

押出し性地山における二次覆工の設計荷重の 設定方法に関する考察

CONSIDERATIONS OF LINING DESIGN LOAD ON SQUEEZING ROCK

高橋浩¹⁾・谷井敬春²⁾・石松辰博³⁾・進士正人⁴⁾・中川浩二⁵⁾

Hiroshi TAKAHASHI, Keishun TANII, Tatsuhiko ISHIMATSU, Masato SHINJI, Koji NAKAGAWA

In the construction of tunnel in squeezing rock, where the creep is taking a part, there is a need to consider about the displacement occur on the primary support. It is necessary to place the lining because the existence of long-time convergence. At the present, the design of the lining, the handling of the primary support, the design load in such ground condition above, have not established yet. In this paper, authors proposed the new consideration of total load acting on the lining from viewpoint of life cycle cost minimum in consideration of long-term degradation of the primary support strength and the ground.

Key Words : lining, design load, squeezing rock

1. はじめに

押出し性地山に建設されるトンネルでは、クリープ挙動等により一次支保の段階での変位収束に長時間を要するため、二次覆工に力学的機能を付加して施工する場合がある。この場合の構造設計は、これまでは許容応力度法が多く採用されていたが、近年では限界状態設計法による事例¹⁾が増えており、他のコンクリート構造物の設計と同様に、今後は限界状態設計法が主流になると思われる。その一方、一次支保の取り扱いや設計荷重を設定する方法は、現時点では確立されていないため、トンネルごとに考え方が異なっているのが実状である。

近年、社会的な反響を招いている二次覆工の剥離・剥落事故や変状等を勘案すると、半永久的な二次覆工の耐久性が保証されるような設計上の配慮が必要と思われ、さらにライフサイクルコストミニマムの観点からも設計荷重の考え方を整理しておくことが重要であると考えられる。

本研究では、押出し性地山における二次覆工の設計荷重および一次支保の取り扱いに関する既往の事例を整理して、その問題点を抽出した。そして、上信越自動車道につくれやま日暮山トンネルⅡ期線における二次覆工の設計事例をもとに、新たな設計荷重の考え方を示した。

1) 正会員 住友建設(株)土木本部技術部

2) 正会員 日本道路公団東京建設局佐久工事事務所

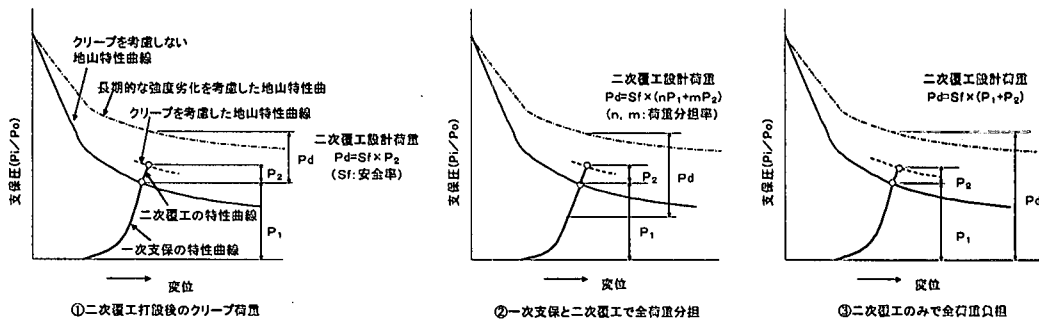
3) 正会員 レヴェックスコンサルタント(株)

4) 正会員 学術博士 山口大学工学部社会建設工学科

5) フェロー 工学博士 山口大学工学部社会建設工学科

表－１ 押出し性地山における二次覆工の設計荷重の考え方

トンネル名	分類 No.	上段：設計荷重の考え方（一次支保の取り扱い） 下段：設計荷重 P_d (kN/m^2)	設計法	設計巻厚 (cm)	構 造
東北新幹線 岩手トンネル ¹⁾	①	一次支保の負担荷重を考慮 P_d =二次覆工打設後のクリープ荷重=375	許容応力度法	30	RC,SFRC、RC+SFRC
九州新幹線 第二今泉トンネル ¹⁾	②	一次支保の負担荷重を考慮 P_d =二次覆工打設後のクリープ荷重=400～600	限界状態設計法	30	SFRC ($\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$, $\text{SF}=0.75\%$)
北越北線 鶴立山トンネル ¹⁾	①	一次支保の負担荷重を考慮	限界状態設計法	20	SFRC
北陸新幹線 朝日トンネル ¹⁾	①	一次支保の負担荷重を考慮 P_d =二次覆工打設後のクリープ荷重	限界状態設計法	30	SFRC ($\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$, $\text{SF}=0.75\%$)
東北自動車道 折爪トンネル ²⁾	①	二次覆工によって変位を拘束 P_d =初期応力 $\times 0.2 \sim 0.3=340 \sim 510$	許容応力度法	50	SFRC
上信越自動車道 太郎山トンネルⅠ期線 ³⁾	②	一次支保($t=35\text{cm}$)+二次覆工(40cm)で荷重を分担 鉛直900、水平1100	許容応力度法	40	SFRC ($\sigma_{ck}=24.4\text{N/mm}^2$, $\text{SF}=0.5\%$)
上信越自動車道 日暮山トンネルⅠ期線 ⁴⁾	②	一次支保(30%)と二次覆工(70%)で荷重を分担 P_d =打設40日後 $500\text{kN/m}^2 \times 1.5 \times \text{安全率}2=1500$	許容応力度法	80	SFRC ($\sigma_{ck}=22.3\text{N/mm}^2$, $\text{SF}=1.1\%$)
上信越自動車道 日暮山トンネルⅡ期線 ⁵⁾	③	二次覆工のみで全荷重を負担（一次支保0%：二次覆工100%） $P_d=\text{SF} \times (S_1 + S_2)=1.2 \times (1228 + 180)=1670 \rightarrow 1700$	限界状態設計法	80	SFRC ($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$, $\text{SF}=1.0\%$)



2. 既往の設計事例および問題点

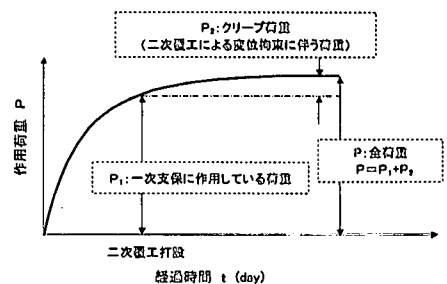
押出し性地山は、長期的な強度劣化が少なからず生ずるのが一般的である。また、一次支保もいわゆる膨張性土圧などが作用するために、高い応力状態にある場合が多い。このため、二次覆工の長期的な安定性を考えると、設計荷重として次を考慮する必要があると思われる。

- (1) 長期的な地山の強度劣化に伴う塑性地圧
- (2) 一次支保の耐荷力低下に伴う一次支保分担荷重の作用

一方、表－１に示すように、押出し性地山における既往の二次覆工の設計荷重の考え方をまとめると、概ね次のように分類される。

- ① 二次覆工打設後のクリープ荷重（一次支保の荷重分担を考慮）
- ② 一次支保と二次覆工で全荷重を分担
- ③ 二次覆工のみで全荷重を負担

図－１に、表－１で分類した押出し性地山における二次覆工設計の概念図を示す。なお、図－１に示した荷重 P_1 は、図－２に示すように一次支保に作用している荷重、 P_2 は二次覆工で変位を拘束することにより二次覆工に作用するクリープ荷重と定義する。また、全荷重 P とは、一次支保に作用している荷重 P_1 とク



リープ荷重 P_2 の和と定義する。

図－１に示したように、設計荷重を①二次覆工打設後のクリープ荷重 P_2 とする考え方は、一次支保が将来的にも荷重 P_1 を分担し、二次覆工は打設後の増分 P_2 のみを負担するというものである。この場合の荷重 P_2 の算定方法は、北川ら⁶⁾によると内空変位から求まるクリープ定数と二次覆工施工直前の変位速度から将来作用する荷重 P_2 を算定する方法が有効であるとしている。この①の考え方は、一次支保が将来にわたって健全で、力学的機能が低下しないことが前提となっているために、一次支保や地山の劣化など時間の影響を考慮すると、算定した荷重 P_2 にある程度の安全率を見込んでおく必要があると思われる。

②の考え方は、一次支保にある程度の荷重を負担させ、全荷重 P からこの荷重を差し引いた分を二次覆工で負担する考え方であるが、一次支保と二次覆工の荷重分担率はトンネル毎に異なっているのが実状である。この考え方は、①の考え方のうち、二次覆工負担分を増やしたものと見なすことができる。この場合も、一次支保がある程度健全で、力学的機能の低下が少ないことが前提となっているために、①の考え方同様に時間の影響に伴う一次支保の劣化や地山強度の低下および作用荷重の増大など、二次覆工の長期的な安定性に関して検討の余地があると思われる。

一方、③二次覆工のみで全荷重を負担する考え方は、一次支保や地山の時間的な強度劣化を考慮して、全荷重 P を二次覆工のみで負担するというものである。この場合、表－１に示した事例からわかるように、①や②の場合よりも設計巻厚、コンクリート設計基準強度などの構造規模が大きくなるため、いわゆる過大設計と見なされる可能性もある。しかし、一般的に二次覆工はトンネルの安定を確保する最後のよりどころと考えられていることやライフサイクルコストミニマムの観点などを勘案すると、③の考え方に基づいた二次覆工は補修・補強等に関わる費用が少なく、①や②の考え方による二次覆工よりも経済的になるケースもあると思われる。なお、押出し性地山に、いわゆる NATM よって建設されたトンネルの二次覆工について、長期的な応力や変位の計測結果が公表された事例はほとんどなく、現時点では①および②の考え方を採用した事例で明らかな外力の増加に伴う有害な変位が発生したという報告もされていないようである。

押出し性地山における二次覆工の設計荷重の考え方と一次支保の取り扱いに関する問題点をまとめると、次のようになる。

- ・押出し性地山における二次覆工の設計荷重および一次支保の取り扱い、すなわち一次支保と二次覆工の荷重分担に関する考え方は、現時点では必ずしも確立されてはいない。
- ・設計荷重の考え方は、一次支保と二次覆工の荷重分担の考え方によって、①二次覆工打設後のクリープ荷重（一次支保の荷重分担を考慮）、②一次支保と二次覆工で全荷重を分担、③二次覆工のみで全荷重を負担、の３つに大別される。
- ・一次支保に荷重を分担する①および②の考え方は、一次支保の力学的機能は将来的にほとんど低下しないことが前提となっており、二次覆工の長期の安定性に関して検討の余地があると思われる。
- ・二次覆工のみで全荷重を負担する③の考え方は、構造規模が大きくなるが一次支保と地山の時間的強度劣化を考慮しており、ライフサイクルコストミニマムの観点からみると経済的な場合もあると思われる。

３．日暮山トンネルにおける二次覆工の設計事例

３－１ 設計荷重の考え方

ここでは、上記③の考え方、すなわち二次覆工のみで全荷重 P を負担するとした考え方を、上信越自動車道日暮山トンネルⅡ期線の事例⁵⁾をもとに提案する。日暮山トンネルⅡ期線は、難工事を強いられたⅠ期線の施工経験を踏まえ、図－３に示す断面形状を採用した。表－２には、設計荷重の設定手順を示す。表には参考として、「①二次覆工打設後のクリープ荷重とする考え方」のうち、内空変位から求まるクリープ定数と

表－２ 二次覆工設計荷重の設定手順

	①二次覆工打設後のクリープ荷重 ^①	③二次覆工のみで全荷重を分担
二次覆工打設時点までの荷重 P_1	考慮せず (一次支保で負担)	(1) 計測工B(吹付けコンクリート応力と鋼アーチ支保工応力)の結果 (2) 二次覆工打設時点の発生応力(軸力)の推定 (3) 推定した発生軸力から吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工への作用外力(P_{1c} , P_{1s})を算出 (4) $P_1 = P_{1c} + P_{1s}$
二次覆工打設後の作用荷重 P_2	(1) ある時点のクリープ変位量 U_{CT} および地山の変形速度 V を算出 $U_{CT} = \alpha \cdot (1 - e^{-\beta \cdot t}) \cdot U_0$ $V = dU_{CT}/dt = \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta \cdot t} \cdot U_0$ (2) 二次覆工打設時点の変位速度 V_s から P_2 を算出 $P_2 = [D_s \cdot V_s] / [(1 + \alpha) \cdot \beta \cdot 2a]$	(5) 計測工Aの変位挙動を指数関数で近似 (6) 二次覆工打設後の残留変位量(拘束変位の収束値)の算出 (7) 残留変位を発生させるのに必要な土圧の算出 (8) 二次覆工への作用荷重 P_2 の算出
二次覆工の設計荷重 P_d	$P_d = S_f \times P_2$	$P_d = S_f \times (P_1 + P_2)$

二次覆工施工直前の変位速度から将来作用する荷重 P_2 を算定する方法^②を併せて示している。

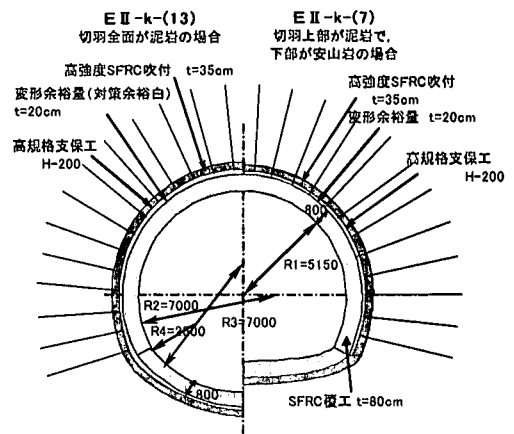
北川^③らによる①の考え方は、二次覆工打設時点までの荷重 P_1 は一次支保が負担し、二次覆工設計荷重 P_d には考慮しないとしている。これに対して、日暮山トンネルⅡ期線では、一次支保と地山の長期的な安定性の問題を考慮して、二次覆工のみで全荷重 P を負担することとした。これは、おもに次の事項を勘案したことによる。

- 1) 日暮山トンネルⅠ期線では、供用後も土圧が作用して、変位と応力が増加している。このため、設計段階で、Ⅱ期線においても将来二次覆工に大きな荷重が作用すると予測した。
- 2) 設計時点で、鋼アーチ支保工やロックボルトは、腐食など時間的強度劣化等が考えられ、吹付けコンクリートも維持管理等を考慮した場合、長期的な信頼性に不安が残ると考えた。
- 3) 施工段階において、Ⅱ期線掘削時の計測結果から、一次支保部材に発生する応力が高く、一次支保の残留耐力を期待するのは難しいことが判明し、設計段階での考え方の妥当性が確認された。

なお、日暮山トンネルⅡ期線では、設計荷重 P_d を二次覆工打設時点までの荷重 P_1 と二次覆工打設後の荷重 P_2 に分けて考え、それぞれの荷重を一次支保の段階での内空変位と吹付けコンクリート応力および鋼アーチ支保工応力測定の数値をもとに算出している。また、コンクリートの自重は、計測結果から求まる作用荷重に比べて小さいため、今回は特に考慮していない。

3－2 二次覆工打設時点までの作用荷重 P_1

表－２に示したように、日暮山トンネルⅡ期線では、二次覆工打設前の計測工B(吹付けコンクリート応力と鋼アーチ支保工応力)結果をもとに、打設時点までの荷重 P_1 を算出した。なお、ロックボルトについては、一般には吹付けコンクリートや鋼アーチ支保工に比較して支保圧が小さいことなどを理由に、ここでは考慮していない。荷重設定の手順は、次のとおりである。



図－３ 標準断面図

手順(1)

吹付けコンクリート応力と鋼アーチ支保工応力の計測結果をもとに、二次覆工打設時点のそれぞれの発生応力（軸力）を指数関数の回帰式により推定する。

手順(2)

手順(1)で推定した値から、薄肉円筒理論⁷⁾に基づく(1)式を用いて、吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工に作用する荷重 P_{1c} 、 P_{1s} を算出する。算出結果の最大値 (STA560+37.5) は、 P_{1c} が 882kN/m^2 、 P_{1s} が 346kN/m^2 であった。なお、鋼アーチ支保工応力は降伏点に至っているために、それ以降の耐力増加はないものとした。

$$P_{1s} = (\sigma_c \cdot t \cdot l) / (r \cdot l) \quad , \quad P_{1c} = N_s / (r \cdot l) \quad (1)$$

ここに、 σ_c : 吹付けコンクリート応力 (kN/m^2)、 t : 吹付け厚 (m)

N_s : 鋼アーチ支保工軸力 (kN)、 r : 支保工面までの半径 (m)、 l : 支保間隔 (m)

なお、切羽上部に泥岩、下部に安山岩が出現した一部の区間では、トンネル全周にわたって荷重が一様に作用すると仮定した(1)式が適用できないため、同一断面内のアーチ軸方向に連続する n 点の計測データをもとに i 点に作用する土圧 P を算出可能な(2)式（コバリらの式⁸⁾）を用いた。

$$P_i = \frac{N_i}{R} - \frac{1}{L^2} (M_{i-1} - 2M_i + M_{i+1}) \quad , \quad 1 \leq i \leq n-1 \quad (2)$$

ここに、 N_i : i 点に作用する軸力、 M_i : i 点の曲げモーメント、 R : トンネル半径

L : 測定位置の間隔

手順(3)

荷重の和 ($P_{1c} + P_{1s}$) = $882 + 346 = 1228 \text{ kN/m}^2$ を二次覆工打設時点までの作用荷重 P_1 とした。

3-3 二次覆工打設後の作用荷重 P_2

表-2の①の考え方は、一次支保段階における内空変位のデータをもとに、ある時点のクリープ変位量 $U_{CT}(\text{mm})$ および地山の変形速度 V をそれぞれ(3)式、(4)式により算出する方法である。さらに、二次覆工打設後の作用荷重 P_2 は、(5)式を用いて打設時点の変位速度 V_0 から算出するとしている。

$$U_{CT} = \alpha \cdot [1 - e^{-\beta \cdot t}] \cdot U_0 \quad (3)$$

$$V = dU_{CT}/dt = \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta \cdot t} \cdot U_0 \quad (4)$$

$$P_2 = \{D_0 \cdot V_0\} / \{(1 + \alpha) \cdot \beta \cdot 2R\} \quad (5)$$

ここに、 α : 粘性倍率、 β : 遅延係数 (1/day)、 t : 時間 (day)、 U_0 : 弾性変位量 (mm)、

D_0 : クリープを除いた変形係数、 R : トンネル掘削半径 (mm)

V_0 : インバート設置時から二次覆工打設までの平均変位速度

このように、内空変位のデータをもとに、クリープを考慮して二次覆工打設後の作用荷重 P_2 を推定し、これを二次覆工で負担することとしている。これに対して、日暮山トンネルⅡ期線では、一次支保段階での内空変位をもとに二次覆工を打設しない場合の長期的な変形を予想し、二次覆工打設後の変位を拘束することによる土圧を算出し、これを二次覆工の作用荷重 P_2 とした。以下に作用荷重 P_2 の設定手順を示す。

手順(4)

(3)式により、二次覆工を打設しない場合の
内空変位の変位挙動を予測する。

手順(5)

手順(4)で得られた変位挙動をもとに、二次覆
工打設後に拘束される変位量、すなわち残留変
位量を算出する。

残留変位の最大値 (STA559+93.5) は、図-
4 に示すように 16.4mm であった。

手順(6)

残留変位を発生させるのに必要な土圧を
Kirsch の解⁹⁾を用いて算出する。この時の算定
式は、図-5 に示すように無支保の場合の半径
方向変位 U_r と作用土圧 P との関係を示した(6)~(8)式を用いる。なお、 U_{r0} 、 U_{r1} はそれぞれ掘削前お
よび掘削後の半径方向変位である。

残留変位 16.4mm を発生させるのに必要な土圧 P は、 $192\text{kN}/\text{m}^2$ であった。

$$U_r = U_{r1} - U_{r0}$$

$$U_{r0} = \frac{(1+\nu)}{2E} \left\{ (1-2\nu)(kP+P) + (kP+P)\cos 2\theta \right\} r$$

$$U_{r1} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\frac{(kP+P)}{2} \left(r + \frac{R^2}{r} \right) + \frac{(kP+P)}{2} \left(r - \frac{R^4}{r^3} + \frac{4R^2}{r} \right) \cos 2\theta \right] - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left[\frac{(kP+P)}{2} \left(r - \frac{R^2}{r} \right) - \frac{(kP+P)}{2} \left(r - \frac{R^4}{r^3} \right) \right] \cos 2\theta$$

手順(7)

手順(6)で算出した土圧が作用する場合の二次覆工への作
用荷重 P_2 を Einstein らの提案する手法⁹⁾のうち、支保剛性
を考慮した場合の支保部材応力の算定式(9)を用いて算出する。

$$P_2 = \sigma_r = \frac{1}{2} P(1+k)(1-a_0^*) - \frac{1}{2} P(1-k)(1-6a_2^*+4b_2^*)\cos 2\theta \quad (9)$$

$$\text{ここに、} a_0^* = \frac{C^*F^*(1-\nu)}{C^*+F^*+C^*F^*(1-\nu)}, \quad b_2^* = \frac{C^*(1-\nu)}{2[C^*(1-\nu)+4\nu\frac{6\beta}{3\beta C^*(1-\nu)}]}$$

$$\beta = \frac{(6+F^*)C^*(1-\nu)+2F^*\nu}{3F^*+3C^*+2C^*F^*(1-\nu)}, \quad a_2^* = \beta b_2^*, \quad C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s(1-\nu^2)}, \quad F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s(1-\nu^2)}$$

σ_r : 地山の半径方向応力, P : 作用荷重, k : 側圧係数 (1.0 とした), E : 地山の弾性係数
 E_s : 支保の弾性係数, A_s : 支保の断面積, ν : 地山のポアソン比, ν_s : 支保のポアソン比
 I_s : 支保の断面 2 次モーメント

以上より算出した二次覆工打設後の作用荷重 P_2 は $180\text{ kN}/\text{m}^2$ 、拘束変位は 15.8mm であった。

これらをもとに、設計荷重 P_d は、 $P_d = S_f \times (P_1 + P_2) = 1.2 \times (1228 + 180) = 1670 \rightarrow 1700\text{ kN}/\text{m}^2$
とした。なお、変位を拘束することにより二次覆工に作用する荷重 P_2 については、北川らの方法やここで

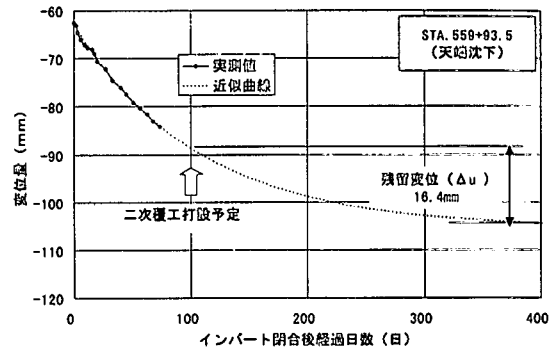


図-4 天端沈下の残留変位量予測例

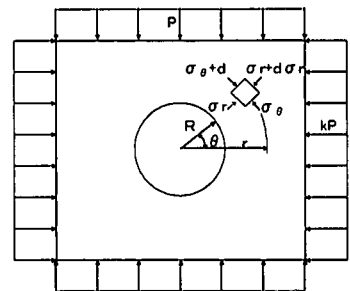


図-5 無限地山内円形トンネル¹³⁾

示した日暮山トンネルⅡ期線での設定方法のいずれも、弾性論に基づく理論解析であるため、算出結果は大きくは変わらない。

3-4 特性曲線による妥当性の評価

日暮山トンネルで採用した設定方法を地山の強度劣化を考慮した特性曲線を用いて検討する。図-6は、トンネル掘削時の計測結果などから想定される地山物性を用いて求めた特性曲線と、長期的な強度劣化を一軸圧縮強度の低下として特性曲線を示したものである。短期での地山の物性値は、逆解析および押し出し性地山の実績データを参考にした。おもな地山物性値は、地山

弾性係数(E)=100N/mm²、ポアソン比(ν)=0.3、土被り(h)=130m、単位体積重量(γ)=2.2g/cm³、地山の粘着力(C)=0.35N/mm²、内部摩擦角(ϕ)=20°、脆性度(α)=1.5である。地山の強度劣化に伴う特性曲線は、一軸圧縮強度に対する他の物性の実績データの関係を用いて定めた。また、一次支保の反力曲線は、内空変位および一次支保工の応力の測定結果が各支保部材の耐荷力にほぼ等しい応力状態にあることなどから想定したものである。図中、 P_0 は初期地圧、 P_1 は一次支保が負担する荷重、 P_2 は二次覆工が負担する荷重を示している。これによると、本設計手法による二次覆工は、一次支保の耐荷力の低下が生じないとした場合で、地山が50%強度劣化した場合でも十分な支保圧を有していることがわかる。

さらに、二次覆工の作用荷重とする図-6中のAD間の作用荷重と鋼アーチ支保工の支保耐力(AC)が減少した場合の必要二次覆工耐荷外力(CB₅₀)がほぼ等しいことを考えると、一次支保の健全性が低下した場合でも地山の50%の強度劣化までの耐荷力を有していることになる。日暮山トンネル周辺地山の長期の強度劣化に関する諸物性は得られていないため、その妥当性については今後の計測結果を待たなければならないが、軟質地山に対する長期クリープ試験結果¹⁰⁾での事例(短期強度の約50~60%に低下するとクリープ破壊が生じる)等と供用中のⅠ期線トンネルの設計荷重が1500kN/m²であるにもかかわらず変状が生じていることを考えると、本設定手法により求めた二次覆工の設計耐力は、概ね妥当と考える。

日暮山トンネルⅡ期線での事例をもとに、二次覆工のみで全荷重を負担する場合の作用荷重の設定方法を示したが、まだ次のような問題点を残していると考ええる。

- ・二次覆工打設時点までの荷重 P_1 は、一次支保の応力測定データをもとに算出しているが、応力測定を実施しない場合の計算方法を検討する必要がある。
- ・設計荷重 P_d を設定するとき、安全率をどの程度見込むのが明確でない。
- ・地山によって長期的な強度劣化の程度に差があるため、本設計手法の適用範囲が明確でない。

4. まとめ

押し出し性地山における既往の二次覆工の設計例(表-1など)において、現時点で特に問題が発生しているというわけではないが、一般に大変形が発生したトンネルの二次覆工は、一次支保の出来形と建築限界に制約を受け、必然的に最終的な施工巻厚が決まってくる。このため、掘削段階から考え方を明確にして設計巻厚を設定しておかないと、大変形が発生した場合には縫い返しを余儀なくされることもある。また、設計巻厚を確保してもコンクリートの設計基準強度を高めたり、補強材を配置しても必要断面力が得られないこ

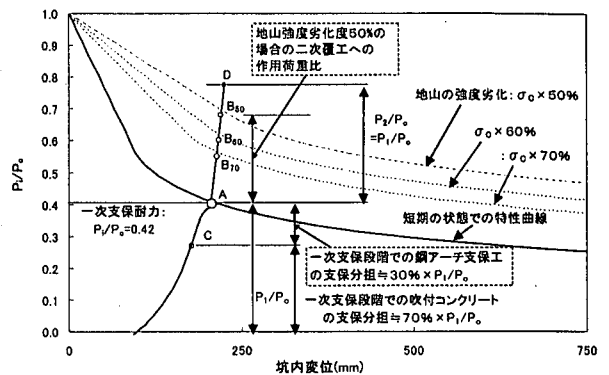


図-6 地山の強度劣化を考慮した特性曲線

とが起こる可能性もある。

図-7は、円形トンネルに一樣に荷重が作用する理想的な条件下における覆工厚と耐荷力の関係を薄肉理論⁷⁾によって求めたものである。一般に押し出し性地山のトンネルでは、作用外力が 1000kN/m^2 を越えることも稀ではないとされており、図からわかるように設計荷重を 1000kN/m^2 とした場合、コンクリートの設計基準強度が 18N/mm^2 のケースで覆工厚が 55cm 以上、同じく 30N/mm^2 のケースでは 35cm 以上必要となる。通常、荷重がトンネルに一樣に作用する場合は少ないと思われるので、押し出し性地山に対して必要耐荷力を得るための覆工厚は、さら大きな値となるので、一般的な設計巻厚 30cm では、必要断面力が得られないことが十分に起こり得ることがわかる。

このように、掘削前にまずは、二次覆工の設計で一次支保を考慮するのか、荷重をどの程度見込むのか、などの基本的な考え方を明らかにして、覆工厚および掘削断面を決定しておかないと、二次覆工打設時点で長期的なトンネルの安定性に問題を残すことになる。

時代の流れから、ライフサイクルコストミニマムという観点から構造物を設計する必要が迫られてくると、一次支保や地山の強度劣化という時間の影響を考慮する必要があること、などを考えると、日暮山トンネルⅡ期線で採用したように、最終的に二次覆工のみで全荷重を負担するという考え方は、構造規模が大きくなるものの、押し出し性地山における二次覆工設計荷重の考え方のひとつの方向性を示していると思われる。

今後は、支保部材の長期的な支保機能に関する研究、時間の影響を考慮した地山の劣化に伴う土圧の変化に関する研究、長期的な二次覆工の計測、などの研究成果が待たれる。

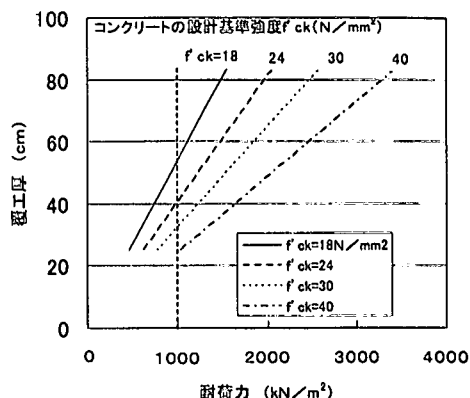


図-7 覆工厚と耐荷力

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：NATM設計施工指針，pp.359-363，1996.2
- 2) 高速道路技術センター：東北自動車道折爪トンネル NATM 計測総合解析総括報告書，1985.3
- 3) 大林組・太平工業共同企業体：太郎山トンネル西工事 新第三紀膨圧地山区間の設計と施工報告書，1996
- 4) 高速道路技術センター：上信越自動車道日暮山トンネル施工検討（その2）報告書，1992.3
- 5) 廣田政矢，小出孝明，高橋浩，釜谷薫幸，松原博：スクィーミング地山における二次覆工の設計事例，土木学会第 57 回年次学術講演会概要集，第 7 部門（投稿中）
- 6) 北川修三，登坂敏雄，長谷川達也，中川信男，鈴木一成：膨張性地山における二次覆工の設計，トンネル工学研究論文・報告集第 7 巻，pp.153-158，1997.11
- 7) 福島啓一：わかりやすいトンネルの力学，土木工学社，pp. 54，1994
- 8) 桜井春輔：トンネルのコンクリートセグメントに作用する土圧の推定法に関する研究，第 13 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.111-114，1982
- 9) 土山茂希，入川誠，河田孝志，熊坂博夫：NATM の設計における理論解の適用，土木学会第 41 回年次学術講演会概要集，' -372，pp.743-744，1986
- 10) J.Sato, K.Okubo, J.Ito, O.Aydan: The Deformation of Tunnel in Squeezing Rocks with time-dependent Characteristics, South East Asian Symposium on Tunnelling and Underground Space Development, pp.41-46, 1995