

# NATM における支保構造の三次元効果とその評価について

小森 博<sup>1</sup>・堀地紀行<sup>2</sup>・熊耳哲雄<sup>3</sup>・大津宏康<sup>4</sup>・瀧 治雄<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本鉄道建設公団 理事 (〒100 東京都千代田区永田町 2-14-2)

<sup>2</sup>正会員 工博 日本鉄道建設公団 リニア実験線建設室 (〒103 東京都中央区八重洲 1-6-6)

<sup>3</sup>正会員 日本鉄道建設公団 北陸新幹線建設局 (〒370 群馬県高崎市八島町五番地)

<sup>4</sup>正会員 工博 大成建設(株) 土木設計部 (〒163-06 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

<sup>5</sup>正会員 工修 大成建設(株) 土木設計部 (〒163-06 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

本研究においては、同一の支保パターンが連続する場合、その支保部材の剛性差が地山の支保効果に及ぼす影響を把握するために、逐次掘削過程を考慮した三次元 FEM 解析を実施した。その結果、解放応力に対する地山および支保部材の荷重分担について、重支保を施した場合には支保部材の、軽支保を施した場合には地山の荷重分担が卓越することが明らかとなった。そこで、NATM の基本概念に基づく合理的な支保方法の一つの試みとして、重支保と軽支保を組み合わせた三次元支保パターンを提案し、その有効性を三次元 FEM 解析および試験施工により検証した。

**Key Words** : tunnel, support, three-dimensional analysis, test construction

## 1. 序 論

山岳トンネル工法の標準工法である NATM における支保設計は、地山を岩盤分類に従い区分し、これに地質条件として、地山の弾性波速度や地山強度比を与え、施工前にその概略を定めている<sup>1)</sup>。また、施工に際しては、掘削後速やかに吹付けコンクリートや、鋼製支保工、ロックボルトを施工して地山内に薄肉柔支保構造を構築する一方、施工中の地山の変化に対しては、地山は緩めず最大強度発現時のひずみまでに地山の変形をとどめるといふ NATM の設計思想に則って、逐次、支保の設計を変更する手順をとっている<sup>2)</sup>。

つまり、こうした NATM の支保設計では、地山が同一の地質条件を有していれば、当然ながら同一の支保を地山内に連続させるという設計にいたる。この背景を考えると、本来であれば三次元として取り扱われるべきトンネルの力学挙動を解析するに際し、NATM の導入期においては、やむをえず簡便さや解析手法の制約などから、切羽近傍を除く既掘削区間において一般的に工学的近似として妥当性を有する平面ひずみ状態の仮定を設け、トンネル横断面の二次元問題として支保を含めた地山の解析を行い、NATM の支保設計を説明してきたこともその一つの理由と考えられる。

その後、切羽の仮支保効果という概念の導入により、トンネル縦断方向のアーチ効果に関する研究<sup>3)</sup>が進めら

れ、支保を含めたトンネルの地山挙動を、三次元の問題として評価することの必要性が示された。また最近においてはその具体的な解析手法の研究<sup>4)</sup>も進められ、支保および地山といった NATM におけるトンネル解析要素を、シールド工法における覆工<sup>5)</sup>や掘削<sup>6)</sup>の研究成果と同様に、三次元として取り扱うことが可能となってきた。また、山岳トンネルの標準工法と位置付けられて久しい NATM の豊富な施工実績から、切羽に先行して仮覆工を構築する、いわゆるプレライニング工法が目ざされ、その設計や施工の検討などに際し、支保および地山を三次元として取り扱わなければ工学的に不十分と思われる問題も数多く見受けられるようになってきた。

こうしたトンネル分野における三次元解析の機運を踏まえ、掘削後の地山の安全性を効果的に確保するため、本来であれば地山判定からは同一の支保を連続すべきところを、竹における節の効果やボックス・ガーダーにおけるダイヤフラムの効果などに見いだすことができる工学的な類似性を本論文の着想として、あえて連続する支保に強弱の組み合わせを設けた支保を設定した。これによってトンネル周辺の地山については縦断方向のアーチ効果を求め、また支保構造としては薄肉構造におけるリブの効果にも期待した。

このため、本研究では、岩種区分で D~E 岩種(電中研式の岩盤区分で C<sub>M</sub>~C<sub>L</sub> 級)の軟岩中に建設される新幹線トンネル(一ノ瀬トンネル; 高崎~長野間)を対

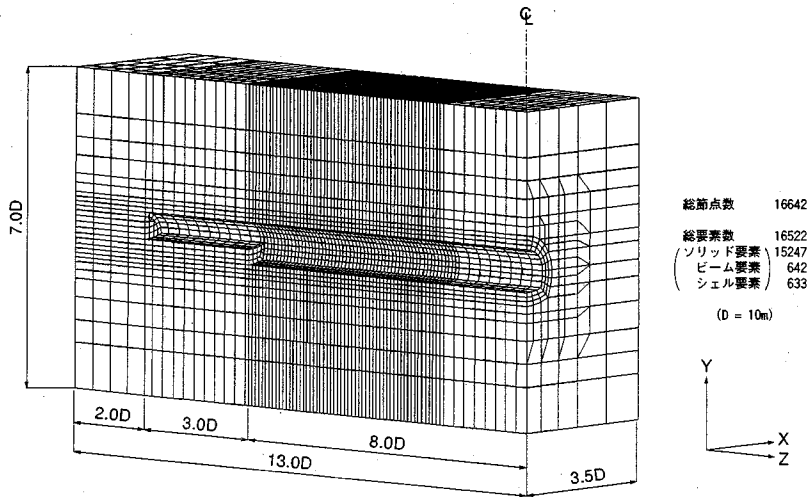


図-1 解析メッシュ図 (鳥瞰図:掘削終了時)

象として、トンネル縦断方向にその支保剛性に関し強弱の組み合わせを設けた支保パターンを適用することによる効果について検討を加える。この検討内容は、以下のように要約される。

まず始めに、本研究で提案する支保構造の三次元効果に関する基礎的データを得るため、三次元FEM逐次掘削解析により、通常の単一な支保パターンを適用した場合の地山挙動について検討を加える。なお、この解析で想定する解析ケースは、実際の施工での岩種区分でD~E岩種に適用される新幹線断面のトンネルでの支保パターンの中、最も剛な支保パターンおよび最も軽微な支保パターンを選定したものである。

次に、三次元FEM逐次掘削解析により、トンネル縦断方向に最も剛な支保パターンおよび最も軽微な支保パターンを交互に組み合わせた三次元的な支保パターンを適用した場合の地山挙動についての解析結果と、単一な支保パターンを適用した場合との比較検討を行う。

さらに、上記の数値解析結果による知見に基づき、一ノ瀬トンネルの一部区間で、実際に支保剛性に強弱の組み合わせを設けた試験施工での原位置計測に関する検討結果について示す。

## 2. トンネル掘削に伴う三次元的な地盤の応力・変形挙動に関する検討

本章の目的は、従来二次元応力場で議論されることが多かった、逐次的な掘削・支保部材設置の標準的な施工過程での、支保部材による地山の支保効果を含む地盤応答について、三次元応力場の観点から検討を加えるものである。

このため、検討対象としては、トンネル縦断方向の掘削形状が、逐次的な上半掘削およびそれに引き続く下半掘削により、三次元構造となるショートベンチ工法を取り挙げる。また、検討ケースとしては、均一な支保パターンでの、支保部材の剛性差による地山の支保効果の相違について把握するために、ここでは支保部材の剛性が高い場合（以下重支保と称する）と支保部材の剛性が低い場合（以下軽支保と称する）の2ケースを設定する。なお、ここでの支保パターンは、実際の施工に準拠したものとするため、検討の対象とする新幹線断面のトンネルで岩種区分がD~E岩種に適用される支保パターンの中で、それぞれ最も剛な支保パターンおよび最も軽微な支保パターンを想定したものである。また、本検討では、支保部材の内圧効果についてののみ着目するものとし、支保パターンでの軽重の差別化は、実際に施工される支保パターンに準じた鋼製支保工と吹付けコンクリートの部材変化のみにより評価するものとした。

そして、ここでの解析手法としては、実施工での三次元的な切羽の進行および支保部材の設置状況を忠実に表現するため、三次元FEM逐次掘削解析手法を適用した。ただし、本検討の目的は、支保部材を含むトンネル構造の三次元性について基礎的な考察を加えることであるため、地山の応力~ひずみ関係については弾性体と仮定した。

### (1) 解析条件

本検討に用いた三次元の解析モデル図を、図-1、図-2に示す。解析領域は、図-1に示すように地表面および側方の影響を無視するものとし、トンネル壁面から境界までの距離を鉛直・水平方向ともに約3D (D:ト

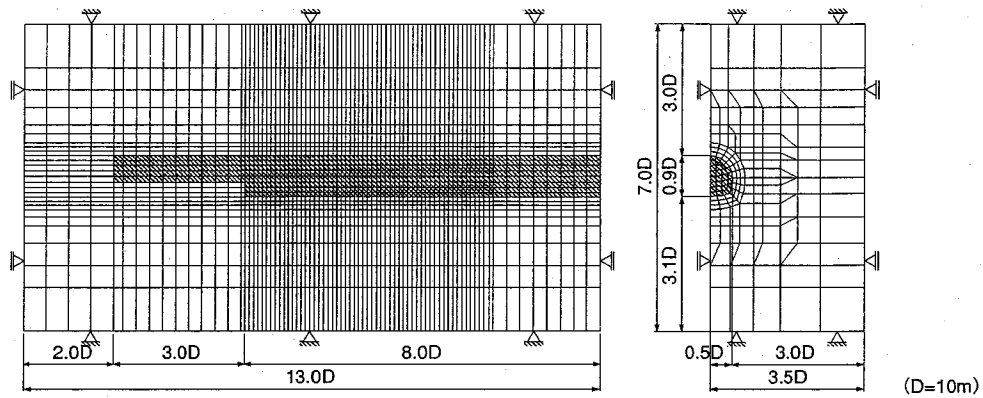


図-2 解析モデル図(境界条件)

表-1 解析用物性値

		弾性係数 E (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	静止土圧係数 K <sub>0</sub>		
岩盤 (ソリッド要素)		2,500	0.3	2.0	1.0		
		弾性係数 E (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	断面積 A (cm <sup>2</sup> )	断面二次モーメント I (cm <sup>4</sup> )	仕様	
支保工	吹付コンクリート (シェル要素)	重支保	2.2×10 <sup>5</sup>	0.2	2,000	t=20 cm	
		軽支保	2.2×10 <sup>5</sup>	0.2	1,000	t=10 cm	
	鋼製支保工 (ビーム要素)	重支保	2.1×10 <sup>6</sup>	0.2	63.53	4,720	H-200
		軽支保	2.1×10 <sup>6</sup>	0.2	21.90	383	H-100

ンネル最大幅 10 m) とした。なお、トンネル軸方向については、最終的な上半切羽位置から境界までの距離を 2D とした。そして、ショートベンチ工法のモデル化については、上半掘削と下半掘削との影響がそれぞれ独立して評価できる距離とするため、ベンチ長は 30 m とした。

また、トンネルの断面形状は、図-2 に示すようにトンネルの最大幅が 10 m 程度の複線の新幹線断面(馬蹄形)とした。初期応力分布については、鉛直方向応力と水平方向応力が、土被り圧に一致する等方応力状態を仮定した。なお、この解析モデルでの、トンネル天端までの土被りは、検討対象とする一ノ瀬トンネルでの試験施工区間の平均値を想定し、200 m とした。

次に、解析ステージは、原則的に 1 サイクルでの掘進長および鋼製支保工のピッチを 1.0 m と設定し、この掘削・鋼製支保工の建て込み・吹付けコンクリート打設のサイクルを忠実に表現するものとした。

さらに、解析用物性値を表-1 に要約して示した。ここで、地盤の解析用物性値は、一ノ瀬トンネルでの事前の地盤調査結果に基づくものである。

## (2) 解析結果および考察

以上の解析条件に基づく三次元逐次掘削解析結果とし

て、支保パターンによるトンネル孔壁近傍の変形および応力状態の推移の相違について要約して示す。

### a) 変形状態の推移

ここでは、支保パターンによるトンネル掘削に伴う変形の発生状況の相違について明らかにするために、図-2 に示す解析モデルにおいて、境界からの影響が及ばないと考えられる、掘削開始箇所から 5D (D: トンネル最大幅 10 m) の位置を代表断面として選定し、代表断面での重支保および軽支保に対する天端沈下の推移を図-3 に示す。同図に示すように、上半掘削での切羽到達時点までの天端沈下量は小さいため、支保パターンによるその差異はほとんど認められない。しかし、通常の軸対称解析結果等より得られる、切羽の進行と変位の発生状況との相関関係を示す特性曲線において、変位の発生速度が最も大きくなる切羽通過直後の支保工建て込み時点から、支保の剛性差による天端沈下への影響が顕著に現れてくる。そして、この天端沈下は、従来より指摘されているように、切羽がこの着目位置を通過後、約 1.0 D (D: トンネル最大幅 10 m) 程度離れた時点で収束する傾向を示す。なお、図-3 に示す天端沈下の発生状況で、下半掘削後、天端沈下が減少する傾向は、下半掘削時の掘削解放力を支保部材が集中して受け持つため、支保部材自体が多少突き上げられることによるもので、用

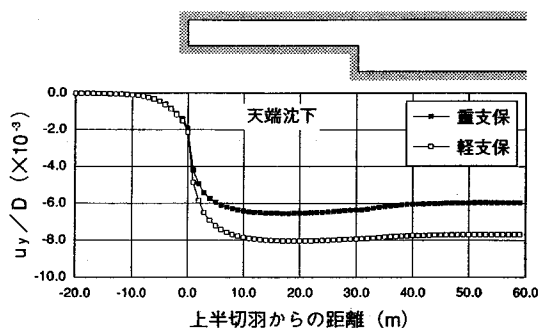


図-3 天端沈下量の推移

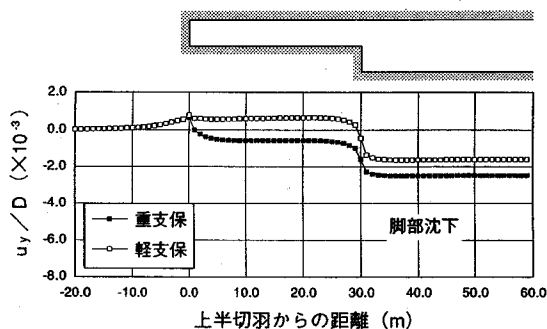


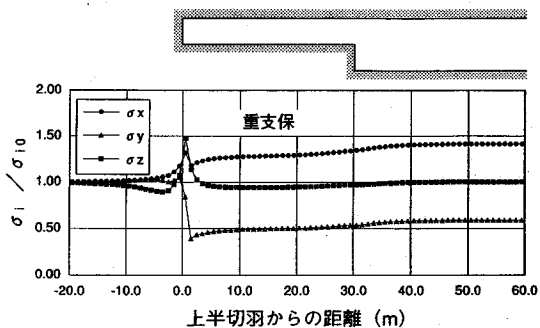
図-4 支保工脚部の沈下量の推移

いた解析モデルに固有のものである。ただし、この突き上げ傾向は、全体的な解析結果に影響を及ぼす程大きなものではない。

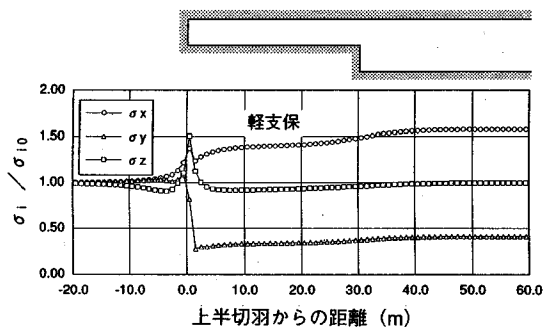
ここで、図-3に示す天端沈下係数(天端沈下量 $u_y$ をトンネル最大値 $D$ で除して無次元化した値)に着目すると、その絶対変形量の最大値は、それぞれ重支保および軽支保で0.0063, 0.0080であるため、重支保と軽支保での変位の変化率は20%程度と推定される。また、この天端沈下係数を計測値に相当する相対変位(切羽通過後に発生する変位量)と比較すると、それぞれ重支保および軽支保で0.0022, 0.0033となることより、ここで想定した地盤条件下での新幹線断面のトンネル掘削に伴い発生する天端沈下量は、実施工で重支保と軽支保を採用した場合には約30%の範囲で変化するものと推定される。

以上の結果より、天端近傍に限定した場合に支保部材の荷重負担率は、重支保の方が軽支保に比較して20%程度大きくなるものと推定される。

この傾向は、図-4に示す支保工の脚部沈下の推移からも明らかとなる。同図に示すように、支保工の脚部沈下は、支保部材の剛性が高い場合の方が大きくなる傾向となる。これは、上述のように支保部材の剛性が高くなるに連れて、支保部材の荷重負担率が高くなり、その分



(a) 重支保



(b) 軽支保

図-5 天端付近の直応力成分の推移

担荷重が支保工を通して脚部に伝達されることによるものである。

#### b) 応力状態の推移

支保パターンによるトンネル掘削に伴う変形の発生状況の相違について明らかにするために、変位抽出位置と同じ代表断面での、重支保および軽支保に対する天端付近の応力状態の推移の比較を図-5, 図-6に示す。この内、図-5は両支保パターン毎での直応力成分の推移を示し、図-6は両支保パターン毎での応力径路を示す。

これらの図に示す結果で、着目断面に対して切羽到達から切羽通過直後までは、いずれの支保パターンの場合にも、応力状態の推移はほぼ同様な傾向となる。

着目断面に対して切羽到達までの応力状態の推移の内、直応力成分については、図-5に示すように、トンネル接線方向応力 $\sigma_x$ は、切羽の接近に伴い初期応力状態から徐々に増加し切羽到達時に最大値となる。また、トンネル法線方向応力 $\sigma_y$ は、切羽の接近に伴い初期応力状態からわずかに増加して、切羽到達時に減少傾向を示す。つまり、切羽到達時には、トンネル断面内の応力分布は、法線方向応力成分が減少しかつ接線方向の応力成分が増加することから、二次元解析で表されるアーチ作用がトンネル周辺に不完全ながら形成されつつある状態にある。さらに、トンネル軸方向応力 $\sigma_z$ は、切羽の

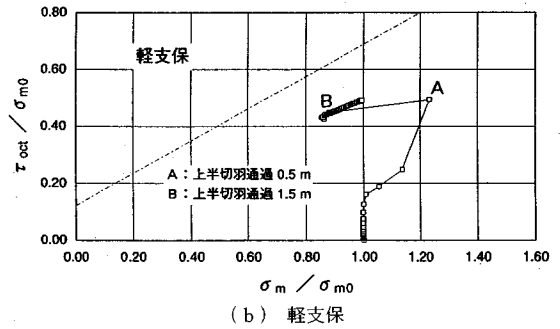
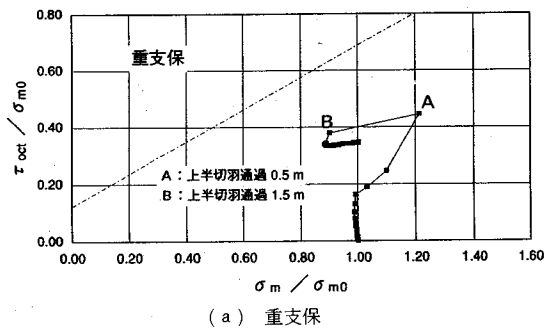


図-6 天端付近の応力径路

接近に伴い初期応力状態から一旦減少した後、切羽到達時に最大値となる。この切羽到達時にトンネル軸方向応力  $\sigma_z$  が最大値となる傾向は、切羽の解放応力として圧縮応力が直接作用することによるものである。

この各応力成分の変化傾向を、図-6 に示す応力径路で見ると、切羽の接近に伴い、平均主応力  $\sigma_m$  および正八面体せん断応力  $\tau_{oct}$  が増加するため、応力平面上で右肩上がりの径路となる。そして、この傾向は、切羽到達時に最も顕著となり、図-6 に示す破壊包絡線に対して安全側への移行となる。したがって、この安全側への応力状態の移行は、いわゆる切羽の仮支保効果を表すものと推定される。

次に、着目断面に対して切羽通過後の応力状態の推移の中で、直応力成分については、図-5 に示すように、切羽通過直後に、全直応力成分は減少する。各直応力成分の減少傾向の中で、トンネル接線方向応力  $\sigma_x$  の減少傾向はわずかである。これに対して、トンネル法線方向応力  $\sigma_y$  の減少が顕著である。この結果として、トンネル断面内の応力分布は、接線方向応力成分がわずかに減少し、かつ法線方向の応力成分が大幅に減少することから、アーチ作用がトンネル周辺にほぼ完全に形成された状態となる。したがって、トンネル断面内の応力状態での、偏差応力成分は急激に増加する。そして、トンネル軸方向応力  $\sigma_z$  は、切羽が通過することで切羽効果が消滅するため、初期応力状態に回復しようとして減少する傾向を示す。

この応力状態の推移について、図-6 の応力径路に照らし合わせると、各直応力成分が減少することで平均主応力  $\sigma_m$  が大幅に減少するために、応力平面上で左方向へと急激に移動して、破壊包絡線に接近する。すなわち、切羽通過直後での天端近傍の応力状態は、いわゆる切羽効果の消失により、最も危険な応力状態となる。

さらに、切羽通過後、支保工を建て込んでからの応力状態の変化は、次のように要約される。すなわち、切羽がさらに進行することで、図-5 に示すように、トンネル軸方向応力  $\sigma_z$  は、ほぼ初期応力状態に回復する傾向

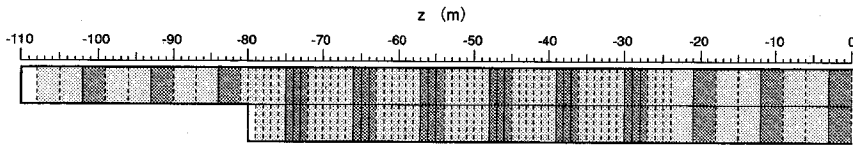
となるため、天端近傍の応力状態は、二次元平面ひずみ状態へと移行していく。そして、トンネル接線方向応力  $\sigma_x$  およびトンネル法線方向応力  $\sigma_y$  は、切羽の進行に伴い増加する傾向にある。

これに伴い、図-6 の応力径路に示すように、トンネル天端近傍での偏差応力が一旦減少するため、破壊包絡線に接近した状態から弾性域へと回復する傾向となる。この支保工建て込みにより、トンネル近傍の応力状態が破壊包絡線に接近した状態から弾性域へ回復する傾向は、小林らの切羽の進行を考慮した弾塑性解析<sup>7)</sup>に示されている知見と一致する。

ただし、その後の後続沈下に対して、重支保の場合には、支保工の剛性に受け持たれる量が卓越するため、トンネル接線方向応力  $\sigma_x$  とトンネル法線方向応力  $\sigma_y$  の増加がほぼ同程度になり、偏差応力はほぼ一定となる。これに対して、軽支保の場合には、軸剛性の不足によりトンネル法線方向応力  $\sigma_y$  の増加が限定され、トンネル接線方向応力  $\sigma_x$  に受け持たれるため、偏差応力は再び増加する傾向となる。

この傾向は、図-6 に示す応力径路からも明らかとなる。すなわち、重支保の場合には、破壊包絡線に接近した状態から弾性域へと回復した後、平均主応力  $\sigma_m$  は増加するが、正八面体せん断応力  $\tau_{oct}$  はほぼ一定となる。一方、軽支保の場合には、一旦破壊包絡線に接近した状態から弾性域へと回復した後、正八面体せん断応力  $\tau_{oct}$  の増加が、平均主応力  $\sigma_m$  の増加に比べて卓越するため、再び破壊包絡線に接近した危険な応力状態へと移行する傾向を示す。

さらに、上記の検討結果について、素掘状態の理論解に基づき、より定量的な検討を加える。既往の研究に示されるように、本検討のように側方境界の影響が無視できる場合には、掘削の最終応力状態は、疑似的に二次元平面ひずみ状態が成立し、孔壁では初期応力に対して2倍の応力集中が生じた状態となる。この傾向を図-5 に示す直応力成分の推移に照らし合わせると、素掘の最終応力状態の直応力成分は、それぞれ  $\sigma_z/\sigma_{zi}=1.0$ 、 $\sigma_y/\sigma_{yi}$



凡 例

	重支保	軽支保
鋼製支保工	 H-200	 H-100
吹付け コンクリート	■ 吹付け厚 : 20 cm	■ 吹付け厚 : 10 cm

図一七 三次元支保パターン

$=0.0$ ,  $\sigma_x/\sigma_{xi}=2.0$ となる。これに対して、重支保の場合には、最終状態での直応力成分はほぼ二次元平面ひずみ状態で、 $\sigma_y/\sigma_{yi}=0.6$ ,  $\sigma_x/\sigma_{xi}=1.4$ となる。また、軽支保の場合には、最終状態での直応力成分はほぼ二次元平面ひずみ状態で、 $\sigma_y/\sigma_{yi}=0.4$ ,  $\sigma_x/\sigma_{xi}=1.6$ となる。この結果より、天端付近の応力状態として、全掘削解放力に対する地山の荷重分担率は、重支保および軽支保でそれぞれ40%および60%となる。このため、地山の荷重分担率についての重支保の軽支保に対する低減率は約20%となる。

以上の検討結果より、重支保の場合には軽支保に比較して、トンネル掘削に伴う地山の解放力に対する支保部材の荷重分担率が高くなるため、地山の変位は小さくなる。そして、前述の孔壁での応力集中の度合(偏差応力)が小さくなるため、その安定性は高くなる。

ただし、上記の傾向を「地山の变形を許して、解放応力に対する地山の荷重分担を期待する」という NATM の基本概念に照らし合わせると、図一六に示す応力径路の結果からは、解放応力に対して、重支保の場合は支保部材が荷重を分担し過ぎであり、軽支保の場合には地山が荷重を分担し過ぎである。このため、より合理的な設計手法としては、重支保での支保部材の荷重分担率を低減し、軽支保での地山の荷重分担率を低減する方法が想定される。このような観点から、NATM の基本概念に基づく合理的な支保の方法として、重支保と軽支保を組み合わせた支保パターン(以下三次元支保と称する)を提案する。

### 3. 新たな三次元支保パターンの提案とその効果に関する検討

本章の目的は、前述の均一な支保パターンでの検討結果に基づき、支保部材の配置パターンを三次元的な構造

とすることによる効果について検討を加えることである。この課題に対応する上で、筆者らは、数多く想定される方法の中で、施工的に最も対処が簡易な手法として、従来の地山区分では同一の支保パターンが連続する場合に、あえてトンネル縦断方向について、その支保剛性に強弱の組み合わせを設けた支保パターンを適用する方法に着目した。そして、ここに提案した重支保と軽支保を組み合わせた三次元支保パターンを採用した場合の支保効果について、三次元 FEM 逐次掘削解析により検討を加える。

#### (1) 解析条件

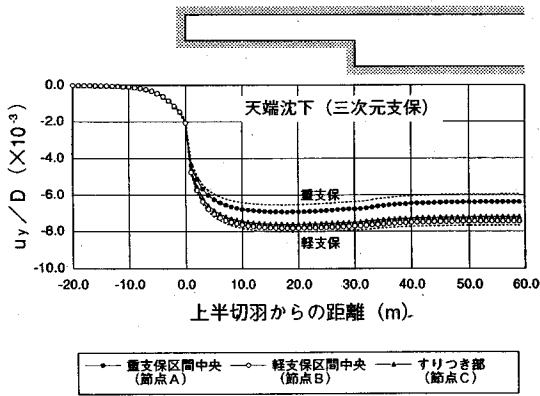
本検討での解析条件の内、地盤条件・支保条件・解析手順については2.での検討と同様とする。そして、支保パターンのみを、図一七に示す重支保と軽支保を組み合わせた三次元支保パターンの条件に変更する。

#### (2) 解析結果および考察

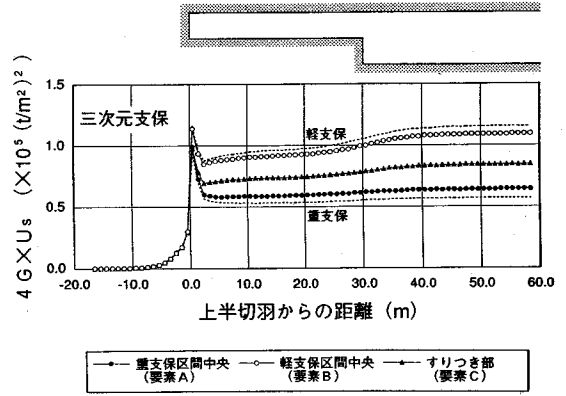
ここでは、三次元支保パターンがトンネル孔壁近傍の变形および応力状態に及ぼす影響について、三次元逐次掘削解析より得られる知見を要約して示す。

まず、三次元支保パターンでのトンネル掘削に伴う変形の発生状況について明らかにするために、それぞれ重支保区間および軽支保区間の中央部、および重支保と軽支保のすりつき部での天端沈下の推移を図一八に示す。なお、同図には比較のために、重支保および軽支保での天端沈下の推移を併記した。

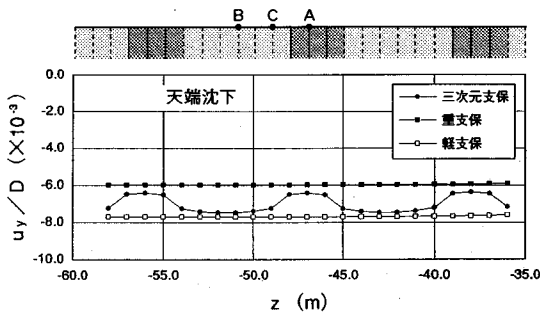
図一八に示すように、三次元支保パターンでの天端沈下はいずれの着目位置でも、均一な重支保および軽支保パターンでの天端沈下の間に留まる結果となる。すなわち、重支保区間の中央部での天端沈下は、均一な重支保での沈下量に比べて多少大きめの値となる。また、軽支保区間の中央部での天端沈下は、均一な軽支保での沈下



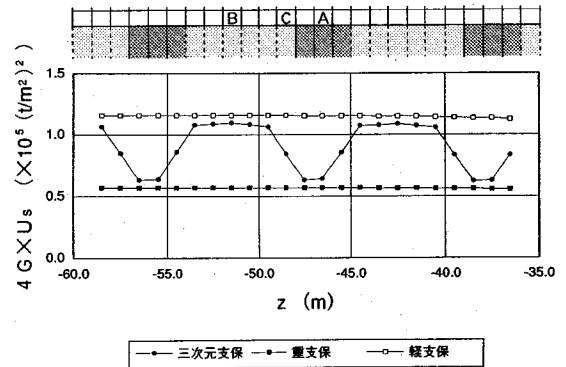
図—8 三次元支保での天端沈下の発生状況の比較



図—10 形状弾性ひずみエネルギーの推移



図—9 トンネル軸方向の天端沈下の発生状況



図—11 形状弾性ひずみエネルギーの分布状況

量に比べて多少小さめの値となる。さらに、重支保と軽支保のすりつき部での天端沈下は、均一な重支保および軽支保パターンでの中間的な値となる。

そして、この傾向は、図—9に示すトンネル縦断方向の天端沈下の分布傾向からも明らかとなる。すなわち、同図に示すように、トンネル軸方向の天端沈下の発生状況は、均一な支保パターンでの天端沈下の中に留まった分布となる。

上記の変位の発生状況から、ここで提案した三次元支保パターンを適用することで、当初期待したように重支保区間での地山の荷重分担率を増加させるとともに、軽支保区間の地山の荷重分担率を減少させることが可能となる。

また、この傾向は、松本らにより提案されている地盤の安定性を評価する指標である形状弾性ひずみエネルギー<sup>8)</sup>からも明らかとなる。

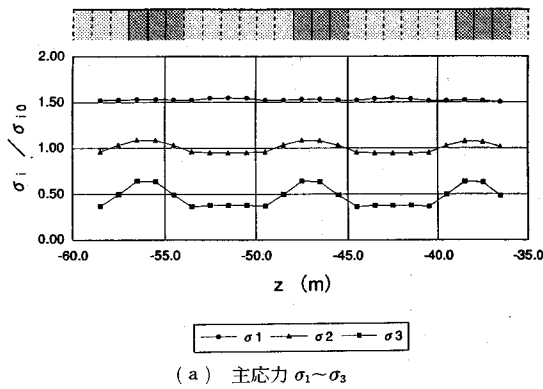
単位体積当たりの形状弾性ひずみエネルギー  $U_s$  は次式で与えられる。

$$U_s = \frac{1}{4G} \{ (\sigma_1 - \sigma_m)^2 + (\sigma_2 - \sigma_m)^2 + (\sigma_3 - \sigma_m)^2 \} \quad (1)$$

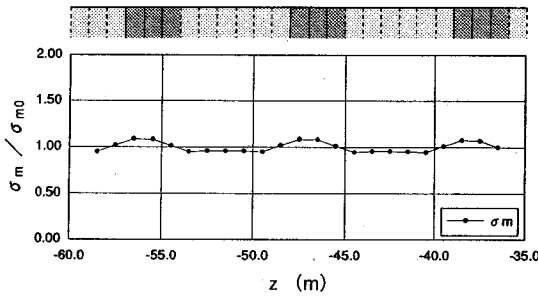
ここで、 $G$  はせん断弾性係数、 $\sigma_1 \sim \sigma_3$  は各主応力、 $\sigma_m$  は平均主応力を表す。図—10に示すように、重支保

区間の中央部での形状弾性ひずみエネルギー  $U_s$  は、均一な重支保に比べて多少大きめの値となり、軽支保区間の中央部での形状弾性ひずみエネルギー  $U_s$  は、均一な軽支保に比べて多少小さめの値となる。また、重支保と軽支保のすりつき部での形状弾性ひずみエネルギー  $U_s$  は、均一な重支保および軽支保パターンでの中間的な値となる。そして、トンネル縦断方向の形状弾性ひずみエネルギー  $U_s$  の分布は、図—11に示すように、重支保と軽支保との中間的な値となる。

さらに、図—12には、形状弾性ひずみエネルギーの算出に必要な各主応力  $\sigma_1 \sim \sigma_3$ 、および平均主応力  $\sigma_m$  のトンネル軸方向における分布状況を示した。同図より、各応力値は重支保区間と軽支保区間で異なった値を示し、三次元支保の場合には、切羽の進行が十分であっても平面ひずみ状態の仮定が成立しないことが分かる。これは、支保剛性による荷重分担の相違とともに、すりつき部におけるせん断応力の発生に起因するものと思われる。このせん断応力は、トンネル縦断方向に作用するものであり、これにより中間主応力  $\sigma_2$  は回転し、ひいてはトンネル縦断方向にアーチ効果が発現することとな



(a) 主応力  $\sigma_1 \sim \sigma_3$



(b) 平均主応力  $\sigma_m$

図-12 各応力値の分布状況

る。このように、均一な支保に比較して三次元支保の場合には、最終的に平面ひずみ状態の仮定が成立せず、三次元的な応力状態の残留が認められる。しかしながら、中間主応力  $\sigma_2$  と平均主応力  $\sigma_m$  の値を比較すれば、三次元支保の場合、たとえ平面ひずみ状態の仮定が成り立たなくても、図-12で示すように、 $\sigma_2 \approx \sigma_m$  となっていることから、式(1)の形状弾性ひずみエネルギーは、式(2)として書き改めることができる。

$$U_s \doteq \frac{1}{4G} \{ (\sigma_1 - \sigma_m)^2 + (\sigma_3 - \sigma_m)^2 \} \quad (2)$$

つまり、すりつき部におけるせん断応力の発生は中間主応力  $\sigma_2$  の回転を招くものの、中間主応力  $\sigma_2$  は形状弾性ひずみエネルギーの増加には寄与しないこととなる。したがって、支保パターンの変更に伴うトンネル縦断方向のせん断応力の発生は、形状弾性ひずみエネルギーの観点からみれば、地山に及ぼす影響は少ないといえる。

以上の解析結果より、施工的に最も対処が簡易な手法として、重支保と軽支保とを組み合わせた三次元的な支保パターンを適用することにより効果は、以下のように要約される。

1) NATMの基本概念を満足するように、重支保区間での地山の荷重分担率の増加と軽支保区間の地山の荷重分担率の減少を図ることが可能である。

2) 三次元支保パターンの下での地山の安定性は、エネルギー的にも重支保と軽支保との間に留められることとなり、三次元支保の実施における支保変更の安全性が保証される。

したがって、以上の知見に基づけば、地質条件がほぼ均一と見なされ、従来の施工指針では単一の支保パターンが適用される場合にも、支保の三次元的効果を期待することで、支保パターンを従来より軽微なものにできる可能性が示唆される。

#### 4. 試験施工の結果とその評価

前述の三次元支保の解析的な検討結果を受けて、試験施工と現場計測を、北陸新幹線(高崎~長野間)一ノ瀬トンネルの一部区間で実施した。

試験施工区間のトンネル切羽で観察された地質条件は、新第三紀中新世秋間層に属する転石を伴う凝灰角れき岩であり、その一軸圧縮強度は、基岩で  $50 \text{ kgf/cm}^2$  程度、転石で  $200 \text{ kgf/cm}^2$  程度であった。

また、この区間はNATMの発破工法が採用され、掘削はスプリングラインから1m程度下げた位置より上部を上半断面とし、下半断面との離れであるベンチ長は3~5m程度とした、いわゆるミニベンチで施工した。

以下に、ここに提案した三次元支保の実施工への適用事例として試験施工の概要を示すとともに、計測結果に基づき三次元支保の効果について考察を加える。

##### (1) 試験施工の概要

三次元支保の試験施工では、同一と見なされる地質条件の下で支保の三次元的効果を際立たせるために、トンネル縦断方向の支保パターンを意図的に変化させるものとした。このため、当初は、NATMでの支保部材である吹付けコンクリートの吹付厚、鋼製支保工のサイズ、およびロックボルトの本数をそれぞれパラメーターとした、様々な支保パターンを検討した。

しかし、当該区間が地山変位の大きい難施工区間であったため、安全性確保の観点から、複雑な支保パターンの変更による悪影響を極力抑えることにした。そして、計測結果を分析し三次元支保の効果を評価する上でも、パラメーターを限定することが望ましいと判断した。

このような観点から、この試験施工では、吹付けコンクリートの吹付厚、鋼製支保工のサイズおよび設置間隔を一定として、ロックボルトの打設本数のみで支保の強弱をつけるものとした。

このように、数値解析と試験施工では支保の強弱の設定に関し、解析では吹付けコンクリート、鋼製支保工による内圧効果のみに依存しているのに対して、試験施工では現場の地質条件から判断すると、ロックボルトによ



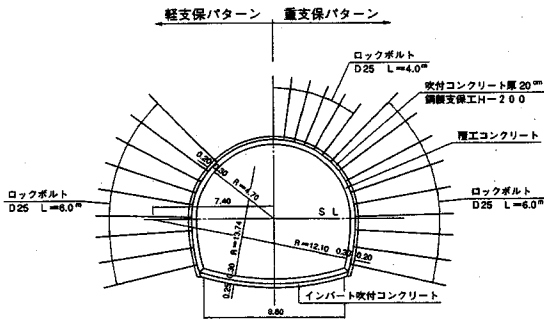


図-13 試験施工区間の支保パターン

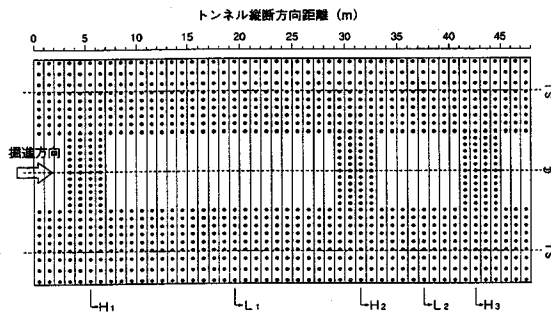


図-14 各支保パターンの適用状況図

る地山の力学的な改良効果によるところが大きいと考えられ、両者の値を直接比較することはできない。しかしながら、解析、試験施工というそれぞれの条件において、支保に強弱を施した結果を個々に議論し、双方から得られた知見を対比して、三次元支保の効果を整理することは可能と考えた。

こうしたロックボルトの打設本数で支保に強弱をつけた、重支保パターンおよび軽支保パターンのトンネル断面図を図-13に示す。また、試験施工区間での、この両パターンの適用状況を図-14に示す。

なお、図-14には、試験施工区間での計測断面位置を併せて示した。同図に示すように、計測断面は、重支保パターン区間で3ヶ所（以下にそれぞれ  $H_1$ 、 $H_2$ 、 $H_3$  と称する）、軽支保パターン区間で2ヶ所（以下にそれぞれ  $L_1$ 、 $L_2$  と称する）の計5ヶ所とした。

## (2) 計測結果および考察

図-15は、支保工設置直後から計測が開始された、各計測断面における天端沈下係数（天端沈下量  $\delta_t$  をトンネル最大幅  $D$  で無次元化した値）について、その経時変化を示したものである。さらに、図-16には、三次元FEM解析における整理と同様に、天端沈下係数の収束値について、トンネル縦断方向の分布状況を示した。

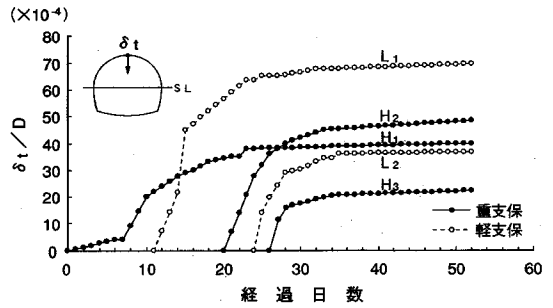


図-15 試験施工区間における天端沈下係数の推移

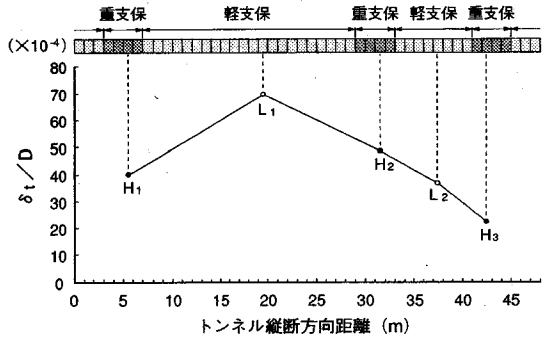


図-16 天端沈下係数の分布状況

両図より、 $H_1$ 、 $L_1$ 、 $H_2$ における天端沈下係数を比較すると、重支保区間の  $H_1$ 、 $H_2$  と軽支保区間の  $L_1$  との間には、明らかな相違が認められる。すなわち、重支保区間の  $H_1$ 、 $H_2$  での収束値は、0.004~0.005程度であるのに対して、軽支保区間の  $L_1$  での収束値は0.007程度と大きくなっている。

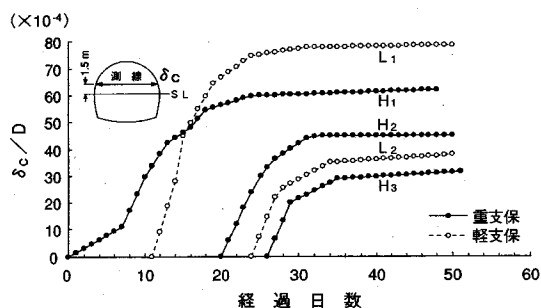
ここで、前述のように試験施工区間の地質は、転石の混入の程度に多少の相違はあるが、凝灰角れき岩の概ね均一な地質をなしていた。

この説明として、計測位置の相互の距離（スパン） $S$  と、トンネル最大径（トンネル掘削径に概ね相当） $D$  との比として、スパン比  $S/D$  を考える。掘削時の切羽前方への影響範囲は、 $S/D \leq 1$  程度と評価されている<sup>3)</sup>。一方、支保は切羽後方1m程度の位置で設置されるので、このスパン比  $S/D$  は、概ね支保剛性の影響の範囲と考えることができる。 $H_2$  の位置は、後方に位置する  $H_1$  を有した重支保区間から、25m程度の距離がある。 $H_1$  と  $H_2$  のスパン比は2.5程度となり、 $H_2$  の計測値に対して  $H_1$  付近の重支保区間の影響は皆無と考えられる。また、 $H_1$  と  $L_1$  のスパン比は、 $H_1$  を有する重支保区間の端部から測って1.3程度であり、 $L_1$  に対する  $H_1$  付近の重支保区間の影響も極めて薄いと考えられる。つまり、 $L_1$ 、 $H_2$  の計測の値は、その後方に位置する  $H_1$  を含む重支保区間の影響を受けずに、 $H_2$  付近の重支保

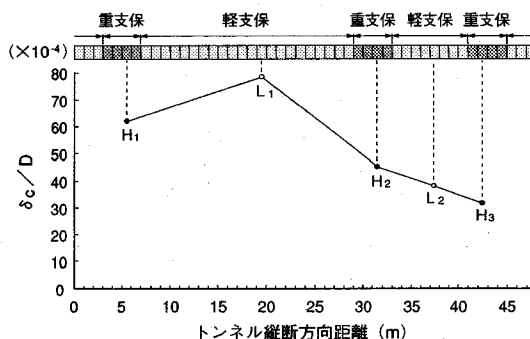
区間、 $L_1$  付近の軽支保区間が個々に独立した状態で、それぞれの支保能力に応じた天端沈下係数を示したと考えられる。また、このような変位の状況から、ロックボルトの本数で差異をつけ、重支保と軽支保を設定したこの試験施工の前提条件は、概ね満足されたと考えられる。

次に、図—15 および図—16 に示す  $H_2$ 、 $L_2$ 、 $H_3$  での各天端沈下係数について検討を加える。 $H_2$  での値が 0.005 程度であるのに、 $H_3$  での値は 0.002 程度と小さくなっている。ここで再度スパン比を考える。先にも述べた通り、 $H_1$  と  $H_2$  のスパン比は 2.5 程度で、 $H_2$  の値は  $H_1$  付近の重支保区間の影響をまったく受けていない。一方、 $H_2$  と  $H_3$  のスパン比はそれぞれの重支保区間の端部から 0.8 程度である。つまり  $H_3$  の天端沈下係数は、 $H_3$  自身を取り巻く重支保区間の影響のみならず、切羽後方に位置する  $H_2$  付近の重支保区間の影響も受けて、 $H_2$  と比較して小さな値を示したものと考えられる。同様に  $L_2$  の値についても  $H_2$  とのスパン比を考えると、 $H_2$  付近の重支保区間の端部から 0.5 程度である。このため、 $L_2$  の天端沈下係数は、軽支保区間にありながら、その後方に位置する  $H_3$  付近の重支保区間の影響を強く受けるとともに、さらに前方の  $H_2$  付近の重支保区間も  $H_2$  付近の重支保区間の影響の範囲内に入ることから、前方の重支保区間の影響も加わり、その結果として、 $H_2$  の値より若干低めではあるが、オーダーとしては  $H_2$  や  $H_3$  といった重支保区間とほぼ同様の値を示したものと考えられる。前方の重支保区間の影響については、図—15 に示す  $L_2$  の値の経過日数 26 を変化点とした増加傾向の低減と、 $H_3$  付近の重支保の建て込み時期から推測した。このように、スパン比に着目し、後方に位置する重支保区間とさらにその前方に建て込まれる重支保の影響を考慮することによって、重支保区間、軽支保区間の天端沈下係数の傾向をある程度説明することができたと考えている。また、少ないデータではあるが、この試験施工から、三次元支保の効果と思われる特徴を、 $L_1$  と  $L_2$  の値の対比から把握することができる。これを整理すると、後方に位置する重支保区間の影響の範囲内であって、かつ前方の次の重支保区間も同じ後方の重支保区間の影響の範囲内に入る中間部の軽支保区間は、概ね付近の重支保と等価な支保能力を示すと考えられ、この効果が、三次元支保の効果と考える。また、図—17 および図—18 に示す内空変位係数も天端沈下係数とほぼ同様の傾向を示している。

次に試験施工における計測結果と三次元 FEM 解析の結果とを対比すると、計測結果における  $L_2$  の値は、前後の重支保区間とほぼ同程度の値を示した。一方、解析結果では、図—9 に示すように三次元支保の重支保区間近傍のすりつき部 C を着目点とすると、この値は均一な重支保より軽支保に近い値を示している。また三次



図—17 試験施工区間における内空変位係数の推移



図—18 内空変位係数の分布状況

元支保の軽支保区間中間部 B では、均一な軽支保により近い値となっている。計測結果の  $L_2$  の値は、この C 点、B 点にあたる位置の天端沈下係数が、重支保区間の値により近づいたもので、地山の物性に対するスパン比や、支保の違いによるものと思われるが、軽支保区間が前後の重支保区間の影響を受けて、例えば変位が抑制されるという三次元支保の効果と特徴は、試験施工の結果と解析の結果の両者に現れていると考える。さらに、解析結果から、中間部の軽支保区間が、後方の重支保区間の影響のみならず、前方の重支保区間の影響も受けることが示されていて、計測結果の  $L_2$  の値がこの傾向に符合していると考えられる。

## 5. 結 論

本研究に示した、支保部材の地山に及ぼす影響に関する検討結果は、以下のように要約される。

1) 均一支保パターンに対する数値解析結果より、以下の事項を明らかにした。

(a) 支保部材の剛性が高くなるに連れて、トンネル掘削に伴う地山の解放力に対する支保部材の荷重分担率が高くなるため、地山の変位は小さくなるとともに、孔壁の安全性は高くなる。これに対して、支保部材の剛性が低くなるに連れて、トンネル掘削に伴う地山の解放力

に対する地山の荷重分担率が高くなるため、地山の変位は大きくなるとともに、孔壁の安定性は低くなる。

(b) ただし、上記の傾向を「地山の變形を許して、解放応力に対する地山の荷重分担を期待する」という NATM の基本概念に照らし合わせると、解放応力に対して、重支保の場合は支保部材が荷重を分担し過ぎであり、軽支保の場合には地山が荷重を分担し過ぎである。

(c) (a), (b) の事項から、より合理的な設計手法としては、重支保での支保部材の荷重分担率を低減し、軽支保での地山の荷重分担率を低減する方法が想定される。

2) 1) の検討結果から、NATM の基本概念に基づく合理的な支保の方法として、重支保と軽支保を組み合わせた支保パターンを提案した。この検討結果として、重支保と軽支保とを組み合わせた三次元支保を適用することで、NATM の基本概念を満足するように、重支保区間での地山の荷重分担率の増加と軽支保区間の地山の荷重分担率の減少を図ることが可能であることを明らかにした。また、三次元支保の場合、地山にはトンネル縦断方向のアーチ効果が発現し、三次元的な応力状態として NATM の基本概念を満足するが、地山の安全性については、その指標となる形状弾性ひずみエネルギーの増加はわずかであり、支保変更の安全性を確認した。

3) 2) の知見に基づき、三次元支保パターンの試験施工を行い、その計測結果から以下の事項を明らかにした。

(a) 数値解析とは異なり、試験施工ではロックボルトの本数の差異で支保剛性に強弱を与えたが、試験施工を行った区間の地質条件や、計測の結果から、試験施工の前提条件をほぼ満足する支保剛性の強弱の違いを示した。

(b) 支保の剛性に強弱を付け、トンネル縦断方向に関して規則的に変化させた場合、三次元支保として中間部の軽支保群が、前後の重支保区間の影響を受けて、重支保と等価な支保能力を示す状況が、確認された。

(c) 三次元支保の状態を示す条件は、スパン比を用いて概ね説明することが可能で、試験施工の地質条件などでは、後方重支保区間の最前部と前方重支保区間の最後尾の支保の間隔が、スパン比で  $S/D \leq 1$  の条件を満足するなかで、その中間部の軽支保区間は三次元支保の効果を示した。

このように、試験施工区間での計測結果についての分析とその評価からも、三次元 FEM 解析で示した、NATM の基本概念に基づく三次元支保の効果が確認され、実施工における三次元支保の有効性を明らかにする

ことができたと考えている。

最後に、本研究では、数値解析結果および計測値の分析結果より、NATM におけるより合理的な支保パターンとして、三次元支保の有効性について示してきた。さらに、実施工の課題として、三次元支保に必然的に伴う頻繁な支保パターンの変更起因する施工性、ならびに重支保・軽支保のすりつき部の安全性についても、その懸念が解決され、実施工への可能性を開くことができたと考えている。ただし、ここに示した計測結果は、まだ限定された条件の下での結果であることに留意する必要がある。例えば、三次元支保をより一般的な支保の方法とするためには、重支保と軽支保の間隔や、個々の支保パターンの決め方、重支保区間の設定方法等が、今後の課題として挙げられる。著者らは、一つのイメージとして、重支保と軽支保の間隔としてはスパン比を、また重支保と軽支保の個々の支保パターンの決め方については、現行の NATM の支保設計で求められた支保パターンを重支保として、それより若干弱めたものを軽支保に考えている。そして、重支保区間の長さについては、重支保区間内の支保の変位量の均衡などが一つの指標になると思われるが、それらは地質の条件にも左右される。これらの課題を明らかにするため、今後とも、数値解析および原位置計測の両面から、データの蓄積を図って行きたいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針（案），1983。
- 2) 土質工学会：NATM 工法の調査：設計から施工まで，pp.122-127，1986。
- 3) 谷本親伯：NATM-1，森北出版，pp.149-177，1984。
- 4) 大津宏康，大西有三，瀧治雄，亀村勝美：有効応力の概念に基づく掘削解析の問題点に関する一考察，土木学会論文集，No.481/Ⅲ-25，pp.77-85，1993。
- 5) 堀地紀行，平嶋政治，松下芳亮，石井恒生：軟弱粘性土地盤における併設シールドトンネルの現場計測とセグメントリングの擬似三次元構造解析モデル，土木学会論文集，No.418/Ⅲ-13，pp.201-210，1990。
- 6) たとえば，赤木寛一，小宮一仁：有限要素法によるシールド工事の施工過程を考慮した地盤挙動解析，土木学会論文集，No.481/Ⅲ-25，pp.59-64，1993。
- 7) Kobayashi, S., Mochida, Y., Tamura, T. and Nishimura, N.: Stresses and Deformations around Tunnel Face in Soft Rock, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Vol.3, pp.205-210, 1981.
- 8) 松本嘉司，西岡隆：トンネルの設計理論，共立出版，1992。（1994.10.5 受付）

# A STUDY ON THREE-DIMENSIONAL EFFECTS OF A SUPPORT SYSTEM AND ITS EVALUATION FOR NATM

Hiroshi KOMORI, Noriyuki HORICHI, Tetsuo KUMAGAMI,  
Hiroyasu OHTSU and Haruo TAKI

This paper described three-dimensional effects of a support system and its evaluation for NATM. The investigation was carried out by means of three-dimensional FEM analysis considering progress of face. The investigation made it clear that the support effect of rock mass around tunnel was influenced by the difference of rigidity in the installed support system. Based on this result, we proposed a new three-dimensional support system which combines with a heavier support system with a lighter support system. This was regarded as a reasonable support system based on the concept of NATM. Finally, three-dimensional analysis results and the results obtained at the test construction site made it clear that the three-dimensional support system recommended here was useful.