

立坑接合部に適用した免震構造の機能検証実験

IN-SITU TEST CONDUCTED TO VERIFY THE FUNCTION OF A SEISMICALLY ISOLATED TUNNEL APPLIED TO A JUNCTION WITH A VERTICAL SHAFT

運上 茂樹¹⁾・星隈 順一¹⁾・小木曾 繁²⁾・廣瀬 昌俊²⁾・鈴木 猛康³⁾

Shigeki UNJOH, Jun-ichi HOSHIKUMA, Shigeru OGISO, Masahiro HIROSE and Takeyasu SUZUKI

The seismic isolation for underground structures is the system in which a tunnel body is covered by a thin isolation layer consisting of elastic rubber with low shear modulus. It was applied for the first time to a shield-driven tunnel used as a common duct at a junction with a vertical shaft. In order to verify shearing capability of the newly formed isolation structure, an in-situ test was conducted right after its construction. The shear resistance of the isolation layer due to lateral movement of a tunnel body including a shield machine was measured when the tunnel body was pushed toward the cutting face by oil jacks fixed at the shaft wall. As a result, the relationship between reaction force and deformation for the isolation layer revealed that the isolation layer with necessary shear modulus and shearing capability was successfully formed.

Key Words: shield-driven tunnels, vertical shafts, seismic isolation, in-situ test, verification

1. はじめに

本論文で取扱う地下構造物の免震構造は、シールドトンネルではシールド掘進に伴って発生するテールボイドへ液状の免震材を注入・充填して硬化させることにより、開削トンネルでは躯体の外周に配置した型枠へ液状の免震材を打設・硬化させ、あるいは躯体外周面へプレキャストの固形ゴムパネルを接着することにより、構造物と周辺地盤との間に免震層を形成する構造である^{1),2),3)}。立坑等の異なった振動特性を有する構造物とトンネルとの接合部に免震構造を適用する際には、トンネルと周辺地盤との絶縁に加えて構造物躯体とトンネルとの絶縁も必要である。この立坑接合部の免震構造は、機能面では従来技術である可撓セグメントよりも優れ、防水機能を有し、コスト面でも可撓セグメントと同等程度であり、地下構造物の地震対策として有望であることから、建設省中部地方建設局・名古屋国道工事事務所の平成9年度1号中川共同溝工事において、試験フィールド制度を適用した試験工事に採用された。本論文では、試験工事で世界で初めて建設された本免震構造の機能検証を目的として実施された、免震層のトンネル軸方向のせん断反力を測定する現地試験の結果について報告するものである。

-
- 1) 正会員 工学博士 建設省土木研究所耐震技術研究センター 耐震研究室
 - 2) 正会員 建設省中部建設局名古屋国道工事事務所共同溝課
 - 3) 正会員 工学博士 地下構造物の免震技術普及委員会(熊谷組技術研究所土木耐震研究グループ)

2. 免震構造の概要

図-1に発進立坑部の構造概要ならびに立坑接合部の免震構造を模式的に示した。本シールド工事は、泥水シールド工法によって濃尾平野西南部を庄内川を横断して東西に延長1358mに亘って掘進し、共同溝を建設する工事であり、発進部では図のように洪積砂質土層を掘進する。本試験工事では、発進部ならびに到達部の両立坑接合部に免震構造が構築される計画となっている。本論文で対象とするのは、このうち発進側の立坑接合部であり、立坑躯体の外壁より10.5mまでの約11.3mの区間に、せん断弾性係数 0.5N/mm^2 (5kgf/cm^2)のシリコン系免震材を理論テールボイド厚と一致する7cmの免震層厚で

形成することを計画した。なお、本免震構造の設計に当たっては、L2地震動を対象とした免震設計^{3),6)}を適用した。

本試験工事で採用された免震構造は、シリコン系免震材を用いた立坑接合部の免震構造³⁾である。シリコン系免震材は、主材であるシリコンポリマーに増量材としてフライアッシュを重量比1:1で混合したA液に、硬化材であるB液を混合することによって、常温で硬化してゴム弾性体を形成する材料である。B液中に塑性調整材が添加されており、セグメントのグラウトホールからテールボイドへ注入する直前で両液を噴射混合することにより、混合の直後に200P程度まで粘性が上昇して地山を支持するとともに、数時間で硬化する。また、硬化時間は硬化材（触媒）の配合によって調整することができる⁴⁾。

図-2に標準的なシリコン系免震材のせん断弾性係数のひずみ依存性を示すが、拘束圧（トンネル埋設深度）にかかわらず、またひずみに依存することなく、安定したせん断弾性係数を有することを特徴としている⁵⁾。

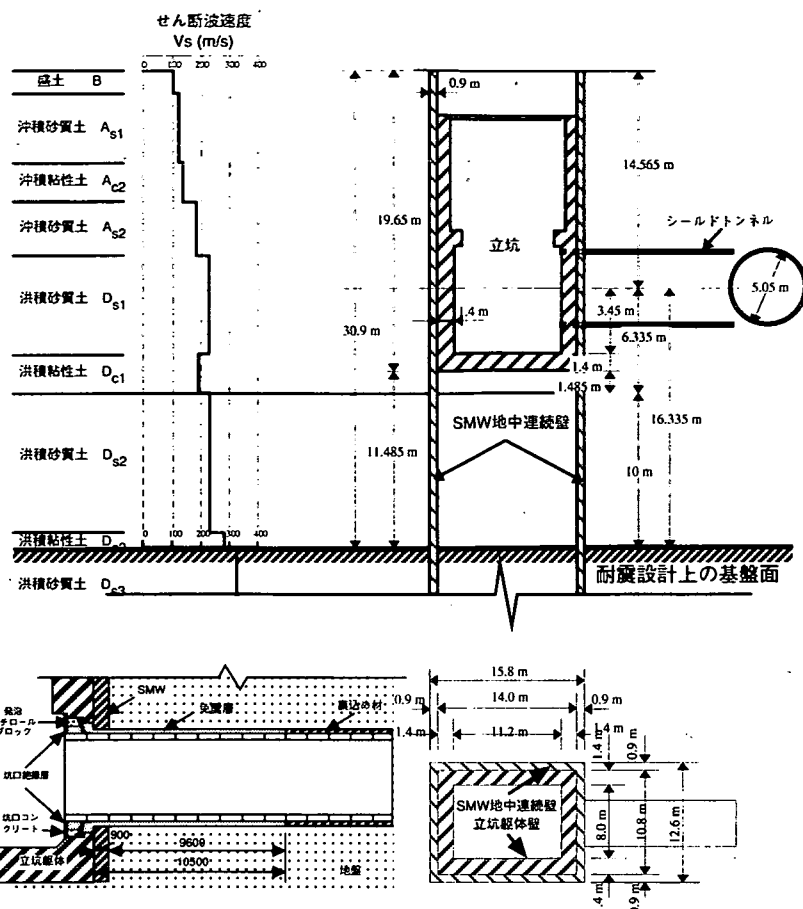


図-1 発進立坑部の構造概要と免震構造

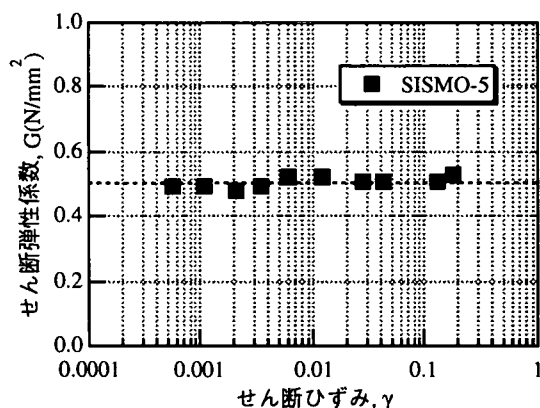
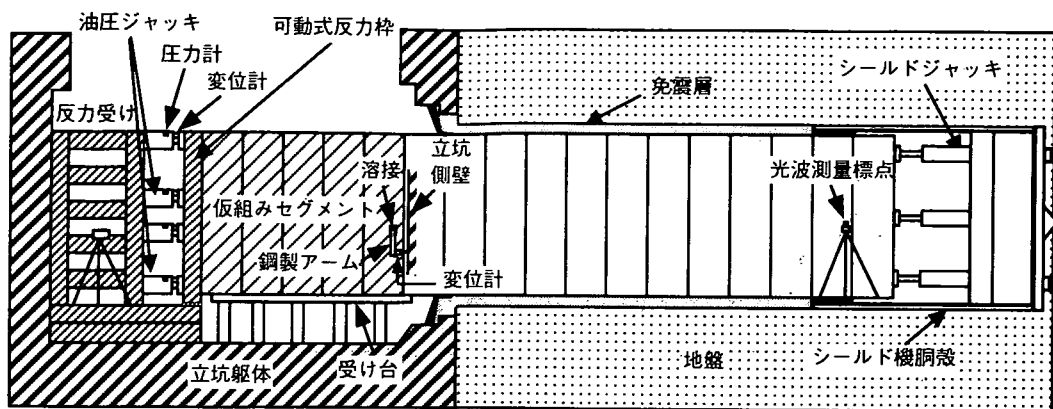


図-2 シリコン系免震材のせん断弾性係数のひずみ依存性



図一 3 免震層のせん断反力測定試験の概要

3. 試験の原理と試験方法

(1) 試験の概要と原理

トンネルを軸方向に強制的に変形させると、トンネル外周のせん断抵抗に相当する反力が発生する。このせん断反力は、外周を軟らかな免震層で覆われた免震シールドトンネルでは、免震層とその外周の地盤のせん断抵抗の和であるから両者の直列ばね構造としてモデル化することができるが、免震層のせん断弾性係数が地盤に比べて1/100程度であれば、地盤を剛体と見なした免震層単体のせん断反力に近似できる。したがって地盤の影響を無視すれば、免震層のせん断ばね定数は、理論的に(1)式によって与えることができる³⁾。

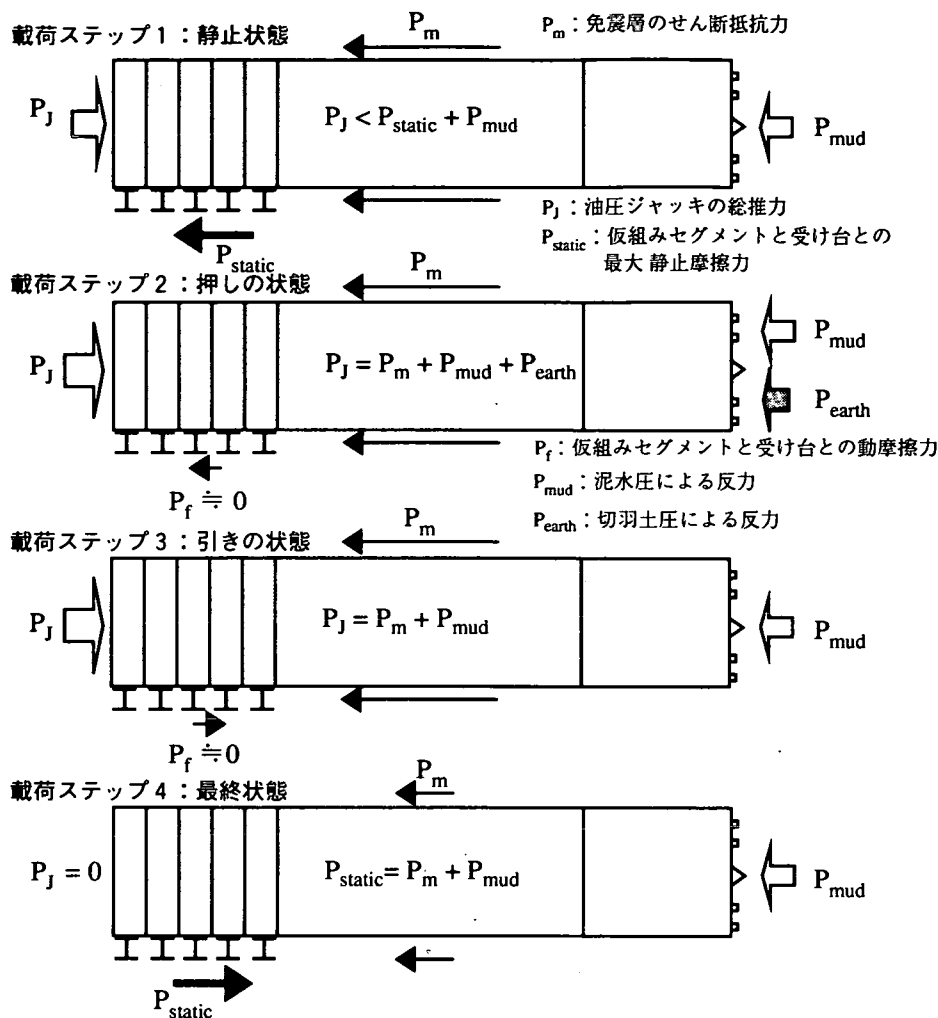
$$K_m = \frac{2\pi G_m L}{\ln \left(\frac{R_m}{R_i} \right)} \quad (1)$$

ここで、 K_m は免震層のせん断ばね定数、 G_m は免震層のせん断弾性係数であり、 L は免震区間長、 R_m は免震層の外径の1/2、 R_i はトンネル外径の1/2である。そこで、(1)式の関係を利用して免震層のせん断ばね定数を推定することを目的として、立坑躯体壁に反力をとって、セグメントを油圧ジャッキを用いてシールド機ごと切羽側へと移動させ、トンネルの軸方向変位とジャッキ推力の関係から免震層のせん断反力を測定することを試みた。なお、本試験は、発進立坑接合部において、免震層の注入が完了して免震構造が構築され、かつ通常のシールド掘進に伴う裏込め注入が行われる前に実施しなければならないため、免震材注入施工の最終日より4日後に実施した。

図一 3 に免震層のせん断反力測定試験を模式的に示した。立坑躯体壁に設置した反力受けは、通常の構造よりも剛性を高めているだけでなく、仮組みセグメントを受ける反力枠が、ボルトの取り外しによって切羽側へとスライドできるような可動構造となっている。反力受けには容量2000kNの8本の油圧ジャッキ設置のための台座が設けてあり、接合部のボルトを取り外し、ここにジャッキを据え付けることにより、反力受けが構造的には可動式反力枠を装備した加力装置となる。

(2) 試験方法

図一 4 は免震層のせん断反力測定試験の荷重ステップにおける力の釣り合いを模式的に示したものである。図一 4 中で P_f は反力受けに設置した油圧ジャッキの総推力、 P_{static} は仮組みセグメントと受け台との摩擦やエントランスにおける摩擦等の最大静止摩擦力を意味する。また、 P_d はセグメント移動時における動摩擦力であるが、50kNの荷重増加を各荷重ステップで徐々に実施する静的荷重であるため、これは小さいと仮定して無視することにし



図ー4 荷重載荷ステップ毎の力のつり合い関係

た。また、シールド機の外周には空隙充填粘土を充填させており、これが滑動材として機能することからシールド機外周のせん断抵抗も無視した。切羽においては、切羽泥水圧による反力 P_{mud} とカッタービットや面板が地山と直接接するあるいは貫入することによってシールド機が受ける土圧が考えられる。ここでは切羽地山が安定し、切羽において土圧と泥水圧がつり合っている状態からの土圧変動分の反力を P_{earth} と定義する。以下に各載荷ステップ毎に力のつり合い状態を、図ー4を用いて説明する。

載荷ステップ1：図に示すように、加力の初期段階ではジャッキ圧 P_J を増加させても、トンネルは動き出すことはない。泥水圧によって切羽土圧が安定した状態である。

載荷ステップ2：仮組みセグメントとセグメント受け台あるいはエントランスにおける摩擦を含めた最大静止摩擦力 P_{static} と P_{mud} の和をジャッキ推力 P_J が超えると、トンネルは移動を開始して免震層のせん断反力 P_m が発生し、図のような力の釣り合いが生じる位置で移動を停止する。このとき、切羽地山よりシールド機が直接受ける土圧は計測できないために不明であり、なおかつ切羽泥水圧の調整を行っているため変動するはずである。すなわちこの段階では、シールド機が切羽側へ押されてカッタービットが地山に食い込んだり、あるいは逆に泥水とともに

土砂が取り込まれたりすると P_{earth} が大きく変動するため、切羽泥水圧 P_{mud} を一定に保持したとしても、シールド機が切羽側から受ける反力 $P_{mud}+P_{earth}$ は一定とはならず変動することになる。 P_{earth} は計測できないため、まずはないものとしてジャッキ推力とトンネル変位の関係を整理し、後ほど考察を加えることとする。

荷重ステップ3：約10mm切羽に向かってトンネルを移動させた後、ジャッキ推力の除荷を行ってトンネルをもとの位置へと戻す段階での力の釣り合いを示したものである。図のように、この段階では切羽からシールド機に作用する荷重は、地山の弾性挙動によって一部地山がトンネル側へと戻されるのを除けば、泥水圧による P_{mud} のみであるので、この挙動を用いて荷重ステップ2の段階における切羽地山の土圧の変動分の反力 P_{earth} を推定することができる。

荷重ステップ4：試験の最終段階であり、仮組みセグメントならびにエントランスにおける静止摩擦力の総和と、泥水圧による切羽反力と免震層のせん断反力の和が一致し、トンネルは初期の位置までではないにしても戻り、ある変位を残留させて静止する。

以上のように約10mmのストロークでトンネルを切羽側へ押し、戻すという履歴をたどるよう、ジャッキ推力を逐次制御することにより、免震層のせん断ばね定数を推定することとした。

4. 加力スケジュールと計測

免震層反力測定試験の加力スケジュールを図-5に模式的に示す。ジャッキ1本当たり50kN、合計400kNの荷重ステップでジャッキ推力を上昇させ、推力上昇に伴うトンネル移動の安定を待ち、次の荷重ステップへと順次移行し、最終的にトンネル変形が10mmに達した段階で、ジャッキ推力の上昇を停止し、除荷（引きの状態）へと切り替えた。一方、除荷のステップに関しても、押しと同様に400kNの荷重ステップでジャッキ推力を除荷し、トンネルの移動が停止するのを待って次の除荷ステップへと順次移行し、最終的にジャッキ推力を0としてトンネルの残留変位を測定した。なお図中の破線は、セグメントに作用する最大静止摩擦力を意味する。ジャッキの操作は立坑中層階において、可動式反力枠を用いた荷重装置が目視できる場所で実施した。写真-1に坑内から見た反力枠と油圧ジャッキの設置状況を示す。

なお、押し、引きの状態ともに、切羽泥水圧は一定値0.15MPa（泥水圧による切羽反力3200kNに相当）となるよう自動調整を

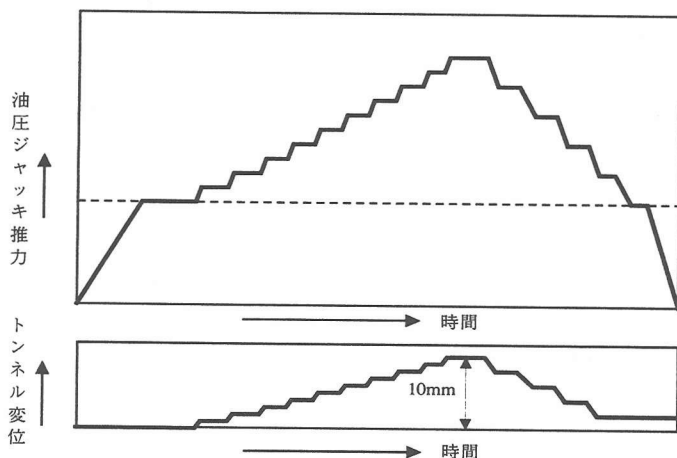


図-5 免震層せん断反力測定試験の加力計画概念図

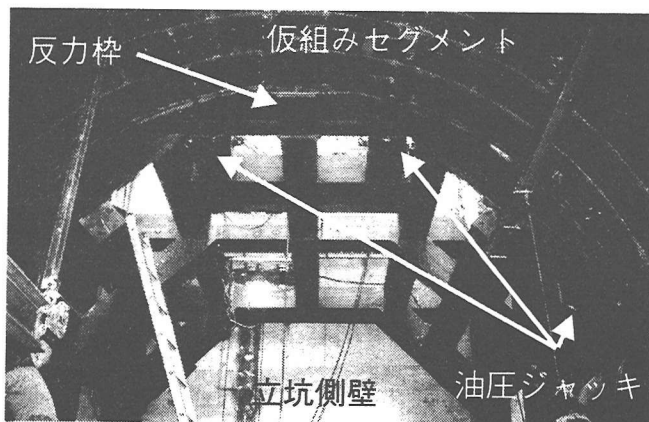


写真-1 試験実施状況

行ったが、押しでは一時的ではあるが最大0.166MPaまで切羽泥水圧の急上昇があり、泥水圧の安定に時間を要したのに対して、引きでは切羽泥水圧はほぼ0.15MPaで変化することなく安定したため、押しに対して引きの状態での荷重時間が短くなった。なお、実験中は泥水は常時ポンプで還流させており、切羽泥水圧が0.15MPaとなるように自動運転で制御しているが、上記のように切羽泥水圧が急上昇して自動運転では調整に多大な時間を要する場合には、マニュアル運転にて制御を行った。

油圧ジャッキの挙動については、8本の油圧ジャッキすべてに圧力計と変位計を取付け、油圧とストロークを計測した（写真-2、図-3）。一方、セグメントと立坑との相対変位については、坑口において仮組みセグメントの左右斜め下45°位置に鋼製アームを溶接にて取付け、この鋼製アームに変位計を設置することにより計測を行った（写真-3、図-3）。中央制御室において切羽泥水圧を監視し、またもっとも切羽よりのセグメントリング位置と立坑との相対距離を、立坑内に固定した光波測

量を用いて測定した（図-3）。これらの計測情報は、立坑中層階でデジタル表示させてジャッキ操作の判断資料とし、また、地上部に設置した計測車ではモニターしながらデータの収録を行った。

5. 試験結果

坑口におけるトンネルと立坑躯体壁との軸方向相対変位と反力棒にセットした8本のジャッキ推力の総和 P_j の関係について、試験結果を図-6にまとめた。荷重履歴を図のⅠ～Ⅴの5つの段階に分類し、免震層のせん断ばね定数決定に至る根拠を説明する。

まず、第Ⅰの荷重段階では、加力の初期段階から変形が生じているが、これは反力棒の上部のみが撓んで反力受けとの間に相対変位が発生しているが、まだ下部は反力受けが受け台と密着しており、ジャッキを介することなく直接立坑から反力をとっている状態と推定される。図中Aの位置では、一旦ジャッキ圧が低下しているが、このとき初めて仮組セグメントと受台との摩擦が切れ、セグメント全体が受台から動き出すとともに、油圧ジャッキが全面的に仮組セグメントと立坑躯体壁との間ですべての荷重を引継いだ段階と判断される。

次の第Ⅱの荷重段階では、ジャッキ推力の上昇とともにトンネル軸方向変位が増加し、また切羽泥水圧が上昇した。変位約3.3mmのBの位置で一旦ジャッキ推力の低下が認められるが、これは切羽泥水圧が一気に0.15MPaか

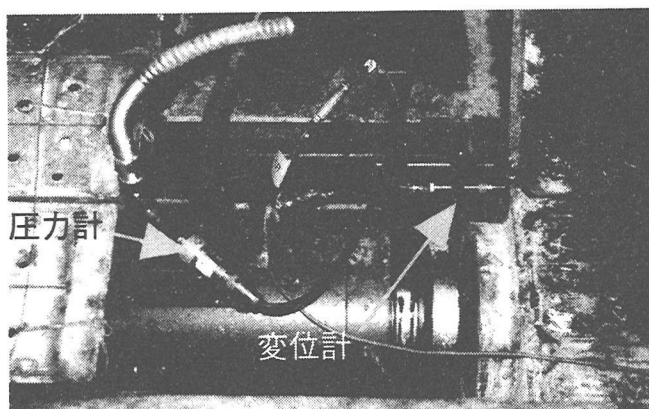


写真-2 油圧ジャッキの圧力とストロークの計測

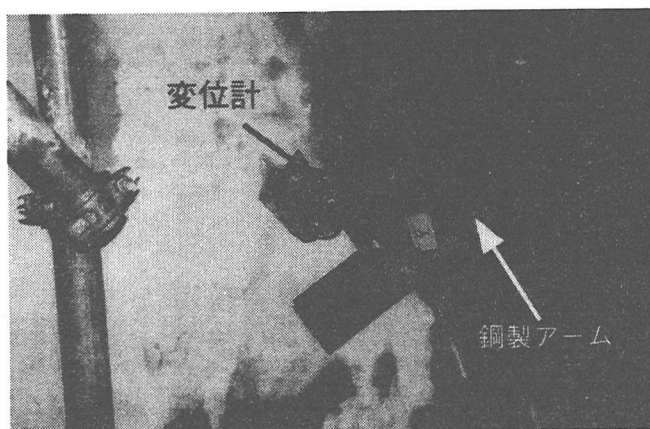


写真-3 セグメントと立坑側壁の相対変位の計測

ら0.16MPaまで急上昇したため、泥水圧の減圧調整をマニュアルで行ったためである。この段階よりジャッキ圧の増加が直接泥水圧の急激な上昇を招くようになり、切羽泥水圧調整に時間を要するようになった。

次に第Ⅲの載荷段階では、ジャッキ圧の上昇とともに切羽泥水圧が急上昇するだけでなく、切羽泥水圧の調整によって、例えばCの位置に見られるように、1荷重ステップで3mmもの大きなトンネル変位が進行している。前述のように、図-6の縦軸はジャッキ推力であり、また切羽泥水圧は一定に保持するよう調整を行っているが、切羽における面板やカッタービットと地山との接触面では、直接土圧がシールド機に反力として作用している。切羽泥水圧の減圧調整幅は最大のケースでも0.166MPaから0.15MPaまでで、切羽全体での反力低下は400kN程度にすぎず、3mmものトンネル移動を促進するオーダーではない。したがって、この段階では、切羽土圧に大きな変動が生じ、例えば切羽泥水の減圧過程で切羽土砂がチャンバー内に取込まれ、受働土圧から主働土圧側へと切羽土圧が移行することによって P_{earth} が負となり、 P_0 の上昇と見掛け上同様な力学条件が生じたと推定される。

次の第Ⅳの載荷段階は、Dの位置から油圧ジャッキ推力を除荷しているものの、トンネルが立坑側へ戻ることなく停止している状態である。立坑に向かってトンネル全体が移動を開始するためには、仮組みセグメントと受け台との間の最大静止摩擦力を超えるだけの除荷が必要とされるが、ジャッキ推力の変動のみで見ると、1000kN程度除荷したEの位置で、トンネルは立坑側へと移動を開始している。

第Ⅴの載荷段階では、Eの位置より除荷とともに載荷時と比べればより線形的にトンネルが移動している。トンネルは最終的にジャッキ推力0でも元の位置には戻らず、1.57mmの変位を残置させFの位置で移動を停止した。

これらの試験結果より、以下のように免震層のせん断ばね定数ならびにせん断弾性係数を推定した。まずFの位置でのトンネル残留変位を δ (cm) とし、免震層のせん断ばね定数を K_m (kN/cm)、仮組みセグメントの最大静止摩擦力を P_{static} 、切羽泥水圧による切羽反力を P_{mud} とし、静止状態では切羽土圧 P_{earth} は泥水圧とバランスがとれているので無視できるとすれば、以下の釣り合い式が成立する。

$$K_m \times \delta + P_{mud} = P_{static} \quad (2)$$

残留変位 $\delta=0.157$ cmより、最大静止摩擦力は $P_{mud}=3200$ kNと(0.157cmのせん断変形に相当する免震層の反力)の和とつり合っていると考えることができる。次に、Aの位置を、反力枠からセグメントが完全に離れてジャッキ推力が静止摩擦力をちょうど超えた時点と考えると、最大静止摩擦力 $P_{static}=4570$ kNとなり、上式にこれら数値を入れると、 K_m は以下のように8730(kN/cm)と算定される。

$$K_m = \frac{4570 - 3200}{0.157} = 8730 \quad (3)$$

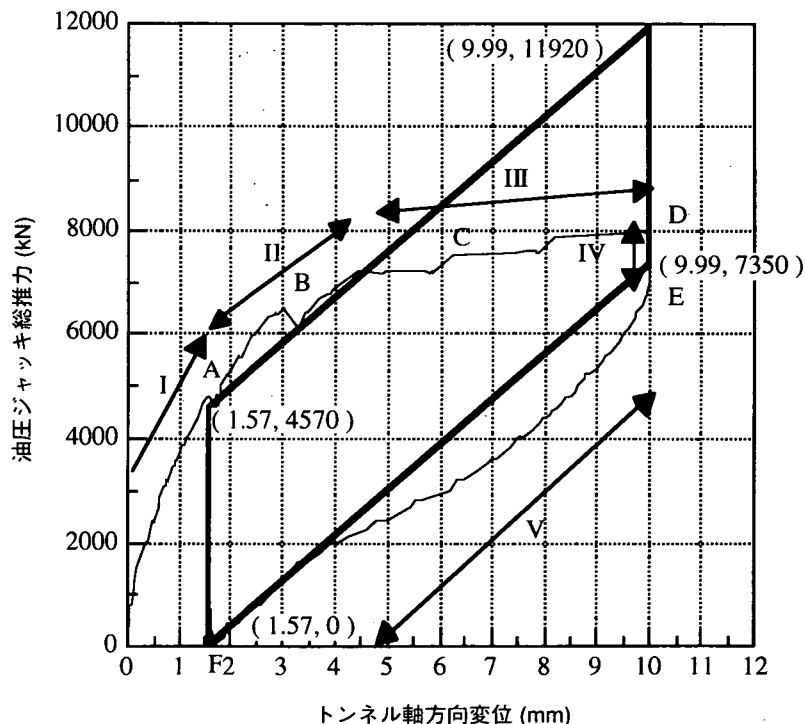


図-6 油圧ジャッキ推力とトンネル軸方向変位に関する実験結果

6. 考察

$P_{static}=4570\text{kN}$ 、 $K_m=8730\text{kN/cm}$ とし、さらに切羽における反力 $P_{mod}+P_{carb}$ を一定と仮定したときのジャッキ推力とトンネル軸方向変位の履歴関係を、図-6中に太い実線で示した。押しの状態では、第Ⅱの荷重段階では太線は実際の履歴とほぼ同じ傾きを有するが、第Ⅲの荷重段階では両者の差は大きく、Cの位置ではトータルで約一3000kNの P_{carb} の発生が推定される。一方除荷時については、初期段階は切羽土圧がまだ受働土圧状態であるが、これが徐々に静止土圧へと移行して第Ⅴ段階の後半では静止土圧に一致し、太線と実際の挙動が一致すると考えれば理解できる。以上のように、除荷時にほぼ直線的な荷重～変位関係が得られたことから、トンネル外周の免震層による弾性的な反発挙動が確認されたこと、また、そのばね定数 K_m が8730kN/cmであることがわかった。

平均的な免震材の注入率が120%程度であることから、この注入率に相当する免震層厚を8cmと推定すれば、免震層のせん断弾性係数 $G=0.5\text{N/mm}^2$ に相当する免震層のせん断ばね定数の理論値は(1)式より11380kN/cmとなる。これに対して実測された免震層のせん断ばね定数は8730kN/cmであることから、免震層のせん断弾性係数は 0.383N/mm^2 となる。免震層は形成されてから4日から3週間程度であり、最終物性となる1ヶ月には達していない。試験施工に先立って実施された免震材の硬化確認実験によれば、材令1ヶ月で硬度32度($G=0.4\sim0.45\text{N/mm}^2$ に相当)であった。注入時にサンプリングされた免震材の実験時の材令における平均硬度がほぼ28度($G=0.35\sim0.4\text{N/mm}^2$)であることから、得られた免震層のせん断ばね定数ならびにせん断弾性係数は妥当な数値と言える。

7. まとめ

発進立坑部におけるシールドトンネル免震構造の機能検証を目的として、免震層の反力測定試験を実施した。その結果、除荷時にジャッキ推力と線形関係をもってトンネルが引き戻される弾性反発挙動が得られたこと、ならびに妥当な免震層のせん断弾性係数が得られたことより、施工された免震構造は目標とした機能を有して構築されていることが検証された。

なお、本免震構造の試験施工の実施に当たって、間・佐藤特定建設工事共同企業体中川シールド作業所の皆様に絶大なるご協力を賜りました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所他：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その1）、共同研究報告書 整理番号154号、1996.11.
- 2) 建設省土木研究所他：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その2）、共同研究報告書 整理番号192号、1997.12.
- 3) 建設省土木研究所他：地下構造物の免震設計に適用する免震材の開発に関する共同研究報告書（その3）—地下構造物の免震設計法マニュアル（案）—、共同研究報告書 整理番号211号、1998.9.
- 4) 小林正宏、粕田金一、鈴木猛康、岡本達也、池野正行、福田健：シリコン系免震材によるシールドトンネルの免震施工について、第32回地盤工学研究発表会、pp.2093-2095,1997.
- 5) 鈴木猛康、粕田金一、小林正宏、池野正行、福田健、田中耕一：トンネル免震施工に用いるシリコン系免震材の動的物性、第32回地盤工学研究発表会、pp.2095-2096, 1997.
- 6) 運上茂樹、星隈順一、鈴木猛康、田中努：地下構造物の免震構造と免震設計、第6回トンネル工学研究発表会論文・報告集、Vol.8, pp.31-38, 1998.