

枚方シールド実験工事における現場測定

齊藤 二郎
内藤 和章
鈴木 公雄

概要

従来、地下鉄、上下水道、電らんトンネル、地下道の建設は、ほとんど開削工法によっていたが、最近の交通事情、周囲建物、民家への影響などにより、シールド工法が普及するようになった。大林組では、いちはやくシールド工法の重要性を認め、大阪府枚方市において、実験工事を行なった。実験工事の目的は、人力掘削、機械化掘削における掘削能率の検討、覆工、裏込め注入に関する検討、掘削に伴う地盤の動態、覆工に作用する土圧、覆工の応力、変形測定である。

この報告書は、掘削に伴う地盤の動態、一次覆工（セグメント）に作用する土圧、覆工応力、変形の測定結果について述べたものである。

1. 概説

シールド工法の主体は、掘削部であるシールドと、覆工セグメントである。

シールドは、掘削方式により、人力掘削シールド（手掘りシールド）と、機械化掘削シールド（メカニカルシールド）に大別される。また、湧水の有無により、圧気式と、無圧気式とがある。セグメントは、メーカーにより各種の形式、材質のものがあ、それぞれ得失を有している。この実験工事においては、シールドとして、ソ連製下水用メカニカルシールドおよび人力掘削部分圧気式シールドを使用し、セグメントも各種使用した。すなわち、

第1次工事 外径2,560 ソ連製下水用メカニカルシールド、〔(図-1)〕トンネル延長44m、使用セグメントはRC（ホゾ押し込み式）、鋳鋼、スチールコルゲート。

第2次工事 外径3,640、人力掘削部分圧気式シールド、〔(写図-2)〕トンネル延長37m、使用セグメントは、RC（ホゾ埋込み式）、RC（ボルトアッ

プ式）、ダクタイル、スチールコルゲート

である。

実験場所は、大阪府枚方市の現大林組機械工場敷地内である。工期は、第一次工事、昭和39年3月12日～5月19日（セグメント組込み）、第二次工事、昭和39年6月3日～7月30日（同）である。

施工現場の土質を(図-3)に示す。地形は、丘陵地帯で、上部は粘土混り砂層、下部はよく締った粘土層である。地下水位は低く、湧水は皆無に等しい。シールド工法において、重要な点は、周囲の地山を乱して、近接建造物に影響を与えたり、地表面沈下を誘発しないことと、全工費にきわめて大きい割合を占めるセグメントを安全でかつ、安価なものにする点にある。これらの設計、施工上の一資料を得る目的で、次に列記する測定を行なった。

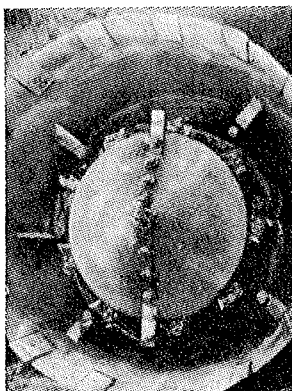


図-1 φ2,560ソ連製下水用メカニカルシールド



図-2 φ3,640部分圧気式人力掘削シールド

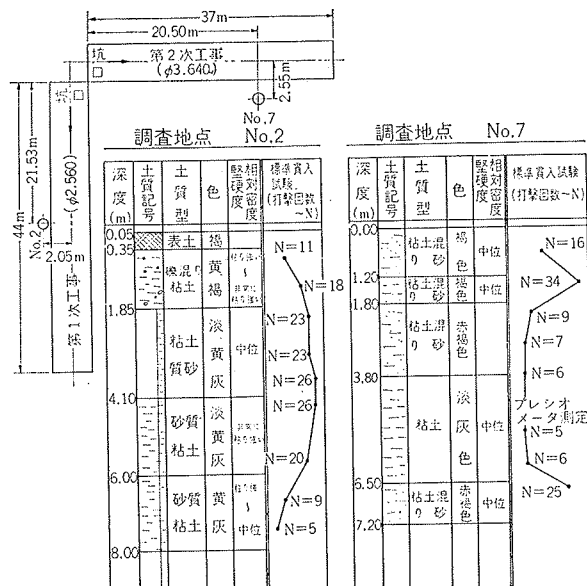
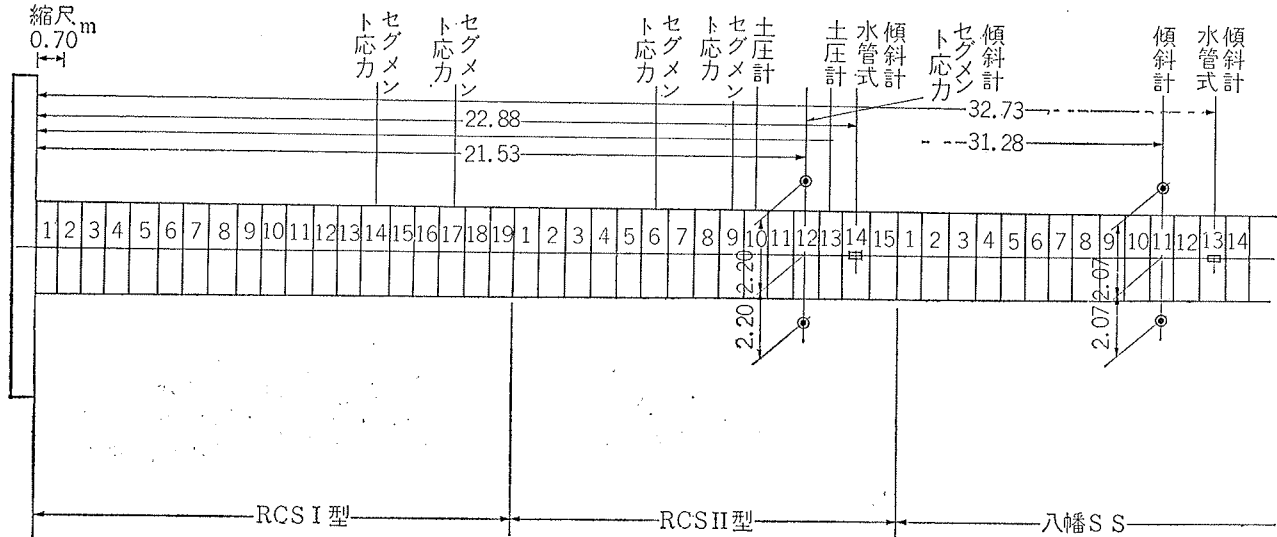
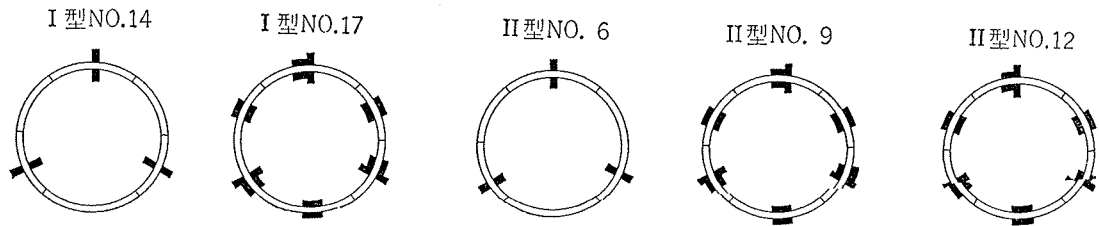


図-3 土質調査結果

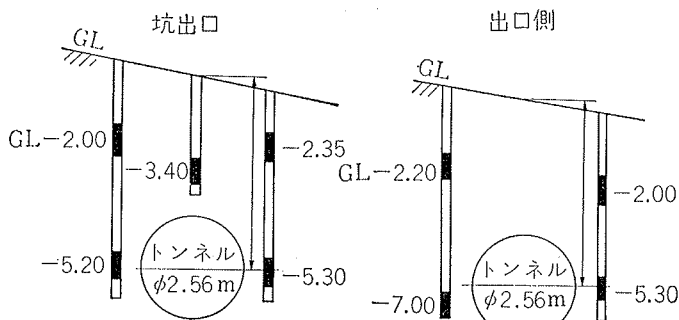
1. 地表面動態（沈下，傾斜）観測
 2. トンネル周囲地盤動態観測
 3. セグメントに作用する土圧測定
 4. セグメントの変形測定
 5. シールド推進ジャッキ圧の後部への影響状態測定
- 次章以下において，これらの測定方法，測定結果について述べる。



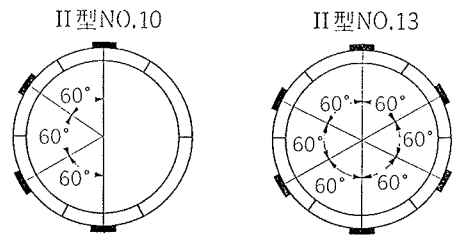
セグメント応力
(ストレインゲージ)



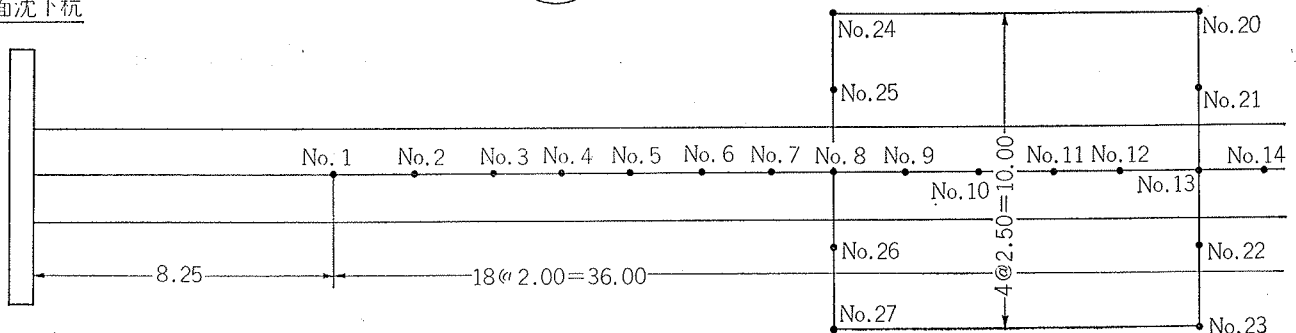
傾斜計



土圧計



表面沈下杭



図一六 第1次実験工事測定位置総合図

2. 第1次工事測定内容および測定結果

第1次工事は、φ 2,560 ソ連下水用メカニカルシールドによる施工であり、これは、シールド直径に比して、回転式カッターの直径が小さくて、カッターで芯抜きした所に、シールドを推進させる形式であるので、余掘がほとんどない特色を有している。〔(図-1) 参照〕

第1次工事の工程図を(図-4)に、トンネル縦断面図を(図-5)に、測定位置総合図を(図-6)に示す。

以下、各測定項目について、測定方法、測定結果について述べる。

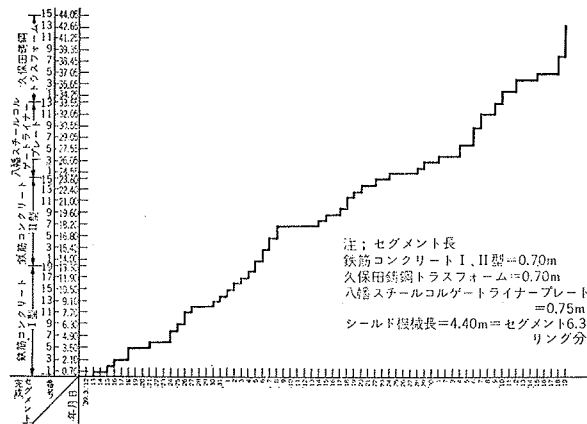


図-4 第1次工事工程図

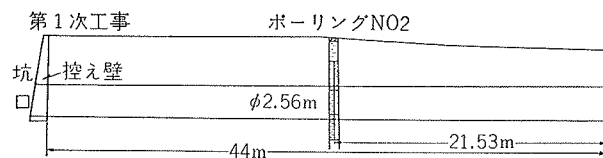


図-5 トンネル縦断面図

2.1. 地表面動態観測

地表面動態は、沈下杭と、水管式傾斜計により測定した。

2.1.1. 地表面沈下測定 測定は、沈下杭を打設して、レベル測量によった。レベルは、盛替えの不要な位置に固定して、誤差の発生を防いだ。沈下杭は(図

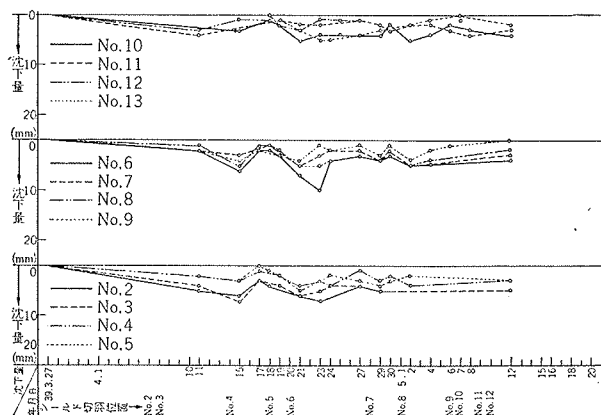


図-7 地表面沈下量測定結果

6) に示したごとく、トンネル中心線上2.00mピッチと、2ヶ所直角方向に分枝を出して2.50mピッチに設置した。

地表面変位測定結果の一部を(図-7)に示す。これによると、沈下量はいずれも10mm以内のわずかな量である。これは、シールドが芯抜き機構であるため余掘がなく、したがって、セグメント裏の肌落ちが少なく、裏込め注入が十分行なわれたためであると考えられる。裏込め注入率は、豆砂利(空隙率33%)68%、モルタル63%、全体で、108.5%であった。

2.1.2. 地表面傾斜量測定 地表面傾斜は、地表面変位を傾斜量として補助的に測定するために行なったものである。水管式傾斜計は(図-8)に示すごとく、コンクリート基礎の上に設置した。測定位置は(図-6)に示したごとく、トンネル中心線上に2ヶ所とし、中心線方向に設置した。

測定結果を(図-9)に示す。これによると、シールド切羽が接近すると、坑口側に傾斜し、通過すると、もとに復する傾向にある。このことは、シールド接近

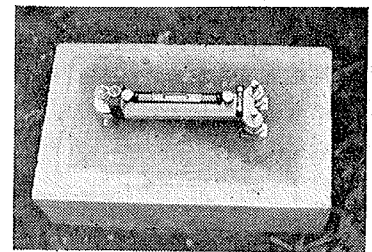


図-8 水管式傾斜計

とともに、地山は押し上げられ、通過後沈下によりもとに復したことを示すが、最大傾斜量で、 $160''=7.75 \times 10^{-4}$ Rad ゆえ変位としては、極微少である。

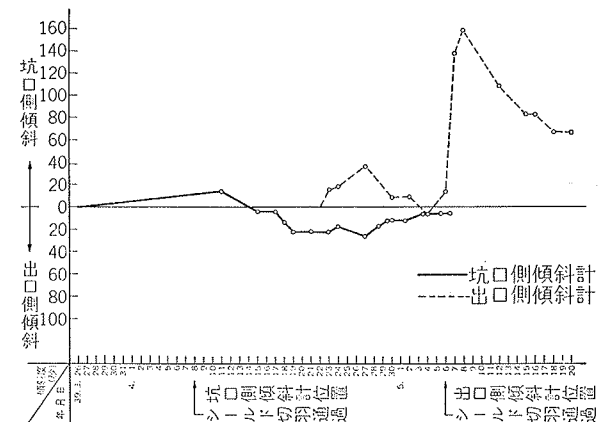


図-9 地表面傾斜量測定結果

2.2. トンネル周囲地盤動態観測

トンネル周囲の地盤動態観測は、地中変位測定となるので、傾斜計により測定した。使用傾斜計は、坂田電機製 SDI-2 型〔(図-10) 参照〕で計測範囲3度、精度±1%である。計器の設置は、まずφ4"程度のボーリングを行ない、(ケーシングはフレキシブルな塩ビパイプを使用)この中に傾斜計を所定の深度、方向を保持しながら挿入し、周囲は、最大径2mm程度

のきれいな砂で充てんし、これを水締めした。地盤に変位が生ずると、それに応じて、ケーシングが歪曲するので傾斜計に傾斜が発生し、これを測定するものである。

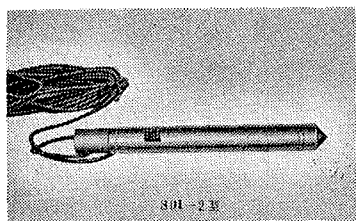


図-10 傾斜計(坂田 SD I-2型)

なお、傾斜計は1台で、直角2方向の傾斜量測定が可能であり、したがって、二次元的測定が可能である。

計器の設置位置

は(図-6)に示した。

測定結果の一部を(図-11-1)、(図-11-2)に示す。(図-11-1)は坑口側の傾斜計の経時変化測定結果である。これによると、シールド切羽が接近すると、急に傾斜を始めている。いま、最大傾斜量が発生したときの、縦断横断方向の地盤の変位量を求めてみると、(図-11-2)のごとくなる。これによると、シールドの側部地盤は、シールド推進により、推進方向および側方に変位している。これは、シールドスキンプレートと地盤間のせん断力がかかなり大きかったことによる

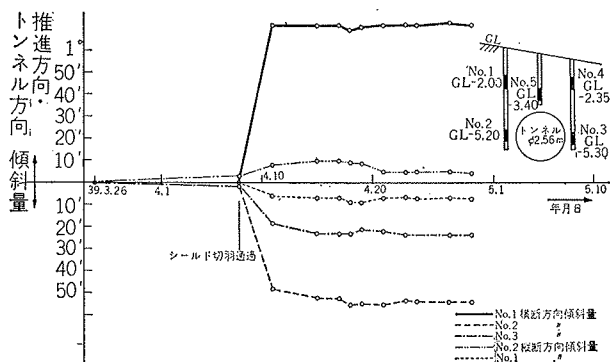


図-11-1 坑口側傾斜計測定結果(経時変化)

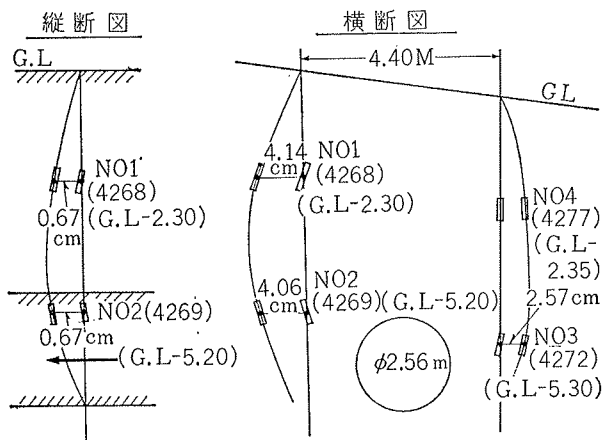


図-11-2 トンネル周囲地盤動態図

と考えられる。

以上のように、余掘のない芯抜型のメカニカルシールドでは、地山を弛めることはなく、むしろ、地山を押し拡げながら推進するものと考えられる。これは、軟弱地盤におけるブラインド工法における地盤の動態

に似ているといえる。

2.3. セグメントに作用する土圧測定

一次覆工セグメントの設計荷重は、土圧による外力とシールドジャッキ推力とである。したがって、セグメントに作用する土圧を正確に把握することが、安全かつ経済的な設計上必要である。

土圧測定は、通常土圧計をセグメントに設置して行なうが、この土圧計によって、真にセグメントに作用する土圧を求めることは、容易なことではない。特にセグメントは裏込め材を通して地山と接触するので、土圧計の受圧面の

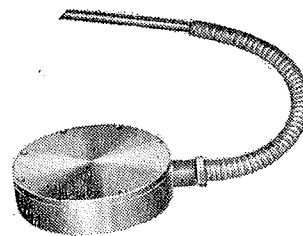


図-12 土圧計(坂田 SPR-156)

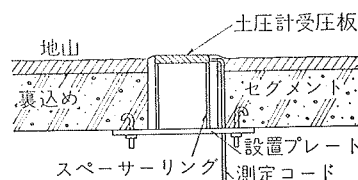


図-13 土圧計設置図

土圧に微妙な変化をもたらすことになる。当実験工事で使用した土圧計は、坂田式 SPR-156 型で〔(図-12) 参照〕直径 156 mm、厚さ 37 mm、測定範囲 0 ~ 3 kg/cm²、受圧面の歪みは、有効直径の 5/10,000、精度 2%、である。土圧計の取付方法は(図-13)に示す方法によった。

土圧計取付セグメントは、RCセグメントである。したがって、セグメント加工時に土圧計挿入可能な直径の穴と、アンカーボルトを埋込んでおき、セグメント組み込み後、土圧計、スペンサーを挿入し、プレートをアンカーボルトに取り付け、セグメントに固定した。

この方法によると、受圧面が直接地山に接してよいのであるが、裏込め材の剛性が、土圧計の剛性に比して小さいので、多少の集中応力が作用する懸念がある。しかし、この集中応力は、初期に発生し、地山の変化に応じて、周囲地山に転嫁し、消滅するものと考えられる。これは、たとえば、切梁荷重の測定における初期値と類似していよう。土圧計の取付位置は(図-6)に示した。

通常、土圧は、経時変化を示すので、長期測定を行なった。測定結果を(図-14)および(図-15)に示す。(図-14)は、土圧の経時変化である。これによると、いずれの土圧計も、初期に大きい値を示し、これがしだいに減衰している。これはやはり、既述のごとく、初期において、集中応力が発生しているが、裏込め注入によりしだいに、これが消滅して、真の土圧に近づいたものと考えられる。したがって、真の土圧は、実測土圧が低減し、落ち着いた時期のものであると考えられる。

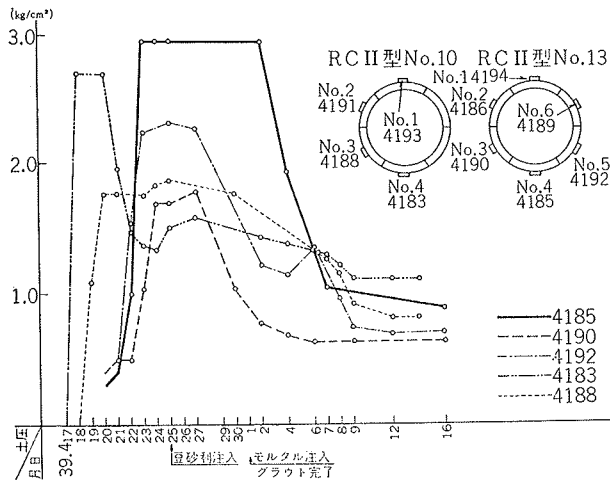


図-14 土圧測定結果

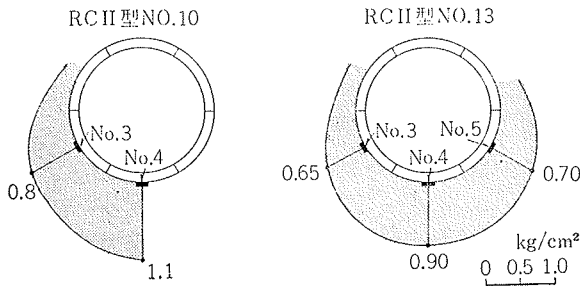


図-15 土圧分布図

この値の分布を図示したものが、(図-15)である。いま、設計土圧を、塑性地山の土圧として、(図-16)のごとく考えると、セグメントに垂直方向の土圧 P_n は、

$$P_n = wh_0 \cos^2 \alpha + kWs \sin^2 \alpha \left\{ h_0 + r(1 - \cos \alpha) \right\} - \frac{\pi}{2} \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2}$$

$$P_n = (wh_0 + \pi g) \cos^2 \alpha + kws \sin^2 \alpha \left\{ h_0 + r(1 - \cos \alpha) \right\} \frac{\pi}{2} \leq \alpha \leq \frac{3\pi}{2}$$

となる。ここに、

w : 土の単位重量 g : セグメント自重 α : 角度
 h_0 : ゆるみ高さ r : セグメント半径 k : 土圧係数
 いま、RC2 II No.10における土圧実測値に対して、上式より算定した値と比較してみる。

$$h_0 = 4.0\text{m (土被り全部)}$$

$$K = 0.7$$

とすると、土の単位重量 W 、セグメント自重 g はそれぞれ

$$w = 1.9\text{t/m}^3$$

$$g = \frac{3.86\text{t}}{2.535\text{m}} = 1.52\text{t/m}^2$$

であるから、土圧計 No. 3, No. 4, 位置 (α はそれぞれ $120^\circ, 180^\circ$) の P_n は、

No.3 で

$$P_n = (1.9 \times 4.0 + 1.52) \cos^2 120^\circ + 0.7 \times 1.9 \times \sin^2 120^\circ \left\{ 4.0 + \frac{2.535}{2} (1 - \cos 120^\circ) \right\}$$

$$= 2.28 + 5.58 = 7.86\text{t/m}^2 = 0.786\text{kg/cm}^2$$

No.4 で同様にして

$$P_n = 9.12\text{t/m}^2 = 0.912\text{kg/cm}^2$$

この値に対して、実測値/計算値の値を求めると、

$$\text{No.3: } 0.8/0.786 = 1.02$$

$$\text{No.4: } 1.1/0.912 = 1.21$$

次に、RC II 型 No.13 リングの実測値について検討すると、実測値/計算値は

$$\text{No.3: } 0.65/0.786 = 0.828$$

$$\text{No.4: } 0.9/0.912 = 0.988$$

$$\text{No.5: } 0.7/0.786 = 0.915$$

以上の検討結果によると、このような浅いトンネルにおいては、地山全域を塑性領域であると考えた設計方法 (ただしこの場合は土圧係数0.7) と、実測値は、かなり良い一致を示すものと考えられる。

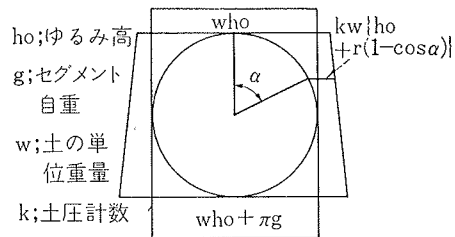


図-16 設計土圧

2.4 シールド推進ジャッキ圧の後部への影響 状態測定

シールド推進時のジャッキ反力は、セグメントである。したがって、推進時には、セグメントには、トンネル軸方向の応力が発生する。しかし、この応力は、セグメントスキムプレートあるいは、裏込め材と地山間のマサツカにより、しだいに低減し、シールドジャッキから、ある程度以上離れたセグメントでは、消滅する考えられる。この低減の様相は、地山の土質、裏込め状態により変化するものである。

このシールドジャッキの影響範囲を理論的に算定するには、せん断力と、変位の関係が明らかでなくてはならず、したがって、理論解析はほとんど不可能であり、実測による以外にない。

さて、セグメント応力の測定はストレンゲージをセグメントの内、外縁に、推進方向に貼付して行なった。測定は、シールドジャッキ作動時に行ない、ジャッキ圧との関連を持たせて行なった。

測定位置を(図-6)に、測定結果の一部を(図-17)に示す。作動ジャッキ圧は、常に一定ではなく、場所により変化する。そこで、ジャッキゲージ 100 (全推力 $16\text{本} \times 16\text{t} = 256\text{t}$ に相当) の推力を標準として、実測値を、全推力が 256t の場合に換算して示したものが(図-17)である。

測定位置は、RC-I 型セグメントであるから、全受圧面積は、

$$3.14 \times \left\{ \left(\frac{2.535}{2} \right)^2 - \left(\frac{2.175}{2} \right)^2 \right\} = 1.335\text{m}^2$$

このときのセグメント応力は、偏心が無いとすると、

$$\frac{256}{1.335} = 192t/m^2 = 19.2kg/cm^2$$

である。

さて、(図-17)によると、セグメント応力は、シールドジャッキ位置が離れるにしたがって減衰し、15リング (=0.7×15=10.5m) 離れると、消滅している。他の測点においても10~15リングで応力は消滅している。従来の、全推力は同一土質に対しては、トンネル断面積に比例するという考え方ののちとって、単位トンネル断面積当りのジャッキ推力影響範囲を算定すると、

$$\frac{10.5m}{3.14 \times \left(\frac{2.535}{2}\right)^2} = 2.08 m^{-1}$$

となる。

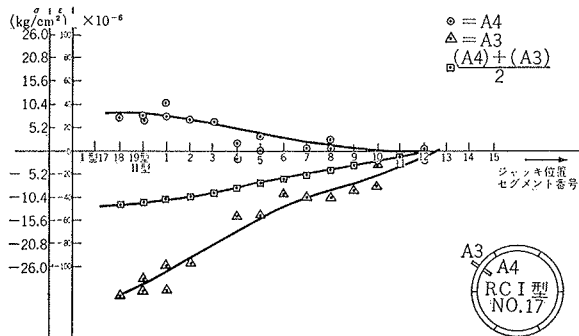


図-17 RCI型NO.17A3およびA4測点応力測定結果

3. 第2次工事測定内容および測定結果

第2次工事は、φ3.640人力掘削部分圧気式シールドによる施工である。これは、第1次工事の芯抜型メカニカルシールドに比して、人力掘削であるから、余

掘りが発生する可能性が多い特色がある。

第2次工事の工程図を(図-18)に、トンネル縦断面図を(図-19)に、測定位置総合図を(図-20)に示す。第2次工事における測定項目は、次のごとくである。

1. 地表面動態観測
2. セグメントに作用する土圧測定
3. 推進ジャッキ圧の後部への影響状態観測
4. セグメント断面歪観測

測定の要旨、方法は、第1次工事の場合と、ほとんど同様である。ただし、2.のセグメント土圧測定は、余掘りが大きく、土圧計受圧面のセグメント外面よりの突出量が多く、かつ、地山の肌落ちのため裏込めが十分まわらないので、下部土圧計には集中応力が発生して、解除されない状態であって、正常な土圧測定がで

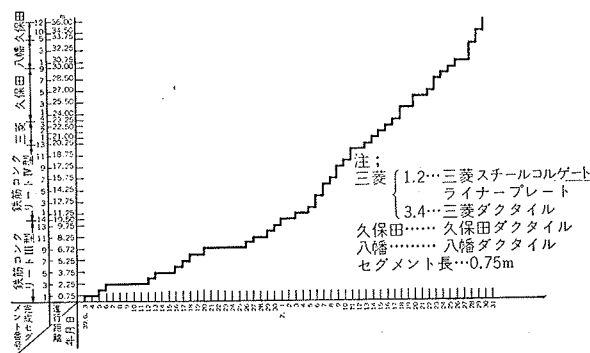


図-18 第2次工事工程図

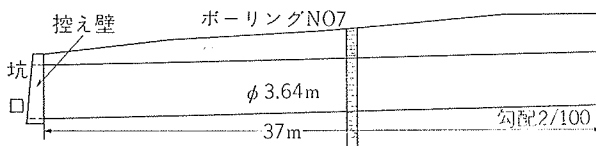


図-19 トンネル縦断面図

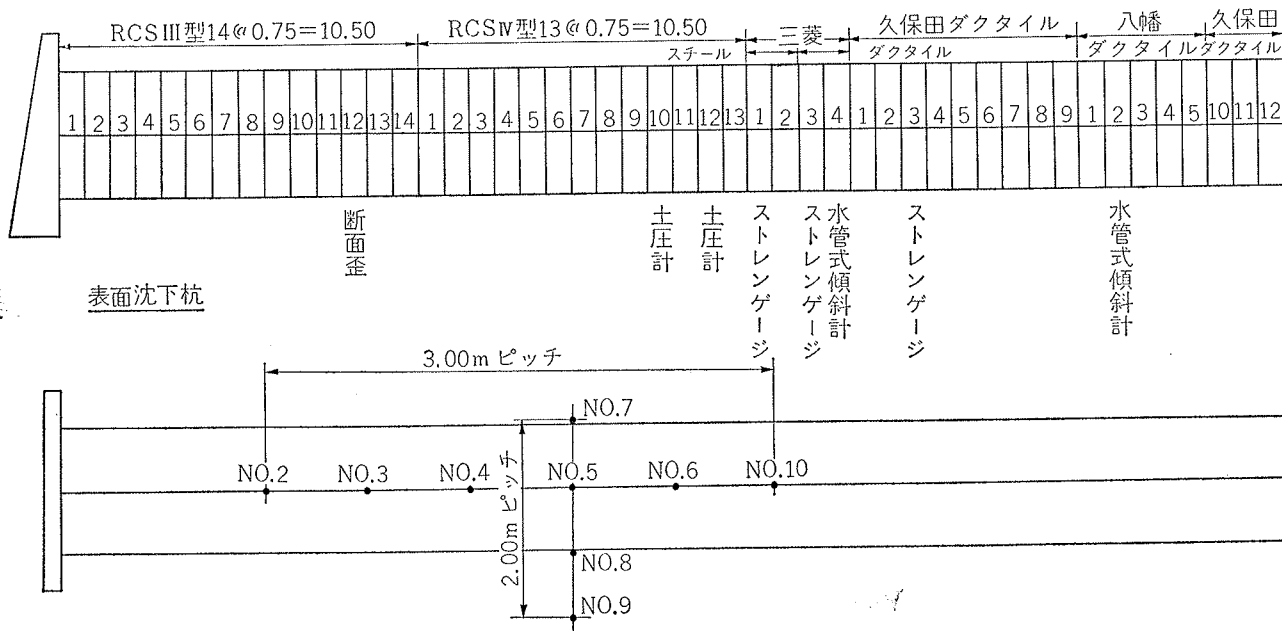


図-20 第2次実験工事測定位置総合図

きなかった。以下、各測定項目について、測定方法の概略、測定結果について述べる。

3.1. 地表面動態観測

第1次工事と同様、沈下杭と水管式傾斜計により測定した。

3.1.1. 地表面沈下測定 測定位置は(図-20)に示した。測定結果を(図-21)に示す。これによると、トンネル中心線上の測点 No.4,5,6,10では、シールド切羽通過時あるいは少し遅れて急激に沈下を始め、一定期間経過後停止している。一方、トンネル中心線上より、2.00m離れた測点No.7,8 および4.00m離れた測点 No.9 ではほとんど沈下していない。

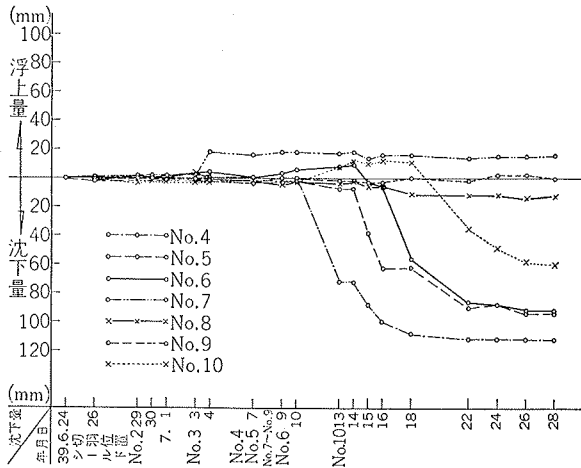


図-21 地表面沈下量測定結果

いま、一つの横断面上にある測点 No.7-5-8-9の沈下量を沈下の停止した6月28日の値についてまとめると(図-22)のごとくなる。これによると、地表面沈下の及ぶ範囲は土被りの大きさによって異なるが、横断方

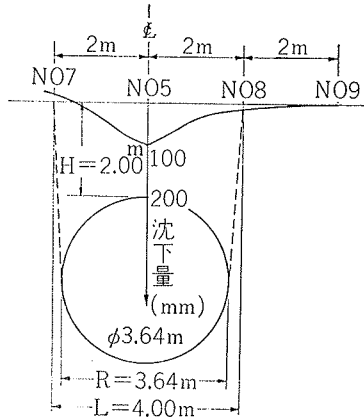


図-22 沈下量横断面図

向には、あまり大きくないものと考えられる。また、最大沈下量は No.4 で112mmである。これはテールクリアランス $2 \times 70\text{mm} = 140\text{mm}$ に対し80%である。

3.1.2. 地表面傾斜測定 測定位置は(図-20)に示した。なお、坑口側のものは事故のため測定不能になった。出口側のものについて測定結果を(図-23)に示す。これによると、シールド切羽が接近するとともにしだいに坑口側に傾斜し、切羽が通過すると、もとの復する傾向にある。このことは、土被りの小さい人力掘削式シールド工事においては、切羽土留めを十分行ない、余掘りもなくし、裏込め注入を十分行なう必

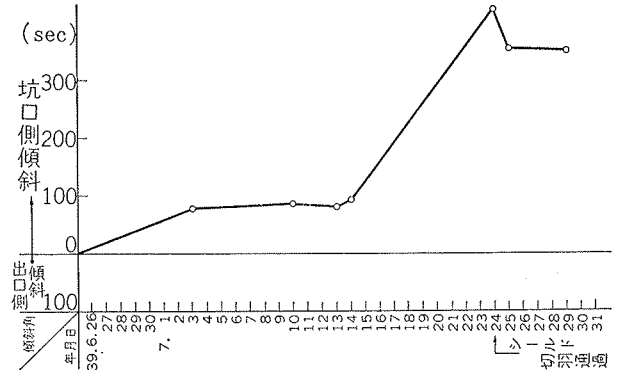


図-23 地表面傾斜量測定結果(出口側)

要があることを示している。

3.3. 推進ジャッキ圧の後部への影響状態観測

第1次工事では、RCセグメントにおいて測定したが、ここでは、スチールセグメントのリップ応力を測定する方法によった。

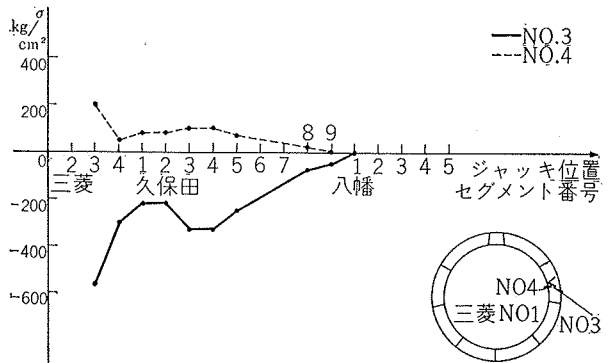


図-24 三菱スチールNO.1セグメント 測点NO.3, NO.4応力測定結果

測定位置を(図-20)に測定結果の一部を(図-24)に示す。全推力は大略 $12 \text{基} \times 10\text{t} = 120\text{t}$ である。(図-24)によると、シールドが離れるにしたがって、リップに働く応力は低減し、13リング=9.75m離れた所で、応力は消滅している。2.4.で行なったと同様に推力の影響範囲を、トンネル断面積で除すと、

$$\frac{9.75}{3.14 \times \left(\frac{3.64}{2}\right)^2} = 0.937\text{m}^{-1}$$

これを2.4.の 2.08m^{-1} と比較すると非常に小さい。これは、人力掘削の場合は、余掘り量が大きく、推力が小さくなったためである。

3.4. セグメント断面歪測定

断面歪測定セグメントは、RC III型で、ジョイントはボルト締結ではなく、ホゾ式である。〔(図-25)参照〕測定は、1mm目盛付伸縮ロッドによった。

トンネル中央に、はジャンボー台車ベルトコンベアが



図-25 ホゾ押込み式セグメント

あるため直径変化の測定は不可能であるので(図-26)に示す方法により三角形の各辺の変化を測定し、この値から、直径変化を算定する方法を採った。この方法によると、断面変形は左右対象であること、測点は二等辺三角形上にあることの二点から、直径変化を算定することができる。

直径変化算定結果を(図-27)に示す。これによると、最大 35mm の変形を生じている。その理由として、セグメントのジョイントの剛性が低いこと、裏込め注入が十分でなかったことがあげられる。

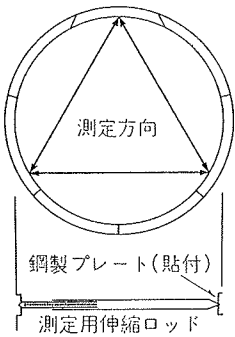


図-26 断面歪測定

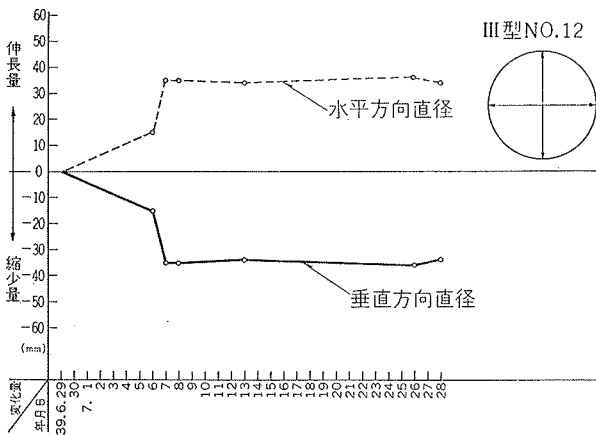


図-27 断面歪測定結果

4. 結論

この実験工事は、土被り4.00m以下の浅いシールド工事である。実験結果によると、芯抜式のメカニカルシールドと、人力掘削シールドでは、様相がかなり異なっている。以上の測定結果をまとめると、次のようになる。

1. 地表面変位は、芯抜式メカニカルシールドではほとんどないが、人力掘削シールドでは、最大 112mm であり、これはテールクリアランスの80%に相当する。しかし、横断方向への沈下の広がり小さい。これは、実験工事ゆえ、最大沈下量の可能性を調査するために切羽土留、余掘り、裏込め注入を最も簡略化して行なったのであるが、実際の工事においては、人力掘削の場合は、これらのことに留意する必要がある。

2. メカニカルシールドでは、シールド周囲の地盤

は周囲へ押し広げられる。このことは、地表面沈下をも防ぎ、切羽の安定性がよいことを示している。なお、この現象は、ブラインド工法におけるものと類似している。

3. セグメントに作用する土圧は、浅いシールド工事においては、塑性地山における通常の設計土圧と大差ない。ただし、鉛直土圧は、土被り全部が作用するとし、この地盤に対しては、土圧係数は、0.7程度であると考えられる。

4. シールドジャッキによる推力は、後方セグメント 10m 程度まで影響して後消滅している。これはセグメントあるいは裏込め材と地山間にせん断力が生じているためであると考えられる。これは、トンネル直径と、全推力により変化するものであり、トンネル単位断面積当りの影響範囲を算定すると、芯抜式メカニカルで 2.08 m^{-1} 人力掘削式で 0.937 m^{-1} である。

5. セグメントの断面歪は、ジョイントの形式、裏込めの程度により異なるが、ホゾ式接手で、裏込め注入が不十分な所で最大 35mm であった。

最後であるが、この実験工事は、土木本部工事部の主催によるものであり、測定に協力いただいた方々に感謝の意を表す。

(以上)