

講演概要 線路上方斜面に存在する巨大岩塊対策のための調査・設計と工事の概要

浅川浩隆¹・湯浅啓司²・太田修一³・原哲朗⁴

¹正会員 東鉄工業株式会社（〒370-0045 群馬県高崎市東町172-9） E-mail:hiroasakawa@totetsu.jp

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社（〒370-8543 群馬県高崎市栄町6-26） E-mail: k-yuasa @jreast.co.jp

³正会員 東日本旅客鉄道株式会社（〒370-8543 群馬県高崎市栄町6-26） E-mail:s-ota@jreast.co.jp

⁴正会員 ライト工業株式会社（〒379-2121 群馬県前橋市小屋原町319-8） E-mail:t-hara@raitto.co.jp

J R 東日本の上越線は山間部の山裾を縫うように線路が敷設されている区間が多く、そのため落石に対するリスクが高い。津久田駅・岩本駅間においては、1977年3月8日に上野発新潟行急行「佐渡3号」が線路上方の崖から落下してきた約30 t の巨岩に衝突する事故が発生した。

2010年に実施した落石斜面調査では、この脱線事故現場より200m上野駅方に寄った線路上方斜面に巨大岩塊の存在が確認され、仮にこれが落下に至った場合、佐渡号の時と同様の被害の発生が懸念された。

本報告では、この巨大岩塊が位置する地形・地質条件と対策のための各種調査と調査結果、および対策のための設計と対策工事について報告する。

Key Words :falling rocks,bedrock collapse,railway disaster prevention,ground survey

1. はじめに

J R 東日本の上越線は山間部の山裾を縫うように線路が敷設されている区間が多く、落石に対するリスクが高い。津久田・岩本間においては、1977年3月8日に上野発新潟行急行「佐渡3号」（165系電車12両編成）が線路上方の崖から落下してきた約30 t の巨岩に衝突し、4両が脱線する事故が発生した。これにより先頭車が6m下の国道に転落、2両目は線路上で横転、3両目も損傷することとなった。

2010年に確認された当該岩塊は、脱線事故現場よりわずか200m起点方に位置し、落下に至った場合、同様の被害の発生が懸念された（図-1）。J R 東日本では、2010年10月から対策着手までの間、常時モニタリングによる変位計測・常時微動計測を実施し、対策工までの安全性を確保してきた。



図-1 該当線区の沿線状況概要

2. 地質および岩塊概要

当該地は、子持火山の山裾が利根川の侵食作用により連続した崖状地形を呈する上越線津久田・岩本駅間に位置する。

高さ12mに達するこの巨大岩塊は、河川侵食・崩壊に対する抵抗が大きい安山岩溶岩が取り残された崖状地形の中の一部で、高角度に傾斜し、岩塊背面には開口割れ目が著しく発達した岩峰状態の形で線路沿線の上部斜面上に存在している。

さらに、岩塊下部には脆弱な凝灰角礫岩が分布し、岩塊の自重が原因と考えられる岩盤亀裂が不規則に著しく発生した状況にある。

このため、J R 東日本高崎支社ではソフト対策として常時モニタリングを行ってきたが、安全確保のため対策工事を行うこととした。

3. 斜面および岩塊調査

当該岩塊と線路の位置関係がわかる地形断面図を図-2に示す。また、岩塊の全容として、図-3に左右から撮った写真を示す。

対策工策定および対策設計に際し、岩塊の背面地山および岩塊自体を対象に各種調査・試験を実施した。実施した調査・試験の種類を表-1に示す。

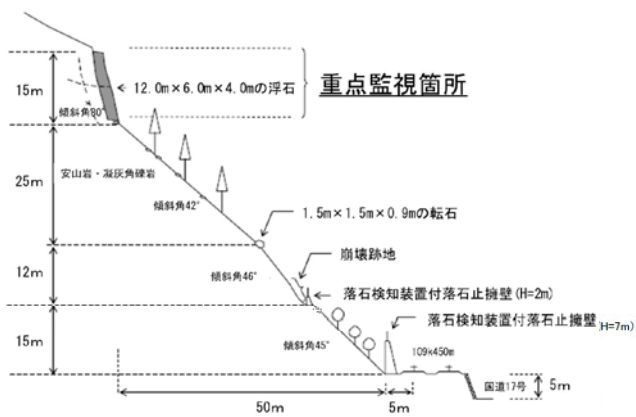


図-2 地形断面図



図-3 岩塊全容写真

表-1 実施した調査・試験一覧

調査名	目的
地上および航空レーザ測量	岩塊のボリューム把握
岩盤ボーリング	岩塊、背面地山の状況把握
室内岩石試験（密度、一軸圧縮試験）	岩塊、背面地山の強度の把握
ボアホールスキャナ	岩塊の亀裂状況の把握
ボアホールスキャナ結果に基づく亀裂解析	岩塊の破壊形態の推定
簡易貫入試験	岩塊足元表土の状況把握
常時監視	変位計による継続監視

ボーリングは岩塊背面地山の状況把握のために斜め下方に2本、岩塊の分離状態把握のため岩塊前面より斜め水平に1本、岩塊の足元の岩盤状況把握のために斜め下方に1本の合計4本実施した。ボーリング調査結果を図-4に示す。

調査の結果、

- 背面地山は安山岩質の硬い溶岩を基盤とし、上部を凝灰岩、ローム、軽石を含んだ表層土砂が覆うこと
- 岩塊自体は概ね硬岩により構成されているが、表面から約6m奥の位置で15cm程度開口しており、これにより岩塊は背面地山とは分離した状態にあること
- 岩塊基部部については、岩塊足元付近より破碎しやすい赤褐色を呈する岩に変化し、所々にD級を呈する箇所を挟むことが判明した。

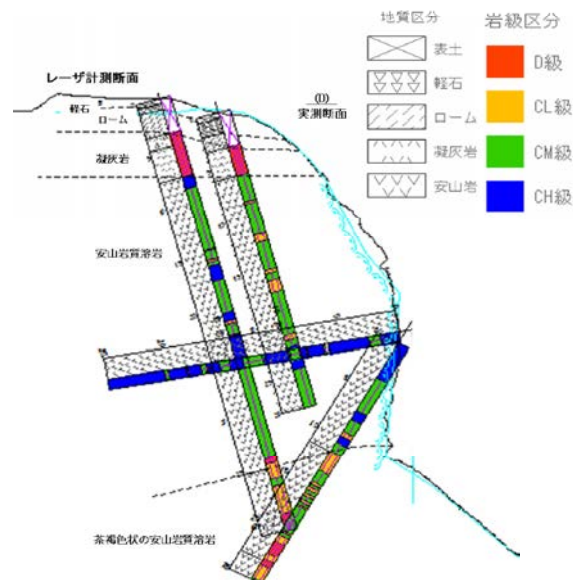


図-4 ボーリング調査結果



図-5 岩塊全体の状況

4. 予測される岩塊の破壊形態

岩塊全体の状況の概要を図-5に、また、岩塊基部終点側の状況を次項の図-6に示す。

接近目視、ボーリングの結果およびボアホールスキャナにより得られた画像データに基づくステレオネット解析を総合的に判断し、岩塊の破壊形態を以下の2通りで推定した。

一つ目は、開口亀裂分布と斜面の走向傾斜から推定される岩塊の破壊形態は、斜面の前方へ岩盤が転倒する崩壊形態（トップリング）の可能性が高いと推定できる。

一方、岩塊足元の基盤の状況に鑑みると、基岩の経年的風化の進行あるいは地震作用による崩壊のどちらか



図-6 岩塊基部（沼田側）の状況

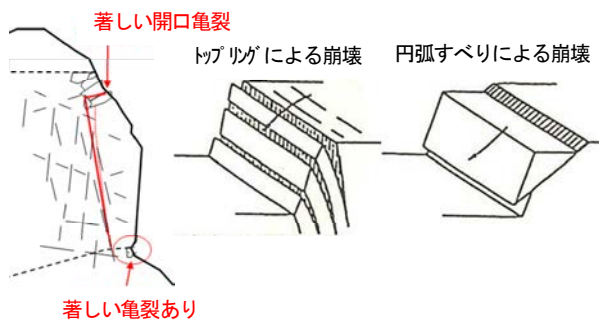


図-7 岩塊の想定崩壊形態

を引き金とする平面もしくは円弧すべり破壊の可能性がより高いと推定した。

図-7に想定崩壊形態の概念を示す。

5. 対策工の検討

対策工として、以下の3案について精査した。

- 岩塊および周囲の不安定地山の全域排土とモルタル吹付工
- ロープネット工およびモルタル吹付工と高エネルギー吸収柵設置
- 亀裂充填工および根固め工施工後のグラウンドアンカー工

この3工法を総合的に判断し、その結果、③の工法を岩塊の対策工法として採用することとした。

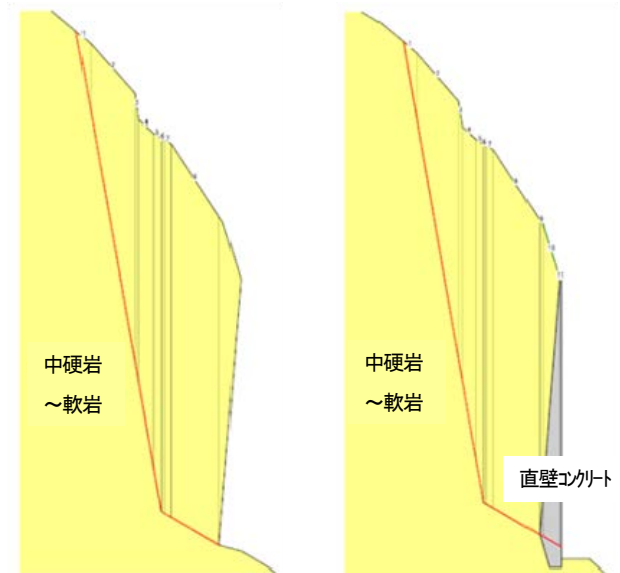
6. 対策設計の基本

想定した崩壊形態に対し対策設計を考える上では、上記いずれかの崩壊に移行する際の内的、あるいは外的な要因として次のどちらか、または両方の要因が重なった場合を想定した。

表-2 逆解析に設定・算定した岩塊の定数

岩塊の単位体積重量	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
すべり面に設定した摩擦角	$\phi = 30^\circ$
逆解析で得られた粘着力	$c = 37.65 \text{ kN/m}^2$

すべり面の安全率 $F S = 1.00$



(a) 対策前の評価モデル (b) 必要抑止力算定モデル

図-8 すべり解析モデル

- 自重・風化によりせん断破壊が進行して崩壊する
- 主に地震等の外力による急激なせん断破壊によって崩壊する

対策工事は、上記のいずれの場合であっても安全性が担保されることが求められることを踏まえ、対策設計において以下の条件設定を行った。

- 崩壊形態：すべりによる滑動
- 想定するすべり線：調査結果に基づき決定
- 現状の評価：安全率1.0の状況にあって、現状、安定に対し余裕度はゼロの状態にあると考える
- 対策の基本：常時および地震時に於いて、所要の安全率を担保可能なまでに抑止力を付与する
- その他：トップリングによる崩壊の場合、崩壊途中に分離する岩塊を捕捉可能なディテールとする。

7. 岩塊の安定検討および必要抑止力の算定結果

上述したとおり「常時」および「地震時」に対し、所要の安全率を担保可能なまでに抑止力を付与することで安全性を担保させることを目標に設計を行った。そのためには、想定するすべり面が現状において発揮している滑動抵抗力を予め把握し、その次に、常時・地震時、各々の安全率を満足するのに必要な抑止力を計算した。

表-3 必要抑止力算定に用いた定数

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (安山岩質溶岩)	26	37.65	30
コンクリート	23	0	40

表-4 必要抑止力算定結果

	現況安全率	計画安全率	必要抑止力
常時	1	1.3	600.7 kN/m
地震時	—	1	798.7 kN/m

具体的には、調査結果に基づき開口亀裂に沿うすべり面を設定した上で、現状においては安全率1.0の安定状態にあるものとして、表-2に示すとおり岩塊の単位体積重量(γ)および内部摩擦角(ϕ)を試験結果および文献2)を参考に設定し、スライス法によっている(図-8)。

すべり解析により逆算的に粘着力(c)を求めた。こうして求めた値を岩盤のすべり面が有する強度定数とした。

必要抑止力の算定では、「東京100km圏降雨防災強化対策工事マニュアル 平成16年10月」の「切取」のケースに準じ、常時の安全率を1.30、また、地震時(安全を考慮し設計水平震度 $K_h=0.25$)に対する安全率を1.0と定めた。なお、トップリングによる崩壊となった場合、転倒モードから途中、岩塊は分裂し、崩落すると考えられることから、その対策として巨大岩塊前面にRC構造の前壁を構築した。

したがって、「常時」および「地震時」に所要の安全性を担保可能な抑止力を算定するに当たり、この前壁構築による付加重量も考慮している。なお、すべり線がコンクリートを通る部分については抵抗力が過大とならないよう粘着力は見込まず、内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ のみを考慮することとした。表-3に必要抑止力算定解析に用いた岩盤およびコンクリートの物性を示す。

以上の条件に基づき算定した必要抑止力の値を表-4に示す。

なお、調査により地下水位は認められなかったことから水位は設定していない。

8. 対策工の設計

対策工は、これまでに実施してきた調査・検討内容を総合的に判断し、グラウンドアンカー工+吹付砕工(現場吹付のり砕工:F500)を採用することとした。

なお、背面には著しい開口が存在するため開口部には岩盤接着工を図り、また岩塊基部の脆弱性を考慮し、根固め工を工した。

アンカーの選択については、巨大岩塊の背面地山が多くの開口亀裂を有する「軟岩～硬岩」級の岩であり、注

表-5 アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類		摩擦抵抗 (MN/m ²)
岩盤	硬岩	1.50～2.50
	軟岩	1.00～1.50
	風化岩	0.60～1.00
	土丹	0.60～1.20

グラウト・アンカー設計・施工基準、同解説、
地盤工学会、平成24年5月

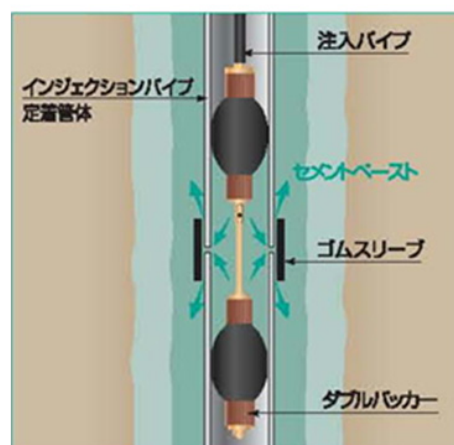


図-9 RSI アンカーのWパッカー概要

入材の流出やD級岩盤での拘束力の低下が懸念されることを踏まえ、繰り返し注入方式によりアンカー体を造成する『RSIアンカー工法』⁴⁾を採用することとした。定着地盤の安山岩質溶岩は主に軟岩～硬岩であるが、一部にD級岩盤の分布も確認されていることから、繰り返し効果による摩擦抵抗値の増加率は見込まないものとし、表-5に示す軟岩の最小値1.00を用いることとした。

アンカーの極限引抜き力に対する安全率等の考え方を以下に示す。

- 1) アンカーの極限引抜き力に対する安全率(表-6)
 - ・ $F_s=2.5$ (7/24A: 常時)
 - ・ $F_s=2.0$ (7/24A: 地震時)
- 2) アンカーの配置間隔 横方向間隔 @2.5m、縦方向間隔 @2.5m
- 3) アンカー傾角: 10° (地盤工学会基準では水平面から下向きに $5^\circ \sim 45^\circ$ の範囲)
- 4) テンドンとグラウトの許容付着応力度: $\tau_{ba}=1.00$ N/mm²(永久: $\sigma_{28}=24$ N/mm²)
- 5) 地盤の極限周面摩擦抵抗値: $\tau=1.00$ N/mm²
- 6) インジェクションパイプとグラウトの許容付着応力度: $T_{ta}=0.50$ N/mm²
- 7) 繰り返し注入による摩擦抵抗値の増加率は1.0倍を見込み、 $\tau=1.00 \times 1.0 = 1.00$ N/mm²

以上の検討結果により、表-7に示すアンカー諸元および次項図-10に示すアンカー配置として設計した。

表-6 極限引き抜き力に対する安全率

アンカー分類		安全率 f_s
ランク A	常時	2.5
	地震時	1.5 ~ 2.0

グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、
地盤工学会、平成24年5月

表-7 アンカー工計算結果一覧表

	抑止力 P_r (kN/m)	アンカータイプ	削孔径 (mm)	設計アンカー力 T_d (kN)	アンカー体長 (m)
常時	600.7	RSI-F70U	$\phi 115$	371.6	4.5
地震時	798.7	RSI-F70U	$\phi 115$	494.1	6

上表より、アンカー工の構造仕様は『地震時アンカー』とする。

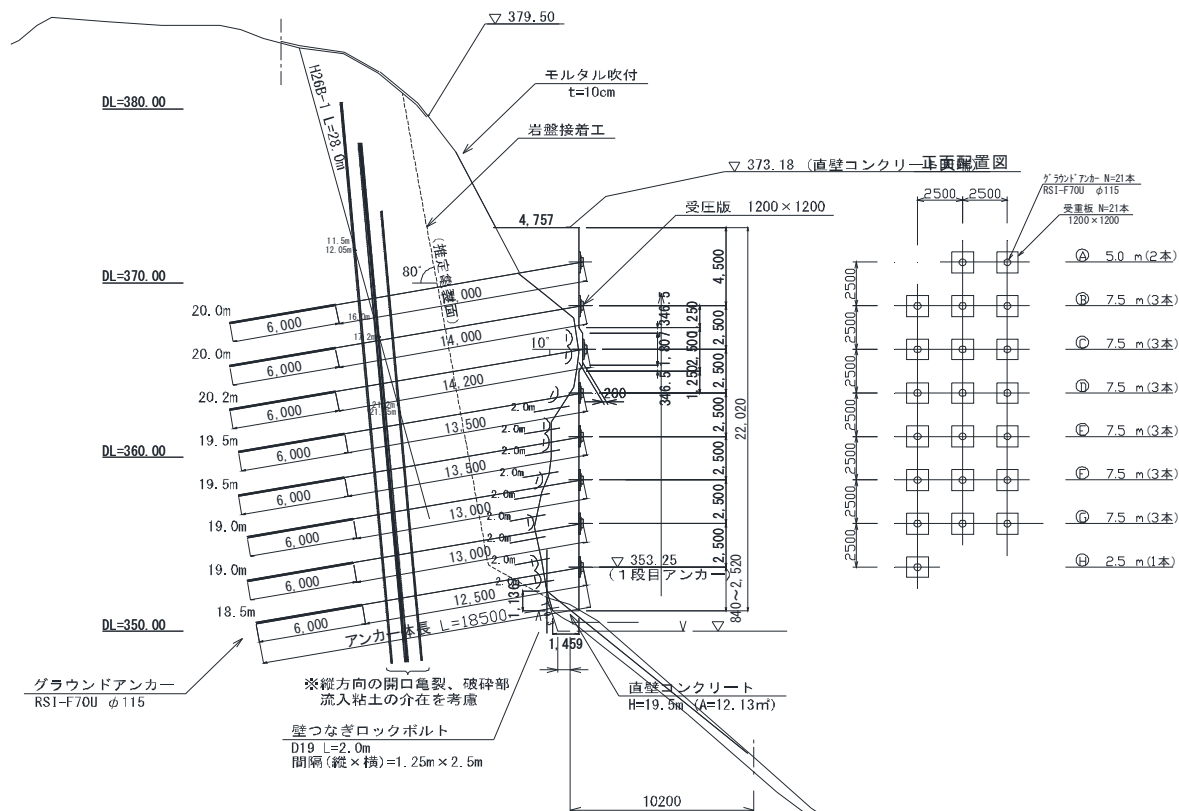


図-10 グラウンドアンカー配置諸元

9. 対策概要

巨大岩塊は、高さ12m、幅6m、奥行4m、背面基岩境界部に開口亀裂を有する巨大浮き石であり、42°の急傾斜地にタワー状に峻立している。巨大岩塊の外観を図-11に示す。

この巨大岩塊の崩壊を抑止する主要対策概要として、

- 1) 巨大岩塊と基岩境界部に生ずる開口亀裂に樹脂系モルタルを注入
- 2) 巨大岩塊の前面にRC造の壁を構築。（以下、直壁コンクリート）
- 3) 直壁コンクリートを反力とし、RSIグラウンドアンカーを21本造成

これら対策の全貌を図-12に示す。

10. 施工段階における課題と対策

対策工は、前章に記述した1)～3)を施工サイクルとし、その施工段階において生じた課題と対策を紹介する。

(1) 樹脂系モルタル注入量の増大

基岩境界部の開口亀裂は、巨大岩塊左右に所見し、その規模は、幅0.1m～0.7m、奥行は、左右が岩塊背面で繋がる亀裂であり、その内部構造を詳細に把握することが出来ず、注入量が増大することが懸念された。

代表する開口亀裂を図-13に示す。

注入は、1m/ステップを標準とし、岩塊への影響を考慮、無圧（自然流入）注入とし施工を行った結果、総注入量：16.2m³となり、設計注入量：9.9m³を大きく上まわった。主な要因として、岩塊背面基岩に発生していると思われる無数の亀裂群にモルタル材が侵入したことが起因したと推測、その根拠として、周辺基岩に所



図-11 対策前の状況



図-12 対策後の状況



図-14 周辺亀裂からのリーク状況

見する一部亀裂からモルタル材のリークが確認されたことでこの判断に至った。リーク状況を前項図-14 に示す。

この状況においては、抜本的解決策はなく、事前の調査段階で亀裂状態を把握し、地形等諸条件を明確に整理し、計画することが重要であったと考える。

本件は、調査、設計段階で条件整理が適切に履行されていたことで遅滞なく設計変更された。また、死角に存在する亀裂に対し注入できたことは、施工段階における巨大岩塊の安定性向上に寄与したものと考ええる。

(2) 直壁コンクリート、RSI グラウンドアンカーのブロック施工

直壁コンクリートは、巨大岩塊最突出部を基準とした垂直壁状でその概要は、幅：7.5m、高さ：22.0m、総重量：847.9t であり、巨大岩塊を包み込む構造とした。図-15 に構造概要を示す。

施工に先立ち、直壁コンクリートが巨大岩塊に与えるリスクを設計者協力のもと検討を行った結果、「岩塊にかかる死荷重をどの段階で岩塊と一体化とするか」、が最大のテーマとなった。現場としては、施工ロスを最小限に抑えるべく、より高位置での一体化を望んだが、未知数の巨大岩塊では、落石のタイミングを予見することは難しいとの判断に至り、グラウンドアンカー配列毎に直壁コンクリートを構築する結論に至った。図-16 にブロック施工（一部）を示す。



図-13 開口亀裂

以上、合計8回のブロック施工の結果、計測モニタリング値に変動は無く、巨大岩塊を無挙動且つ、安定した状態で完了させることができた。

(3) グラウンドアンカー仕様の変更

当初設計における RSI グラウンドアンカーの仕様は、削孔径： $\phi 115\text{mm}$ 、アンカー長：18.5～20.0m、定着長：6.0m であった。しかし、ボーリング調査の結果では、定着部の安山岩は主に軟岩～硬岩であるが、一部にD級岩盤の分布、この極めて狭い範囲の中で岩盤強度に想定外のばらつきがあることから当初のアンカー仕様の確認検証（以下、試験施工）を施工開始1段目のアンカーで行った。

試験施工の結果、緊張・定着において、最大計画荷重 (T_p) の64%の荷重でアンカー体が引抜け、周面摩擦抵抗値（以下、 τ ）が0.17と極端に低い数値であることが判明した（図-17）。

この試験施工で得られたデータを基に、設計の再検討を行った。検討の結果、仕様変更として、削孔径： $\phi 165\text{mm}$ 、アンカー体長：22.5～24.0m、定着長：10.0m と必要な τ を確保する仕様に変更、施工範囲を巨大岩塊の最大の弱点である基部を覆う2段目までとし施工を進め、再度1段目同様の検証を3段目で実施することとした。

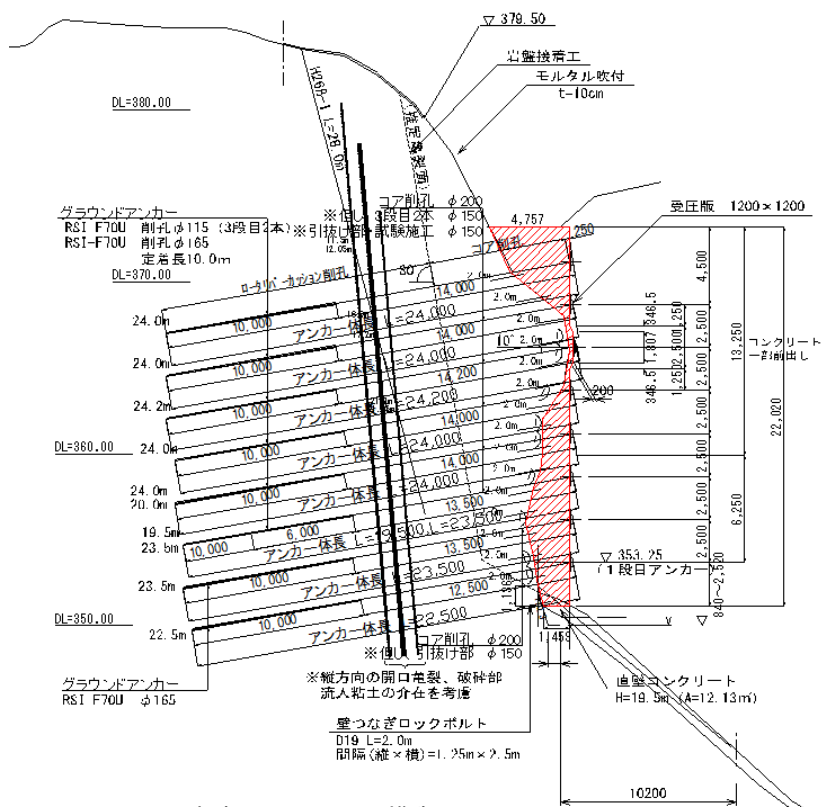


図-15 直壁コンクリートの構造

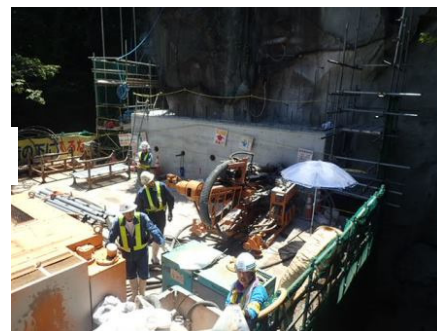


図-16 ブロック施工



図-17 対策後の正面写真と
アンカー体の仕様



図-18 完了状況俯瞰

この結果、やはり定着に必要な τ が確保できないと判断され且つ、以降のアンカー施工においても定着できる確証が得られないことから残るアンカー全てを仕様変更とした。これにより最終8段まで何ら問題が生じることなく施工を完了することができた(次項図-18)。

11. おわりに

今回の落石対策工事は、巨大岩塊の規模から過去にあ

まり例を見ないものである。保守、メンテが重要性を増すなか、今後、これに類する工事に対峙することとなった場合、この経験を大いに生かしていくとともに、この貴重な経験を後世に継承し、鉄道の安全、安定輸送に大きく貢献できれば幸いである。

参考文献

- 1) JR 東高崎土木技術センター原田 悟、他：上越線の重点監視箇所が存在する巨大岩塊のモニタリング - その1、その2、土木学会第67回年次学術講演会(平成24年9月)
- 2) (社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、平成21年11月
- 3) (社)地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、平成24年5月
- 4) R S I グラウンドアンカー工法設計・施工マニュアル

(2020.4.3受付)

COUNTERMEASURE FOR THE HUGE ROCK TOWER WHICH EXISTS ON THE UPPER PART OF SLOPE ON JOETSU LINE

Hiroataka ASAKAWA, Daisuke NAKAMURA, Keiji YUASA and Tetsurou HARA

The Joetsu Line has many sections where tracks are laid at the foot of the mountain, and therefore there is a high risk of falling rocks. Between Tsukuda Station and Iwamoto Station, an accident occurred on March 8, 1977, when the Sado No. 3 train from Ueno to Niigata collided with a large rock of about 30 tons that had fallen off a cliff above the track.

A survey conducted in 2010 confirmed the presence of a huge rock mass on the upper slope of the track, 200 meters from the derailment accident site, near Ueno Station, and if it fell, the same damage as on the Sado-go was found. The outbreak was a concern.

This paper reports on the topographical and geological conditions in which this massive block is located, various surveys and survey results for countermeasures, and the design and countermeasure construction for countermeasures.