

時間依存性を示す膨張性軟岩トンネルの一次覆工挙動

BEHAVIOR OF PRIMARY TUNNEL LINING IN HIGHLY TIME
DEPENDENT SOFT ROCK

久武勝保*・伊藤富雄**・桜井春輔***

By Masayasu HISATAKE, Tomio ITO and Syunsuke SAKURAI

In order to determine the optimum executive conditions of the primary lining constructed in a time dependent soft rock tunnel, a theoretical method has been proposed. In this method, earth pressure, displacements and axial stresses of supports and shotcrete are calculated, and in which such factors are taken into account as (1) visco-elastic behavior of the ground, (2) advancing velocity of the tunnel face, (3) time dependency of the modulus of elasticity and the strength of the shotcrete, (4) elasto-plastic behavior of the lining, (5) executive conditions of the lining.

By applying the method to the highly time dependent ground, good applicability of the method has been shown through the comparison of analytical and field measurement results on earth pressure.

Some considerations on reasonable executive conditions of the primary lining are given by performing parametric study.

Keywords: earth pressure, soft rock, visco-elastic ground, elasto-plastic lining, shotcrete, support

1. 緒 言

近年、トンネル一次覆工は、地山を一時的に支える仮設構造物ではなく、永久構造物であると考えられるようになってきた^{1),2)}。また、NATMにみられるように一次覆工の機能や施工法が従来と相当異なってきたことから、その地山支持効果を定量的に把握することは、一次覆工の設計・施工、ならびに二次覆工の巻厚決定を合理的に行ううえで、非常に重要である。

しかし、時間に依存して膨張性を呈する軟岩トンネルでは、吹付けコンクリートなどから構成される一次覆工の最適な設計・施工条件を求めることは容易でない。それは、トンネルの変位速度が時間とともに変化するのに加えて、コンクリートの強度・変形特性も時間的に変化するからである。すなわち、吹付けコンクリートの地圧分担能力は時間とともに増加するが、その能力に対応した地圧が吹付けコンクリートに作用するよう、設計・施

工を行わなければならない。したがって、トンネルの変位出現が大なる時期に、いたずらに吹付けコンクリートの強度発現を早めようとするれば、強度発現途中のコンクリートに過度の地圧が作用し、これが降伏しやすくなるし、他方、強度発現が遅すぎると、他の支保材が地圧を受け持ち、コンクリートにはほとんど地圧が作用せず、その能力が発揮されないことになる。

このように、一次覆工の適切な設計・施工では、地山および覆工構成要素間の経時的な相互作用が取り入れられるべきであるが、そのためには下記に示す諸点が考慮される必要がある。①一次覆工は切羽に近接して施工されるため、切羽からの距離を考慮したトンネルの変位特性、②その変位は、地山の時間依存力学特性および、トンネル掘進速度の影響を受ける、③吹付けコンクリートの弾性係数・強度発現の時間依存性、④一次覆工構成要素の降伏後の力学特性、⑤一次覆工の施工条件。

しかし、上記の諸点を考慮するには解析が大変複雑になることから、地山と覆工両者の時間依存力学特性を考慮した軟岩トンネル一次覆工に関する研究は、従来ないようである。

そこで、本研究では、このようなトンネルにおいて、一次覆工の能力を最大限に発揮させるための支保条件、

* 正会員 工博 近畿大学講師 理工学部土木工学科
(〒577 東大阪市小若江3-4-1)

** 正会員 工博 大阪工業大学学長
(〒535 大阪市旭区大宮5-16-1)

*** 正会員 工博, Ph.D. 神戸大学教授 工学部土木工学科
(〒657 神戸市灘区六甲台町1-1)

施工条件を明らかにすることを目的とし、上記諸点を考慮したトンネル解析を理論的に行うこととする。まず、一次覆工は弾塑性体、地山は粘弾性体とし、施工条件を考慮して一次覆工の経時地圧、応力、変位を解析する。次に、膨張性を顕著に示す実際のトンネル現場に本理論を適用して理論の妥当性を検討した後、一次覆工の挙動に及ぼす吹付けコンクリートの経時的な力学特性、鋼製支保工建込み間隔、掘進速度などについて、種々考察を加えることとする。

2. 掘進速度を考慮した素掘トンネルの内面変位

一次覆工に作用する地圧を求めるには、まず素掘トンネルの内面変位を明らかにしておく必要がある。そこで、以下では、切羽の位置および掘進速度を考慮して、粘弾性地山での上記変位を求める。

図-1の実線は、等方初期応力 p の作用する弾性的地山内に円形トンネルを掘削した場合について、三次元有限要素法により求めたトンネル境界および仮想トンネル境界の半径方向変位 u を、平面ひずみ状態の成立するトンネル境界半径方向変位で無次元化し、その結果を示したものである。この結果より、切羽の前後トンネルの直径 D にほぼ等しい区間を三次元変形領域とみなすことができ、また、無次元化された変位がポアソン比 ν によってあまり変化しないことから、その変位を図-1に示す関数 $f(z)$ によって近似的に表わすことができる^{3),4)}。ここに、 z は、切羽中心前方距離 D の位置に原点を有し、坑口に向かう座標とする。

この $f(z)$ を用いれば、粘弾性地山内に円形トンネルを瞬間的に掘削した後の変位 u は、次式で与えられる。

$$u(z) = \alpha_0 \phi(t) f(z) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\alpha_0 = Dp/4$ 、 $\phi(t)$ は地山のせん断変形に対するクリープ関数である。

次に、トンネルが速度 V で掘進される場合において、素掘トンネル内面変位は次のように積分表示される。

$$u(t) = \alpha_0 \int_0^t \phi(t-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f(V\tau) d\tau \dots \dots \dots (2)$$

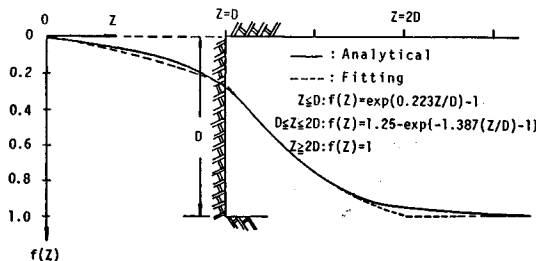


図-1 トンネル縦断面内の切羽周辺変位特性

要するに、地山のクリープ関数、初期応力、トンネル直径および掘進速度がわかれば、素掘トンネル内面の経時変位は、式(2)によって求められる。

3. 一次覆工の解析

以下では、等方初期応力 p の作用する粘弾性地山内に円形トンネルを速度 V で掘削し、鋼製支保工と吹付けコンクリートから成る一次覆工を、切羽から距離 W だけ離れて施工する場合について、それらに作用する地圧、円周方向軸応力および変位の経時変化を求める。なお、断続的に建て込まれる支保工は、トンネル軸方向の単位幅当たりの量に換算評価し、また支保工や吹付けコンクリートの厚さは、トンネル直径に比較して一般に十分小であるから、それらは軸力のみで地圧に抵抗するものとする。さらにトンネル軸方向の地山変位は無視する。

(1) 支保工降伏以前の解析

支保工と吹付けコンクリートをほぼ同時に施工すれば、地圧によるこれらのトンネル半径方向の変位 u^s 、 u^c は近似的に等しいと考えられるので、

$$u^s(t_i) = u^c(t_i) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 t_i は一次覆工施工後の時間である。また、 p_s 、 p_c をそれぞれ支保工、吹付けコンクリートの分担する地圧とすれば、 t_i を m 個に分割することにより、変位 u^s 、 u^c は次式のように表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} u^s(t_{m+1}) &= B_1 p_s(t_{m+1}), \\ u^c(t_{m+1}) &= \frac{\alpha_0^2}{h_0} \sum_{k=1}^m \frac{p_c(t_{k+1}) - p_c(t_k)}{E_c(t_k)} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、

$$B_1 = \alpha_0^2 L / (AE_e)$$

α_0 、 L 、 A 、 E_e 、 h_0 、 E_c はそれぞれトンネル半径、支保工の建込み間隔、支保工の断面積、支保工の弾性係数、吹付けコンクリートの厚さおよび吹付けコンクリートの接線弾性係数である。支保工と吹付けコンクリートから地山に作用する応力 p_w は、これら応力の和であることより、

$$p_w(t_{m+1}) = p_s(t_{m+1}) + p_c(t_{m+1}) \dots \dots \dots (5)$$

そこで、式(4)を式(3)に代入し、 $p_c(t_{m+1})$ について解いたのち、それを式(5)に代入すれば、

$$p_s(t_{m+1}) = Z_1(t_m) p_w(t_{m+1}) + Z_2(t_m) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、

$$Z_1(t_m) = \frac{1}{1 + h_0 L E_c(t_m) / (AE_e)}$$

$$Z_2(t_m) = Z_1(t_m) \left\{ E_c(t_m) \sum_{k=1}^{m-1} \frac{p_c(t_{k+1}) - p_c(t_k)}{E_c(t_k)} - p_c(t_m) \right\}$$

一方、支保工の変位に関する境界条件は、次のように表わすことができる⁵⁾。

$$u^s(t_{m+1}) = \Delta u(t_{m+1}) - \frac{\alpha_0}{2} \int_{t_0}^{t_{m+1}} \phi(t_{m+1} - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau$$

$$\dots\dots\dots(7)$$

ここに、 Δu は、もし一次覆工を施工しなければ、 $t_0 = (D+W)/V$ 以後に生じる変位であり、式(2)より次式のごとく求められる。

$$\Delta u(t_{m+1}) = \alpha_0 \int_0^{t_0+t_{m+1}} \phi(t_0+t_{m+1}-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f(V\tau) d\tau - \alpha_0 \int_0^{t_0} \phi(t_0-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f(V\tau) d\tau$$

そこで、式(6)の p_s を式(4)の第1式に代入して u^s を求め、それを式(7)に代入すれば、次のように $p_w(t_{m+1})$ のみを未知数とするボルテラ型の積分方程式が得られる。

$$B_1 \{Z_1(t_{m+1})p_w(t_{m+1}) + Z_2(t_m)\} = \Delta u(t_{m+1}) - \frac{\alpha_0}{2} \int_{t_1}^{t_{m+1}} \phi(t_{m+1}-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau \dots\dots\dots(8)$$

ところが、上式の積分は、時間間隔 $\Delta t_k = t_k - t_{k-1}$ が十分小ならば、次のように表わすことができる。

$$\int_{t_1}^{t_{m+1}} \phi(t_{m+1}-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau = \phi(0)p_w(t_{m+1}) - \phi(t_{m+1})p_w(0) - \int_{t_1}^{t_{m+1}} p_w(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \phi(t_{m+1}-\tau) d\tau = \phi(0)p_w(t_{m+1}) - \phi(t_{m+1})p_w(0) - \frac{1}{2} \sum_{k=1}^m \{p_w(t_{k+1}) + p_w(t_k)\} [\phi(t_{m+1}-t_{k+1}) - \phi(t_{m+1}-t_k)]$$

したがって、これを式(8)に代入すれば、 p_w を次式のように順次求めることができる。

$$p_w(t_{m+1}) = \frac{\Delta u(t_{m+1}) + M_1(t_m) + K_1(t_{m+1})}{M_2(t_m) + K_2(t_{m+1})} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、

$$M_1(t_m) = -B_1 Z_2(t_m), \quad M_2(t_m) = B_1 Z_1(t_m), \\ K_1(t_{m+1}) = 0.25 \alpha_0 \left[\phi(0) - \phi(t_{m+1}-t_m) \right] p_w(t_m) + \sum_{k=1}^{m-1} \{p_w(t_{k+1}) + p_w(t_k)\} [\phi(t_{m+1}-t_{k+1}) - \phi(t_{m+1}-t_k)], \\ K_2(t_{m+1}) = 0.25 \alpha_0 \{ \phi(0) + \phi(t_{m+1}-t_m) \}$$

上のようにして $p_w(t_{m+1})$ が求められれば、これを式(6)に代入することにより $p_s(t_{m+1})$ が得られ、また、 $p_s(t_{m+1})$ と $p_w(t_{m+1})$ を式(5)に代入すれば $p_c(t_{m+1})$ が求められる。さらに、変位も式(4)から求めることができる。

次に、 $p_s(t_{m+1})$ 、 $p_c(t_{m+1})$ が求められると、支保工と吹付けコンクリートの軸応力 σ_{ns} 、 σ_{nc} は、地圧と軸力とのつり合い関係から、次のように求められる。

$$\sigma_{ns}(t_{m+1}) = \frac{\alpha_0 L}{A} p_s(t_{m+1}), \quad \sigma_{nc}(t_{m+1}) = \frac{\alpha_0}{h_0} p_c(t_{m+1}) \dots\dots\dots(10)$$

(2) 支保工降伏後の解析

支保工は弾塑性体とし、その降伏応力、降伏時の地圧、降伏後の弾性係数をそれぞれ σ_s^* 、 p_s^* 、 E^* とすれば、支保工の降伏後の変位は、式(4)と式(10)の第1式を考慮すれば、次のように計算される。

$$u^s(t_{m+1}) = \frac{\alpha_0^2 L}{AE_e} p_s^* + \frac{\alpha_0^2 L}{AE^*} \{p_s(t_{m+1}) - p_s^*\} = B_2 p_s(t_{m+1}) + B_3 \dots\dots\dots(11)$$

ここに、

$$B_2 = \alpha_0^2 L / (AE^*), \quad B_3 = \alpha_0 \sigma_s^* (E^* - E_e) / (E_e E^*)$$

また、この場合にも、3.(1)のときと同様にして、次式のように p_w を求めることができる。

$$p_w(t_{m+1}) = \frac{\Delta u(t_{m+1}) + M_4(t_m) + K_1(t_{m+1})}{M_3(t_m) + K_2(t_{m+1})} \dots\dots\dots(12)$$

ここに、

$$M_3(t_m) = \frac{B_2}{1 + h_0 B_2 E_c(t_m) / \alpha_0^2}, \\ M_4(t_m) = -B_3 + M_3(t_m) \left[E_c(t_m) \left\{ h_0 B_3 / \alpha_0^2 - \sum_{k=1}^{m-1} \frac{p_c(t_{k+1}) + p_c(t_k)}{E_c(t_k)} \right\} + p_c(t_m) \right]$$

さらに、支保工と吹付けコンクリートの分担する地圧、および支保工の変位は

$$p_s(t_{m+1}) = [M_3(t_m)p_w(t_{m+1}) - M_4(t_m) + B_3] / B_2, \\ p_c(t_{m+1}) = p_w(t_{m+1}) - p_s(t_{m+1}), \\ u^s(t_{m+1}) = B_2 p_s(t_{m+1}) + B_3$$

となり、軸応力は式(10)から計算される。

4. 吹付けコンクリートの経時的な圧縮強度、弾性係数

従来経験によると、トンネル内で用いられる吹付けコンクリートの28日圧縮強度は、多くの場合、次の範囲内にある⁶⁾。

$$\sigma_c(t=28 \text{ 日}) = 15 \sim 20 \text{ MN/m}^2 \dots\dots\dots(13)$$

しかし、後述の計算のためには、吹付けコンクリートの施工直後からの経時的な圧縮強度を求めておかなければならないが、その経時圧縮強度比の一例は、図-2に示

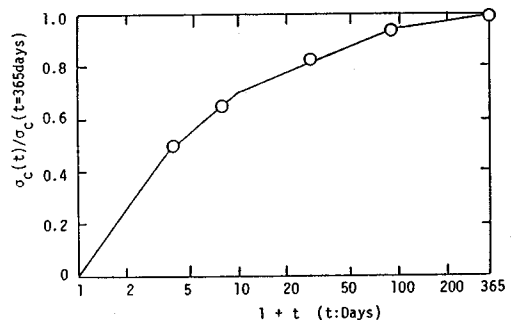


図-2 コンクリートの経時圧縮強度比

表一 式(14)の係数

t: Days	C ₁	C ₂
0 ≤ 1+t ≤ 4	0	0.442
4 < 1+t ≤ 10	0.245	0.266
10 < 1+t ≤ 100	0.552	0.133
100 < 1+t	0.947	0.047

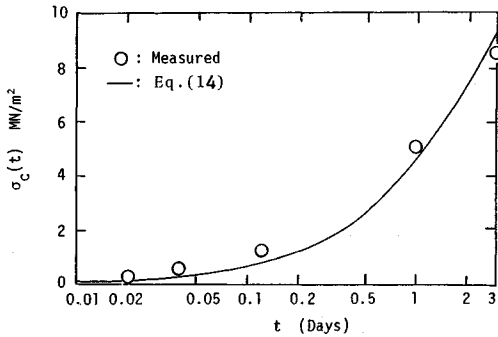


図-3 吹付けコンクリートの経時圧縮強度の実測値と式(14)の比較

すとおりである⁷⁾。

すると、式(13)を参考にして $\sigma_c(t=28日) = 18 \text{ MN/m}^2$ と仮定すれば、吹付けコンクリートの経時圧縮強度は次式のように表現できる。

$$\sigma_c(t) = 18 \{ C_1 + C_2 \ln(1+t) \} \text{ MN/m}^2, (t:日) \quad (14)$$

ただし、上式の係数 C_1, C_2 は表一に示すとおりである。なお、図-3は、液状の早強剤を混入した吹付けコンクリートの経時圧縮強度の実測値⁸⁾と、式(14)の曲線とを対比したものであるが、これから、式(14)は十分使用に耐えるものと思われる。

次に、吹付けコンクリートの接線弾性係数 E_c も強度とともに変化する。これについては、次式⁹⁾を採用する。

$$E_c = \left\{ 1 - 0.0384 \frac{\sigma_{nc}}{\sqrt{\sigma_c}} \right\}^2 \frac{\sqrt{\sigma_c}}{\beta_0} \text{ (kgf/cm}^2) \quad (15)$$

ここに、 $\beta_0 = 7.44 \times 10^{-5} \times 0.402^2$, x : 水セメント比

また、本解析では、吹付けコンクリートの軸応力が式(14)の圧縮強度に達すれば、それは降伏するものとみなし、それ以後の E_c は式(15)の1%と考える。

5. 本解析手法の工事現場への適用

膨張性の著しい新登川トンネルでの実測結果¹⁰⁾と、上記手法による解析結果を比較しつつ、一次覆工の合理的な施工法などについて考察を加える。

(1) 地山の力学定数の推定

本トンネルは蛇紋岩地帯に建設されたが、当初から非常に大なる地圧が予想されたので、トンネルの建設に先立って、その上部に土かぶり $h=70 \text{ m}$ の試験坑が掘削

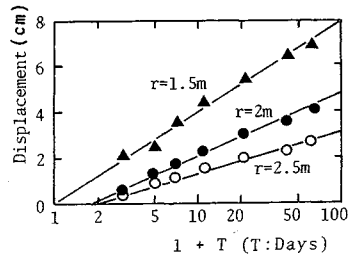


図-4 深度別半径方向経時実測変位

された。この試験坑は直径3mの真円でその中で深度別の半径方向変位が測定され、その経時変化は図-4に示すとおりであった。図において、 r は試験坑の中心から測点までの距離を示す。

地山の初期応力は一般に等方的ではないが、地中の深いところではその状態に近づき、かつ、鉛直応力は土かぶり圧 γh (γ は地山の単位重量である。)にほぼ等しい¹¹⁾と考えられる。しかし、試験坑や本トンネルの土かぶりは、初期応力が等方的であると一般に認められるほど大ではないが、ここでは一応この仮定を設けることとし、その可否については後ほど考察する。

さて、トンネル掘削によって生じる半径方向変位は、トンネルの円周方向の位置に関係せず、次式で与えられる。

$$u(t) = a_0^2 \gamma h \phi(t) / (2r) \quad (16)$$

上式中のクリープ関数 $\phi(t)$ は、図-4の変位が対数関数で近似されるので、

$$\phi(t) = a + b \cdot \ln(1+t), (t:日) \quad (17)$$

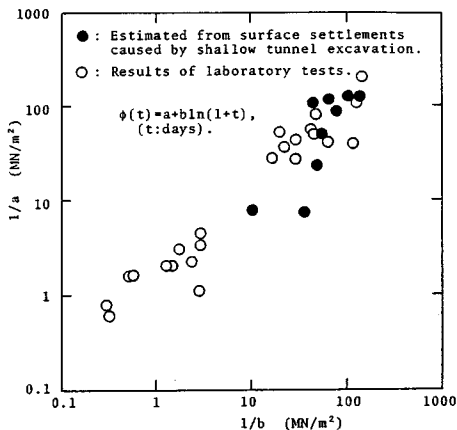
で与えられることがわかる。また、図-4に示す変位には、試験坑の掘削から変位測定開始時刻 t_A までの変位が含まれていないので、これは次式のように t_A までの変位を差し引いたものとして取り扱うことにする。

$$\Delta u(t) = u(t) - u(t_A) = a_0^2 b \gamma h \{ \ln(1+t) - \ln(1+t_A) \} / (2r) \quad (18)$$

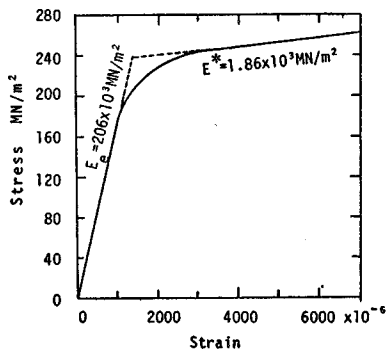
次に、図-4に示す直線の勾配 m は、上式の $a_0^2 b \gamma h / (2r)$ に対応するので、 $r=150 \text{ cm}, 200 \text{ cm}, 250 \text{ cm}$ とおき、定数 $1/b$ の平均値を求めると、 $1/b=80 \text{ MN/m}^2$ となる。しかし、弾性的特性にかかわる定数 a については、図-4から何の情報も得られない。しかし、定数 $1/a$ と $1/b$ の間には、図-5に示すように、相関関係が認められる⁹⁾ので、この地山の $1/a$ の値を 80 MN/m^2 と推定した。

(2) 施工および解析条件

本トンネルの直径は7.6m、測定断面 S_1 と S_2 で用いられた支保工はそれぞれモルタル入り8インチ鋼管とH形鋼であり、これら支保工の間隔はそれぞれ0.7m、0.5mである。図-6はH形支保工の応力~ひずみ関係



図—5 クリープ関数に含まれる力学定数間の関係



図—6 支保工の応力～ひずみ関係

であり、これは実線のように曲線をなすが、これを図中の2本の直線で近似し、弾塑性体と仮定する。また、モルタル入り鋼管支保工についても、同様に評価した。支保工の降伏ひずみ ϵ^* は、鋼管とH形鋼でそれぞれ0.0013、0.0012、吹付けコンクリートの水セメント比 x と吹付け厚 h_0 はそれぞれ0.4、25 cm、掘進速度 V は約1.5 m/日である。

本トンネルではベンチ式が採用され、上半掘削後ただちに上半支保工が建て込まれ、下半掘削後に全断面が閉合される。しかし下半掘削と同時に上半の地圧が解放されるので、本解析における支保工および吹付けコンクリートの施工時期は全断面閉合時と考える。切羽と全断面閉合位置との距離 W は10～15 mであるから、解析ではこの平均値12.5 mを採用する。

なお、表—2に断面 S_1 、 S_2 で用いられた一次覆工の力学定数、施工条件、および地山定数をまとめて示す。

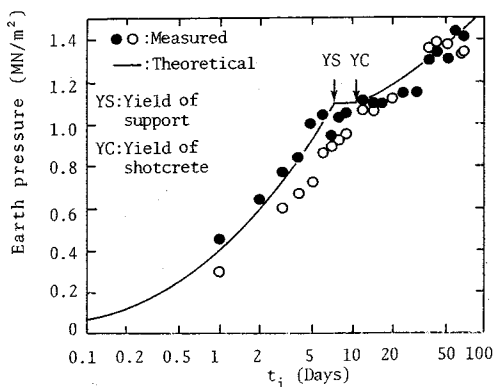
(3) 解析結果と考察

a) 地圧の経時変化

図—7は、断面 S_1 における鉛直および水平方向の実測地圧¹³⁾と解析地圧の経時変化を対比して示したもので

表—2 測定断面 S_1 、 S_2 で用いられた一次覆工の力学定数、施工条件、および地山定数

	S_1	S_2
A cm^2	105.94	40.14
$E_p/10^3 \text{MN/m}^2$	206	206
$E^*/10^3 \text{MN/m}^2$	3.04	1.86
ϵ^*	0.0013	0.0012
m	12.5	12.5
L m	0.7	0.5
V m/day	1.5	1.5
D m	7.6	7.6
h m	350	300
$\gamma \text{ kN/m}^3$	22.54	22.54
p MN/m^2	7.88	6.76
1/a MN/m^2	80	80
1/b MN/m^2	80	80
h_0 m	0.25	0.25
x	0.4	0.4

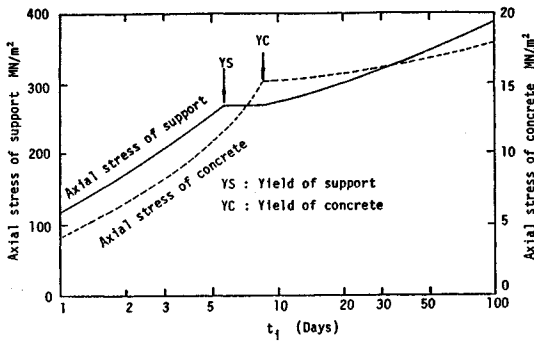


図—7 鋼管支保工の実測地圧と解析地圧の比較

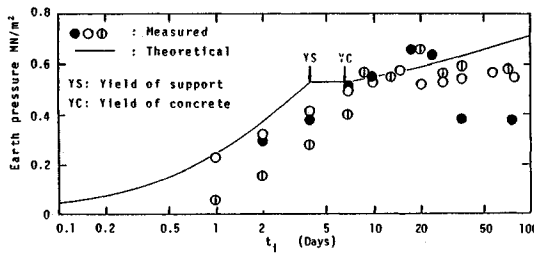
あり、実測地圧の急折点と解析より求めた支保工降伏点とはよく一致している。支保工が降伏するときのこの地圧 p_s^* は、式 (10) の第1式を変形して

$$p_s^* = A \sigma_s^* / (a_0 L) \dots \dots \dots (19)$$

と表わされるので、 p_s^* は支保工の降伏応力 σ_s^* 、断面積 A 、建込み間隔 L およびトンネル半径 a_0 により決定されることがわかる。次に、支保工が降伏すると、実測および解析の地圧はしばらくの間ほとんど増加しないが、吹付けコンクリートが降伏したのち、再び増加している。この現象を、解析による支保工と吹付けコンクリートの軸応力の挙動からみたのが図—8である。これから、支保工が降伏すると、地圧増分のほとんどが吹付けコンクリートに作用するため、支保工の軸応力は増加せず、吹付けコンクリートの軸応力は急増する。次に、吹付けコンクリートが降伏すると、この軸応力の増加率は急に減少するが、他方、支保工の軸応力が再び増加することがわかる。すなわち、支保工と吹付けコンクリートは、その剛性比に対応して、互いに影響を与えながら地圧に



図—8 断面 S_1 における吹付けコンクリートと支保工の軸応力の解析結果

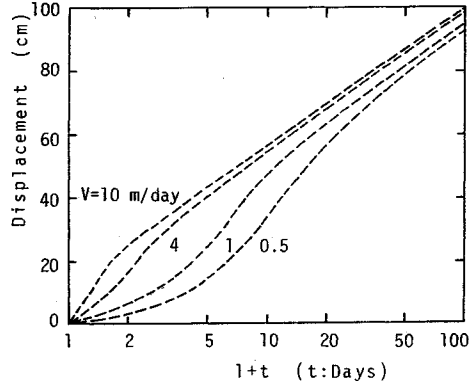


図—9 H形支保工の実測地圧と解析地圧の比較

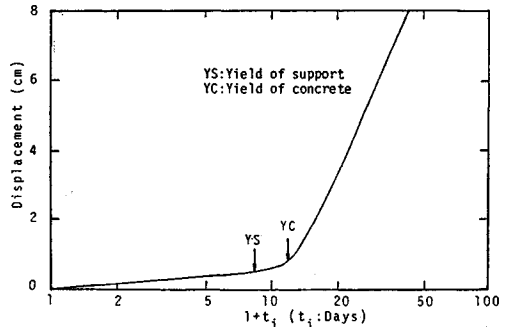
抵抗しているのがうかがえる。

図—9は、断面 S_2 で用いられたH形支保工の鉛直および水平方向の実測および解析の地圧を示したものである。これから、H形支保工の降伏地圧 p_s^* は、鋼管支保工に比べて、実測、解析ともかなり小となっているのがわかる。これは、H形支保工では鋼管支保工に比べて、支保工間隔 L は狭いが断面積 A と降伏応力 $\sigma_s^* = E_s \times \varepsilon_s^*$ が小であるので、式 (19) にこれらの値を入れることより p_s^* の値が小であるのが容易に理解できる。また、実測地圧挙動からして、支保工が一部座屈していることも考えられる。

以上で示したように、本解析結果は、実測結果とよく対応しており、したがって本トンネル現場で仮定した等方初期応力状態が一見満足されている地山のようにみえる。しかし、これは必ずしもそうではない。その理由は、たとえ等方的でない初期応力状態であっても、本トンネルのように地圧がきわめて顕著な地山では、一次覆工は大きく変形して受働土圧を受け、その結果覆工には等方的な地圧状態が作り出されることになるからである。したがって、このような大きな地圧を示すトンネルでの一次覆工では、等方初期応力状態を仮定して覆工挙動を解析できることが理解できる。上記に関しては、Peck^[2] が、トンネル覆工建設の基本理念として、曲げ応力の生じないフレキシブルな覆工建設を提唱しているが、他の現場



図—10 素掘トンネル内面変位に及ぼすトンネル掘進速度 V の影響



図—11 実測と解析変位の比較

に比べて覆工の剛性が大きであっても、膨張性が著しく、トンネルが大きく変形する場合には、柔性覆工として挙動することが理解できる。言い換えれば、柔性といわれる覆工の剛性は、単に覆工の剛性だけで決まるものではなく、トンネル変形量、ひいては地山の力学定数、初期応力との関係から決まるといえる。

b) トンネル内面の変位特性

図—10は、断面 S_1 に対する解析において、掘進速度 V のみを変化させた場合について、素掘トンネル内面の経時変位を示したものである。ただし、時間 t は切羽通過後の時間である。これから、 V が大であるほど同時刻でのトンネル内面変位は多く生じ、また、これは t の初期において著しい。したがって、他の条件を同一にして一次覆工を施工しても、掘進速度の違いによって一次覆工の変位が異なることが容易に理解できる。

図—11は、 S_1 断面において、鋼管支保工閉合後の解析変位 u^0 を示したものである。変位が支保工、吹付けコンクリートの両者の降伏後に急増していることから、支保工変位が急増する現象は、支保材料の降伏特性を考慮して説明することができるとと思われる。そして、支保工降伏時のこの変位 u^{*0} は、式 (4) の第1式から

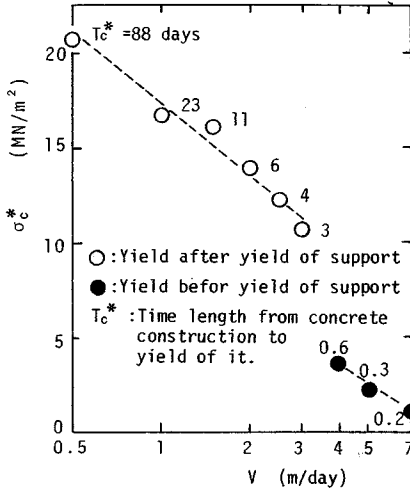


図-12 吹付けコンクリートの降伏時期 T_c^* 、降伏時の応力 σ_c^* に及ぼす掘進速度 V の影響

$$u^{s*} = a_0^s L p_s^* / (A E_e) \dots \dots \dots (20)$$

となるが、この p_s^* に式 (19) を代入すれば、

$$u^{s*} = a_0^s \sigma_c^* / E_e = a_0^s \epsilon^* \dots \dots \dots (21)$$

すなわち、同一材料の支保工では、トンネル半径 a_0 が大なるほど降伏時の変位も大となるので、上式を利用することにより、現場計測変位から、支保工の降伏時期を推定したり、善後策をとることが可能である。

c) 吹付けコンクリートの効果

図-12は、 S_1 断面のパラメーターのうち、掘進速度 V のみを変化させた場合について、解析的に求めた吹付けコンクリート降伏時の応力 σ_c^* と降伏時期 T_c^* を示したものである。これから、 V が小であればトンネルの変位出現が遅くなるため、その間に吹付けコンクリートは強度を発揮する。したがって、 σ_c^* が大となり、降伏時期も遅くなり、吹付けコンクリートの効果は大となる。しかし、逆に V が非常に大であれば、トンネル変位の出現が早くなり、強度が十分発揮されていない吹付けコンクリートに過度の地圧が作用するため、吹付けコンクリートは支保工よりも先に降伏し、この場合には、吹付けコンクリートの効果はほとんど期待できないことがわかる。すなわち、このように V が大なる場合には、支保工の剛性を大にするとか、建込み間隔を狭くするなりして、吹付けコンクリートが強度を十分発揮するまで、支保工が地圧を受け持つように工夫すべきである。また、図-13に示すように、上記と類似の関係が支保工間隔 L についてもみられる。このことから、覆工の設計・施工は、単に材料力学的見地のみから決めるべきではなく、覆工地圧が掘進速度など、施工条件に大きく左右されることを認識して決める必要がある。

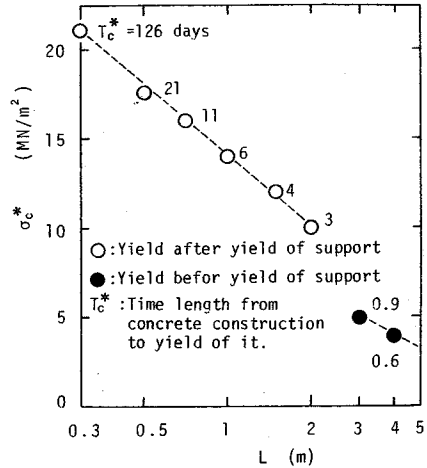


図-13 吹付けコンクリートの降伏時期 T_c^* 、降伏時の応力 σ_c^* に及ぼす支保工間隔 L の影響

6. 結 言

本研究では、時間依存性を示す膨張性軟岩トンネルにおいて、一次覆工の設計・施工を合理的に行うために、吹付けコンクリートの弾性係数・強度の経時変化、覆工の弾塑性特性、トンネルの掘進速度および三次元経時変位などを考慮して、一次覆工の地圧、応力、変位を理論的に求めた。また膨張性の著しいトンネル現場に本理論を適用し、実測結果と本解析結果とを比較することより、本手法の妥当性を示しつつ、妥当な施工法などについて種々考察を加えた。以上により得られた成果を列挙すれば、下記のとおりである。

(1) 本手法を膨張性を顕著に示すトンネル現場に適用し、実測結果と解析結果を比較することより、本手法の妥当性が示された。

(2) 支保工の降伏時期とそのときの地圧および、降伏後のある時間経過後に再度地圧が増加する傾向が、実測と解析の結果でよく一致しているのが認められた。これを解析によりさらに詳しく調べたところ、支保工と吹付けコンクリートは、その剛性比に対応して、互いに影響を与えながら地圧を分担しているのが確認できた。

(3) 掘進速度が大であるほど、トンネル内面変位は早く出現するので、吹付けコンクリートが強度を十分発揮するまでの間、これに過度の地圧が作用しないよう、他の支保部材が地圧を受け持つように工夫すべきである。

(4) したがって、一次覆工の挙動が、その材料力学特性だけでなく、掘進速度など、施工条件に大きく左右されることを認識して、設計・施工を行うべきである。

(5) 支保工変位が急増する現象は、支保材料の降伏

特性を考慮して説明できる。また、支保工降伏時の変位は、支保工施工以前に容易に決定できるので、現場計測変位から、支保工の降伏時期を推定したり、善後策をとることが可能である。

(6) 膨張性を顕著に示す円形トンネルにおいて、地山が等方初期応力状態である、と仮定して一次覆工の解析を行っても、覆工挙動をある程度シミュレートできることが確認できた。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説，pp. 81～83，1977.
- 2) 山本 元・高木 薫：トンネルの支保工と覆工に関する研究，土木学会論文報告集，第114号，pp. 81～83，1977.
- 3) Panet, M. and Guellec, P. : Contribution to the Problems of the Design of Tunnel Support Behind the Face, Proc. 3rd. Int. Cong. on Rock Mech., ISRM, Denver, II-B, pp. 1163～1168, 1974.
- 4) Sakurai, S. : Approximate Time-Dependent Analysis of Tunnel Support Structure Considering Progress of Tunnel Face, Int. J. Numerical and Analytical Meth. in Geomech., Vol. 2, pp. 159～175, 1978.
- 5) 伊藤富雄・久武勝保：粘弾性地山内の任意形状トンネル覆工に作用する地圧，土木学会論文報告集，第307号，pp. 51～57，1981.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書解説，pp. 276，1974.
- 7) 土木学会：土木工学ハンドブック，pp. 621，1964.
- 8) 藤田圭一・松吉謙雄・加藤太重：膨張性地山のトンネル支保について，間組技術局研究年報，pp. 29～32，1969.
- 9) 坂 静雄：鉄筋コンクリート学教程，産業図書，1952.
- 10) 足立貞彦・重松 治・水出康雄：紅葉山線・新登川トンネルの蛇紋岩区間の施工法と膨張土圧の測定結果について，第5回トンネル工学シンポジウム，pp. 51～67，1969.
- 11) Hoek, E. and Brown, E. T. : Underground Excavations in Rock, The Institute of Mining and Metallurgy, London, pp. 87～101, 1980.
- 12) Peck, R. B. : Deep Excavations and Tunneling of Soft Ground, State-of-the-art Report, Proc. 7th ICSMFE, Mexico, pp. 225～290, 1969.
- 13) 村山朔郎：トンネル土圧算定のための鋼アーチ支保工における一測定法，土木学会誌，1968年3月。
(1989.6.13・受付)