

石勝線第4紅葉山トンネルの地すべりによる変状と対策

Countermeasure and Landslide damaged of Dai4-Momijiyama Tunnel in JR Sekisyo-line

JR北海道 工事課

正 員

小西 康人(Yasuhito Konishi)

同

〇

正 員

海原 卓也(Takuya Umihara)

JR北海道 構造物検査センター

青山 慶(Kei Aoyama)

概 要

石勝線新夕張・楓間第4紅葉山トンネルは、昭和56年10月、石勝線の開業と共に使用開始された比較的新しいトンネルである。しかし、開業約1年後の昭和57年12月頃から、地滑りが原因と推定される変状が融凍期を中心に徐々に進行してきた。この間、個別検査等による各種計測を行い、トンネルの変状を監視するとともに対策工を検討してきたが、平成12年5月に内空が急激に縮小し始めたため、セメントによる応急対策工及び恒久対策工を実施した。

本稿では、これまでの計測結果から推定された変状原因と対策工選定に至るまでの経緯、及び工事施工中、その後の状況について記述する。



図-1 (出口付近写真)

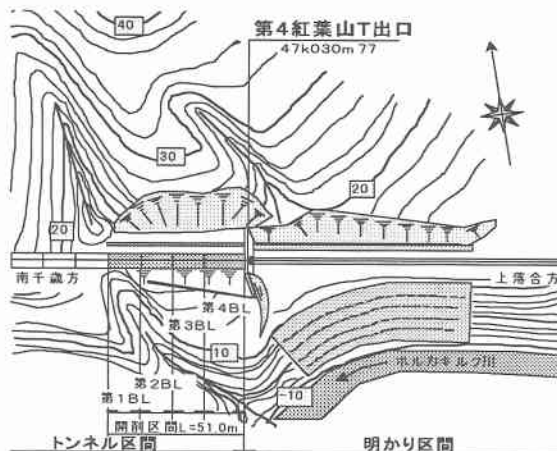


図-2 位置平面(開削区間)

1 はじめに

石勝線は南千歳駅を起点とし、上落合にて根室線と接続する道央と道東を結ぶ主要幹線である。石勝線の建設は昭和39年より始まり、昭和56年10月に全線開業している。第4紅葉山トンネルは昭和48年に竣功している。

図-1、2に示すように、トンネル出口付近は、4つのブロック(以下BLという)からなる延長51.0mの開削施工区間である。このうち第2、第3BLの接合部を中心に変状が発生した。当該トンネル開削区間の構造は、表-1のとおりである。

表-1

延 長	51.0m
構 造 型 式	単線電化断面特1号
巻 厚	45cm
覆 工 構 造	鉄筋コンクリート りょう版コンクリート

2 地形・地質

第4紅葉山トンネル出口は、新夕張駅から東方に約3Kmに位置している。周辺地形は、夕張山地の西側に位置しており、その山岳地帯を貫通している。トンネル出口付近は標高350m前後の山地の縁端部でホルカルクキ川による攻撃斜面上に位置している。開削区間と山岳トンネル区間との境界部には明瞭な沢地形となっており、トンネル左側斜面は比較的なだらかな斜面を形成している。

地質は古第三紀新新世の幌内層群幌内層で、泥岩により構成されている。幌内層は海進に伴う海底堆積により形成され、東方の日高山脈の隆起により南北性の軸を有する褶曲・断層が発達したと考えられている。

3 計測項目及び結果

当該トンネル開削区間では、以前より各種の計測を行ってきたが、いずれの計測においても、第2BLと第3BL接合部の変状が顕著であった。ここでは、多くの計測項目の中から主な計測項目と結果について述べる。

1) トンネル内空変位測定

測定箇所は、ブロック相互間の挙動を把握するため、図-3に示すように第1、第2BLの接合部及び第2、第3BLの接合部の2箇所ピンを設置し、測定した。

詳細平面略図

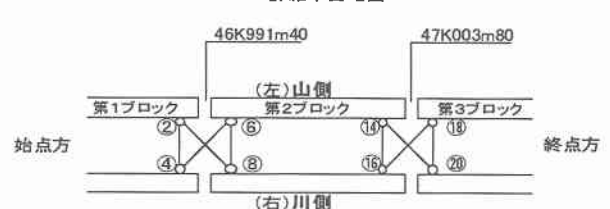


図-3 内空変位測定位置

これらのうち、第2BLと第3BLの接合部で、顕著な変位が生じており、H8年からH12年3月までの4年間で35mm(⑭-⑯間)、24mm(⑯-⑰間)縮小している。これらは、図-4に示すように、いずれも毎年融凍期に大きな変位を生じ

ながら継続している。

この間、⑭-⑯間では年平均 9mm 程度の変位を生じていたが、昨年 3 月から 5 月の短期間で 20mm、⑯-⑰間 15mm の急激な縮小を示した。なお、⑭-⑳間及び⑱-㉑間については、以前より著しい変位は見られていない。

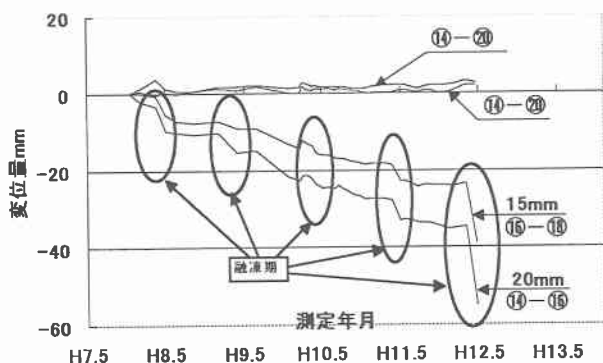


図-4 内空変位の推移

2)トンネル接合部食違い測定

食違い測定は、トンネル各BL接合部における目地の食違いを測定するもので、3Dゲージを使用して行うものである。図-5に示すように、トンネル各BLの接合部のそれぞれ4箇所3Dゲージを設置し測定を行っている。

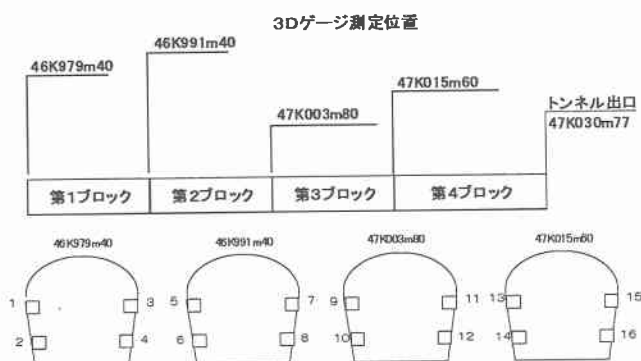


図-5 3Dゲージ設置位置

第2BL、第3BL接合部の食違いは、図-6に示すように内空変位と同様、融凍期を中心に大きな変位を伴いながら継続している。特に H10 年 5 月以降、右側壁では融凍期以外でも、継続的な変位傾向を示している。H12 年 3 月までの累積変位は、右側壁で 16mm、左側壁で 5mm であったが、昨年 3 月から 5 月までの間で右側壁で 7mm、左側壁でも 3mm を示した。

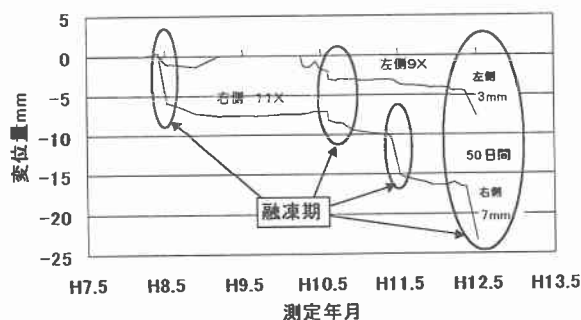


図-6 食違い量の推移

3)地中変位測定

トンネルの変状が周辺地山の影響に起因すると考えられることから、トンネル地山の挙動を把握するため H10 年より地中変位測定を開始した。地中変位は、図-7に示すトンネル左右(軌道中心からそれぞれ 14m)で実施したボーリング孔に設置した傾斜計及び水位計を監視することで行った。

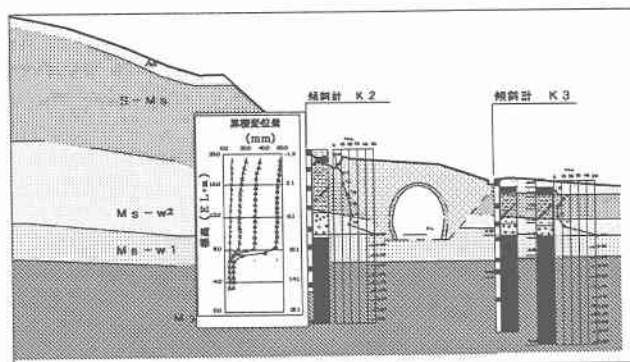


図-7 傾斜計断面図

図-7に表すように、山側に設置した傾斜計 K-2 の G.L.-10.5m の位置において、H12 年 3 月までの2年間で約 10mm の区間変位を記録したが、H12 年 3 月からの約 50 日間でさらに 25mm を超える変位が確認された。この傾斜計は、その後の約1週間で測定不能となっており、後に再設置している。この位置は風化泥岩 (Ms-w1) 内に位置し、トンネルのりょう版コンクリートのほぼ下面にあたる。また変位方向は線路直角方向から終点方に概ね 40~50 度の範囲であった。

一方、川側の傾斜計 K-3 では、川側方向に若干の移動傾向はあるものの、K-2 のような明瞭な層間変位は見られていない。

4)トンネル覆工の変状

覆工変状は第2BL終点方の変状が著しく、左側壁には側壁下部から斜め方向に開口ひび割れが多数存在している。なお、ひび割れ幅は最大で 10mm、長さ約 5~7m におよび、それらには一部食違いも伴っている。(図-8) また、アーチ天端に圧ぎは無いことから、この変状は内空変位の縮小とともに発生したものと考えられる。なお、隣接する第3BLの躯体には変形及び亀裂等は発生していない。

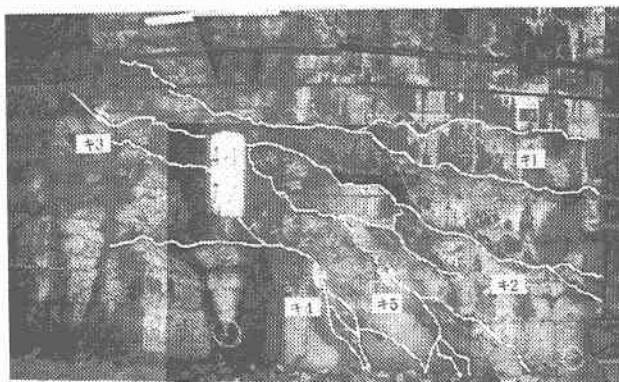


図-8 第2BL左側壁ひび割れ状況写真

4. 原因推定

以上の測定結果から、トンネル左側の地山の G.L-10.5m 付近で川側終点方向に地滑りが発生しており、融冬期の地下水位上昇期に大きな移動を生じること、一連のトンネル変状が累積してきたものと推定できる。

また、第2BL川側に設置した傾斜計(K-3)の地中変位がほぼ不動であり、このBL終点の内空が縮小傾向にあることから、この地滑り境界は、第2、第3BL接合部の第2BLよりでトンネルと交差していると考えられる。(図-9)

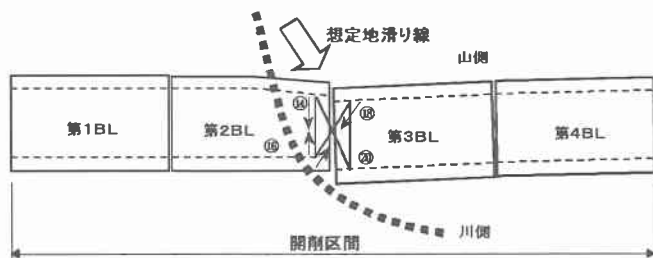


図-9 想定地滑り線

このため、トンネルの変状は第2、第3BL接合部付近で、双方のBLとも山側より地滑りによる地圧を受け、山側側壁は川側へ移動する傾向を示している。しかし、第2BL川側側壁はほぼ不動領域と考えられるため、第2BLは川側に拘束されながら内空縮小を生じ、覆工損傷を起こしている。また、第3BLは川側に拘束されることなく、BL全体が川側に移動しているので、覆工には損傷は生じていない。第2、第3BL接合部の大きな食違いは、拘束された第2BLと拘束のない第3BL境界に位置するため変状が集中したものと推定できる。第2BLの始点方には、地滑りは生じていないと考えられるため、第2BLのひび割れは、BL全体が地滑りによって、ねじられ、これに伴う斜め方向のせん断ひび割れと推定される。

一連のトンネルの変状は、以上のように説明できるが線路右側に地表の隆起といった地滑りの兆候や地山上方で滑落崖が発見できないことから、地滑り土塊を明瞭に判断することはできなかった。

5. 対策工実施

かねてから、対策工の検討はしていたが、平成12年5月の急激な変位により、緊急性の高い対応策が必要となった。ただちに、応急対策を実施し、列車運行への不測の場合に備え24時間体制での固定警備も実施した。

1) 応急対策

応急対策は急激な変状を確認後直ちに施工し、第2BLに対しての覆工損傷を抑制することを目的に H-150 の鋼製セントルを、1.0m ピッチで設置した。また、路盤下部(りょう版コンクリート上部)にはストラットを設置しセントルを閉合している。

2) 恒久対策

地滑り土塊の特定はできていないが、トンネル変状が急速に進行していることから、トンネル左側地山を地滑り対象と

考え、対策工を検討した。

地滑り対策は、大きくは抑制工と抑止工に分類される。抑制工には、地下水位排除や排土工等があるが、地下水排除のみによって地滑りを停止させることは不確定である。また、排土工についても斜面部が保安林地区及び墓地であることや、損傷を受けている覆工に負荷を加えられないことから抑止工を採用することとした。

抑止工には、杭工(打設杭、BH杭等)、やグラウンドアンカー工、及びこれらの組合せが考えられるが、地形的制約から大型機械の搬入が困難なこと、また地山を直接確認できることから、グラウンドアンカー併用深礎工法にて抑止杭を設ける対策を採用した。(図-10)

①抑止杭の設計

抑止杭の設計では、不動層を地質柱状図と傾斜計(K-2)のデータからMs(新鮮泥岩)層以深と推定した。この断面での現状安全率を $F_s=0.95\sim 1.0$ と仮定し、極限平衡法による逆解析によりすべり面の土質定数 c 、 ϕ を算定した。施工後の安全率 $F_s=1.2$ を確保することを条件として杭径 $\phi=2.0\text{m}$ 、杭長 $L=17.5\text{m}$ 、ピッチ 3.0m 、本数 $n=13$ 本とし、併せてグラウンドアンカー12本を施工することとした。

恒久対策工 深礎杭

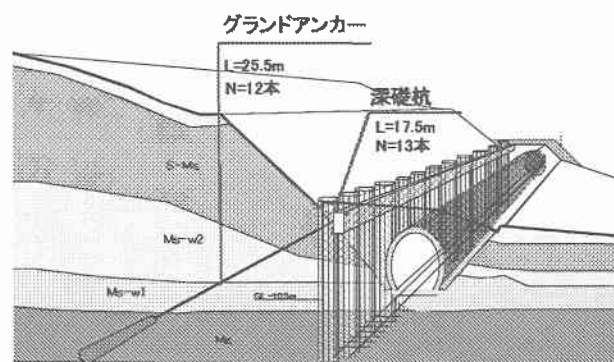


図-10 恒久対策 断面略図

②すべり面の確認

図-11 に抑止杭施工時に確認された柱状図を示す。図は変状が顕著であった第2、第3BL接合部付近のものである。

すべり層は、硬質な泥岩と比較的軟質な泥岩層に挟まれる層厚50cmの土砂化泥岩層であると推定された。他の抑止杭においても、ほぼ同様の深さで土砂化泥岩層が認められた。

すべり面は、当初の想定がG.L-10.5m、施工時の確認がG.L-10.0~10.5mでありほぼ想定どおりであることが確認できた。

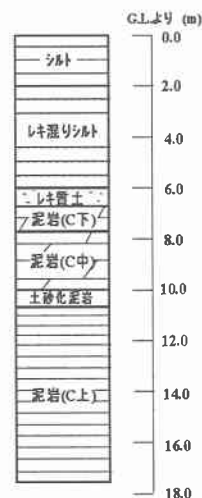


図-11 地質柱状図

6. 工事施工中及びその後の検査、計測

1) 工事施工中の状況

地中変位測定(K-1～K-3)及びトンネル内空の計測は、固定警備の労力軽減と計測精度の向上を図ると共に抑止杭施工時の安全性を確認する目的で、それまでの手動から自動計測に変更した。

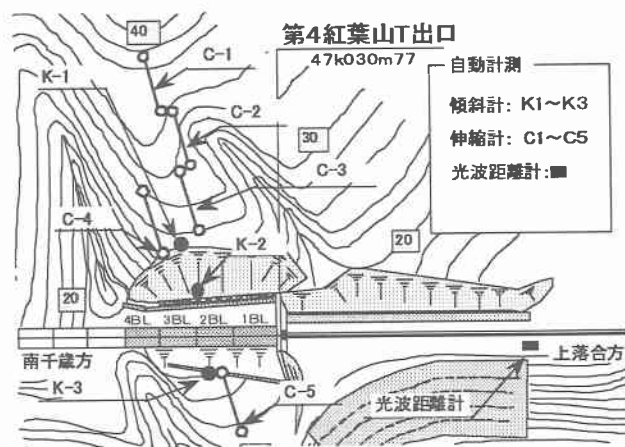


図-12 自動計測配置略図

さらに地山表面の変位を把握するため、地山斜面上 40m 程度にわたり伸縮計(C-1～C-5)を設置した。また対策工事施工中には、内空変位及び食い違い測定等を詳細に把握するため、ほぼ毎日計測を実施した。(図-12)

トンネルの内空計測は、第1～第4BLの各側壁及び軌道中心にプリズム、不動点に光波距離計を設置し変位の絶対値計測を行った。

これらのデータは、専用回線を介して担当部署まで送られ、管理値を超過すると警報鳴動及び複数の携帯電話にEメール送信されるシステムとされている。

それまで継続していた手動計測は、1回/日の頻度で行っていたが、自動計測が稼働されると同時に、1回/月と計測頻度を変更した。

幸い工事施工中は、各自動計測項目(図-13)にも地滑りに起因すると思われる大きな変位は生じていない。

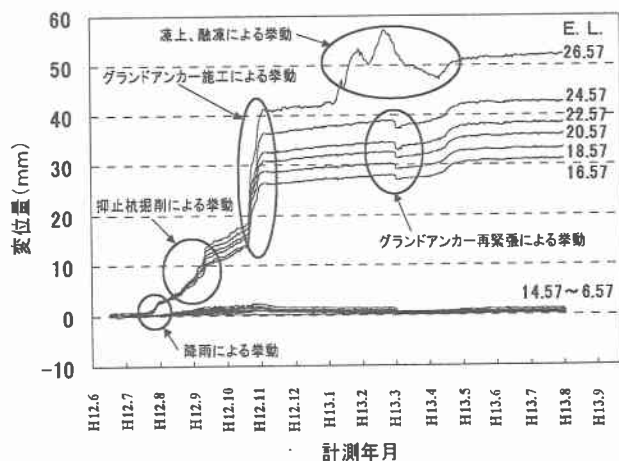


図-13 傾斜計K1の推移(自動計測)

2) 工事施工後の状況

H12年12月で一連の対策工は終了しているが、融凍期の挙動を監視するため、計測を継続した。この結果を図-14、15に示す。

冬期間は、地表面の凍結もあり、大きな変位は生じていない。今融凍期は、例年と同様の地下水上昇による地滑りが想定されたため、融凍期の計測頻度を1回/月から1回/週とした。しかし、各計測項目にも著しい変化がなく、変位については、ほぼ収束しつつあると考えられる。

抑止杭による対策工が一定の効果を発揮したと考えられるが、現段階では、対策工終了から経過時間が短いことから、今後も計測を継続して行い効果を確認していく。

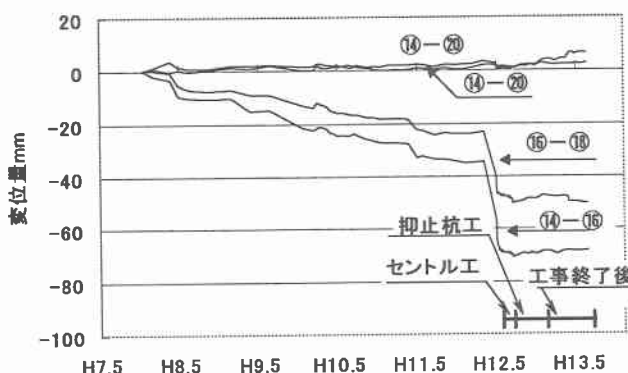


図-14 内空変位の推移

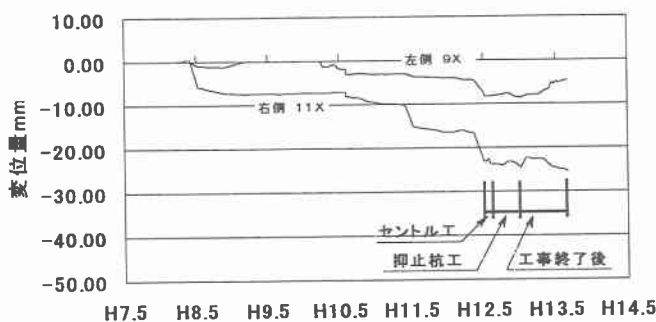


図-15 食い違い変位の推移

7. まとめ

第4紅葉山トンネルの変状は、典型的な自然的要因により生じた変状である。変状の要素も様々な条件によって構成されており、それらの要因を少しでも多く探し出すことが対策工を計画する上での基本である。しかしながら、自然の力には計り知れない事項が多く、今後の計測による原因推定にも多くの技術が必要とされる。

今回の対策終了まで、各担当部署での適切な作業により、石勝線第4紅葉山トンネルの変状は速やかに収束されたと考える。