

VI-1

膨張性軟岩地山でのSFRCによる二次覆工

大成建設（株） 岩手トンネル女鹿工事（作） 正会員 ○ 栗原 勝美
 大成建設（株） 岩手トンネル女鹿工事（作） 正会員 怡土 一美
 日本鉄道建設公団 盛岡支社 一戸鉄道建設所 和地 強

1. はじめに

東北新幹線岩手トンネルの女鹿工区は延長3,720mであり、地質的には古生層粘板岩を主体とする1,000mと、膨張性を有する新第三紀の四つ役層凝灰岩より成る2,720mに大別される。凝灰岩地山区間のうち、550K610～549K820間の790m区間は土被りが増加するに従って、天端付近吹付けコンクリートのクラック発生、切羽鏡面崩落および内空変位の増大が生じた。

このような区間では、支保閉合後も内空変位が微増を続け、二次覆工には後荷が作用するものと予想された。そこで、内空変位の計測結果から逆解析等の手法を用いて二次覆工に作用する荷重を予測し、二次覆工の設計を行った。設計の結果、無筋コンクリートで耐力の不足する区間については、SFRCによる補強を行い、発生応力を計測により監視することとした。

今回は、SFRCによる二次覆工の設計および計測結果について報告を行う。

2. 二次覆工の設計手順

2.1 設計フロー

図-1に示すように、坑内の観察結果を元に二次覆工補強の必要性を判断し、さらに二次覆工に作用する荷重を推定して二次覆工の設計を行った。

2.2 地山荷重の基本的考え方

計測される坑内変位は、インバートが閉合された時点で急速に変位速度が小さくなり収束に向かう。通常のNATMにおいては、変位がほぼ収束した後に二次覆工を打設すれば、二次覆工にはほとんど荷重が作用しないとされている。

しかし、地山応力が大きくかつ岩盤強度が小さい場合、一次支保の強度・剛性が足りず、図-2に示すように支保閉合後も変形が継続することがある。このような場合、二次覆工には覆工を施したことにより抑えられる坑内変位（ $\Delta\delta = \delta_3 - \delta_2$ ）が荷重として作用すると考える。

2.3 逆解析

地山荷重を具体的に算定するにあたっては、逆解析手法を用いることとした。

逆解析では、既知の坑内変位を入力することにより、掘削前の地山応力（掘削解放力）を算定することができるが、ここでは、入力する坑内変位として、インバート閉合時の変位（ δ_0 ）と検討時の変位（ δ_1 ）を用い、それぞれの変位に対して掘削解放力を算定した。逆解析により算定された掘削解放力を、それぞれ（ σ_{x0} , σ_{y0} ）と（ σ_{x1} , σ_{y1} ）とすれば、 δ_0 から δ_1 まで坑内変位が増大するのに要した掘削解放力（増分荷重）は、（ $\sigma_{x1} - \sigma_{x0}$, $\sigma_{y1} - \sigma_{y0}$ ）と考えることができる。

このようにして得られた増分荷重と増分変位の比を換算バネ値とし、これを二次覆工打設後の推定変位量に乘ずることにより二次覆工に作用する荷重を推定することとした。

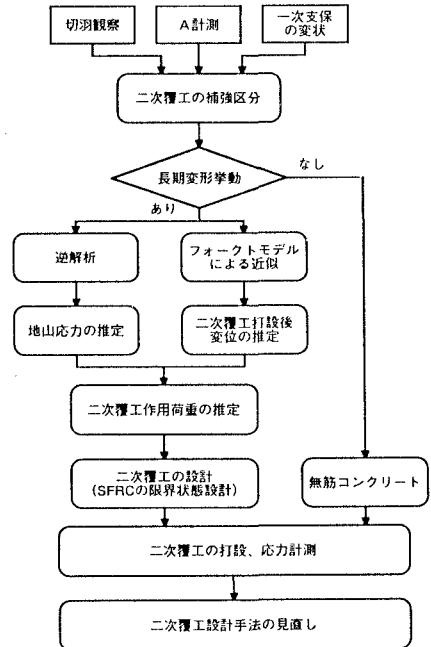


図-1 二次覆工の設計フロー

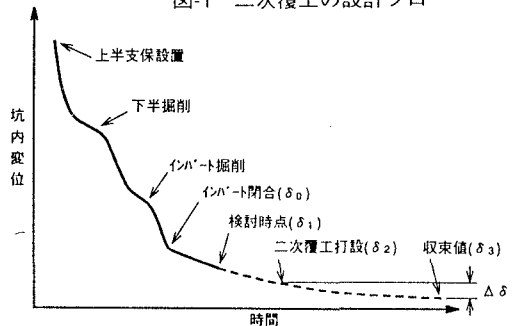


図-2 坑内変位の経時変化図（模式図）

2.4 作用荷重の算定

二次覆工に作用する荷重は以下の式により算定する。

$$K_v = \frac{\sigma_{v1} - \sigma_{v0}}{\delta_1 - \delta_0} \quad , \quad K_v = \frac{\sigma_{v1} - \sigma_{ve}}{\delta_1 - \delta_0}$$

$$p_x = K_x \cdot \Delta \delta \quad , \quad p_v = K_v \cdot \Delta \delta$$

また、上式における $\Delta \delta$ は、二次覆工打設時の変位量 (δ_2) と収束変位量 (δ_3) の差分として算定できるが、将来変位量の算定にあたってはフォークト (Voigt) の3要素力学モデルに基づくものと仮定して、次式により近似・外挿する。

$$\delta_t = \delta_e + \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t})$$

ここに、 δ_t : 時間 t だけ経過した後の内空変位量

δ_e : 弾性変位量、 α : クリープ変位量

β : 収束に関する係数、 t : 時間

3. 二次覆工の設計結果と計測結果

3.1 二次覆工の設計結果

二次覆工コンクリートの補強対策としては、前述したようにSFRC構造とするものとし、限界状態設計法により二次覆工の設計を行った。

区間Bと区間Cにおける設計断面力と耐力カーブの関係はそれぞれ図-3に示したとおりであり、覆工の補強が必要となることが分かった。また、SFRCにより覆工を補強した場合、鋼繊維混入率は0.5%程度で十分な耐力を有するものと考えられた。

3.2 計測結果

現在二次覆工の施工中であるが、既覆工区間(区間B)において2つの計測断面を設けており、そこでは既にデータが得られている。計測結果をみると、両計測断面ともに発生軸力は概ね大きく、計測断面-1で60~120 (tf)、計測断面-2で90~140 (tf) 程度発生している。これは、区間Bの骨組解析による発生軸力が40~45 (tf) であったことを考えると、設計より大きな軸力が作用していると言える。

計測によって得られた断面力を、それぞれの覆工仕様の耐力カーブとともに図-4に示す。また、区間Bの骨組解析結果も併せてプロットしている。

これをみても分かるように、現段階では設計で得られた断面力とほぼ同等の曲げモーメントが発生しているものの、軸力が設計値よりも大きく作用しているため、耐力上は安全側になっていることが分かる。

4. おわりに

本報告では、膨張性地山における二次覆工コンクリートの設計および計測結果について述べたが、このような膨張性地山の場合、二次覆工は極めて長期的(3~4年以上)な挙動をすることが隣接工区の施工事例より分かっている。したがって、計測データを評価する際には、このような長期的なデータを元に評価する必要があり、ここでの評価はあくまで中間報告に過ぎず、今後の長期的な計測結果をもとに本設計法の妥当性等について見直しをする必要がある。

本内容が、今後の膨張性地山におけるトンネル二次覆工コンクリートの設計手法の検討に反映され、トンネル施工の一助になることを切に望むものである。

表-1 地山荷重算定結果

項目	測点	区間B 550K495	区間C 549K968
$\Delta \delta$ (mm)		1.61	1.86
K_v (tf/m ³)		2,667	1,846
K_x (tf/m ³)		4,417	7,923
p_v (tf/m ²)		4.29	3.43
p_x (tf/m ²)		7.11	14.74
側圧係数		1.7	4.3

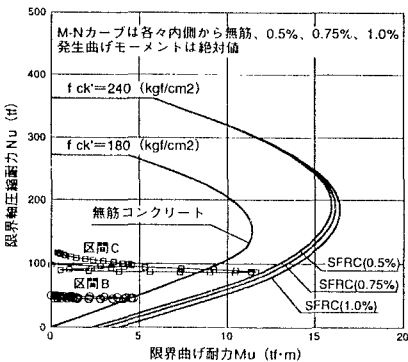


図-3 二次覆工の耐力カーブと発生断面力

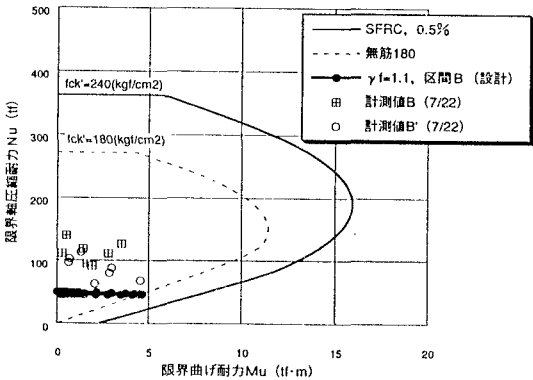


図-4 計測データと断面耐力