

北陸自動車道 大平寺地区における 地すべり変状とその対策

谷 信 弘^{*1} 高 橋 理 貞^{*2}

1. はじめに

北陸自動車道上越～朝日間74kmは、昭和57年に着工し昭和63年7月に名立谷浜～朝日間60kmを最後の区間として全線開通した。このうち上越～糸魚川間43.7kmは新潟県内においても有数の地すべり多発地域で、北陸自動車道と並行するJR北陸本線はたび重なる地すべり災害を避けるため昭和44年に6本のトンネル（計23.5km）によって路線を変更し現在にいたっている。高速道路においても、数多くの地すべり地を通過することから綿密な調査をもとに検討を加え、路線を決定し、各種対策工を施工したうえで無事完成することが出来た。

しかしながらトンネル坑門工、橋梁基礎工並びに付替水路、道路等の施工段階における構造物掘削中、一時的に安全率が低下し、地すべりの徴候が生じるといった危険な状態に遭遇することが有り、これを防止するための対策工事において施工の困難性と長い工期を要した。

当報告においては、地すべり変状が発生した大平寺トンネル東、西両坑口を代表例として、地すべり発生 の過程と防止対策工について述べるものである。

2. 大平寺トンネル周辺の地形、地質概要

大平寺トンネルは、新潟県西頸城郡能生町に位置する能生インター西方300mの、延長約1,200mのトンネルで東坑口は能生川流域、西坑口は木浦川流域となっている。

地すべり防止区域は能生川流域に計38地区、木浦川流域には10地区分布し大平寺トンネル東坑口は林業地すべり、西坑口は農地地すべり区域に指定されている地すべり密集地である。大平寺トンネル付近の地形は、能生川と木浦川に挟まれた外山（標高719m）が、日本海に落ち込む標高50～150mの丘陵地で、海岸部から約800mに位置し、東西両坑口周辺は、多数の地すべりブロックが見られ複合地すべりブロックを形成している。

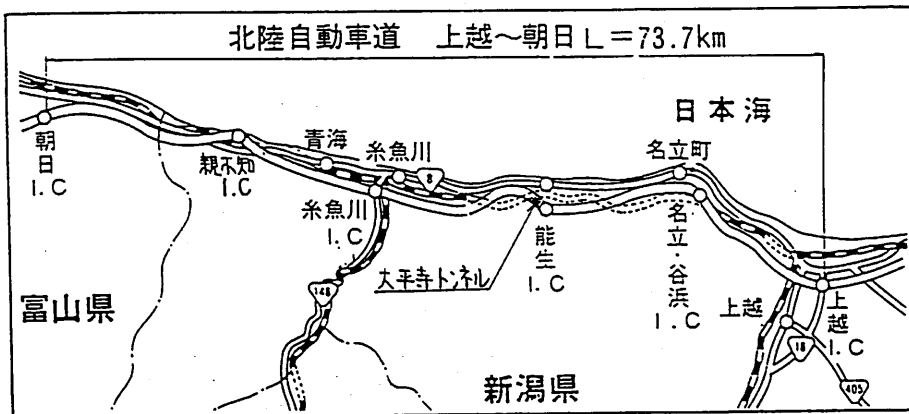


図-1 位置図

*1 日本道路公団東京第一建設局建設二部工務二課調査役

*2 同上 新潟建設局建設部技術課課長代理

地質は、新第三紀鮮新世の谷浜層の泥岩が基岩となっており、地表部は崩積土が覆い以深に風化泥岩がかなりの厚さで分布する。

3. 大平寺トンネル坑口付近の掘削による地すべり徴候

3-1 東坑口山側斜面

東坑口付近は、能生インターに近接しているため、能生川支流の狭隘な谷間に路線を選定せざるを得なかったことから山側（南側）、坑口方向（東側）並びに海側（北側）の3斜面に面している。調査、設計段階において地すべりの発生が予測されたのは、坑口方向斜面と急勾配をなす海側斜面で、この両斜面はトンネル延伸による押え盛土、集水ボーリング及び抑止杭等の対策工を計画、実施した。しかしながら、平均14°の緩傾斜斜面で比較的物性値が高いと推定された山側斜面については、1割5分の切土法面とし、特別な地すべり対策は計画しなかった。当斜面の切土は昭和60年6月より開始し7月末には全体の切土をほぼ完了し、その後切土斜面末端の付替水路、構造物掘削の施工を上流側より進めた。

8月28日の段階においてA-A'測線の掘削底面付近の風化泥岩中に明確なすべり面が発生し（写真-1、亀裂番号①）上盤が約10cm程度押し出し図-2、3に示す2列の亀裂が発生した。（亀裂番号②③）ただちに掘削を中止し付替水路の埋戻しと共に押え盛土を実施し応急対策とした。しかし亀裂はしだいに拡大し9月16日斜面上方にさらに3列の亀裂（番号④⑤⑥）を形成した後、9月27日には末端部より76m上方に達した。（番号⑦）



写真-1 付替水路構造物掘削により発生したすべり面

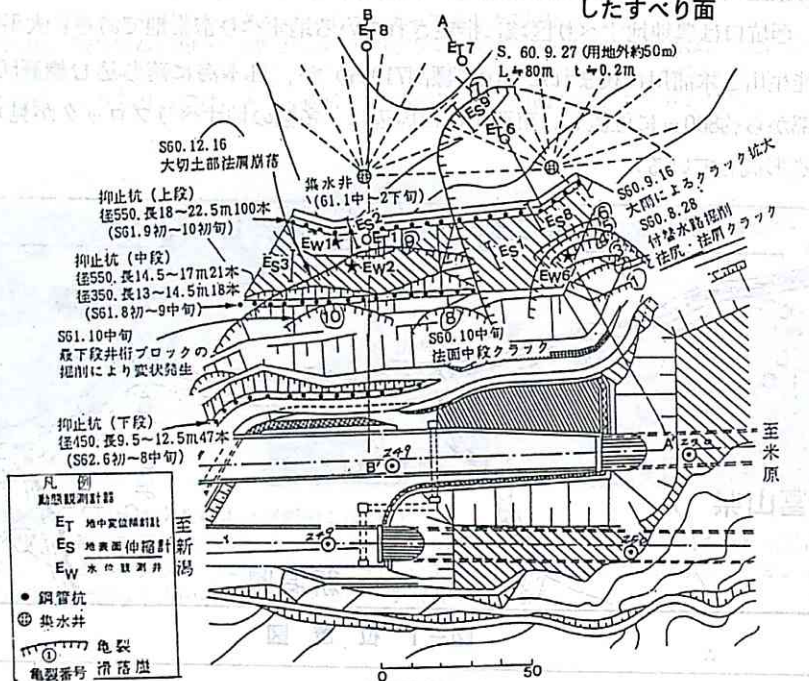


図-2 大平寺トンネル東坑口地すべり対策工平面図

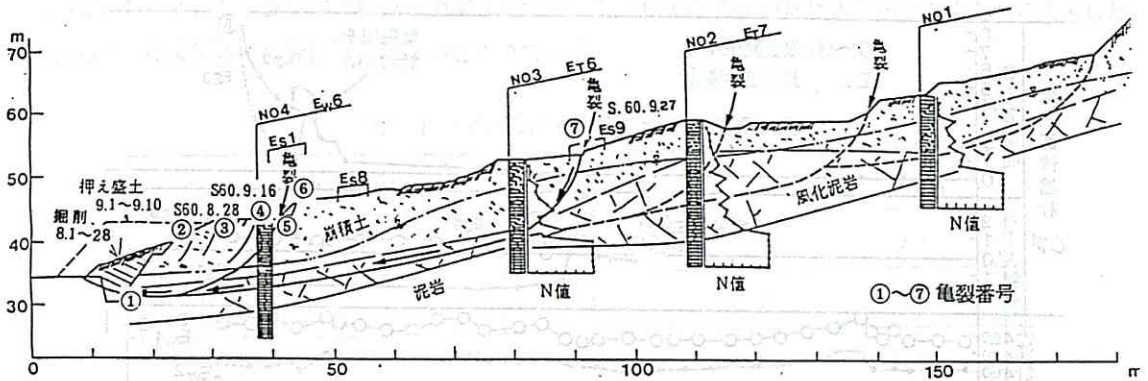


図-3 大平寺トンネル東坑口A-A'断面

この間、応急的な押え盛土を追加することによって変位は停止し小康状態を保つことが出来た。

B-B' 斜面は、10月中旬切土法面中段に急裂が生じ(番号⑧)12月16日には切土法肩部が崩壊し滑落崖が形成された。(亀裂番号⑨) 写真-2, 3

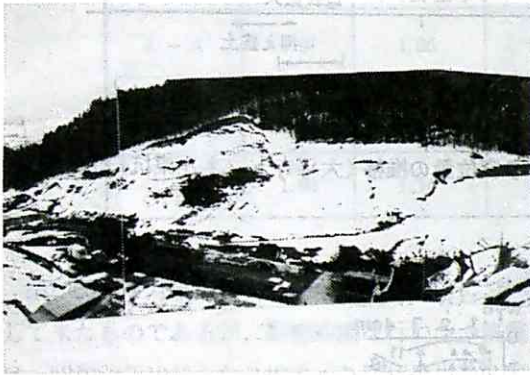


写真-2 切土法肩部崩壊
(12月16日)

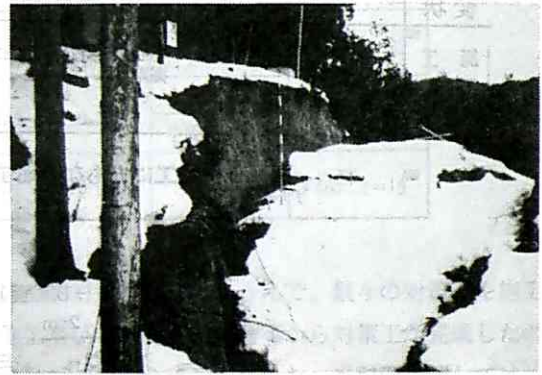


写真-3 切土法肩部崩壊
滑落崖の状況

変位挙動を測定するため、地表面伸縮計、孔内傾斜計及び地下水位計を図-2に示す位置に設置した。観測結果と施工工程並びに降雨と地下水位の関係を図-4に示す。又、孔内傾斜計による変位量とすべり面の深さ、地層は図-5のとおりである。

地すべり対策工としては、応急的に実施した押え盛土工のみでは目標安全率を満足することが出来ず、かつ付替水路、道路を確保することが不可能であるため土質調査、動態観測結果及び施工性等を検討した上で次の基本方針により施工を進めることとした。

- 1) 地下水位を低下させるため、切土斜面上部に集水井(2箇所)及び集水ボーリングを実施。
- 2) 付替水路、道路の平面、縦断線形を検討し、切土量、深さを極力少なくし、押え盛土量を多くする構造とした。
- 3) 切土法面勾配を1割8分~2割5分(当初計画1割5分)とする。
- 4) 抑止工法は、押え盛土が可能な箇所は押え盛土を基本とし、不足する抑止力は鋼管杭(3段配置)によることとした。

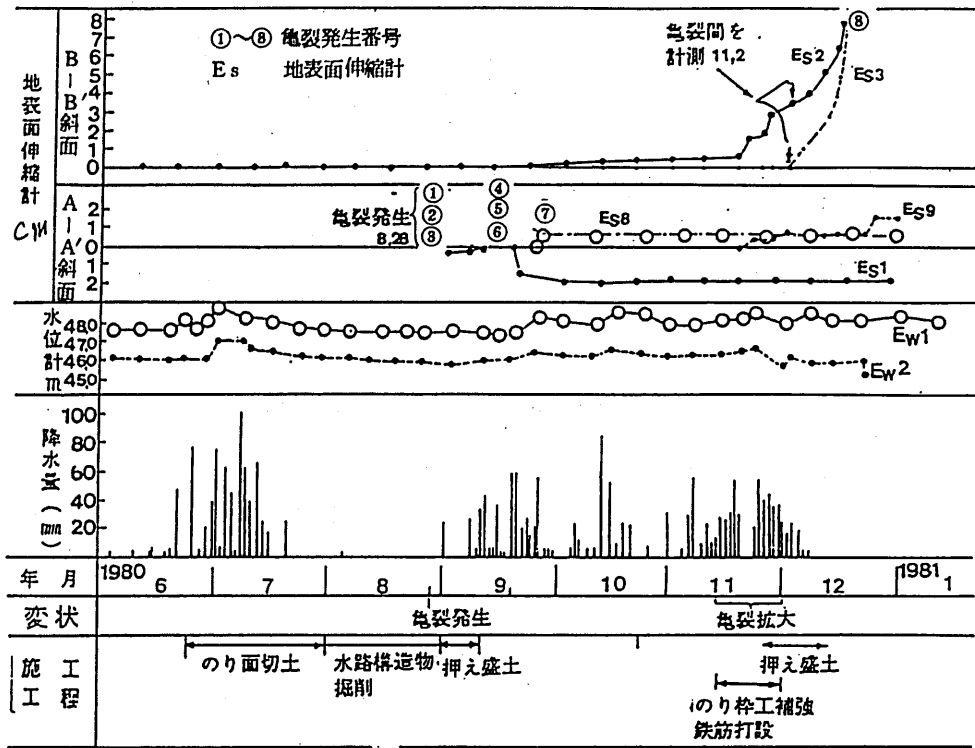


図-4 施工にともなう地すべり変位量の推移 (大平寺トンネル東坑口)

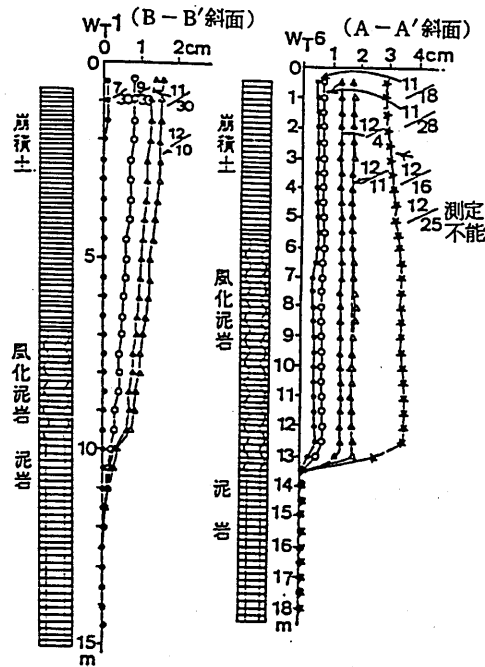


図-5 孔内傾斜計変位 (大平寺トンネル東坑口)

対策工に使用した土質定数は現況安全率（地すべり進行中）から逆算法により表-1のとおり決定した。必要抑止力及び抑止杭規格は表-2のとおりである。

表-1 対策工に使用する土質定数の決定

断面	現況安全率	C (t/m ²)	φ	γt (t/m ²)
A - A	0.97 *1	1.8	5.9°	1.8
B - B (上段, 中段)	0.97 *1	2.1	8.7°	1.8
B - B (下段)	1.00 *2	1.7	11.3°	1.8

*1 進行中の地すべりと仮定

*2 上段, 中段の抑止杭完了後の施工につき $F_s = 1.0$ を採用

表-2 必要抑止力及び抑止杭規格の決定

断面	現況安全率	押え盛土完了後の安全率	目標安全率	不足する安全率	必要抑止力 (t/m)	杭規格 (鋼管杭)
A - A'	0.97	1.06	1.20	0.14	上段杭のみ 47.1	φ550 ^{mm} , t=32 ^{mm}
B - B' (上段, 中段)	0.97	0.97	1.20	0.23	上段杭 37.1	φ550 ^{mm} , t=32 ^{mm}
					中段杭 32.3	φ550 ^{mm} , t=31 ^{mm}
B - B' (下段)	1.00	1.14	1.20	0.06	8.0	φ450 ^{mm} , t=16 ^{mm}

昭和60年8月末に発生した地すべり変状について応急的対策を実施したうえで、数々の対策工を施工して来たものであるが、動態観測を行いつつ慎重な施工及び冬期降雪の影響等から対策工が完成したのは、昭和62年10月となり地すべり変状発生後2年2ヶ月の工期を余儀なくされた。当斜面に関しては、工事完成後も引続き、地中内変位、地下水位、湧水量等の調査を継続しているが、その後の挙動は皆無である。

3-2 西坑口斜面

大平寺トンネル西坑口の地形は、坑口付近より下方は地すべりにより形成された緩傾斜の階段状地形（水田）を呈し、坑口より上方は約23°の丘陵斜面をなした杉の造林地となっている。造林地内には数列の亀裂が走り、過去の地すべりの痕跡をとどめている。基盤の地質は東坑口と同様谷浜層の泥岩であるが、地表から3~4mは崩積土、それ以深約7m付近までは強風化泥岩、さらにそれより下層11~14m付近までは弱風化泥岩が分布する。当坑口に関しては、地すべりの発生が予測されたため、坑口付近の切土及び坑門工構造物掘削に先立ち昭和60年8月に地すべり対策工として鋼管杭、集水ボーリングを施工し孔内傾斜計、地表面伸縮計等の計器を配置したうえで10月2日坑口部の掘削を開始した。

上下線の坑門工を結ぶ擁壁工の基礎杭施工のための1次掘削を施工中、風化泥岩層にすべり面が形成され孔内傾斜計WT₃の変位が10月9日より増大し危険な様相を呈した。応急的な押え盛土を実施し滑動を防止すると共に、法面補強鉄筋工（φ25mm ℓ = 5~7m）を施工した。

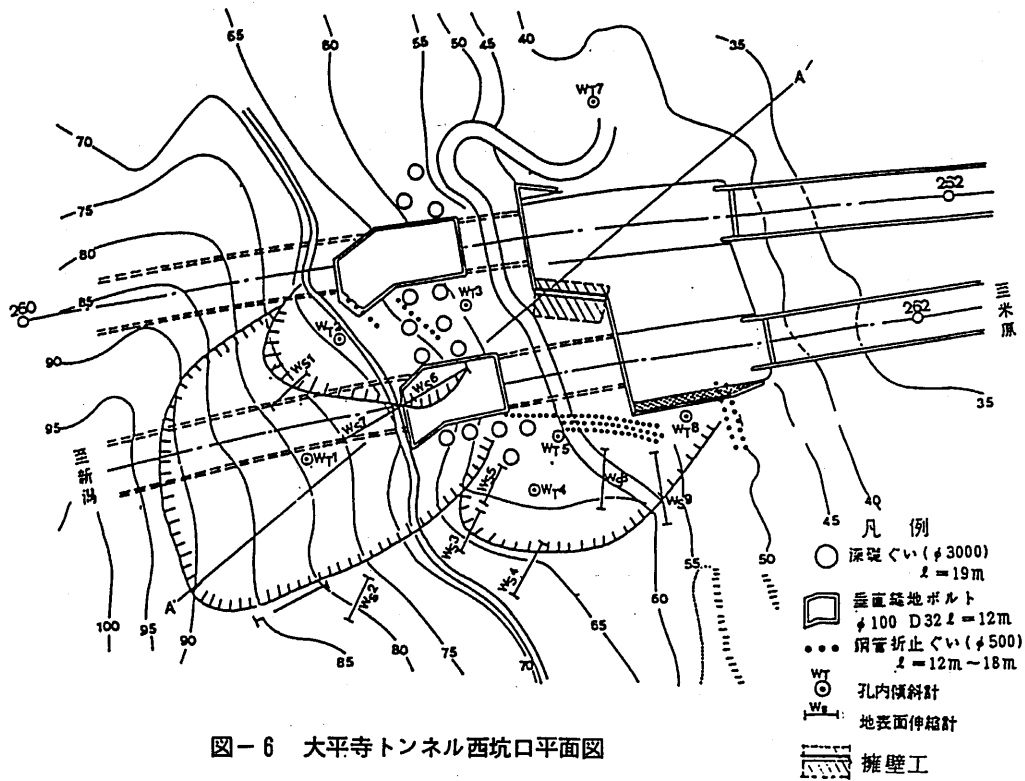


図-6 大平寺トンネル西坑口平面図

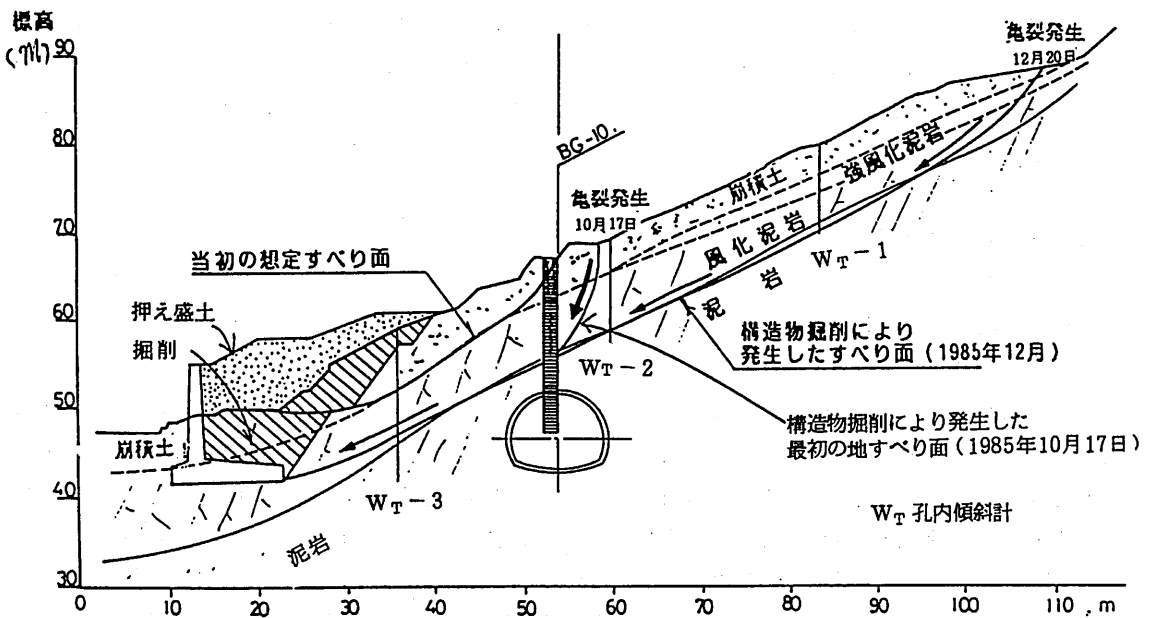


図-7 大平寺トンネル西坑口地質断面 (A-A')

法面補強鉄筋工のうち3本にひずみ計を取り付け、計測を続けながら11月20日押え盛土を除去し、擁壁工の掘削を行ってフーチング部の施工を短期間で完成させ、擁壁工背面の埋戻し及び坑口の押え盛土を行って地山の変位を停止させることが出来た。掘削にともなって発生したすべり面は、当初計画で想定した崩積土層中でなく、それより下部の風化泥岩層に形成されたため、すでに施工を完了していた鋼管抑止杭の根入長は不十分となったものの、事前に抑止杭を施工していたことと共に法面補強鉄筋工の効果によって崩壊をまぬがれることが出来た。



写真-4 大平寺トンネル
西坑口地形状況

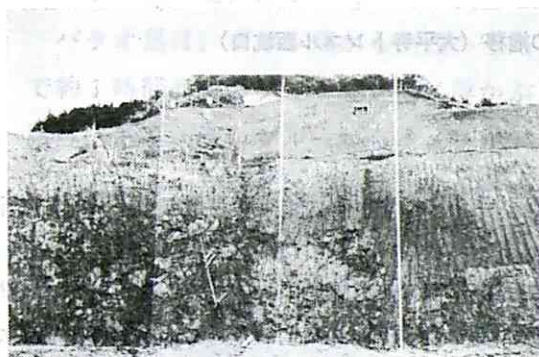


写真-5 西坑口一次掘削状況

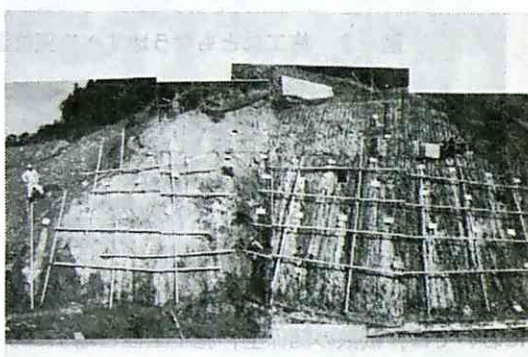


写真-6 西坑口法面補強鉄筋工

掘削過程における地表面伸縮計と孔内傾斜計の測定結果を図-8に示す。当坑口斜面において発生した坑門部及び擁壁工の構造物掘削中の地すべり変状は安全率1.0以下であったと考えられかつ、かなり広い範囲まで影響していることから永久的な安全率の確保と共に、トンネル掘削による地すべり再挙動を防止する必要が生じた。

よって必要抑止力から、深礎杭(φ3.0m L=19m)計14本を主対策工として配置することとした。当地すべりはトンネル直上を覆いかつ、すべり面はトンネル断面内を通過するため、トンネル部は不足する抑止力を補う目的で、垂直縫地ボルト(φ100mm, D-32mm, L=12m)を計216本配置した。なお、垂直縫地ボルトはトンネル上部半断面をカバーする長さとし切羽崩壊防止措置を兼ねたものである。

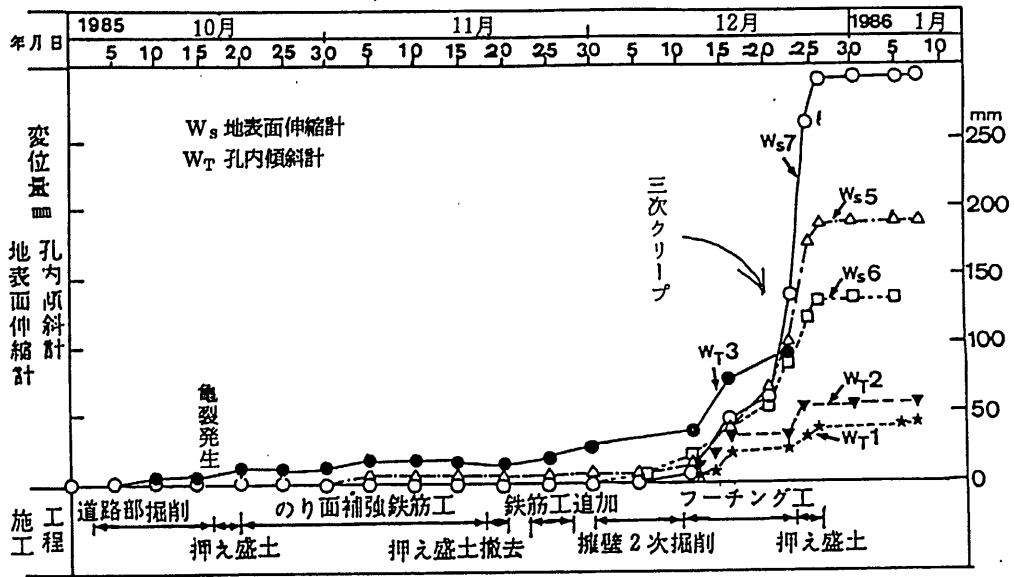


図-8 施工にともなう地すべり変位量の推移 (大平寺トンネル西坑口)

4. おわりに

構造物施工過程における地すべりの発生に関しては、一般の地すべり防止工事と異なり一時的に安全率を低下させ、地すべり誘発状態を生じさせることが避けられない。このため北陸自動車道上越～朝日間においては、大平寺トンネル両坑口のみならず各所で地すべりと厳しい対応を迫られた。この報告においては、紙数の関係上、施工工程と地すべり徴候の発生及びその対策工について述べるに留まったが、①掘削に伴って発生する地すべりの特性、②地層中でのすべり面形成位置、③地すべり土塊の残留強度、等について知ることが出来た。

これらの詳細については、別の機会に報告することとしたい。なお末尾ながら北陸自動車道上越～朝日間の地すべり対策工事に関し、公共構造物に影響を与える災害並びに労働災害を生じさせなかったことは、各位の御指導、協力によるもので深甚の謝意を表すものである。