

地すべりに及ぼすトンネル掘削の影響と対策工の効果

The influence of tunnel excavation and the effect of countermeasure on landslide

田山聡¹・細野泰生²・竹國一也³・宮田和⁴・平野宏幸⁵

Satoshi Tayama, Yasuo Hosono, Kazuya Takekuni, Kazu Miyata and Hiroyuki Hirano

¹正会員 工博 日本道路公団 静岡建設局 浜松工事事務所 (〒430-0923静岡県浜松市北寺島617-6)

²正会員 工修 日本道路公団 静岡建設局 浜松工事事務所 (〒430-0923静岡県浜松市北寺島617-6)

³正会員 工修 日本道路公団 静岡建設局 建設部 建設第一課 (〒420-0857静岡県静岡市御幸町11-30)

⁴正会員 工修 清水建設(株) 土木事業本部 技術第一部 地盤グループ (〒105-8007東京都港区芝浦1-2-3)

⁵正会員 清水建設(株)・戸田建設(株)・大日本土木(株)共同企業体 引佐第二トンネル作業所 (〒431-2224静岡県引佐郡引佐町奥山1220-1)

During the construction of Inasa No.2 Tunnel on the New Tomei Expressway, both portals, northern starting point and southern ending point, have been subject to large-scale landslides. Based on the obtained knowledge through the construction at the north portal, this paper describes the landslide mechanism caused by tunnel excavation nearby, and the effect of countermeasure against landslide actually implemented in the construction of tunnel.

Key Words : landslide, loosening, AGF, vertical pre-reinforcement bolt, displacement ahead of face

1. はじめに

山岳地でトンネルを建設する場合、坑口部などの土被りの小さい箇所において、トンネル掘削の影響で地すべりを誘発する事例がある。地すべりとトンネルとの因果関係は未だ説明されていない部分が多いが、既往の研究(例えば^{1) 2)})により技術的な指針(例えば³⁾)がまとまりつつある。

第二東名高速道路の一環として現在建設中の引佐連絡路の中央部に位置する引佐第二トンネルは、両坑口部に大規模な地すべりが存在する。北坑口部では、約 220m にわたってこの地すべり地帯をトンネルで施工するため、トンネルの影響で地すべりを誘発することが懸念された。そこで、地表面、地中、トンネル坑内での動態観測を数多く実施し、トンネル掘削に伴う地すべり挙動を迅速に把握し、遅延なく適切な対策工を設計・施工できるような情報化施工を行った。

本論文では、引佐第二トンネルの北坑口部での施

工実績をもとに、地すべり地帯でのトンネル施工時の地すべりと地表の動態観測、およびトンネル計測の計測結果を報告するとともに、トンネルの影響による地すべり挙動とその地すべりに与える影響を考慮したトンネルの設計・施工およびトンネル対策工のすべり抑制効果について知見を述べる。

2. 工事概要

引佐第二トンネルは、静岡・愛知両県の県境付近に位置し、現在建設中の第二東名高速道路と供用中の東名高速道路を結ぶ引佐連絡路内の 2 車線トンネルで、引佐山地と呼ばれる標高 200~400m の起伏の小さい山地部を通過する。地質構成は、中~古生代の御荷鉾緑色岩類で、トンネルの岩質は輝緑岩を主体とし、輝緑岩の水冷破碎岩、輝緑凝灰岩、蛇紋岩を介在する。トンネル延長は、上り線 1,340m、下り線 1,535m、掘削断面は約 110m²であり、上り線、

下り線ともに北側坑口より片押しにて掘削を行っている。また、上り線トンネルと下り線トンネルはトンネルセンターで約3D（Dは掘削幅でL=約14m）離れている。

北坑口周辺では、御荷鉾緑色岩類に属する輝緑岩、輝緑岩の水冷破碎岩、輝緑凝灰岩を基盤岩とし、崖錐堆積物がこれらを覆っている。調査結果から複数の断層破碎帯が存在し、破碎を受けた水冷破碎岩が分布する周辺に地すべりが多く存在することが判明した。特に、トンネル上部の斜面には大規模な3つの地すべり地形（A、B、Fブロック）が認められ、地表には段差地形や溝地形等が見られる。これらの地すべりは、孔内傾斜計や光波測量による動態観測結果から、Bブロックは活動停止中であるが、Aブロックは約10mm/月、Fブロックは約20mm/月の速度で工事着手前から活動していることが確認された。

以上のような地形地質条件のため、北坑口部では地すべり対策及びトンネル施工時の安定対策が重要となり、地すべり対策として押え盛土（約28万m³）を、トンネル施工時の安定対策として、トンネルと地すべりの位置関係に応じてすべり抑制のための対策工を実施した。

3. 地すべりとトンネルの位置関係

トンネル施工による地すべりの発生原因は、トンネル掘削による緩み、すべり面の切除、地すべり土

塊荷重の除去などが考えられ、これらは地すべりに対するトンネルの通過位置が大きく関係する¹⁾。以下に、北坑口部周辺の地すべりの概要とトンネルとの位置関係について述べる。

図-1に示すように、北坑口部には3つの大規模地すべりが存在する。表-1に各地すべりブロックの概要を示す。これらの地すべりに対して、トンネルの施工に先行して地すべり対策を行った。地すべりの安定検討は、トンネルの影響をすべり面の粘着力と内部摩擦角の低減、またはすべり面の切除とトンネル掘削による土塊重量の減少を考慮した押え盛土（約28万m³）で計画安全率を確保し、地すべり全体の安定を図った。押え盛土の施工で、活動していた地すべりA、Fブロックの挙動が収束しつつあったため、トンネル掘削を開始した。

トンネルと地すべりとの位置関係は図-1～3に示すように、先行する下り線トンネルはAブロック、Bブロックの直下に位置し、上り線トンネルはBブロック圧縮部のすべり面を切除する位置にある。さらに大規模な断層破碎帯（F-10断層）がAブロック直下に位置し、下り線は粘土化著しい不良地山に遭遇することが予想された。なお、上り線トンネルは、Fブロックに影響を及ぼす深度に位置していない。

ここで、地すべりブロックとトンネルの位置関係を整理するために、トンネルを4つのエリアに分けて表-2に示す。施工順序は、エリア1→エリア2→エリア3→エリア4である。

表-1 地すべりブロックの概要

ブロック	地すべり規模	分布地質	備 考
Aブロック	幅100m、長さ240m 深さ14.4m（平均） すべり面角度19°	水冷破碎岩 （断層破碎帯）	・ 頂部に高低差10m程度の滑落崖が存在し、ブロック内には段差地形が数多く見られる。 ・ トンネル施工前から約10mm/月で活動している。
Bブロック	幅130m、長さ100m 深さ13.7m（平均） すべり面角度20°	輝緑岩 水冷破碎岩	・ 頂部と中腹部に亀裂が認められる。 ・ 活動停止中
Fブロック	幅60m、長さ120m 深さ10m（平均） すべり面角度30°	水冷破碎岩	・ 斜面崩壊に近い地すべりである。 ・ トンネル施工前から約20mm/月で活動している。



表-2 トンネルのエリア分け

4. 下り線トンネル施工時の地すべり挙動とトンネル対策工

地すべりに対しては、トンネルの影響も考慮した
押え盛土で計画安全率を確保しており、かつBブ
ロックは活動停止中であつたため、トンネルの影響を

受けないものと判断していた。そこで、先行する下り線トンネルのBブロック区間（エリア1）は、切羽に調査ボーリングで確認されていたCL級岩盤が現れたので、設計のD I パターン（鋼アーチ支保工：H-150，吹付けコンクリート：t=200，ロックボルト：6m×24本）で施工を行った。トンネル坑内変位は、図-4に示すように天端沈下が30～55mm，内空変

位が10～30mmと特筆すべき値ではなかったが、地表面沈下は30～50mmと比較的大きな値となった。更に、トンネル切羽が地すべり主測線の2D（Dはトンネル掘削径）手前を過ぎたあたりから、活動停止中であつた地すべりBブロックがほぼ想定すべり面の位置で挙動し始めた。図-5に示すBブロックの孔内傾斜計におけるすべり面付近の区間変位の経時変化を図-6に示す。図に示すように、Bブロックは、孔内傾斜計B-2のすべり面付近で最大変位速度0.69mm/日、

累計変位量約20mmを示し、この地すべり挙動はトンネル変位と整合がとれた。トンネル変位は、切羽がBブロック主測線から100m（約7D）離れても収束しなかったで、インバートの早期閉合行い、インバート閉合後トンネル変位が収束することで地すべり挙動も収束した。また、図-5の傾斜計B-2のすべり面の下方にも変位が見られ、トンネルの緩みの影響が広範囲に及んでいることがわかる。

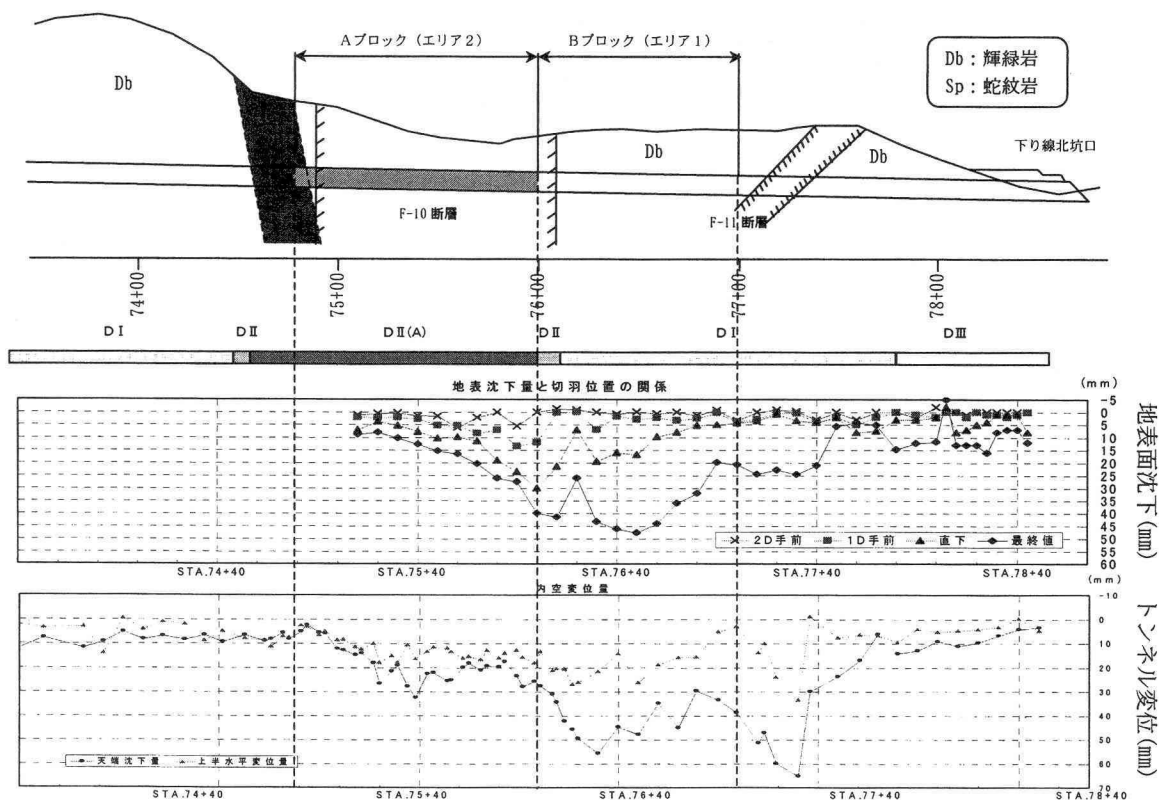


図-4 下り線トンネル施工時のトンネル変位と地表面沈下

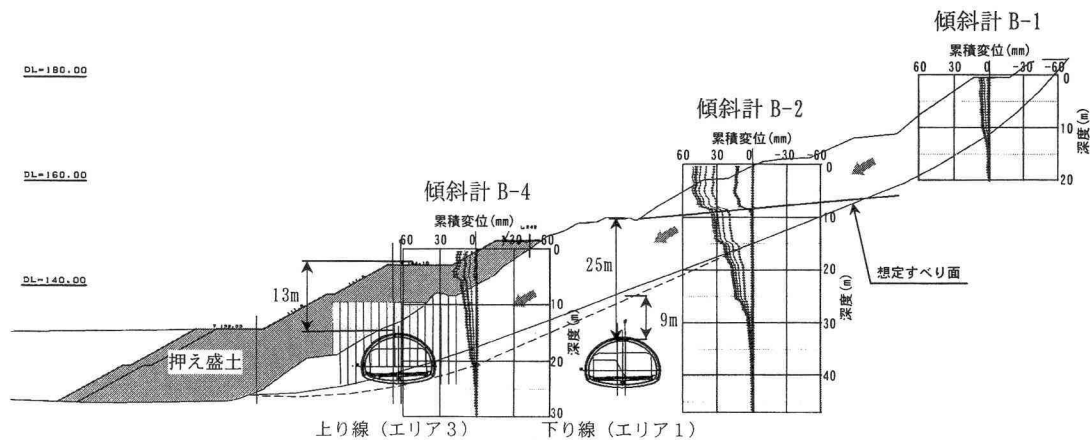


図-5 Bブロックの地すべり横断図

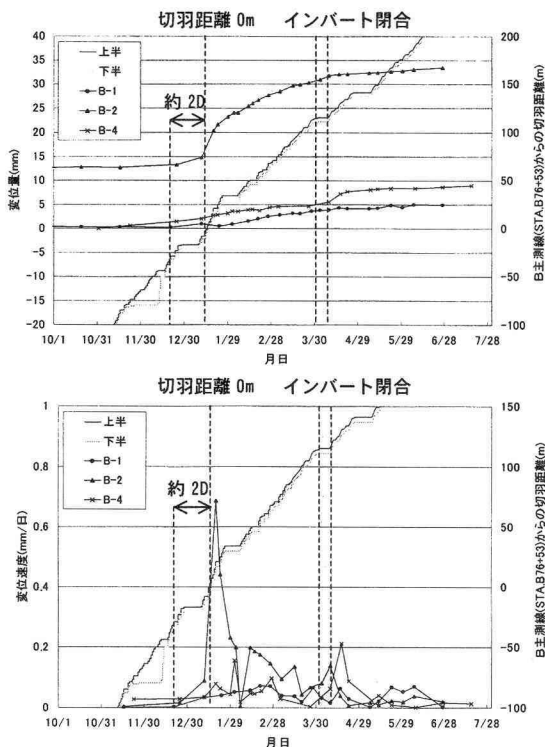


図-6 Bブロックのすべり面付近の区間変位の推移

(2) 下り線Aブロック区間（エリア2）

Aブロックはトンネル施工前から活動していたので、Bブロックの挙動とあわせて考えると、トンネルの影響を考慮して地すべり対策工を設計していても、トンネルが地すべりに与える影響は大きいと判断された。すなわち、下り線がAブロック区間（エリア2）を掘削する場合もBブロック区間（エリア1）と同様の挙動を示すと考えた。特にAブロック区間はF-10断層に位置し、粘土化著しい破砕帯が確認されていたので、支保パターンも含めたトンネルの緩み抑制対策を検討した。検討の結果、DⅡパタ

ーン（鋼アーチ支保工：H-200、吹付けコンクリート： $t=250$ 、ロックボルト： $6m \times 24$ 本）を採用して支保剛性を上げ、長尺先受け工（AGF）によりトンネルの緩みを抑制することとした。また、掘削後変位が収束しない場合はインバートによる早期閉合を実施することとした。実施工では、DⅡパターンとAGFの採用により地表面沈下は20mm程度に抑制され（図-4）、図-7,8に示すようにAブロックのすべり面付近の区間変位は最大変位速度0.20mm/日、累計変位量約6mmとBブロックの挙動の約1/3に抑制することができた。Aブロックはトンネル通過後、収束傾向を示した。

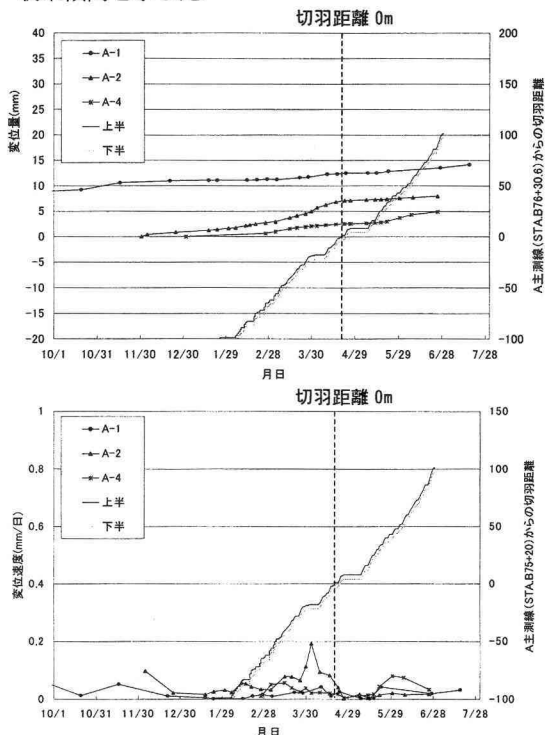


図-7 Aブロックのすべり面付近の区間の推移

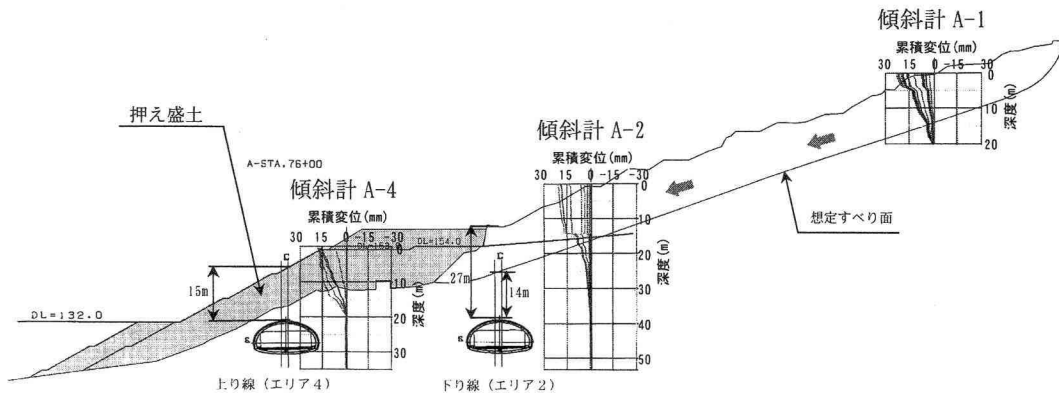


図-8 Aブロックの地すべり横断面

(3) 長尺先受け工 (AGF) の効果

AGFは、坑口部での地表面沈下抑制や天端崩落防止等の対策工として数多くの実績がある。下り線トンネルAブロック区間（エリア2）においても、AGFの地表面沈下抑制効果が確認され、その結果地すべり誘発を小さく抑えることができた。

ここで、AGFの緩み抑制効果について着目する。下り線トンネルのBブロック区間（エリア1）とAブロック区間（エリア2）では、トンネルの緩み領域を確認するために地中沈下計測を実施した。後述する垂直縫地の緩み抑制効果（図-21）と同レベルで比較するために、地中変位測定結果を区間ひずみ分布の形で整理した。図-9に示すように、Aブロック区間では明確な主働、受働領域があり、AGFの先受け効果が確認できるが、Bブロック区間では明確な主働、受働領域は確認されない。

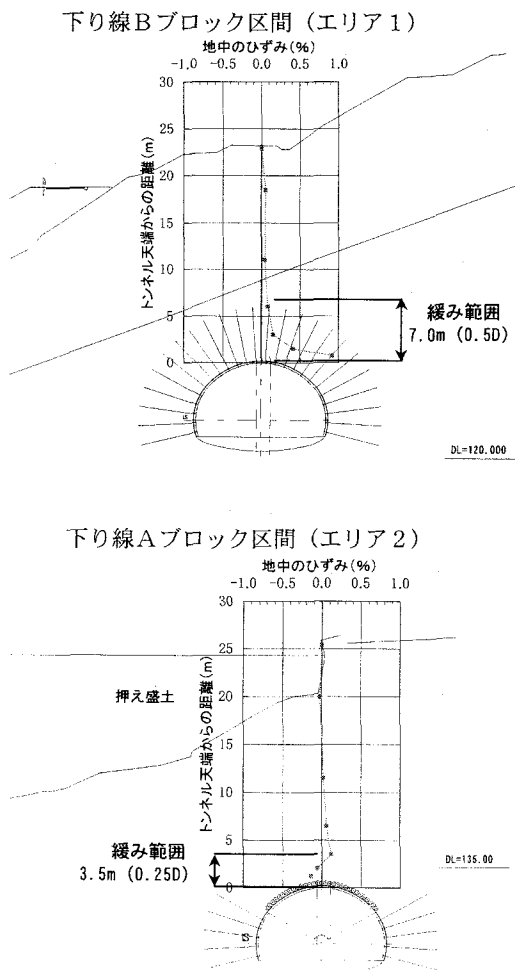


図-9 地中沈下計測結果

トンネル掘削による「緩み」についての概念は、未だ統一されたものがない¹⁾。そこで、緩み領域をトンネルの掘削の影響を受けて、地山の力学特性が掘削前の特性から変化する領域と定義し⁴⁾、ひずみの変曲点を緩み領域と考えた。よって、図-9に示すように、Bブロック区間ではトンネル直上約7m (0.5D)、Aブロック区間では約3.5m (0.25D)が緩み領域と推定され、AGFによりトンネルの緩みは約50%に抑制されたと考えられる。

(4) 地すべり誘発のメカニズム

下り線トンネルBブロック区間（エリア1）では、トンネルの緩みの影響も考慮した安定計算で押し盛土を設計したが、トンネル掘削時に地すべりが一時的に大きく挙動した。従来の考えでは、地すべり地外におけるトンネルの地すべりに及ぼす影響は、図-10に示すようにトンネル上方に2Dの緩み範囲をとり、緩み範囲内におけるすべり面の強度定数を低下させることで評価している³⁾。トンネルの影響を強度定数の低下で評価する考えでは、一旦地すべりが発生した場合、地すべり対策を行わないと地すべりは挙動し続けることになる。しかし、図-11に示すように、Bブロックの地すべり挙動はトンネル変位と強い相関性があり、インバート施工後トンネルの沈下が収束すると地すべり挙動も沈静化している。また、従来の矢板工法とは異なり、現在の山岳トンネルでは、よほどの押し出し性地山でないとトンネルの緩みが2Dまで至らないことは、多くの坑内からの地中変位測定からも明らかである²⁾。また、Bブロックは、トンネルの緩み領域は0.5D程度ですべり面にまで達していないが、地すべりを誘発させた。

よって、これらの事実を解釈するには、トンネルの掘削による「緩み」で地すべり面の強度定数 (c , ϕ) が低下（塑性化）する考えではなく、トンネル掘削による地山の变位により、すべり面の鉛直応力が一時的に減少することが起因していると考えのほうが適切に説明できる。トンネルを掘削すると緩み領域の外側にグラウンドアーチが形成され、地山の応力状態が変化する。これをトンネル掘削による地山の応力再配分と言うが、この領域にすべり面があると、すべり面の鉛直応力が一旦除荷され地すべりを誘発する。その後トンネルの変位が抑制されることで応力再配分が完了し、除荷された鉛直応力が回復して地すべりが沈静化したと考える。

ここで、緩みについて整理すると図-12に示すように、「トンネル掘削による緩み領域」は、今回の

計測結果や既往の報告により地山の力学特性が掘削前の特性から変化する領域であるとするならば、「地すべりに影響を及ぼす領域」はトンネル変位の影響が波及する領域と定義し、広範囲な領域となる。

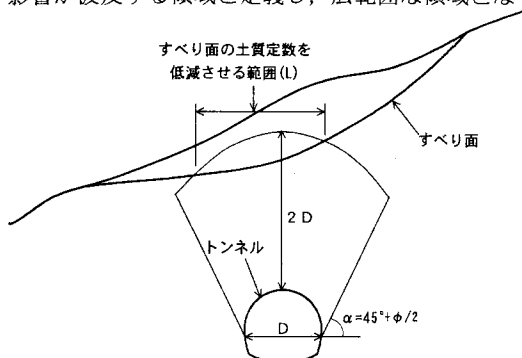


図-10 地すべりに与えるトンネルの影響

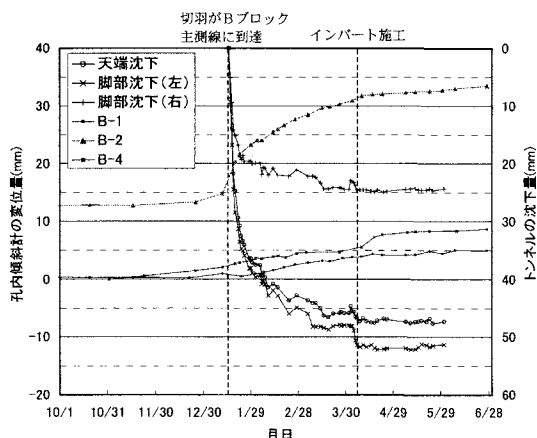


図-11 Bブロックの地すべり挙動とトンネル変位との関係

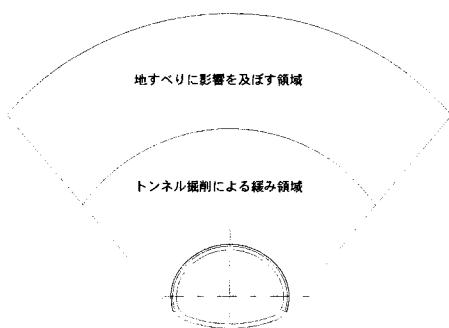


図-12 地すべりに影響を及ぼす領域

5. 上り線トンネル施工時の挙動とトンネル対策工

下り線トンネルが地すべり区間を通過した後、引

き続き北坑口側から上り線トンネルの掘削を開始した。上り線トンネルのBブロック区間（エリア3）は、押え盛土の下に非常にルーズな崖錐が分布し、トンネルがすべり面を切除するため、トンネル掘削の影響がもっとも大きいと想定された。したがって、トンネルの緩み抑制対策として、押え盛土施工時に垂直縫地と改良盛土を施工した。しかし、上り線トンネル施工時の地すべり挙動を予測した結果、上り線トンネルの施工により地すべりの安全率が大きく低下して、トンネル山側周辺で局所的な地すべりを誘発し、この局所すべりによる荷重がトンネルに大きな偏圧として作用することが予想された。また、局所すべりが大きく誘発すると、地すべり全体を大きく誘発させることが懸念された。

よって、局所すべりの荷重が作用した場合に、地すべり荷重を押え盛土に伝達できるように高規格鋼アーチ支保工（HH-200）とインバートストラットによる早期閉合を採用し支保の剛性アップを図った。更に動態観測を強化し、支保剛性が不足した場合に備えて二重支保工が施工可能な施工余裕をとった。

一方、Aブロック区間（エリア4）は、トンネルが直接地すべりに影響を与える位置関係にはないが、地表面沈下により押え盛土が変形し、Aブロックに間接的に影響を与えることが懸念されたので、トンネル対策工を実施した。

(1) 上り線トンネルBブロック区間（エリア3）

上り線トンネルのBブロック区間（エリア3）の施工は、地すべりの動態観測を強化し、上半・下半・仮インバートを 9m 毎に施工するミニベンチ工法を採用して早期リング閉合を図った。上り線トンネルの地表面沈下とトンネル坑内変位の計測結果を図-13 に示す。Bブロック区間のトンネル坑内変位は、土被りの小さいトンネルに共通して見られるような沈下卓越で、変位速度が速く天端沈下 80～120mm、地表面沈下は約 170mm 発生したが、インバートストラットによる早期閉合後は収束した。地すべり挙動は、図-14 に示すように孔内傾斜計 B-4 は累計 4mm 程度変位したが、孔内傾斜計 B-2 は顕著な地すべり挙動が見られず、地すべりを大きく誘発することがなかった。また、トンネル全体がすべり方向に変位し、孔内傾斜計 B-5 にも押え盛土が谷側に変形する挙動が見られることから、インバートストラットによる早期リング閉合で地すべり荷重が押え盛土に伝達されていることが確認できた。

Bブロック区間は、地すべり荷重が作用することが予想されたので、支保部材の応力測定を実施した。

図-15に吹付けコンクリートの応力、図-16に鋼アーチ支保工の応力測定から得られる軸力と曲げモーメントを示す。曲げモーメント図に記される σ は、鋼アーチ支保工の応力値である。吹付けコンクリートに発生している応力は右肩部が最も大きく、山側からの偏圧を受けていることがわかる。鋼アーチ支保

工は、トンネル左肩部でSS-400材の降伏応力(245N/mm²)に達しているが、高規格鋼アーチ支保工を採用していたため管理基準値(375N/mm²)以内に収まった。また、地すべりによる偏圧が作用して局所的な曲げモーメントの発生が懸念されたが、早期リング閉合により偏圧に抵抗できた。

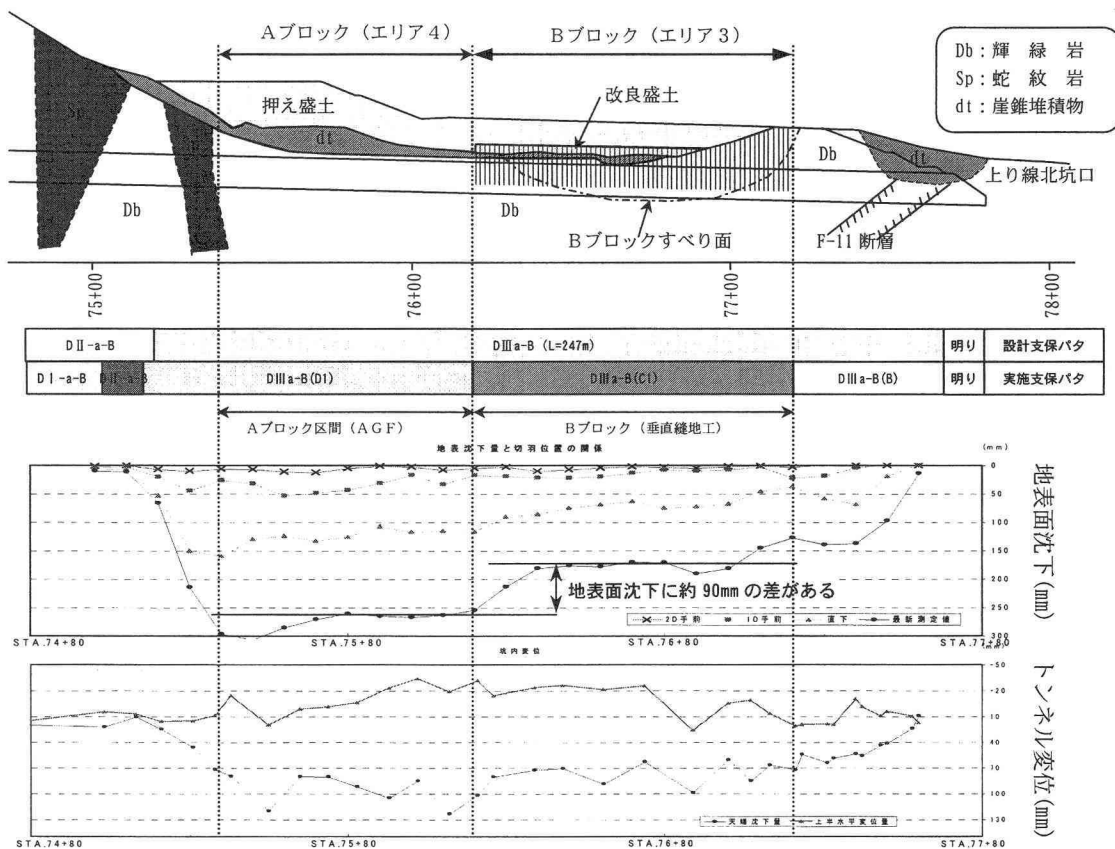


図-13 上り線トンネル施工時のトンネル変位と地表面沈下

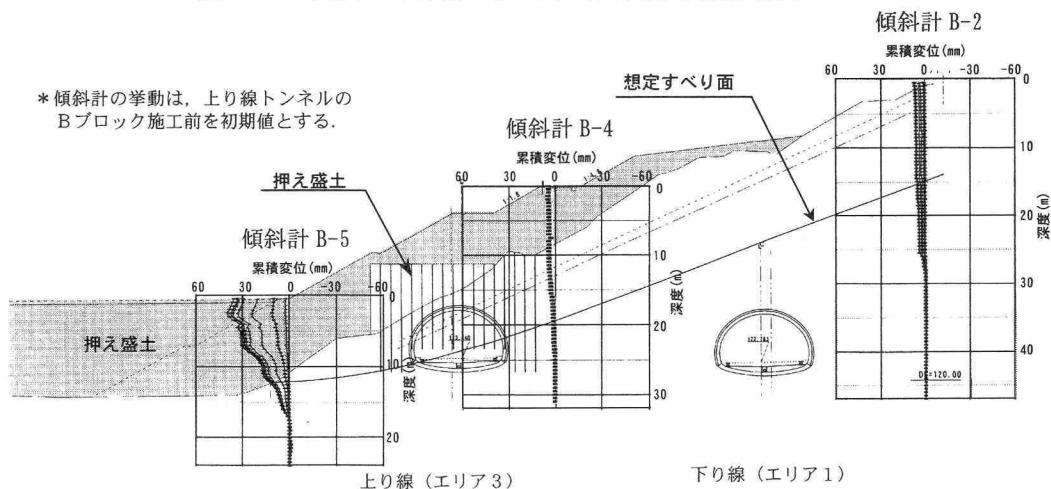


図-14 下り線トンネルBブロック施工時の地すべり挙動

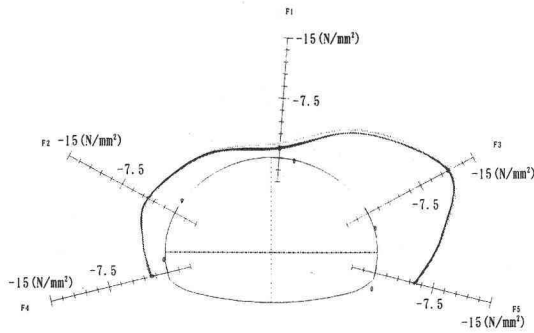


図-15 吹付けコンクリートの応力分布

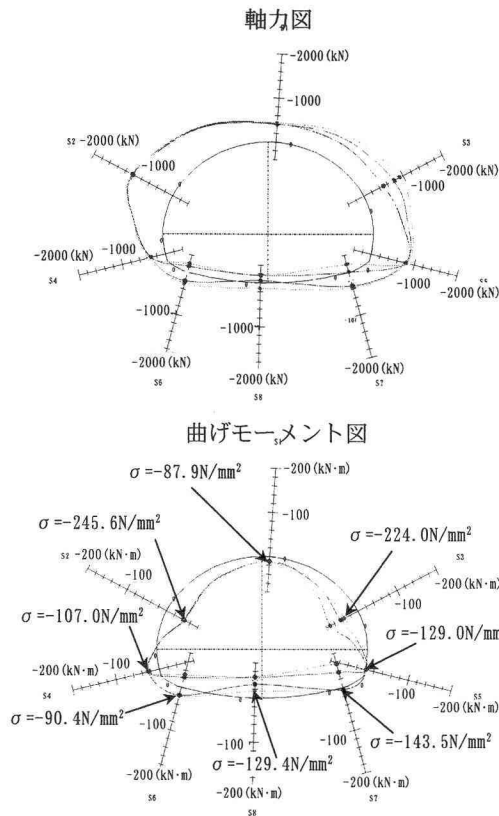


図-16 鋼アーチ支保工の軸力分布と曲げモーメント分布

上り線Bブロック区間は、地すべり圧縮部のすべり面を切除する最も危険な位置¹⁾にあったが、垂直縫地が切羽前方の変位を抑制し、掘削後はインバートストラットによる早期閉合で地すべり荷重を押し盛土に伝達させることで、地すべりを大きく誘発させることなく無事突破できた。よって、最終的には二重支保工の施工を行わなかった。

(2) 上り線トンネルAブロック区間（エリア4）

Aブロック区間（エリア4）は、Bブロック区間

（エリア3）と同様に地山の土被りが小さくその上に押し盛土が施工されている。したがって、トンネルが直接地すべりに影響を与える位置関係ではなかったが、大きな地表面沈下の発生により押し盛土が変形し、Aブロックに間接的に影響を与えることが懸念されたので、地表面沈下抑制対策が必要と判断した。対策工を検討した結果、下り線Aブロック区間（エリア2）で実績のあるAGFと上り線トンネルBブロック区間（エリア3）で実績のあるインバートストラットによる早期閉合を採用した。

対策工を採用した結果、トンネルの緩みによる挙動は観測されたが、地すべりは誘発することにはなかった。

(3) 垂直縫地の効果

上り線トンネルBブロック区間（エリア3）では、トンネルの緩み抑制対策として、図-17に示すように押し盛土の施工途中でトンネル天端上方6mの範囲に改良盛土と垂直縫地を施工した。

垂直縫地の設計は経験的手法で仕様を決定し、ボルト径は25mm、打設間隔は縦断・横断ともに1.5mとした。ボルトの打設範囲については、既往の研究でボルトは掘削盤の下端に定着させ、「下支え効果」を発揮させることが極めて重要であることが明らかとなっている⁵⁾ので、トンネル断面内はボルトをSLまで施工した。また、トンネル断面外のボルトにも下支え効果を期待し、トンネル側壁部の安定を確保するためにトンネル断面外のボルトをインバート下部まで施工した。これらの垂直縫地の効果は、FEM解析で有効性を確認した。

以下に計測結果を分析し、垂直縫地の効果について論ずる。

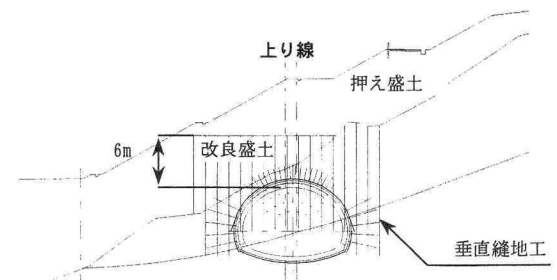


図-17 垂直縫地の施工範囲

a) 緩み抑制効果

垂直縫地の効果を確認するために、ボルトの応力測定を実施した。計測結果を図-18に示す。計測結

果から、既往の報告⁶⁾にあるとおり、ボルトに切羽が近づくに従い圧縮応力が作用し、切羽通過直後から引張りに転じている。また、トンネル側壁部の安定を図るために、トンネル断面外のボルトをインバート下部まで伸ばしていたが、図-19に示すように側壁部で大きな圧縮応力が発生しており、垂直縫地の下支え効果が発揮されていることが確認できる。

既往の報告²⁾では、切羽通過直後の垂直縫地ボルトの軸力の分布は図-21のようにモデル化できるとしている。これに従えば、垂直縫地施工区間の緩み範囲は、図-19に示すようにトンネル天端で3m(0.21D)程度であり、過去に報告されている垂直縫地採用時の緩み範囲(0.3D程度)と同程度である。また、ひずみゲージによるボルト応力測定結果から得られるボルトの軸力分布は、設計時に実施したFEM解析の地山のひずみ分布(図-20)とよく一致しており、設計時に期待した効果が十分発揮されていることが検証された。

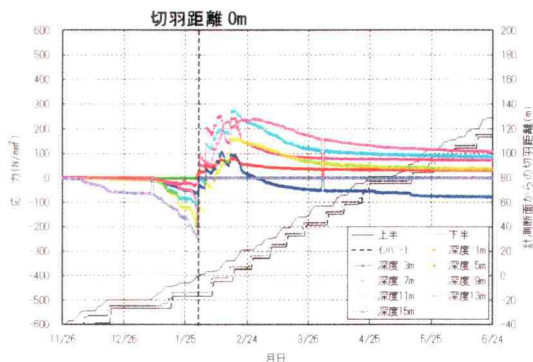


図-18 垂直縫地のボルト応力経時変化(C-41)

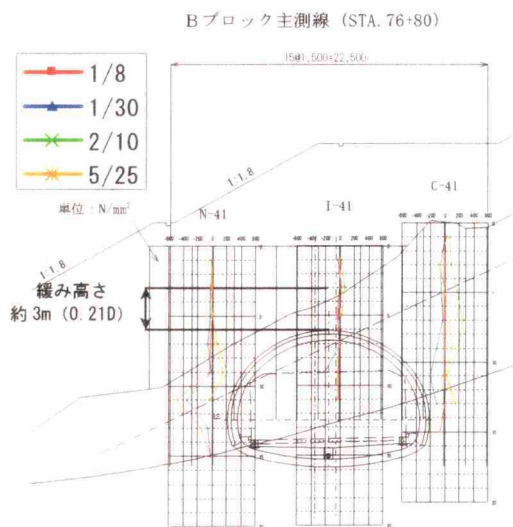


図-19 垂直縫地のボルト応力分布

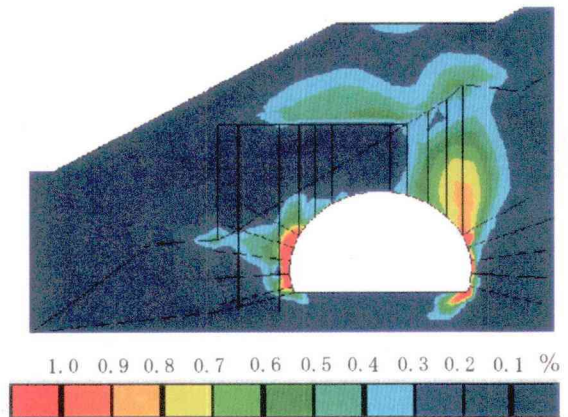


図-20 FEM解析で想定した地山のひずみ分布

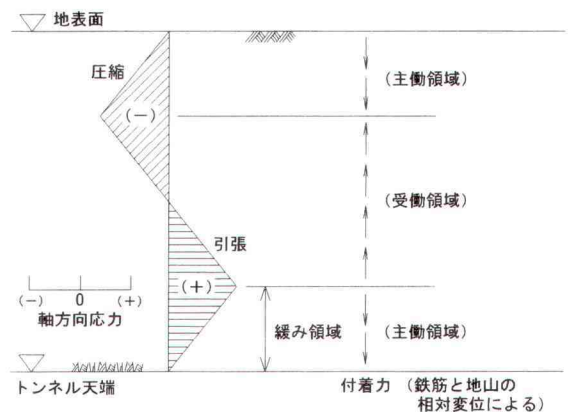


図-21 縫地ボルトの軸力分布と付着力の関係

b) 先行変位抑制効果及び地表面沈下抑制効果

ここで、垂直縫地の先行変位抑制効果に着目し、地形・地質及び施工法がほぼ同条件の垂直縫地を施工したBブロック区間(エリア3)とAGFを施工したAブロック区間(エリア4)における地表面沈下計測結果を分析した。図-22に地表面沈下と切羽距離の関係を示す。図に示すように、垂直縫地区間の地表面沈下の方がAGF区間より約90mm小さく、切羽距離0mまでの先行変位で約70mmの差となって現れている。また、図-23に同区間のトンネルの天端沈下を示すが、両区間の差は約20mmと小さく、地表面沈下の差の殆どが、先行変位で発生していることを裏付けている。先行変位率に直すと垂直縫地区間は約35%であるのに対して、AGF区間では約50%となっている。

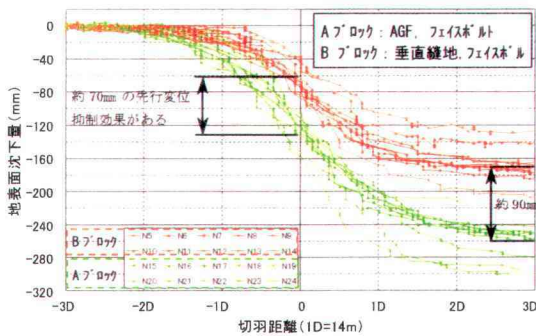


図-22 A、Bブロックの地表面沈下比較

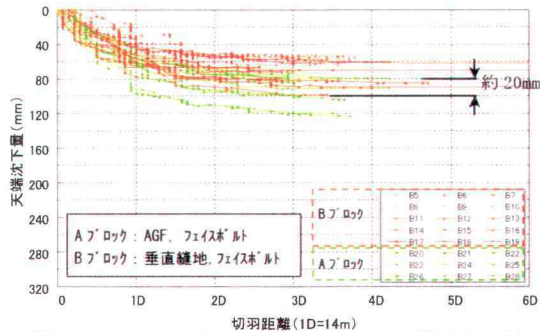


図-23 A、Bブロックのトンネル天端沈下比較

ここで、対策工の効果の評価を行う。評価は、式(1)に示す効果率という指数⁷⁾を用いて、地表面沈下の定量的評価を試みる。

$$\alpha = E' / E_s \quad (1)$$

ここに、 α ：効果率

E' ：施工後の計測データから求められた見かけの弾性係数

E_s ：事前の調査時の変形係数

効果率を算定するには、施工後の計測データから求めた見かけの弾性係数が必要であるが、ここでは式(2)のLimanovの式を用いてトンネル中心部での地表面沈下量から地山の弾性係数を逆算で求める。

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

ここに、 $U_{\max}$ ：トンネル中心部の地表面沈下量

μ ：地盤のポアソン比

E ：地盤の弾性係数

r_0 ：トンネル半径

h_0 ：地表よりトンネル中心までの深さ

P ：鉛直土圧 $P = \gamma h_0$ (γ ：土の単位体積重量)

式(2)より推定される見かけの弾性係数は、垂直縫地区間で $E' = 36.2 \text{ Mpa}$ ($U_{\max} = 170 \text{ mm}$, $\mu = 0.35$, $r_0 = 7.6 \text{ m}$, $h_0 = 13 \text{ m}$, $P = \gamma h_0 = 20 \times 13 = 260 \text{ kN/m}^2$ より算定), AGF区間で $E' = 21.0 \text{ Mpa}$ ($U_{\max} = 260 \text{ mm}$, $\mu = 0.35$, $r_0 = 7.6 \text{ m}$, $h_0 = 15 \text{ m}$, $P = \gamma h_0 = 20 \times 15 = 300 \text{ kN/m}^2$ より算定)となる。両区間のトンネル掘削部の地山(ルーズな崖錐層)の事前調査で得られた変形係数は、平均値が $E_s = 17.2 \text{ Mpa}$ である。押え盛土の変形係数を崖錐層と同等として、式(1)を用いてそれぞれの対策工の地表面沈下に対する効果率を算定すると、垂直縫地 $\alpha = 2.1$, AGF $\alpha = 1.2$ となり、垂直縫地の地表面沈下抑制効果が大いことがわかる。また、下り線トンネルAブロック区間(エリア2)のAGFの地表面沈下抑制効果を同様の効果率で表すと $\alpha = 2.0$ ($U_{\max} = 20 \text{ mm}$, $\mu = 0.3$, $r_0 = 7.2 \text{ m}$, $h_0 = 27 \text{ m}$, $P = \gamma h_0 = 20 \times 27 = 594 \text{ kN/m}^2$ より算定)となり、上り線トンネルAブロック区間(エリア4)の効果率($\alpha = 1.2$)と大きく異なる。これは、上り線トンネルのように切羽が自立しないような不良地山では、切羽前方の緩みがAGFの先受け長(3.5~12.5m)より大きくなり、AGFのトンネル縦断方向の梁効果に必要な先受け支持が得にくいことが原因と考えられる。よって、AGFは地山条件によって地表面沈下抑制効果が大きく異なるため、先受け長、ラップ長、鋼管の仕様等を十分検討する必要がある。一方、垂直縫地はトンネル施工前に対象区間を補強するため、切羽前方の緩みの大きさに多大な影響を受けることなく効果が発揮されると考えられる。

c) 切羽崩壊防止効果

垂直縫地区間を掘削中は、写真-1に示すように切羽崩壊が数回発生した。切羽崩壊は、切羽側の垂直縫地が掘削により解放された瞬間に発生したが、図-24に示すように崩壊は次の垂直縫地以奥には波及せず、切羽前方が大きく崩壊することはなかった。このことから、垂直縫地が切羽の押し出しを抑制していることがわかる。しかし、切羽進行長が1mであるのに対し、切羽崩壊は切羽以奥の1.5mに及ぶため、切羽崩壊後の支保施工時の天端安定に問題があった。したがって、垂直縫地のトンネル縦断方向の打設間隔は、トンネル進行長と同じにすることで切羽の安定が確保できると考える。

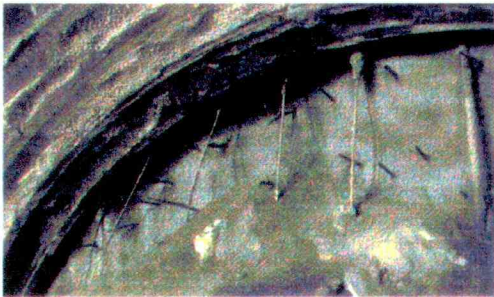


写真-1 切羽崩壊状況

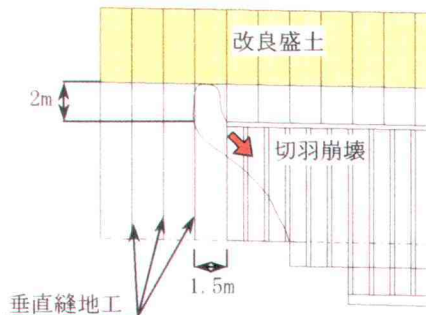


図-24 切羽崩壊状況の概略図

6. まとめ

引佐第二トンネル北坑口部のトンネル施工において、地すべり、地表の動態観測およびトンネル計測結果を報告した。その際に、トンネルの影響による地すべり挙動とその地すべりに与える影響を考慮したトンネルの設計・施工およびトンネル対策工のすべり抑制効果について、以下の知見が得られた。

- トンネルが地すべり地外にある場合、トンネルの影響を考慮した地すべり対策工を行っても、トンネル掘削により地すべりが誘発する可能性がある。これは、トンネル掘削による周辺地山の応力再配分によるものと考えられるが、トンネルの変位を抑制することで地すべり挙動も沈静化する。
- トンネル掘削による緩み領域を、地山の力学的特性が掘削前の特性から変化する領域であるとする、地すべりに影響を及ぼす領域はトンネル変位の影響が波及する領域と考えることができ、緩み領域より広範囲な領域となる。
- 切羽が自立し、切羽前方の緩みがAGFの先受け長以奥に及ばないような地山では、AGFはトンネルの緩み抑制効果および地表面沈下抑制効果に有効である。

- 切羽が自立しないような不良地山では、AGFより対象区間を事前補強できる垂直縫地の方が先行変位抑制効果は大きく、今回の計測結果から垂直縫地の効果率は $\alpha=2.1$ であった。
- 地すべり対策工として押え盛土を施工し、かつトンネルが地すべり地内にあり、圧縮部のすべり面を切除する場合、トンネル掘削後は速やかにリング閉合し、地すべり荷重を押え盛土に伝達することが有効である。
- 垂直縫地をトンネル断面外に打設する場合は、インバート下部まで伸ばすことで、垂直縫地の下支え効果が有効に作用する。

以上のように、地すべり地帯のトンネル施工は極めて困難であり、綿密な事前予測と施工時の動態観測、その結果をフィードバックした情報化施工が重要である。トンネル掘削による地すべりの挙動、トンネル対策工のすべり抑制効果を今回整理できたことで、今後行う南坑口部の地すべり地帯のトンネル施工に反映させていく考えである。

謝辞：本工事の実施にあたり、第二東名高速道路静岡建設局管内のり面防災対策検討会（座長：奥園誠之九州産業大学工学部教授）の方々をはじめ関係各位に貴重な助言とご指導をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 坂垣 治：トンネル坑口周辺の地すべり対策（1）、トンネルと地下、第12巻第10号、pp. 37-43, 1981.
- 財団法人 高速道路技術センター：トンネル掘削を誘因とする地すべり対策に関する基本検討、pp. 8-68, 1996.
- 日本道路公団：設計要領第一集、pp. 参3-27-参3-28, 財団法人 道路厚生会, 1999.
- 桜井春輔：トンネル掘削に伴う緩み領域の研究、トンネルと地下、第14巻第1号、pp. 35-41, 1983.
- 奥田 庸、石渡徳久、阿部敏夫：垂直縫地ボルトの地表面沈下抑制効果とボルトの軸力挙動に関する実験結果並びに適用例、土木学会トンネル工学研究発表会論文・報告集、第5巻、pp. 9-16, 1995.
- 中田雅博、三谷浩二、城間博道、西村和夫、進士正人：現場計測による垂直縫地ボルトの補強効果に関する基礎的研究、土木学会トンネル工学研究発表会論文・報告集、第6巻、pp. 163-168, 1996.
- 社団法人日本トンネル技術協会：山岳工法における補助工法の効率的な設計施工法に関する調査検討報告書、pp. 49-51, 2000.