

LCC を考慮したトンネル設計に関する一考察

ケー・エフ・シー^{*)} 正会員 ○岡部 正, 五味綾子

パシフィックコンサルタンツ^{**)} 正会員 齋藤優貴

施工技術総合研究所^{***)} 正会員 寺戸秀和

トンネル工学会^{****)} 正会員 松長 剛, 朝倉俊弘

1. はじめに

近年、トンネルの経年劣化や外力変状等が課題となり、補修・補強工事を要する事例も少なくない。特に供用中のトンネル補強工事は、施工時間の制約や規制下での工事資機材の持ち込み、撤去作業など、新設トンネル工事と比較して膨大な時間と費用が生じることが懸念される。そこで、本論文では、新設トンネル施工時の掘削パターンが供用後の変状抑制にどのように寄与するか、LCC の観点で試設計を実施した。

2. 試設計の概要

本検討では、図-1 に示す 2 段階の数値解析を行い、掘削パターンが変状抑制に与える影響を評価した。設計条件は、外力変状の事例を参考に低強度地山として表-1 のように初期強度を定めて掘削解析を行い、その後地山の劣化を考慮できる解析^{1)~3)}を実施した。先行支保⁴⁾に大きなランク差を設定した試設計ケースを図-2 に示す。

- Case①：低強度地山に対する通常施工を想定
- Case②：外力変状の抑制を目的とした高規格施工

3. トンネル施工時の掘削挙動

両ケースの掘削解析結果として、周辺地山のせん断ひずみ分布を図-3 に示す。Case①では、せん断ひずみの最大値が上半切羽鏡部に発生する分布モードとなっている。これに対し、長尺鏡ボルトを併用した Case②では、鏡部に発生するひずみを抑制する効果が大きく表れている。両ケースを比較すると、通常施工を想定した Case①でも鏡部のせん断ひずみは大きいものの、天端付近の地山や支保応力には安定上の問題はない。したがって、従来の考え方では Case②は過大設計として評価されることがあるかもしれない。

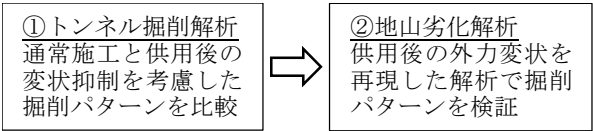


図-1 検討の流れ

表-1 設計条件（初期地山物性値）

単位体積重量	変形係数	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角
21 kN/m ³	150 MPa	0.35	20 kPa	30°

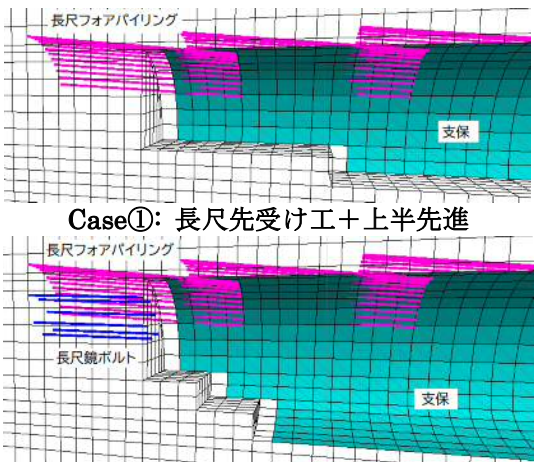


図-2 試設計ケース

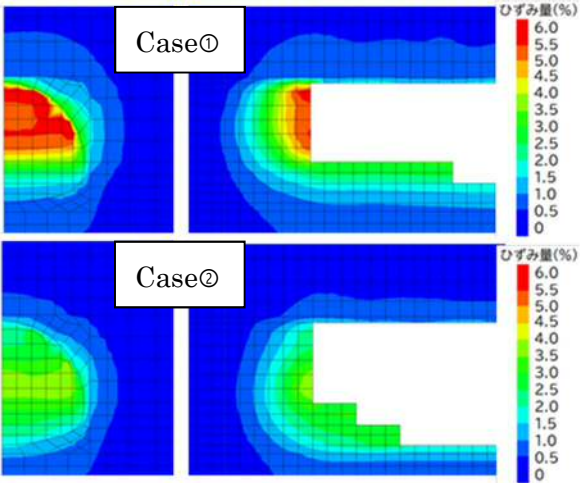


図-3 施工時の掘削挙動（せん断ひずみ分布）

キーワード ライフサイクルコスト、掘削パターン、先行支保、外力変状、地山劣化モデル

連絡先^{*)} 〒105-0011 東京都港区芝公園 2-4-1 株式会社ケー・エフ・シー TEL 03-6402-8257

連絡先^{**)} 〒101-8462 東京都千代田区神田錦町 3-22 パシフィックコンサルタンツ株式会社 TEL 03-6777-4763

連絡先^{***)} 〒417-0801 静岡県富士市大淵 3154 番地 (一社)日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 TEL 0545-35-0212

連絡先^{****)} 〒101-0044 東京都千代田区鍛冶町 2-5-5 特定非営利活動法人トンネル工学会 TEL 03-5295-0103

4. 供用後の外力変状に対する抑制効果

地山劣化解析では、掘削解析でせん断ひずみが限界値⁵⁾（下限線 $\text{Log } \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.59$, $\varepsilon_c = 0.41\%$ ）を超過した図-4に示す領域の粘着力を 10kPa、内部摩擦角を 10° に低減させる簡便な方法で外力変状を再現した。図-4より、劣化領域は底盤部から側壁部付近に発生し、Case①より Case②の方が小さくなっている。

図-5に供用後の地山劣化で発生した地盤変位（掘削時の変位は0クリア）を示す。供用後の地盤変位は、Case①よりも Case②の方が小さく、最大変位は底盤部の隆起（いわゆる盤ぶくれ）となっている。図-6に盤ぶくれの進行状況を示す。地山強度の低減段階で両ケースには差が表れ、Case①で確認された急激な進行が Case②では抑制されている。

図-7に両ケースの覆工応力を示す。参考として近接施工時の覆工応力増分の指標⁶⁾で評価すると、Case①では許容値（ $0.06 \times 18 \text{ N/mm}^2 = 1.08 \text{ N/mm}^2$ ：判定区分B）以上の引張応力がインバート隅角部付近で発生したが、Case②では許容値を満足する結果となった。この結果から、通常施工の Case①では、暫定対策として路盤下長尺ロックボルト、本対策としてインバート補強工が必要と評価されることも考えられる。

5. 考察

新設工事の掘削パターンと供用後の路盤下ロックボルト補強のコストを概算すると、新設工事の Case①を1として以下のような結果となった。

Case①：新設工事 1.0 + 補強工事 0.8 = 1.8

Case②：新設工事 1.3 + 補強工事 0.0 = 1.3

さらに、補強工事中の車線規制等の社会的損失を加味すると、その差はさらに大きなものとなる。

近年は、変状要因となる地質評価の知見も蓄積されており、今後は補助工法ではなく、能動的な先行支保⁴⁾を活用した掘削パターンの採用を期待したい。初期コストの最小化だけでなく、供用後も見据えた適正な当初設計と確実なトンネル建設でメンテナンスコストを抑制する視点を持つことが、利用者の安全面、構造物の長寿命化、そして LCC の観点からも望ましい。

参考文献

- 1) 松長, 熊坂, 小島, 朝倉: 地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究, 土木学会論文集 No. 799/III-72, pp. 75-88, 2005.
- 2) 野城, 嶋本, 小島, 高橋, 松長, 朝倉: 地山劣化モデルによるトンネル変状の再現解析とその長期予測への適用, 土木学会論文集 C Vol. 65 No. 1, pp. 107-119, 2009.
- 3) 松長, 野城, 朝倉: 地山劣化モデルによるトンネル変状の進展予測に関する研究, 土木学会論文集 C Vol. 65 No. 2, pp. 467-479, 2009.
- 4) 国土交通省鉄道局・鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル, p. 7, 2002.
- 5) 桜井, 足立: 都市トンネルにおける NATM, 鹿島出版社, p. 35, 1998.
- 6) 東・中・西日本高速道路㈱: 設計要領第三集トンネル編, トンネル本体保全編(近接施工), p. 24, 2014.

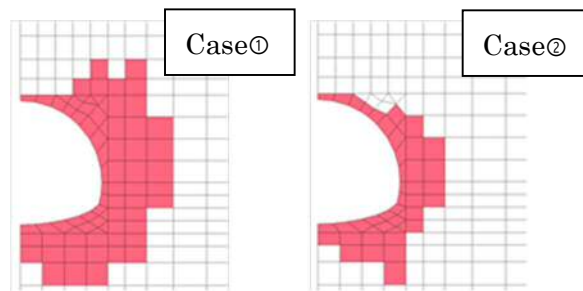


図-4 地山劣化の領域（限界ひずみ超過部）

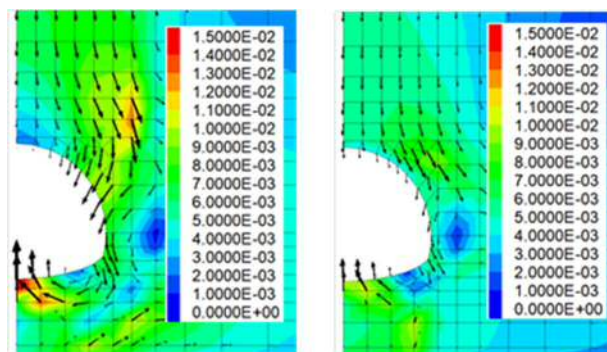


図-5 供用後の地山変状（地盤変位: m）

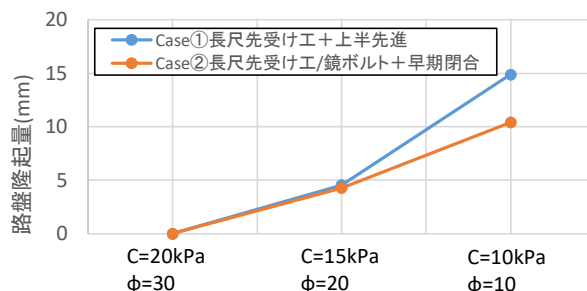


図-6 盤ぶくれの進行（路盤隆起量）

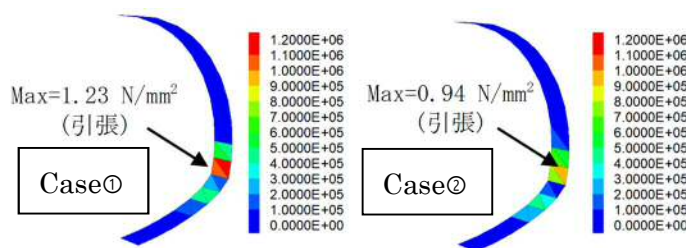


図-7 覆工応力（最小主応力分布）