

結晶片岩地域における長大切土のり面の挙動監視と対策工 Monitoring and Countermeasures for the Landslide of Big Cut-Off Slope composed of Crystalline Shist

久野 高敬* 餅井 忠大**
Takayuki Hisano Tadahiho Mochii

要 約

本報告は、平成 28 年 2 月 13 日に開通した新東名高速道路の開通区間東端に位置する浜松 JCT 側における、愛知県と静岡県との県境地域で実施した長大切土のり面対策工について述べるものである。当該地は中央構造線の南側の三波川帯の地質構造に位置する。下り線側においては、この三波川帯の片理が発達した泥質片岩が主体的に分布しており、切土工事施工時のり面崩壊発生が懸念されていたため、事前に対策工法について調査検討し対策工を施した。動態観測による情報化施工にて切土を進めていく中で、工事一時中止を含む大きく 2 度の地山挙動・すべり面の変化が発生した。その経緯と地すべりの実態調査および対策工について報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 地形・地質
- § 4. 事前検討と監視体制
- § 5. 掘削時の変状と対策工
- § 6. 地すべり地質の評価
- § 7. まとめ

§ 1. はじめに

新東名高速道路は、2012 年 4 月に開通した御殿場 JCT（静岡県御殿場市）から浜松いなさ JCT（静岡県浜松市）の区間に今回（2016 年 2 月）開通した豊田東 JCT（愛知県豊田市）までを合わせ、東名高速道路と延長約 200 km のダブルネットワークを形成することになる。これにより、東名高速の渋滞緩和、ダブルネットワーク化による信頼性の向上、日本の大動脈としての三大都市圏の連携強化などの効果が期待されている（図-1）。

本工事の主たる切土工区である愛知県と静岡県との県境地域（STA.536+30～STA.0+40）は、中央構造線の南側の三波川帯の地質構造に位置する。下り線側においては、この三波川帯の片理が流れ盤の方向で発達した泥質片岩が主体的に分布しており、最大高さ約 60 m の大規模な切土（切土勾配 1:0.8～1:1.2）が計画されているため、切土工事施工時のり面崩壊発生が懸念された。



図-1 新東名高速道路と工事位置図

§ 2. 工事概要

新東名高速道路新城工事は、2016 年 2 月 13 日に開通した浜松いなさ JCT から豊田東 JCT まで約 55 km 間の内、浜松いなさ JCT 側の県境から約 10 km を工事範囲とする切盛土工約 160 万 m³ の大規模土工事である。県境地区 88 万 m³ の切土の内訳は、泥質片岩（重金属含有土）24 万 m³、緑色片岩 46 万 m³、土砂（表土）18 万 m³ であった。図-2 に横断図、図-3 に平面図を示す。

工事名：新東名高速道路 新城工事
 工事場所：自 愛知県新城市八束穂（STA.440+83.00）
 至 静岡県浜松市北区引佐町（STA.1+60.00）
 工期：自 平成 24 年 1 月 5 日
 至 平成 28 年 3 月 3 日（1,520 日）
 主要数量：道路掘削 820,000 m³

* 西日本(支)新城(出)(現:西日本(支)土木計画課)

** 西日本(支)新城(出)(現:佐久間トンネル(出))

捨土掘削	525,000 m ³
盛土工	218,000 m ³
構造物掘削	43,000 m ³
グラウンドアンカー工	1,066 本
切土補強土工	4,810 本
吹付のり砕工	21,240 m ²

§ 3. 地形・地質

3-1 地形

愛知県と静岡県との県境地域は八名弓張山地と呼ばれ、赤石山脈（中央アルプス）の南端部から南西方向へ弓状に連なる。県境周辺の山地は、一般に北東-南西方向に延びる主要な尾根筋と谷筋とが交互に配列する特徴を示す。当該地は標高 250 m から 657 m まで変化する県境の尾根筋に位置し、尾根部の標高が最も低い。この尾根を分水嶺として、その両側に北西-南東方向に小規模な谷地形が延び、これに沿って路線が計画されている（図-4）。

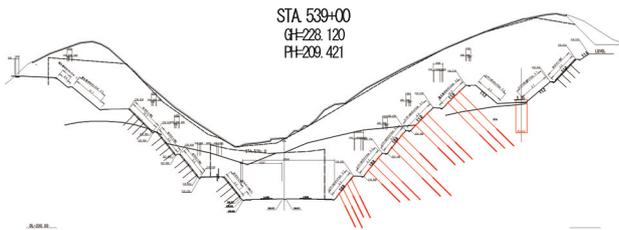


図-2 標準横断面図

3-2 地質概要

図-5に地質構造図を示す。既往の地質調査報告書によれば、中央構造線から約 5 km 南方の外帯にある県境地区の三波川結晶片岩類は、泥質片岩を主体として緑色片岩、砂質片岩および珪質片岩からなる。緑色片岩や珪質片岩は厚さ 5 ~ 10 m 程度で泥質片岩に挟まれる岩相や、泥質片岩とその他が数 mm ~ 数 10 cm 程度で互層する。片理面の傾斜は 10 ~ 30° 程度の低角度であり、緩やかに褶曲を繰り返している。この褶曲の影響を受けて、のり面では流れ盤構造を示す領域（主に下り線）と受け盤構造を示す領域（主に上り線）とがある。結晶片

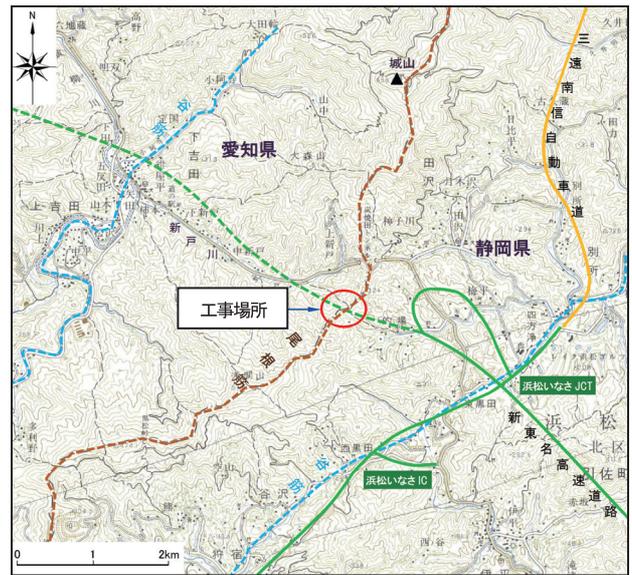


図-4 調査地周辺の地形

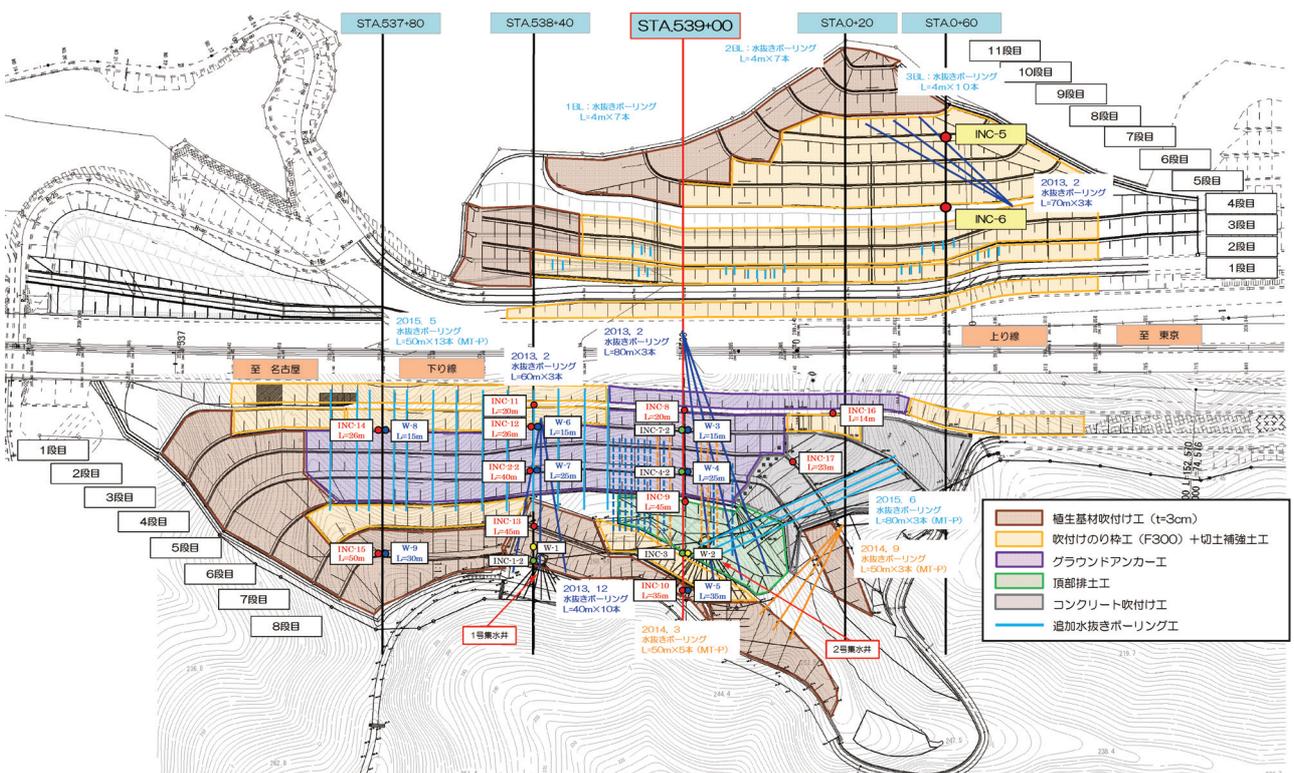


図-3 平面図（対策工・調査工含む）

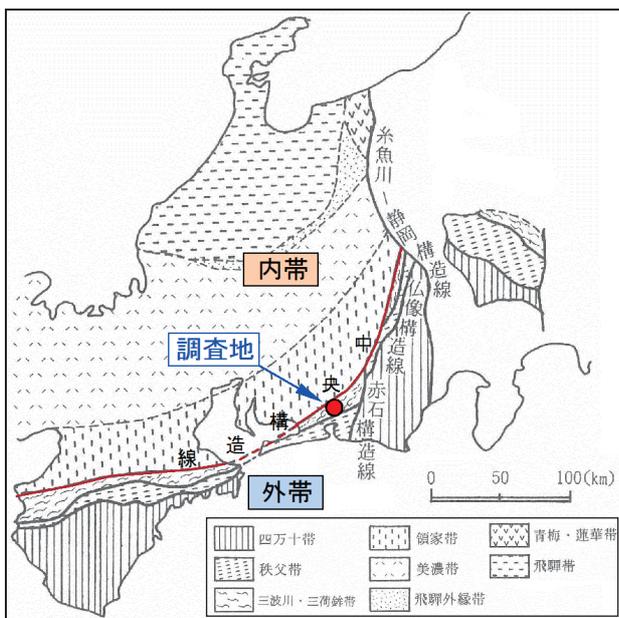


図-5 中部地方の地帯構造区分図

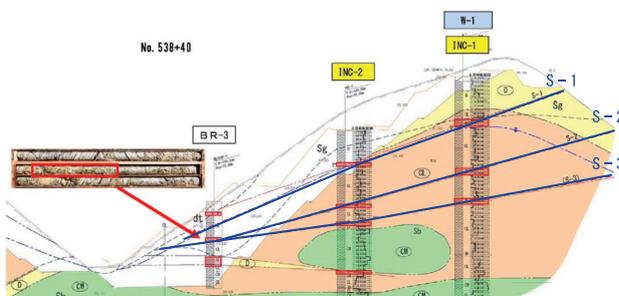


図-6 地質横断面図 (STA.538+40)

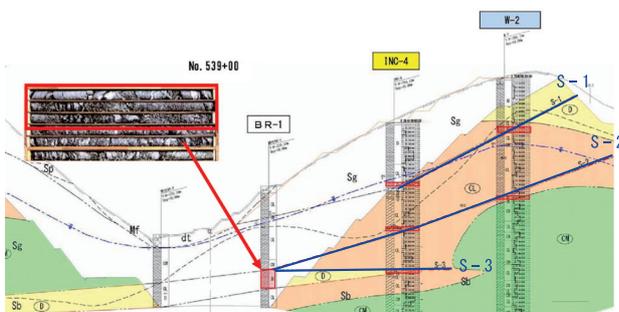


図-7 地質横断面図 (STA.539+00)

岩類の中には、断層に伴って様々な規模の破碎帯が認められる。これは幅数 cm ～数 m にわたり、粘土混じり角礫状、礫混じり砂状、粘土状、砂状、礫状など脆弱な状態を呈する。断層面は片理面とほぼ平行な状態から高角度で斜交する状態まで、様々な傾斜を示す。

当該地に分布する三波川結晶片岩は、やせ尾根地形で崩壊地形や地すべり地形を示さない地点においても、切土によって表層崩壊や岩盤すべりが発生することが知られている。既往の調査結果でも高さ 60 ～ 65 m の切土では、のり面崩壊など不安定化しやすい地形・地質であることが懸念された。

表-1 設計計算結果概要の一覧表

検討断面	D、CLとCM境の出現位置	無対策最小安全率 すべりの起点	対策後安全率	必要抑止力 (kN/m)	アンカー仕様		独立受圧板
					配置ピッチ	アンカー力本数	
STA.539+00	2段目上 2段目肩	0.899	1.22	2,296.3	縦3.0m 横2.5m	626.9kN/本 214本	KIT19S-670L
STA.538+40	2段目上 2段目肩	0.921	1.30	2,265.4	縦3.0m 横2.5m	589.1kN/本 216本	KIT19S-670L
STA.537+80	最下段上 1段目肩	0.991	1.39	2,260.2	縦3.0m 横2.5m	639.7kN/本 205本	KIT19S-670L

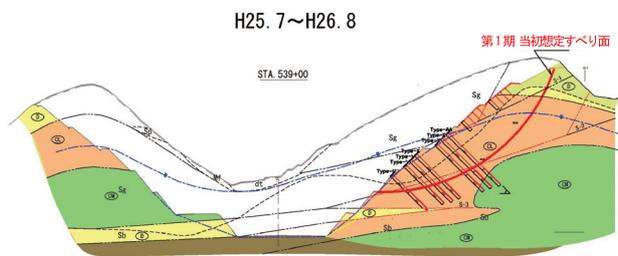


図-8 対策工断面図 (第1期施工)

3-3 事前追加地質調査

2 測線 4 本の追加調査ボーリングを行った結果、傾斜角 10 ～ 20° の流れ盤層状破碎帯が存在することが確認された。層状破碎帯を確認した位置を横断面図に投影し、流れ盤状の断層線 (S-1 ～ S-3) を推定した (図-6, 7)。

§4. 事前検討と監視体制

4-1 対策工 (第1期施工) の検討

層状破碎帯のサンプリング試料を用いて一面せん断試験を行い切土時の地山安定性を評価し、以下に示す設計条件を基に計画安全率 (Fs = 1.20) を満足する対策工 (グラウンドアンカー) の検討を行った。のり面安定性の評価は安定計算式に修正 Fellenius 法を用いて行った。3 測線の検討断面より、第 3 ～ 5 段目各のり面に 3 本 × 3 段 = 9 本のアンカーを配置することに決定した (表-1, 図-8)。

- ・設計アンカー力 Td = 800 kN/本以下
- ・切土のり面表面の地盤反力度 q = 300 kN/m² 以下

4-2 のり面挙動監視

切土施工時、豪雨・地震時の変状状況やその傾向 (大小すべりの予兆、部分的崩壊他) を把握し、次施工への考慮・対策工の検討に反映するため、下記の通り情報化施工による監視体制をとることとした (図-9)。

- ・地表面変位計測 5 測線 38 点
- ・孔内傾斜計 3 測線 6 孔
- ・地下水位観測孔 2 測線 2 孔
- ・アンカー荷重計 5 測線 32 基 (全数の 5%)

表-2 に示す 4 段階の計測管理値を設け、切土施工中の地表面変位と孔内傾斜計変位が定めた 3 次管理値 (50 mm/5 日) を明らかに超える場合は、すべりの兆候とみ

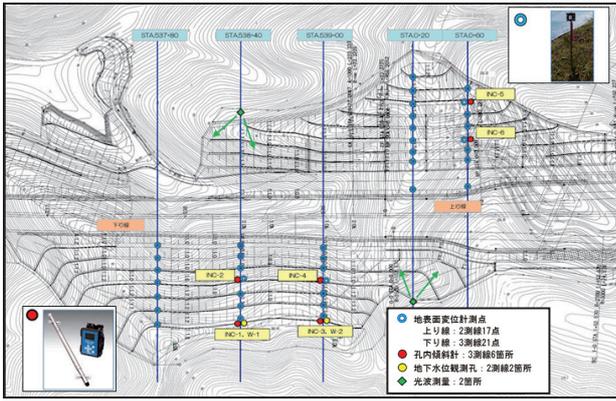


図-9 計測工位置図

表-2 計測管理値

管理値レベル	切土表面変位計	孔内傾斜計	アンカー荷重計
1次管理値	5mm/10日	1mm/10日	定着時緊張力
2次管理値	5mm/5日	5mm/5日	設計アンカー力
3次管理値	50mm/5日	50mm/5日	許容アンカー力
最終管理値	100mm/1日	—	—

1次管理値以内：日常管理
 1次～2次管理値：点検・要注目または観測強化
 2次～3次管理値：対策工の検討
 3次～最終管理値：警戒・応急対策
 最終管理値を超：厳重警戒・一時退避

表-3 のり面对策工の変遷

施工段階	対策位置	すべり面設定の根拠	対策工
第1期施工 当初想定すべり面	第4.5のり面 第3のり面(上段)	調査ボーリングにて設定	グラウンドアンカー
第2期施工 新たな深いすべり面	第3のり面(下2段) 第2のり面	傾斜計の挙動 追加ボーリングにて設定	グラウンドアンカー・頂部排土・ 水抜きボーリング
第3期施工* 急勾配すべり面の想定	第2のり面 第1のり面	傾斜計の挙動 荷重計計測値により設定	グラウンドアンカー・頂部排土・ 水抜きボーリング、集水井、荷重除荷

*: 傾斜計の変位点等から複数のすべり面を想定し、最も安全率の低いすべり面を設定

なし変状の形態・規模に応じた対策工の検討・実施に速やかに移ることとした。

§5. 掘削時の変状と対策工

5-1 のり面对策工の経緯

掘削施工・監視を進める中で、事前対策工を含めて大きく3回の調査・検討を行い、その都度対策工を実施した(表-3)。これは、流れ盤(傾斜10～30°)となっている節理に沿った繰り返し深度化に伴うすべり面の成長によるものと考えられる。三波川帯では、道路土工の施工段階において想定よりも深い位置にすべり面が現れ、対策工が大規模となった事例が幾つか報告されており、破砕質な岩盤からなり、深部でも岩質は良くならないこと、すべり面角度が10～30°と緩いことが共通点である。

以下、各段階での変状と対策について述べる。

5-2 第1期施工時(3, 4段のり面)の変動

4段目から3段目掘削中において傾斜計(INC-3, 4)に顕著な挙動が現れた(図-10)。4段目掘削時は概ね想定した深いすべり(S-2)に沿った挙動であったが、3段目上半切土に呼応するかのよう、切土面より10m程

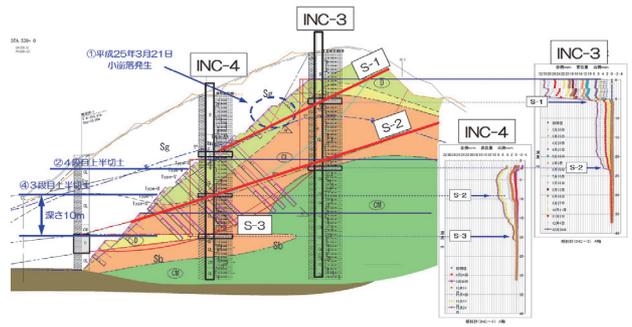


図-10 傾斜計の挙動(第1期施工:2013年)

H26.9～H27.3

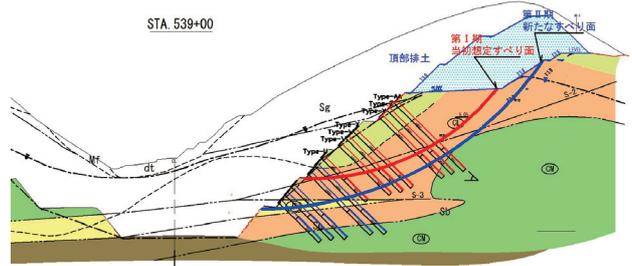


図-11 追加対策工断面図(第2期施工)



図-12 追加対策工平面図

度深い位置に挙動が確認されたため、段階を踏んだ大きなすべり(S-3)と判断し、工事一時中止のうえ対策工の検討を行った。

5-3 追加対策工の検討・施工

(1) 第2期施工(第2, 3のり面)

想定するすべり面の連続性を確認するための追加調査ボーリング(INC-7)結果を既往調査に反映し、新たなすべり面を設定した。地盤定数の考え方、頂部排土の有無、排土規模(幅杭内外)、必要抑止力など比較検討した結果、土圧軽減のために幅杭外を含む6段目までの頂部排土を行ったうえで3段目アンカー仕様の変更および2段目アンカー、水抜きボーリングの追加を決定、施工した(図-11, 12)。

(2) 第3期施工(第1, 2のり面)

工事再開後、追加対策工と共に路床面まで掘削した段

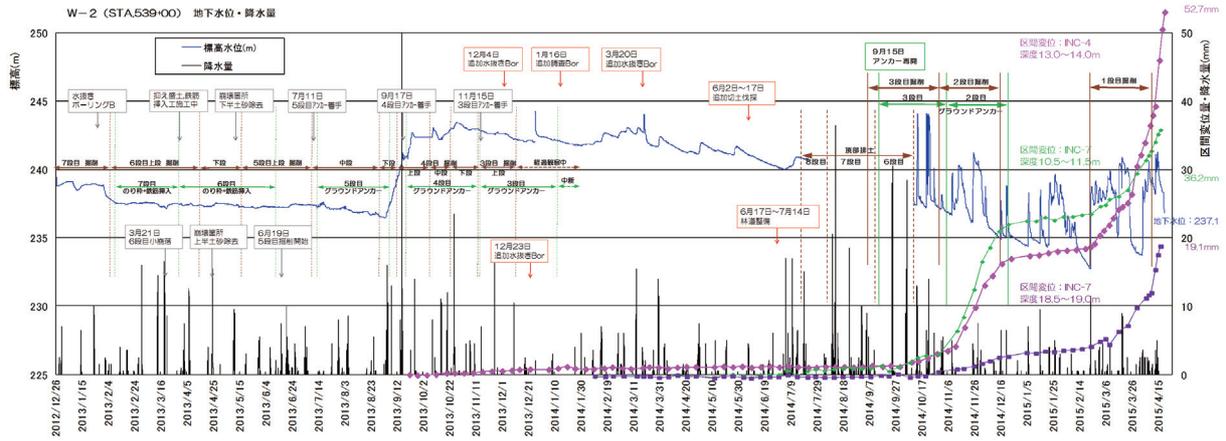


図-13 傾斜計区間変位量と地下水位および降水量の変動

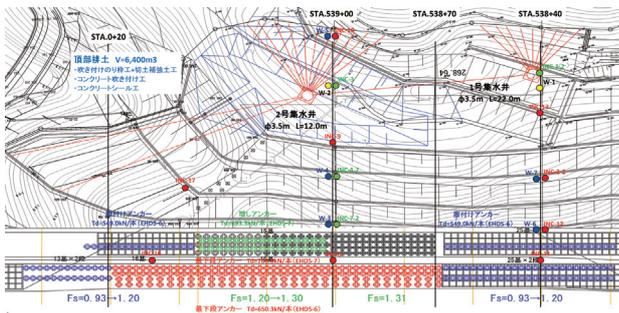


図-14 追加対策工平面配置図

H27.4~H27.9

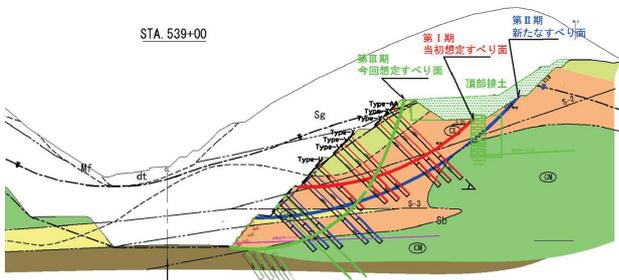


図-15 追加対策工断面図(第3期施工)

階で再び傾斜計の変位が進行する挙動を示した(図-13)。そのため、新たな急勾配すべり面が発生したと判断し、STA.539+00を中心とする影響範囲170m区間に更なる対策工を検討した。検討の結果、すべり面の上下および起終点の擦り付け部にアンカーを、更に頂部の掘り下げ(排土)および集水井2箇所を追加することとした(図-14, 15)。

5-4 グランドアンカーの挙動

路床までの掘削完了以降、第2期施工においてSTA.539+00を中心とする70m区間(D, Eブロック)に設置した荷重計の上昇が収まらず、Dブロックについては設計アンカー力(Td)を超過した(図-16, 17)。

そのため、リフトオフ試験によりブロック全体の傾向と範囲を確認し、荷重上昇の範囲をSTA.539+40付近(D

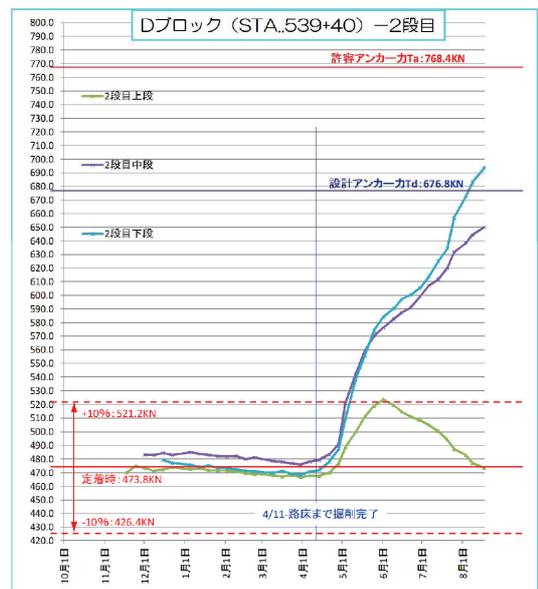


図-16 アンカー荷重計測結果(Dブロック)

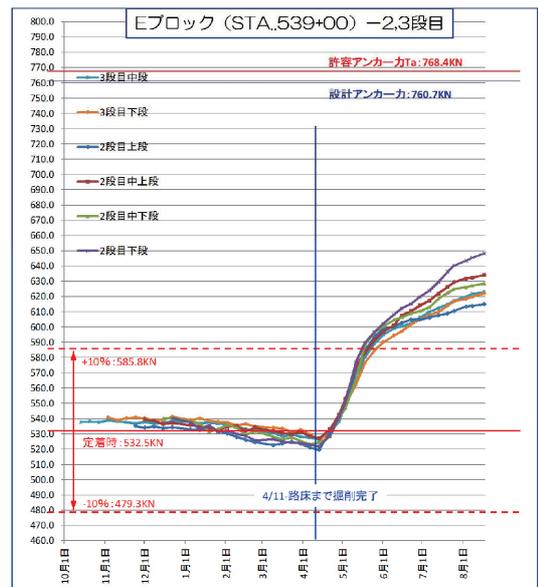


図-17 アンカー荷重計測結果(Eブロック)

ブロック終点側)に絞り、除荷用の増し打ちアンカーを打設、全てのアンカー施工完了後に改めてリフトオフ試

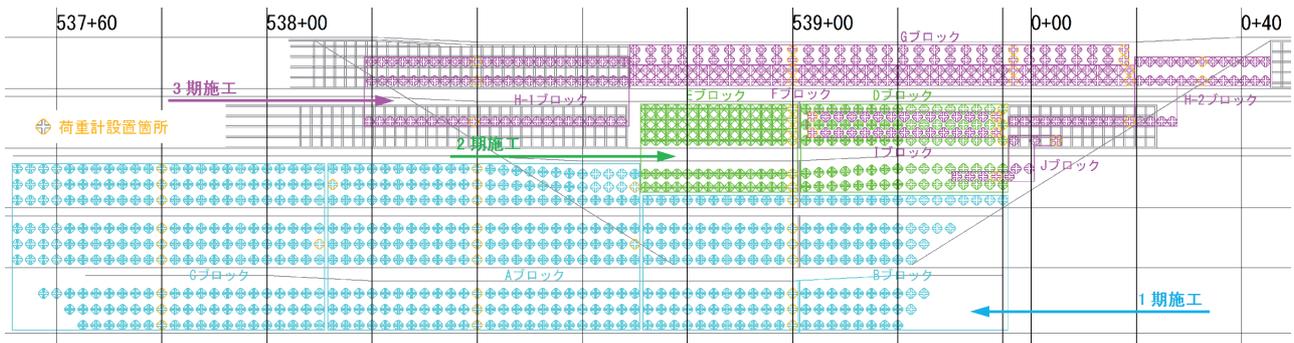


図-18 グラウンドアンカー配置図

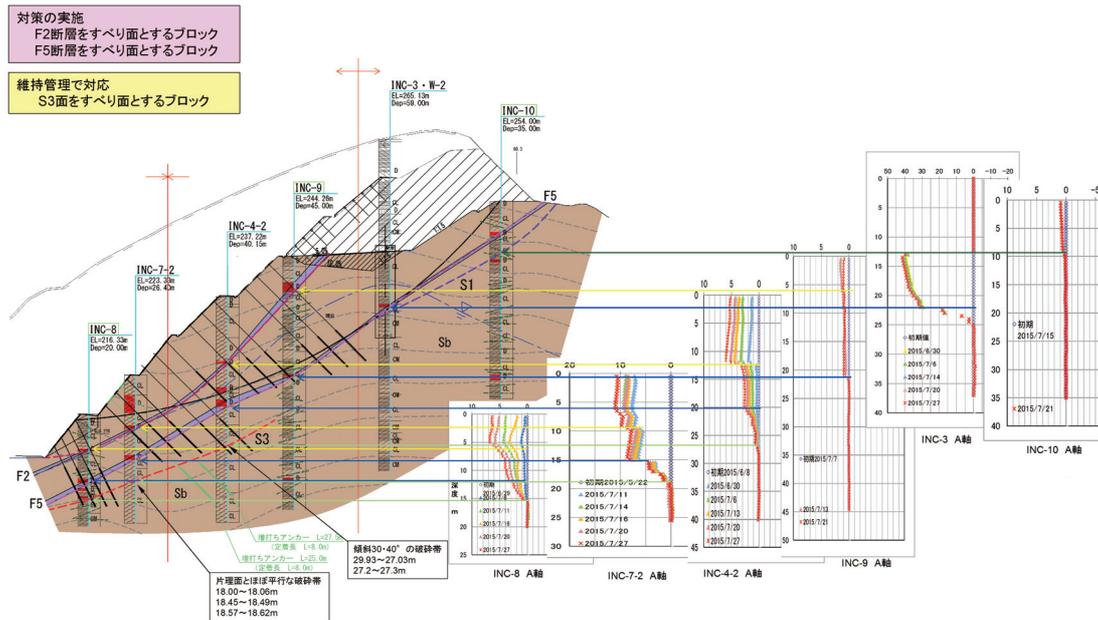


図-19 最終的な地質断面図と地盤変位 (STA.539+00)

験を行い、事前に定めた所定アンカー力 (Ta × 80%) を超過していた5本のアンカーについて除荷を行った。

以上の通り、工事一時中止を含む2度の地山挙動・すべり面の変化に遭遇したが、各々の段階で状況に応じた対策工を実施したことで、大きな地すべりもなく工事を完了することができた。実施したグラウンドアンカーの仕様と配置を表-4および図-18に示す。

§6. 地すべり地質の評価

以上のように、動態観測をしながら慎重に施工を行った結果、のり面において地すべり変位が継続し、当初より想定していたすべり面よりも複数でかつ深いすべり面が確認された。現状の地すべり地質の実態を明確にするために、第3期施工と同時期に追加ボーリング調査を実施 (傾斜計: 4測線 14孔, 地下水位計: 3測線 7孔, ボアホールカメラ: 4測線 7孔) し、地すべりの平面および断面形状を明らかにした (図-19, 20)。

地質調査・解析を行った結果、断層および弱線からなる地表に近い浅いすべり面と、それより深部の深いすべり面とに分けられ、後者については供用後の維持管理に

表-4 グラウンドアンカー仕様一覧表

ブロック	名称	Td (kN/本)	規格	本数
1期	A	589.1	EHD5-6	216
	B	626.9	EHD5-6	158
	C	639.7	EHD5-6	205
2期	D	676.8	EHD5-7	80
	E	760.7	EHD5-7	90
3期	F	768.6	EHD5-7	96
	G	650.3	EHD5-6	64
	H	549.0	EHD5-6	117
	I	693.3	EHD5-7	30
	J	676.8	EHD5-7	10
合計				1,066

表-5 すべり面と傾斜計の区間最大累積変位量

測線	STA. 0+35		STA. 539+00		STA. 538+40		STA. 537+80	
	種類	最大累積変位量 (mm)	種類	最大累積変位量 (mm)	種類	最大累積変位量 (mm)	種類	最大累積変位量 (mm)
F2断層	●	80.34/63日	●	11.23/63日	●	4.14/73日	●	0.88/75日
F5断層	●	3.57/71日	●	4.62/101日	●	2.24/67日	—	—
S1弱線	●	4.3/71日	●	2.47/120日	—	—	—	—
S2弱線	●	2.48/71日	—	—	—	—	—	—
S3弱線	—	—	●	3.38/63日	—	—	—	—

●浅いすべり面、●深いすべり面

における引き継ぎ留意事項とした (表-5)。

浅いすべり面は現対策工で十分対応できる (安全率 1.2 以上) が、深いすべり面については微弱な変位が認められたすべり面の候補であり、今後亀裂が連続した場合に

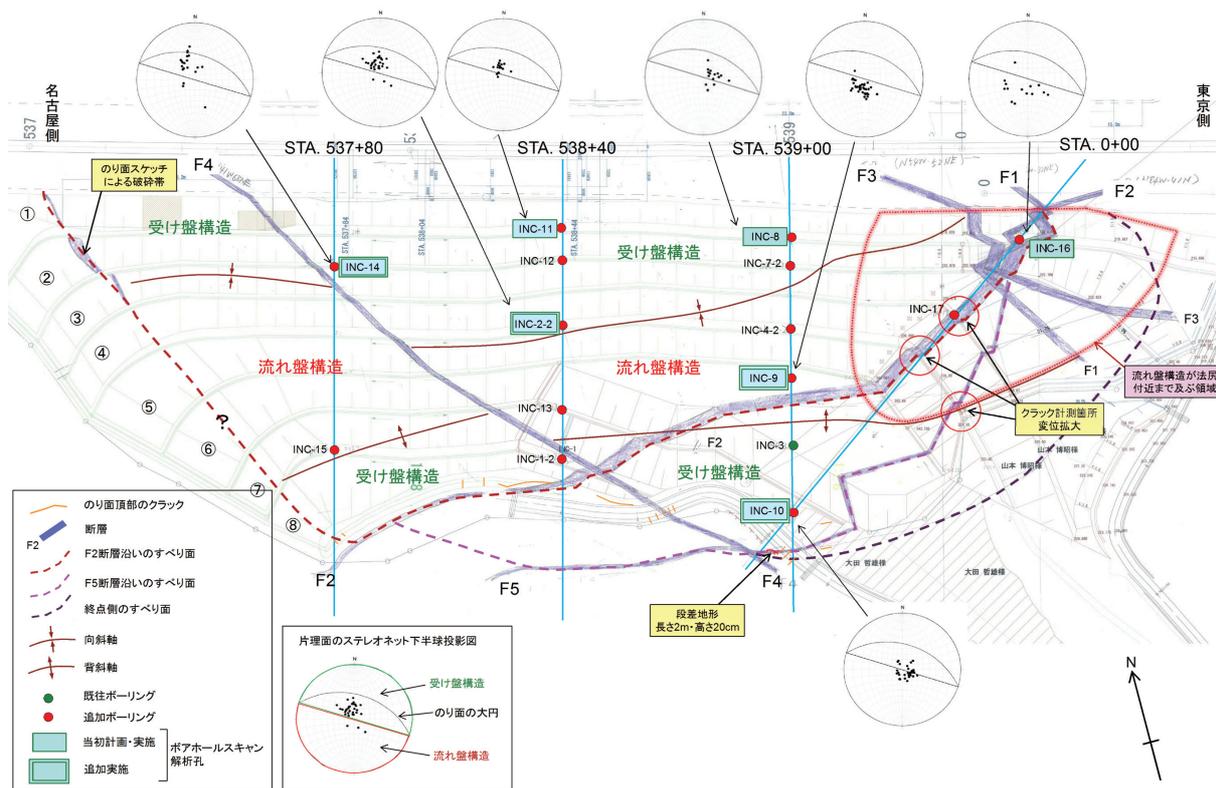


図-20 断層およびすべり面の分布図（下り線のり面）

はすべり面に成長する可能性が懸念される。今後、現在挙動の少ない深部（路肩下6～10m）においても傾斜計の変位状況に注意して観測を継続し、変位に有意な増加傾向が出た場合には、対策を検討する必要がある。

§7. まとめ

本工事では、切土基面から地中10m付近のわずかな挙動（2mm弱）を察知することができたが、結晶片岩の切土では、すべり変状を事前に予測することは極めて困難である。安全性と経済性を考慮しながらすべりに対するリスクを軽減するには、動態観測による情報化施工で地すべり挙動が軽微なうちに察知し、早期に適切な対策工を選択することが重要である。

本工事の完成状況を写真-1, 2に示す。

最後に、本工事における対応内容が今後の同様な工事に対して参考になれば幸いである。本工事にあたり、中日本高速道路株式会社の方々をはじめ、ご指導、ご協力いただいた関係各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社：グラウンドアンカー設計施工要領，平成19年8月。
- 2) 中日本高速道路株式会社：土工施工管理要領，平成24年7月。
- 3) (独) 土木研究所，(一社) 日本アンカー協会共編：グラウンドアンカー維持管理マニュアル，2008年。



写真-1 完成状況（下り線のり面）



写真-2 完成状況（浜松いなさJCT～新城方面を望む）

- 4) 名古屋支社管内のり面防災対策検討会：委員会資料「結晶片岩地域における県境部の長大切土のり面対策」，2012年6月～2015年11月。