

新第三紀凝灰岩層の地すべり対策工の設計と施工

Planning and Constructions of Prevention Works for Landslide of the New Tertiary Volcanic Tuff

仲松 宇大*
Udai Nakamatsu

及川 修二**
Shuji Oikawa

岡井 崇彦*
Takahiko Okai

荒尾 徹郎**
Tetsuro Arao

大石 一明*
Kazuaki Oishi

要 約

本報告書は、道路建設工事中に発生した新第三紀凝灰岩層の地すべりに対する復旧工の設計と施工について述べたものである。地すべり対策工の設計上の要点は、すべり面が地表から5～15mの深さに広い範囲で分布する新第三紀凝灰岩の上面であり、大きな抑止力が必要とされていること、また、地すべり範囲内に重要構造物である東北電力株の高圧線鉄塔が位置していることである。地すべり対策工は、抑制工（押え盛土工法+明かり巻きトンネル工法）と抑止工（KTBアンカー工法）を併せて採用した。現在までに、平均長41.9mのKTB永久アンカー145本、平均長18.4mの仮設アンカー63本の施工が無事完了し、延長153mの明かり巻きトンネルの施工を行っている。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 地すべりの概要
- § 4. 地すべり計測・地質調査
- § 5. 地すべり対策工の選定
- § 6. 押え盛土工法と永久アンカー工法
- § 7. 地すべり対策工の施工
- § 8. おわりに

§ 1. はじめに

本工事は、いわき市（常磐自動車道）、郡山市（東北自動車道）と新潟市（北陸自動車道）を結ぶ総延長213kmの磐越自動車道建設工事のうち、新潟県東蒲原郡三川村上戸谷渡地区における切盛土工を含むNATM工法による長谷工事である。図-1に位置図を示す。

本工事のうち、長谷トンネル終点側の安田方坑口から約100m離れた跨水橋（熊渡り水路）計画位置（STA.661+50）から、跨道橋（長谷村道）計画位置（STA.663+78）の切土工区間（約150m区間）において、切土法面およびその法肩から山側に位置する長谷村道付近の地山にクラックが発見された。その後実施した地す

* 土木設計部設計課

** 関東(支)磐越長谷(出)

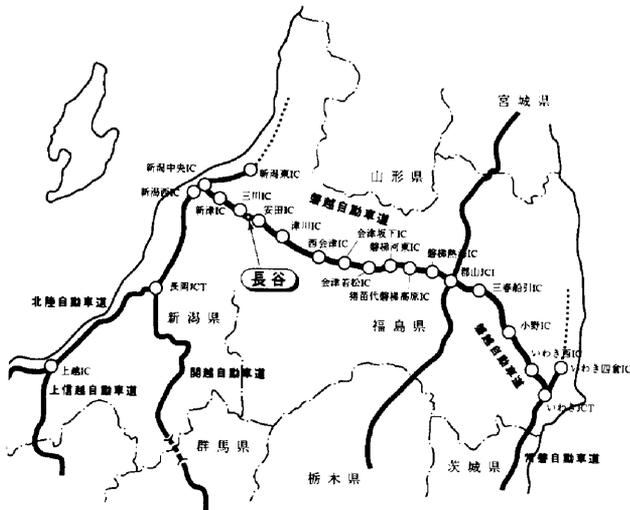


図-1 位置図

べり計測、追加ボーリング調査および集水井の施工によって、新第三紀凝灰岩層の地すべりが確認された。

本報告は、新第三紀凝灰岩層上面にある地すべり面の強度定数の設定並びに、地すべり発生直後に設置された長谷地区地すべり検討委員会による検討結果を踏まえ、最終的に選定された、抑制工（押え盛土工法+明かり巻きトンネル工法）と抑止工（KTBアンカー工法）を併用した地すべり対策工法の設計と施工の概要について報告するものである。図-2に平面図、図-3に断面図を示す。

§ 2. 工事概要

工事名：磐越自動車道^{なかに}長谷工事、長谷（その2）工事
 企業先：日本道路公団新潟建設局

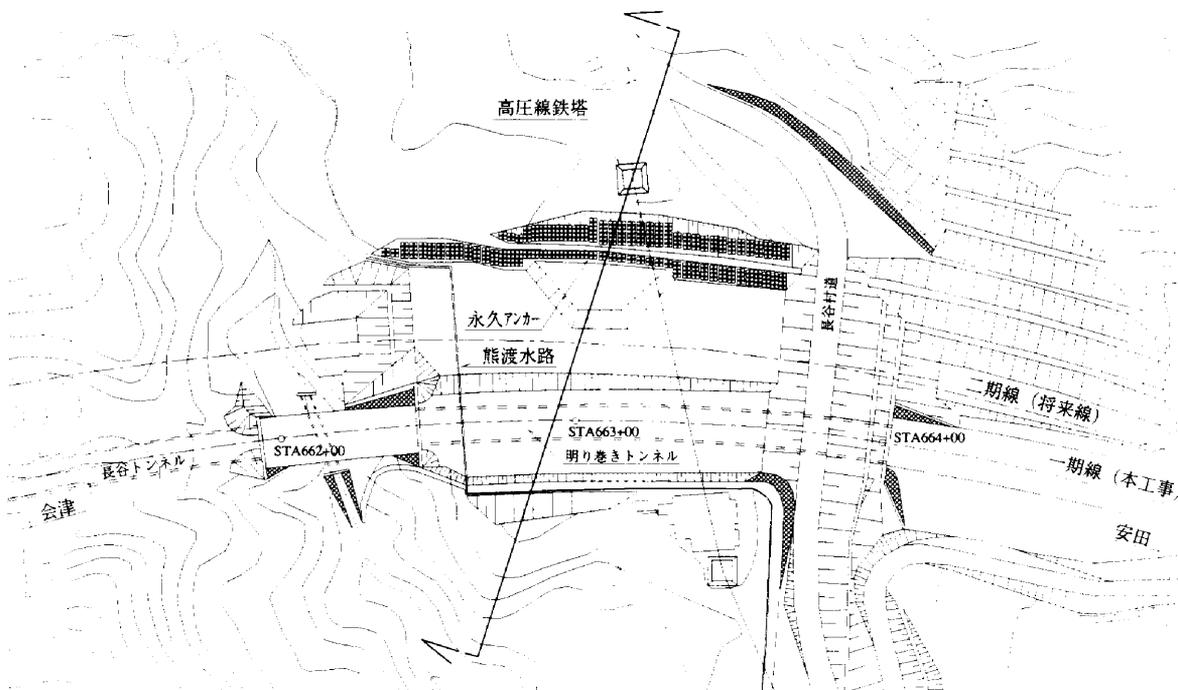


図-2 平面図

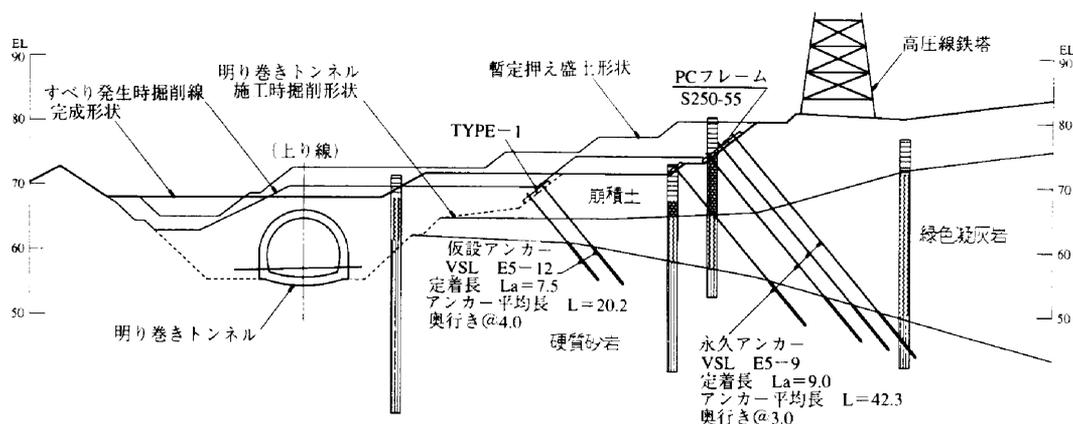


図-3 断面図

工事場所：新潟県東蒲原郡三川村大字上戸谷渡

工期：平成4年2月～平成8年11月

工事内容：長谷工事

トンネル工（延長263.0m,内空断面積：52m²）

切盛土工（延長568.5m）

高圧線鉄塔移設工事（1基）

長谷（その2）工事（地すべり対策工事）

明かり巻きトンネル工

（延長153.0m,内空断面積：52m²）

永久アンカー工（総延長6,078m）

仮設アンカー工（総延長1,159m）

§ 3. 地すべりの概要

3-1 地形・地質

当該地は、阿賀野川と長谷川の合流点下流の阿賀野川沿い左岸側に位置し、標高EL+50～100m,勾配5.0～10.0°の比較的なだらかな傾斜地である。計画本線上のSTA.662+63付近では熊渡り水路が、STA.663+77付近では長谷村道が交差し、またSTA.663+20付近には供用中の高圧線鉄塔が布設されていた。

地すべり発生後行った追加地質調査の結果より、長谷村道付近に計画本線と直角方向（NS方向）に衝上断層があることが判明した。この衝上断層を境にして会津側では新第三紀に形成された砂岩を基盤岩とし、その上部に新第三紀凝灰岩、崖錘堆積物が分布している。一方、衝上断層から安田側では強風化した白亜紀の花崗岩（マサ土）が浅い位置に堆積し、その下に新第三紀凝灰岩が分布しており複雑な地層構成を形成している。

3-2 地すべりの経緯

平成4年11月に長谷トンネル坑口から約70m離れた熊渡り水路付近の切上法面にクラックが発見された。ただちに法面掘削を中止し、押え盛土による緊急抑制工を実施した。

この時点においては、高圧線鉄塔付近の地盤は、既往の上質調査に基づいて堅固な花崗岩と硬質砂岩であると考えられていた。地すべり範囲は、熊渡り水路から高圧線鉄塔近くまでの約50m区間の切上法面の法面より本線側であり、すべり面は崩積土層内部にあると推定された。

そこで、当初地すべり範囲外と考えられていた切上法面上部に高圧線鉄塔を移設し、法面掘削を開始した直後、前回発見されたクラック位置よりもさらに山側に位置する長谷村道付近にクラックが発見された。追加地質調査並びに更に広い範囲を対象とした地すべり計測を実施した結果、衝上断層の存在が確認され、高圧線鉄塔を含む

広い範囲の地すべりであることが確認された。

§ 4. 地すべり計測・地質調査

4-1 地すべり計測

当該地の地層構成は複雑であり、今回発生した地すべりの範囲、すべり面深度、すべり形状は明確でなかった。そこで、これらを解明する目的で表-1に示す地すべり調査と地すべり計測を実施した。

実施した地すべり調査・計測項目の一覧を表-1に示す。

表-1 調査・計測項目一覧表

調査項目	開始年月日	調査箇所数
・追加ボーリング調査	平成5年6月	10箇所
	平成6年5月	12箇所
・既設構造物および観測杭変位計測	平成4年11月	20箇所
・伸縮計による地表面変位計測	平成5年7月	2箇所
・地下水位計測	平成5年7月	5箇所
・孔内傾斜計による地中変位計測	平成6年6月	5箇所

追加ボーリング調査結果および地下水位計測結果から以下のことが確認された。

- ① STA.663+50付近に本線と直角方向に延びる衝上断層がある可能性が高い。
- ② すべり面が存在すると推測される新第三紀凝灰岩層下面は、山側に潜り込むように傾斜（水平に対し20～30°）しており、計画本線上よりも山側で厚く堆積している。
- ③ 採取したコアより、新第三紀凝灰岩は全体的に未固結状態にあり、水に触れると急激に粘土化する性質がある。
- ④ 地下水位は降雨による影響は少なく、常時GL-0.5m程度である。

また、追加ボーリング孔を利用した孔内傾斜計による地中変位計測結果から、以下のことが確認された。

- ① 新第三紀凝灰岩層の上面および下面に、すべりらしき動きが計測された。
 - ② クラックが発見された鉄塔付近では、すべり方向が計画本線直角方向に対し、約20.0°傾いている。
- 伸縮計による地中変位計測結果を図-4に示す。

4-2 すべり面の深度・形状

当該箇所におけるすべり面は、検討当初、以下のことから、地表から5.0～15.0m堆積する崩積土層の下にさらに5.0～40.0mの厚さで堆積する第三紀凝灰岩層内部にあると推測されていた。

- ① すべり末端位置が明確に現れていないこと。
- ② 熊渡り水路付近の切り上法面とその上部で発生したク

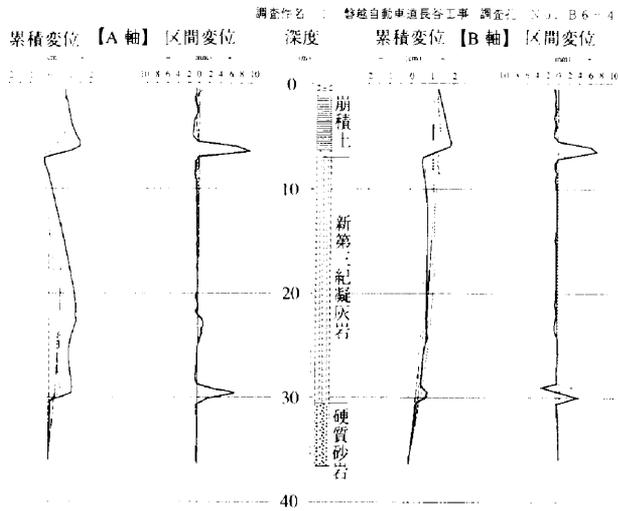


図-4 地中変位計測結果

ラックの傾斜が垂直方向であること、

3 ボーリング調査と法面掘削時の露頭から得られた新第三紀凝灰岩の性質

しかし、地下水位低下の目的で行った集水井の施工の際に、崩積土層と新第三紀凝灰岩の間にすべり面が目視で確認され、孔内傾斜計による地すべり計測結果と総合的に判断した結果、当該地において発生した地すべりは、新第三紀凝灰岩層上面をすべり面としたすべりであり、すべり層厚が、5.0~15.0mであることが判明した。また、すべり面の形状は、クラックの発生位置を始点とし、広範囲に堆積している新第三紀凝灰岩の上面を通ることから、複合すべり形状である可能性が高いことが判った。すべり面形状を図-5に示す。

4-3 すべり面の強度定数

地すべりに対する必要抑止力を算定するためには、すべり面の強度定数(粘着力(c)、内部摩擦角(φ))を把握する必要がある。当該地すべりに対しては、集水井施工の際に採取したすべり土塊の一面せん断試験および逆算法によるすべり解析から、すべり面の強度定数を求めた。

一面せん断試験から得られた、すべり面の強度定数(試

験値)を以下に示す。

粘着力 $c_1 = 0.3 \text{ tf/m}^2$

内部摩擦角 $\phi_1 = 12.1^\circ$

逆算法によるすべり安定解析は、すべり発生時に長谷トンネル側の地山が先行して動いた経緯を考慮し、次に示す仮定に基づき $c - \tan \phi$ の関係を求めた。

- ① すべり発生時の掘削形状における安全率は、 $F_s = 1.0$ であるとする。
- ② すべり形状は、クラック発生位置をすべり始点とする。2円弧と直線の複合すべり形状とする。
- ③ すべり土塊の単位体積重量を $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$ とする。
- ④ すべり面の地表での入射角度は文献¹⁾から、 50° とする。
- ⑤ すべり発生時の地山の挙動から、B-B'断面よりもA-A'断面の安全率が小さいと考える。

逆算法によるすべり安定解析で求めた $c - \tan \phi$ の関係図および一面せん断試験によって得られたすべり面の強度定数(試験値)を図-6に示す。

逆算法によって得られた $c - \tan \phi$ の関係並びに最大すべり層厚(h)とすべり面の粘着力(c)との関係式より、逆算値として、以下に示す値が得られた。

粘着力 $c_2 = 0.1h$ (h:最大すべり層厚)

内部摩擦角 $\phi_2 = 7.0$ (A-A', B-B'断面の平均値)

試験値と逆算値では、若干異なる結果が得られた。そこで、この2つの値を用いて、クラックの発生位置を通るA-A'・B-B'断面および、すべり範囲内にあり、また、地山の動きが見られないC-C'断面の計3断面について、すべり発生時掘削形状、暫定押え盛土形状について、すべり安定解析を実施した。

安定解析結果を表-2に示す。

すべり安定解析の結果、2つの強度定数(試験値、逆算値)で算定した安全率は、最初にA-A'断面付近にクラックが発生し、続いてB-B'断面付近にクラックが発生した状況を共に表現できている。しかし、地山の動きが停止している暫定押え盛土形状では、逆算値によるすべ

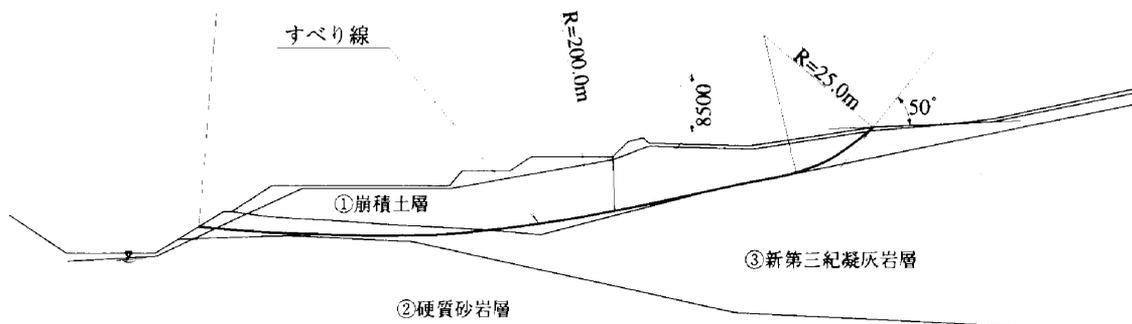


図-5 すべり面形状(B-B'断面)

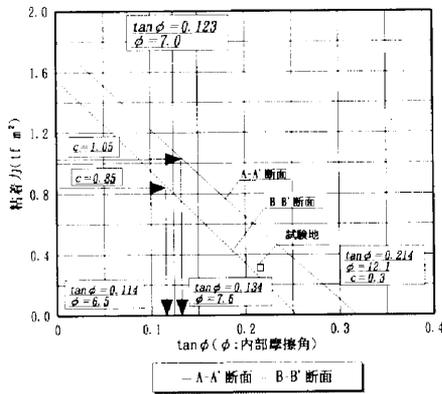


図-6 c-tan φ 関係図

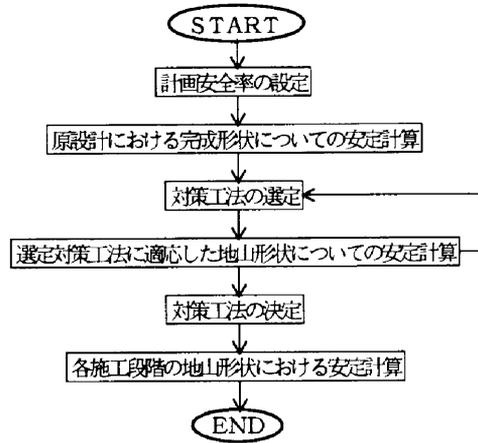


図-7 地すべり対策工検討フロー

表-2 すべり発生時形状・押え盛土形状の安定解析結果

断面名称	A-A' 断面		B-B' 断面		C-C' 断面	
	試験値	逆算値	試験値	逆算値	試験値	逆算値
強度定数						
粘着力 c (tf/m)	0.30	1.05	0.30	0.85	0.30	1.95
内部摩擦角 φ (deg)	12.1	7.00	12.1	7.00	12.1	7.00
安全率						
すべり発生時形状	0.839	0.963	1.046	1.040	0.959	1.051
暫定押え盛土形状	0.978	1.102	1.191	1.108		

り安全率が3断面とも1.0以上であるのに対し、試験値では、A-A'断面で1.0以下となった。さらに、すべり発生時に動きが見られなかったC-C'断面においても、逆算値では、すべり安全率が1.0以上であるのに対し、試験値では1.0以下となり、試験値を用いたすべり安定解析は、実際の地山の挙動と異なる結果となった。

これは、試験値がすべり層の残留強度の値であるため、すべり発生時の地山が動いている状態についてはうまく表現できるが、すべり発生前後の地山が安定している状態については、安全率を小さく評価する傾向があるためと考えられる。

以上のことから、地すべり対策工の必要抑止力の算定には、すべり発生時および暫定押え盛土形状時の地山の挙動をうまく表現できる逆算値を用いることとした。

§ 5. 地すべり対策工の計画

地すべり対策工は、図-7に従って計画した。

5-1 計画安全率について

今回、当該箇所が発生した地すべりが、重要構造物である東北電力の高圧線鉄塔を含むことから、地すべり発生直後より、長谷地区地すべり検討委員会が組織された。この委員会での検討の結果、地すべりの動態観測を施工

時および施工後も引き続き十分に行うものとし、計画安全率を以下の値とすることが決定された。

施工時安全率 (短期) $F_{sa} = 1.10$

完成時安全率 (長期) $F_{sa} = 1.20$

5-2 必要抑止力

原設計における完成形状について実施した安定計算結果と計画安全率より、施工時に最大160tf/m、完成時に最大221tf/mとかなり大きな抑止力が必要であることが判明した。

5-3 対策工法の選定

地すべり対策工法は、一般的な分類として図-8に示す抑制工と抑止工に大別される。

当該地すべり対策工の選定には、重要構造物である東北電力の高圧線鉄塔に対し、十分配慮する必要がある。高圧線鉄塔の許容変位量を以下に示す。

- ①脚間の対角距離 ±20mm
- ②脚間の鉛直相対変位 ±8mm
- ③4脚一体の水平変位 ±20mm

当該箇所における地すべり対策工としては、対策工施

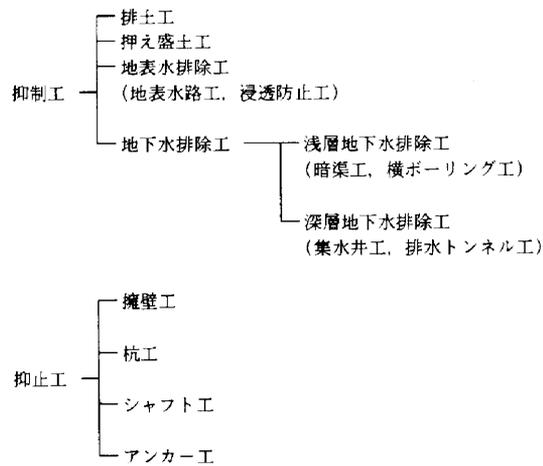


図-8 対策工法の分類

表-3 対策工法比較表

工法名称	本線の構造	施工時の対策方法	概算数量*1	概算工期*2	概算工費*3	特徴	
抑制工	押え盛土工法	ボックスカルバート	仮設アンカー 内空=65m ² , L=420m E5-9, L=30m, 660本	42ヶ月 (21ヶ月)	3.1 (1.3)	・仮設アンカーで一時的な抑止工を行い、本線を施工する工法である。 ・長期的な安定性が高い。	
		土留杭(ベノド)	内空=65m ² , L=420m φ=1.2m, L=25m, 650本	42ヶ月 (21ヶ月)	4.4 (1.9)	・土留杭で一時的な抑止工を行い、本線を施工する工法である。 ・上記と同じ	
		トンネル	——	内空=80m ² , L=420m	52ヶ月 (26ヶ月)	5.2 (2.3)	・仮設の抑止工を行わず本線を施工する。 ・地すべり地域内での施工であり、大規模な補助工法が必要である。
併用型	押え盛土工法 + 永久アンカー工法	明かり巻きトンネル	永久アンカー 仮設アンカー	内空=80m ² , L=420m E5-9, L=30m, 660本	45ヶ月 (23ヶ月)	2.6 (1.1)	・永久アンカーの抑止効果と押え盛土の抑制効果を期待し、仮設アンカーにより一時的な抑止工を行い本線を施工する工法である。
抑止工	深礎杭工法	自立型	φ=6.0m, L=45m, 20本	19ヶ月	3.8	・自立する深礎杭で抑止する工法である。	
		杭頭アンカー	φ=4.0m, L=30m, 20本 E5-12, L=40m, 140本	18ヶ月	1.6	・深礎杭の杭頭を永久アンカーによって、固定した構造で抑止する工法である。 ・自立式よりも杭径が小さくなる。	
	鋼管杭工法 + 杭頭アンカー		φ=1.0m, L=25m, 130本 E5-12, L=20m, 260本	15ヶ月	2.1	・上記と同様の工法で、鍍鋼管を使用した工法である。 ・深礎杭に比べ変位が大きい。	
	永久アンカー工法		E5-9, L=29m, 660本	14ヶ月	1.0	・永久アンカーのみで抑止する工法である。	

* 1 押え盛土工法+永久アンカー工法の数量は、実績数量と異なる。
 * 2 概算工期および、工費の()内の値は、1期線のみを施工した場合の値である。
 * 3 概算工費は、永久アンカー工法を1.0として示す。

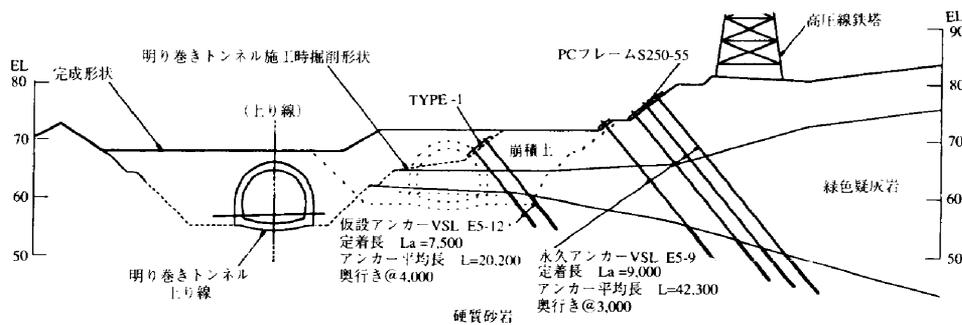


図-9 地すべり対策工概要図

工期および施工後の変位を最小に抑えることが可能な対策工とするとともに、必要抑止力を軽減するために地下水位を低下させることが重要であった。

表-3に示した対策工の中で、抑制工のみによる対策工法については、高圧線鉄塔の長期的変位には有効であると考えられるが、抑止工に比べ工期が長く、経済性に劣っている。また、抑止工のみによる対策工法については、地すべり荷重作用時に大きな変位が生じること、想定地すべり荷重以上の荷重が作用した場合、追加対策工が困難であることから不適であると考えられる。

そこで、当該地すべりに対する対策工法としては、追加対策工が可能であり、経済性に優れた抑制工と抑止工を併用した押え盛土工法(明かり巻きトンネル)+永久アンカー(KTBアンカー)工法を採用し、さらに、前述した必要抑止力を軽減するための集水井と横ボーリングによる地下水排除工法も併せて採用した。選定した地すべり対策工法の概要図を図-9に示す。

§ 6. 押え盛土工法と永久アンカー工法

6-1 施工手順

地すべり対策工の施工手順を図-10に示す。

6-2 アンカー工法の選定

永久アンカー工法には、使用鋼材、定着方法、頭部固定方法等により様々な工法がある。その中で、当該地すべりに対するアンカー工法の選定には、地すべり対策工として施工実績の豊富なストレートアンカー体を有し、周辺地山との摩擦による支持方式のアンカーについて比較検討した。

永久アンカー工法の比較表を表-4に示す。

検討の結果、テンドンの定着方式が圧縮分散型で周面摩擦力が数個の载荷体に平均的に生じる構造を持ち、テンドン自体が二重被覆構造で防食に優れているとともに施工性、経済性においても優れているKTBアンカー工法の採用を決定した。

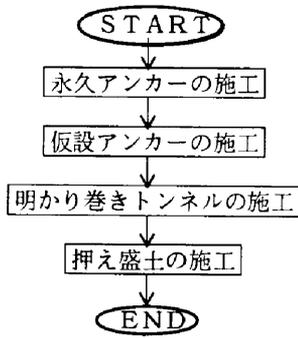


図-10 施工手順

表-4 永久アンカー工法比較表

工法名称	VSL工法	KTB工法	SEE工法
定着機構	引張定着型	圧縮分散定着型	圧縮定着型
テンドン	PC鋼より線	PC鋼より線	PC複合より線
防錆材料	コルゲートシース、オイル	Wシースアンボンド	コルゲートシース、オイル
先端固定	くさび+ネジ併用方式	くさび+ネジ併用方式	マンション方式
工費*	1.00	1.10	1.11

*1 工費は、KTBアンカーを1.0として示す。

また、受圧板には、掘削後、早期にアンカーの抑止力が導入でき、大きな設計アンカー力に対抗できる構造を有するPCフレームを採用した。

永久アンカーの構造を図-11,12に示す。

6-3 永久アンカーの配置

アンカーの定着層は、図-13に示すように、定着層である硬質砂岩層が山側に傾斜している。

アンカー傾角は、図-13に示す断面(幅3.0m)当りの必要アンカー総延長とアンカー傾角の関係から、 $\alpha = 50^\circ$ と設定した。また、アンカーは、本線の線形に平行に施工する切上法面に対し、直角方向に配置することとした。

6-4 明かり巻きトンネル

押え盛土内に構築する本線は、幅11.6m、高さ4.7mの大きな内空断面が必要であり、長谷村道交差部において、最大7.8mの上被り高さとなる。このように幅が長く、大きな上被り荷重が作用する構造物では、ボックスカルバートの箱形形状よりもトンネル構造(上・下部に円弧を用いた形状)が応力的に有利となり、部材厚さをより薄くすることが可能である。当該箇所の構造物の支持地盤は、硬質砂岩と新第三紀凝灰岩である。底版部を円弧状に掘削することが可能であることから、本線の構造を明かり巻きトンネル構造とした。

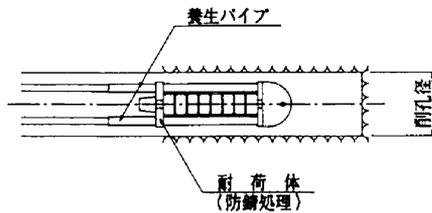


図-11 KTBアンカー詳細図

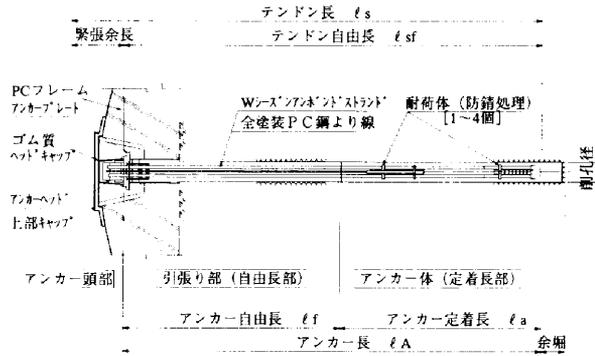


図-12 永久アンカー構造図

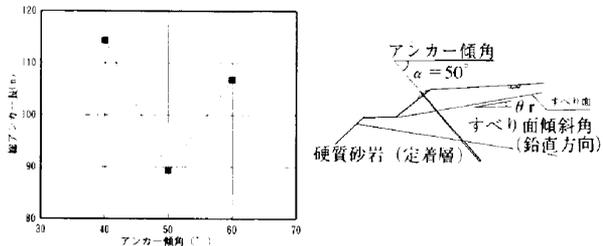


図-13 必要アンカー総延長とアンカー傾角の関係図

明かり巻きトンネルの部材厚さは、支持地盤と土被り厚さの異なる3断面について検討を行い、それぞれ部材厚さを決定した。さらに、縦断方向についても支持地盤の厚さを考慮し、構造目地部で発生するせん断力に対し、ズレ止め鉄筋を配置した。

明かり巻きトンネルの構造を図-14に示す。

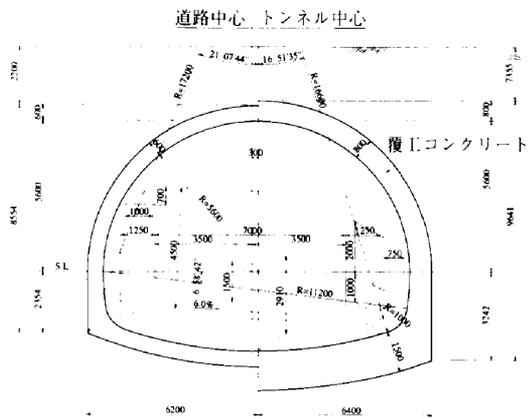


図-14 明かり巻きトンネルの構造

§ 7. 地すべり対策工の施工

7-1 永久・仮設アンカーの施工概要

永久・仮設アンカー工は、前述した地すべり計測、設置したアンカーのアンカー張力計測により、地山の動きに十分注意し、図-14に示すアンカー・受圧板設置のための最小作業床を段階的に確保しながら慎重に施工した。その結果、地すべりの再発もなく、明かり巻きトンネル施工位置までの掘削およびアンカーの配置を無事完了することができた。

アンカー工の施工手順を図-15に示す。

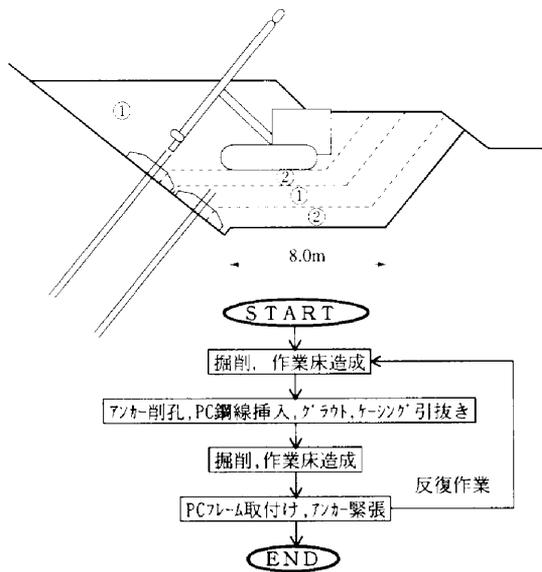


図-15 アンカー工施工手順

当該箇所におけるアンカー工は、断層付近において、定着層である砂岩が想定位置よりかなり深い所に位置する箇所があり、最長91.3m（削孔径：φ135mm）の削孔を行った。施工実績は以下のとおりである。

- ① 永久アンカー工 145本
平均アンカー長41.9m, 最長91.3m, 総延長6,078m,
2ハーティー, 約2.2ヶ月
- ② 仮設アンカー工 63本
平均アンカー長18.4m, 最長25.2m, 総延長1,159m,
2ハーティー, 約3.0ヶ月

7-2 明かり巻きトンネルの施工概要

明かり巻きトンネル工は、供用中の長谷村道に接した地すべり地内の工事であり、明かり巻きトンネル施工のための広いスペースを確保することが困難であった。そこで、内空断面が長谷トンネルと同一形状であることから、内型枠には、長谷トンネルで使用したアーチセントルを用い、施工作業の効率化を図っている。

明かり巻きトンネルの施工手順を図-16に示す。

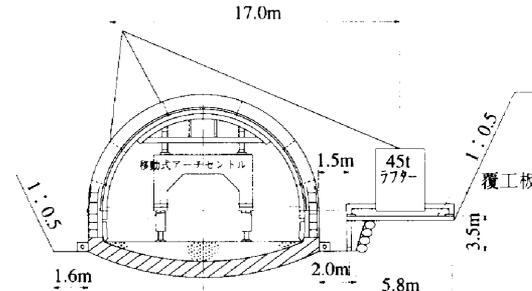
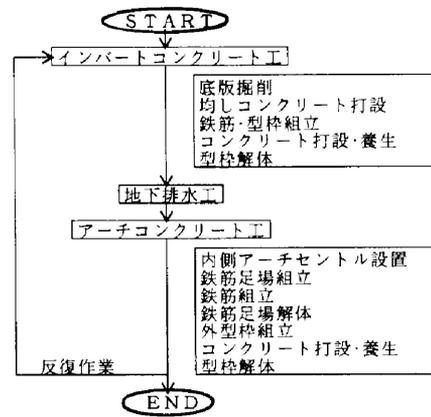


図-16 明かり巻きトンネル施工手順

§ 8. おわりに

地すべり範囲内に高圧線鉄塔基礎を含んだ新第三紀凝灰岩層地すべりに対する対策工の設計と施工の概要について報告した。

今回の対策工は、地すべり規模および施工条件において特異な点が多く、安全性、経済性を十分考慮した結果、抑制工と抑止工を併用した対策工を採用した。

対策工の施工は、永久・仮設アンカーの設置が、各種計測による管理のもとに十分慎重に施工することにより、地山を緩ませることなく無事完了し、現時点においては明かり巻きトンネルの施工を行っている。

最後に、本工事の設計・施工にあたって御指導、御尽力頂いた日本道路公団、高速道路技術センター、並びに地すべり検討委員会関係各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 磐越自動車道長谷工事地すべり調査報告書 応用地質株式会社 1994. 6
- 2) 設計要領第一集 日本道路公団 1983. 4
- 3) 設計要領第二集 日本道路公団 1992. 7
- 4) のり面工・斜面安定工指針 日本道路公団 1986.11
- 5) 地すべり及び斜面崩壊の防止対策の調査手法に関する研究報告書 高速道路調査会 1977. 3
- 6) 地すべり鋼管杭設計要領 地すべり対策技術協会 1990.10