

膨張性軟岩における二次覆工の設計に関する考察

登坂敏雄¹・前田昌康²・福田勝美³・西村元男⁴

¹正会員 日本鉄道建設公団 設計技術室(〒100-0014 東京都千代田区永田町二丁目一四番二号)

²正会員 日本鉄道建設公団 盛岡支社(〒020-0034 岩手県盛岡市盛岡駅前通一番四一号)

³正会員 鹿島建設(株) 東北支店 盛岡営業所 岩手トコ中里 JV 工事事務所
(〒028-5306 岩手県二戸郡一戸町中里字土屋敷 17 番地)

⁴正会員 工修 鹿島建設(株) 東北支店(〒980-0802 宮城県仙台市青葉区二丁目 1-27)

一般に、NATMの二次覆工は、化粧巻きとの考え方にたち、大きな荷重が作用することを想定していないのが現状である。しかし、膨張性地山などの特殊地山条件でのトンネルにおいては、一次支保のみで地山の変位を完全に抑止することができず、二次覆工に荷重が作用する場合がある。この場合、永久構造物として二次覆工の所要耐力を決める設計手法が必要となるが、未だ確立されていないのが現状である。今回、この膨張性地山トンネルにおける一連の試験・計測の結果から、地山変位と二次覆工に作用する荷重との関連を解析・検証した結果、実用の可能性のある推定手法を得た。地山の物性値の決定等を更に精算することにより、この手法が、今後の膨張性地山における二次覆工の設計法の一例として有効なものとなり得ると思われるのでここに提案する。

Key Words : *squeezing ground, secondary lining, New Austrian Tunneling Method, creep, fibre reinforced concrete*

1. はじめに

近年NATMの普及により、国内のあらゆる地質に対応したトンネルが建設されている。しかし、最近膨張性地山のトンネルでは、トンネル完成後二次覆工に変状が発生し、大がかりな改築・補修工事を実施している事例もあり、品質保証上、膨張性地山における二次覆工の設計手法確立のニーズが高まっている。

今回、延長 26km の世界最長の山岳トンネルの建設にあたり、膨張性地山の地質が 5km の長さにわたって続くことから、地山条件と一次支保パターンの確認を行って本工事に反映させることを目的に、事前に試験工事を実施した。

この試験工事において、地山及び一次支保・二次覆工等の応力・変位測定を実施した。しかし、一次支保のみでは変位が収束せず、応急処置として鉄筋コンクリートによる二次覆工を施工したものの、曲げ応力によるクラックが発生し、トンネルの構造物としての品質上の問題が発生した。この際、膨張性地山における二次覆工への作用荷重(以下「二次荷重」と呼ぶ)を適切に推定して設計に反映させることが、トンネル工事における重要な課題であるといえる。

今回、調査工事での一連の計測及び解析を通じて、この二次荷重を推定することにより、「リアルタイムに二次覆工の設計に反映できる簡易手法の開発」をねらいとして、この問題に取り組んだ。

本論文では、トンネルの日常の計測管理データのうち、内空変位と天端沈下の経時変化データに着目した二次覆

工設計のための二次荷重の算定方法と二次覆工の応力測定結果からの検証、及び適用結果について述べる。

2. 二次荷重の算定方法

(1) 検討概要

調査工事の結果から掘削の切羽が 3D₀ (D₀: トンネル掘削径) 以上進み、弾性的な変位(以下「弾性変位」と呼ぶ)がほぼ終了した時点でも内空変位が継続し、これが収束するまでの期間が長期的に続くクリープ的な挙動(以下「クリープ変位」と呼ぶ)を示し、二次覆工打設後、200 日以上経過しても変形の収束しない場合もあった。また、弾性変位に対するクリープ変位の割合が大きい特徴を示す。

このような地山を放置することは、一次支保の破壊につながることもあり、また二次覆工の巻厚を確保するための縫返しが必要となる場合が生じてくる。このための対策として、一次支保の剛性を高めてクリープ変位を抑止する方法が考えられるが、一次支保の仕様を大きくすることは、施工性・経済性から実用的に限界がある。そこで、通常よりは比較的大きな一次支保を行うものの、多少のクリープ変位を残して、十分収束しない段階で二次覆工を打設する方法が考えられる。

この場合、クリープ変位が収束するまでの変位を制御するに見合う荷重が二次覆工に作用することとなり、二次覆工の仕様の決定に際しては、この二次荷重を精度よく評価する必要性が生じてくる。

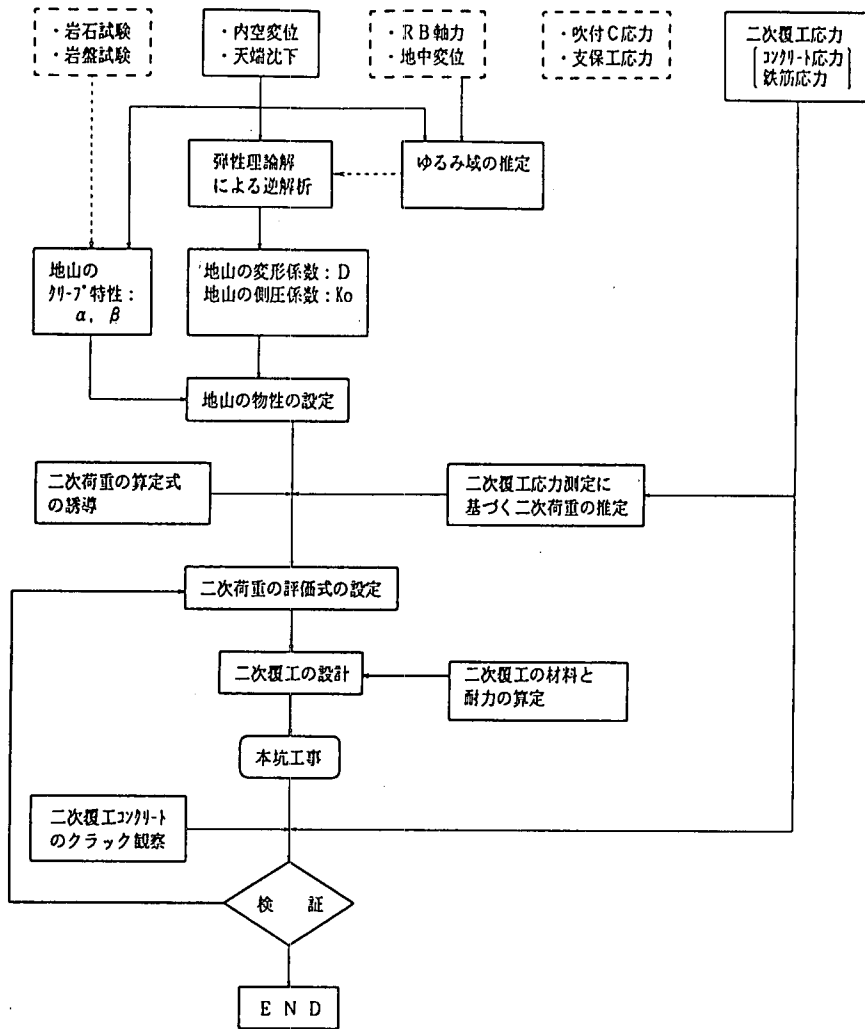


図-1 二次荷重評価の検討フロー

そこで、一次支保施工時の地山挙動の計測結果を、速やかに次工程の覆工計画に反映させるため、この二次荷重の評価の簡易的手法について検討した。即ち、無限地盤中の円孔トンネルの弾性理論に基づく逆解析により求めた地山条件（変形係数、側圧係数）と、上半掘削の内空変位の経時変化より求めた地山のクリープ特性とを用いて、二次荷重を評価する方法を提案した。この二次荷重を評価する際の地山挙動のパラメータとしては、日常の施工管理で計測する内空変位の変位速度を用いることとした。

二次荷重評価の検討フローを図-1に示す。

(2) 地山の変位状況と二次覆工応力

a) 地山変位状況

上半掘削の内空変位は、切羽の位置が $3D_0$ 進行した時点で、上半掘削の全変位量の約70%を示し、それ以降も変位が継続した。さらに下半掘削時において、上半掘削

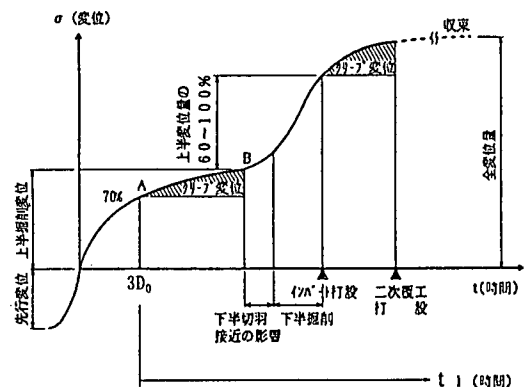


図-2 内空変位の模式図

の全変位量の約60~100%の変位が加わり、インバート打設後も穏やかながら変形が継続した。

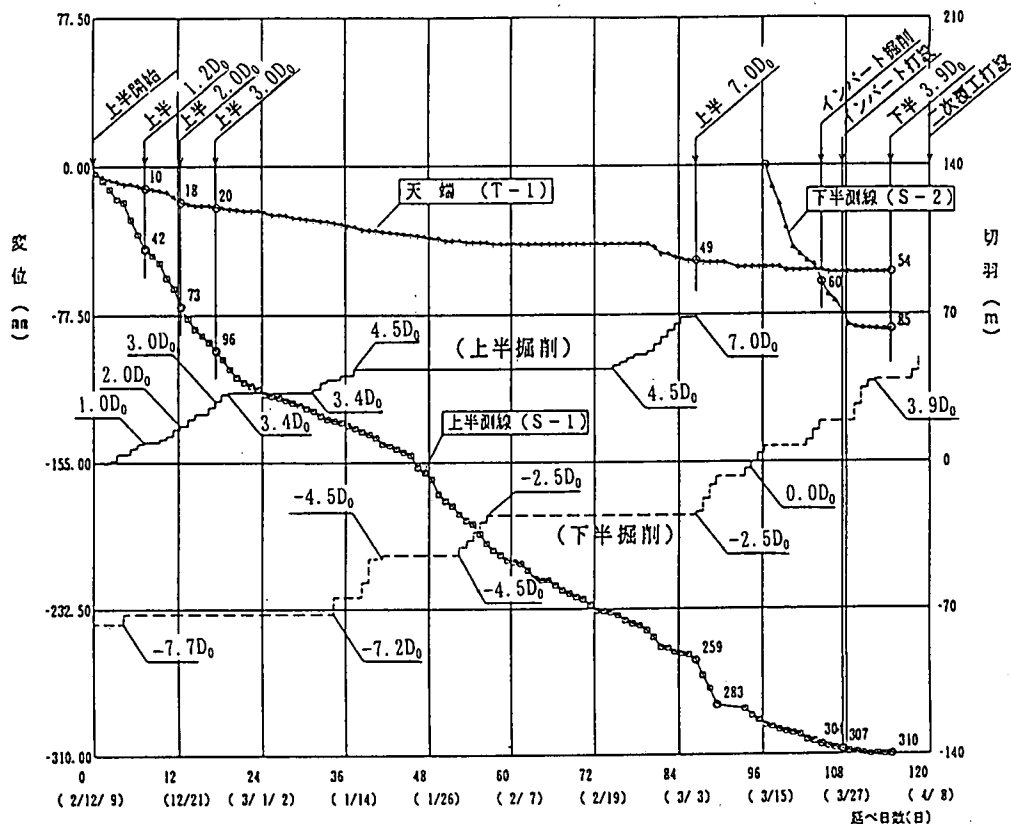
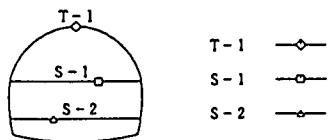


図-3 内空変位・天端沈下経時変化(554km540mm地点)

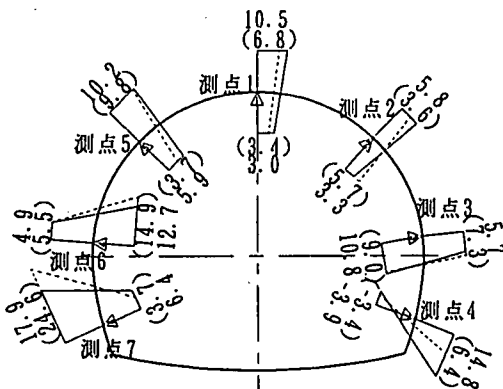
最終的な内空変位量は、測点により異なるが、100～400mmであり、特に変位の著しい箇所では600～850mmという大きな値を記録している。内空変位の模式図と、計測結果の一例を、それぞれ図-2、図-3に示す。

b) 二次覆工応力

二次荷重の推定値と比較する実際の二次荷重の値を求めるため、二次覆工の応力を4地点で測定した。実際の二次荷重の値は、応力測定から求めた最終予測値から算出する。この算出方法については後述する。

二次覆工施工後、700日間に及ぶ応力測定を実施したが、いずれも完全には収束せず、最終予測値に対して85～90%程度の収束度であった。二次覆工の応力測定の結果と断面力の最終予測値の一例を、それぞれ図-4、表-1に示す。ここで、図-4において、実線は1994.1.17の測定値、点線は1994.8.10の測定値を表す。また、図-5、図-6に断面力の経時変化のグラフを示す。

なお、表-1の断面力の最終予測値は、双曲線法^{0.9}により推定したものである。



単位: kgf/cm² 測定箇所: 555.330km地点
 圧縮: + 覆工打設日: 1994.1.9
 引張: - 測定日: 1994.1.17 (覆工打設日から8日後)
 測定日: 1994.8.10 (覆工打設日から213日後)

図中数値は1994.1.17.測定値、()内は1994.8.10測定値

図-4 二次覆工コンクリート応力測定結果

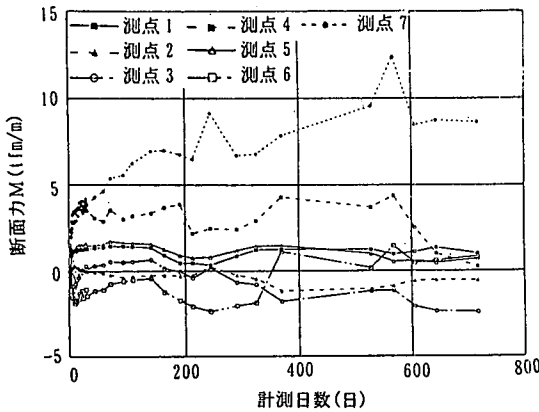


図-5 曲げモーメントの経時変化

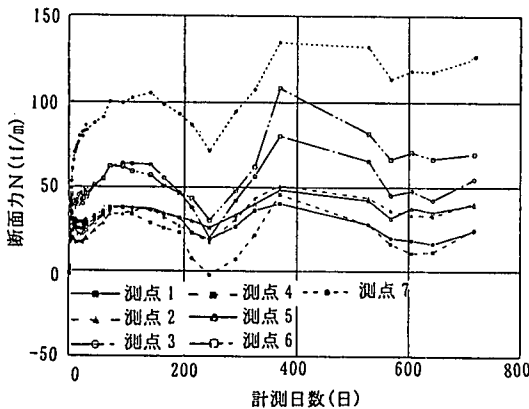


図-6 軸力の経時変化

表-1 二次覆工コンクリート断面力の最終予測値

測定点	縁応力最終測定値		断面力の最終予測値	
	地山側 σ_1 kgf/cm ² (N/mm ²)	内空側 σ_2 kgf/cm ² (N/mm ²)	軸力 tf/m (kN/m)	曲げモーメント tf·m/m (kN·m/m)
測点1	6.8 (0.67)	3.4 (0.33)	42.1 (413)	-1.4 (-13.7)
測点2	3.6 (0.35)	5.7 (0.56)	44.8 (439)	-0.3 (-2.9)
測点3	7.3 (0.72)	9.0 (0.88)	71.0 (696)	-0.4 (-3.9)
測点4	6.4 (0.63)	-3.4 (-0.33)	43.0 (421)	6.6 (64.7)
測点5	9.8 (0.96)	3.7 (0.36)	46.7 (458)	-0.9 (-8.8)
測点6	5.5 (0.54)	14.9 (1.46)	72.2 (708)	-3.2 (-31.4)
測点7	24.6 (2.41)	3.7 (0.36)	109.3 (1071)	12.5 (122.5)

σ_1, σ_2 : 圧縮 正 軸力: 圧縮 正 曲げモーメント: 内側引張 正

(3) 二次荷重推定のための仮定条件

二次荷重を推定するため、トンネル内空変位と、変位・二次荷重の関係とを次のように仮定する。

a) トンネル内空変位についての仮定

○変位の測定結果から、切羽位置が $3D_0$ 以内のとき、変位の現われ方が、比較的早いことから、切羽位置が $3D_0$ 以内のときの変位を弾性変位、それ以降の変位をクリープ変位とみなす。

○計測開始時点での先行変位量を、経験的に弾性変形量の30%と仮定する¹⁾。

○クリープ変位はフォークトモデル²⁾で表されるものとする。

b) 変位・二次荷重の関係についての仮定

○地山の变位・応力の関係式は、無限弾性均質等方体の地山に円形トンネルを掘削した場合の弾性理論解³⁾によるものとする。

○二次荷重を、完全剛体と仮定した二次覆工が、覆工施工後の地山のクリープ変位を抑止するときに必要な内圧荷重とする。

(4) 地山クリープ特性の推定方法

地山のクリープ変位は、式(1)で表されるものとする。

$$U_{ct} = \alpha \cdot [1 - e^{-\beta t}] \cdot U_e \quad (1)$$

ここに、

t : クリープ変位開始時からの経過時間 (day)

U_{ct} : t 時刻のクリープ変位量 (mm)

U_e : 弾性変位量 (mm)

α : 粘性倍率

β : 遅延係数 (1/day)

とする。

式(1)から、二次覆工をしない場合の最終クリープ変位量を U_{cf} とすると、式(2)で表される。

$$U_{cf} = \alpha \cdot U_e \quad (2)$$

従って、粘性倍率 α は式(3)にトンネル内空変位の計測データを代入することで求めることができる。なお、二次覆工をしない場合の最終全変位量 U_f は、双曲線法によって求めるものとする。

$$\alpha = \frac{U_{cf}}{U_e} = \frac{U_f - U_{3D_0}}{U_{3D_0}} \quad (3)$$

ここに、

U_{3D_0} : 切羽位置が $3D_0$ の時点での変位量 (mm)

U_f : 二次覆工をしない場合の最終全変位量 (mm)

とする。

粘性倍率 α が求められれば、遅延係数 β は、式(1)を変形した式(4)にトンネル内空変位の計測データを代入することで求めることができる。

$$\beta = - \frac{\ln \left(1 - \frac{U_{ct}}{\alpha \cdot U_e} \right)}{t} \quad (4)$$

粘性倍率 α 、遅延係数 β を求めるための計測データの選択は、次の順序で行う。即ち、①下半掘削 $3D_0$ 以降からインバート打設までの下半測線、②インバート打設から二次覆工打設までの下半測線、③上半掘削 $3D_0$ 以降

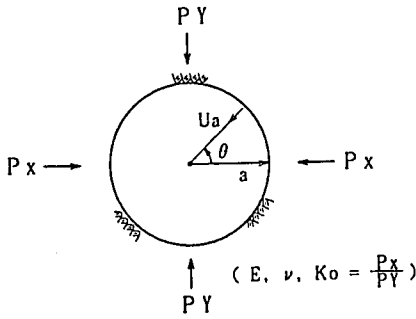


図-7 弾性理論解のモデル

から下半掘削3D₀以内までの上半測線, ④下半掘削3D₀以降からインバート打設までの上半測線, ⑤インバート打設から二次覆工打設までの上半測線, ⑥下半掘削3D₀以降から二次覆工打設までの天端沈下の優先順位でデータ選択を行う。この方法をとった理由は、様々な掘削段階で現われるクリープ変位の計測値から、できる限り数多くのデータを取得しようとしたため、そして、それらのデータの中で、なるべく、次行程の影響の少ない段階のものを優先させようとしたためである。

(5) 地山の変形係数・側圧係数の推定方法

無限弾性均質等方体の地盤に円形トンネルを掘削した場合の弾性理論解によると、モデルは図-7のようになり、地山変位と地圧との関係は式(5)で与えられる。

$$U_a = (1 + \nu) \cdot a \cdot \frac{P_Y}{D} \cdot \left\{ \frac{K_o + 1}{2} + (3 - 4\nu) \cdot \frac{K_o - 1}{2} \cdot \cos 2\theta \right\} \quad (5)$$

ここに、

- U_a: トンネル壁面の半径方向変位 (mm)
- ν: ポアソン比 (=0.3)
- a: トンネル半径 (mm)
- P_Y: 鉛直方向初期地圧 (kgf/cm²)
- P_X: 水平方向初期地圧 (kgf/cm²)
- K_o: 側圧係数
- D: 変形係数 (kgf/cm²)
- θ: 水平方向からの角度 (°)

とする。

従って、内空変位量U₁と天端沈下量U₂とは式(5)にθにそれぞれθ=0°, θ=90°を代入することにより、式(6)、式(7)で与えられる。

$$U_1 = (1 + \nu) \cdot 2a \cdot \frac{P_Y}{D} \cdot \left\{ \frac{K_o + 1}{2} + (3 - 4\nu) \cdot \frac{K_o - 1}{2} \right\} \quad (6)$$

$$U_2 = (1 + \nu) \cdot a \cdot \frac{P_Y}{D} \cdot \left\{ \frac{K_o + 1}{2} - (3 - 4\nu) \cdot \frac{K_o - 1}{2} \right\} \quad (7)$$

ここに、

U₁: 内空変位量 (mm)

U₂: 天端沈下量 (mm)

とする。

ここで鉛直方向初期地圧P_Yを土被り圧とすれば、内空変位と天端沈下の計測データを、それぞれ式(6)、式(7)に代入し、K_oとDの連立方程式を解くことによって、側圧係数K_oと変形係数Dを求めることができる。なお、ここで計測データは上半掘削3D₀時点のものを用いることとする。

(6) 二次荷重の算定式

地山変位と地圧との弾性理論解に、地山の変形速度という形でクリープ変位を取込むことにより、膨張性地山の二次荷重を算出する式を導く。

式(1)を微分することで、時刻tでの地山の変形速度Vは式(8)で与えられる。

$$V = \frac{dU_{ct}}{dt} = \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta t} \cdot U_e \quad (8)$$

また、時刻tで二次覆工を打設した場合、抑制できる残りのクリープ変位量ΔU_{ct}は式(9)で与えられる。

$$\Delta U_{ct} = U_{cf} - U_{ct} = \alpha \cdot e^{-\beta t} \cdot U_e \quad (9)$$

式(8)、(9)から、式(10)が得られる。

$$V = \beta \cdot \Delta U_{ct} \quad (10)$$

クリープによる覆工への二次荷重の算定は、覆工を剛体とし、クリープによる地山の剛性を近似的に弾性体と仮定する。この仮定により、覆工に作用する地山の応力増分は、クリープひずみと地山の変形係数の積であらわされる。

即ち、二次荷重P_{CY}は式(6)において、U₁をΔU_{C1}、P_YをP_{CY}と置き換えて式(11)として表す。

また、式のうち変形係数Dは、クリープによる影響を考慮し、最終変位状態のD/(1+α)と仮定する。

$$P_{CY} = \frac{D}{1 + \alpha} \cdot \frac{\Delta U_{ct}}{2a} \cdot \frac{1}{1 + \nu} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{K_o + 1}{2} + (3 - 4\nu) \cdot \frac{K_o - 1}{2} \right\}} \quad (11)$$

式(10)、(11)から、二次荷重P_{CY}と二次覆工打設時の地山の変位速度Vとの関係は、式(12)で与えられる。

$$\frac{P_{CY}}{V} = \frac{D}{(1 + \alpha) \cdot \beta} \cdot \frac{1}{2a} \cdot \frac{1}{1 + \nu} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{K_o + 1}{2} + (3 - 4\nu) \cdot \frac{K_o - 1}{2} \right\}} \quad (12)$$

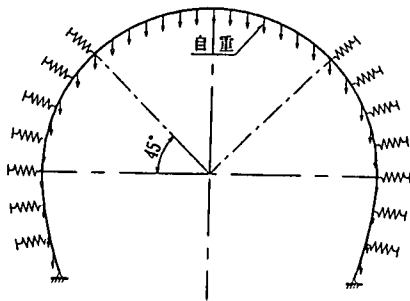


図8 フレーム解析モデル

式(12)は、トンネル掘削径 a 、粘性倍率 α 、遅延係数 β 、地山の变形係数 D 、側圧係数 K_0 を設定することにより、二次荷重 P_{cy} が、地山の变形速度 V の一次関数として求められることを示している。

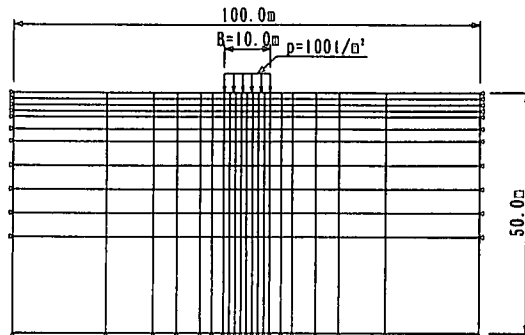
(7) 二次覆工応力測定値からの二次荷重の算出

二次覆工応力の測定値から、二次荷重を算出する。二次覆工応力と二次荷重とを関係づけるため、フレーム解析モデルを使って自重による二次覆工断面力と、二次荷重として単位荷重が作用した場合の二次覆工断面力とを計算する。図-8 にフレーム解析モデルを示す。

このとき、二次荷重として作用させる水平方向荷重は、鉛直方向単位荷重に側圧係数 K_0 を乗じた値とする。側圧係数 K_0 と变形係数 D とを適宜変化させ、計算結果をノモグラムにする。

ここで、フレーム解析モデルにおける地盤バネ定数を、变形係数 D と関係づけるため、図-9 に示すような半無限地盤に一定幅で荷重が載荷する平面ひずみ FEM 解析を行っている。なお、ここで FEM 解析モデルにおける荷重の載荷幅は、地盤バネ定数が載荷幅により変化するため、後のフレーム解析で用いる載荷幅を考慮して設定している。FEM 解析から得られた地盤バネ定数 K と变形係数 D との関係を図-10 に示す。

図-11 に、自重による二次覆工断面力(天端軸力、側壁軸力、側壁曲げモーメント)の变形係数 D を変数としたノモグラムを、図-12 に、鉛直方向単位荷重とそれに側圧係数 K_0 を乗じた水平荷重が作用した場合の二次覆工天端軸力の变形係数 D を変数としたノモグラムを、図



变形係数: D ポアソン比: $\nu (=0.3)$

図-9 平面ひずみ FEM 解析モデル

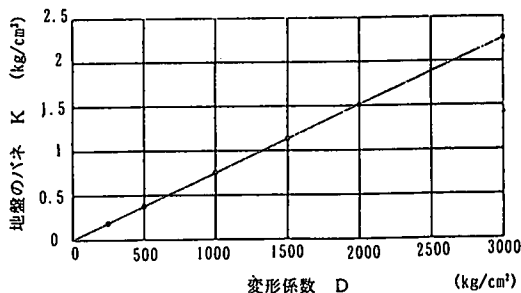


図-10 地盤の变形係数 D と地盤バネ K との関係

-13 に、鉛直方向単位荷重とそれに側圧係数 K_0 を乗じた水平荷重が作用した場合の二次覆工側壁軸力の变形係数 D を変数としたノモグラムを、図-14 に、鉛直方向単位荷重とそれに側圧係数 K_0 を乗じた水平荷重が作用した場合の二次覆工側壁曲げモーメントの变形係数 D を変数としたノモグラムをそれぞれ示す。

二次覆工の応力測定値から断面力を逆算し、逆算した断面力から、このノモグラムを使って二次荷重 P_{cy}' を求める。このとき、鉛直荷重である P_{cy}' を求めるので、鉛直荷重の影響が最も明瞭に現れる天端の軸力に着目し、図-11、図-12 のノモグラムを使い、算定式(13)によるものとする。

$$N1 = N_{D1} + N_{L1} \cdot P_{cy}' \quad (13)$$

$$P_{cy}' = \frac{N1 - N_{D1}}{N_{L1}}$$

ここに、

- P_{cy}' : 応力測定値から算出する二次荷重 (tf/m²)
- $N1$: 応力測定値から逆算した天端軸力 (tf/m)
- N_{D1} : ノモグラムから読みとる、自重による天端軸力 (tf/m)
- N_{L1} : ノモグラムから読みとる、二次荷重による天端軸力 (tf/m / (tf/m²) = m)

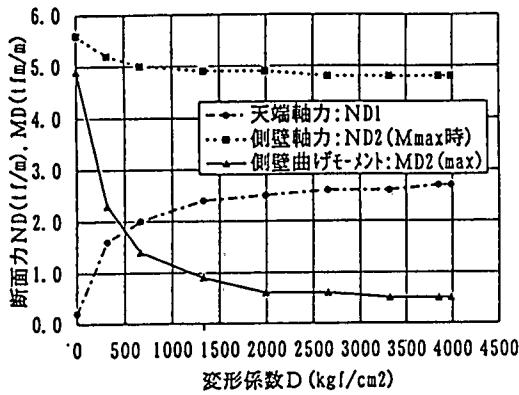


図-11 自重による二次覆工断面力

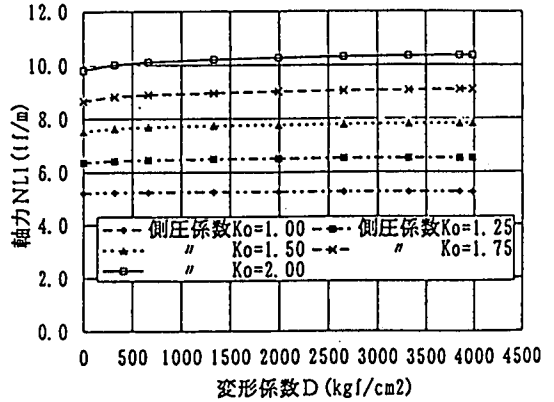


図-12 鉛直方向単位荷重による二次覆工天端軸力

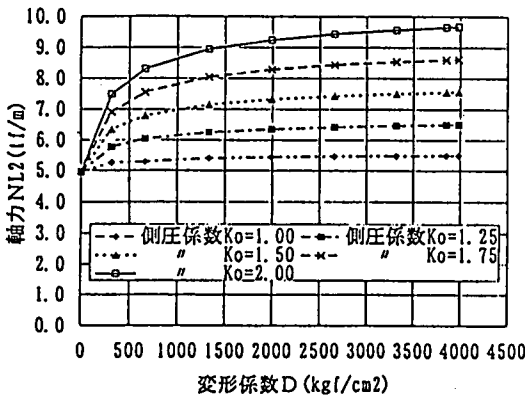


図-13 鉛直方向単位荷重による二次覆工側壁軸力

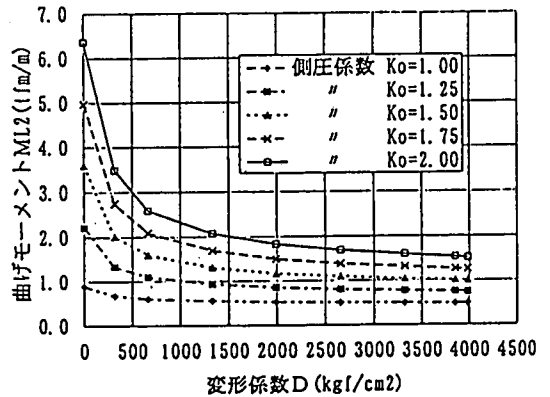


図-14 鉛直方向単位荷重による二次覆工側壁曲げモーメント

なお、図-13、図-14のノモグラムは、推定された二次荷重の値から、二次覆工の断面耐力を算定する際に使用する。

(8) 二次荷重の算定式の評価方法

地山の変位量から求めた二次荷重 P_{CY} と、二次覆工の応力測定値から求めた二次荷重 P_{CY}' とを比較することにより、二次荷重算定式の評価を行う。 P_{CY} と P_{CY}' との比較は、次式により行う。

$$n = \frac{P_{CY}'}{P_{CY}} \quad (14)$$

3. 工事での適用実績

(1) 地山の物性

a) 粘性倍率・遅延係数

地山のクリープ特性を表す粘性倍率 α と遅延係数 β

を、各計測点での地山の内空変位量から求めて分布図としたものを図-15、図-16に示す。 図中、①、②、③の3区間は、①区間で2地点、②区間で1地点、③区間で1地点の合計4地点の二次覆工応力測定を実施した区間である。 なお、①区間は、試験工事区間である。

設計用二次荷重を決定する際には、この4地点における二次覆工応力測定値から求められる二次荷重 P_{CY}' をもって弾性理論式から求められる P_{CY} を補正する。 ①、②、③区間での粘性倍率 α 、遅延係数 β を平均値から次の値に設定する。

①区間 $\alpha=0.27$ $\beta=0.018$ 1/day

②区間 $\alpha=0.43$ $\beta=0.015$ 1/day

③区間 $\alpha=0.09$ $\beta=0.057$ 1/day

ただし、掘削段階、計測位置の異なるデータが混在しているため、 α 、 β の値にはかなりのばらつきが見られる。そこで、ここでは、とび抜けて大きな値を平均値算出の際に除外するものとした。

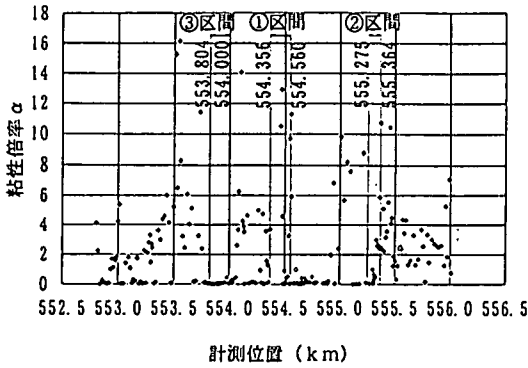


図-15 粘性係率 α の分布図

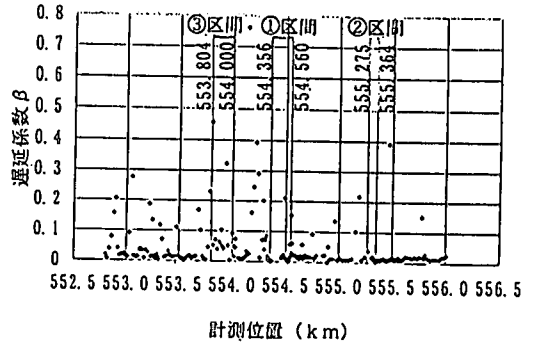


図-16 遅延係数 β の分布図

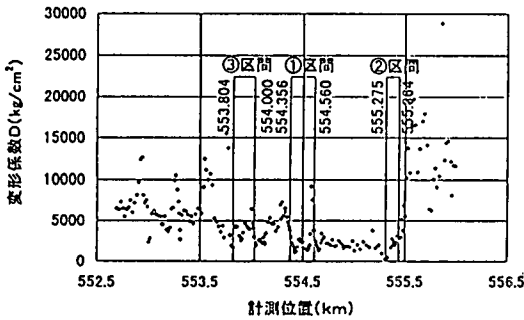


図-17 変形係数Dの分布図

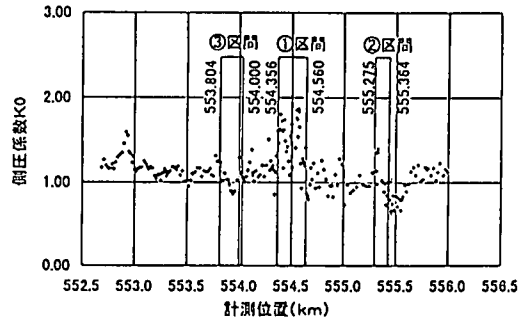


図-18 側圧係数 K_o の分布図

b) 変形係数・側圧係数

地山の変形係数Dと側圧係数 K_o を、各計測点での地山の内空変位量から求めて分布図としたものを図-17、図-18に示す。ここで、内空変位量は上半の掘削切羽が測定点より $3D_0$ 進んだときの値をとり、また、初期荷重 P_{Y0} は、土被り荷重としている。①、②、③区間での変形係数D、側圧係数 K_o を平均値から次の値に設定する。

- ①区間 $D=2115 \text{ kgf/cm}^2$ (207 N/mm²)
 $K_o=1.50$
- ②区間 $D=695 \text{ kgf/cm}^2$ (68 N/mm²)
 $K_o=1.25$
- ③区間 $D=3610 \text{ kgf/cm}^2$ (354 N/mm²)
 $K_o=1.00$

表-2 二次覆工応力測定値と天端軸力

計測地点	壁厚 (cm)	地山側 縁応力 σ_1 kgf/cm ² (N/mm ²)	内空側 縁応力 σ_2 kgf/cm ² (N/mm ²)	軸力 tf/m (kN/m)	曲げモーメント tf·m/m (kN·m/m)
①-1	39	1.5 (0.15)	-19.6 (-1.92)	41.2 (404)	-2.3 (-23)
①-2	35	7.8 (0.76)	5.9 (0.58)	24.0 (235)	0.2 (2)
②	47	12.8 (1.26)	5.2 (0.51)	42.1 (413)	-1.4 (-14)
③	44	11.2 (1.10)	1.9 (0.19)	28.6 (280)	-1.5 (-15)

軸力：圧縮 正 曲げモーメント：内側引張 正
縁応力 σ_1, σ_2 ：圧縮 正

(2) 設計用二次荷重の決定

a) 二次荷重の二次覆工応力からの算出

4地点で行った二次覆工応力の測定結果から、トンネル天端軸力を逆算すると表-2のようになる。また更に、図-11、図-12のノモグラムを使って二次荷重 P_{CY} を算定する。

b) 二次荷重の理論式からの算定とその評価

(1)において求めた地山の物性値を使って、二次荷重 P_{CY} を理論式(12)から算定する。ここで、地山の変位速度 V は、①区間では、二次覆工施工前の約1週間の変

位の測定値を、②、③区間では、二次覆工施工前の約5ヵ月間の期間の変位の測定値を用いた。ここで、ある幅の期間を設定して変位速度を求めているのは、ある時点々々の測定値にはばらつきがあるので、これを平均化する必要があったためである。

理論式によって算定した P_{CY} と、その評価結果を表-3に示す。ここで、変位速度は、上半測線、下半測線それぞれの測定値 V_u, V_b を用い、それに対する二次荷重 P_{CYu}, P_{CYb} 、評価値 n_u, n_b を算定した。

表から、下半測線の変位速度から求めた二次荷重 P_{CYb}

表-3 二次覆工荷重の算定結果

		①-1 地点	①-2 地点	②地点	③地点
変位速度	上半測線 V_a mm/day	0.175	0.117	0.010	0.015
	下半測線 V_b mm/day	0.075	0.086	0.040	0.032
天端軸力 tf/m (kN/m)		41.2 (404)	24.0 (235)	42.1 (413)	28.6 (280)
変形係数 D kgf/cm ² (N/mm ²)		2115 (207)	2115 (207)	695 (68)	3610 (354)
側圧係数 K_o		1.50	1.50	1.25	1.00
粘性倍率 α		0.27	0.27	0.43	0.09
遅延係数 β (1/day)		0.018	0.018	0.015	0.057
P_{Cr}	上半測線 $P_{Cr a}$ tf/m ² (MPa)	42.0V _a =7.35 (0.0720)	42.0V _a =4.91 (0.0481)	18.5V _a =0.19 (0.0019)	44.7V _a =0.67 (0.0066)
	下半測線 $P_{Cr b}$ tf/m ² (MPa)	42.0V _b =3.15 (0.0309)	42.0V _b =3.61 (0.0354)	18.5V _b =0.74 (0.0073)	44.7V _b =1.43 (0.0140)
P_{Cr}' tf/m ² (MPa)		5.03 (0.0493)	2.79 (0.0274)	6.20 (0.0608)	4.98 (0.0488)
n	上半測線 n_a	0.7	0.6	32.6	7.4
	下半測線 n_b	1.6	0.8	8.4	3.5

の方が、上半測線の変位速度から求めた二次荷重 $P_{Cr a}$ よりも比較的实际の二次覆工に作用する二次荷重 P_{Cr}' に近い値となる。これは、変位速度の算定を、①地点においては、約1週間の短期間の変位データから行っているため、比較的掘削初期の変位の推移が、上半測線の変位速度として、下半測線のそれに比較してより大きく現われ、逆に、②、③地点においては、約5ヶ月間の長期間の変位データから行っているため、ある程度収束に向かいかけた変位の推移が、上半測線の変位速度として、下半測線のそれに比較してより小さく現れるためであると考えられる。

c) 二次覆工の設計の適用について。

本工事の二次覆工の断面照査を、二次荷重の推定値を用いて試算した。

この際の二次荷重は、各地点によって評価値を異なる値に設定するのが二次覆工の設計においてより精度の高い方法であるが、ここでは断面照査の試算であるので、前項で述べた評価値を下半測定の評価値 n_b の平均値から $n=3$ とし、 P_{Cr} に $n=3$ を乗じた値とした。

二次覆工の断面照査は、若干のコンクリートひびわれを許容した限界状態設計法⁶⁾ に基づいて行った。この結果を表-4 に示す。各地点における照査結果は、いずれも、

表-4 二次覆工の照査結果

	設計用二次荷重 $n \cdot P_{Cr}$ tf/m ² (MPa)	断面力		抵抗曲げ モーメント tf・m/m (kN・m/m)	判定 γ iM
		軸力 tf/m (kN/m)	曲げ モーメント tf・m/m (kN・m/m)		
①-1	9.5 (0.093)	80.5 (789)	13.3 (130)	24.5/ 1.15 =21.3 (209)	1.1× 13.3 =14.6 -0.K.-
①-2	10.8 (0.106)	90.6 (888)	15.0 (147)	22.3/ 1.15 =19.4 (190)	1.1× 15.0 =16.5 -0.K.-
②	2.2 (0.022)	19.3 (189)	4.9 (48)	13.3 (130)	1.1× 4.9 =5.4 -0.K.-
③	4.3 (0.042)	30.7 (301)	2.9 (28)	13.0 (127)	1.1× 2.9 =3.2 -0.K.-
備考	構造物係数 γ i=1.1				

表-5 二次覆工とクラックの状況

照査地点	覆工仕様	地山の最終変位	クラックの状況	備考
①-1	RC	250~400mm	幅 :0.2~0.3mm 深さ:100~120mm	鉄筋まででクラック進行が止まっている
①-2	RC	250~400mm	幅 :0.2~0.3mm 深さ:100~120mm	鉄筋まででクラック進行が止まっている
②	SFRC	600mm以上	幅 :0.05~0.2mm 深さ:20~200mm	-
③	SFRC	200mm以下	クラックなし	-

安全性は確保されるものとなる。一方、実際の二次覆工のクラック状況を表-5 に示す。RC断面の二次覆工については、クラックは鉄筋の位置で止まっており、また、SFRC断面の二次覆工についても、変位が極めて大きかった②区間でさえ、クラック幅は微細で、深さも表面に限られる。この状況から判断すると、クラックは致命的なものではなく、二次覆工の安全性は確保されているとみなせる。この照査結果とクラック発生状況とから、推定した二次荷重は、二次覆工の設計において用いるのにある程度の妥当性があるものと思われる。

4. 結論

今回試みた二次荷重の推定方法は、計測点及び計測頻

度を多くして計測データを統計的に扱えば、より精度の高い算定が行えるものと考えられる。また、掘削の進捗に合わせた地山の状況を即座に取込めるという点で、施工途上における二次覆工の設計に非常に有効な手法であると考えられる。本研究で得られた成果と今後の課題をとりまとめると以下のようになる。

- ①切羽位置が $3D_0$ 以降の変位をクリープ変位とみなし、地山の変位と応力の関係性を無限弾性均質等方体と仮定した変位速度をパラメーターとする推定式により、ある程度の精度で二次覆工に作用する荷重の推定が可能であることが確認された。
- ②トンネル掘削の日常の計測管理として計測されている内空変位データから、特別な計測を行うこと無く通常の施工体系の中で二次覆工を設計できるので、工事の遅延・手戻り等をなくすることができる。
- ③計測データから求めた、クリープ定数 $\alpha \cdot \beta$ にはバラツキがあるので、ある特定した区間ごとに統計的処理を行う必要がある。また、原位置クリープ試験を実施して、計測データから求められるクリープ定数との相関を調べる必要がある。このようにして地山種類ごとのクリープ特性をある程度の幅で明確にすることが今後の課題である。
- ④地山の変位・応力の関係性を無限弾性均質等方体の地山に円形トンネルを掘削した場合の弾性理論解によっているが、これらの仮定は、実際のトンネル施工条件と異なっているので、現段階においては二次覆工の

設計に際し、適当な安全率を考慮しておく必要がある。

5. あとがき

膨張性地山における二次覆工設計のための二次荷重の推定方法について述べたが、NATMの基本は、一次支保で地山の変位を制御し、地山の支保機能を最大限に発揮させることであり、様々な特殊地山に対して、適切な剛性の一次支保を選定できる手法の確立も必要であろう。しかしながら、地山によっては二次覆工で二次荷重に対処したほうが得策である場合が多いことも事実である。今回、内空変位データに着目した二次荷重の推定方法の一手法を提案したが、試験・計測の枚重ねにより、より精度の高い手法が確立されてくるものと考えている。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：NATM設計施工指針，pp. 330, 1987.
- 2) 土木学会：土木技術者のための岩盤力学，pp. 204-215, 1979.
- 3) 土質工学会：土質工学ハンドブック，pp. 1106, 1982.
- 4) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，pp. 189-194, 1986.
- 5) 土質工学会：盛土の調査・設計から施工まで 現場技術者のための土と基礎シリーズ4，pp. 297-298, 1990.
- 6) 日本鉄道建設公団：併進工法設計施工指針（案） 都市トンネル編，pp. 33-88, 1992.

(1997. 12. 16 受付)

LOAD ESTIMATION METHOD FOR THE DESIGN OF SECONDARY LINING IN THE SQUEEZING SOFT ROCK

Toshio TOSAKA, Masayasu MAEDA, Katsumi FUKUDA and Motosu NISHIMURA

Generally speaking, the secondary lining of NATM has been considered the foundation of the cutting surface. Currently, it is presumed only to operate under low Pressure. However, under special conditions such as a squeezing ground, the primary support cannot control rock deformation. Thus, it becomes necessary to have a method to estimate the durability of the secondary lining as a permanent structure.

By measuring the squeezing ground and conducting a series of experiments related to rock deformation, we were able to establish a method to estimate the load for the secondary lining. This effective method will play a vital role in the design of secondary lining in the future.