

トンネル覆工コンクリートの変状に対するシミュレーション解析

独立行政法人土木研究所 正会員 真下英人、正会員○箱石安彦

清水建設（株）（元 独立行政法人土木研究所 主任研究員）正会員 蒲田浩久

日本国土開発（株）（元 独立行政法人土木研究所 交流研究員）正会員 原 雅秀

1. まえがき

変状トンネルの対策工の実施に際しては、地山からの作用荷重、荷重を受けたときの覆工コンクリートの力学的挙動など変状原因の特定と対策工の実施により得られる効果の評価が重要であるが、いずれもまだ不明確な点が多く残されている。本報文は、既往の変状事例から、トンネル天端に圧ざが発生したトンネルを対象に、ひび割れ進展を考慮できる有限要素解析を用い、変状状態と比較することで外力の推定を試みたものである。

2. 解析対象としたトンネル変状の概要

対象としたトンネルは、幅 D =約 10m の完成後 30 年以上経過し、ひび割れなどの変状が著しい道路トンネルである。図-1 に変状および周辺地質状況を示す。変状については、両肩部には背面まで貫通したひび割れ（改築時に確認）が、中央部には圧ざが発生している。また、天井板の吊金具にも変形が見られる。これらの変状および建設当時との比較などから総合的に判断すると、トンネル変形モードは水平内空変位が縮小して、天端部は上方に突き上げられたモードになっていると判断できる。トンネル周辺の地質状況については、ボーリング調査および改築時の観察より、天端部に背面空洞があり、上部は泥岩（頁岩）が主体で、剥離性が強く 1~5cm 間隔で壊れやすい状態であることが、側壁部は亀裂発達のない塊状岩盤であることが分かっている。この傾向はボーリング位置での速度検層からも確認でき、P 波速度 3km/sec 以下の領域が、側方はほとんどなく、上方に 1D、下方に 0.5D 程度広がっている。

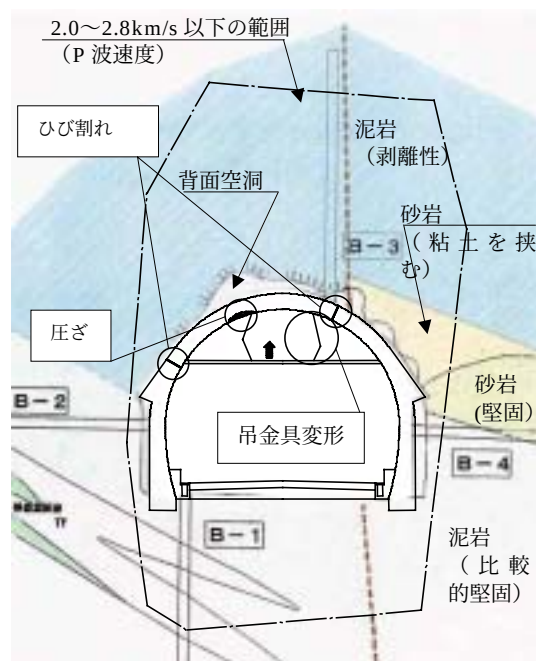


図-1 対象トンネルの変状状態および周辺地質図

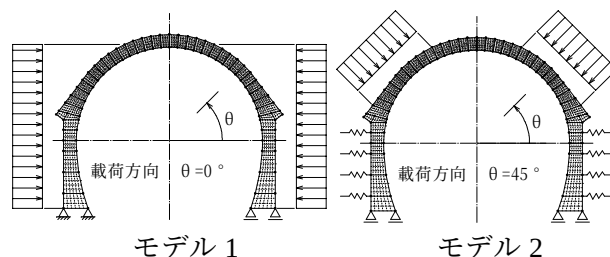


図-2 解析モデル図

3. 解析手法と解析モデル

大きなひび割れ、圧ざが発生しているため、ひび割れ進展が考慮できる二次元有限要素法（解析コード:ATENA）を用いて作用外力の推定を行った。

解析モデルとしては、①天端に背面空洞がある状態で側壁部から外力を作用させる解析モデル 1、②側壁部は背面空洞は無く新鮮な岩盤であるため、地盤バネ（圧縮には効くが引張には効かない。弾性バネ。）を配置し、さらに、アーチ部上部にゆるみ層が確認されているため、これを外力として空洞範囲を除く部分に作用させた解析モデル 2、を考えた。各モデルを図-2 に示す。なお、解析モデル 2 では、土圧の作用方向 θ により変状、最大土圧等がどのように変わるかを確認するため $\theta=45^\circ$ と 75° のケースについて計算を行った。

キーワード トンネル、覆工コンクリート、変状、シミュレーション解析

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 独立行政法人土木研究所 基礎道路技術研究グループ（トンネル） TEL.029-879-6791

覆工コンクリートの主な解析用物性値は、弾性係数 $E_c=2.2 \times 10^4 \text{MPa}$ 、ポアソン比 $\nu_c=0.2$ 、圧縮強度 $f_c=18 \text{MPa}$ 、引張強度 $f_t=1.6 \text{MPa}$ とした。また地盤バネ値は、孔内載荷試験より求められた変形係数 $E_o=4.4 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ を用いて、 $k_h (\text{kN/m}^3) = 1/0.3 \times \alpha \times E_o \times (B_h/0.3)^{-3/4}$ より、 $k_h=4.3 \text{MN/m}^3$ とした。ここで、 $\alpha=4$ （孔内載荷試験結果を利用するときの補正係数）、 $B_h=10\text{m}$ （トンネル高さ）とした。

4. 解析結果

表-1 に、各解析から得られたひび割れ発生状況を示す。解析モデル 1 では、ひび割れが側壁部内側と天端部外側に発生するモードとなったのに対して、解析モデル 2 では土圧の作用方向が 45° の場合も 75° の場合も、両肩部内側および天端部外側に発生するモードとなった。なお、どちらのモデルとも天端に発生するひび割れ位置反対側の覆工内側の圧縮ひずみが増大して、最終的には圧ぎに至った。解析モデルのひび割れ発生位置と今回のひび割れ発生位置を比較すると解析モデル 2 の方が近い結果となっていることが分かる。つまり、今回の変状を説明するためには、解析モデル 1 のように側壁部からではなく、解析モデル 2 のようにアーチ部に土圧が作用したと考えるのが妥当であると言える。

表-1 ひび割れ発生状況一覧

解析モデル1	解析モデル2	
$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=75^\circ$

次に、作用土圧を見てみる。図-3 は解析モデル 2 で土圧の作用方向が 45° と 75° の場合の天端変位と土圧の関係を示したもので、天端部内側には圧ぎが確認されていることより天端部内側のひずみが 3000μ になるまで解析した結果である。なお、 45° のケースで約 130kPa 、 75° のケースで約 250kPa で、両肩部内側にひび割れが入り、両ケースともその後ただちに、天端外側にひび割れが入る。そして、それ以降は図に見られるように天端変位が急激に増加した。この図より、内側に圧ぎが発生したと考えられる土圧は、 45° の場合 215kPa 、 75° の場合 515kPa と推定され、地山の単位体積重量 $\gamma_t=25 \text{kN/m}^3$ とすると、それぞれ高さ約 9m 、高さ約 20m 程度の土荷重に相当する。なお、 45° の場合は P 波速度 3km/sec 以下の領域と同程度の高さであった。

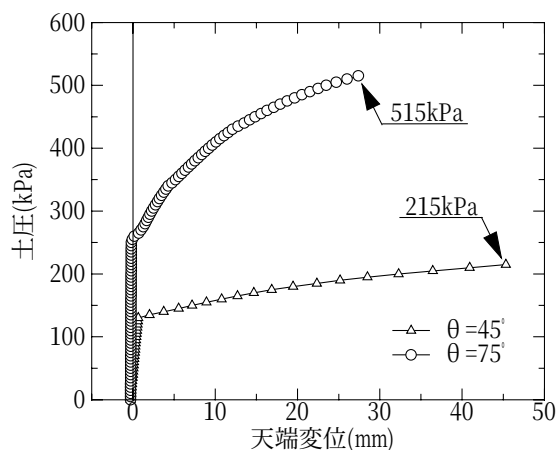


図-3 荷重変位曲線

5. まとめ

天端に圧ぎが発生した変状事例を用いて、数値解析による土圧の算定を試みた。その結果、ひび割れ進展を考慮できる有限要素法によりひび割れ発生パターンは概ね再現することが可能で、解析対象としたトンネルには $9 \sim 20\text{m}$ 程度の高さに相当する土荷重がトンネル肩部に斜め方向から作用したことが推定できた。

今後、他の変状事例に対する検討を重ね、作用荷重の大きさ・方向などを明らかにしていきたい。