



シールドトンネル立坑接合部に対する免震構造

運上茂樹* 小木曾 繁**
 廣瀬昌俊*** 鈴木猛康****

1. はじめに

1995年1月の兵庫県南部地震では、従来耐震性に富んでいると言われていた地下構造物にも被害が発生し、一部には神戸高速鉄道・大開駅の崩壊のように、被害が甚大なものも認められた。大地震が発生した際には、被災地における通信、電気、ガス、水道などのライフライン供給の確保が不可欠であり、これらを地下に集積した代表的な地下ライフラインである共同溝の大地震に対する安全性の確保が肝要である。さらに、地下構造物の耐震性能の向上が求められる一方で、建設工事のコスト縮減が社会的な大きな課題である。

このような背景のもとで、従来技術よりも地下構造物の耐震性能を向上させるとともに、建設コスト縮減も実現可能な新技術として、地下構造物に対する「免震技術」を建設省土木研究所と(財)土木研究センターならびに民間17社が共同研究によって開発した^{1)~3)}。

今回開発した地下構造物の免震構造とは、地下構造物の外周に軟らかな免震層を配置し、地下構造物を周辺地盤の変形から絶縁することにより、地震の影響を大幅に低減できる構造である。図-1に免震構造の概念図を示す。地下構造物の免震機構は、主として下記の4項目に分類される。

- ① 周辺地盤からトンネル構造物への地震時ひずみ伝達の遮断。
- ② 免震区間におけるトンネルひずみの平滑化(縦断方向)。
- ③ 矩形断面トンネルのコーナー部に集中する断面力の分散(横断方向)。
- ④ 坑口における立坑躯体とトンネルの絶縁と免震区

*建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室室長

** " 中部建設局名古屋国道工事事務所共同溝課課長

*** " " " " 計画係係長

****地下構造物の免震技術普及委員会委員長(熊谷組技術研究所土木耐震研究グループ副部長)

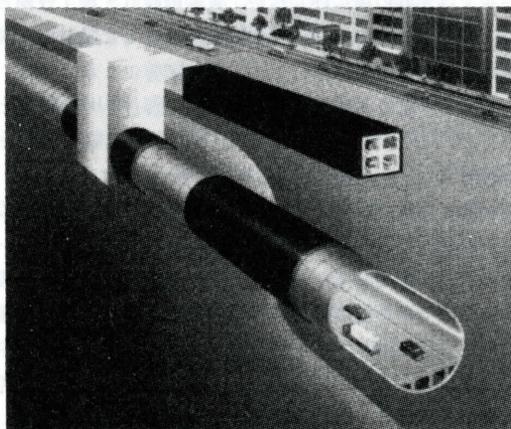


図-1 地下構造物の免震構造

間におけるトンネルひずみの平滑化(立坑接合部)。

このような機構を可能とする免震層の要求性能を力学特性、施工性の両面から検討し、これにもとづいて免震材の開発を行った。開発にあたり、免震材の力学特性や耐久性などの確認試験に加え、免震材注入システム試作による施工性確認試験や実トンネルを対象とした現場注入の実証試験を実施した。また、シールドトンネルの免震構造の施工法開発では、地盤条件急変部だけではなく、構造急変部である立坑接合部の免震構造ならびにその施工法を具体的に提案している。これら共同研究の成果である地下構造物の免震構造の設計・施工法については、「地下構造物の免震設計法マニュアル(案)」として平成10年9月に刊行している³⁾。

共同研究では、①地盤条件急変部の縦断方向、②矩形断面の横断面変形時、③立坑接合部における縦断方向、に対して免震構造の適用が効果的であることが明らかにされたが、その中でも費用対効果の観点からシールドトンネル立坑接合部における免震構造がもっとも有望と評価された。

従来、シールドトンネルの立坑接合部の地震対策は、可撓セグメントの採用が一般的であった。可撓セグメン

トとは、特殊な1セグメントリングで、その周辺のトンネルに発生したひずみを集中して吸収する構造となっている。しかし、可撓セグメントの設置位置に局部的に集中するトンネルひずみの吸収には対応できるが、その効果は一般的に比較的狭い範囲に限られる。これに対して立坑とセグメントを免震層で絶縁するとともに、立坑から10m程度のもっとも地盤ひずみが集中する範囲に免震層を設けると、構造上の急変部と地盤ひずみ集中部の両方からの絶縁が図れるため、短い免震区間で効果的なトンネル断面力低減を達成できる⁴⁾。

上記のように地下構造物の免震構造は、研究開発のレベルでは完成の域に達したが、実際の設計・施工技術として確立するためには、実現場を対象とした設計と試験施工が不可欠である。

平成9年度1号中川共同溝工事(以下、中川共同溝と称す)の立坑接合部では、当初L1地震動を対象とした耐震設計を行い、立坑接合部の発進部に可撓セグメント、到達部に可とう性継手の採用を計画していた。今回建設省中部地方建設局名古屋国道工事事務所では、試験フィールド制度を適用して、設計面では1ランク上のL2地震動に対応できる耐震性能を与え、施工面では工法の現場適用性や施工コストの確認を目的として、本免震技術を平成9年度1号中川共同溝工事に採用した。なお、本免震構造の採用は、世界で初めての試みである。

本稿では、まず中川共同溝の発進立坑部に上記マニュアル(案)を適用した免震設計の概要を示す。次に、中川共同溝で実施した免震構造の試験施工概要を報告する。最後に、本立坑接合部の免震機能の検証を目的として実施した現地試験について述べ、本新技術の有効性を明らかにするものである。

2. 立坑接合部の免震設計

2-1 立坑接合部の免震設計法

立坑接合部の免震構造では、効果的な免震区間長は立坑よりせいぜい10~20m程度であり⁵⁾、この局所的な地盤の地震時挙動は、立坑とその周辺地盤の地震時挙動に支配される。また、解析においては立坑躯体とトンネルとの絶縁構造も適確にモデル化する必要がある。このような局所的かつ3次元的な現象を梁ばねモデルで再現するのは困難であることから、免震設計では立坑とその周辺地盤という局所的な領域に、軸対称FEMモデルや3次元FEM簡易モデルといった有限要素法を用いた部分系の解析手法を採用している。立坑接合部の免震構造では、立坑躯体とトンネル間にも免震層(あるいは絶縁層)が形成されるため、曲げ変形に対する両者の接合条件はピン結合と見なせる状態となる。そのため、立坑とトン

ネルの接合面に集中するトンネル軸直角方向の地盤変形に起因する水平方向の曲げ変形、ならびに立坑のロッキング振動に起因する鉛直方向の曲げ変形に伴って発生するトンネルの軸ひずみはともに、接合面では0に近似できることが確認されている⁶⁾。そこで、立坑接合部の免震設計では、トンネル軸方向に対して安全性を照査すればよいこととされた。ただし、有限要素法による詳細モデルを採用するが、地震時地盤慣性力を要素節点に静的に載荷する静的解析にもとづいており、動的解析を行う必要はない。

中川共同溝の免震設計では、軸対称FEMモデル⁷⁾を採用した。図-2に軸対称FEMモデルの概念を模式的に示した。本モデルでは、図のようにトンネル内周から表層地盤の基盤までを軸対称有限要素でモデル化した。本モデルは、地盤慣性力の鉛直方向分布の取り扱いが勿論のこと、地震荷重とトンネルの軸方向変位の関係が地表面~基盤で構成される実地盤における関係と一致するように節点荷重を補正することによって、2次元解析でありながら3次元のトンネルと地盤との相互作用の取り扱いを近似的に可能としたものである。

立坑接合部では、立坑の取り扱いを可能とするために、トンネルと接合される立坑躯体壁を、無限に連続するせん断剛性が等価な壁としてモデル化している。図-3に壁のせん断弾性係数のモデル化を示した。立坑は、実構造物と同じ壁厚 t と幅 w を有し、立坑と等価なせん断剛性(GA)を有する壁としてモデル化する。等価なせん断剛性壁が図のように一様な物性を有するとすれば、壁のせん断弾性係数 $G_{w,eq}$ は、深さ方向の平均値として(1)式で与えることができる。

$$G_{w,eq} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (GA) V_i \cdot L_i / A_w \cdot H_c \quad (1)$$

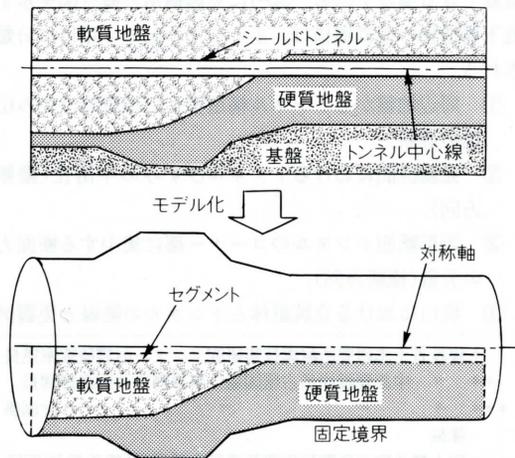


図-2 軸対称モデルによる表層地盤とトンネルのモデル化

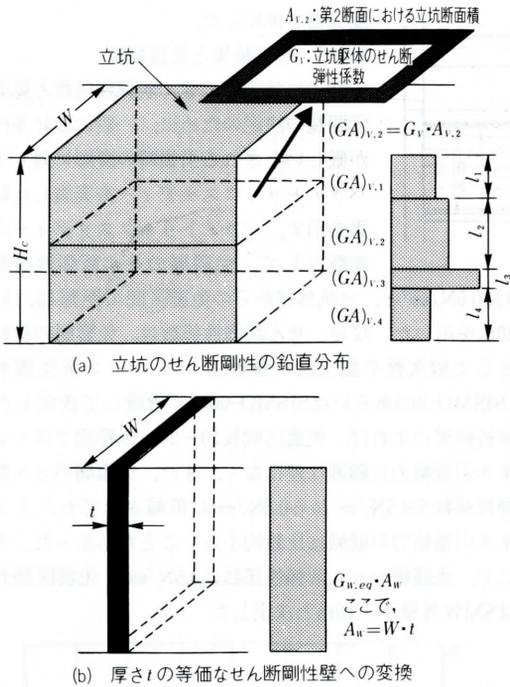


図-3 軸対称FEMモデルによる立坑のモデル化

なお、軸対称FEMモデルは、3次元有限要素解析の良い近似を与えることが検証されている⁷⁾。

2-2 免震設計の概要

2-2-1 表層地盤と構造物の条件

発進立坑部における表層地盤構造ならびに立坑とトンネルの位置関係を図-4に示す。立坑の底板は洪積粘性土層にあり、その周囲のSMW地中連続壁は深さ約40mにわたって洪積砂質土層まで到達している。地震入力基盤ならびに本設計における軸対称FEMモデルの基盤は、図中の深さ30.9mにある洪積砂質土Ds₃層(V_s=320m/s)の上面とした。図中には、併せて表層地盤の微小ひずみ時の動的物性値も示した。

立坑は図-4上方に示した平面形状を呈しており、外寸法が幅14m、奥行き10.8mのRC製の躯体構造である。壁厚は深度によって多少異なり、また間仕切り壁などが存在するが、これらを考慮しても全体のせん断剛性にはさほど影響しないため、本検討においては壁厚1.4mで一定の箱形構造とした。軸対称FEMモデルを用いた立坑のモデル化においては、立坑躯体のみならず、SMWで構築され

る地中連続壁も立坑の一部としてモデル化する。

検討の対象とするトンネルは、泥水加圧シールド工法(シールド機外径5,190mm)で構築された外径5,050mm、セグメント厚250mmのRCセグメント製のシールドトンネルであり、リング間継手には長尺ボルトが採用されている。本検討では、シールドトンネルの引張剛性のモデル化に際しては、セグメントのばねとリング継手のばねの直列ばねから算定した等価引張剛性を用いた。一方、圧縮剛性としては、セグメントのコンクリートの圧縮剛性を用いた。

シールド機外径が5,190mmであることから、免震層厚はテールボイド厚と同じ7cmとした。図-5にメッシュ分割を示す。なお、軸対称FEMモデルにおけるシールドトンネルの要素物性として、引張変形時、圧縮変形時にはそれぞれ等価引張剛性と圧縮剛性に相当するヤング率を与えた。

シールドトンネルの地震時安全性照査は、引張変形時はリング継手の許容目開き量(2mm)ならびに継手ボルトの降伏応力(940N/mm²)の両面から、圧縮変形時はセグメントの許容圧縮応力(24N/mm²)により行った。

2-2-2 入力地震動と地盤慣性力

入力地震動としては、L2地震動を対象とし、道路橋

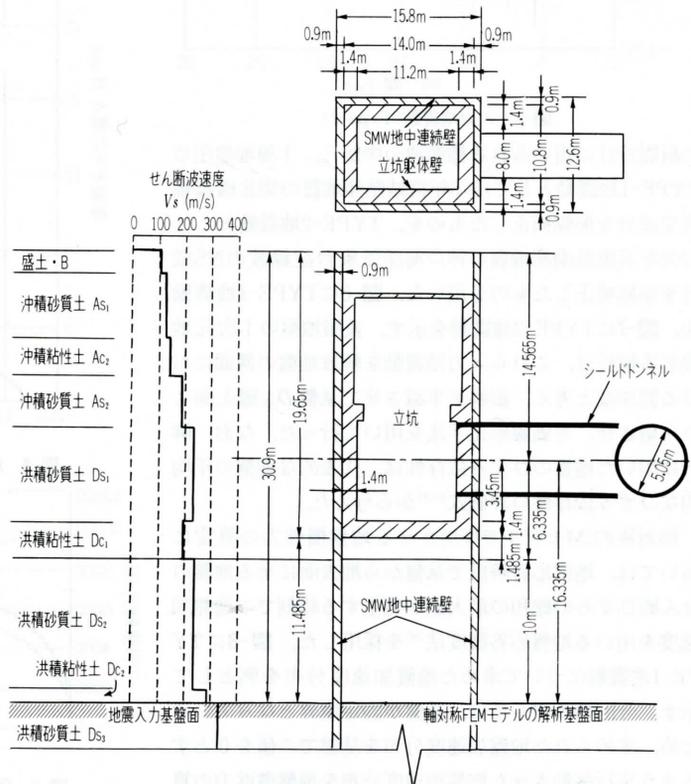


図-4 発進側立坑部の表層地盤構造および立坑、トンネルの配置

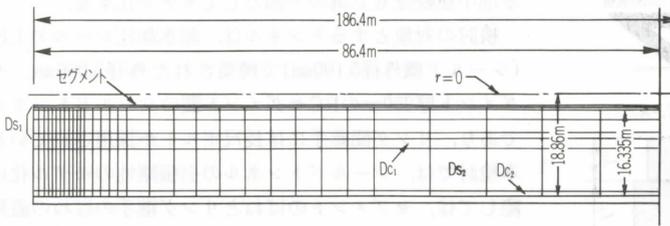


図-5 軸対称FEMモデルによるメッシュ分割

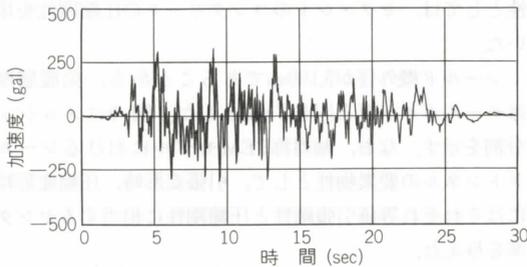


図-6 入力地震動(Type-1)

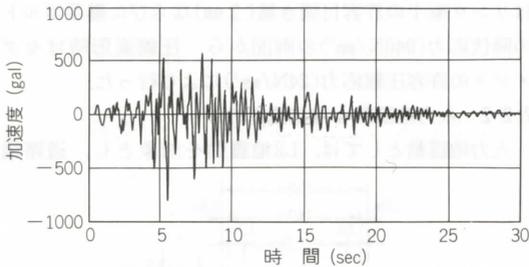


図-7 入力地震動(Type-2)

の耐震設計に用いられる標準波の中から、I種地盤用のTYPE-1地震動として1978年宮城県沖地震の開北橋橋軸直交成分を振幅補正したものを、TYPE-2地震動として1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録波のNS成分を振幅補正したものをを用いた。図-6にTYPE-1地震動を、図-7にTYPE-2地震動を示す。表層地盤の1次元地震応答解析は、これら入力地震動を解放地盤の露頭における観測波と考え、振幅を半減させて基盤 D_{s3} 層上面より入射させ、等価線形化手法を用いて行った。なお、解析に用いた地盤のひずみ依存性は、代表的な地盤の平均的なひずみ依存性の評価式^{8),9)}から与えた。

軸対称FEMモデルで作用させる地盤慣性力の算定においては、地震応答解析で基盤から地表面に至る地盤のせん断ひずみの総和の最大値が発生する時刻での地盤加速度を用いる地盤応答震度法¹⁰⁾を採用した。図-8にTYPE-1地震動について求めた地盤加速度分布を例として示す。今回のモデルでは、基盤が固定境界となっているため、求められた地盤加速度分布を基盤での値を0とするよう平行移動させた地盤加速度分布を地盤慣性力の算定に用いた。図-4に地盤慣性力の算定に用いる地盤加速

度分布も併記した。

2-2-3 解析結果と免震構造

図-9に免震層のせん断弾性係数と免震区間長の決定のために、一般に設計条件が厳しいとされる引張時の変形に対して、パラメトリックスタディーを実施した結果を示す。パラメトリックスタディーの変数として、免震層のせん断弾性係数

0.3, 0.5N/mm²と、立坑外壁からの免震区間の距離10, 15, 20mを用いた。なお、せん断弾性係数は、免震層の材料として耐久性や施工性に優れるシリコン系免震材(SISMO-003あるいはSISMO-005)を考慮して決定した。解析結果によれば、免震区間長10~20mの範囲ではトンネル引張軸力に顕著な差はなく、また、免震層のせん断弾性係数を0.5N/mm²から0.3N/mm²に低減させても、トンネル引張軸力の低減は比較的小さいことがわかった。そこで、免震層のせん断弾性係数は0.5N/mm²、免震区間長はSMW外壁から10mと決定した。

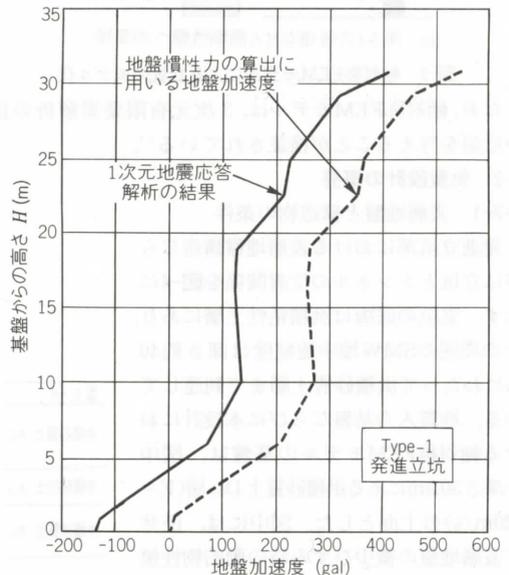


図-8 地盤慣性力算定に用いる地盤加速度分布

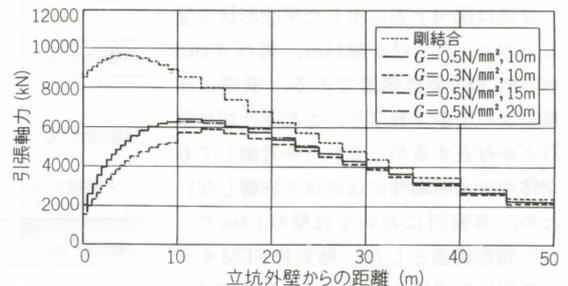


図-9 免震層のせん断弾性係数と免震区間長設定のためのパラメトリックスタディー

図-10にTYPE-1地震動による引張変形時の継手目開きに関する解析結果を一例として示す。図中には、免震構造のケース以外にも、剛結合のケースならびに立坑外壁から1mのセグメントのヤング率を $0.1\text{N}/\text{mm}^2$ とした可撓セグメントを想定したケースの解析結果も併記した。このように免震構造を採用すれば、リング継手の目開きは許容値(2mm)以内に収まるが、剛結合のケースおよび可撓セグメントの採用を想定したケースでは、許容値を超える結果となった。なお、継手ボルトの引張応力については、どのケースでも許容値の範囲内であった。

一方、圧縮変形時の解析結果を図-11に示す。これによれば、各タイプの地震動の場合も、セグメントの圧縮応力はすべてのケースで許容値($940\text{N}/\text{mm}^2$)以内に入った。しかし、免震構造の採用によってセグメントの圧縮軸力は剛結合と比べて約半分に低減し、可撓セグメント

による2/3の低減と比べて効果が高いことがわかる。

上記の免震設計によって決定された発進立坑部の免震構造を図-12に模式的に示す。設計計算では、SMWと立坑躯体壁とを合わせて立坑としてモデル化した。解析上免震区間はSMW外壁より10mとなるが、セグメント長が1.2mであるなどの施工上の理由から、坑口より10リングまでのテールボイドに免震層を形成することとなる。したがって、SMW外壁からの免震区間長は9.6m、立坑躯体外壁からは10.5mとなった。SMW壁より地盤側では、免震層厚はテールボイド厚に一致する7cmであるが、エントランス部ではこれよりも厚くなる。また坑口では、最終的な止水性を確保するとともに、立坑躯体とセグメントの絶縁を図るため、くさび形状の断面形状を有して3面に水膨張ゴムを貼付したせん断弾性係数 $0.6\text{N}/\text{mm}^2$ の天然ゴム製のリング(坑口絶縁層)を配置し、坑口コンクリートで一体化することとした。

以上のように、免震構造採用により、従来構造をL2地震動に対応できる構造とすることができ、さらにシリコン系免震材の防水機能により、不測の事態における継手の目開きに対しても、防水性が確保できると考えられる。

3. 試験 施工

3-1 免震構造の施工概要

3-1-1 免震材

本試験工事で採用された免震材は、せん断弾性係数 $G = 0.5\text{N}/\text{mm}^2$ ($5\text{kgf}/\text{cm}^2$)以下に調整したシリコン系免震材SISMO-005である。シリコン系免震材とは、シリコンポリマー+微粉末シリカとフライアッシュを予め混合したA液に、硬化材と塑性調整剤を主成分とするB液を重量比10:1で混合攪拌することにより、縮合反応によって常温で硬化し、ゴム弾性体となる材料である。A液中に架橋剤が均等に配置されており、B液中に触媒が配置されている。したがって、B液中の触媒の量を調整することにより、免震材のゴム硬度は変えずに硬化時間のみを制御することが可能である。また、本免震材はシリカをベースとした無機化合物であり、無害かつ耐久性に富むのが特徴である。図-13に載荷周波数1Hzで実施したくり返し中空ねじりせん断試験で得られた免震材のせん断弾性係数のひずみ依存性を示す。これより、免震材はせん断ひずみに関わらず安定した動的物性を示すことがわかる。なお、本材料は拘束圧(深さ)依存性もなく、また減衰定数は3%以下の弾性材料である¹¹⁾。

表-1にシリコン系免震材の標準配合を示す。表中の増量材とはフライアッシュを意味している。また塑性調整剤とは、特殊ポリオキシアルキレン化合物であり、A

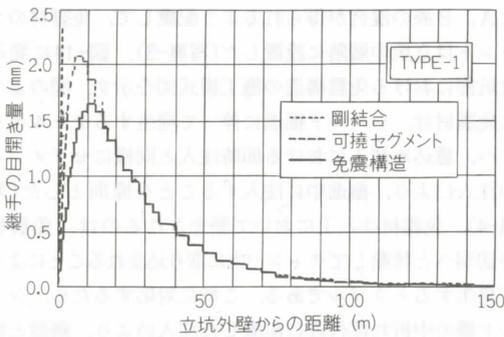


図-10 リング継手の目開き量に関する解析例

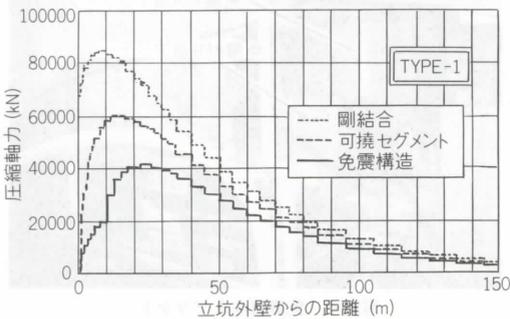


図-11 セグメント圧縮軸力に関する解析例

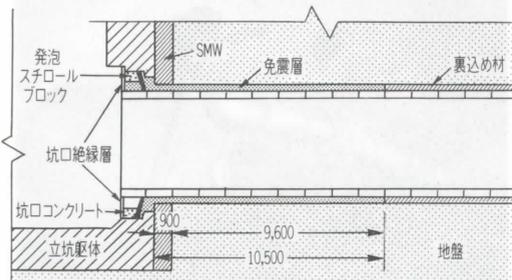


図-12 発進立坑部の免震構造

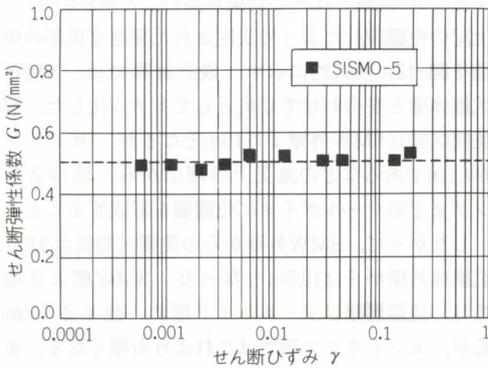


図-13 シリコン系免震材(SISMO-5)のせん断弾性係数のひずみ依存性

液との混合後30秒程度で混合物の粘性を200P程度まで上昇させ、テールボイドの崩壊防止(地山保持)機能を発揮させるものである¹²⁾。

免震材のA液は地上のホッパーからプラントのアジテーター(容量1.8m³)に供給し、ここよりモノポンプを用いて定量圧送する。一方、B液はドラム缶でプラントのB液アジテーター(容量0.2m³)に供給し、ここからモノポンプを用いて定量圧送する。注入の先端は、写真-1の

表-1 シリコン系免震材の1m³あたりの標準配合

A 液(880 ℓ)		B 液(120 ℓ)	
主 材	増量材	硬化材	塑性調整剤
620 ℓ	260 ℓ	90 ℓ	30 ℓ

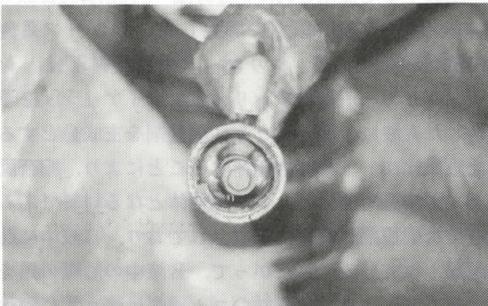


写真-1 使用後のゴムチューブ式噴射装置

ように裏込め注入で使用されるゴム噴射装置で両液を混合した後、2インチの鋼管の中に80cmの長さにならって採石コラムミキサーを通過させ、この圧力損失を利用して完全混合させる方法を採用した。なお、このミキサーは長く、作業性に劣ることから、写真-2に示すように、注入部とミキサーとをフレキシブルなゴムホースでつなぐこととした。

免震材の比重は1.36、伸びは100%である。前述のようにせん断弾性係数は0.5N/mm²以下を目標として配合を決定した。その結果、工場出荷時の免震材は、室内にて規定の配合で混合、20℃の室温1週間養生後でJIS硬度32度、せん断弾性係数0.44N/mm²であり、要求物性を満足するものであった。

3-1-2 施工概要

注入ポンプと注入口との水頭差を極力なくし、安定したA、B液の混合が得られるよう配慮して、免震材のプラントは立坑中層階に設置した(写真-3)。図-14に発達立坑部における免震構造の施工模式図を示す。図のように免震材は、シールド掘進に伴って発生するテールボイドへ、裏込め注入における即時注入と同様にセグメントの注入口より、掘進中に注入することを原則とした(写真-4)。免震材注入工において懸念されるのは、免震材が切羽へと移動してチャンパ内に取り込まれることによって発生するトラブルである。これに対応するため、シールド機の中折れ部付近に配置した注入口より、鋼殻と地

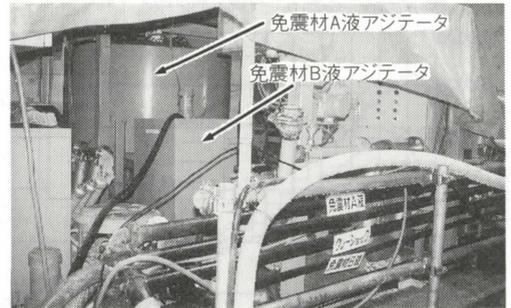


写真-3 免震材注入プラント

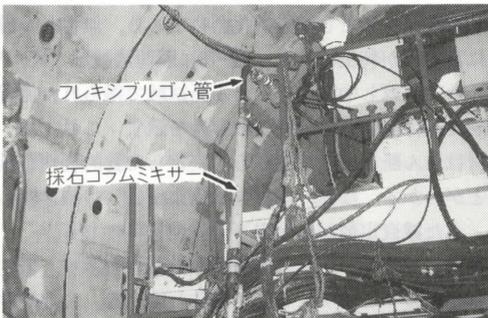


写真-2 免震材注入状況

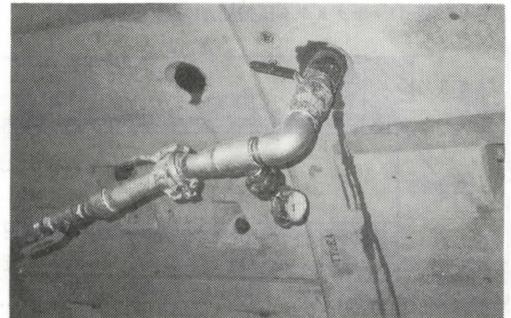


写真-4 免震材注入の先端部

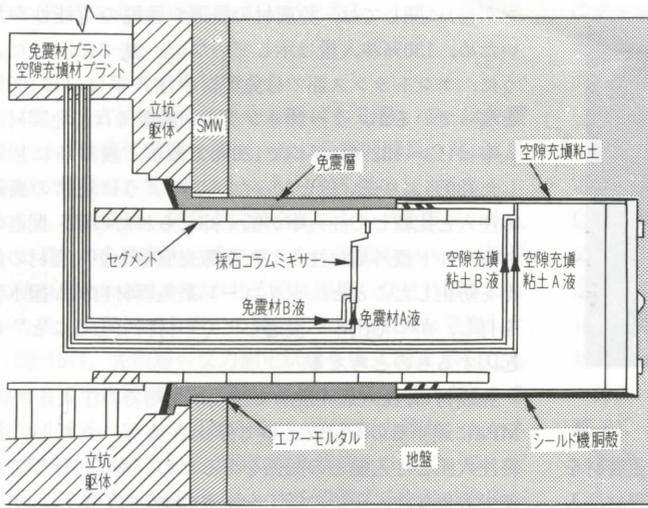


図-14 シリコン系免震材の注入施工

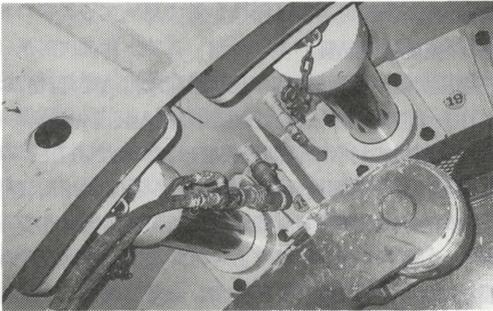


写真-5 空隙充填粘土注入の先端部

山との空隙に空隙充填粘土(クレーショック)をシールド掘進時に注入し、テールボイドと切羽との間の空隙を塞いだ(写真-5)。空隙充填粘土は掘削された地山の小さな空隙に圧入されることになるため、免震材の地山への漏出防止にも効果があるものと思われる。

免震材のA液、B液の圧送ホースの噴射混合直前位置にはバイパス経路を設けており、注入の前に両液をそれぞれのバイパスを通してアジテータへと循環させることにより、材料分離を防ぐとともに材料の粘度低下を図った。セグメント外周に均一な厚みの免震層を形成するためには、掘進管理を慎重に行うことがまず肝要である。また、ボイドをできるだけ早期に充填することでテールボイドの地山崩壊や地下水および泥水の流入を防ぐというシールド工法の基本に忠実に免震材注入を可能とするため、予めセグメントピースの異なるトンネル軸方向位置に3か所の注入口を設けておき、ボイドに

もっとも近い注入口から注入を開始することによって、トラブルによる掘進停止からの掘進再開にも対応できるよう配慮した。

立坑接合部の免震構造形成でもっとも重要かつ慎重に実施しなければならないのは、注入の第1段階であるエントランス部での施工である。エントランス部では、図-14に示したようにセグメント背面に大きな空隙が発生するため、予め高濃度泥水を充填させて安定を図った。エントランス部への注入は、3リング目の掘進後、シールド機鋼殻背面へ空隙充填粘土を注入・充填して免震材の切羽への流出を防止した後、図-15の注入手順に示すようにStep.1～5の順で行った。

まず、開口部1を開けた状態で注入口1より免震材の注入を開始し(Step.1)、開口部1から免震材が流出するのを確認した後、開口部1を閉じて開口部2を開け、開口部2から免震材が流出するまで注入した(Step.2)。次に、注入ノズルを注入口1から注入口2(開口部2)に切替え、開口部3を開けた状態で注入を再開した(Step.3)。開口部3、天端開口部の順に免震材の流出を確認しながら注入した(Step.4)。なお、この間の注入圧力は0.1MPa前後で一定していた。最後に、天端開口部を閉じて注入(Step.5)し、注入圧力が0.2MPaに上昇した時点で終了した。ただし、開口部にはボールバルブを設置しており、免震材注入により切羽泥水圧が上昇したらバルブを開けて泥水を排出し、逆に切羽泥水圧が低下したらバルブを閉めるという操作を何度かくり返した結果、泥水の免震材への置換を実現した。

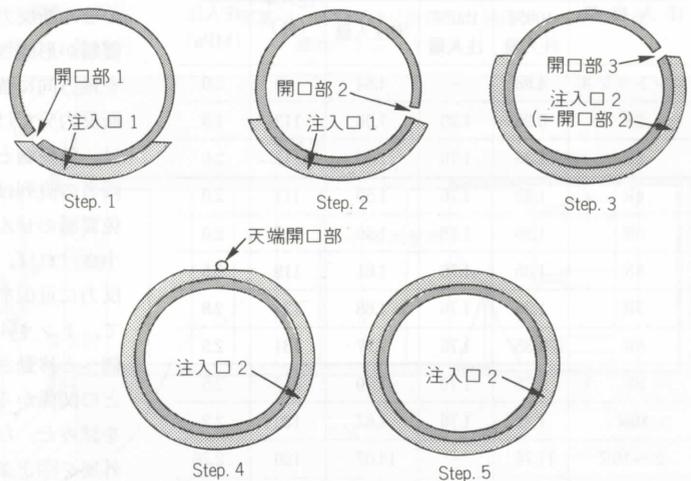


図-15 エントランス部における施工手順

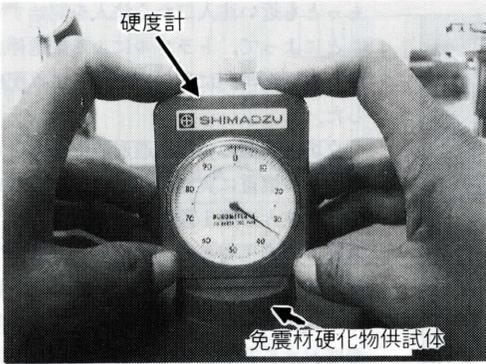


写真-6 免震材硬化物の硬度測定

3-1-3 品質管理

免震材の品質管理については、工場出荷時の免震材を室内において作成した免震材硬化物および、免震材注入施工時の注入前、注入中ならびに注入後の硬化物の硬度をJIS-K6301のA法によって測定した(写真-6)。なお、免震材A、B液の流量は、それぞれコリオリ式流量計を設置して管理するとともに、注入終了時のA液、B液のタンク残量を測定し、総注入量を確認した。

3-2 試験施工の結果

3-2-1 注入圧および注入量

各注入場所ごとの免震材注入量と注入圧を表-2に示す。表中の100%注入量とは、テールボイド厚を7cmとしてテールボイドの理論体積を算定し、ここを100%免震材で充填したときの注入量である。一方、130%注入量とは、設計時に想定した免震材の注入率130%に相当する注入量を意味している。ただし、エントランス部(1リ

ング目)に関しては、免震材の浸透や逸脱の可能性がないため、130%注入量は示していない。表-2に示したように、エントランス部では免震材の注入率はほぼ100%となっているが、2~10リングの一般部では、免震材注入率は113~132%、平均で120%であり、設計時に想定した130%より低い値となった。このように通常の裏込め注入と比較して注入率が低く抑えられたのは、掘進時にシールド機外周に注入した空隙充填粘土が免震材の漏出を防止したこと、シリコン系免震材自体が撥水性を有し、かつ地山中へ浸透しにくい材料であること¹³⁾に起因するものと考えられる。

免震材は、注入最終段階で注入口先端での注入圧が0.2MPaに達するのを目安として停止させた。ただし、最終注入圧と注入量との関係を得るため、施工の後半では多少大きな注入圧での施工を試みたが、表-2に示すように、最終注入圧の注入率に対する顕著な影響は認められなかった。

3-2-2 免震材の品質

工場出荷時の免震材の平均硬度32に対して、現場において注入の直前、注入時、注入後の注入装置先端から採取した免震材の材令1週間の硬度は26~33であり、平均硬度は29、せん断弾性係数に換算すると0.39N/mm²程度で、室内混合の結果(硬度32、せん断弾性係数0.45N/mm²程度)よりもやや低い結果であった。なお、1か月後の免震材の平均硬度は31($G = 0.42\text{N/mm}^2$)であり、設計値 $G = 0.5\text{N/mm}^2$ 以下を十分満足する結果となった。

4. 免震機能検証のための現地試験

4-1 試験の原理と試験方法

本試験工事で形成された立坑接合部の免震構造の免震機能を検証することを目的に、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を実施した。外周に免震層が形成された免震シールドトンネルでは、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反力分だけのせん断抵抗が得られる。このせん断反力は、免震層とその外周の地盤のせん断抵抗であるから、両者の直列ばね構造にもとづいて評価することができる。免震層のせん断弾性係数が地盤に比べて2オーダー以上小さければ、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、立坑躯体壁に反力をとって、トンネルを油圧ジャッキでシールド機とともに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との関係から、免震層のせん断ばね定数を推定することを試みた。なお、免震層のせん断ばね定数は、免震層の外周を固定条件としてトンネル外周面をトンネル軸方向に強制変形させることによる力と変位の関係より、理論

表-2 免震材注入量と注入率

注入位置	注入量(m ³)			注入率(%)	最終注入圧(MPa)
	100%注入量	130%注入量	実注入量		
エントランス	4.88	—	4.84	99	2.0
2R	0.96	1.25	1.09	113	1.9
3R	1.35	1.76	1.53	113	2.0
4R	1.35	1.76	1.59	117	2.0
5R	1.35	1.76	1.59	117	2.0
6R	1.35	1.76	1.61	119	2.5
7R	1.35	1.76	1.68	124	2.8
8R	1.35	1.76	1.77	131	2.5
9R	1.35	1.76	1.59	117	2.5
10R	1.35	1.76	1.62	120	2.2
2~10R	11.76	—	14.07	120	2.26
合計	16.64	—	18.91	114	2.24

的に(2)式によって与えることができる。

$$K_m = \frac{2\pi \cdot G_m}{\ln(R_m/R_i)} \cdot L \quad (2)$$

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 はトンネルの外径の1/2である。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層が形成され、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-16は、免震層の反力測定試験を模式的に示したものである。立坑躯体壁に設置した反力受けは、ボルトを取り外すことにより仮組みセグメント反力枠が、トンネル側へ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8本の油圧ジャッキを設置するための台座が設けてあり、ボルトを取り外し、ここにジャッキを据え付けることで、反力受けが構造的に可動式反力枠を装備した加力装置となる。前述のように、シールド機外周には空隙充填粘土が充填されており、シールド機外周のせん断抵抗は小さいと考えられる。したがって、反力受けに据え付けた油圧ジャッキを推進するとともに、これに伴って上昇する切羽泥水圧を一定に保つように減圧調整することによって、免震層のせん断反力とジャッキ推力のつり合う位置までセグメントをシールド機と一緒に切羽側へと移動させることができると考えた。

ジャッキ1本あたり50kN、合計400kNの荷重ステップでジャッキ圧を上昇させ、推力上昇に伴うトンネル変形の安定を待ち、次の荷重ステップへと順次移行し、最終的に切羽側へ10mmのトンネル変形が得られた段階で、押しの状態での載荷を終了させることとした。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圧を除荷させて、トンネル変形が安定するのを待って次の除荷ステップへと順次移り、最終的

にジャッキ圧を0とした状態でトンネルの残留変位を測定した。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載荷装置が目視できる場所で行った(写真-7)。

なお、載荷、除荷のステップともに、切羽泥水圧は一定値0.15MPa(泥水圧による反力3,200kN)となるように自動調整を行ったが、載荷ステップでは一時的であるが最大0.17MPaまで切羽泥水圧の上昇があり、泥水圧の安定に時間を要したのに対して、徐荷時に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載荷時間が結果的に短くなった。

計測は、8本の油圧ジャッキの圧力とストローク(写真-8)、坑口左右における立坑躯体壁とセグメントの軸

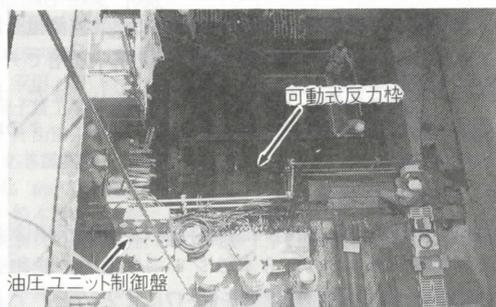


写真-7 免震層反力測定試験実施状況

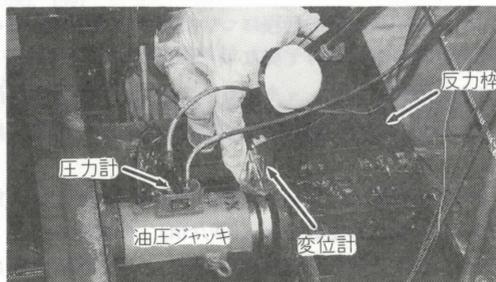


写真-8 反力受けに設置した油圧ジャッキと計測機器のチェック状況

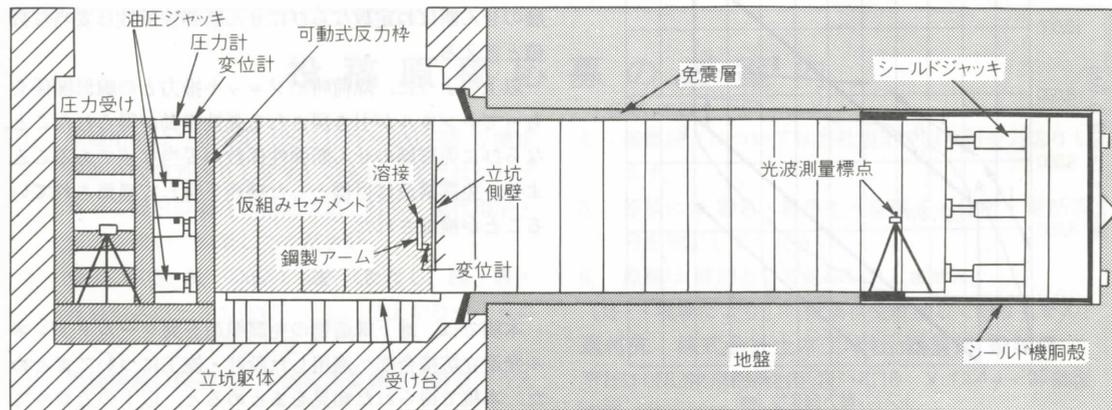


図-16 免震層反力測定試験の模式図

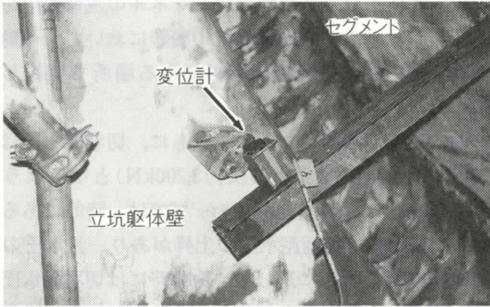


写真-9 エントランスにおける立坑躯体とセグメントの相対変位の計測

方向相対変位(写真-9)、中央制御室において切羽泥水圧を監視し、またもっとも切羽に近い1リング目のセグメントと立坑との距離を、立坑内に固定した光波測量を用いて測定した。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。

4-2 試験結果と考察

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 との関係について、試験結果を図-17にまとめた。この図の履歴をI～Vの5つの载荷段階に分類し、免震層のせん断ばね定数決定の過程について説明する。図-17のように载荷段階によって異なった挙動を呈しながら、トンネルは最終的にジャッキ圧0まで除荷しても元の位置には戻らず、約1.57mmの変位を残留させてFの位置で停止した。

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)、仮組みセグメントと受け台と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は泥水圧とバランスがとれているのでこれを無視できるとすれば、最終段階でトンネルが停止した時点では、以下のつり合い式が成立する。

$$K_m \cdot \delta + P_{mud} = P_{static} \quad (3)$$

残留変位 $\delta = 0.157$ cmより、最大静止摩擦力は(切羽泥水圧による反力 $P_{mud} = 3,200$ kN)+(0.157cmのせん断変形に相当する免震層の反力)とつり合っていると考えることができる。次に、図-17のAの位置を、仮組みセグメントが受け台上を滑り出したときと考え、最大静止摩擦力 $P_{static} = 4,570$ kNとなり、(3)式にこれらの数値を代入すれば、 K_m (kN/cm)は以下のようになる。

$$K_m = \frac{4,570 - 3,200}{0.157} = 8,730 \quad (4)$$

$P_{static} = 4,570$ kN、 $K_m = 8,730$ kN/cmとし、切羽における反力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推定し、図-17中に太い実線で示した。推定した履歴は荷重段階IIIにおいて、切羽土圧が不安定となることに起因した実挙動との乖離が大きい¹⁵⁾、载荷段階IIおよび除荷段階Vの終盤においては両者はよく一致しており、また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、確実に弾性的な反発挙動を示す免震層がトンネル外周に形成されていること、ならびにそのばね定数 K_m が8,730kN/cmであることがわかった。

免震材の平均注入率が120%程度であったことから、この注入率に相当する免震層厚は8cmとなり、このときせん断弾性係数 $G = 0.5$ N/mm²の免震層のせん断ばね定数の理論値は(2)式より11,380kN/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8,730kN/cmであることから、免震層のせん断弾性係数は0.383N/mm²であるが、前述の注入された免震材の1週間材令の平均値0.39N/mm²とほぼ一致した。したがって、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。

以上のように、除荷時にジャッキ推力との線形関係をもってトンネルが引き戻される弾性挙動が得られたこと、ならびに免震層のせん断弾性係数が妥当な値であることより、免震構造は目標とした機能を有して構築されることが検証された。

5. ま と め

本稿では、地下構造物の免震構造を実シールドトンネル発進立坑接合部へ適用した設計・施工についてまとめた。本稿で得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

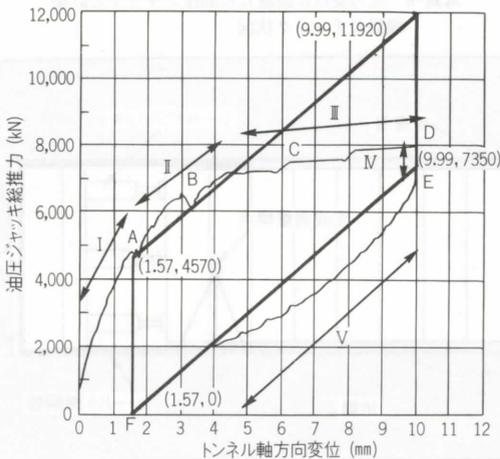


図-17 ジャッキ推力とトンネル軸方向変位の関係

- (1) 免震設計では、L1地震動に対応した構造を、L2地震動に対応した耐震性能レベルまで向上させることができた。
- (2) 免震構造の試験施工では、シリコン系免震材の注入システムの施工性を実証した。
- (3) 免震材の平均注入率は120%であり、通常の裏込め注入と比較して低く抑えることができた。
- (4) 免震層の反力測定を目的とした現地試験では、除荷時にジャッキ推力との線形関係をもってトンネルが引き戻される弾性挙動が得られたこと、ならびに試験から推定された免震層のせん断弾性係数が実測値とよく一致したことより、本免震構造の機能が検証された。
- (5) 上記の結果より、地下構造物の免震構造が、設計・施工の両面から実務に適用可能な技術となった。

6. おわりに

本免震構造の試験施工実施にあたっては、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ご協力を賜りました。ここに記して、感謝の意を表します。また、本試験工事の設計・施工計画に関しては、地下構造物の免震技術普及委員会の技術支援を受けました。ここに記して深謝致します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所・ほか：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・ほか：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・ほか：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) 運上茂樹・ほか：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.
- 5) 鈴木猛康・ほか：シールドトンネル立坑接合部における免震区間長と免震効果について、土木学会第53回年次学術講演会、第1部、pp.800-801、1998.
- 6) 丸山雅淑・岡田一郎・鈴木猛康：立坑接合部における免震シールドトンネルの地震応答解析、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.2875-2878、1998.
- 7) 鈴木猛康・丸山雅淑：免震トンネルの耐震評価手法としての軸対称モデル、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.2003-2008、1998.
- 8) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析、—DESTRA—、土研資料第1778号、昭和57年2月.
- 9) 安田・山口：種々の不攪乱土における動的変形特性、第20回土質工学研究発表会、pp.539-542、昭和60年6月.
- 10) 片山郁夫・ほか：地中埋設構造物の実用的な準動的解析法「応答震度法」の提案、第40回土木学会年次学術講演会、第一部、pp.737-738、1985.
- 11) 鈴木猛康・ほか：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.
- 12) 小林正宏・ほか：シリコン系免震材によるシールドトンネル免震施工について、第32回地盤工学研究発表会、pp.2093-2095、1997.
- 13) 鈴木猛康・ほか：都市トンネルの免震構造のためのシリコン系材料に関する実験的検討、土木学会論文集、No.534/VI-30、pp.69-76、1996.
- 14) 運上茂樹・ほか：立坑接合部に適用した免震構造の機能検証試験、トンネル工学研究論文・報告集、Vol.9、19

投稿原稿応募のご案内

1. 原稿用紙は当社所定(25×12行=300字詰、ご請求があり次第お送りします)のもの、またはワープロでご提出の場合は横25字詰で打ち、現代用字・用語を用いて執筆してください。
 2. 原稿は50枚(15,000字)以内(ただし、図・表・写真のスペースも含む)とし、仕上がりページにして8ページ以内とします。
 3. 原稿掲載の採否は、本誌編集委員会で審査のうえ決定します。
 4. 掲載論文については当社規定の原稿料をお送りします。
 5. 原稿には、題名・勤務先・役職名・住所・電話番号を明記してください。
 6. 原稿は、原則として返却いたしません。
(注:「現場だより」の投稿は受付していません)
- 送付先 株式会社土木工学社 編集部 投稿係**
〒162-0832東京都新宿区岩戸町16 メイジャー神楽坂
電話 (03) 3267-2888(代)