

併設トンネルの掘削影響解析

亀谷 英樹*

真田 昌慶**

Hideki Kameya

Masanori Sanada

1. はじめに

山岳工法において併設トンネルを構築する場合には、過去の施工実績等から、その中心離隔を掘削幅の3倍としている場合が多い¹⁾。近年のNATMで新設された併設トンネルにおいても、この離隔が確保されていれば、後行トンネルの掘削が先行トンネルに問題を生じる影響を与える事例はほとんど報告されていない。

しかし、当社施工のトンネル工事では、この離隔を確保しているにもかかわらず、後行の上り線トンネル掘削の影響を受け、下り線の支保工脚部およびインバート端部に変状が発生した。そこで、数値解析により地山物性値や変状メカニズムを推定し対策工の検討を行った。

本報告は、上記のうち、地山物性値や変状メカニズムの逆解析に関して報告するものである。

2. 下り線トンネルの変状状況と数値解析の方針

上り線トンネル掘削時に発生した下り線トンネルの変形は沈下卓越モードであった。すなわち、内空変位（計測値）の増分は2mmと小さかったが、上り線側の脚部と天端の沈下増分はそれぞれ16, 10mmと大きかった。

よって、この変状状況を数値解析で模擬するためには、トンネルの沈下を精度よく表現する必要がある。しかしながら、従来のFEMでは、共下がり等のトンネルの全体沈下を表現することは様々な問題により困難であった。

そこで、本検討では有限差分法をベースとしたFLAC^{3D}を用いて解析を行った²⁾。本解析コードは、①幾何学的非線形問題に対応、②釣合式に運動方程式を採用、③解の安定性に優れた陽的解法の採用等の特長がある。

3. 数値解析による変状模擬

(1) 逆解析の条件

本検討の解析モデルを図-1に示す。逆解析に用いる地山の構成則は、降伏条件をMohr-Coulomb則とした完全弾塑性モデルを採用した。逆解析パラメータは、地山変形係数D、粘着力c、内部摩擦角φの3変数とし、前述の変位増分や変状について現状と解析がおおむね等しくなるまで繰り返し計算により求めた。なお、地山単位体積重量とポアソン比は固定値とした。

(2) 逆解析結果

1) 逆解析により得られた物性値と変位量

上下線トンネルの変位や変状について、解析と現状が

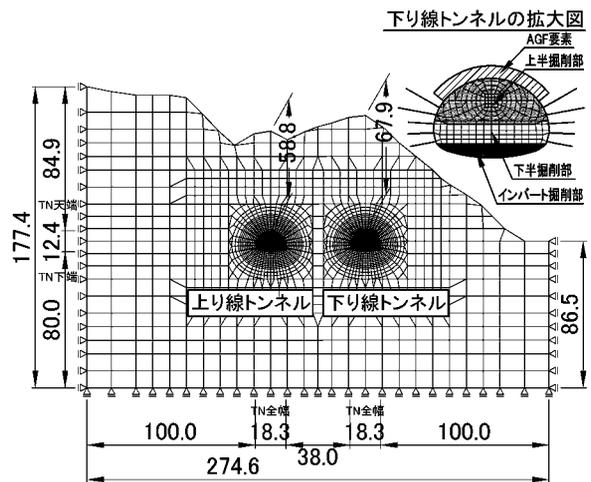


図-1 解析モデル [unit : m]

表-1 地質調査結果と逆解析による地山物性値

	地山変形係数 D (kN/m ²)	粘着力c (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (deg)
地質調査結果	0.184~1.735×10 ⁶	11~330	8.9~38.3
逆解析結果	0.270×10 ⁶	300	10

表-2 計測変位量と逆解析での変位量

対象 トンネル	計測時期	天端沈下 F1 (mm)	脚部沈下 F2 (mm)	脚部沈下 F3 (mm)	内空変位 H1 (mm)
下り線 トンネル	下り線 トンネル 計測値	80	100	100	40
	掘削 完了時 解析値	110	103	92	19
	上り線 トンネル 計測値	90	116	104	42
	掘削 完了時 解析値	131	128	104	20
上り線 トンネル	上り線 トンネル 計測値	140	170	170	60
	掘削 完了時 解析値	132	126	128	74

注) F2 : 上り線側脚部, F3 : 上り線から遠い側の脚部

おおむね等しくなった時の地山物性値を表-1に、またトンネルの変形量を表-2に示す。

表-1より、逆解析により得られた地山物性値は、粘着力を除くと、地質調査結果の範囲の中で、かなり低い値であることがわかった。この傾向は、当該トンネルの他の解析断面においても同様であった。

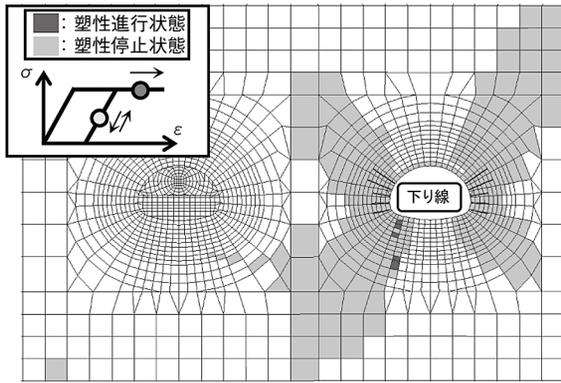
また、表-2のトンネル変位量に関しては、天端沈下の計測値と解析値との差異がやや大きいものの、下り線トンネルの直接的な変状原因と推察される脚部沈下は比較的よく再現できていると言える。

2) 塑性領域の拡大状況

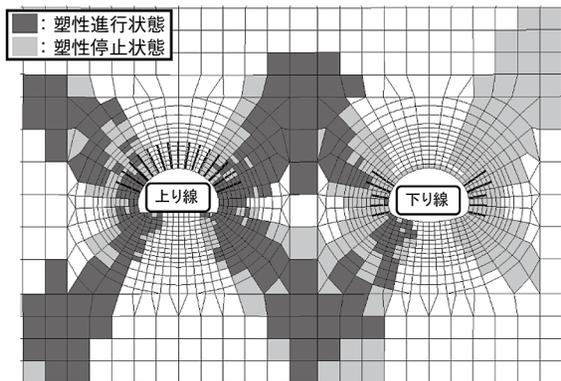
下り線トンネル掘削完了時と上り線トンネル下半掘削中の地山塑性領域の分布状況を図-2, 3に示す。下り線トンネル完了時は、図-2の薄着色部の様に塑性領域が広がる。その後、上り線掘削により、上下線の塑性領域が干渉し、下り線トンネル近傍の地山が再塑性化したことが分かる(図-3の濃着色部)。この塑性域の再進行によって、下り線が影響を受けたと考えられる。

* 土木設計部設計課

**東北(支)長井ダム(出)(元土木設計部設計課)



図一 下り線トンネル掘削完了時の塑性領域の分布



図三 上り線トンネル下半掘削中の塑性領域の分布

3) 下り線トンネルの支保部材の断面力

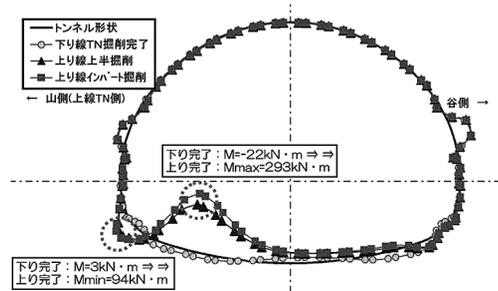
図一4, 5に、下り線トンネルの支保工とインバートの断面力図を示す。同図より、解析結果を以下にまとめる。

- ① 図一4より、曲げモーメントは、上り線上半掘削後から、上り線側の支保工とインバートとの接続部付近で急激に大きくなる傾向が確認できた。
- ② インバート端部の内側引張の曲げモーメント ($M = 293 \text{ kN}\cdot\text{m}$) の位置は、現場のひび割れ発生箇所におおむね一致する。また、上り線側の支保工脚部でも現場において損傷が確認されている ($M = -94 \text{ kN}\cdot\text{m}$)。これらの位置の解析結果からコンクリートの応力度を計算すると、その値は引張強度を超過していた。
- ③ 図一5より、下り線側脚部の軸力は、上り線の掘削によって大きく増大する傾向がある。よって、インバート端部へ支保工からの押し込み力が発生し、さらに前述した曲げモーメントの増大も加わって、当該部の破壊を引き起こしていると考えられる。

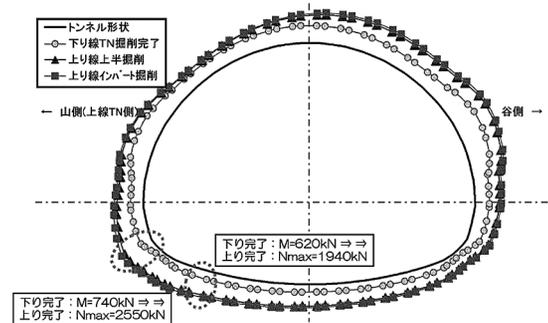
以上から、支保工およびインバートの部材損傷箇所および部材応力状態を、おおむね解析的に再現することができたと評価できる。

4) 変状原因とメカニズム

付加体の一部である当該地山は、土砂化した弱層や鏡肌を伴った潜在的亀裂面により岩盤強度がかなり低い。このため、地山全体の挙動はこれら弱層の影響を強く受けている。これは、逆解析結果が、複数の原位置試験や室内試験結果のうち亀裂面の影響により極端に小さく



図一4 下り線 Tn 支保工とインバートの曲げモーメント図



図一5 下り線 Tn 支保工とインバートの軸力図

なった値に一致していることから判断できる。

また、本解析では、塑性領域の大きさが内部摩擦角の影響を強く受ける傾向があった。すなわち、内部摩擦角が小さい場合には塑性領域が大きくなり、上下線の塑性領域がより干渉しやすくなる傾向があった。

以上から、弱層や亀裂面等の影響により、内部摩擦角等の地山物性値が小さかったため、上下線の塑性領域が干渉しやすい状況にあった。そこで、下り線トンネル近傍の地山塑性領域が上り線の影響により、再載荷・再降伏状態となり、上り線側からの偏荷重が発生した。これにより、下り線トンネルの支保工とインバートの断面力が増加し、部材損傷が発生したと推定される。

4. まとめ

有限差分法により、沈下卓越型の変形モードや支保応力度を模擬することができた。また、逆解析結果より、地山全体の挙動は、亀裂面や弱層の存在とその性状に支配されていることが分かった。

本解析手法は、本報告事例のほか、低土かぶりや膨張性地山等の大きな沈下が発生する地山で有用と考える。

参考文献

- 1) 例えば、(社)日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説、pp. 88-89, 2003.
- 2) Cundall, P, and M. Board. (1988): A Microcomputer Program for Modeling Large-Strain Plasticity Programs, in Numerical Methods in Geomechanics. Proceedings of the 6th International Conference, Innsbruck, Austria, April 1988, pp. 2101-2108, G.Swobada, Ed. Rotterdam: Balkema, 1988.