

二重支保の最適施工日差に関する 擬似クリープ法による解析的研究

土屋 敬¹ ・ 厚 豊² ・ 高橋範明³

¹正会員 工博 (〒921-8501 石川県金沢市本多町 3-7-21, 103)

²正会員 日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局 (〒380-0936 長野市大字中御所字岡田 45-1)

³正会員 第一建設工業(株) (〒950-8582 新潟県新潟市八千代 1-3-34)

北陸新幹線飯山トンネルでは、大変形に対処するため、吹付けコンクリートとロックボルトによる一次支保施工後さらに吹付けコンクリートによる二次支保を施工する二重支保工法を採用した。本研究では、一次支保施工終了後から二次支保施工までの最適施工日差を切羽進行に伴うひずみの増加を擬似クリープ法により表現した二次元FEMプログラムを用いて求める。上記の手法は、本来三次元問題であるトンネルの掘削解析を擬似的に二次元で処理するためのものである。クリープ倍率は2.0とし、クリープ時間係数は切羽の進行速度より算出する。本解析結果は擬似クリープ法の機能を最も有効に活用したものと発表する。なお、吹付けコンクリートの等価弾性係数は従来値を目的に合わせ見直した。

Key Words: *multiplied tunnel support system, FEM analyses, the estimated creep method, equivalent elastic modulus of shotcrete*

1. クリープ関数を利用したトンネルの擬似三次元解析手法 (擬似クリープ法)

(1) トンネル解析における擬似三次元手法の必要性といくつかの手法

トンネルの解析においては切羽の進行に基づく変位、応力などの変化の予測が必要である。本来これは三次元問題であるが、三次元化のためには要素数が多く必要となる。そのため1平面内の要素数が少なくなり、種々の設計要素をモデル化することができず、設計レベルに必要な解析結果を提供することができなくなる。このためトンネルのFEM解析は主として二次元解析によっており、切羽の進行に基づく変化の予測は擬似的な手法によりなされている。

これまでに用いられている擬似的な手法としては以下のものがあつた。

A. 掘削相当外力を切羽の進行に合わせて分割して除去する方法(応力解放率法)

B. 掘削部分の剛性を重ね合わせた何枚かの要素に分割してもたせ、切羽の進行に合わせて1枚ずつ除去する方法(要素重積法)

A, B において解放率, 剛性率を切羽進行の関数として処理することも可能であろうが, プログラム内で自動処理されているものではなく, 実際は現場実測値に合わせて入力していることが多い。

擬似クリープ法は3次元弾性解析結果および地表面沈下計測結果等を参考にし, 切羽での変位が最終変位の約1/3であり, トンネル直径の2倍の進行でほとんど収斂する(最終変位の約90%)と仮定してクリープ係数を定め, これを入力することで任意のタイミングでの解を得ることができる。

(2) 擬似クリープ法とクリープ係数の求め方^{1), 2)}

トンネルの周辺地山が時間経過に伴い生じるひずみとしては, 次の2つのものがある。

ε_{c1} : 地山のクリープ特性によるひずみ

ε_{c2} : 切羽の進行による三次元的な応力解放によるひずみ(遅れ弾性ひずみ)

ε_{c1} は本来のクリープであり ε_{c2} は進行に伴って

生ずる擬似的なクリープである。

ε_{c1} は膨張性地山にのみ生ずるが、 ε_{c2} は全ての地山に生ずる。

すなわち、時間の経過に伴って観察されるひずみはこれらの合計

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{c2} = \alpha_2 \varepsilon_{e,F} (1 - e^{-\beta_2 t}) \quad (2)$$

ここに $\varepsilon_{e,F}$ は切羽での弾性ひずみである。 $\varepsilon_{e,F}$ と遅れ弾性ひずみ ε_{c2} の合計が弾性ひずみ ε_e である。

$$\varepsilon_e = (1 + \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 t})) \varepsilon_{e,F} \quad (3)$$

地山のクリープはこの ε_e に対して生じ

$$\varepsilon_{c1} = \alpha_1 \varepsilon_e (1 - e^{-\beta_1 t}) \quad (4)$$

全ひずみ ε は

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_{c1}$$

$$= (1 + \alpha_1 (1 - e^{-\beta_1 t})) (1 + \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 t})) \varepsilon_{e,F} \quad (5)$$

弾性ひずみのみに着目すると $t = \infty$ の最終変位に対し $\varepsilon_{e,F}$ は約 1/3 であるから式(3)より、

$$\varepsilon_{e,F} = \frac{1}{3} (1 + \alpha_2) \varepsilon_{e,F} \quad (6)$$

$$\therefore \alpha_2 = 2 \quad (7)$$

切羽での弾性ひずみ $\varepsilon_{e,F}$ を計算する際には最終

ひずみの $1/(1 + \alpha_2)$ すなわち 1/3 になるように、地

山の変形係数は $(1 + \alpha_2)$ 倍すなわち 3D を用いる。このとき支保の変形係数はそのままの値を用いる。支保の固有の剛性に対し、掘削に伴う変位が作用して応力が発生するからである。次のクリープ解析の段階では地山の変形係数は D に戻す。

クリープ時間係数 β_2 は断面幅の 2 倍 $2a$ 進行したときにひずみが 90% 終了するとし、岩種、トンネル

断面から $2a$ 進行するのに必要な日数 t_{2a} を推定して算出される。

$$0.9 = (1 - e^{-\beta_2 t_{2a}}) \quad (8)$$

$$\therefore \beta_2 = \frac{2.3}{t_{2a}} \quad (9)$$

地山のクリープ特性の求め方については本研究の具体例に即して 5. (1) で述べる。

2. 富倉工区の地質と施工状況

(1) 地質状況

本工区付近の地質は、新第三紀中新世の寺泊層、稚谷層、鮮新世の西山層、灰爪層からなり、本解析の対象地点 (153k546m) においては主として灰爪層からなる。この層における地質的特徴を以下に列挙する。

- ・砂岩・泥岩層を主体として、礫岩・凝灰角礫岩層を挟む。
- ・砂岩・泥岩層では擾乱、割れ目が鏡肌化していることが多い。
- ・砂岩・礫岩の固結度は低く、指圧でも破碎できるものが多い。
- ・所々に炭質物が含まれ、可燃性ガスの分布も確認されている。

(2) 施工状況と二次支保

今回解析を行う富倉工区の施工状況について記す。表-1 は富倉工区の大変形を示す 2 地点についてまとめたものである。

153k582m 地点は、富倉工区における最大変位発生地点であり、支保工は一次支保のみの N パターンとなっている。

153k546m 地点が今回の解析地点であり、二次支保を施工する Q パターン (図-1) となっている。

本工区における掘削は大型機械を採用したミニベンチカット工法となっており、上記の N パターン及び、二重支保工法が採用されている Q パターンにおいても基本的にはこの施工法となっている。

切羽掘削は大型の自由断面掘削機により上半下半が連続的に行われ、一次支保が引き続き切羽において施工される。一次インバートに関しては、1 週間ごとにまとめて施工されている。さらに、二重支保工法の区間 (Q パターン) における二次支保の施工は切羽からある程度離して施工することとし、一次支保

施工終了時から約12日後に施工されている。

図-2に実測変位量を示す。現場の変状について述べると、ロックボルトにおいては、ベアリングプレートが地山方向に食い込み、著しい場合ナットが破損しプレートが脱落しているものもある。一次支保においては、吹付けコンクリートの破損が天端部で著しく、圧座による剥落が激しい。鋼製支保工は肩部付近での座屈や、垂直に建て込んだ支保工が切羽方向に傾斜するなどの状態がみられる。一方、二次支保においては変状の発生はみられず、スムーズな断面形状が維持されている。

二次支保施工後の一次支保における応力は落ち着いた状態にある。二次支保について見ると、鋼製支保工、吹付けコンクリートともその応力値は比較的小さく降伏値までにはまだ十分余裕がある。また図-2に示すとおり、二次支保施工後は変位の増加はごくわずかであり、二次支保により地山の変形が拘束されているといえる。

3. 解析モデルと解析ステップ

(1) 解析モデル

解析で用いる断面は富倉工区 153k546m 地点(Qパターン)断面である。この断面におけるロックボルトパターンは上半に4m×10本、スプリングライン付近に6m×6本、下半においては4mを縦断方向に2本ずつ8箇所16本で、全体では計32本となっている。

支保工に関しては二重支保工法が採用されている。

この断面を図-3のような半断面メッシュとし解析を行った。本地点における土被りは200mであり、その土被り分をメッシュで表現している。全体は四角形を多用し、トンネル周辺部は三角形メッシュも入れ細分化している。解析モデルにおける境界条件は、両側面をX軸方向固定、底面をY軸方向固定とした。

吹付けコンクリート、鋼製支保工、インバートコンクリートは、軸力と曲げで抵抗するビーム要素を用い、ロックボルトは軸力のみで抵抗するロッド要素を用いて表現し、ロックボルトと地山の間に特殊結合要素を用いることで滑り判定機能を活用している。

表-1 施工状況

距離程	支保工		変位量
	パターン	規格	
153k582m	N 変形余裕量 15cm	吹付けコンクリート 25cm 鋼製支保工 H-200 ロックボルト 上半 4m×12本 4m×8本 下半 4m×12本	天端沈下量 281mm 内空変位量 669mm
153k546m	Q (二重支保) 変形余裕量 35cm	一次支保工 吹付けコンクリート 25cm 鋼製支保工 H-200 ロックボルト 上半 4m×10本 6m×6本 下半 4m×16本 二次支保工 吹付けコンクリート 15cm 鋼製支保工 H-150	天端沈下量 111mm 内空変位量 242mm

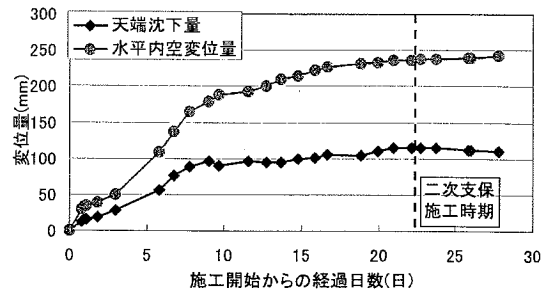


図-2 実測変位量

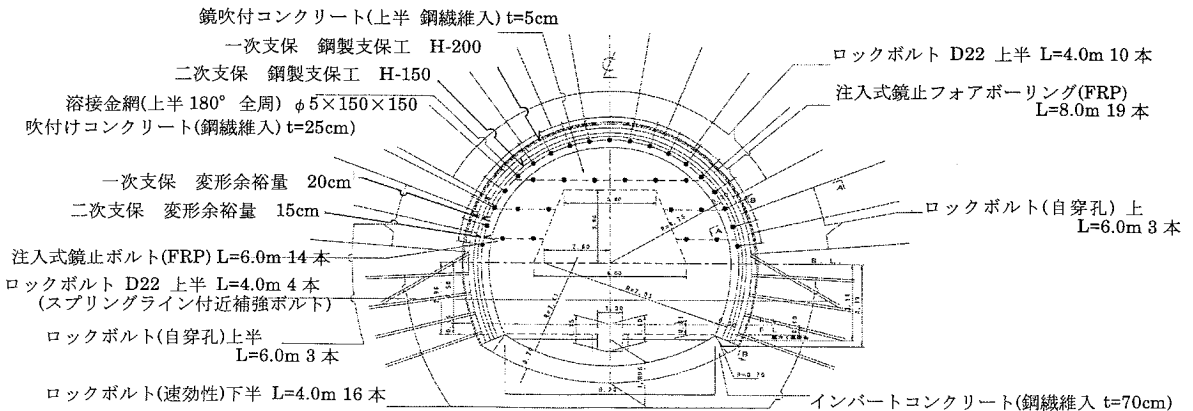


図-1 支保工パターン

(2) 解析ステップ

解析ステップについて表-2 に記す。また、解析ステップを考えるうえで用いた現場施工経過図を図-4 に記す。

現場の施工法はミニベンチカット工法である。しかし実際の状況はベンチの形状が画然と分離されていない。ベンチの形状は斜線で示すように斜面となり、上半・下半同時掘削(全断面掘削)との中間のような形状となっていた。そこで本格的な解析に先立ち、ケース A として、STEP1 で上半掘削、STEP2 で上半吹付け、STEP3 で上半ロックボルト、STEP4 で下半掘削を行うものと、ケース B として、STEP1 で上半下半同時掘削を行い、吹付けコンクリートとロックボルトの施工のタイミングに関してのみ分離したケースの2つを解析し、実測変位データとの比較を行った。その結果、後者のケース B がよく一致しており以下の解析においてはこの上半下半同時掘削によるもの

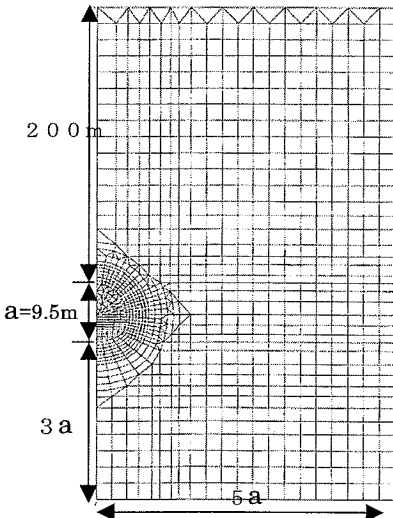


図-3 解析メッシュ

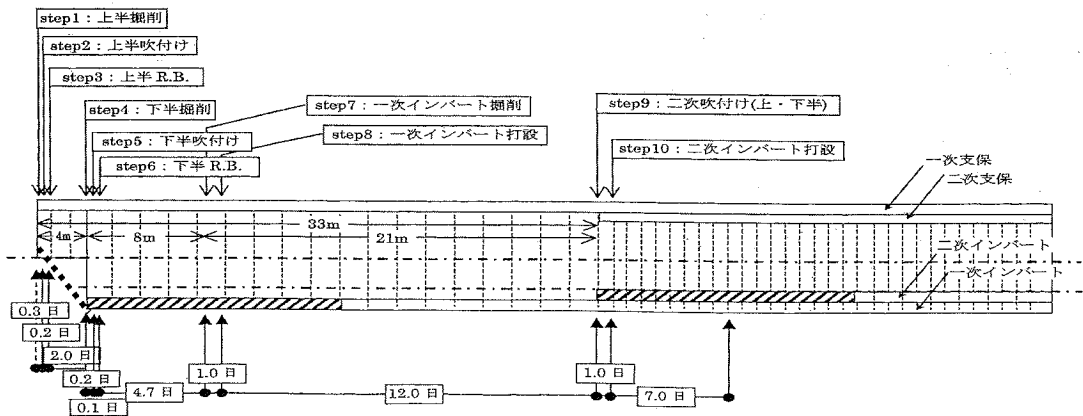


図-4 施工経過図

とし、表-2 に示す解析ステップとした。

また、一次支保施工終了時から二次支保施工まで(以下、施工日差とする。)を7日、14日、21日、28日と週間隔で変化させる。この日差を解析ステップではSTEP8, 9 で表す。解析ステップ上はSTEP8 で6.0日、STEP9 では、施工日差-6.0日(施工日差14日の場合、施工日差14日-6.0日=8.0日)とした。これは、一次鋼製支保工が一次インバート打設後6.0日目に降伏することを解析上考慮するためのものである。ここでの施工日差14日を実施工における日差12日を代表するものとし、最終応力時点をこの場合で施工開始からの累積日数で90日とした。この場合二次支保施工終了時点からの日数は66.5日となる。これを標準パターンとし、その他のケースにおいても二次支保施工後から66.5日後を最終応力時点とした。なお施工日差7日の場合、二次鋼製支保工が二次インバート打設後64.5日目に降伏するため、これを考慮し、STEP11 で64.5日、STEP12 で2.0日とした。

表-2 解析ステップ

ステップ	作業	作業日数				累積日数			
		一次支保施工後から二次支保施工開始までの日数(施工日差)				一次支保施工後から二次支保施工開始までの日数(施工日差)			
		7日	14日	21日	28日	7日	14日	21日	28日
STEP1	上・下半掘削	0.3				0.3			
STEP2	上半吹付け	0.2				0.5			
STEP3	上半ロックボルト	2.0				2.5			
STEP4		0.2				2.7			
STEP5	下半吹付け	0.1				2.8			
STEP6	下半ロックボルト	4.7				7.5			
STEP7	インバート掘削	1.0				8.5			
STEP8	一次インバート打設	6.0				14.5			
STEP9		1.0	8.0	15.0	22.0	15.5	22.5	29.5	36.5
STEP10	二次吹付け	3.0				16.5	23.5	30.5	37.5
STEP11	二次インバート打設	64.5				81.0	88.0	95.0	102.0
STEP12		2.0				83.0	90.0	97.0	104.0

4. 支保の物性値

(1) 鋼製支保工とロックボルトの仕様と物性値

支保部材の仕様を表-3に記す。

鋼製支保工，ロックボルトの応力ひずみ関係はバイリニアで表し，弾性係数 $2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とし降伏後は $1/100$ の $2.1 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ とする。

鋼製支保工降伏応力 440N/mm²

ロックボルト降伏軸力 1.8KN

吹付けコンクリートの応力ひずみ関係については次節で特別に述べる。

(2) 吹付けコンクリート等価弾性係数^{1), 4), 5)}

a) 載荷後 28 日のクリープ・乾燥収縮を考慮した等価弾性係数(解析 1)

土屋らは吹付けコンクリートの早期材令での特性を明らかにするため，宇佐美トンネルにおいて $10 \times 20 \text{ cm}$ ， $15 \times 60 \text{ cm}$ コアを 12 時間後に現場採取し，それぞれ一軸圧縮強度試験とクリープ・乾燥試験を実施している。

一軸圧縮強度試験は材令 1，2，3，7，28 日で各 4 本実施した。その平均値を表-4に示す。

クリープ試験は材令 2，3，7 日について各 3 本試験した。載荷荷重強度は材令強度の約 30% とし，それ以前に得られていた第一道場トンネル，第二名塩トンネルのデータの平均値により表-5 のように定めた。

乾燥収縮試験も 3 本実施した。以上の結果の等価弾性係数を表-6に示す。

この試験結果に基づき，過去におこなってきた多くの解析では載荷後 28 日の等価弾性係数の平均値 $0.34 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ を用いてきた。本研究においても解析 1 はこの等価弾性係数によって行う。この解析

表-3 支保工物性値

支保部材		形状	断面積 (cm ²) 奥行き 100cm 当り	断面二次 モーメント (cm ⁴) 奥行き 100cm 当り	
一次支保	吹付けコンクリート	厚さ25cm	2.50×10^3	1.30×10^6	
	鋼製支保工	H-200 SS540	65.53	4.78×10^2	
	インパートコンクリート	厚さ25cm	2.50×10^3	1.30×10^6	
	ロック ボルト	上半(4m)	ねじり棒鋼D22	3.87	-
		スプリングライン(6m)	自穿孔ボルト	3.87	-
下半(4m)	スウェックスボルト	7.74	-		
二次支保	吹付けコンクリート	厚さ15cm	1.50×10^3	2.81×10^4	
	鋼製支保工	H-150 SS400	39.65	1.62×10^2	
	インパートコンクリート	厚さ15cm	1.50×10^3	2.81×10^4	

表-4 吹付けコンクリートの一軸圧縮強度

	材令(日)				
	1	2	3	7	28
一軸圧縮強度 (N/mm ²)	14.5	18.6	20.5	24.4	27.5

結果は 6. に示すが，28 日以前のより早い材令においては現場の状況とは一致せず，現場では解析値より大きな応力が観察された。その原因は解析 1 で用いた等価弾性係数が 28 日分のクリープ・乾燥収縮を見ているため，リラクゼーションを見すぎて，28 日以前の吹付けコンクリート応力を過少に算出したためと考えられる。

次項では等価弾性係数を以下のように見直しを行い，その結果を解析 2 に用いた。

b) 載荷後 1 日のクリープ・乾燥・収縮考慮した等価弾性係数(解析 2)

早期材令における吹付けコンクリート応力を算出するために載荷後 1 日の等価弾性係数を用いる。載荷材令 2, 3, 7 日の載荷後 1 日材令の等価弾性係数の平均は $0.97 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ，ほぼ $1.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ である。載荷材令 2, 3, 7 日の載荷後 1 日の等価弾性係数とは，載荷材令 2~7 日に 1 日分を見た 3~8 日の等価弾性係数を意味する。吹付けコンクリート施工後 3~8 日の間に地山からの外力はほとんど作用すると考えられるので，この等価弾性係数は早期の吹付けコンクリート応力を算定するには適当な値と考えられる。この値を基準とし，応力レベルによる非線形性をバイリニア形式により導入する。図-5 はコンクリートの応力ひずみ関係の代表的成果である⁶⁾。これを破壊強度の 70% (これを便宜的に降伏応力と呼ぶ) までは一定の弾性係数，それ以後を 50% の弾性係数と読み取る。

本ケースでは吹付けコンクリートの強度を 21.0 N/mm^2 とし降伏応力 14.7 N/mm^2 までを $E_1 = 1.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ，それ以後を $E_2 = 0.50 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とする。

表-5 クリープ試験における載荷材令と載荷荷重

載荷材令(日)	荷重(kN)	応力度(N/mm ²)
2	54	3.24
3	98	5.88
7	118	7.06

※材令強度の30%程度を載荷荷重とする

表-6 吹付けコンクリートの等価弾性係数

載荷材令 (日)	弾性係数 E ($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$)	等価弾性係数 E_1' ($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$)					
		1日	2	3	7	14	28
2	1.80	1.10	0.90	0.78	0.54	0.40	0.30
3	1.50	0.94	0.80	0.72	0.55	0.44	0.35
7	1.39	0.88	0.77	0.70	0.56	0.45	0.37
平均	1.56	0.97	0.82	0.73	0.55	0.43	0.34

5. 地山物性値

(1) 地山クリープ係数の検討³⁾

以下において 1. (2) の諸式のひずみ ε を変位 U におきかえる。

掘削直後からの変位 $U'(t)$ は式(5)から $U_{e,F}$ を引き以下の式で表わされる。

$$U'(t) = \left[\alpha_1 \{1 + \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 t})\} (1 - e^{-\beta_1 t}) + \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 t}) \right] U_{e,F} \quad (10)$$

現場の観測データから式(10)の $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, U_{e,F}$ を定めるのは極めて困難な作業である。

ここでは、地山のクリープによるひずみは長期間に亘るが、切羽の進行によるひずみは短期間に収斂するとして、以下の仮定に基づき求めた。

t_{2a} 以前では、地山のクリープ変位は切羽の進行に伴う変位に対して無視できるほど小とし

$$U'(t) = \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 t}) U_{e,F} \quad (11)$$

t_{2a} 以降のある日数以降では、切羽進行に伴う変位は収斂しているとする。

$$U'(t) = \left[\alpha_1 \{1 + \alpha_2\} (1 - e^{-\beta_1 t}) + \alpha_2 \right] U_{e,F} \quad (12)$$

式(11)(12)の微分を取ると

$$\frac{dU'(t)}{dt} = \alpha_2 \beta_2 U_{e,F} e^{-\beta_2 t} \quad (13)$$

$$\frac{dU'(t)}{dt} = \alpha_1 (1 + \alpha_2) \beta_1 U_{e,F} e^{-\beta_1 t} \quad (14)$$

両式の対数を取ると

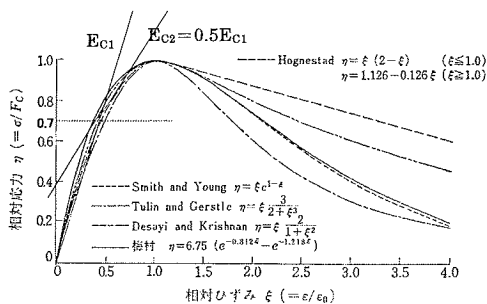


図-5 コンクリートの応力-ひずみ関係⁶⁾

$$\log \left(\frac{dU'(t)}{dt} \right) = \log \alpha_2 \beta_2 U_{e,F} - \frac{1}{2.3} \beta_2 t \quad (15)$$

$$\log \left(\frac{dU'(t)}{dt} \right) = \log \{ \alpha_1 (1 + \alpha_2) \beta_1 U_{e,F} \} - \frac{1}{2.3} \beta_1 t \quad (16)$$

このように変位速度を対数化し、データを前半部と後半部に分けて扱くと 2 本の直線が得られる。2 直線の勾配と、切片から 4 データが得られ、 $\alpha_2 = 2.0$

とあわせ、 $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, U_{e,F}$ の全てが得られる。

β_2 は 1. (2) の式(9)からも求められる。すなわち、

日進 1.6m, トンネル直径 9.5m であるため、 $t_{2a} =$

$(9.5 \times 2) / 1.6 = 12$ 日となり、 $\beta_2 = 2.3 / t_{2a} = 0.19$

となる。

ここでは変位計測曲線より求め、上記の値と比較する。

実際の計測データは施工手順の影響がありクリープ関数的なきれいな曲線にはならないが、クリープ関数的にスムージングをかけた後、速度を読み取った。図-6 は本研究においてスムージングをかけた場合の天端沈下量を表したものである。

12 日目までを、切羽の進行によるクリープによるものとする。、切羽の進行によるクリープが 99% 収斂する 24 日から 30 日目までを地山によるクリープとした。

このように日数を区分して、式(15)(16)に対応させるため変位速度を対数化して示したものが図-7 であり、この図上で最小二乗法を用いて 2 本の直線が得られる。

この直線は式(15)(16)であり、これからクリープ係数が算出される。以上の作業は次項 3. (2) の逆解析に先立ち行うことが出来る。したがって、3. (2)

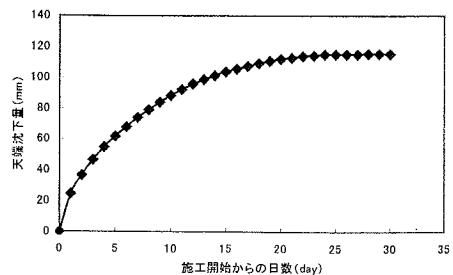


図-6 スムージングをかけた天端沈下曲線

において、クリープ係数は既知のものとして扱うことが可能である。

同様の作業を内空変位量についてもを行い、それぞれからクリープ係数を算出し、これら 2 つの平均値から最終値を決定した。結果は表-7 である。

得られた結果の β_2 は前述の式 (9) から求めた値と完全に一致しており、式 (9) を定めた仮定が正しいことを裏付ける。

図-8 は天端沈下量について現場実測値とクリープ係数および、 $U_{e,F}$ からの $U_{c1}, U_{c2}, U_{c1} + U_{c2}$ の計算値を比較したものである。

一方、図-9 は、3. (2) のステップおよび支保も条件に取り入れ、4. (1), 4. (2). a) の支保物性値および後述 5. の地山物性値を用いた解析値 (6. 解析 1) と実測値を比較したものである。実測値と解析値がよく一致したものとなっており、ここで求めたクリープ係数及び解析手法が正しいことを示している。

(2) 逆解析による、変形係数、側圧修正係数の決定³⁾

土屋らは以前に飯山調査坑の調査結果に基づき、設計を検討しているが³⁾、物性値はその際検討された値を初期入力値として用いた。さらに、前項のクリープ係数を用い、表-1 の Q パターンの変形に合うよう逆解析により初期変係数 D_0 および側圧修正係数を定めた。逆解析の手法は解析ステップを入れた順解析の繰り返しによることとし、次の手順によりおこなった。

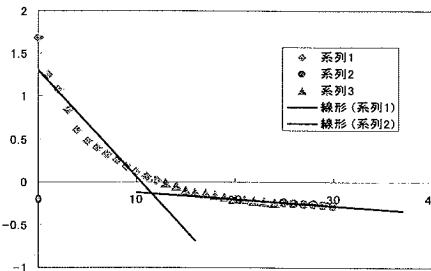


図-7 対数化した天端沈下曲線

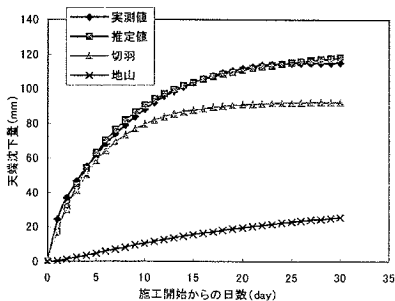


図-8 クリープ関数と実測値の比較

先ず初期入力値による解析を行い、終了時点での $A = (\text{内空変位} / \text{天端変位})_{\text{実測値}} / (\text{内空変位} / \text{天端変位})_{\text{解析値}}$ を算出する。

この側圧修正係数 A を応力ファイル内の x 方向応力成分 σ_{x0} に掛け、応力ファイルを置き換え再解析する。次に変位量が合うように地山初期変形係数 D_0 を修正する。この作業を計測値との誤差が 5% 以内となるまで行う。またこの作業は 4. (2). a), 4. (2). b) の 2 種類の等価弾性係数に対し別個に行った。しかし、吹付けコンクリートの弾性係数の違いは吹付けコンクリート自身の応力には大きく影響するが、地山の变形係数に影響を与えるほどのものではなく、同じ $D_0 = 140 \text{ N/mm}^2$ となった。

(3) 地山物性値のまとめ

以上のように定めてきた地山物性値を表-8 にまとめる。表中イタリックで示した数字は (1)(2) で求めたものでありその他は初期値のままである。また初期側圧係数 K_0 は

$$K_0 = \nu_0 / (1 - \nu_0) = 0.3 / (1 - 0.3) = 0.429$$

$$K_0' = AK_0 = 2.44 * 0.429 = 1.05 \text{ とする。}$$

6. 解析結果

(1) 解析結果の概要

図-10~13 に一次支保と二次支保の施工日差をパラメータにして、横軸に経過日数を取り、縦軸に吹付けコンクリート応力と鋼製支保工応力の最大値を

表-7 クリープ係数

	地山のクリープ		切羽進行によるクリープ	
	α_1	β_1	α_2	β_2
天端	0.28	0.04	2.00	0.20
内空	0.28	0.05	2.00	0.18
平均	0.28	0.04	2.00	0.19

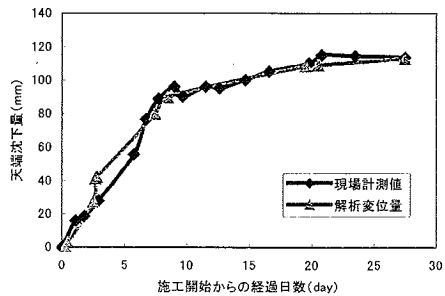


図-9 解析値と実測値の比較

示す。この4図において前2図は等価弾性係数 $34 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、後2図は $1.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ のものである。最大値はいずれも天端部で発生している。これら4図に共通して7.5日と8.5日の間で一次支保の応力が減少しているのはインパクト掘削により脚部が緩んだためである。図-14~17は横軸に施工日差をとり、縦軸に二次支保施工直前の一次支保応力と二次支保施工後90日後の各支保応力の最大値を示す。すなわち図-10~13は施工日差をパラメータとした時の最大応力の経時変化を、図-14~17は最大応力と日差との関係を示す。

表-9に二次支保施工直前の一次支保の応力を、表-10に最終応力時の一次支保、二次支保の応力を示す。なお、本解析においては4.の支保の物性値で述べたように、支保工の降伏応力を考慮している。

これらの結果は一次、二次支保応力への施工日差の影響を明確に表している。すなわち、施工日差が小さい場合（二次支保が早期施工される場合は）一次支保の応力は抑制されるが、日差が大きいか場合には一次支保の応力は非常に大きくなる。逆に二次支保応力は施工日差が小さい場合大きくなり、分担率を増すことを定量的に示している。

図-18に変位の例として天端沈下を示す。二次支保を早期に施工した場合が最も変位が小さくなる。その差は最短の日差7日と最長の日差28日を比較すると施工日差7日で最終変位112mm、日差28日で146mmとなりその差は34mm、約30%である。これは28日後に施工された場合は二次支保が支保としてほとんど働かないのに対し、7日後に施工された場合は支保として相当の働きをし、変位の抑制に役立っていることがわかる。

表-8 地山物性値

条件	項目	記号	値	単位	
地山	初期地圧	土被り	H	200 m	
	初期地圧	単位体積重量	γ_t	2.1 t/m ³	
		側圧修正係数	A	2.44 -	
	変形特性	初期変形係数	D_0	140	N/mm ²
		破壊時変形係数	D_f	14	N/mm ²
		初期ポアソン比	ν_0	0.30	-
		破壊時ポアソン比	ν_f	0.499	-
		弾性限界	R_{EL}	0.30	-
		弾性限界パラメータ	n	4.0	-
	破壊特性	粘着力	c	0.3	N/mm ²
内部摩擦角		ϕ	25.0	°	
地山クリープ特性	引張強度	σ_t	0.06	N/mm ²	
	最終倍率	α_1	0.28	-	
切羽進行の見かけのクリープ	時間係数	β_1	0.04	day ⁻¹	
	最終倍率	α_2	2.00	-	
	時間係数	β_2	0.19	day ⁻¹	

(2) 二次支保施工直前の支保応力について解析結果と考察

今回最も問題とされたのは、変状が観察された二次支保施工直前の状態であるため、先ずこの時点に着目し結果を考察する。実際の施工は施工日差12日であり、今回の解析においてこれに近い解析パターンは施工日差14日であるためこの解析パターンでの結果について考察する。

a) 解析1の結果と考察

解析1は載荷後28日のクリープ・乾燥収縮を考慮した等価弾性係数を用いた解析である。

一次支保の吹付けコンクリート応力は 12.6 N/mm^2 であり、許容応力を超え降伏応力に近くなっているが、現場で計測されているような破壊に近い応力値は算出されなかった。一方鋼製支保工応力は降伏応力である 440.0 N/mm^2 を超えて 449.5 N/mm^2 と算出された。以上のように解析結果は現場計測値と比較すると、吹付けコンクリートの応力値は過小となり、鋼製支保工応力については過大となる結果となった。

b) 解析2の結果と考察

解析2は解析1の結果を踏まえ、載荷後1日のクリープ乾燥・収縮を考慮した等価弾性係数（解析2）を用いた解析である。載荷後1日のクリープ乾燥・収縮を考慮した等価弾性係数とは、載荷材令が2~7日であるから3~8日の等価弾性係数を意味する。二次支保施工の直前の一次支保の吹付けコンクリート応力は 16.1 N/mm^2 となり、降伏応力をはるかに超えている。破壊応力には至っていないがかなり近くなっており、条件のばらつきによっては、破壊した部分も発生するレベルと考えられる。

一方鋼製支保工応力は 364.7 N/mm^2 と算出され、破壊に対して同様なレベル、すなわち全体的には破壊

表-9 二次支保施工直前の支保工応力

	二次支保施工時の一次支保工に関する							
	吹付けコンクリート応力				鋼製支保工応力			
	7日	14日	21日	28日	7日	14日	21日	28日
解析1	8.4	12.6	15.2	16.9	446.9	449.5	451.1	452.2
解析2	14.0	16.9	18.9	20.1	266.4	325.7	362.0	385.2

表-10 最終支保工応力

	施工終了後の一次支保工、二次支保工のそれぞれに関する							
	一次支保工							
	吹付けコンクリート応力				鋼製支保工応力			
	7日	14日	21日	28日	7日	14日	21日	28日
解析1	15.3	17.0	18.2	18.9	451.2	452.2	452.9	453.4
解析2	19.7	20.1	21.0	21.6	443.3	447.3	442.7	440.0
	二次支保工							
	7日	14日	21日	28日	7日	14日	21日	28日
解析1	7.3	4.9	3.1	2.1	446.7	283.8	187.6	126.8
解析2	9.6	6.6	4.4	3.0	183.9	126.8	84.1	57.0

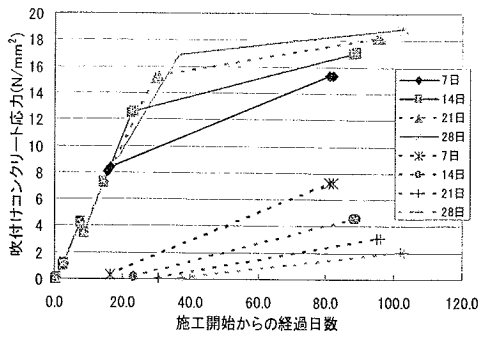


図-10 経過日数と吹付けコンクリート応力(解析 1)

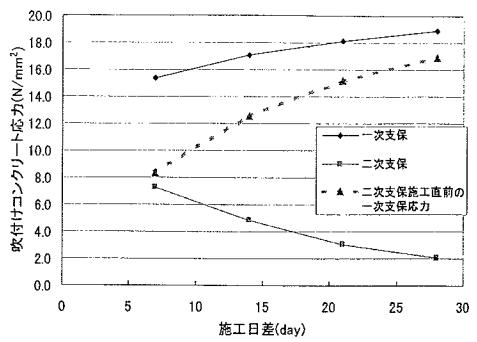


図-14 施工日差と吹付けコンクリート応力(解析 1)

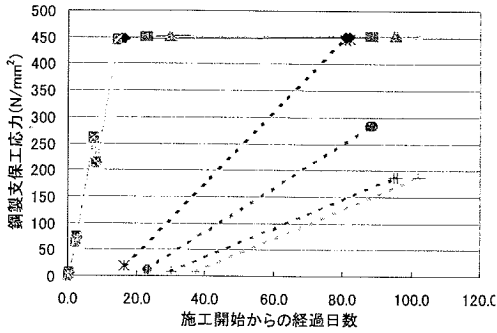


図-11 経過日数と鋼製支保工応力(解析 1)

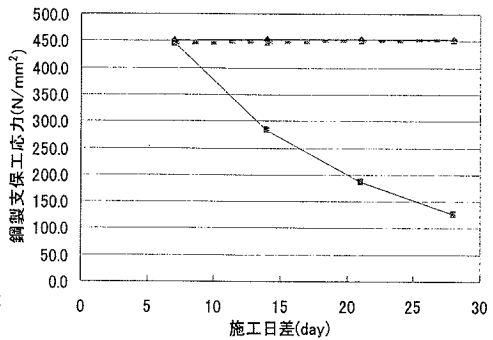


図-15 施工日差と鋼製支保工応力(解析 1)

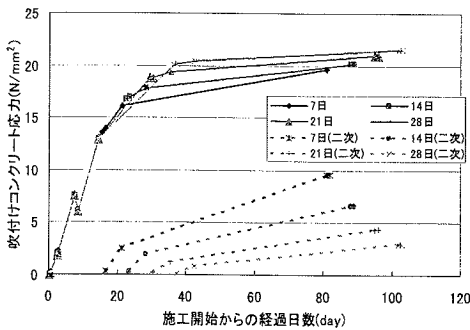


図-12 経過日数と吹付けコンクリート応力(解析 2)

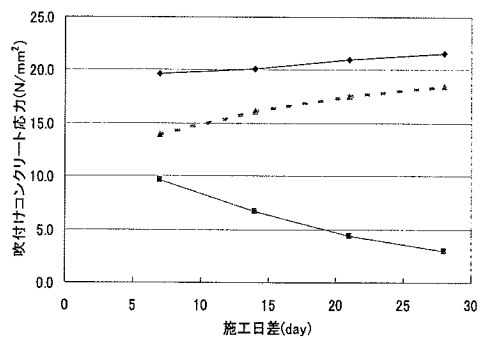


図-16 施工日差と吹付けコンクリート応力(解析 2)

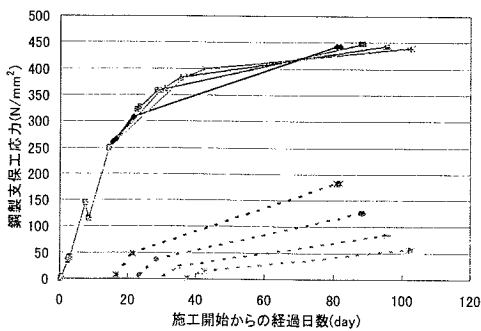


図-13 経過日数と吹付けコンクリート応力(解析 2)

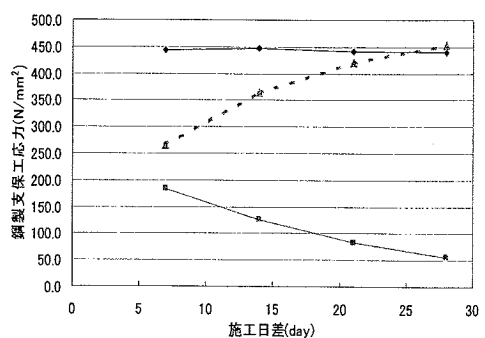


図-17 施工日差と鋼製支保工応力(解析 2)

には達していないが、部分的には破壊があってもおかしくないレベルに達している。この結果は、現場の状況を十分説明しているものと考えられる。

(3) 最終応力の解析結果と考察

前項と同様、施工日差 14 日の解析結果を見て考察する。

この段階では一次支保は二次支保に覆われているため、目視観察することはできない。二次支保は目視観察によれば健全な状態であった。

解析上、一次支保における吹付けコンクリートの応力値は解析 1 の場合、破壊までにやや余裕があり、解析 2 では破壊直前の状態にある。

二次支保応力は解析 1 では吹付けコンクリート応力 4.9N/mm^2 、鋼製支保工応力は 283.8N/mm^2 となり、前者は許容応力内にあるが、後者は許容応力を超え降伏値に近い。解析 2 では吹き付けコンクリート応力 6.6N/mm^2 、鋼製支保工応力は 126.8N/mm^2 となり、両者とも許容応力値内である。現場観察との比較において、どちらの解析値が正しいかを判断することはむずかしいが、最終時点での吹付けコンクリートのクリープ、乾燥収縮は収縮していると考えられるので、支保応力は解析 1 に近いものになっていると推定される。解析 1 において鋼製支保工応力は許容応力値を超えているものの、吹付けコンクリート応力が許容値内のため安定した外観を保っているものと考えられる。二次覆工がさらに施工されることを考慮すると、本設計は十分安全なものである。

7. 二次支保の最適施工時期

図-19、図-20 の二次支保施工直前の一次支保応力と、図-21、図-22 の最終応力から最適施工日差を考察する。これらの図には解析 1、解析 2 の両者の結果を示すが、これまで述べてきたとおり二次支保施工直前の応力には解析 2 が、最終応力には解析 1 が適合すると考えられるので、図-19、図-20 では解析 2 を、図-21、図-22 では解析 1 を太線で示す。

施工日差を大きくすると一次支保の分担が大きくなり、施工日差を小さくすると二次支保の分担が大きくなり、両者がバランスよく分担する日差を選択する必要がある。大変形区間であるから、一次支保は破壊しない範囲で耐え、二次支保の応力は施工中の割増した許容応力内に入り、二次覆工で完全に許容応力内に入るのを理想と考える。図-19 において一次吹付けコンクリート応力が降伏応力 14.7N/mm^2 と交わる日差を見ると 9 日である。このとき一次鋼製支保工の応力は図-20 から 280.0N/mm^2 にあり降伏応

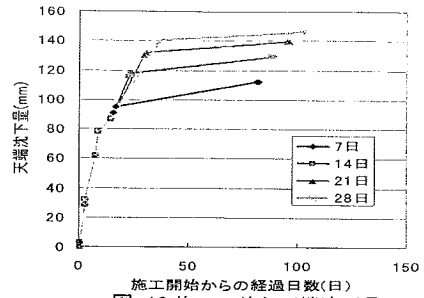


図-18 施工日差と天端沈下量

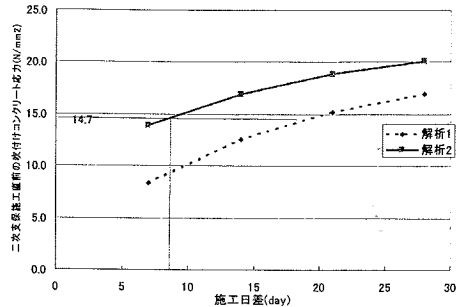


図-19 二次支保施工直前応力(一次吹付けコンクリート)

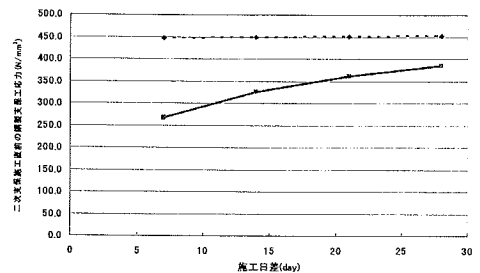


図-20 二次支保施工直前応力(一次鋼製支保工)

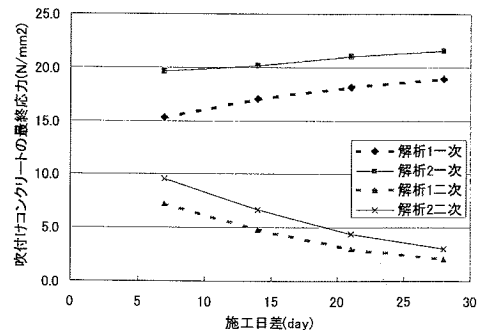


図-21 施工日差と最終応力(二次吹付けコンクリート)

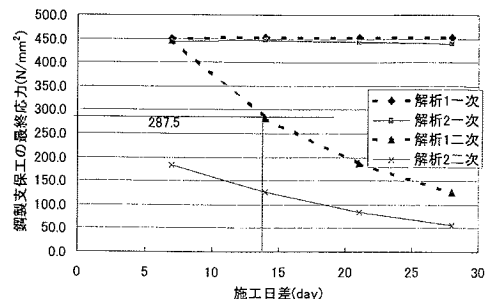


図-22 施工日差と最終応力(二次鋼製支保工)

力まで若干の余裕を残している、従って一次支保の応力から見ると施工日差は9日以内が望ましい。一方二次支保応力についてみると、二次吹付けコンクリート応力は施工時許容応力 8.05N/mm^2 (7.0×1.15) 以下にあり問題ないが、二次鋼製支保工応力は日差7日の場合は 400.0N/mm^2 をこえた。施工時許容応力 287.5N/mm^2 (250.0×1.15) と交わる日差を見ると14日となる。すなわち二次支保応力からすれば日差14日以上が望ましい。現場では施工日差12日で施工されており、両者をほぼ満足する日差であったと考えられる。施工の過程において多少の変状が生じたことはやむを得ないことであった。

8. まとめと今後の課題

今回クリープ関数を利用したトンネルの擬似三次元解析手法(擬似クリープ法)を利用することにより、二重支保における一次二次支保の施工日差をパラメータとして変化させ、支保各要素の経日応力変化を算出することが出来た。これをもとに最適施工日差について考察したが、現場で行われた12日は解析上も最適であったと評価される。

検討過程において、土屋が以前に行った吹付けコンクリートのクリープ・乾燥収縮試験結果を見直し、従来から用いていた28日のクリープ、乾燥収縮を見込んだ $3.42 \times 10^3\text{N/mm}^2$ を用いた解析1と、1日分だけのクリープ、乾燥収縮を見た $1.00 \times 10^4\text{N/mm}^2$ を用いた解析2を実施した。現場の計測・観察結果とも比較し、短期材令に対しては解析2が、長期材令については解析1が適合するとして、上記の評価を与えた。

今回の結果は2種類の解析解の中に真の解があり、目的に応じてどちらの解を重視すべきかを述べてき

た。今後クリープ・乾燥収縮が載荷材令及び経過材令を考慮した等価弾性係数で表現され、唯一の解が得られるように発展することを期待する。

また、膨張性のトンネルについて事前解析が行われるためには、地山クリープ係数に関するデータの蓄積が望まれる。

参考文献

- 1) 土屋 敬: ロックボルト・吹付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究, 鉄道技術研究報告 No. 1342, 1987.
- 2) 土屋 敬: NATMの設計プログラムの開発, 土木学会論文集, No. 346/III-1, pp. 117-123. 1984.
- 3) 土屋 敬, 峯本 守, 吉田恒彦: 膨張性地山におけるトンネル設計法に関する研究, 土木学会論文集, No. 376/III-6, pp. 287-296. 1986.
- 4) 土屋 敬, 井上寛美, 安田憲彰: 吹付けコンクリートの早期材令における諸性質, 鉄道技術研究所速報, No. 82-36. 1982.
- 5) 土屋 敬, 宮田尚彦, 井上寛美, 板井則之, 角田信美, 安田憲彰: 吹付けコンクリートのクリープ特性と耐久性およびロックボルトの強度・変形特性に関する試験, 鉄道技術研究所速報, No. A-83-134. 1983.
- 6) 岡田 清, 六車 照 編集: 改訂新版 コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店 pp. 444, 1981.
- 7) 土屋 敬, 高橋範明, 稲葉潤也: 吹付けコンクリートにおける等価弾性係数の見直し, 第57回年次学術講演会, III-248. 2002. (2003. 2. 受付)

ANALYTICAL STUDY TO DETERMINE OPTIMUM INTERVALS BETWEEN SUCCESSIVE CONSTRUCTIONS IN THE MULTIPLIED TUNNEL SUPPORT SYSTEM

Takashi TSUCHIYA, Yutaka ATSU and Noriaki TAKAHASHI

To prevent large deformation in the Iiyama Tunnel of the Hokuriku Shinkansen, NATM supports were erected twice in succession at the same location. This method is called the Multiplied Tunnel Support System. In this paper, the optimum time interval between construction of the first and second supports was derived analytically by FEM using the estimated creep method. The research reinvestigates analysis using the equivalent elastic modulus of shotcrete. The interval of construction at the site was 12 days, which was very near the ideal interval derived by analysis.