

施工時差を考慮した多重支保工法の膨張性地山トンネルに対する適用

北川 修三¹・梶原 雄三²・進士 正人³

¹フェロー会員 基礎地盤コンサルタンツ(株) (〒102-8220 東京都千代田区九段北 1-11-5)

²正会員 日本鉄道建設公団企画室補佐 (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2)

³正会員 学術博士 山口大学助教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

北陸新幹線飯山トンネルでは、膨張性地山に対処するため、施工時差をおいて支保を二度に分けて施工する多重支保工法を採用した。これは、膨張性地山のトンネルではある程度坑壁の変位を許容した方が土圧は小さくなること、NATMでの支保は閉合した吹付けコンクリートが最も有効に働くこと、の2点を最大限生かそうとするものである。施工ならびに計測の結果、たとえ一次支保が破壊しても閉合した薄肉の吹付けコンクリートを主要部材とした二次支保をその内側に施工することで十分変位の収束を図れることが確認できた。また、FEM解析により二次支保の設置時期について検討した結果、トンネル直径の3.5倍程度切羽から離して施工することが支保全体の健全性を保つうえで有効であるとの結論を得た。

Key Words : *multiplied tunnel support system , tunnel excavation , pressure of squeezing rock mass , numerical analysis*

1. はじめに

北陸新幹線飯山トンネルは長野県飯山市から標高400~700mの丘陵地を抜け新潟県新井市付近に至る延長約22.2kmの長大トンネルである。地質は主として新第三紀中新世の泥岩・砂岩類で構成される。

同トンネルの北東30km付近に位置するほくほく線鍋立山トンネルは、建設時において大きな膨張性土圧が発生し施工が著しく難航したことで有名である¹⁾。飯山トンネルの地形・地質条件は鍋立山トンネルと類似しているため、その掘削に際しては、最も難航した鍋立山トンネル中工区ほどではないにしてもかなりの膨張性土圧の発生することが懸念された²⁾。

平成10年8月より掘削を開始した富倉工区では、土被りの増加に伴うトンネル変位の拡大に対して、支保の施工時期を意図的に一次と二次に分ける工法(以下多重支保工法と呼ぶ)を採用し、成果を得ている。切羽で重い支保の設置を1度に行うことができないため、やむを得ず多重に支保を設けている例

は他のトンネルでも見られるが³⁾、二次支保の施工時期を意図的に遅らせたり一次支保の損傷を容認するという考え方は他に例がなく、独創的なものと考えられる。

本稿は、この工法の基本的な考え方と施工結果、ならびに二次支保の施工時期に関するFEM解析による分析について述べるものである。

2. 多重支保工法導入に至る経緯

飯山トンネル富倉工区は、同トンネルのほぼ中央に位置し、最初に掘削が開始された工区である。同工区は、765mの長い斜坑から本坑に取り付いており、本坑の土被りは概ね200mを越えている。斜坑掘削時においてはそれほど大きな土圧は発生しなかったが、本坑到達部付近から坑壁の変形が徐々に現れた。

本坑の掘削は断面の早期閉合を図るためNATMによるミニベンチカット工法で進められた。しかし

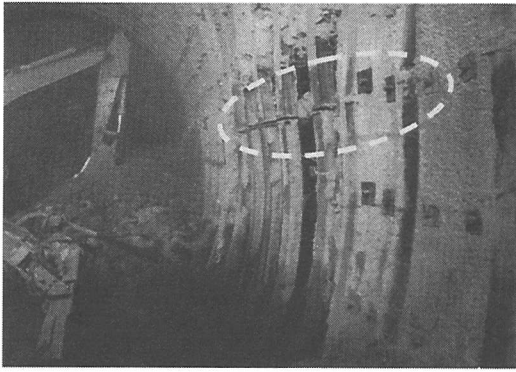


写真-1 上半下半支保工接続部の変状

本坑の進捗とともに地質状況が悪化し、支保を重くしてもトンネルの変状を抑止できず所要断面の確保が次第に困難となった。この時の変状の大きな特徴は、掘削直後の変位速度があまりに大きく上半部掘削時に既に支保工脚部が押し出されるため、下半部に支保を設置した時にスムーズな形状とならず軸力がうまく伝達できていないことである(写真-1)。そして、このような変状の修復や補強は施工上非常に困難であり、かつその効果も十分得ることができなかった。

そこで、その対応策として以下のことが検討された。

①断面を分割して掘削し、各断面毎に早期閉合を図る。

②掘削直後の大きな変位速度に対応するため即効性のロックボルト(鋼管膨張型ボルト)を上半支保工脚部に施工し、スムーズな支保形状の確保を図る。

①の方法は、施工機械の根本的な変更を要し、かつ掘進速度の大幅な低下が避けられない。②については試験的に実施した結果、断面閉合以前の変位の早期拘束には非常に効果があることを確認したが、その対策のみでは変位収束が図れず、長期的な支保の健全性の確保という課題の根本的な解決には至らなかった。

膨張性地山のトンネルにおいては従来から掘削断面の早期閉合の重要性が論じられてきている⁴⁾。また、一般にトンネルの変位をある程度許容すると支保に作用する荷重が減少することは経験の示すところである⁵⁾。

NATM導入以前のトンネル施工においては、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、変形余裕を設けて

もそれを上回る内空変位が生じ、設計断面を侵した部分を再掘削する、いわゆる「縫い返し」を余儀なくされることがしばしば発生した。縫い返しは一旦応力解放された地山を再掘削することとなるため、一般に縫い返し後の内空変位量は当初掘削時に比べ小さくなる。このような縫い返し効果により変位の収束が図られた施工事例も多い^{6), 7), 8)}。

一方、NATMは、吹付けコンクリートが主要な支保部材であり、掘削断面の早期閉合に有利な工法である。そのため、わが国で最初にNATMを導入した上越新幹線中山トンネルをはじめ多くのトンネルで、膨張性地山対策として大きな成果をあげている。特に、在来工法で施工された当時、膨張性土圧で著しく難航した伊東線宇佐美トンネルや北陸本線頸城トンネルに近接して、NATMで施工された新宇佐美トンネルや北陸自動車道山王トンネルでは、掘削断面の早期閉合が大きな効果を発揮し、在来のトンネルに比べきわめて順調に掘削された^{9), 10)}。このような経緯から、掘削断面の早期閉合は、膨張性地山対策として最も有効な対処法として定着している。

飯山トンネルにおいても掘削断面の早期閉合を目指しているが、前述のように変位速度が大きく良好な形状の断面閉合を切羽で実現することが難しいこともあって、早期閉合のみで膨張性土圧を克服することは困難な状況であった。そこで、支保の閉合を繰り返し行うことで、閉合断面の形状を良好に保つとともに、後続の支保は地山の応力解放がある程度済んでから設置するため大きな土圧は作用しないという、縫い返し時と類似の効果も期待して、膨張性土圧に対処することとした。この工法の施工手順と考え方は以下のとおりである。

- ① 一次支保は、急激な初期変位や切羽崩壊を防ぐとともに、そのみで変位を収束できる場合もあることを期待して、切羽で効率的に施工できる範囲で十分剛性のあるものとする。
- ② 変形により一次支保が損傷してもその撤去や大幅な修復は行わず、その内側に二次支保を施工する。
- ③ 一般的な変形余裕に加え、二次支保設置のスペースを当初設計として見込む。
- ④ 二次支保の施工は、一次支保の変位速度がある程度小さくなるのを待ってから実施する。
- ⑤ 二次支保の支保部材は、閉合した薄肉の吹付けコンクリートを基本とする。

このように同工法は、縫い返しを先取りして掘削断面を通常より若干大きくしているため、二次支保

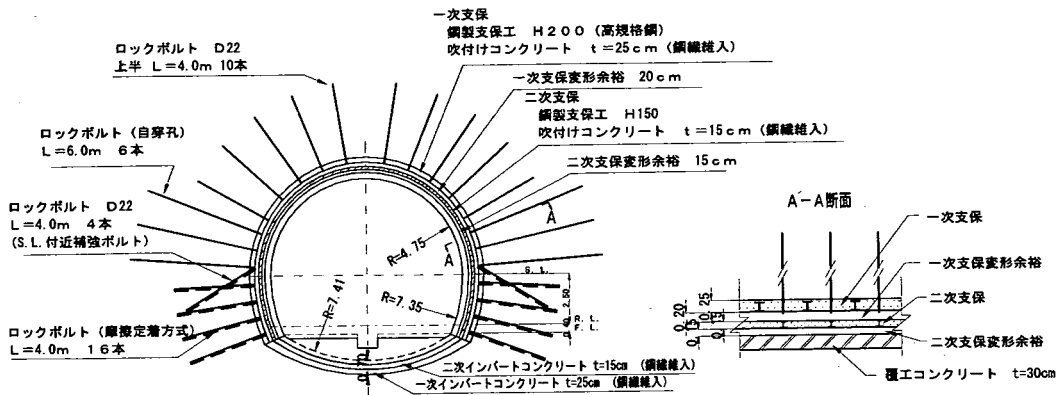
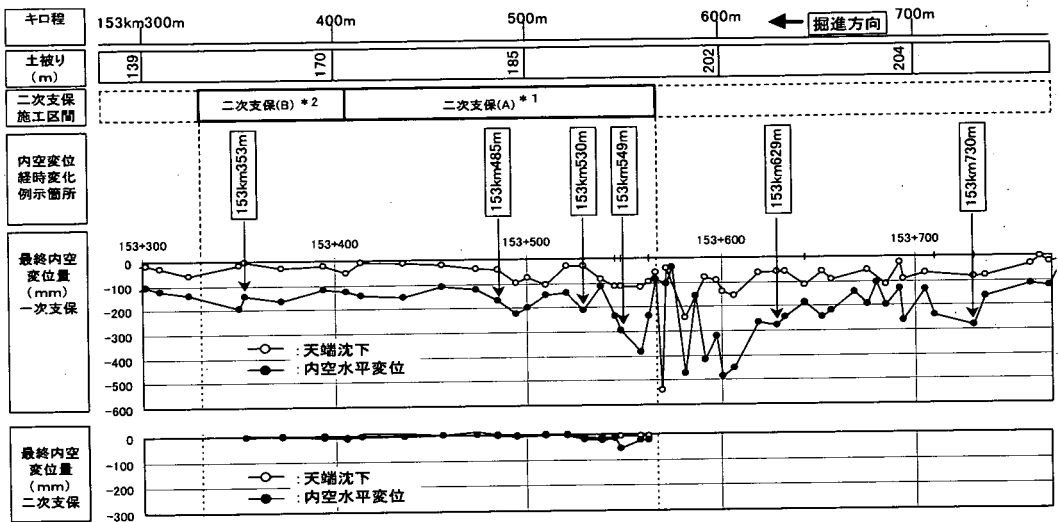


図-1 支保パターン



*1: 二次支保(A): 150H鋼製支保工, 15cm厚の吹付けコンクリート
 *2: 二次支保(B): 100H鋼製支保工, 10cm厚の吹付けコンクリート

図-2 一次支保および二次支保の最終内空変位

の設置が不必要となった場合には無駄な余掘・余巻が生じることとなる。しかしながら、そのためのコスト増は新幹線断面で1m当り10万円程度と縫い返し等の手戻りに比べ著しく小額であること、基本的な施工法や施工機械の変更を要しないこと、切羽での作業が複雑とならないこと等、多くの利点を有しているとの判断から導入に踏み切ったものである。

3. 設計・施工

(1) 設計

支保の設計は「2. 多重支保工導入に至る経緯」で述べたことを基本に以下の様に設定した。

図-1に支保パターンを示す。一次支保のロックボルトは上半部にL=4mを10本、L=6mを6本、下半部にL=4mを16本、計32本とした。鋼製支保工は200H、吹付けコンクリートは25cm厚で鋼繊維入りとした。このように膨張性土圧に対処するためロックボルト、鋼製支保工、吹付けコンクリートいずれも一般のNATM支保と比べてかなり重いものとなっている。

二次支保は150Hの鋼製支保工と15cmの吹付けコンクリートのみである。なお、支保工ピッチはいずれも1mとしている。

変形余裕は、一次支保時20cm、二次支保時15cmとした。

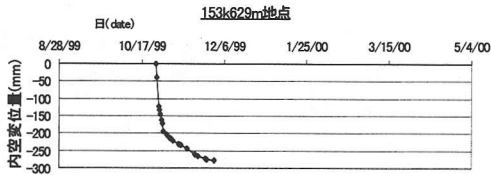
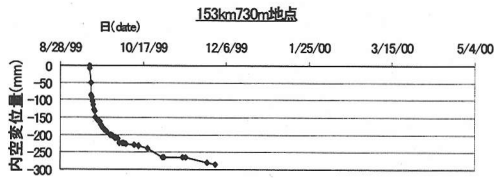


図-3 内空変位経時変化（一次支保のみ施工区間）

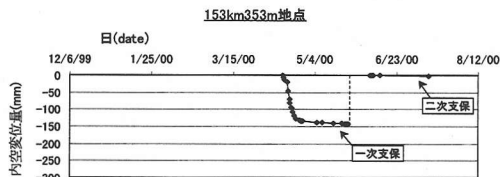
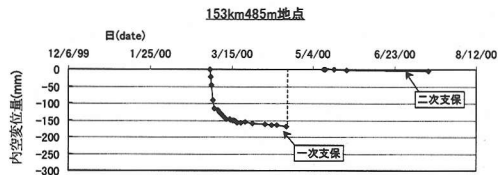
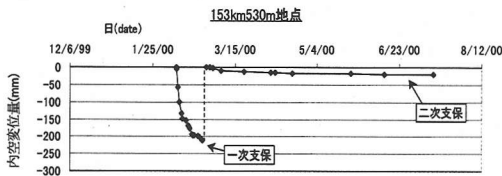
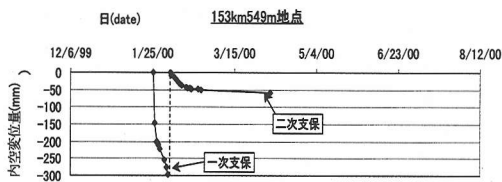


図-4 内空変位経時変化（一次+二次支保施工区間）

(2) 施工

当工区の施工は当初から大型機械を採用したミニベンチカット工法としている。多重支保工法の区間においても基本的にこの施工法は変わらない。

上半下半切羽の掘削は大型の自由断面掘削機により連続的に行われ、一次支保も引き続き切羽において施工される。なお、一次インバートは、掘削進行を上げるため1週間ごとにまとめて施工されている。

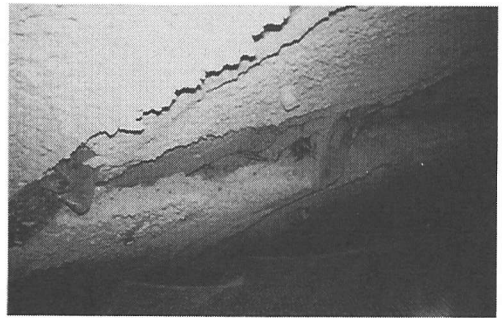


写真-2 支保工座屈，吹付けコンクリート剥落



写真-3 二次支保工完了状況

二次支保は、切羽からある程度距離をおき、一連の切羽作業と切り離して実施した。なお、二次支保も施工効率上ある程度まとめて施工することとなるため、施工時における切羽からの離れは一定とはなっていない。

4. 施工状況と現場計測

(1) 内空変位と変状状況

図-2に、多重支保工法を採用した個所付近の内空変位状況を示す。同工法を採用する以前の内空変位量は、200mmから最大550mmと非常に大きく、しかも変位収束に至っていない(図-3)。写真-2は、この付近の天盤から肩部にかけての支保の変状状況を示している。吹付けコンクリートが剥落し鋼製支保工が大きく座屈している。また、前述の写真-1に示したように上半と下半の支保工接続部がスムーズな形状を維持できておらず、軸力がうまく伝達できていない。このように支保工が大きな損傷を受けて必要な耐力を有していないため、長期にわたって内空変位の収束が図られないものと考えられる。

一方、多重支保工法を採用した以降の内空変位は比較的安定しており、特に二次支保の変位量が非常に小さい(図-2)。図-4は、多重支保工法を採用した区間の一次支保と二次支保の挙動の代表例である。

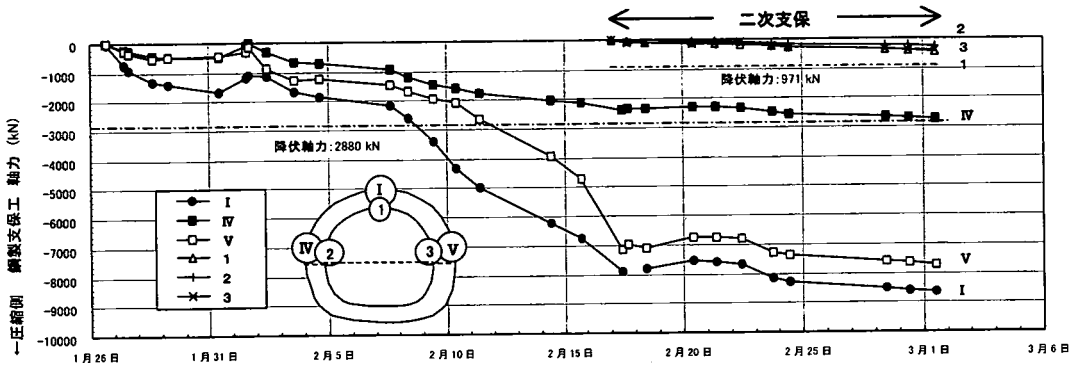


図-5 鋼製支保工の計測結果

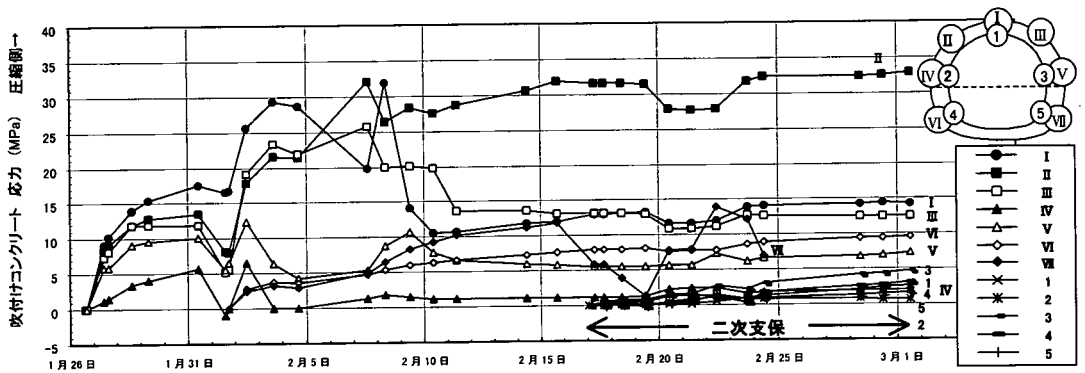


図-6 吹付けコンクリートの計測結果

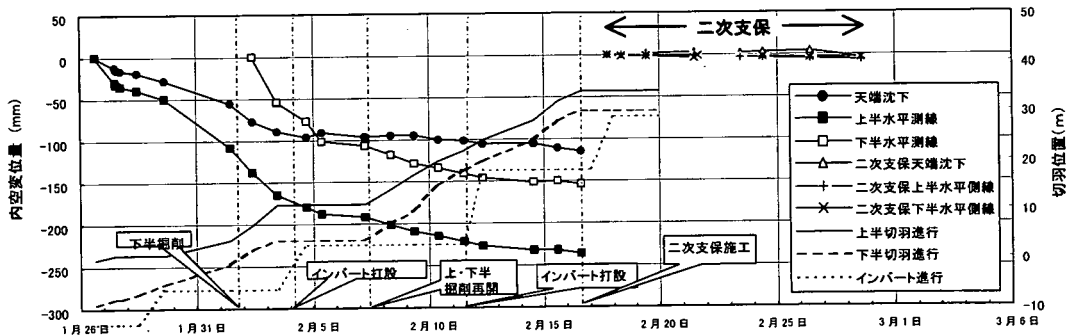


図-7 内空変位量の経時変化

いずれの個所でも、一次支保の変位量に比べ二次支保の変位量はわずかでしかも概ね収束していることがわかる。特に 153km549m地点、および同 530m地点では、一次支保の変位量が大きく、しかもまだ収束していないうちに二次支保が施工されているが、それでも二次支保施工後早い時期に変位は収束し支保として十分機能していることがわかる。

写真-3 に二次支保施工区間の全景を示す。変状はまったくみられずスムーズな断面形状が維持されている。

(2) 支保に発生する応力の現場計測

支保の変状状況や内空変位計測結果から、二次支保は健全なもの一次支保はかなりの個所で既に降伏していることが想定された。そこで、支保全体としての健全性を検討するために一次支保および二次支保応力に関する現地計測を実施した。

測定は吹付けコンクリートについては応力値を、鋼製支保工についてはひずみを測定し軸力換算した。

図-5, 6は 153km546m地点での測定結果である。なお、同地点の内空変位測定結果についても、図-7

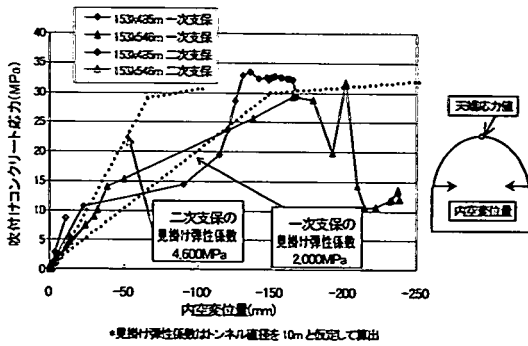


図-8 トンネル内空変位量と吹付けコンクリート応力の関係

に示す。

これらの図から以下のことが読み取れる。

- ・切羽の進行に伴い一次支保に発生する応力は次第に増加する。なお、2月2日には上半部支保の応力がどの場所でも一時的に低下している。これは、下半掘削により一次支保脚部の支持が一時的に、はずれることによるものと思われる。
- ・一次支保の吹付けコンクリート応力は、計測箇所ⅠおよびⅢで応力度が25~30MPaを越えるところから複雑な動きとなりその後急激に減少している。一方、鋼製支保工についても、吹付けコンクリート応力のこのような動きに呼応して計測箇所ⅠおよびⅤのひずみが降伏軸力を越えて急増している。このことは、一次支保が天盤および肩部で不安定となり、遂には降伏していることを示している。
- ・一次支保の降伏後内空変位は収束せず、緩やかな増加傾向が継続している。
- ・二次支保は、鋼製支保工軸力、吹付けコンクリート応力ともその値は比較的小さく降伏値までにまだ十分余裕がある。
- ・二次支保施工後の変位はごくわずかでほぼ収束している。

(3) 支保の健全性確保に関する計測結果の分析

以上のような施工結果ならびに計測結果から支保の健全性の確保を図るうえでの施工の目安について検討した。

図-8は、支保の応力測定を実施した2断面の、トンネル内空変位量と吹付けコンクリート応力との関係を示すものである。一次支保においては内空変位量が130mmから160mmに達すると吹付けコンクリートが降伏していることがわかる。この時の降伏応力は30MPa程度となっている。また、降伏するまでの平均的な見掛けの弾性係数は、2,000MPaと

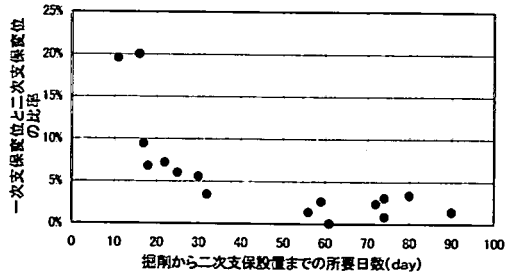


図-9 二次支保設置時期が内空変位に及ぼす影響(1)

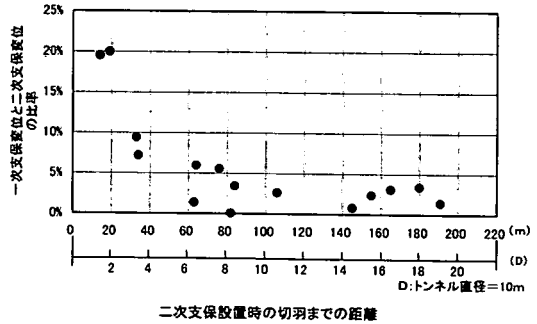


図-10 二次支保設置時期が内空変位に及ぼす影響(2)

比較的小さな値となっているが、これは断面閉合までに日数を要しているため、内空変位量に見合うだけの応力が吹付けコンクリート内に生じていないことによるものと考えられる。

一方、二次支保においては、断面閉合が施工と同時に完結することを考えると、見掛けの弾性係数4,600MPaが吹付けコンクリートの降伏まで維持されることが想定される。したがって、二次支保は、変位拘束効果が大きい反面、内空変位量が65mm程度で吹付けコンクリートの降伏応力が30MPaに達し降伏するものと考えられる。

施工状況と照合しながら上記の検討結果を整理すると以下ようになる。

- ・本施工の場合、内空変位量が概ね150mm程度までは一次支保は弾性域にあり健全性を保持している。内空変位量がそれ以上になると降伏し、変位収束を図れない可能性が大きい(図-8)。図-3は一次支保が降伏し変形が継続している例であり、一方、図-4に示す153km485mや353m地点の例では二次支保の設置は不必要であったかもしれない。
- ・一次支保が降伏した場合でも、その内側に薄肉の吹付けコンクリートを主部材とする二次支保を施工することにより変位収束を図ることが可能であ

る(図-4)。

- 支保全体の健全性を確保するには二次支保の降伏を避けることが必須である。この場合二次支保設置後の内空変位を最大でも 65mm 程度以下に抑える必要がある(図-8)。図-4 の 153km549m地点の例では二次支保の内空変位が 60mm 近くに達しており、支保全体としての健全性に若干懸念が残る。

このように支保全体の健全性を確保するには、一次支保の降伏を容認してでも二次支保の内空変位をある程度抑えその降伏を避けることが肝要である。この場合、地山の長期的な変形や吹付コンクリート強度のバラツキ等を考慮して、施工段階では二次支保に発生する応力を吹付けコンクリートの降伏応力の 1/3 (10MPa) 以下となるように管理するのが妥当だと考えている。この時二次支保の許容内空変位量は 20mm 程度となる(図-8)。

図-9 および図-10 は、二次支保の設置時期がその内空変位量にどのように影響するかを示している。二次支保の設置時期については、二次支保設置時点における掘削からの経過時間および設置個所の切羽からの離れで表現した。また、二次支保の内空変位量については、各計測断面の地山条件の違いが大きく影響するため、その影響を極力キャンセルする方法として二次支保設置後の内空変位量と一次支保段階での内空変位量の比で表現することとした。

図-9 および図-10 から、以下のことが読み取れる。

- 二次支保の内空変位量は、掘削後早い時期においては、その設置時期をずらすことでその値を急激に減らすことが出来る。
- 二次支保設置時期が、日数で掘削後 30 日程度、設置位置で切羽から 3.5~4D (D はトンネル直径) 程度以上遅れると、施工時期のずれによる二次支保の内空変位量には明確な傾向は見られず、小さなばらつきの範囲に収まっている。このことは、二次支保設置時期をそれ以上遅らせてもその内空変位量を小さくする効果はあまり期待できない一方、その悪影響が生じる懸念もそれほど大きくないことを意味している。

以上のようなことから、支保全体の健全性確保の観点から二次支保の設置時期に関して以下の様に整理した。

- ①一次支保段階での内空変位量が 150mm を超えないようであれば、一次支保の変位動向を十分時間をとって確認のうえ二次支保設置の是非を判断する。

表-1 解析モデル

| | | |
|----------|--------------|----------------------------------|
| 地山の取り扱い | 完全弾塑性体等均質モデル | |
| 解析の次元と条件 | 2次元、平面ひずみ | |
| 降伏条件 | Mohr-Coulomb | |
| 要素モデル | 地山 | 四角形面要素 |
| | ロックボルト | ロッド要素 |
| | 吹付けコンクリート | ビーム要素 |
| | 鋼製支保工 | 吹付けコンクリートとの剛性を換算し、吹付けコンクリートとして評価 |

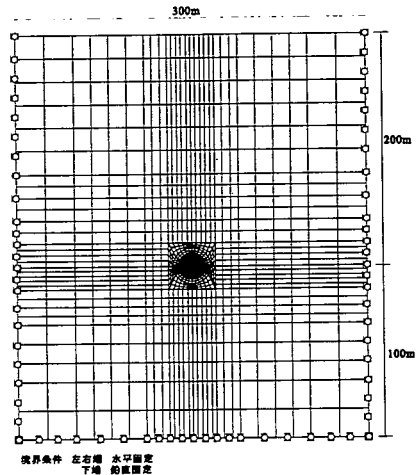


図-11 解析領域分割図

- ②一次支保段階での内空変位量が 150mm を明らかに超えるようであれば、二次支保の内空変位量を低減するため、その設置を切羽から 3.5~4D 程度以上離れた位置で行う。この場合、一次支保段階での内空変位量を 300mm 程度(富倉工区では比較的大きな値)とすると、図-10 よりその約 7% (20mm) の内空変位が二次支保に生じることとなり、長期的な支保の健全性を確保するための許容変位量に収まる。
- ③一次支保段階での内空変位量が 300mm を超える場合でも、二次支保の施工は切羽から 3.5~4D 離れの位置が適当である。それは、これ以上切羽に近づけると、二次支保の内空変位が急激に大きくなって二次支保も降伏する恐れが増し、またそれ以上離しても二次支保の内空変位を小さくすることがあまり期待できないからである。そして、二次支保が降伏するようであれば、その内側に三次支保を設ける等の追加処置が必要となる。

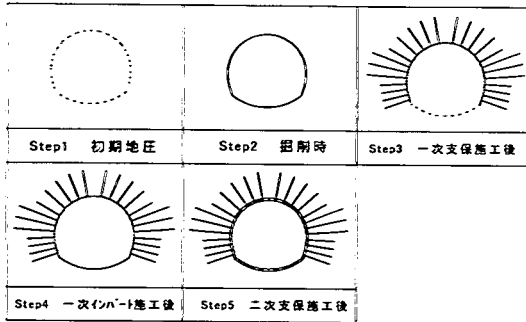


図-12 解析ステップ概要

表-2(a) 解析に用いる地山の入力物性値一覧

| | | | | |
|------|--------|------------|-------------------|------|
| 初期地圧 | 土被り | H | m | 200 |
| | 初期側圧係数 | K_0 | - | 1.0 |
| | 単位体積重量 | γ_t | kN/m ³ | 23 |
| 変形特性 | 弾性係数 | E | MPa | 200 |
| | ポアソン比 | ν | - | 0.35 |
| 降伏条件 | 粘着力 | C | MPa | 0.64 |
| | 内部摩擦角 | ϕ | 度 | 25 |
| | 引張強度 | σ_t | MPa | 0.13 |

表-2(b) 解析に用いる支保部材の入力物性値一覧

| | 支保部材の種類 | 単位 | 弾性係数 (MPa) | 断面積 (cm ²) | 降伏軸力 (MN) |
|------|---------------------------------|----|-------------------|------------------------|-----------|
| 一次支保 | ロックボルト (D22) | 本 | 2.1×10^5 | 3.87 | 0.18 |
| | 吹付けコンクリート (設計強度 21MPa) (t=25cm) | m | 3.4×10^3 | 2,500 | 5.25 |
| | 鋼製支保工 (200H, SS540) | 本 | 2.1×10^5 | 65.53 | 2.88 |
| | 合成部材 (吹付け+鋼製支保工) | m | 3.4×10^3 | 6,500 | 13.8 |
| | インバートコンクリート (t=25cm) | m | 7.0×10^3 | 2,500 | 5.25 |
| 二次支保 | 吹付けコンクリート (設計強度 21MPa) (t=15cm) | m | 3.4×10^3 | 1,500 | 3.15 |
| | 鋼製支保工 (150H) | 本 | 2.1×10^5 | 39.65 | 0.971 |
| | 合成部材 (吹付け+鋼製支保工) | m | 3.4×10^3 | 3,900 | 8.3 |
| | インバートコンクリート (t=15cm) | m | 7.0×10^3 | 1,500 | 3.15 |

5. 適切な多重支保の施工時期に関する数値解析的検討

(1) 検討目的

今回、著者らが提案している多重支保工法の基本的な概念は、二次支保の施工時期をある程度遅らせるとそれに作用する土圧が軽減されることが前提であり、そのことを積極的に利用しようとするものである。前述したように施工結果は期待に十分応えるものであったが、ここでは、施工段階毎の応力解放

率を施工時期（掘削切羽位置）に応じて変化させた FEM 解析を行い、二次支保の適正な施工時期に関する解析的な分析を試みた。

(2) 解析概要

解析手法は、二次元の有限要素法による弾塑性解析とした。解析モデルの概要を表-1 にまとめる。表に示すとおり地山は Mohr-Coulomb の降伏条件に従う完全弾塑性体とし、塑性後の体積膨張を許すものとする。なお、一次支保は地山に密着し一体となって挙動するものとし、また一次支保と二次支保の結合については、重ね合わせ構造として扱い支保工間を剛性の十分大きなロッド要素により結合した。

解析領域は、図-11 に示すように、鉛直方向についてはトンネル上方に土被り高さを取り、水平方向についてはトンネル直径の約 15 倍の領域とした。境界条件としては、左右両端を水平方向固定、下端を鉛直方向固定とした。先の境界条件のもとで、解析領域の自重のみを考慮する自重解析を行い、初期地圧状態を設定した。解析ステップとしては、図-12 に示すように各施工段階の施工条件を応力解放率により再現できるように設定した。

解析に用いた地山ならびに支保工に関する入力物性値の一覧を表-2(a), (b) に示す。なお、これらの諸物性に関する設定方法については付録を参照されたい。

(3) 応力解放率による施工段階の再現方法

地山およびトンネルの応力や変位は、掘削手順や支保の施工時期により変化する。解析ではこれらの施工手順を反映したものでなければならない。この施工手順、あるいは切羽近傍の三次元効果や切羽進行の影響を二次元解析に取り込む方法として、応力解放率による方法¹¹⁾を採用する。

応力解放率の設定にあたっては、トンネル掘削時の内空変位挙動から推定した。トンネルの内空変位は、切羽進行による応力再配分に伴う地山の弾塑性変形と、粘土鉱物の吸水膨張や地山のクリープなどの時間依存性挙動によるものが考えられる。前者は早期に発生し、どんな地山においても共通のものであるが、後者は膨張性地山特有のもので、遅れて発生するものとされている。飯山トンネルでは、多重支保工法を採用する直前に発生した切羽崩壊により切羽が一旦停止し、約 1 ヶ月後掘削を再開した。図-13 は、切羽後方 4 断面の内空変位計測結果を経時的に並べて表示したものである。図中では、それぞ

表-3 応力解放率解析ケース

| 解析 Case | Case1 | Case2 | Case3 | Case4 |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|
| 二次支保の切羽からの離れ | 1.5D | 2.5D | 3.5D | 4.0D |
| 切羽到達時 (Step2) | 30 | 30 | 30 | 30 |
| 一次支保工施工後 (Step3) | 75 | 75 | 75 | 75 |
| 一次インバート施工後 (Step4) | 100 | 90 | 93 | 95 |
| 二次支保工施工後 (Step5) | 同時施工 | 100 | 100 | 100 |

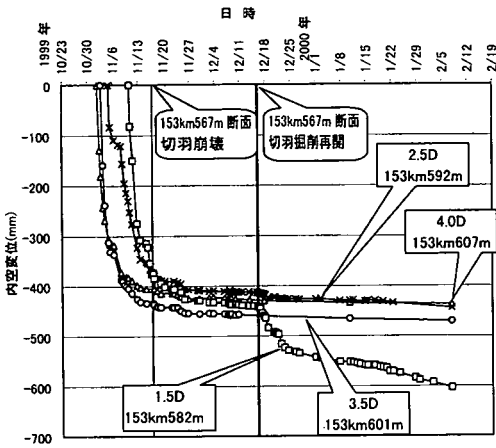


図-13 切羽停止前後の内空変位の経時変化

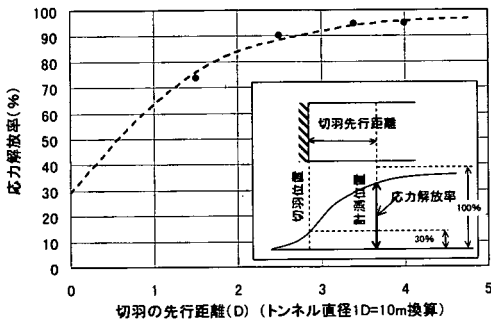


図-14 切羽の先行距離と応力解放率の関係

れの計測断面のキロ程，ならびに計測断面と切羽崩壊を起こした断面 (153km567m) との距離をトンネル直径の倍数で併記している。図から次のことが読み取れる。

- ・切羽停止中の内空変位の増加は比較的少なく，掘削再開に伴い再び変位が増加する。
- ・切羽停止位置に近い計測断面ほど掘削再開後の変位増加が大きい。

応力再配分に伴う地山の弾塑性変形にもある程度の時間依存性が想定されるため，粘土鉱物の吸水膨張や地山クリープ等の時間依存性成分と明確に分離することは困難であるが，日あるいは月単位の長期的な観点で見れば，概ね切羽進行中の変位と切羽停止中の変位がそれぞれ両者に対応するものと考えられる。上述した図-13 の特徴でみる限り，膨張性地山とされている飯山トンネルにおいても，内空変位全体に占める切羽進行に伴う弾塑性変形の割合が非常に大きいことが想定される。そこで，応力解放率の設定にあたっては，解析を容易にするため，変位

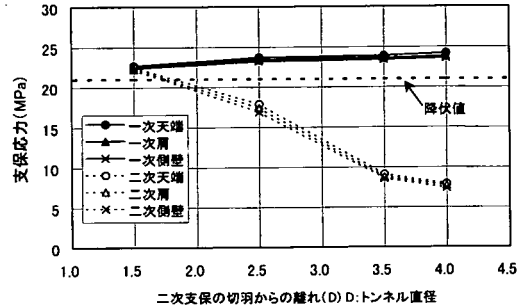


図-15 施工時差を考慮した場合の支保応力の変化

の発生要因を分離することなく切羽位置と内空変位の発現状況との関係のみから設定した。すなわち，ある断面の応力解放率を考える場合，最終変位量に対する所定位置に切羽が到達した時の変位量をもってその時点での応力解放率と考えた。したがって，長期的な時間依存成分により発生する変位についてはその大部分が未解放の応力解放率の中に含まれることとなる。

図-14 は，上記の考え方にに基づき切羽位置と応力解放率の関係を図-13 の計測結果から整理したものである。なお，応力解放率の算定にあたっては，切羽到達時に既に全体の30%が解放されているとしてそれ以降の値を算出した。

この図を参考に設定した解析に用いる応力解放率を表-3 に示す。一次インバートは一律切羽から15m (1.5D) 程度後方で施工されるとし，二次支保についてはその施工時期を4ケース設定した。

(4) 解析結果

図-15 は，二次支保の施工時期によって支保に発生する応力がどのようになるかを示している。ここで，支保応力については，軸力の解析結果を合成部材の換算断面積で除して算出したものであり，吹付けコンクリートに発生する応力値に相当する。解析

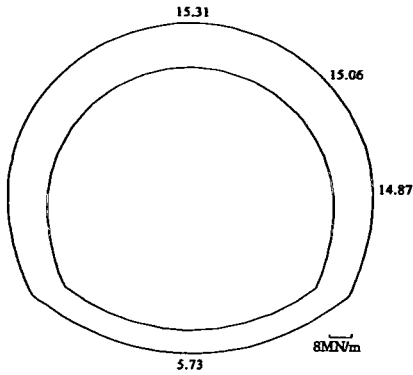


図-16 一次支保の軸力分布（応力解放率 93%）

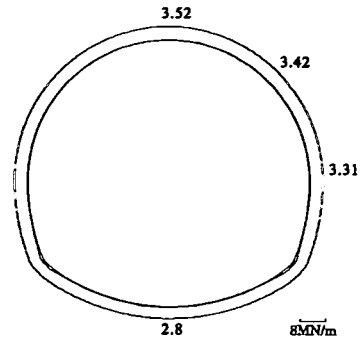


図-17 二次支保の軸力分布（応力解放率 100%）

結果を整理すると以下の様になる。

- ・二次支保を一次インバートと同時に施工した場合（切羽から 1.5D 離れ）には一次支保・二次支保とも降伏応力（21MPa）を越えている。
- ・一次支保応力はいずれのケースでも降伏応力を越えている。
- ・二次支保を切羽から離して施工することで二次支保に発生する応力は急激に減少し、3.5D 以上離れると 10MPa 以下となる。

このような解析結果は、現地計測結果を分析した図-10 の傾向とよく一致しており、二次支保の適切な施工時期の検討に十分資するものと考ええる。

以上のことから、結論として、二次支保を切羽から 3.5D 程度離して施工すれば、二次支保はかなり余裕のある支保耐力を有しており、たとえ長期的な地山変形に伴う応力増加があっても十分健全性を保てるものと考えられる。

なお、図-16 および 17 に二次支保を切羽から 3.5D 離して施工した時 (Case3) の支保軸力分布を示す。図-16 は一次支保の軸力分布 (Step4)、図-17 は最終状態 (Step5) での二次支保の軸力分布を示している。一次支保はインバートが後打ち施工であるため軸力値が他の部分に比べて小さくなっているが、二次支保は全周同時施工のため比較的均等な軸力分布となっている。いずれにしても表-2(b) の支保部材降伏軸力と比較すると一次支保は全周にわたり降伏しているが、二次支保については合成部材としては十分余裕のあることがわかる。

6. 結論

以上のような検討結果から、今回実施した多重支

保工法について整理すると以下のようになる。

- ① 膨張性地山とされる飯山トンネルにおいてもトンネルの内空変位の大部分は切羽進行による応力再配分に伴う地山の弾塑性変形によるものと考えられる。このような場合には、掘削時に十分な変形余裕を設け、施工の早い時期に発生する変位を許容することで支保に作用する土圧を大幅に軽減できる。
- ② 上記のような地山条件では、多重支保工法が有効に機能する。
- ③ 概ね 150mm 以下で内空変位が収束する場合には一次支保は弾性領域にあり健全性を保持している。
- ④ 一次支保が降伏し、一次支保単独では変位が収束しない場合でも、その内側に薄肉の閉合した吹付けコンクリートを主部材とする二次支保を施工することにより変位収束を図ることができる。すなわち、支保全体として安定状態を確保することが可能である。
- ⑤ 支保としての健全性を高めるには、二次支保の応力状態をある程度余裕のあるものとする必要がある。そのためには、その施工を切羽からトンネル直径の 3.5 倍程度以上離れた位置で実施するのがよい。
- ⑥ 一次支保段階での内空変位量が 300mm を大幅に超えるような場合には、二次支保も降伏する可能性があり、その対応を考慮する必要がある。

このように、施工時差を考慮した多重支保工法は、特殊な支保や工法を用いることなく大きな膨張性土圧に対処でき、かつ地山の変位挙動に応じて二次支保の設置を留保する等フレキシブルな対応が容易にできる扱いやすい工法である。したがって、飯山トンネルのように地山強度に比較して土被りの大きい

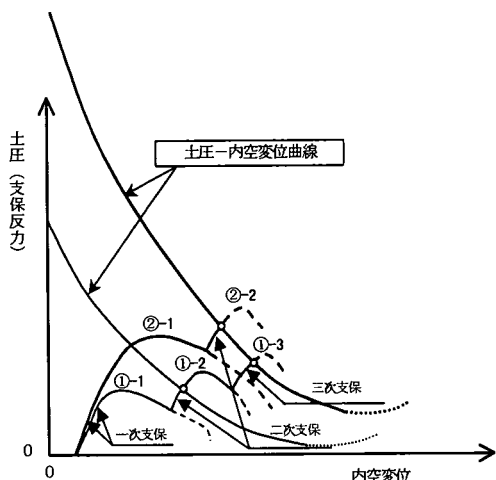


図-18 多重支保工法の概念

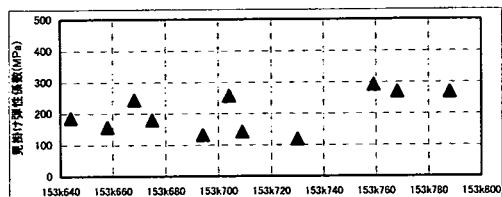
いわゆる「押し出し性」の膨張性地山においては、幅広くその適用が可能であると考えている。また、施工面においても大きな利点を有している。すなわち、断面の分割掘削の必要がなく大型機械の使用が可能である、二次支保の施工を切羽作業と切り離すことが可能となり掘削効率の更なる向上が見込める、等建設コストに大きく影響する点でも非常に有効であると考えられる。

7. 今後の課題

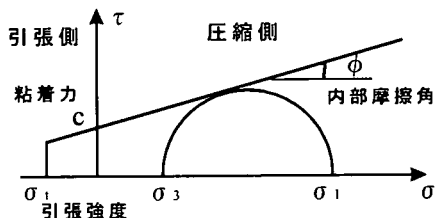
飯山トンネル工事はこれからが本格化する段階であり、今後更に土被りの大きい区間や地山条件の劣悪な区間が想定されている。このような場合でも今回採用した多重支保工法の考え方を踏襲できると考えているが、支保設計の面では更に改良を加える必要がある。

図-18は、Fenner-Pacher 曲線¹²⁾をもとに多重支保工法の概念と今後の検討の方向を示したものである。今回実施した対応は、土圧-内空変位曲線の細線と支保の挙動を示す①-1 および①-2 で表現している。すなわち、一次支保(①-1)は降伏しているが二次支保(①-2)を設置することにより土圧と支保反力がバランスし内空変位を収束することができるというものである。膨圧が更に大きくなると土圧-内空変位曲線は太線のようになる。この場合の対策としては以下のことが考えられる。

- 二次支保の内側に三次支保を設ける(①-3)。
- 降伏耐力、降伏ひずみともより大きい一次支保



付図-1 飯山トンネルにおける内空変位から弾性理論解を用いて推定した見掛け弾性係数分布



付図-2 地山の降伏条件

を採用する(②-1)。

a) の場合には掘削断面が更に大きくなり、b) の場合には鋼管支保工の採用等新たに開発すべき要素が加わる、等それぞれ課題を抱えているが、いずれも今後適切な検討を加えることで対応が十分可能であると考えている。

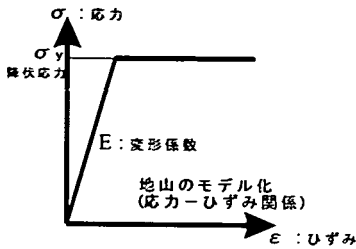
謝辞：本論文の作成にあたっては、京都大学大学院工学研究科助教授朝倉俊弘氏に多大なるご指導を頂いた。ここに深く感謝の意を表します。

付 録

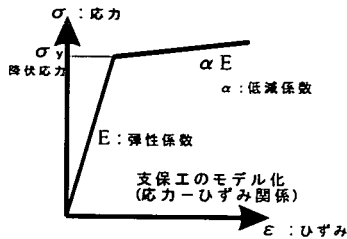
解析に用いた入力物性値の設定に関する考え方

初期地圧を計算する際に必要な入力物性値は、土被り、初期側圧係数、単位体積重量である。土被りは、多重支保施工区間における平均的な土被りから200mとし、初期側圧係数については、既存の資料調査や土被りが十分あること等から、1.0に設定した。すなわち、初期ポアソン比をほとんど0.5に近い値とした。単位体積重量については、岩石試験の結果から23kN/m³程度であり、その値を入力値とした。

地山材料の弾性係数に関する入力値については、調査・試験結果や施工時の原位置における内空変位計測結果などを考慮して、以下のように設定した。付図-1に見かけの弾性係数の分布を示す。この見かけの弾性係数は、今回の解析対象位置に近接した区



付図-3 モデル化した地山の応力-ひずみ関係



付図-4 モデル化した支保工の応力-ひずみ関係

間で計測された水平内空変位から弾性理論解を用いて推定したものである。見かけの弾性係数は 100～300MPa 程度と推定できる。その平均値の 200MPa を入力値と設定した。

次に地山材料の降伏条件の設定にあたっては、付図-2 に示した地山の降伏条件の概念図を参考に、以下の関係式を用いた。

$$q_u = E \cdot \gamma_0 \quad (1)$$

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} q_u \quad (2)$$

ここで、 q_u : 一軸圧縮強度、 E : 弾性係数、 γ_0 : 限界ひずみ、 c : 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角である。

すなわち、限界ひずみおよび内部摩擦角を仮定すると、弾性係数から粘着力が一意的に定まり、弾性係数と塑性条件を関連付けて検討できることがわかる。一軸圧縮強度については、一軸圧縮強度試験によると 1～13MPa で平均 4.5MPa、点载荷試験からの推定結果によると、0.5～5MPa であると報告されている。また限界ひずみは、この程度の一軸圧縮強度を持つ泥岩の場合で約 1% である¹³⁾。また、三軸圧縮試験から求めたせん断強度定数については、粘着力が 0.5～1MPa、内部摩擦角が 25° 程度であると報告されている。

これらの試験結果から、対象地山の代表的な物性は限界ひずみを 1%、弾性係数を 200MPa として内部摩擦角を 25° 程度と設定した。そこで式(1)および式(2)の関係を用いて粘着力を計算すると 0.64MPa が得られた。引張強度は粘着力の 0.2 倍とした。解

析に用いた地山に関する入力物性値を表-2(a)に示す。付図-3にモデル化した地山の応力-ひずみ関係を示す。

支保工に関しては、弾塑性体(付図-4参照)とした。ここで、各々の支保部材に対する降伏後の低減係数(α)は、ロックボルトの場合で $\alpha=1/100$ 、吹付けコンクリートの場合で $\alpha=1/10$ とした。本文でも述べたように、鋼製支保工は吹付けコンクリートとの剛性比から、式(3)と式(4)により吹付けコンクリートへの換算を行っている。鋼製支保工の換算面積 A_s^* は、

$$A_s^* = A_s \times \frac{E_s}{E_c} \quad (3)$$

鋼製支保工の吹付けコンクリートへの換算降伏軸力 N_s^* は、

$$N_s^* = \sigma_c \times A_s^* \quad (4)$$

ここで、 A_s : 鋼製支保工の断面積、 E_s : 鋼製支保工の弾性係数、 E_c : 吹付けコンクリートの弾性係数、 σ_c : 吹付けコンクリートの設計強度(21MPa)である。

これより、合成部材(吹付けコンクリートと鋼製支保工)としての断面積については、式(3)から一次支保の鋼製支保工の吹付けコンクリートへの換算断面積は $65.53 \times (210,000/3,400) \approx 4,000\text{cm}^2$ 、同様に二次支保の鋼製支保工の吹付けコンクリートへの換算面積は $39.65 \times (210,000/3,400) \approx 2,400\text{cm}^2$ となる。したがって合成部材の入力値は、これらの換算値と吹付けコンクリートの断面積を足し合わせて、一次支保の合成部材に対しては $6,500\text{cm}^2$ 、二次支保の合成部材に対しては $3,900\text{cm}^2$ と設定した。なお、支保部材に発生する応力は軸力が卓越していることから、解析を容易にするため鋼製支保工の曲げ剛性については考慮しないものとした。

合成部材としての降伏軸力を考える時、吹付けコンクリートおよび鋼製支保工がそれぞれ単体の場合の降伏ひずみに違いのあることが問題となる。一般に鋼製支保工のほうが早く降伏を迎えると想定されるが、周囲を吹付けコンクリートで拘束されている間は鋼製支保工には座屈等の大きな変形は発生していないため、吹付けコンクリートの破壊までは十分な耐力を有しているものと考えられた。そこで、今回の解析では両者が同時に降伏するものとして、式(4)から、一次支保の鋼製支保工の換算降伏軸力は $21 \times 4,000 \approx 8.5\text{MN}$ 、二次支保の鋼製支保工の換算降伏軸力は $21 \times 2,400 \approx 5.15\text{MN}$ とした。したがって入力値としては、この換算降伏軸力を吹付けコンクリ

トの降伏軸力に足し合わせて、一次支保の合成部材は13.8MN,二次支保の合成部材は8.3MNと設定した。表-2(b)に支保工に関する入力物性値を示す。

参考文献

- 1) 小暮誠：超膨張性地山，鍋立山トンネルの掘削，土と基礎，No.10，pp.67-70，1993.
- 2) 光木香，小幡芳文：北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告，トンネルと地下，第31巻，No.7，pp.53-61，2000.
- 3) 豊原正俊，早坂治敏，江戸川修一：鋼製支保工の高耐力化と早期閉合で膨圧を克服，北陸新幹線朝日トンネル東工区，トンネルと地下，第29巻，No.12，pp.7-17，1998.
- 4) 日本国有鉄道岐阜工事局：北陸本線糸魚川・直江津間線路増設工事誌，pp.277-288，1969.
- 5) 宮崎政三，高橋彦治：土木地質学，pp.389，共立出版，1970.
- 6) 日本国有鉄道岐阜工事局：北陸本線糸魚川・直江津間線路増設工事誌，pp.271-278，1969.
- 7) 日本鉄道建設公団東京支社：北越北線工事誌（六日町・犀潟間），pp.129-139，1998.
- 8) 日本鉄道建設公団東京新幹線建設局：上越新幹線工事誌（大宮・水上間），pp.725-729，1983.
- 9) 吉村恒，飯田堅雄，高田充温：超膨張性地山におけるNATMの施工（2）－伊東線新宇佐美トンネル－，トンネルと地下，第11巻，No.8，pp.21-27，1980.
- 10) 田名瀬寛之，芹川博，山本宏司，菅正：軟岩トンネルのTWSによる急速施工（2）－北陸自動車道山王トンネル，－トンネルと地下，第29巻，No.10，pp.15-22，1998.
- 11) 櫻井春輔，清水則一，蓮井昭則：NATMトンネル掘削の3次元効果に関する研究報告書，(財)建設工学研究所報告，No.11，pp.1-14，1982.
- 12) Pacher, F. : Deformationsmessungen im Versuch-stollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, *Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. I*, 1964.
- 13) 櫻井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，第317号，pp.93-100，1982.

(2001.10.25 受付)

THE MULTIPLIED TUNNEL SUPPORT SYSTEM APPLIED TO SQUEEZING GROUND CONDITION

Shuzo KITAGAWA, Yuzo KAJIWARA and Masato SHINJI

To deal with the large deformation due to squeezing ground at the Iiyama Tunnel of the Hokuriku Shinkansen, the placement of the tunnel supports were taken into two phases. The idea of the different stages is based on two phenomena according to NATM theory. The first is the tendency of the earth pressure which allowing the lining to displace. The other is the effect of the closed shotcrete lining on the large earth pressure. From the trial excavation, we confirm that the displacement of the lining could be controlled by performing the thin secondary shotcrete layer, even after the first lining was yielded. The numerical analysis results show that the support system could be kept stable by placing the secondary lining at the distance of 3.5 times of the tunnel diameter from the tunnel face.