

# 盃山トンネルに発生した急激な路面隆起に対する変状メカニズムの検討

応用地質(株) 正会員 ○奥井裕三、正会員 太田裕之、鶴原敬久  
東日本高速道路(株) 正会員 佐久間智、菅原徳夫、多田誠  
(株)ネクスコ・エンジニアリング東北 フェロー会員 末岡眞純、正会員 中田主税

## 1. はじめに

盃山トンネル(上り線)の36.600付近で、2008年8月13日午後突然、路面変状(隆起、クラック)が発生した。その後も路面変状とトンネル内変位(断面縮小)が拡大して進行している状況下で、8月21日には上り線を通行止めにして、下り線を用いた対面通行に移行した。11月28日に工事が完了し、従前の状況に戻すことができた。本文は、盃山トンネルに発生した変状の計測結果を発生直後から対策工完了までを整理し、比較的簡単な弾塑性モデルを使用して変状メカニズムの検討を行ったことについて報告する。

## 2. 変状の概要と対策工施工時の計測結果

路面の急激な隆起は、対策工施工時の写真-1に示すように既設のインバートが周辺地山の塑性圧により破壊したことが直接の原因であったと考えられる。これは図-1に示す各種の膨張性の判定指標で著しい膨張性を示す岩盤であることから推察される。対策工としては、既設のインバートより曲線半径を小さくし(R=13.1mからR=10m)、さらにインバート部の掘削直後に高強度吹付けコンクリートとH鋼による支保で一次閉合する工法が採用された。

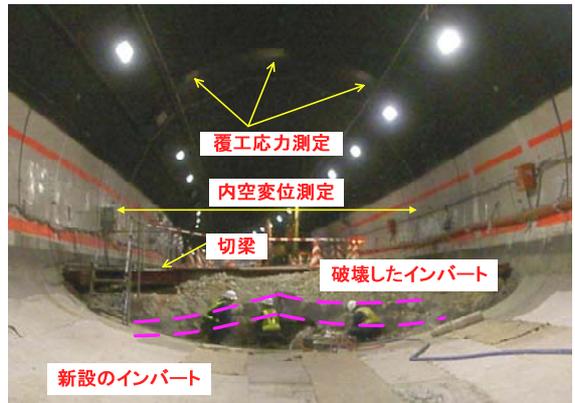


写真-1 36.310kp 付近から起点を見た写真(2008/9/25)

対策工の施工時には、各種の計測が実施されたが、ここでは、代表的な計測断面として、変状区間の中で内空変位や隆起が最も大きい36.600kp付近のレーザーによる内空変位測定結果と覆工の応力測定結果について示す。

36.601kp 断面で実施された内空変位の計測結果と対策工の施工直前および施工中～後に実施された覆工の応力測定結果を図-2に示す。その挙動を整理して以下に示す。

- a) 内空変位は、対策工の施工などにより複雑な挙動を示しているが、施工過程を整理すると図-2に示すように全変位で約111mm、そのうちインバート部の掘削から新設のインバートによる閉合までに約36mmの変位が発生している。
- b) 図-2より、破壊を受けたインバートの掘削直前の天端には、最大-12.2MPaの圧縮応力が発生していたが、対策工の施工により引張側へ、約3.0MPa変化した。

なお、図-1の変位データには、変状発生から計測開始ま

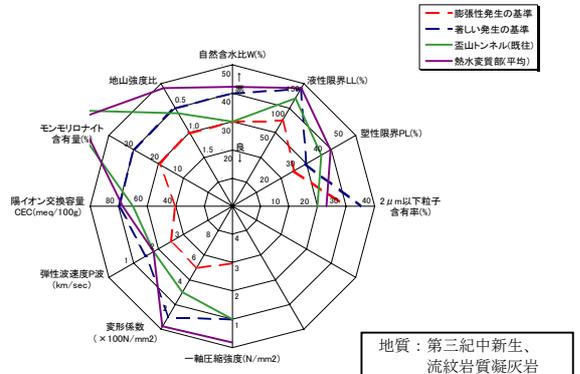


図-1 膨張性の判定結果

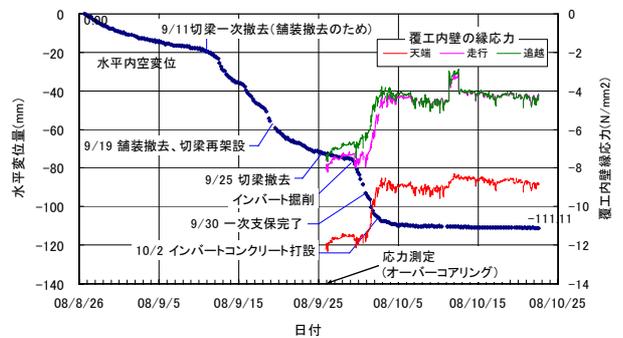


図-2 内空変位および覆工応力測定結果(36.601kp)

キーワード トンネル変状、盤ぶくれ、膨潤、膨張、塑性化

連絡先 〒305-0841 茨城県つくば市御幸が丘43 応用地質株式会社 TEL029-851-6534

での約 13 日間(8/13~8/25)の未計測期間があるため、対策工施工後に実施した断面測量の結果から、未計測期間の変位は、概ね 60mm であると推定した。

3. 変状メカニズムを考慮した弾塑性解析

数値解析のモデルとして、図-3 に示す 3 種類の変状メカニズムを考えた。ここで、地山の破壊基準は、モール・クーロンを採用した。初期応力は、変状区間の土被りが最大 100m 程度であることから、 $\gamma H = -2.0\text{MPa}$  で静水圧状態と仮定した。また、case3 の膨張圧は既設インバートの破壊条件を満たすように試行錯誤により求めた。既設インバートが破壊する条件は、インバートの一部に設計基準強度  $-18.0\text{MPa}$  以上の応力が発生した時点とした。

結果として、case3 のステップ 1 における膨張圧は  $0.3\text{MPa}$  となり図-4 に示す岩石試験吸水膨張圧試験で得られた最大の値  $0.35\text{MPa}$  に極めて近い値であった。なお、図-3 に示すステップ 1~ステップ 4 の変状現象の解析の前段階では、トンネル建設時の内空変位を再現する掘削解析を行っている。また覆工の弾性係数は一般値の  $22,000\text{MPa}$  とし、地山および支保の物性値などは、トンネル建設時の変位より逆算して設定した。

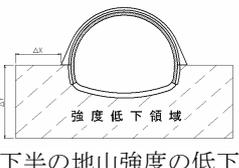
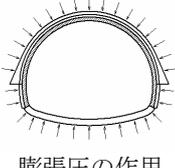
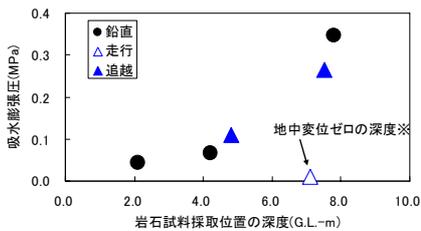
ケース	case1	case2	case3
概念図	 case1-1: 覆工と吹付けはスライド可 case1-2: 覆工と吹付けは密着	 全周の地山強度の低下 (覆工と吹付けは密着)	 膨張圧の作用 ※ただしインバート破壊後は、下半の地山強度が低下すると仮定 (覆工と吹付けは密着)
ステップ 1	インバートが破壊するまで地山の強度を低下		膨張圧( $0.3\text{MPa}$ )
ステップ 2	破壊したインバートの要素を取り除く		左記+地山の強度低下
ステップ 3	新設のインバート部の掘削と支保の設置(インバート部の掘削解放応力を 90%解放させる)		
ステップ 4	新設のインバートを設置(インバート部の掘削解放応力を 10%解放させる)		

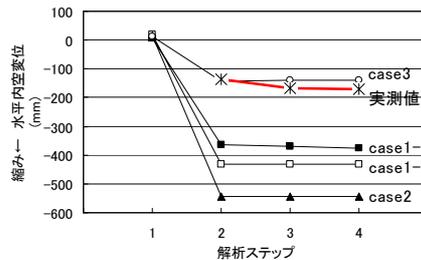
図-3 変状メカニズムの概念図と解析ステップ(破壊基準はモール・クーロン)

解析結果を図-5 に示す。また図-5 中には変状メカニズムの検証のために実測値も合わせて示した。図-5 より変位や応力の大きさや対策施工時に天端付近の圧縮応力が減少した傾向を最も良く表している case3 が、盃山トンネルの変状メカニズムであると判断した。

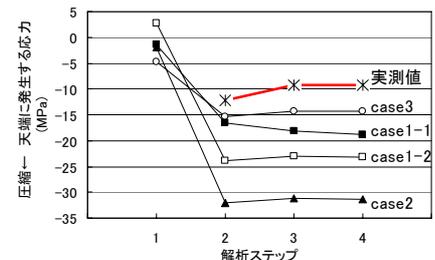


※他は全て地中変位が発生している深度の試料

図-4 岩石試料の採取深度と吸水膨張圧との関係



(a) 水平内空変位(S.L.位置)



(b) 天端内壁面の応力

図-5 解析結果と実測値との比較

4. 考察

盃山トンネルに発生した急激な変状に対して、比較的簡単なモール・クーロンの破壊基準を用いた弾塑性解析により、変状のメカニズムを検討した。その結果次のことがわかった。

- 1) インバートを破壊させた外力は数値解析と吸水膨張試験の結果より岩石自体の吸水膨張圧による可能性が高い。
- 2) その後のクリープ的な変形は、トンネル周辺の地山がトンネル近傍から周辺へと徐々に塑性化し、同時に強度が低下した結果、地山の応力の再配分が発生したためであると考えられる。
- 3) インバートの破壊により急激な盤ぶくれと側壁の押し出しが発生し、クラウン部の内壁では圧縮応力が増加するが、インバートの閉合により、圧縮応力は減少した。
- 4) 変状および対策工施工により発生した変位挙動は、時間依存的な挙動に関しては厳密には考慮できていないが、各段階の挙動については弾塑性解析により概ね再現できることがわかった。