

縫い返し効果を先取りした設計施工法 (多重支保工法) の提案

PROPOSAL OF NEW IDEA FOR TUNNELING METHOD (MULTIPLIED TUNNEL SUPPORT SYSTEM) BASED ON RE-EXCAVATION EFFECT

北川修三¹⁾・三木 茂²⁾・進士正人³⁾・呉 旭⁴⁾

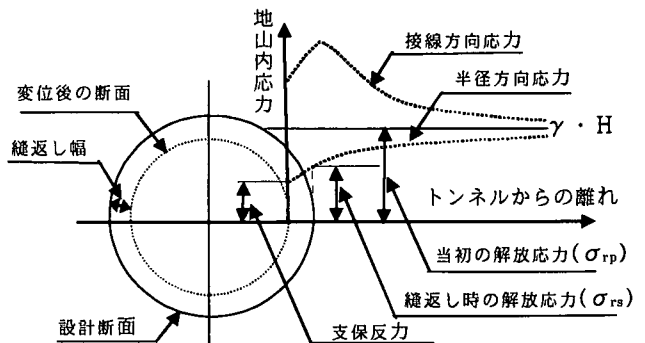
Shuzo KITAGAWA, Shigeru MIKI, Masato SHINJI, Xu WU

Tunneling in squeezing ground is often faced with large deformations and high rock pressures. In some cases, re-excavating the rock as well as replacing the tunnel supports is unavoidable for a planned clearance of the tunnel. Instead of such re-excavation method, a new method, the multiplied tunnel support system, is proposed in this report. Moreover, the mechanisms of the two types of methods are discussed on the basis of numerical analyses. It is shown that the multiplied tunnel support system is superior to the re-excavation method in many aspects especially in the bearing capacity of the lining.

Key Words: squeezing ground, re-excavation, displacement, multiplied support, numerical analysis

1. 概 説

膨張性地山対策として掘削断面の早期閉合が有効であることは、NATMがわが国に定着してからは広く一般に認められている。一方、NATM導入以前のトンネル施工では、サイロット工法など断面を複数に分割して掘削するのが一般的であったため、掘削断面全体の早期閉合は難しい状況にあった。そのため、膨張性地山においては、かなり大きな変形余裕を設けていることが多かったが、それでもそれを上回る内空変位が生じ縫い返しを余儀なくされることがしばしば発生した。そして、縫い返し後の内空変位量は一般に当初掘削時に比べ小さくなるため、この縫い返し効果により変位の収束を図っている施工事例も多い。このように、縫い返しの内空変位軽減効果は、経験的には古くから認められているところである。



図—1 縫い返し時の地山内応力

- 1) フェロー会員 基礎地盤コンサルタンツ (株)
- 2) 正会員 基礎地盤コンサルタンツ (株) ジオエンジニアリングセンター
- 3) 正会員 山口大学工学部社会建設工学科
- 4) 正会員 応用地質 (株) 技術本部

図-1は、弾塑性論に基づき、縫い返し時に発生するトンネル周辺の変位・土圧現象を模式的に示したものである。等方均質な地山中に円形トンネルが掘削されると、地山内の応力状態は図に示すように再配分される。ここで、掘削前の地山応力は $\gamma \cdot H$ (γ : 地山密度、 H : 土被り) であり、掘削に伴い半径方向応力 ($\sigma_{rp} = \gamma \cdot H$) が解放されることになる。そして、坑壁の変位により設計断面を侵した部分が縫い返しとして再掘削される。この時再掘削される壁面位置における半径方向の残留応力 (σ_{rs}) が再び解放されることとなる。当初掘削時に解放される半径方向応力 (σ_{rp}) よりも再掘削時に解放される残留応力 (σ_{rs}) のほうが小さいため、当初掘削時と再掘削時の支保剛性を同等とすれば、縫い返し後の変位量は当初掘削時よりも小さいことが想定される。このことは、塑性化した地山が吸水等で著しく膨潤するなど、弾塑性論を逸脱するような現象が生じない限り普遍的に成り立つことである。

このように、縫い返しの効果は、当初掘削時よりも地山解放応力を小さくして、最終支保に作用する土圧を軽減できることにあるが、このことを計画的に行うことで、最終支保の変位軽減をより合理的に実現する別の方法が考えられる。たとえば、トンネル掘削に伴う地山内の応力解放がある程度済んでから、最終支保を設置する工法である。この工法でも掘削時には断面維持のための支保を要するため、切羽で設置される支保と、意図的に施工時期を遅らせた最終支保の複数の支保が設置されることになる（以下多重支保工法と呼ぶ）。このように、同工法では支保を多重に設置することとなるので、当初掘削時には、従来の変形余裕に加えてその設置スペースを事前に設けておく必要がある。

本稿では、縫い返し効果について解析的な検討を加えるとともに、その延長線上に多重支保工法を捉えて同じ手法で解析し、その性格と効果を明確にするものである。

2. 縫い返し効果の解析的検討

2. 1 解析概要

解析手法は、二次元のFEMによる弾塑性解析とした。解析領域はトンネルを中心とした150mの矩形とし、境界条件は全周を固定とした。対象とする地山は、等方均質な完全弾塑性体とし、その力学特性は、比較的地山条件の悪い鉄道トンネルでの解析で用いられている地山分類岩Ⅰの値¹⁾を参考に表-1のように定めた。なお、土被りは200mとしている。

支保は馬蹄形とし、当初と縫い返し後は同じ規模のもので、200H 鋼製支保工1mピッチに、25cm厚の吹付けコンクリートとした。解析の際は完全弾塑性体の平面ひずみ要素として扱い、入力物性値は、吹付けコンクリートと鋼製支保工が同じにひずむものとして断面積比で合成し等価値を求めている。

表-2に、設定した数値一覧を示す。

表-3に解析のステップを示す。Step1で

表-1 解析に用いる地山物性値

弾性係数 (Mpa)	ポアソン比	粘着力 (Mpa)	内部摩擦角 (°)	一軸圧縮強度 (Mpa)	土被り (m)
50	0.3	0.64	25	2.0	200

表-2 解析に用いる支保の入力物性値

	弾性係数 (Mpa)	ポアソン比	粘着力 (Mpa)	内部摩擦角 (°)	降伏強度 (Mpa)
支保 (合成部材)	8,815	0.3	15.7	30	54.4

(注) 鋼製支保工 200H 1mピッチ、吹付けコンクリート 25cm厚

吹付けコンクリート：弾性係数=3,400 Mpa、設計強度=21 Mpa

鋼製支保工：弾性係数=210,000 Mpa

合成部材の降伏強度は、吹付けコンクリートの強度より換算する。

表-3 縫い返しの解析ステップと応力解放率

解析ステップ		応力解放率	側壁部変位量	
step1	初期地圧設定 (4.6Mpa)			
step2	素掘り (掘削半径 580cm)	30%	u _{1P}	U _{N1} = u _{1P} + u _{1S}
step3	支保工 S ₁ を建てこむ	70%	u _{1S}	
step4	縫い返し掘削 (U _{N1})	30%	u _{2P}	U _{N2} = u _{2P} + u _{2S}
step5	支保工 S ₂ を建てこむ	70%	u _{2S}	

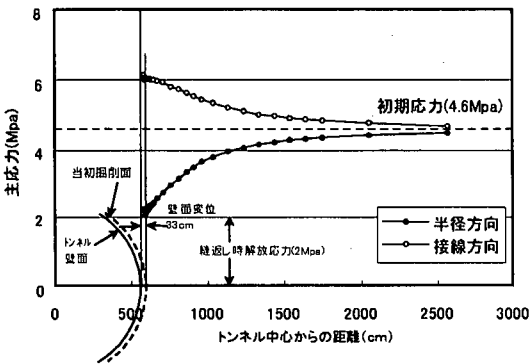
初期地圧状態（等方 4.6Mpa）を設定している。Step2 では、切羽が到達した時点での地山内の先行する応力解放を、30%の応力解放率を与えることで表現した。この時の先行変位量を u_{1P} とする。Step3 で、閉合された支保 S_1 を設置し、残り 70%の応力を解放する。この時の変位量を u_{1S} とする。Step 4 は縫い返し掘削となる。この時の掘削領域は、当初掘削時の変位量 $U_{N1}=u_{1P}+u_{1S}$ に見合う地山領域とし、当初の支保 S_1 も撤去される。応力解放率は 30%で、この時も先行変位が発生し、その値を u_{2P} とする。最終の Step5 で、支保 S_2 が設置され、残りの 70%が応力解放される。この時の変位量を u_{2S} とする。

2. 2 解析結果

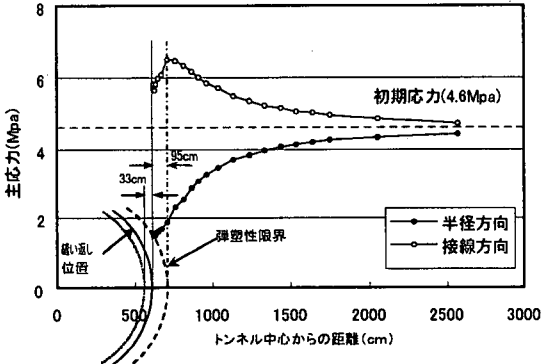
図－2 および図－3 に、縫い返し前後の側壁部の地山内応力の分布状態を示す。縫い返し時の地山内の半径方向応力は、縫い返し位置で 2 Mpa 程度と、縫い返し前の半分以下になっており、縫い返し時にはこれが応力解放されることとなる。なお、縫い返し前の地山には塑性領域はほとんどみられなかったが、縫い返し後には塑性領域が拡大していることが認められる。

表－4 に、当初掘削時および縫い返し後の変位量に関する解析結果を示す。支保建てこみ前の先行変位は、縫い返し後も 136mm あり、当初掘削時の先行変位量（198mm）から解放応力比で想定される値よりも若干大きめの値となっている。これは、縫い返し後に地山内の塑性領域が拡大していることによるものである。一方、支保の変位は、当初支保 S_1 の変位量 135mm に対し縫い返し後の支保 S_2 の変位量は 32mm で、縫い返し後が著しく少なくなっている。これは、両者の解放応力の差に加えて、縫い返し前後での支保の健全度の違いが大きく影響している。図－4、および 5 は当初掘削時と縫い返し後のそれぞれの支保の塑性ひずみの大きさを示す。当初支保 S_1 が全周にわたって降伏し大きな塑性ひずみを生じているのに対し、縫い返し後の支保は、インバートと側壁の接続部付近で塑性化している部分があるものの、全体としては一応健全性を維持していることがわかる。

以上のことは、支保に発生する応力度にも現れている。天端付近の応力度でみると、当初支保 S_1 の応力は



図－2 縫い返し前の地山内応力状態



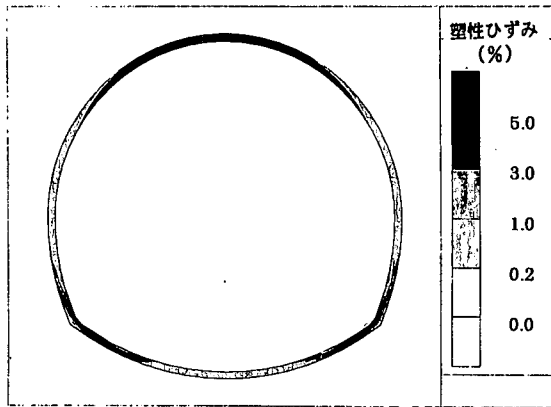
図－3 縫い返し後の地山内応力状態

表－4 縫い返しの解析結果（変位量）

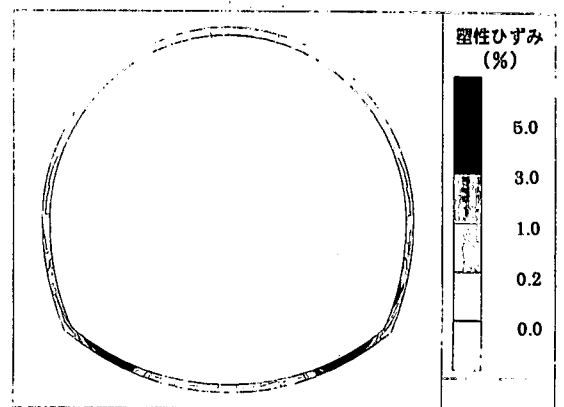
当初掘削時		縫い返し後		記事
u_{1P}	198mm	u_{2P}	136 mm	先行変位
u_{1S}	135mm	u_{2S}	32 mm	支保変位
$U_{N1}=u_{1P}+u_{1S}$	333mm	$U_{N2}=u_{2P}+u_{2S}$	168mm	

表－5 縫い返しの解析結果（応力）

	支保工 S_1 の応力（天端） 当初掘削時	支保工 S_2 の応力（天端） 縫い返し後	記事
吹付けコンクリート	21.2 Mpa	16.7 Mpa	設計強度 21 Mpa



図—4 支保 S_1 の塑性領域（当初掘削時）



図—5 支保 S_2 の塑性領域（縫い返し時）

吹付けコンクリートの設計強度を超えており、降伏しているが、縫い返し後の支保 S_2 の吹付けコンクリート応力は 16.7 Mpa でまだ降伏に至っていない（表—5）。

このように、降伏した当初支保を含めて再掘削し新しい支保を建てこむ縫い返しは、縫い返し後の変位を当初掘削時より軽減することが可能であり、その効果を十分発揮していることがわかる。

3. 多重支保工法の解析的検討

3. 1 解析概要

前述のように、解析手法のほか、地山条件、支保の物性、初期応力状態の設定（Step1）は縫い返しの場合と同様である。解析ステップを表—6に示す。Step2での掘削断面は、表—4に示す縫い返しでの総変形量 $333\text{mm} + 168\text{mm} \div 50\text{cm}$ を、設計掘削半径 580cm に加えた 630cm とした。掘削に伴う先行の応力解放率は、縫い返し解析と同様に 30%としている。Step3 および Step4 でそれぞれ支保 S_1 、および S_2 を設置する。ここで、Step3 および Step4 で適用すべき応力解放率は、主として支保 S_2 を設置する時期によって変動すると考えられるが、ここでは、表—4に示した当初掘削時の変位量 U_{N1} と縫い返し後の変位量 U_{N2} の比で残りの解放応力を分割することとした。したがって、Step3での応力解放率は、 $70\% \times U_{N1} / (U_{N1} + U_{N2}) = 47\%$ となる。Step4では、支保 S_1 の内側に支保 S_2 を設置した上で残りの解放応力 23%を作用させた。

3. 2 解析結果

表—7に変位に関する解析結果を示す。支保 S_1 建てこみ前の先行変位は 214mm で、縫い返しの場合の先行変位（198mm）と比べると、おおむね掘削断面の大きさに比例しており想定通りと言える。一方、支保の変位は、 S_1 、 S_2 とも非常に少ない。最初に設置

表—6 多重支保工法の解析ステップと応力解放率

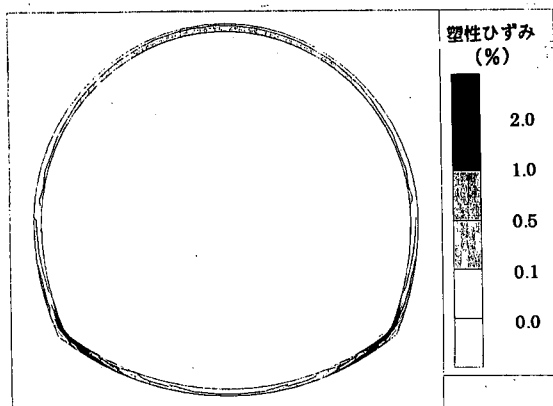
解析ステップ		応力解放率	側壁部変位量
step1	初期地圧設定		
step2	素掘り（掘削半径 630cm）	30%	U_0
step3	支保工 S_1 を建てこむ	47%	U_{T1}
step4	支保工 S_2 を建てこむ	23%	U_{T2}

表—7 多重支保工法の解析結果（変位量）

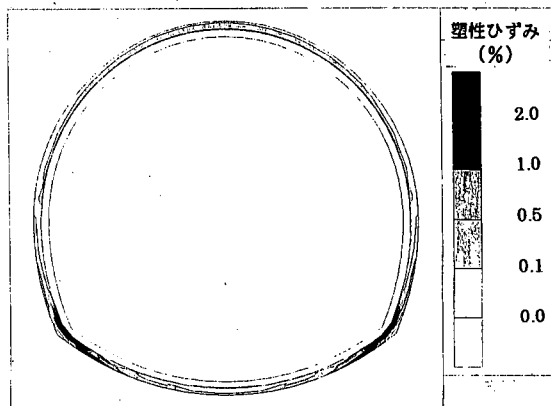
先行変位量 (U_0)	一次支保変位量 (U_{T1})	二次支保変位量 (U_{T2})	一次支保累積変位量 ($U_{T1} + U_{T2}$)	合 計
214 mm	55 mm	5 mm	(60 mm)	274 mm

表—8 多重支保工法の解析結果（応 力）

	支保工 S_1 の応力（天端）	支保工 S_2 の応力（天端）	記 事
吹付コンクリート	23.5 Mpa	5.1 Mpa	設計強度 21 Mpa



図一六 二次支保建てこみ前の支保 S_1 の塑性領域



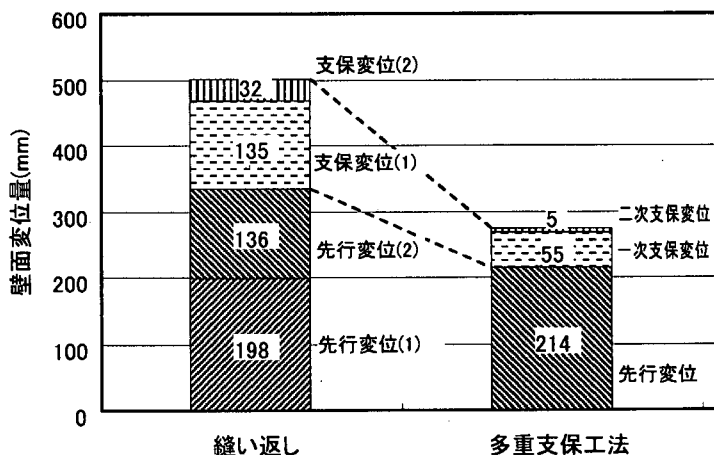
図一七 最終時の支保 S_1 および S_2 の塑性領域

した支保 S_1 (以下一次支保と呼ぶ) は、図一六に示すように塑性化はしているものの、応力解放を分割したことによる効果で 55mm の変位に留まっている。一方、二次支保 S_2 は完全に弾性状態にあり (図一七)、5mm の変位しか生じていない。この値は、一次支保建てこみ時の応力解放率 (47%) と二次支保建てこみ時の応力解放率 (23%) の比から想定される値に比べても著しく小さなものとなっている。これは、塑性化した一次支保が、内側に設置された二次支保の拘束効果により剛性が復活し、二次支保建てこみ後の解放応力のかなりの部分を背負っていることによるものと考えられる。表一八に、最終 Step での支保天端部の応力度を示す。一次支保の吹付けコンクリート応力が設計強度 21 Mpa を超えて発生しており、このことを裏付けている。

4. 縫い返し効果と多重支保工法の比較

ここまでの検討結果では、縫い返し、多重支保工法とも支保の健全性確保に十分な効果を発揮していることがわかるが、ここでは両者を比較することでそれぞれの工法の特徴をより明確にするものである。

図一八は、縫い返しと多重支保工法の変位量を並べて再掲したものである。多重支保工法の場合、当初の掘削断面が若干大きくなる (今回の解析では標準の掘削半径 580cm に対して 50cm 拡大) ことの変位に及ぼす影響が、先行変位で確認できることは前述の通りである。しかしながら、縫い返しでは、応力解放が二度行われることになり、そのことによる先行変位の累計は、198mm + 136mm = 334mm で、多重支保工法の先行変位量 214mm を大幅に超えるものとなる。このことから、当初に大きな断面を掘削することの弊害よりも縫い返しで再掘削することの弊害のほうが明らかに大きいと考えられる。加えて、多重支保工法では、縫い返し



図一八 縫い返しと多重支保工法の変位量比較

時に見られる地山内の塑性領域の拡大を避けることができるため、吸水膨張等今回の解析では考慮していない余分な地山劣化に対しても非常に有効であることが期待できる。支保の変位量で比較すると、多重支保工法の優位性がより明確になる（図－８）。特に多重支保工法での二次支保変位の少ないことが際立っている。これは、応力解放を分割して二次支保に作用する外力を小さくしていることに加え、前述したように、存置した一次支保が二次支保の拘束効果により剛性が復活していることも大きく作用していると考えられる。

以上のように、多重支保工法は、一次と二次の支保を分けて設置することによって両者に発生する応力状態を分離し、非常に安定した支保構造を造ることが可能であり、地山の物性劣化やクリープ変形等による予期せぬ土圧の増加があっても十分余裕のある支保を比較的容易に構築できる有効な工法となることが期待できる。

5. まとめ

以上の検討結果から、縫い返し効果とその延長線上にある多重支保工法について整理すると以下のようになる。

- ① 縫い返しによる支保の変位軽減効果と多重支保工法の効果は、同じ力学的メカニズムで説明が可能である。
- ② 多重支保工法では当初の掘削断面が通常よりも大きくなるが、そのことによる変位量増加は極端な悪影響を及ぼすものではなく、同工法の効果を減ずるものではない。
- ③ 多重支保工法では、縫い返しした場合に発生する塑性領域の拡大を避けることができ、余分な地山劣化を防止することができる。
- ④ 多重支保工法では、一次支保が降伏した以降も、二次支保の設置によってその耐力が維持され、かつ二次支保の応力状態に十分余裕があるため、安定した支保構造を構築することが容易である。

このように、縫い返し効果を計画的に先取りした多重支保工法は、弾塑性論で扱える地山での膨圧対策として合理的な設計施工法となりうると考えられるが、同工法には今回の解析で検討しなかったもう1つの大きな特徴がある。それは、最終支保に作用する土圧を調整できることである。今回の解析では、二次支保に作用する解放応力を、縫い返しの場合の変位から想定し設定しているが、実際の施工では、二次支保を設置する時期を選ぶことによって、その大きさのある程度調整することが可能である。したがって、多重支保工法をより有効に活用するには、二次支保に過大な応力が発生しないようその設置時期を適切に選定することが必要となる。そのためにはこのような解析的な検討に加え、現地での観察・計測を十分行って、支保の実際の挙動を把握することが重要となろう。

（参考文献）

- 1) 日本鉄道建設公団：NAT 設計施工指針，pp.321,1996.2