-r_0^2}\left(1-\frac{x}{2a}\right)^4 e^{\frac{4x}{2a}}$$

(3) セグメントの周囲の土の移動はセグメントの底部に頂点をもつ次式で表わされる二次曲線の内部で起った。

$$y=\frac{D+H}{H^2}x^2$$

(4) セグメントの変形は外筒引き抜き直後にほぼ完了し，セグメントは全体に下がると同時に左右に広がる傾向を示した。

平井町で行った粘性土地盤を対象とする現場測定結果も設計土圧[6]の80%を示した。

第1報[5]と今回の第2報の結果から言える事は，セグメントに作用する真の土圧は砂地盤では設計土圧の20%程度であるが，粘性土地盤では80%程度である。

最後に，現場測定に際しては平井町工事々務所のご協力を載いたものである。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

1) 伊藤富雄：シールド工法における地圧の計算法 建設の機械化 第176号 1964 pp. 2～14

2) 矢野信太郎：シールド工法 鹿島出版会 pp, 209～211

3) K. SZÉCHY: THE ART OF TUNNELLING AKADÉMIAI KIADÓ BUDAPEST 1966 pp. 874～876

4) 粕谷逸雄：岩盤力学④トンネル 土木学会誌 49～4 p. 85

5) 斎藤，内藤，芳賀：シールドセグメントに作用する土圧に関する実験的研究（第1報） 大林組技術研究所報 No. 3, 1966