

押出し性地山の山岳トンネル覆工構造

東日本高速道路㈱千歳工事事務所
清水建設㈱北海道支店
清水建設㈱地下空間統括部

高橋 俊長
正会員 ○垣見 康介
正会員 楠本 太

1. はじめに

山岳トンネルの覆工は、変位収束後に施工するので、トンネルの安全性を担保する余力として標準パターン設計が行われている。このため、余力に対する設計基準などはなく、事例を参考にしながら、現地条件を考慮して設計がなされている。最近では、アーチ構造の耐荷実験¹⁾、覆工挙動のFEM解析²⁾、覆工の無筋化などの研究成果が報告され、周辺地山や高耐力支保構造体で支持されるアーチ構造の覆工コンクリートは、引張により破壊することはなく、圧縮ないし曲げ圧縮破壊が想定され、終局限界状態における耐荷力評価を設計の基本にした。本文では、地山強度比が0.5を下まわる押出し性地山の覆工を対象にして、アーチ構造における終局限界状態を想定し、最近の知見と繊維補強コンクリート試験結果を参考に、覆工構造を設計し、施工したので、成果を報告する。

2. トンネル構造と作用土圧

穂別トンネル蛇紋岩体は、支保の発生応力からの推定によると、土被り70~80m相当の押出し性土圧が作用するので、トンネル形状はR3/R1=1.5の円形に近づけた。支保構造部材の吹付けコンクリートは、t=40~55cm、設計強度 $f'_{ck}=36N/mm^2$ の高強度(EII)と3hr強度が $3N/mm^2$ の瞬結タイプ(EIII)の高耐力Eパターンを設計し、閉合距離を $L_f=10\sim 12m$ とし、早期に厚肉円筒構造を形成することで、トンネル支保構造体の力学的安定を確保している(図-1)。この高耐力パターンEIII-1の吹付けコンクリートには、図-2に示すように、 $19N/mm^2$ の圧縮応力が発生し、 $1.4N/mm^2$ の換算土圧の作用が推定された³⁾。

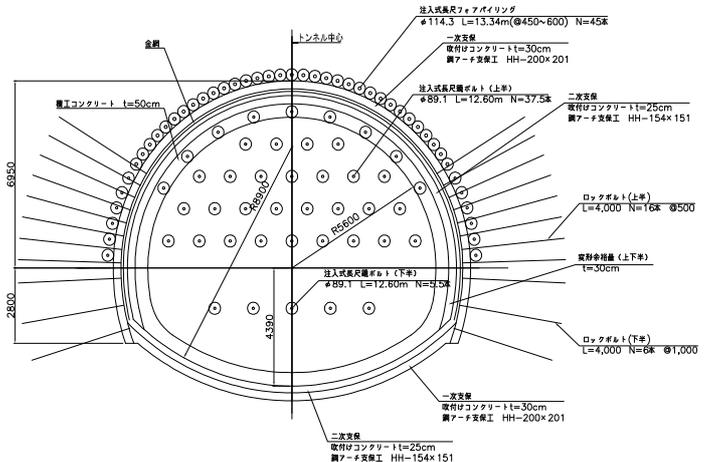


図-1 高耐力支保パターン例(EII-2)

3. 覆工コンクリートの特徴

繊維補強覆工コンクリート(繊維混入量 0.5%vol)の天端部載荷試験から、最大80mmの大変位を受けるアーチ構造の覆工コンクリートの挙動特性として、以下が報告¹⁾されている。

- ・変位拘束を受ける鋼繊維補強覆工コンクリートは、発生変位量に応じた受働土圧を受け、ひび割れは分散され、高い耐荷力を保持しながら曲げ圧縮破壊する。
- ・ひび割れ発生後の耐荷力は拘束力と覆工コンクリートの圧縮強度に支配され、鋼繊維補強の方が非鋼繊維補強に比べて高い。

一方、巻厚30cm、 $f'_{ck}=18N/mm^2$ 、 $R1=5.45m$ 、 $R3/R1=2.5$ の覆工構造を曲げ部材でモデル化し、地山ひずみが $\epsilon=0.2\%$ となる荷重を強制変位で与えた2D線形弾性FEM解析結果から、「覆工コンクリートがせん断変形を受けると、覆工両肩部の覆工内面に、圧ざ、圧壊や曲げ引張ひび割れが発生する」、「水平圧縮変形を受けると、覆工内側の縁応力は、天端で全圧縮となる。鉛直圧縮変位を受けると、側部で圧壊、または天端で圧ざが発生する可能性が高い」との知見を得ている²⁾。

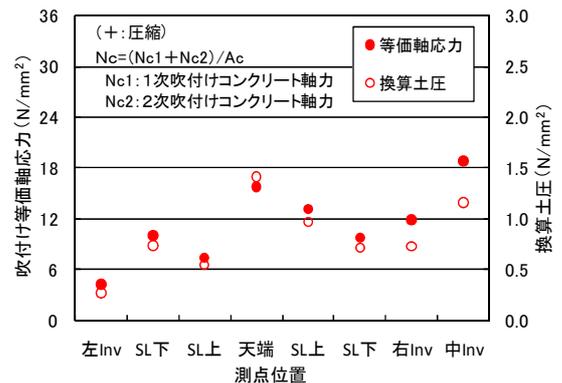


図-2 吹付け等価軸応力と換算土圧(EIII-1)

キーワード：押出し性地山、覆工、鋼繊維補強コンクリート、終局限界状態、耐荷力

連絡先：東京都港区芝浦 1-2-3 シーバンスS館, Tel. 03-5441-0566, Fax. 03-5441-0510

4. 圧縮強度特性

繊維混入量をパラメータとする圧縮強度試験を行い、圧縮破壊後の強度特性を調べた。覆工コンクリート試験配合は、表-1 に示す。φ125×250 の供試体は、プレーンコンクリート、鋼繊維混入量が vol. 当たり 0.3%、0.5%、0.75%、1.00% の3本ずつを作成し、7日間の標準養生、その後、気乾養生(室温 20℃)を行った。鋼繊維材料は、繊維長の短いφ0.62×30を採用し、単位体積当たりの鋼繊維本数を増やした。

圧縮試験装置は、油圧式サーボコントロール試験装置を用いた。荷重は、試験装置上部のロードセルで測定した。圧縮試験は、変位速度 0.3mm/min の変位制御とし、載荷装置の変位が 3.75mm(供試体高の 1.5%ひずみ)に達するまでとした。変位 δ は、LVDT、ひずみゲージ、装置の変位計で測定した。試験結果は、δ = 3mm 時の供試体圧縮応力の最も高いものを図-3

表-1 覆工コンクリート(T3-2)試験配合

材齢 28 日の 圧縮強(N/mm ²)	粗骨材の 最大寸法(mm)	スラブ (ベース)	セメントの種類	セメント量 (kg)	単位水量 (kg)	繊維混入量 (Vol.)
30	20	20±1.5	普通ポルトランド	360	167	0.3~1.0

に示し、最も低いものを図-4 に示す。0.5% 供試体破壊状況

は、写真-1 に示す。これらから以下のことがいえる。

- 鋼繊維補強コンクリートは、供試体形状を保持しながら破壊は進行する。繊維混入量が 0.5%以上では、コンクリート剥離片は落下せずに保持されるものが多い。
- δ = 3mm 時の圧縮応力は、鋼繊維補強により高く保持され、0.5%が最も高く 14.7N/mm² である。プレーンコンクリートは、4.3N/mm² と低い。圧縮応力が最も低い供試体の δ = 2mm 以上の圧縮応力は、鋼繊維混入量の違いによる差はみられない。



写真-1 供試体(0.5%)

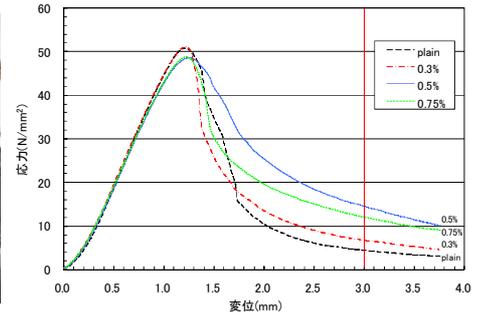


図-3 応力変位曲線(3mm 時最大)

5. 押し出し性地山の覆工構造

巻厚と設計強度は、支保構造とのバランスを考慮し、t=500、f'ck=30N/mm² を基本にした(表-2)。コンクリート補強は、覆工の耐荷力の向上を図り、長期的な変状対策や破壊後の変形抑制効果を目的に、圧縮力が卓越する厚肉アーチ構造において圧縮、曲げ圧縮、圧ざによって覆工本体が破壊、剥落しないよう、混入量が 0.5%vol の鋼繊維補強無筋コンクリートを基本とし、トンネル変位の収束性、支保構造体の安定性を考慮して

決定する(表-3)。なお、EII-2 パターンのトンネル耐荷力は、概算すると、 $P_i = N_c / r = 36000 \times 0.55 / 6.1 + 30000 \times 0.5 / 5.6 = 5,923 \text{ kN/m}^2$ となり、土かぶり(162+134=296)m 相当土圧の保持が可能と推察する。

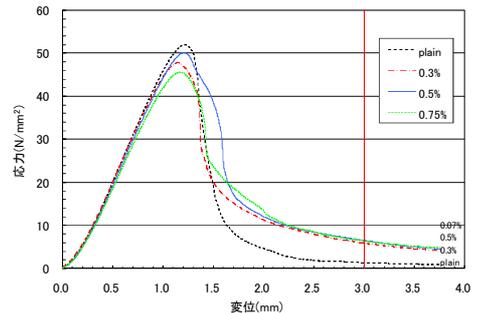


図-4 応力変位曲線(3mm 時最小)

表-2 トンネル構造と施工延長(Eパターン)

断面区分	区間延長(m)	鋼アーチ支保工	吹付け厚、仕様 t(cm)	覆工厚(cm)
EII-1	76	HH-200+150	55, 高強度, SFRS	50
EII-2	120	HH-200+150	55, 高強度	50
EII-L	66.8	HH-200+150	60, 高強度	60
EIII-1	7	HH-200+150	55, 瞬結, SFRS	50
EIII-2	12	HH-200	55, 瞬結, SFRS	50
EIII-4	14	HH-200	55, 瞬結	50
EIII-5	12	HH-200	55, 瞬結	50
EIII-6	24	HH-200	45, 瞬結	50
EIII-7	58.8	NH-250	45, 瞬結	50
EIII-8	75.9	NH-250	50, 瞬結	50
EIII-9	208	HH-200	55, 瞬結	50
延長計	674.5	東工事 STA. 655+20.50 ~ STA. 648+46.00		

表-3 覆工コンクリート補強方法

トンネル変位	支保構造体の安定性	コンクリート補強
変位は、収束条件を満たし、収束した。	支保構造体は自立安定し、作用土圧に対して耐荷力に余裕がある。	非鋼繊維補強(混入量 0.3%vol), 無筋構造
	部材応力は変動、微増するが、収束傾向にある。	鋼繊維補強(混入量 0.5%vol), 無筋構造
収束条件は満たすが変位は微増し続ける。	支保構造体の安定は、確保できている。耐荷力に余裕はあるが、支保構造体の剛性不足に起因する変位が微増する。	鋼繊維補強(混入量 0.5%vol), 無筋構造
変位は、増加傾向を示す。	土圧に見合う高耐力支保構造を設計、増吹付け等補強対策あるいは縫返して、支保構造の力学的安定を確保する。	今回適用区間なし

6. まとめ

今後は、高強度の鋼繊維補強無筋コンクリート構造の有効性を確認するとともに、覆工耐荷力評価法を検討する。

参考文献

- 1) 岡野法之ほか: 地盤反力の有無に着目した繊維補強覆工コンクリートの耐荷特性の把握, トンネル工学報告集, pp. 193-198, 2009.
- 2) 日下敦ほか: 山岳トンネルにおける覆工構造と地震時挙動の関係に関する一考察, トンネル工学報告集, pp. 1-8, 2011.
- 3) 高橋俊長ほか: 高耐力支保構造で施工した脆弱地山のトンネル挙動特性, トンネル工学報告集, pp. 107-117, 2009.