



JP0750121

JAEA  
Research

## ニアフィールド岩盤の長期力学挙動予測 評価手法の信頼性向上に関する検討

A Study for Improvement of the Credibility of Evaluation Method  
for the Long-term Dynamical Behavior of Near-field Rock Mass

平本 正行 小林 保之 青柳 茂男\* 宮野前 俊一\*  
森田 篤\*

Masayuki HIRAMOTO, Yasushi KOBAYASHI, Shigeo AOYAGI\*, Shunichi MIYANOMAE\*  
and Atsushi MORITA\*

地層処分研究開発部門  
ニアフィールドグループ

Near-Field Research Group  
Geological Isolation Research and Development Directorate

March 2007

Japan Atomic Energy Agency

日本原子力研究開発機構

本レポートは日本原子力研究開発機構が不定期に発行する成果報告書です。  
本レポートの入手並びに著作権利用に関するお問い合わせは、下記あてにお問い合わせ下さい。  
なお、本レポートの全文は日本原子力研究開発機構ホームページ (<http://www.jaea.go.jp/index.shtml>)  
より発信されています。このほか財団法人原子力弘済会資料センター\*では実費による複写頒布を行つております。

〒319-1195 茨城県那珂郡東海村白方白根 2 番地 4  
日本原子力研究開発機構 研究技術情報部 研究技術情報課  
電話 029-282-6387, Fax 029-282-5920

\* 〒319-1195 茨城県那珂郡東海村白方白根 2 番地 4 日本原子力研究開発機構内

This report is issued irregularly by Japan Atomic Energy Agency  
Inquiries about availability and/or copyright of this report should be addressed to  
Intellectual Resources Section, Intellectual Resources Department,  
Japan Atomic Energy Agency  
2-4 Shirakata Shirane, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken 319-1195 Japan  
Tel +81-29-282-6387, Fax +81-29-282-5920

ニアフィールド岩盤の長期力学挙動予測評価手法の信頼性向上に関する検討

日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 地層処分基盤研究開発ユニット

平本 正行※, 小林 保之, 青柳 茂男\*, 宮野前 俊一\*, 森田 篤\*

(2007年1月12日 受理)

本書では、ニアフィールド岩盤の長期力学挙動予測評価手法の信頼性向上に関する検討として、主に以下の2つの内容について検討を行った。

- (1) 既存の計測データを用いたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性の検証
- (2) コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法の提案

(1) では、既存の山岳トンネルの計測データを基に、ニアフィールド岩盤の長期健全性評価を行う際の初期期間を対象としたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性を検証した。その結果、岩盤や支保工の物性の一部について仮定した部分があるものの、内空変位や支保工軸力に関する計算値は、計測値と概ね一致し、コンプライアンス可変型構成方程式を用いた解析手法は、ニアフィールド岩盤の長期安定性評価のみならず、トンネル掘削時の挙動を表現することにも適用可能であることが分かった。さらに、岩盤の時間依存性を考慮することは重要であり、これを考慮しない場合には、内空変位や支保工軸力を実際より小さく予測することも分かった。

(2) では、地山の時間依存性挙動に配慮して最適な支保パターンや変形余裕量を定量的に評価した修正設計手法が現状では見当たらない中、コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法を提案した。この方法は、実際の処分場建設の際にも利用することができ、初期の段階で地山の挙動に応じた支保工に修正することで、閉鎖以降の千年、万年といった長期評価の信頼性を向上させることに大きく繋がると考える。また、この方法は、処分坑道のみならず、処分孔の設計にも活用できると考える。

---

核燃料サイクル工学研究所（駐在）：〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松 4-33

※ 技術開発協力員

\* 前田建設工業株式会社

A study for Improvement of the Credibility of Evaluation Method  
for the Long-term Dynamical Behavior of Near-field Rock Mass

Masayuki HIRAMOTO\*, Yasushi KOBAYASHI,  
Shigeo AOYAGI\*, Shunichi MIYANOMAE\* and Atsushi MORITA\*

Geological Isolation Research Unit  
Geological Isolation Research and Development Directorate  
Japan Atomic Energy Agency  
Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken

(Received January 12, 2007)

For the study for improvement of the credibility of evaluation method for the long-term dynamical behavior of near-field rock mass, the following studies were carried out in this report.

- (1) Inspection of applicability of a valuable-compliance-type constitutive equation using the measurement data of the existing tunnel
- (2) Suggestion of the informatization construction using a valuable-compliance-type constitutive equation

(1)Based on measurement data of existing tunnel, applicability of a valuable-compliance-type constitutive equation for the period digging the tunnel was inspected. It was found that the calculated results almost accorded with the measurement data and this equation can be applied at the time of not only long-term evaluation but also digging. Considering the time dependent behavior is important because the calculated results become smaller than the measurement data when it is not considered.

(2)In the situation that the design method of tunnel support considering the time dependent behavior of surrounding ground was not found, the informatization construction method using a valuable-compliance-type constitutive equation was suggested. This method can be used for disposal ground construction. It will be led to improving reliability of long-term evaluation after closedown. In addition, this method can be applied in not only the disposal gallery but also the disposal pit.

Keywords : Valuable-compliance-type Constitutive Equation, Time Dependent Behavior,  
Informatization Construction

---

\* Cooperative Staff

\* Maeda Corporation

## 目 次

1. はじめに .....	1
2. 既存の計測データを用いたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性の検証 .....	2
2. 1 はじめに.....	2
2. 2 評価モデル.....	3
2. 3 既存の山岳トンネルの計測データとの比較条件.....	8
2. 4 既存の山岳トンネルの計測データとの比較結果.....	15
2. 5 まとめと考察.....	20
3. コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法の提案 .....	24
3. 1 はじめに.....	24
3. 2 修正設計の事例.....	24
3. 3 着目する計測項目の選定.....	29
3. 4 地山の時間依存性挙動に配慮した支保工の修正設計方法の提案.....	32
3. 5 まとめと考察.....	36
4. 幌延深地層研究計画における岩盤力学予測評価手法の検証計画案.....	42
4. 1 はじめに.....	42
4. 2 検証箇所について.....	44
4. 3 計測項目の選定について.....	48
4. 4 解析条件について.....	49
4. 5 おわりに.....	51
5. おわりに .....	52
参考文献 .....	53

## CONTENTS

1. Preface .....	1
2. Inspection of applicability of a valuable-compliance-type constitutive equation using measurement data of the existing tunnel .....	2
2.1 Introduction .....	2
2.2 Valuation modeling .....	3
2.3 Comparison conditions with the measurement data of the existing tunnel .....	8
2.4 Comparison results with the measurement data of the existing tunnel .....	15
2.5 Conclusion and consideration .....	20
3. Suggestion of the informatization construction using a valuable-compliance-type constitutive equation .....	24
3.1 Introduction .....	24
3.2 The example of the correction design .....	24
3.3 The choice of the measurement item to pay attention to .....	29
3.4 Suggestion of the revision design method of the tunnel support which considered the time dependent behavior of rock mass surrounding tunnel .....	32
3.5 Conclusion and consideration .....	36
4. The verification plan of prediction evaluation method in Horonobe underground research project .....	42
4.1 Introduction .....	42
4.2 About the inspection point .....	44
4.3 About the choice of the measurement item .....	48
4.4 About the analysis condition .....	49
4.5 Conclusion .....	51
5. Conclusion .....	52
Reference .....	53

## 表目次

表 2-1 解析ステップ .....	12
表 2-2 岩盤の物性値 (A トンネル) .....	13
表 2-3 岩盤の物性値 (B トンネル) .....	13
表 2-4 支保工の物性値 .....	14
表 2-5 軸力換算の詳細結果 (A トンネル) .....	15
表 2-6 軸力換算の詳細結果 (B トンネル) .....	18
表 3-1 時間依存性挙動を示すトンネルにおける修正設計の事例 .....	25
表 3-2 日暮山トンネル I 期線における支保パターン .....	26
表 3-3 飯山トンネル富倉工区における支保パターン .....	27
表 3-4 各種地山条件に応じた主な観察・計測項目の一例 .....	30
表 3-5 主な観察・計測項目と結果の活用方法の一例 .....	31
表 3-6 計算において仮定した地山条件 (基本条件) .....	37
表 3-7 支保工の物性値 .....	37
表 3-8 地山条件を 10%変化させた場合の掘削 10 日後における内空変位と支保工軸力の 計算結果 .....	41
表 4-1 400m 坑道における支保工パターン .....	47
表 4-2 予測解析に必要な物性値 (岩盤) .....	49
表 4-3 予測解析に必要な物性値 (支保工) .....	50

## 図目次

図 2-1 短期から長期にわたる岩盤の長期挙動と構成方程式の検証方法	2
図 2-2 Janach の規準における破壊強度—拘束圧関係	4
図 2-3 時間依存性の程度を表すパラメータ n の概念図	5
図 2-4 破壊進行性の程度を表すパラメータ m の概念図	5
図 2-5 計算手順の模式図	7
図 2-6 補助ベンチ付き全断面工法の模式図	8
図 2-7 A トンネルの施工時の様子	9
図 2-8 B トンネルの施工時の様子	9
図 2-9 計測値との比較に用いた解析モデル	10
図 2-10 内空変位に関する計算値と計測値の比較 (A トンネル)	16
図 2-11 支保工軸力の計算値 (A トンネル)	16
図 2-12 内空変位に関する計算値と計測値の比較 (B トンネル)	19
図 2-13 支保工軸力に関する計算値と計測値の比較 (B トンネル)	19
図 2-14 内空変位に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (A トンネル)	22
図 2-15 支保工軸力に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (A トンネル)	22
図 2-16 内空変位に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (B トンネル)	23
図 2-17 支保工軸力に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (B トンネル)	23
図 3-1 時間依存性挙動を示すトンネルの例	24
図 3-2 日暮山トンネル I 期線における断面図 (E5 パターン)	26
図 3-3 飯山トンネル富倉工区における断面図 (多重支保工法, Q パターン)	27
図 3-4 岩手トンネル女鹿工区における各支保パターンの断面図	28
図 3-5 トンネル支保工の設計のための FEM モデルで得られる内空変位の予測値の代表例	33
図 3-6 地山の時間依存性挙動に配慮した支保工の修正設計方法案 (フロー図)	34
図 3-7 地山の時間依存性挙動に配慮した支保工の修正設計方法案 (時系列図)	35
図 3-8 基本条件に対し、地山条件を 10% 変化させた場合の内空変位の経時変化	39
図 3-9 基本条件に対し、地山条件を 10% 変化させた場合の支保工軸力の経時変化	39
図 4-1 幌延深地層研究計画における岩盤力学予測評価手法の検証フロー図 (案)	43
図 4-2 実施設計時の地下施設レイアウト・掘削の概要	45
図 4-3 400m 坑道における平面図	46
図 4-4 400m 坑道における断面図	46
図 4-5 幌延地下施設設計に適用した岩盤等級区分	47

## 1. はじめに

日本原子力研究開発機構では、平成11年11月に公表した「わが国における高レベル放射性破棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ」（以下、「第2次取りまとめ」という）（核燃料サイクル開発機構、1999）<sup>1)</sup>以降、千年、万年といった長期を対象とした人工バリア設計 および ニアフィールドの長期健全性評価の際に必要な「岩盤の長期力学挙動評価」について、コンプライアンス可変型構成方程式を対象モデルとして評価手法を整備してきた。

一方で、処分施設は、建設から閉鎖までおよそ100年近く供用されることが予想されるため、処分施設を設計する際にも、その100年という期間の岩盤の長期力学挙動を考慮した設計が必要である。この閉鎖までの100年間は、ニアフィールドの長期健全性評価を行う際の初期の100年間であり、この期間を対象とした評価モデルを検証し、評価手法を更新していくことが、閉鎖以後の千年、万年といった長期評価の信頼性を向上させることに大きく繋がる。従来のトンネル建設工事では、当初設計の段階で地下の状況を十分理解することが困難なことから、施工中に得られる各種計測データを基に施工法や支保パターンの合理性を判断し、必要に応じ当初設計を見直し修正するいわゆる「情報化施工」が欠かせないが、これは処分施設の設計・施工においても同様と考える。

本書では、既存の山岳トンネルの計測データを基に、ニアフィールド岩盤の長期健全性評価を行う際の初期期間を対象としたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性を検証するとともに、コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法を提案する。さらに、幌延深地層研究計画における岩盤力学予測評価手法の検証計画の素案を示す。

本書の構成は以下の通りである。

- 第2章：既存の山岳トンネルの計測データを基に、ニアフィールド岩盤の長期健全性評価を行う際の初期期間を対象としたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性を検証する。
- 第3章：コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法を提案する。
- 第4章：幌延深地層研究計画における岩盤力学予測評価手法の検証計画の素案を示す。

## 2. 既存の計測データを用いたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性の検証

### 2. 1 はじめに

これまで岩盤の長期安定性を評価するモデルはいくつか提案されている（例えば、土木学会、1983；宮野前ら、2002）<sup>2)3)</sup>が、その適用性に関する検討は、主に岩石を用いた比較的短期間の室内試験結果との比較によるものである。地層処分においては、岩盤を対象として超長期の評価を行うことから、室内試験結果に加え、人工物の観察・調査やナチュラルアナログ（大久保、2004；大久保、2005）<sup>4)5)</sup>との比較を通じて、評価モデルの適用性について検討することも重要である。

そこで、本章では、「第2次取りまとめ」<sup>1)</sup>および「平成17年取りまとめ」<sup>6)</sup>においてニアフィールド岩盤の長期安定性評価に適用されたコンプライアンス可変型構成方程式（大久保ら、1987）<sup>7)</sup>を用いて、既存の山岳トンネルの計測データをシミュレート（図2-1の人工物の観察・調査）し、その適用性について検討する。

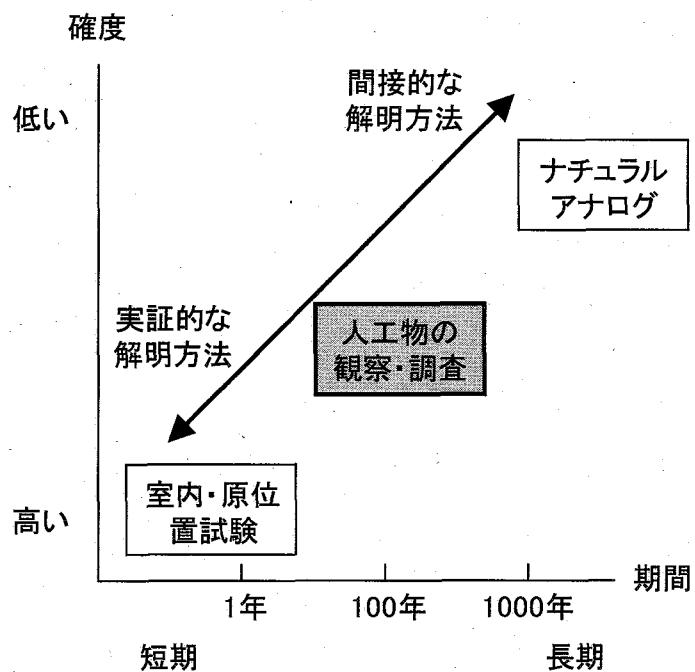


図 2-1 短期から長期にわたる岩盤の長期挙動と構成方程式の検証方法

## 2. 2 評価モデル

### 2. 2. 1 コンプライアンス可変型構成方程式

コンプライアンス可変型構成方程式は、大久保らにより提案された粘弾性構成方程式であり、岩盤の非線形挙動や破壊挙動の表現に優れ、「第2次取りまとめ」<sup>①</sup>および「平成17年取りまとめ」<sup>②</sup>における岩盤の長期安定性検討にも適用されている。ヤング率やポアソン比といった岩盤構造物を対象とした解析で一般に用いられるパラメータに、時間依存性を表すパラメータ  $n$ 、破壊進行性を表すパラメータ  $m$  を加えることにより、時間依存性挙動(載荷速度依存性、クリープ、応力緩和)を表現できる。

三次元応力下における基礎方程式は、式(2-2)のように表すことができる。岩盤に拘束圧  $\sigma_3$  が作用するに伴い、 $\sigma^*$  は式(2-4)に、 $n$  は式(2-5)に従い変化する。

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{\lambda_0} \quad \text{式(2-1)}$$

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = a \cdot (\sigma^*)^n \cdot (\lambda^*)^m \quad \text{式(2-2)}$$

$$a = \frac{\{m/(n+1)\}^{m/(n-m+1)}}{t_0} \quad \text{式(2-3)}$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}} \quad \text{式(2-4)}$$

$$n = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}}{\sigma_c} n_0 \quad \text{式(2-5)}$$

ここに、

- $\lambda^*$  : ひずみ  $\varepsilon$  と応力  $\sigma$  の比であるコンプライアンス  $\lambda$  ( $= \varepsilon / \sigma$ ) を初期値  $\lambda_0$  (初期ヤング率  $E_0$  の逆数) で基準化した値 (-)
- $t$  : 時間 (sec)
- $a$  : 強度を表すパラメータ ( $/ \text{sec}$ ) ; 式(2-3)
- $t_0$  : 定ひずみ速度載荷試験を行ったときピーク強度に達するまでの時間 ( $= 120 \text{ (sec)}$ )
- $\sigma^*$  : 破壊接近度 (-) ; 式(2-4)
- $\sigma_1$  : 圧縮応力を正とした場合の最大主応力 (MPa)
- $\sigma_3$  : 圧縮応力を正とした場合の最小主応力 (MPa)
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}$  : 破壊強度 (MPa) ; 式(2-9)
- $n$  : 時間依存性の程度を表すパラメータ (-) ; 式(2-5)
- $m$  : 破壊進行性の程度を表すパラメータ (-)

- $n_0$  : 一軸応力下での  $n$  (-)  
 $\sigma_c$  : 一軸圧縮強度 (MPa)

本研究では、岩盤が Janach の破壊規準に従うものとする。Janach の規準における破壊強度一拘束圧関係を図 2-2 に示す。また、破壊接近度は式(2-6)を用いる。式(2-6)の max は、計算される 2 つの値のうち、大きい方を採用する。また、括弧内の前者はせん断破壊に対する破壊接近度を、後者は引張破壊に対する破壊接近度を表す。

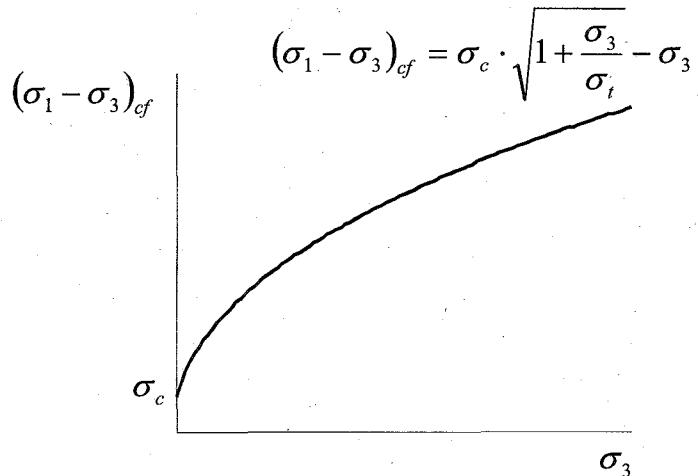


図 2-2 Janach の規準における破壊強度一拘束圧関係

$$\sigma^* = \max \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c \sqrt{1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t} - \sigma_3}}, -\frac{\sigma_3}{\sigma_t} \right) \quad \text{式(2-6)}$$

ここに、

- $\sigma_t$  : 引張強度 (MPa)

ただし、 $1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t} \leq 0$  の場合は、

$$\sigma^* = -\frac{\sigma_3}{\sigma_t} \quad \text{式(2-7)}$$

とする。

破壊の進行に伴うポアソン比の変化については、現在研究が進められている（大久保、2004；大久保、2005）<sup>4)5)</sup>が、本研究ではポアソン比が破壊の進行につれ 0.5 に近づく（式(2-8)）として解析を行った。

$$\nu = 0.5 - \frac{0.5 - \nu_0}{\lambda^*} \quad \text{式(2-8)}$$

ここに、

$\nu_0$  : 初期ポアソン比 (-)

以下に、時間依存性を表すパラメータ  $n$  および 破壊進行性を表すパラメータ  $m$  の概念図を示す。

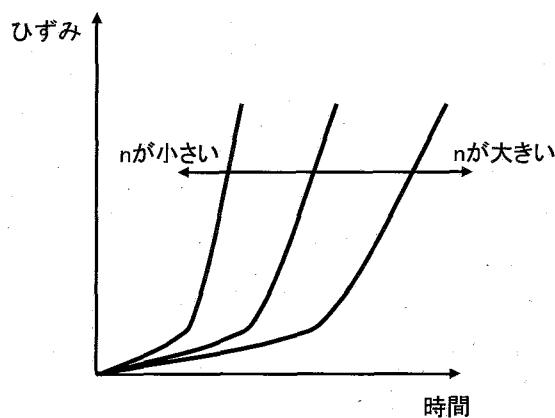


図 2-3 時間依存性の程度を表すパラメータ  $n$  の概念図  
(値が小さいほど時間依存性が顕著)

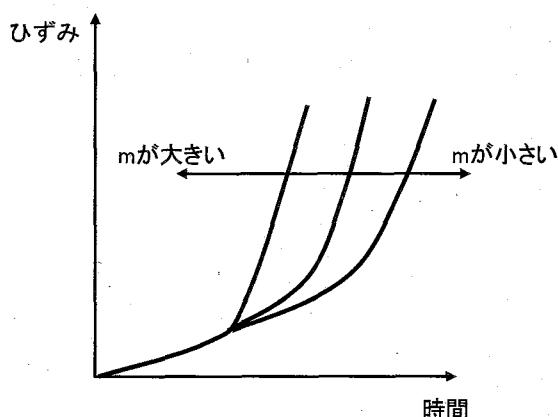


図 2-4 破壊進行性の程度を表すパラメータ  $m$  の概念図  
(値が大きいほど破壊進行性が顕著)

## 2. 2. 2 増分型の計算手順

施工過程を考慮した解析や他の非線形応力ーひずみ関係をもつ材料と組み合わせた解析を行うことができるよう、コンプライアンス可変型構成方程式に従う増分型の応力ーひずみ関係を組み込んだもの（宮野前ら、2005）<sup>8)</sup>を使用した。

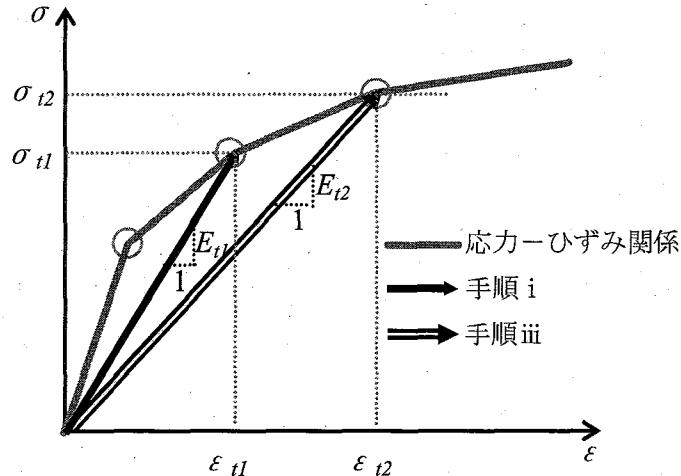
増分法を用いない場合の計算手順を i ～ iii に、増分法を用いる場合の計算手順（本研究で用いる計算手順）を I ～ III に示す。また、これらの計算手順の模式図を図 2-5 に示す。なお、ここで言う全ひずみ、全応力は、それぞれひずみ、応力の初期値からの総量を意味する。

### ◆ 増分法を用いない場合の計算手順

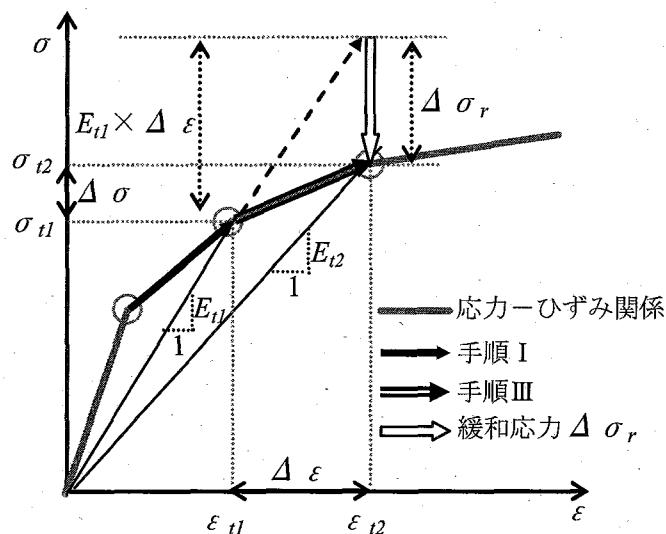
- i 時刻  $t_1$  における各要素の全ひずみ  $\varepsilon_{t1}$ 、全応力  $\sigma_{t1}$  を、時刻  $t_1$  におけるコンプライアンス  $\lambda$ 、ポアソン比  $\nu$  から FEM により計算する。
- ii 時刻  $t_1$  における全応力  $\sigma_{t1}$  より、時間増分  $\Delta t$  におけるコンプライアンスの変化  $\Delta \lambda$ 、ポアソン比の変化  $\Delta \nu$  を式(2-1)～式(2-8)により求め、新たなコンプライアンス  $\lambda$  ( $=\lambda + \Delta \lambda$ )、新たなポアソン比  $\nu$  ( $=\nu + \Delta \nu$ ) を各要素に割り当てる。
- iii 時刻  $t_1$  を  $t_2$  にして以降繰り返す。

### ◆ 増分法を用いる場合の計算手順（本研究で用いる計算手順）

- I 前の時刻からのひずみ増分  $\Delta \varepsilon$ 、応力増分  $\Delta \sigma$  を、時刻  $t_1$  におけるコンプライアンス  $\lambda$ 、ポアソン比  $\nu$ 、前の時刻からのコンプライアンスの増分  $\Delta \lambda$ 、ポアソン比の増分  $\Delta \nu$  から増分型 FEM により計算する。前の時刻における全ひずみ  $\varepsilon$ 、全応力  $\sigma$  に、それぞれ  $\Delta \varepsilon$ 、 $\Delta \sigma$  を加え、時刻  $t_1$  における各要素の全ひずみ  $\varepsilon_{t1}$ 、全応力  $\sigma_{t1}$  とする。
- II 時刻  $t_1$  における全応力  $\sigma_{t1}$  より、次の時間増分  $\Delta t$  におけるコンプライアンスの変化  $\Delta \lambda$ 、ポアソン比の変化  $\Delta \nu$  を求める。
- III 時刻  $t_1$  を  $t_2$  にして以降繰り返す。



(a) 増分法を用いない場合の計算手順



(b) 増分法を用いる場合の計算手順 (本研究で用いる計算手順)

図 2-5 計算手順の模式図 (宮野前ら, 2005)<sup>8)</sup>

計算手順より明らかなように、非増分法ではコンプライアンスとポアソン比の履歴が計算に考慮されるが、増分法ではこれらに加えてひずみや応力の履歴が考慮されることになる。

## 2. 3 既存の山岳トンネルの計測データとの比較条件

本研究では、これまでに公表されている山岳トンネルにおける計測データのうち、A トンネル（井上ら, 2003）<sup>9)</sup>と B トンネル（北川ら, 2000；北川ら, 2002）<sup>10) 11)</sup>を対象として解析を行った。トンネルの掘削直後から計測が開始され、数年間にわたり計測が行われた事例を見つけるよう心掛けたが、そのような事例は東濃鉱山（杉原, 2004）<sup>12)</sup>と Mt.Terri (Boidy et al., 2002)<sup>13)</sup>を除いて見当たらなかった。ここで、A トンネルと B トンネルを選んだ理由は以下による。

- ・ 東濃鉱山については、すでにいくつかの研究報告があるため、本研究では除外した。
- ・ Mt.Terri については、計測された坑道壁面の変位が 1 年間で 2mm と極めて小さく、時間依存性挙動によるものとは必ずしも考えられないため、本研究では除外した。
- ・ 長期挙動について検討するためには、最終的な計測値のみではなく、経時変化を念頭におく必要があり、計測値の経時変化が示されているものに限定した。
- ・ 岩盤の強度定数や初期応力について、なるべく多く記載されているものに限定した。

### 2. 3. 1 対象としたトンネルの概要

#### (1) A トンネル（井上ら, 2003）<sup>9)</sup>

最大土被りが 360m の二車線道路トンネル（掘削半径 5.9m）であり、主な地質は安山岩と角礫凝灰岩である。これらのうち角礫凝灰岩は、熱水変質作用を受けており、一軸圧縮強度で 6MPa 程度と軟質である。トンネルの掘削工法は、補助ベンチ付き全断面掘削工法（模式図を図 2-6 に示す。）であり、支保工は厚さ 25cm の吹付けコンクリートと H200 の鋼製支保工である。トンネルの上半掘削から約 4 日後に厚さ 25cm 吹付けコンクリートと H200 のストラットによりインバート部を施工し、掘削断面の早期閉合が行われている。施工時の様子を図 2-7 に示す。

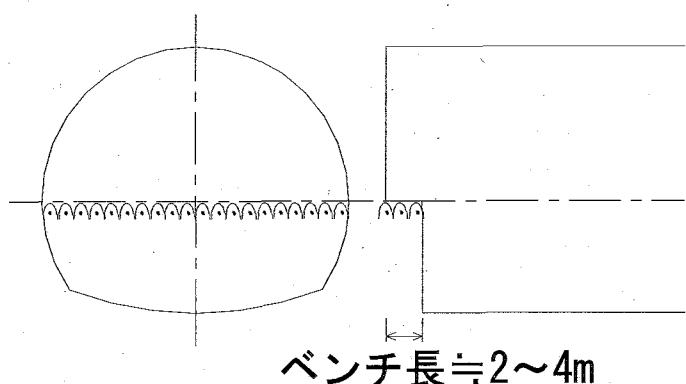


図 2-6 補助ベンチ付き全断面工法の模式図  
(図中のベンチ長は土木学会 (1996)<sup>14)</sup>による)



図 2-7 A トンネルの施工時の様子

(2) B トンネル (北川ら, 2000; 北川ら, 2002)<sup>10), 11)</sup>

最大土被りが 200m の新幹線トンネル（掘削半径 5.8m）であり、主な地質は一軸圧縮強度の平均値が 3.5MPa 程度の泥岩である。トンネルの掘削工法は、A トンネルと同様に補助ベンチ付き全断面掘削工法であり、支保工は厚さ 25cm の吹付けコンクリートと H200 の鋼製支保工である。トンネルの上半掘削から約 7 日後にインバートコンクリートによる掘削断面の早期閉合が行われている。施工時の様子を図 2-8 に示す。



図 2-8 B トンネルの施工時の様子

### 2. 3. 2 解析モデル

AトンネルとBトンネルでは、全断面工法に近い補助ベンチ付き全断面工法により掘削が行われている。本研究においては、図2-9示す軸対称モデルにより解析を行い、着目断面（モデル中央）で得られる内空変位や支保工応力を計測値と比較した。（ただし、軸対象モデルでは、変形が上下左右対称なので、解析から算出される天端変位を2倍したものを内空変位（計算値）として示すこととした（図2-10、図2-12）。）また、支保工は、吹付けコンクリートと鋼製支保工の合成部材としてシェル要素でモデル化し、岩盤と支保工との境界条件は剛結合とした。

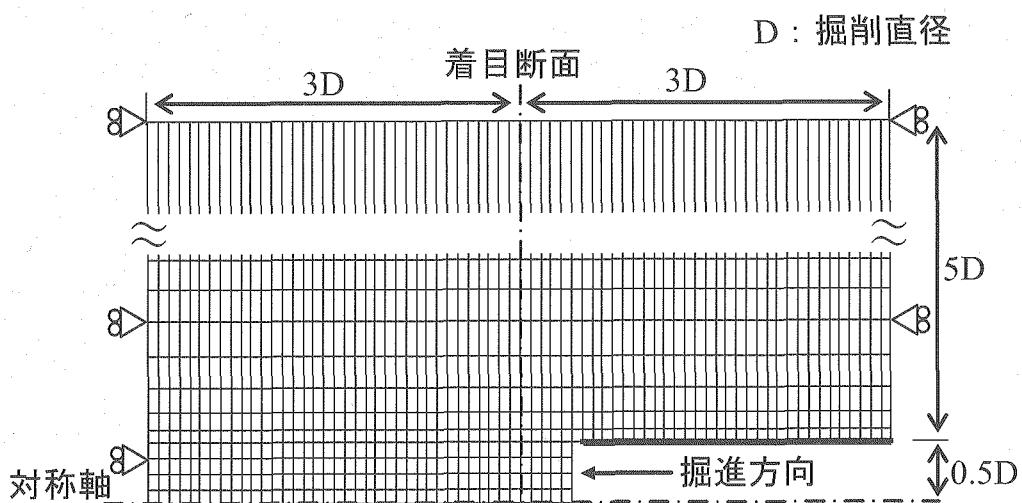


図2-9 計測値との比較に用いた解析モデル

ここで、軸対象モデルを採用した理由は、以下の通りである。

- ・ 2次元モデルでは、切羽の進行に伴う応力状態の変化を表現するために応力解放率やクリープ関数を用いる必要があるが、これらは地山条件や掘削工法に依存すると考えられ、設定が困難である。また、3次元モデルは、切羽の進行に伴う応力状態の変化を直接的に表現できるが、モデル化や計算に時間を要する。
- ・ 両トンネルとも、インバートの曲率を大きくし、円形に近い断面が採用されているので、トンネルの変形挙動を軸対象モデルで表現できると考えた。

また、参考に、軸対象モデルの長所と短所を述べておく。

- ・ 長所・・・2次元的なモデルで3次元的な挙動を解析できる。
- ・ 短所・・・初期応力が鉛直方向と水平方向で違う場合に考慮できない。地山物性値の深度依存を表現できない。など

### (1) 岩盤のモデル化

周辺岩盤は、コンプライアンス可変型構成方程式（大久保ら、1987）<sup>7)</sup>に基づく非線形粘弾性体として解析を行った。解析には、増分型のFEMプログラム（宮野前ら、2005）<sup>8)</sup>を使用した。粘着力や内部摩擦角に関するデータが不足していたため、ここでは岩盤の破壊接近度として、式(2-9)で表せるJanachの破壊規準を用いた。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf} = \sigma_c \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t}} - \sigma_3 \quad \text{式(2-9)}$$

ここに、

- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}$  : 破壊強度 (MPa) ; 式(2-4)右辺の分母
- $\sigma_c$  : 一軸圧縮強度 (MPa)
- $\sigma_t$  : 引張強度 (MPa)
- $\sigma_3$  : 圧縮応力を正とした場合の最小主応力 (MPa)

### (2) 支保工のモデル化

支保工は、吹付けコンクリートと鋼製支保工の合成部材として、シェル要素でモデル化した。吹付けコンクリートについては、材令によるヤング率の変化を考慮し、Hisatake (2003)<sup>15)</sup> の提案した式(2-10)を用いて、時刻毎に変化させた。

$$E_c = E_i \cdot \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_f} R_f\right)^2 \quad \text{式(2-10)}$$

$$E_i = 234t + 2815 \quad \text{式(2-11)}$$

$$\sigma_f = 3.1(\ln t) + 8.1 \quad \text{式(2-12)}$$

$$R_f = -0.005t + 0.815 \quad \text{式(2-13)}$$

ここに、

- $t$  : 材令 (日)
- $E_c$  :  $t$ におけるヤング率 (MPa)
- $E_i$  :  $t$ における初期接線ヤング率 (MPa)
- $\sigma_f$  :  $t$ におけるピーク強度 (MPa)
- $\sigma$  : 軸応力 (MPa) (計算簡略化のために  $\sigma = 0.5 \sigma_f$ とした)
- $R_f$  : 非線形パラメータ (-)

### 2. 3. 3 解析ステップ

表 2-1 の手順で解析を行った。

トンネルの掘進速度は、施工実績を基に、A トンネルについては 2.0m/日、B トンネルについては 1.0m/日とした。また、支保工の設置時期は、インバート支保工（吹付けコンクリートと鋼製支保工）あるいはインバートコンクリートによって掘削断面が閉合された時点での初めて支保効果が発揮されると考え、A トンネルについては掘削 4 日後、B トンネルについては掘削 7 日後とした。

step2においては切羽の進行に伴う応力再配分が生じ、step4においては岩盤の時間依存性挙動に伴う応力再配分が生じるので、本研究で用いた解析モデルにおいては、切羽の進行による影響と岩盤の時間依存性挙動による影響の両者を考慮して解析を行っていることになる。

表 2-1 解析ステップ

解析ステップ	内容	A トンネル	B トンネル
step1	初期応力状態	7.2MPa <sup>1)</sup>	4.6MPa <sup>2)</sup>
step2	トンネルの掘削	一掘進長 1.0m	一掘進長 1.0m
step3	支保工の設置	掘削 4 日後 (切羽 8m 後方)	掘削 7 日後 (切羽 7m 後方)
step4	時間経過	0.5 日 (掘進速度 2.0m/日)	1.0 日 (掘進速度 1.0m/日)
step5		step2～4 を繰り返す	

1) 岩盤の単位体積重量 20.0kN/m<sup>3</sup>×土被り 360m

2) 岩盤の単位体積重量 23.0kN/m<sup>3</sup>×土被り 200m

step1：初期応力は、土被りに地山の単位体積重量を乗じた値とし、等方等圧状態を仮定した。

step2：一掘進長を 1.0m として、掘削部分の要素を削除する。掘削に伴う応力再配分が生ずる。

step3：吹付けコンクリートと鋼製支保工からなる支保工要素（合成部材、シェル要素）を切羽から後方の部分に追加する。

step4：時間を経過させる。式(2-2)に従い、時間経過に伴う応力再配分が生ずる。

step5：以降、step2～4 を繰り返す。

なお、解析における時間刻みの増分  $\Delta t$  は、式(2-14)に示すように、最初の時間刻みを  $\Delta t_0 = 120$  (sec) として、以降のステップは前ステップの時間刻みを 1.1 倍して次第に長くしている。

$$\Delta t_n = 1.1 \times n \times \Delta t_0 \quad \text{式(2-14)}$$

## 2. 3. 4 入力物性値

### (1) 岩盤の物性値

文献を基に、Aトンネルについては表2-2の物性値を、Bトンネルについては表2-3の物性値を用いた。一軸圧縮強度など文献に示されている物性値はそのまま用いたが、文献に示されていなかったヤング率と引張強度については、堆積軟岩であることを考慮し、それぞれ次式で仮定した。

$$E = 100\sigma_c \quad \text{式(2-15)}$$

$$\sigma_t = 0.1\sigma_c \quad \text{式(2-16)}$$

ここに、

- $E$  : 岩盤のヤング率 (日)  
 $\sigma_c$  : 岩盤の一軸圧縮強度 (MPa)  
 $\sigma_t$  : 岩盤の引張強度 (MPa)

時間依存性を表すパラメータ  $n_0$  と破壊進行性を表すパラメータ  $m$  については、既往の泥岩や凝灰岩の試験結果 (大久保ら, 2002; 大久保・福井, 2002)<sup>16) 17)</sup> を参考に、それぞれ 30, 20 と仮定した。

表2-2 岩盤の物性値 (Aトンネル)

初期ヤング率 [MPa]	600	式(2-15)で仮定
初期ポアソン比 [-]	0.35	文献に示されている値
単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	
一軸圧縮強度 [MPa]	6.0	
引張強度 [MPa]	0.6	式(2-16)で仮定 既往の試験結果を 参考に設定
時間依存性パラメータ $n_0$ [-]	30	
破壊進行性パラメータ $m$ [-]	20	

表2-3 岩盤の物性値 (Bトンネル)

初期ヤング率 [MPa]	350	式(2-15)で仮定
初期ポアソン比 [-]	0.3	文献に示されている値
単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	23.0	
一軸圧縮強度 [MPa]	3.5	
引張強度 [MPa]	0.35	式(2-16)で仮定 既往の試験結果を 参考に設定
時間依存性パラメータ $n_0$ [-]	30	
破壊進行性パラメータ $m$ [-]	20	

## (2) 支保工の物性値

支保工の物性値を表 2-4 に示す。

A トンネルと B トンネルの支保パターンは同じであり、厚さ 25cm の吹付けコンクリートと H200 の鋼製支保工が施工されている。なお、軸対称モデルは、初期応力が等方等圧、トンネル形状が円形であり、トンネル周方向に曲げモーメントが発生しない（発生するのは軸力のみ）ので、吹付けコンクリート および 鋼製支保工の断面二次モーメント I を考慮しない (=0) こととした。厳密に言えば、トンネル軸方向には曲げモーメントが発生するが、あまり大きな値でないと、計算簡略化のために、本研究では 0 とした。また、支保工の自重は、影響が小さいと考え、本研究では考慮しないこととした。さらに、A トンネル、B トンネルともにロックボルトが施工されているが、ロックボルトにより発揮される内圧効果は、吹付けコンクリートと鋼製支保工により発揮される内圧効果に比べて相対的に小さい（今田、2001）<sup>18)</sup> と考え、ここでは考慮しないこととした。

表 2-4 支保工の物性値

支保部材	物性	A トンネル	B トンネル
吹付けコンクリート (t=250mm)	設計基準強度 $f'ck$ [N/mm <sup>2</sup> ]	18	
	ヤング率 E [MPa]	式(2-10)により変化	
	断面積 A [m <sup>2</sup> ]	0.25	
	断面二次モーメント I [m <sup>4</sup> ]	0	
鋼製支保工 (H200@1.0m)	ヤング率 E [GPa]	210	
	断面積 A [m <sup>2</sup> ]	$63.53 \times 10^{-4}$	
	断面二次モーメント I [m <sup>4</sup> ]	0	
	設置間隔 [m]	1.0	
	強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	400 (SS400)	540 (SS540)

ここで、物性値（断面積）の合成方法を式(2-17)に示す。ただし、 $E_{\text{吹付け}}$ は、式(2-10)を用いて、材令による変化を考慮した。

$$E_{\text{合成}} = E_{\text{鋼製支保工}} \quad \text{とし},$$

$$A_{\text{合成}} = \frac{E_{\text{吹付け}} \cdot A_{\text{吹付け}} + E_{\text{鋼製支保工}} \cdot A_{\text{鋼製支保工}}}{E_{\text{合成}}} = \frac{E_{\text{吹付け}} \cdot A_{\text{吹付け}} + E_{\text{鋼製支保工}} \cdot A_{\text{鋼製支保工}}}{E_{\text{鋼製支保工}}}$$

$$I_{\text{合成}} = 0$$

式(2-17)

とした。

## 2. 4 既存の山岳トンネルの計測データとの比較結果

### 2. 4. 1 A トンネル

A トンネルでは、支保工の応力計測データが文献に記載されていなかったため、内空変位の経時変化についてのみ、計算値と計測値を比較した。

内空変位に関する比較結果を図 2-10 に示す。ここで、計測値は上半水平内空変位であり、トンネルが縮小する方向への変位量を負値としている。計算値は変位が上下左右対称なので、天端変位を 2 倍したものとした。図より断面が閉合される掘削 4 日後までは計測値に比べて計算値が若干大きくなる傾向を示すものの、計算値は実用的な範囲で概ね計測値を表現していると言える。

なお、掘削 4 日後まで計測値に比べて計算値が若干大きくなる理由は、掘削断面が閉合された時点で初めて支保工を設置すると考え、計算においては上半支保工の設置が実際より遅れているためである。

参考に、支保工の発生軸力を図 2-11 に示す。計算で得られる支保工の発生軸力は、強度に比べて十分小さく、安全性を確保できる範囲にあると言える。

なお、計算で得られる支保工の発生軸力は、吹付けコンクリートと鋼製支保工の発生軸力を合計したものであり、強度は表 2-5 に示すように、吹付けコンクリートの材令強度（式(2-12)）と鋼製支保工の強度( $400\text{N/mm}^2$ )を軸力換算（強度 × 断面積）し、合計したものである。

表 2-5 軸力換算の詳細結果 (A トンネル)

吹付けコンクリート (t=250mm)				鋼製支保工 (H200@1.0m)			合計
材令 t(日)	材令強度 $\sigma_f$ (MPa)	断面積 $A(\text{m}^2)$	軸力 (MN)	強度 (N/mm <sup>2</sup> )	断面積 $A(\text{m}^2)$	軸力 (MN)	軸力 (MN)
1	8.100	0.25	2.025	400	6.353E-03	2.541	4.566
2	10.249	0.25	2.562	400	6.353E-03	2.541	5.103
3	11.506	0.25	2.876	400	6.353E-03	2.541	5.418
4	12.398	0.25	3.099	400	6.353E-03	2.541	5.641
5	13.089	0.25	3.272	400	6.353E-03	2.541	5.814
6	13.654	0.25	3.414	400	6.353E-03	2.541	5.955
7	14.132	0.25	3.533	400	6.353E-03	2.541	6.074
8	14.546	0.25	3.637	400	6.353E-03	2.541	6.178
9	14.911	0.25	3.728	400	6.353E-03	2.541	6.269
10	15.238	0.25	3.810	400	6.353E-03	2.541	6.351
11	15.533	0.25	3.883	400	6.353E-03	2.541	6.425
12	15.803	0.25	3.951	400	6.353E-03	2.541	6.492
13	16.051	0.25	4.013	400	6.353E-03	2.541	6.554
14	16.281	0.25	4.070	400	6.353E-03	2.541	6.611
15	16.495	0.25	4.124	400	6.353E-03	2.541	6.665
16	16.695	0.25	4.174	400	6.353E-03	2.541	6.715
17	16.883	0.25	4.221	400	6.353E-03	2.541	6.762
18	17.060	0.25	4.265	400	6.353E-03	2.541	6.806
19	17.228	0.25	4.307	400	6.353E-03	2.541	6.848
20	17.387	0.25	4.347	400	6.353E-03	2.541	6.888

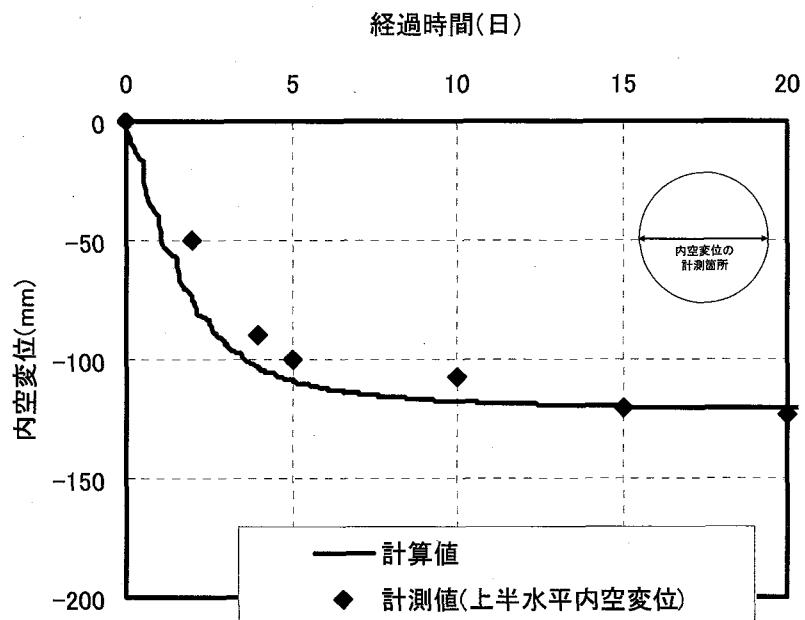


図 2-10 内空変位に関する計算値と計測値の比較 (A トンネル)

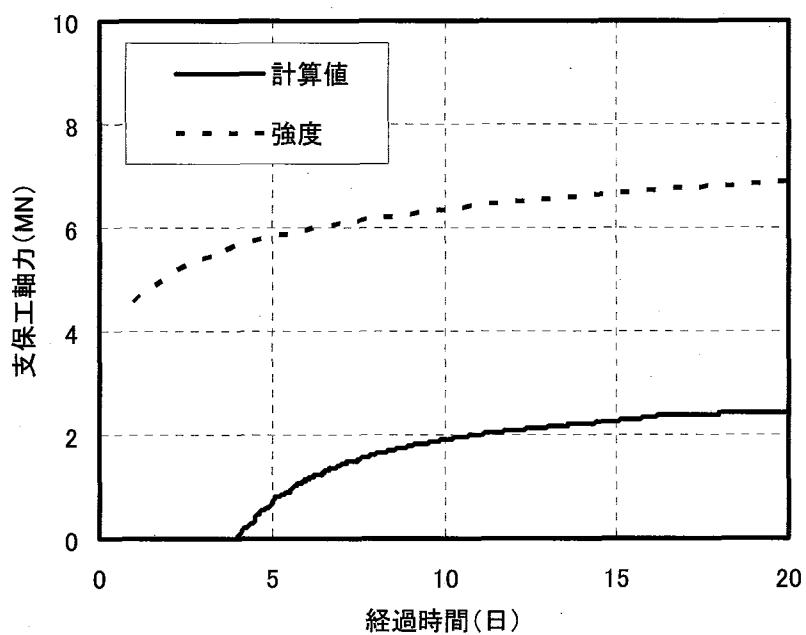


図 2-11 支保工軸力の計算値 (A トンネル)

## 2. 4. 2 B トンネル

B トンネルでは、内空変位と支保工軸力の経時変化について、計算値と計測値を比較した。

内空変位に関する比較結果を図 2-12 に示す。ここで、計測値は天端沈下を 2 倍した値 および 上半水平内空変位であり、トンネルが縮小する方向への変位量を負値としている。計算値は変位が上下左右対称なので、天端変位を 2 倍したものを見た。図より A トンネルと同様に、断面が閉合される掘削 7 日後までは計測値に比べて計算値が若干大きくなる傾向を示すものの、計算値は実用的な範囲で概ね計測値を表現していると言える。

なお、掘削 7 日後まで計測値に比べて計算値が若干大きくなる理由は、掘削断面が閉合された時点で初めて支保工を設置すると考え、計算においては上半支保工の設置が実際より遅れているためである。

次に、支保工の発生軸力に関する比較結果を図 2-13 に示す。ここで、計測値はトンネル側壁部における値であり、吹付けコンクリートの応力計測値に厚さを乗じて軸力換算し、鋼製支保工の計測軸力と足し合わせたものである。計測値はトンネル下半の掘削までに支保工軸力が増加し、下半掘削時（7 日後）に一旦軸力が解放され、ほとんど 0 となった後に断面を閉合することで再び増加している。計算では 7 日後に掘削断面が閉合された時点で初めて支保効果が発揮されると考えているが、軸力の増加傾向は計測値とよく対応している。また、計算で得られる支保工の発生軸力は、強度に比べて十分小さく、安全性を確保できる範囲にあると言える。

なお、計算で得られる支保工の発生軸力は、吹付けコンクリートと鋼製支保工の発生軸力を合計したものであり、強度は表 2-6 に示すように、吹付けコンクリートの材令強度（式(2-12)）と鋼製支保工の強度( $540\text{N/mm}^2$ )を軸力換算（強度 × 断面積）し、合計したものである。

トンネルの掘削解析において、一般に変位と応力が同時に合う計算結果を得ることは容易ではないが、以上の結果はコンプライアンス可変型構成方程式を用いた解析手法が変位量や応力状態の経時変化を定量的に評価するための有効な手法であることを裏付けている。さらに、吹付けコンクリートの材令によるヤング率の変化（式(2-10)～式(2-13)）の妥当性も言えると考える。

表 2-6 軸力換算の詳細結果 (B トンネル)

吹付けコンクリート (t=250mm)				鋼製支保工 (H200@1.0m)			合計
材令 t(日)	材令強度 $\sigma_f$ (MPa)	断面積 A( $m^2$ )	軸力 (MN)	強度 (N/ $mm^2$ )	断面積 A( $m^2$ )	軸力 (MN)	軸力 (MN)
1	8.100	0.25	2.025	540	6.353E-03	3.431	5.456
2	10.249	0.25	2.562	540	6.353E-03	3.431	5.993
3	11.506	0.25	2.876	540	6.353E-03	3.431	6.307
4	12.398	0.25	3.099	540	6.353E-03	3.431	6.530
5	13.089	0.25	3.272	540	6.353E-03	3.431	6.703
6	13.654	0.25	3.414	540	6.353E-03	3.431	6.844
7	14.132	0.25	3.533	540	6.353E-03	3.431	6.964
8	14.546	0.25	3.637	540	6.353E-03	3.431	7.067
9	14.911	0.25	3.728	540	6.353E-03	3.431	7.158
10	15.238	0.25	3.810	540	6.353E-03	3.431	7.240
11	15.533	0.25	3.883	540	6.353E-03	3.431	7.314
12	15.803	0.25	3.951	540	6.353E-03	3.431	7.381
13	16.051	0.25	4.013	540	6.353E-03	3.431	7.443
14	16.281	0.25	4.070	540	6.353E-03	3.431	7.501
15	16.495	0.25	4.124	540	6.353E-03	3.431	7.554
16	16.695	0.25	4.174	540	6.353E-03	3.431	7.604
17	16.883	0.25	4.221	540	6.353E-03	3.431	7.651
18	17.060	0.25	4.265	540	6.353E-03	3.431	7.696
19	17.228	0.25	4.307	540	6.353E-03	3.431	7.738
20	17.387	0.25	4.347	540	6.353E-03	3.431	7.777
21	17.538	0.25	4.385	540	6.353E-03	3.431	7.815
22	17.682	0.25	4.421	540	6.353E-03	3.431	7.851
23	17.820	0.25	4.455	540	6.353E-03	3.431	7.886
24	17.952	0.25	4.488	540	6.353E-03	3.431	7.919
25	18.079	0.25	4.520	540	6.353E-03	3.431	7.950
26	18.200	0.25	4.550	540	6.353E-03	3.431	7.981
27	18.317	0.25	4.579	540	6.353E-03	3.431	8.010
28	18.430	0.25	4.607	540	6.353E-03	3.431	8.038
29	18.539	0.25	4.635	540	6.353E-03	3.431	8.065
30	18.644	0.25	4.661	540	6.353E-03	3.431	8.092

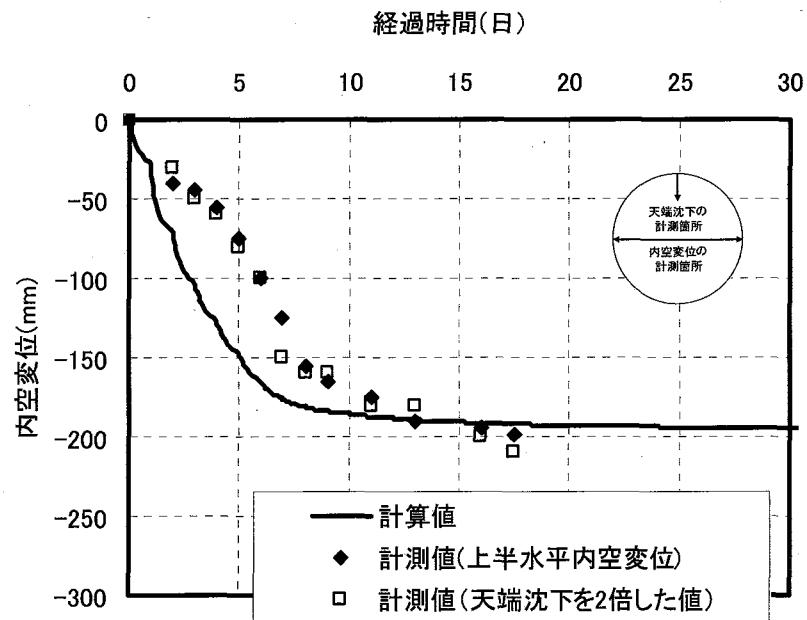


図 2-12 内空変位に関する計算値と計測値の比較 (B トンネル)

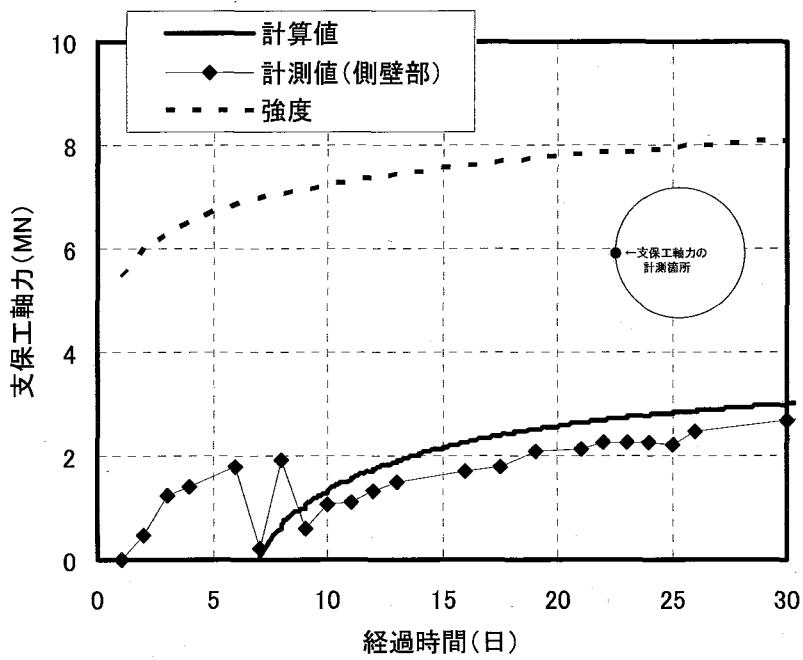


図 2-13 支保工軸力に関する計算値と計測値の比較 (B トンネル)

## 2. 5 まとめと考察

### 2. 5. 1 まとめ

本研究では、「第2次取りまとめ」および「平成17年取りまとめ」においてニアフィールド岩盤の長期安定性評価に適用されたコンプライアンス可変型構成方程式（大久保ら, 1987）<sup>9)</sup>を用いて、これまでに公表されている山岳トンネルの計測データのうち、A トンネルと B トンネルを対象として解析を行った。岩盤や支保工の物性の一部について仮定した部分があるものの、内空変位や支保工軸力に関する計算値は、計測値と概ね一致し、コンプライアンス可変型構成方程式を用いた解析手法では、断面の閉合時期の遅速による内空変位や支保工軸力への影響を定量的に評価することができ、ニアフィールド岩盤の長期安定性評価のみならず、トンネル掘削時の挙動を表現することにも適用可能であると言える。

また、A トンネルと B トンネルを比較すると、支保パターン、時間依存性を表すパラメータ  $n_0$ 、破壊進行性を表すパラメータ  $m$  が同じであるにも関わらず、B トンネルの内空変位や支保工軸力は A トンネルに比べて大きい。これは、断面の閉合時期の遅速（A トンネルでは掘削 4 日後、B トンネルでは掘削 7 日後）や地山強度比（=一軸圧縮強度／鉛直方向地圧）の違い（A トンネルでは 0.83、B トンネルでは 0.76）に起因するものであると考えられる。なお、時間依存性挙動を示すトンネルの施工においては、断面を早期に閉合することが変位や緩み領域の発生を抑制するために重要であることが報告されている（例えば井上ら, 2003；宮野前ら, 2006）<sup>9), 19)</sup>。

## 2. 5. 2 考察

地層処分における坑道の掘削にあたっては、ボーリング調査等により事前に得られる地山情報は乏しく、施工中に得られる各種計測値を基に施工法や支保パターンの合理性を判断し、必要に応じ修正する、いわゆる「情報化施工」(例えば地盤工学会、2003)<sup>20)</sup>が重視されるものと考えられる。これらを考慮し、ここでは情報化施工における解析手法について簡単な考察を加えることとする。

坑道を掘削した場合の岩盤の変位量や応力状態を解析的に予測する場合、最も簡単な方法として岩盤を線形弾性体として取り扱うことが考えられる。本研究では、岩盤の時間依存性挙動を考慮し、非線形粘弾性体として解析を行ったが、同様の条件において岩盤の時間依存性挙動を考慮せず、線形弾性体とした場合の結果を以下に示す。

A トンネルの条件において、岩盤を線形弾性体とした場合の内空変位の経時変化を図2-14に、支保工軸力の経時変化を図2-15に示す。また、B トンネルの条件において、岩盤を線形弾性体とした場合の内空変位の経時変化を図2-16に、支保工軸力の経時変化を図2-17に示す。これらの図には、岩盤の時間依存性を考慮した非線形粘弾性解析の結果をあわせて示す。なお、非線形粘弾性解析の結果が計測値をうまく表現していることについては、既に述べたとおりである。

図2-14～図2-17より、トンネルの条件により多少の差があるものの、岩盤を線形弾性体と仮定した場合の内空変位や支保工軸力は、岩盤を非線形粘弾性体と仮定した場合に比べてかなり小さくなることが分かる。実際のトンネルの施工においては、切羽の進行に伴う応力再配分と岩盤の時間依存性挙動による応力再配分が生じ、計測値からこれらを明確に分離し、時間依存性挙動による影響がどの程度生じているかを明らかにすることは容易ではない(伊東ら、1990)<sup>21)</sup>が、岩盤の時間依存性を情報化施工に考慮することは重要であり、これを考慮しない場合には、内空変位や支保工軸力を実際より小さく予測する可能性があると言える。

本研究で残された課題としては、計算値と計測値の比較時間が短い(20～30日)ことが挙げられる。トンネルや坑道の掘削直後から計測が開始され、数年間にわたり計測が行われた事例を見つけるよう心掛けたが、そのような事例は東濃鉱山と Mt.Terri を除いて見当たらなかった。本研究では、岩盤の時間依存性挙動を考慮した上で、内空変位や支保工軸力の計測値との比較を行っている点に特徴があり、一定の成果が得られたものと考えているが、今後は長期にわたる計測データとの比較解析についても実施していきたい。

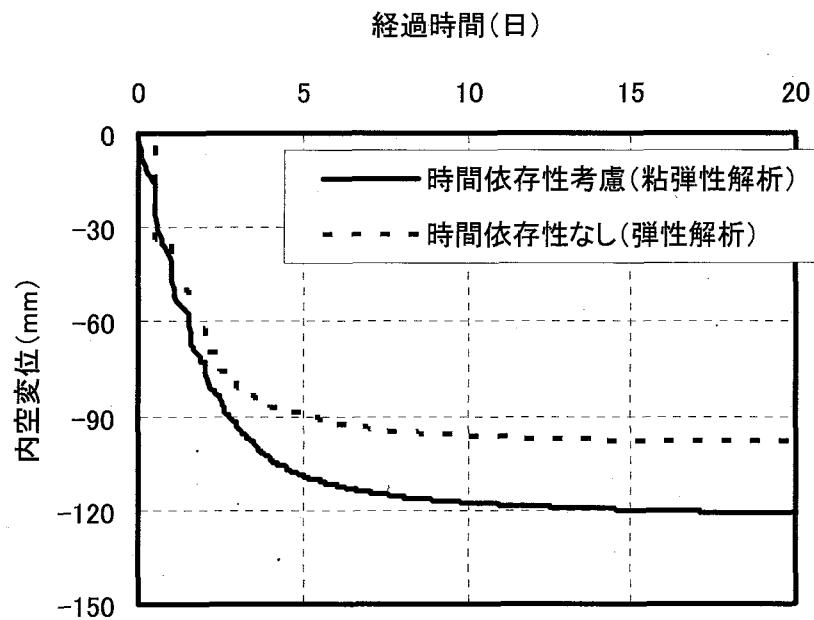


図 2-14 内空変位に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (A トンネル)

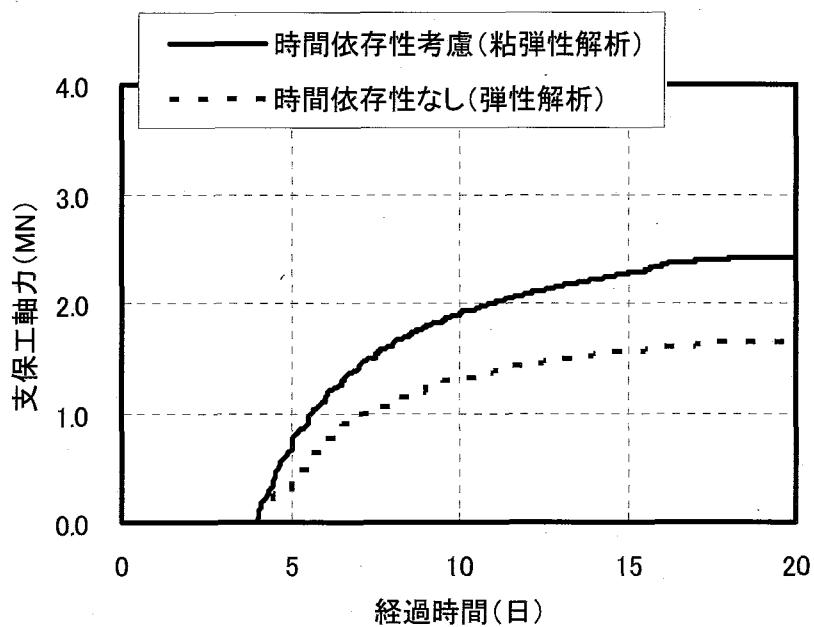


図 2-15 支保工軸力に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (A トンネル)

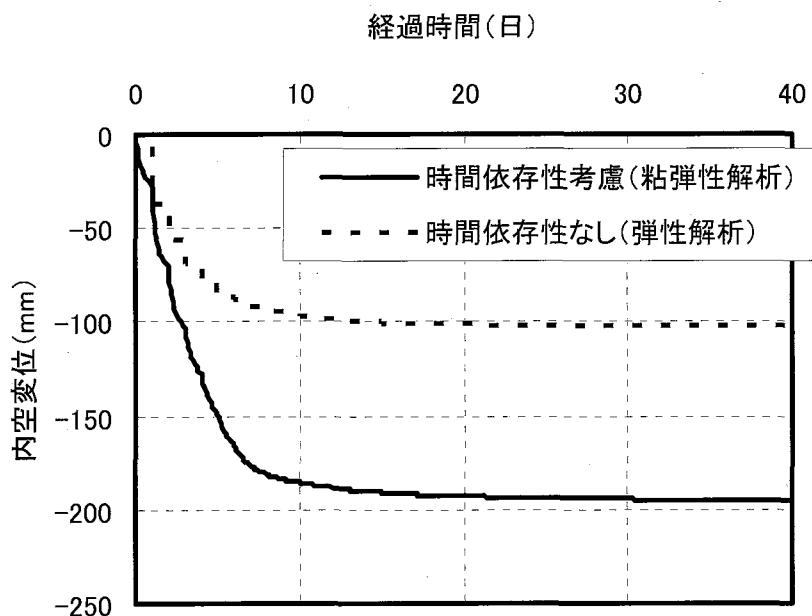


図 2-16 内空変位に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (B トンネル)

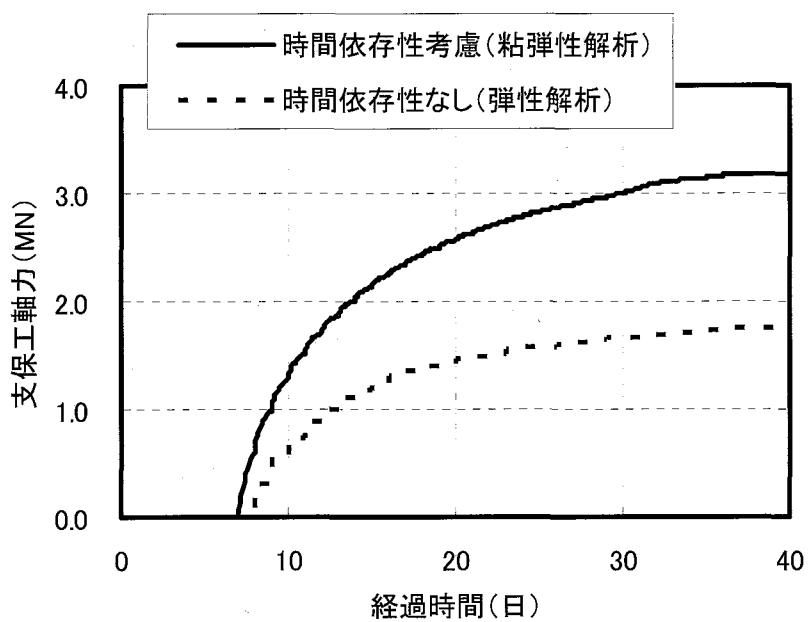


図 2-17 支保工軸力に関する粘弾性解析と弾性解析の比較 (B トンネル)

### 3. コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法の提案

#### 3. 1 はじめに

トンネルは、地中に構築される細長い線状構造物であるため、施工前に全ての施工範囲を調査することが難しい制約がある。こうした中、安全で経済的な施工を行っていくためには、施工中の観察・計測に基づき、当初設計を見直し修正しながら施工を行っていく「情報化施工」が不可欠である。

しかし、地山の時間依存性挙動に配慮して最適な支保パターンや変形余裕量を定量的に評価し、修正設計を行う手法は現状では見当たらない。そこで、本章では、2章でトンネル掘削時の挙動を再現できたコンプライアンス可変型構成方程式を用いて、時間依存性挙動を示すトンネルにおける情報化施工方法を提案する。ただし、掘削工法は、早期閉合工法（補助ベンチ付き全断面工法やミニベンチカット工法）を想定し、断面の早期閉合が行われることを前提とする。

#### 3. 2 修正設計の事例

NATM工法は、トンネルの標準的な掘削工法とも呼べるようになり、標準支保パターンや類似する施工事例を参考にして支保工の設計が行われるのが主流となっている。その一方で、時間依存性挙動を示す地山においては、図3-1に示すように、支保工に加わる荷重が最大耐荷能力を超えるほどの地圧を伴い、トンネル断面を大幅に縮小させるような変形、吹付けコンクリートの剥落、鋼製支保工の座屈が時間とともに発生し、縫返しを余儀なくされるなど、依然として施工が難渋する場合が多く見られる。ここでは、時間依存性挙動を示す地山における支保工の設計や施工の現状を把握するため、施工時に大変形が生じたトンネルの修正設計の事例を簡単に紹介する。

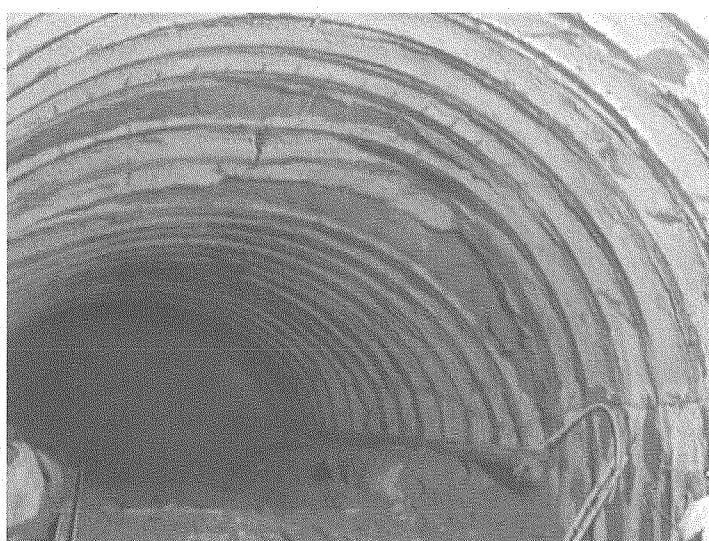


図3-1 時間依存性挙動を示すトンネルの例

表 3-1 時間依存性挙動を示すトンネルにおける修正設計の事例

トンネル名	日暮山トンネル (I期線)	飯山トンネル (富倉工区)	岩手トンネル (女鹿工区)
地質	泥岩	泥岩	凝灰岩
最大土被り (m)	100	200	230
地山強度比	1.0 以下	1.5 以下	0.4~1.6
掘削工法	ショートベンチ カット工法	補助ベンチ付き 全断面工法	ショートベンチ カット工法
*対策	支保工の補強	○	○
	上半仮インパート, 下半・インパート同時施工	○	○
	切羽前方地山の補強	○	○
	覆工の補強	○	—
	変形余裕量の設定	○	○
	断面形状の変更	○	○
	多重支保工	—	○
縫返しの実施	○	○	—
支保構造の考え方	剛	柔 (施工当初は剛)	剛

○：実施

## \*対策

## 支保工の補強：

増しロックボルトや増し吹付けコンクリートにより、支保工の剛性を高くする。また、ボルトについては、通常用いるものよりも長いボルトを施工した例が、吹付けコンクリートについては、繊維混合による高じん性化や、高強度配合による高剛性化などの例がある。

## 上半仮インパート、下半・インパート同時施工：

上半仮インパートを施工する、あるいは下半・インパート部を同時に施工し、断面の早期閉合を行う。

## 切羽前方地山の補強：

鏡吹付けコンクリートや鏡ボルトの施工により、切羽前方地山の安定化を図る。

## 覆工の補強：

覆工に補強鉄筋を入れる、あるいは繊維を混入し、覆工に曲げモーメントが発生しても問題のない構造とする。また、繊維を混入したじん性の高い覆工を変位収束前に打設して、断面を早期に閉合し、覆工に地圧の一部を受け持たせる方法が用いられた例がある。

## 変形余裕量の設定：

内空断面を確保するための縫返しを行わずに済むように、あらかじめ変形余裕量を設ける。

## 断面形状の変更：

インパートの曲率を変更し、断面形状を円形に近い断面とし、力学的に有利な構造とする。

## 多重支保工：

初期の支保工である程度地山の変形を許容し、地圧を解放し、その内側に最終型の支保工を施工する。一方、剛な支保構造により地圧に対抗し、ゆるみを許さないという考え方で多重支保工を採用した事例もある。

3. 2. 1 日暮山トンネル I 期線（中村ら, 1993）<sup>22)</sup>

延長 2,223 m のトンネルであり、トンネル延長の中央部付近は脆弱な泥岩区間（約 380m）である。この区間では、激しい天端沈下、支保工の脚部沈下と水平変位が生じ、水平変位にあっては初期変位速度で 50 mm／日を記録し、最大変位は天端沈下で 3,120 mm、水平変位で 2,997 mm に達する箇所もあり、支保工の不安定化現象が見られた。剛な支保構造を選択し、施工を進めたが、数度にわたる縫返しを余儀なくされるほどの大変形が発生し、支保パターンを D I パターンからより強固な E5 パターン（円形導坑先進）へと順に変更し、施工を進めた。支保パターンを表 3-2 に、E5 パターンにおける断面図を図 3-2 に示す。

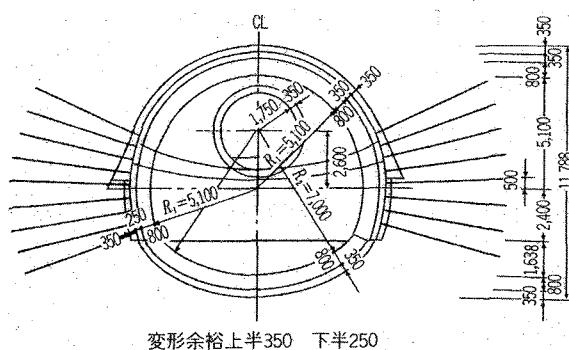


図 3-2 日暮山トンネル I 期線における断面図 (E5 パターン)

表 3-2 日暮山トンネル I 期線における支保パターン

支保構造	パターン		D <sub>I</sub> (300) パターン	D <sub>II-K(150)</sub> パターン	D <sub>III-(250)</sub> パターン	E <sub>I-J</sub> パターン	E <sub>K</sub> パターン	E <sub>S</sub> パターン
	長さ	周方向間隔						
ロックボルト	長さ	4000	4000	6000	6000	6000	6000	6m×8本
	周方向間隔	1200	1200 600	1200	1200 600	1200	1200 600	6m×8本
	延長方向間隔	1000	1000	1000	1000	1000	1000	—
フォアバイリング	長さ	3000	3000	3000	3000	3000	3000	—
	周方向間隔	600	600	600	600	600	600	—
鋼製支保工 (ウイングリブ)	上半	H-125 (200)	H-150 (200)	H-200 (150)	H-200 (250)	H-200 (250)	(H-250)	H-125 @1,000
	下半	H-125	H-150	H-200 (150)	H-200 (250)	H-200 (150)	H-250	
吹付け コンクリート (SFRC)	上半	150	200	(250)	(250)	(250)	一次100 二次250	H-125 @1,000
	下半	150	200	(250)	(250)	(250)	一次100 二次250	
	インパート	—	—	—	—	(350)	350	
二次覆工 (SFRC)	アーチ	800	800	800	800	(800)	(800)	—
	インパート	—	500	800	800	(800)	(800)	
金網	上半	有	有	—	—	—	—	—
	下半	有	有	—	—	—	—	
補助工法	織ボルトFRP(I)	4000	4000	—	4000	4000	—	—
	増しボルト(I)	4000	—	—	—	—	—	—
	上半仮インパート	250	250	—	—	—	—	—
	吹付けコンクリート(i)	—	—	2000	2000	—	—	—
	脚部補強ボルト(I)	50	50	50	50	50	—	—
	織吹付けコンクリート(t)	—	—	—	—	—	—	—

### 3. 2. 2 飯山トンネル富倉工区（北川ら, 2000）<sup>10)</sup>

地質は泥岩層を主体として、砂岩・礫岩・凝灰角礫岩層を挟んでおり、土被りはおおむね 200 m を超えている。掘削は、断面の早期閉合を図るために、補助ベンチ付き全断面工法で進められた。トンネルの進捗とともに地質状況が悪化し、支保パターンを表 3-3 に示すように F パターンからより剛な N パターンへと順に変更し施工を進めた。しかし、内空変位量が 150 mm 前後から 250 mm 前後と徐々に増加し、トンネルの変形を完全には抑止できず所要断面の確保が困難になり、縫返しを余儀なくされる箇所も出てきた。さらなる高耐力の支保工を構築することは施工効率上得策ではないと考えられ、坑壁変位をある程度許すことにより初期の支保工の健全性が損なわれることを見越して、その内側に最終型の支保工を構築することで支保工全体の健全性を確保する多重支保工法（Q パターン）を採用した。Q パターンにおける断面図を図 3-3 に示す。

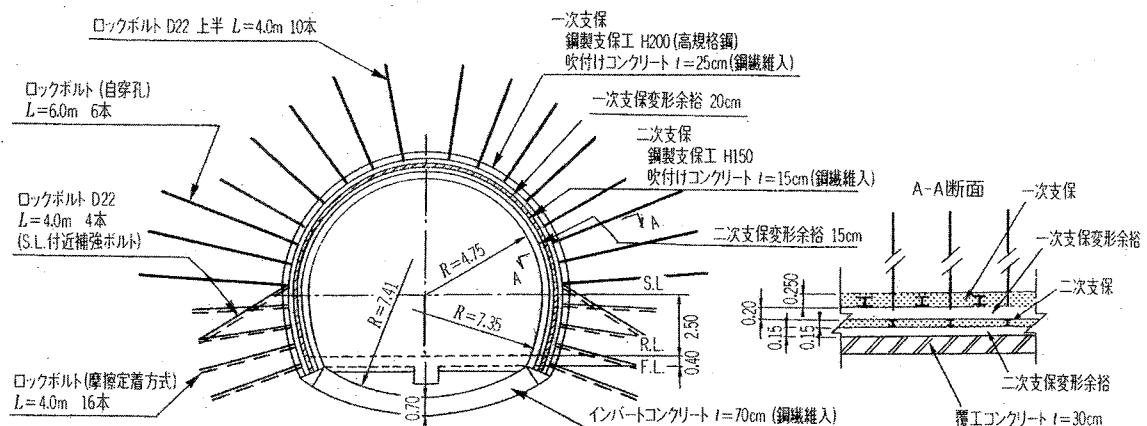


図 3-3 飯山トンネル富倉工区における断面図（多重支保工法、Q パターン）

表 3-3 飯山トンネル富倉工区における支保パターン

パターン名	キロ程 起点方へ掘進	区間長	鋼製 支保工	上半 ロックボルト	下半 ロックボルト	備考
F パターン	153k773m～	36m	125H	4 m×10本	4 m×4 本	
G パターン	153k737m～	7 m		4 m×12本	4 m×4 本	
H パターン	153k730m～	13m		4 m×6 本 6 m×6 本	6 m×4 本	
I パターン	153k717m～	7 m	150H	4 m×16本	4 m×6 本	
J パターン	153k710m～	26m		4 m×20本	4 m×6 本	
K パターン	153k684m～	9 m	200H	4 m×20本	4 m×6 本	変形余裕 150mm
L パターン	153k675m～	45m		4 m×20本	4 m×8 本	SL部 摩擦定着
M パターン	153k630m～	23m	200H	4 m×20本	4 m×8 本	通常 ボルト
N パターン	153k607m～ 153k567m	40m		4 m×12本 4 m×8 本 (摩擦)	4 m×12本 (摩擦)	摩擦定着

3. 2. 3 岩手トンネル女鹿工区（奥村ら, 1998）<sup>23)</sup>

地質は凝灰岩、砂質凝灰岩、礫岩を主体とし、その下位に凝灰角礫岩がトンネル断面に分布する。モンモリロナイトを多量に含むとともに、地山強度比は0.4～1.6と小さい。当初の支保パターン（P-Aパターン）からロックボルトの配置変更、支保工のサイズアップを行う（P-A4パターン）ことにより、天端部の吹付けコンクリートに発生するひび割れは一時的に少なくなったが、土被りが190 mと増大するに従って、再び吹付けコンクリートにひび割れが頻発した。また、ひび割れが大きく進行し、吹付けコンクリートが圧縮破壊した。そして、鋼製支保工が座屈する区間も見られたため、上半吹付けコンクリートにビニロンファイバーを混入し、じん性を向上させた。さらなる地山強度の低下に伴い、内空変位が170 mmに達し、インバートの打設による断面の早期閉合を実施しても変位が収束しない状態となつたため、吹付けコンクリートの繊維補強に加え、シリカヒュームを混入し、高強度化を図った（P-12パターン）。また、変形が大きな区間では、覆工の変状が懸念され、鋼繊維補強コンクリートによる覆工とした。各支保パターンにおける断面図を図3-4に示す。

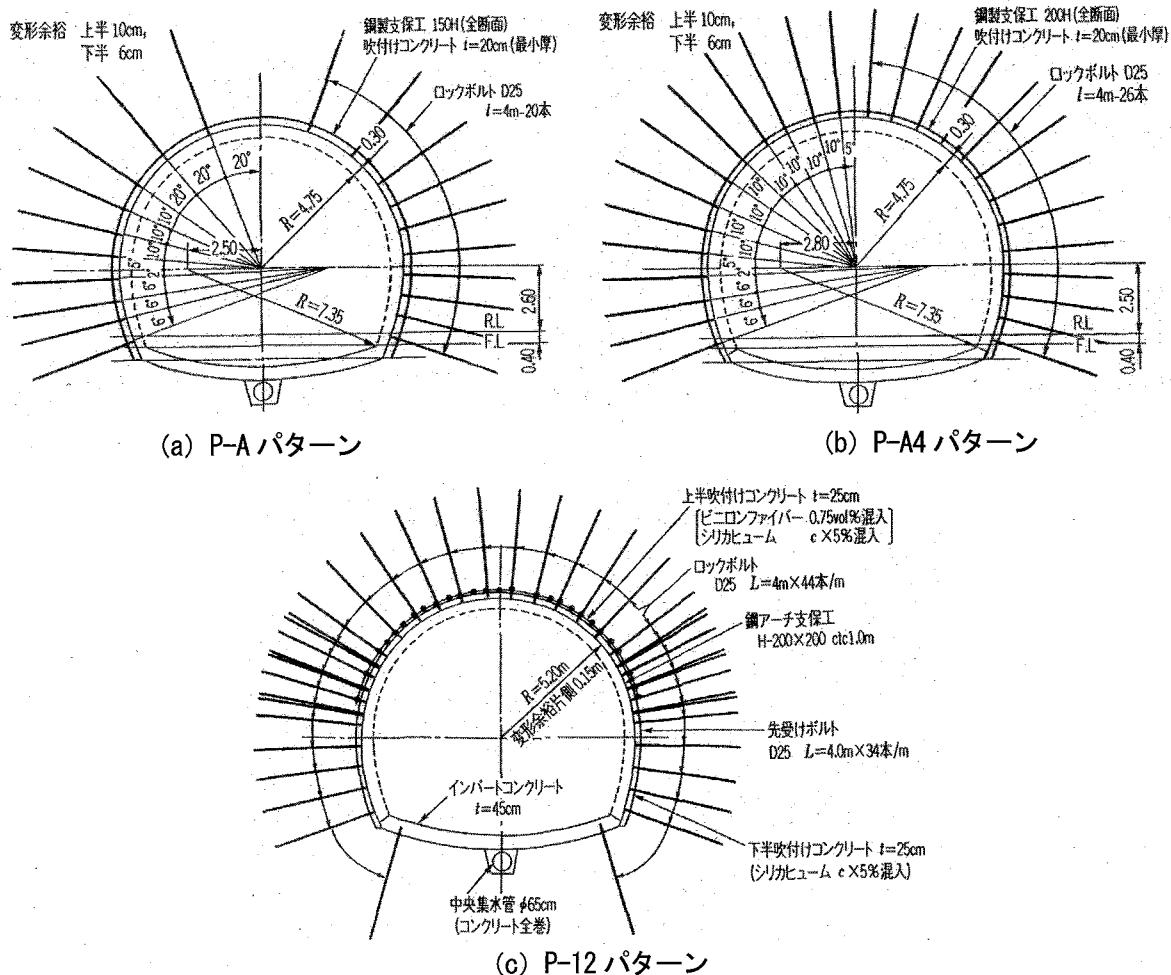


図3-4 岩手トンネル女鹿工区における各支保パターンの断面図

### 3. 3 着目する計測項目の選定

表3-4および表3-5に示す各種の観察・計測項目（地盤工学会, 1999）<sup>24)</sup>のうち、例えば土木学会（1983）<sup>25)</sup>で述べられているように、内空変位は、従来から施工法や支保パターンの妥当性を判断する上で最も基本的かつ重要なものとして位置付けられている。2章での計算結果からも、内空変位が施工法や支保パターンの妥当性を端的に表す重要な情報であると言える。よって、内空変位を計測し、その経時変化を注意深く観察することで、支保工の健全性を定性的に判断することが可能であると考えられる。しかし、計算では、内空変位が収束する傾向にあっても支保工の応力は増加しており（図2-10～図2-17）、内空変位のみでは支保工の健全性を定量的に評価し、対策の必要性を判断することは困難であると言える。よって、内空変位に加え、支保工応力を計測し、支保工の健全性を定量的に評価する必要があると考える。

表 3-4 各種地山条件に応じた主な観察・計測項目の一例（地盤工学会、1999）<sup>24)</sup>

地山条件および区分		観察・計測項目									
		観察調査	内空変位測定	天端沈下測定	地山試料試験	原位置調査・試験	地表面変位測定	地中変位測定	ロックボルト軸力測定	吹付けコンクリート応力測定	鋼製支保工応力測定
硬岩・中硬岩地山	割れ目は少ない	○	○	○							
	割れ目は多いが粘土を介在しない	○	○	○							
	割れ目が多く破碎されている	○	○	○				○	○		
軟岩	地山強度比は大きい	○	○	○							
	地山強度比は小さい	○	○	○	○			○	○		
	地山強度比は著しく小さい	○	○	○	○	○		○	○	○	
土砂地山		○	○	○	○		○	○			
押出し性地山		○	○	○	○	○		○	○	○	○

表 3-5 主な観察・計測項目と結果の活用方法の一例（地盤工学会、1999）<sup>24)</sup>

観察・計測項目	位置	対象となる事象	結果の活用方法
観察調査	坑内	掘削面の地山および既施工区間の支保工・覆工状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>・掘削面の安定性判断</li> <li>・地山区分の再評価</li> <li>・地山状況と地山挙動との相関性検討</li> <li>・今後の地山状況推定</li> </ul>
	坑外	地表の状態	<ul style="list-style-type: none"> <li>・掘削影響範囲の検討</li> <li>・周辺地山の安定検討</li> </ul>
地山試料試験	坑内	地山構成材としての物理・力学的性質	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地山区分の再評価</li> <li>・変形特性、強度特性検討</li> <li>・膨張性の検討</li> <li>・切羽安定性の検討</li> </ul>
原位置調査・試験	坑内	地山としての物性・力学的性質	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地山条件の詳細確認</li> <li>・地山区分の再評価</li> <li>・切羽前方の地質予知</li> <li>・変形特性、強度特性検討</li> </ul>
内空変位測定	坑内	壁面間距離変化	<ul style="list-style-type: none"> <li>・周辺地山の安定検討</li> <li>・支保部材の効果検討</li> <li>・覆工打設時期検討</li> </ul>
天端沈下測定	坑内	天端・側壁の沈下、インパートの隆起	<ul style="list-style-type: none"> <li>・天端周辺地山の安定検討</li> <li>・脚部支持力検討</li> <li>・インパート部地山の安定検討</li> </ul>
地中変位測定	坑内	周辺地山の半径方向変位	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ゆるみ領域の把握</li> <li>・ロックボルト長の妥当性検討</li> </ul>
	坑外	周辺地山の地中沈下、地中水平変位	<ul style="list-style-type: none"> <li>・切羽到達前の地山挙動検討</li> <li>・切羽前方地山の三次元挙動把握</li> <li>・切羽前方地山の安定性検討</li> </ul>
地表面変位測定	坑外	沈下、地すべり	<ul style="list-style-type: none"> <li>・掘削影響範囲検討</li> <li>・切羽前方地山の安定検討</li> <li>・地すべり挙動の監視</li> </ul>
ロックボルト軸力測定	坑内	ロックボルト発生軸力	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ロックボルト長、本数、位置、定着方法などの妥当性検討</li> </ul>
吹付けコンクリート応力測定	坑内	吹付けコンクリート応力、作用荷重	<ul style="list-style-type: none"> <li>・吹付けコンクリート厚、強度の妥当性検討</li> <li>・鋼製支保工との荷重分担検討</li> </ul>
鋼製支保工応力測定	坑内	鋼製支保工の応力、断面力	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼製支保工の寸法、設置間隔の妥当性検討</li> <li>・吹付けコンクリートとの荷重分担検討</li> </ul>
覆工応力測定	坑内	覆工コンクリート応力、鉄筋応力	<ul style="list-style-type: none"> <li>・覆工コンクリートの安全性検討</li> <li>・覆工打設時期、設計の妥当性検討</li> </ul>

### 3. 4 地山の時間依存性挙動に配慮した支保工の修正設計方法の提案

通常のトンネルの施工では、変形余裕量（内空変位の許容量）や支保工の強度に対して、適切な余裕を持った管理基準値が設定され、施工管理が行われる（地盤工学会、2003）<sup>20</sup>。これを考慮し、ここでは、計測値から予測される内空変位と支保工応力の予測値がそれぞれの管理基準値と等しくなる場合において施工コストが最小となり、その施工法や支保パターンが最も合理的であると判断する。計測値から施工法や支保パターンの合理性を判断し、以降の施工へフィードバックする手順を図3-6および図3-7に示し、以下ではその内容について述べる。

#### ◆ STEP1：地山物性値の逆解析

掘削後の初期段階で得られる内空変位、支保工応力の計測値に見合う地山物性値を逆解析的に求める。ここで、図2-12に示したように、計算においては上半支保工の施工が実際より遅れているため、下半掘削までは計測値と比べて計算値が大きくなることが想定される。よって、下半掘削、インバート施工終了後の計測値を用いて、地山物性値を逆解析的に求める。3.5.2の考察でも述べるが、計測値と計算値が大きく異なる場合には、まず $\sigma_c$ （一軸圧縮強度）を見直すことが逆解析において最も効果的である。

#### ◆ STEP2：内空変位と支保工応力の予測解析

STEP1で得られた地山条件を基に、内空変位と支保工応力の将来予測を行う。なお、本章で構築した設計手法は、地山の時間依存性挙動を考慮していることから、長期にわたる予測も可能である点が特徴的であり、例えば二次覆工の打設時期を検討する場合や支保工の健全性を長期にわたって検討する場合にも適用できる。トンネルの要求品質によって、評価期間を変えることができる。

#### ◆ STEP3：計測値と予測値の比較

STEP2で得られる予測値と、STEP1以降に得られる計測値を比較する。ここで、予測値と計測値が大きく異なる場合には、STEP1に戻り地山条件の見直しを行う。ただし、変位計測と比べて支保工の応力計測では、計測機器の選定や設置方法などに多くの経験が要求される。その結果、得られる計測値が実状とは異なることも考えられる。そのような場合には、支保工応力の計測値と予測値それぞれの妥当性について十分に検討した上で、いずれかの値に補正を加えた評価が必要になる。

#### ◆ STEP4：施工法や支保パターンの見直し

STEP3までの結果を踏まえ、内空変位と支保工応力の予測値を基に、現状の施工法や支保パターンを見直し、それらを反映した再予測に基づき、以降の施工の合理化を図る手順について述べる。予測計算で得られる内空変位の経時変化は、図3-5に示すように大きく3つに分けることができる。以下では、内空変位の予測値を $U$ 、管理基準値を $U'$ 、支保工応力の予測値を $\sigma$ 、管理

基準値を  $\sigma'$  と呼ぶ。

形状 A は、内空変位が収束し、 $U < U'$  の場合であり、变形余裕量の低減を検討する。さらに、 $\sigma < \sigma'$  であれば、支保パターンのランクダウンを検討する。

形状 B は、内空変位が収束し、 $U = U'$  となる場合である。 $\sigma < \sigma'$  であれば、早期閉合と支保パターンのランクダウンを検討する。このとき、更なる早期閉合が可能であると判断されれば、变形余裕量を見直すことができる。一方、 $\sigma = \sigma'$  であれば、变形余裕量や支保パターンは妥当であり、施工は合理的であると判断できる。

形状 C は、支保工に加わる荷重が最大耐荷能力に達し、ある時点から変位速度が増加する場合である。この場合、支保パターンのランクアップを図るか、多重支保工法を採用する必要がある。どちらの施工法が合理的であるかについては、地山条件や支保工の材料単価や施工延長といったトンネルの施工条件に依存するため、これらを考慮して総合的に判断する必要がある。

ただし、ここで提案した支保工の修正設計手法は、早期閉合工法（補助ベンチ付き全断面工法やミニベンチカット工法）の採用を前提とし、軸対称モデルによる予測が基本となっているため、適用には一定の限界があると言える。

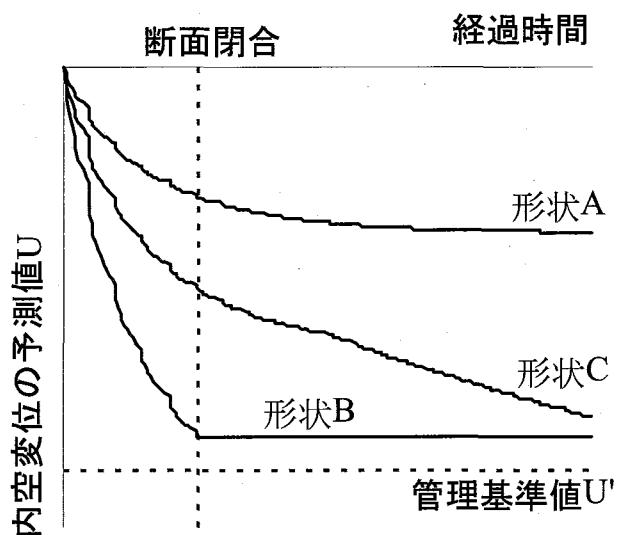


図 3-5 トンネル支保工の設計のための FEM モデルで得られる内空変位の予測値の代表例

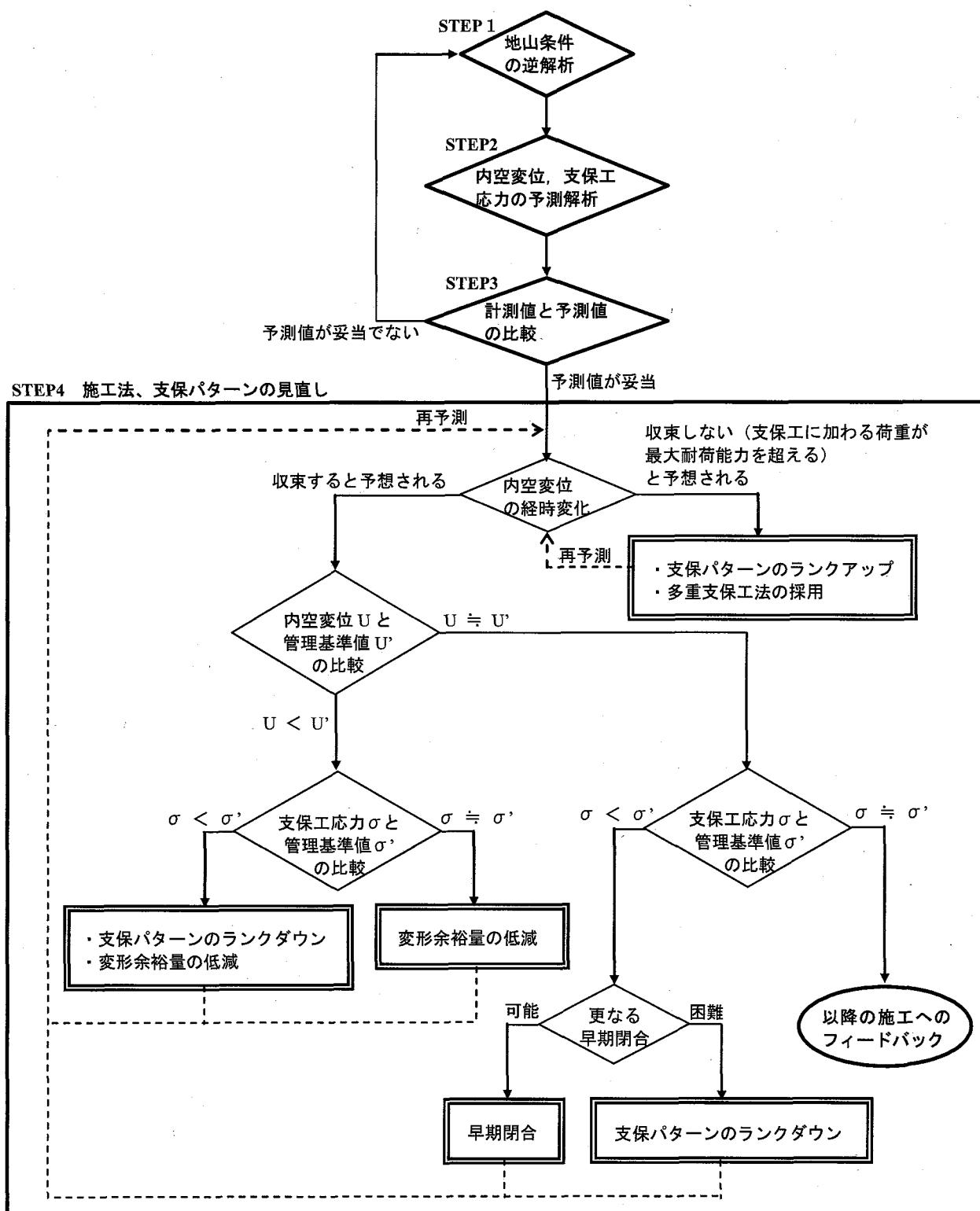


図 3-6 地山の時間依存性挙動に配慮した支保工の修正設計方法案（フロー図）

図 3-6 のフロー図を時系列図にすると図 3-7 のようになる。

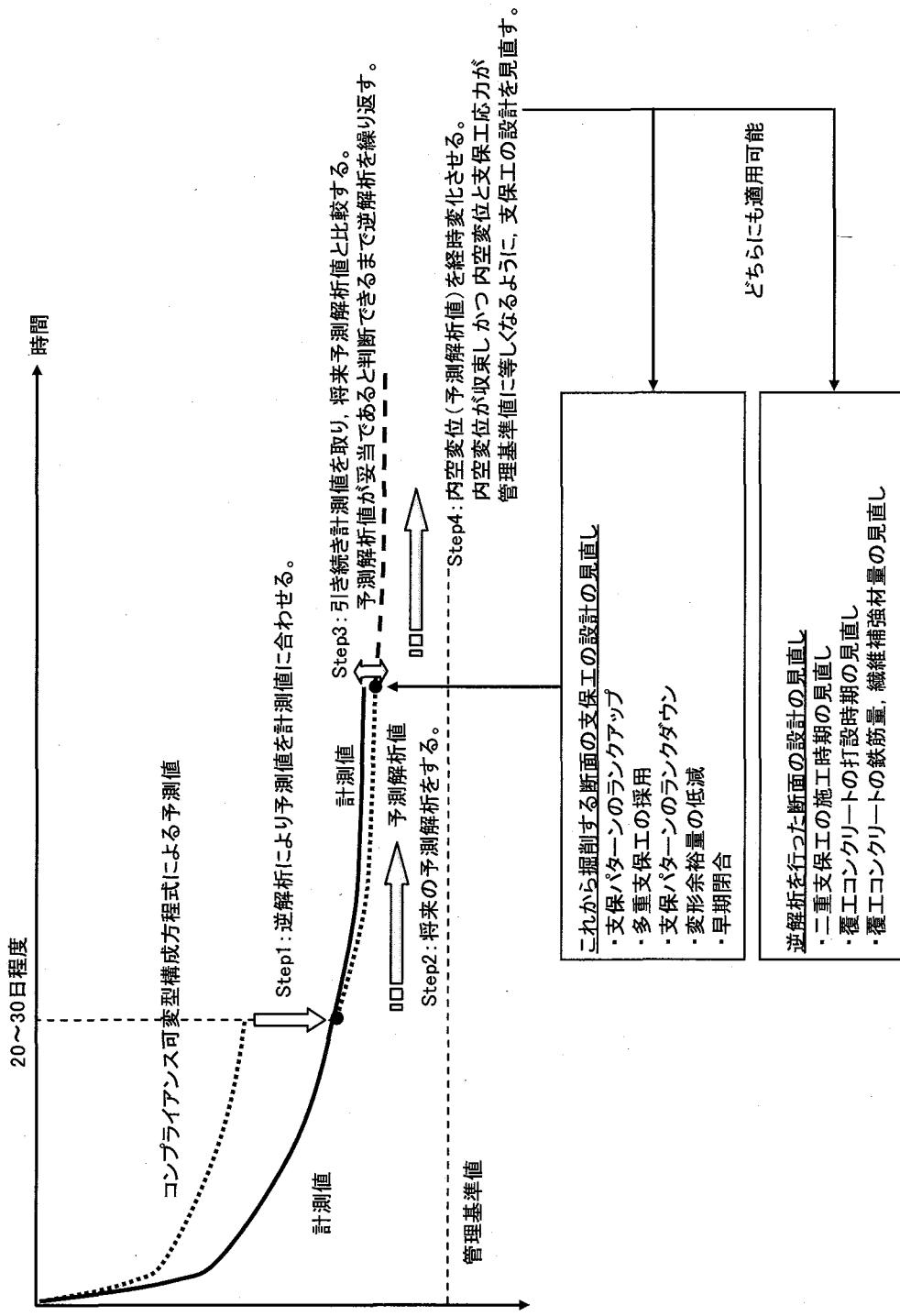


図 3-7 地山の時間依存性挙動に配慮した支保工の修正設計方法案（時系列図）

### 3. 5 まとめと考察

#### 3. 5. 1 まとめ

本章で提案した方法は、以下の影響を簡単かつ定量的に評価した上で、支保工の修正設計を行う点に大きな特徴があり、地山条件や支保工の材料単価や施工延長といったトンネルの施工条件に応じて、支保工の設計や施工の合理化を図ることを可能にするものである。

- ・ 地山の時間依存性挙動
- ・ トンネルの施工過程（一掘進長、掘進速度、吹付けコンクリートと鋼製支保工の寸法や材質、断面の閉合時期、多重支保工法における二次支保工の施工時期や施工位置）

設計手法の構築にあたっては、時間依存性挙動が見られる地山のトンネルでは変位速度が大きく、通常のトンネルにも増して迅速な修正設計対応が迫られることを考慮し、簡便さを重んじた。そのため、省略した事項もある。例えば、断面閉合前の支保工にもある程度の変位抑制効果があると考えられるが、計算ではその効果を表現していない点が挙げられ、その表現方法について今後検討していきたい。

また、ロックボルトが発揮する支保効果は、吹付けコンクリートと鋼製支保工によるものに比べて相対的に小さいと考え、その詳細については取り扱わなかった。従来から使用されている鋼製の芯材をモルタルなどで定着する定着材方式では、ロックボルトの効果は定着材の強度発現特性に支配されるため、若材齢時の変位抑制効果は一般に小さいと考えられてきた（例えば日本トンネル技術協会、2005）<sup>25)</sup>。近年では、施工直後から所定の効果を発揮する鋼管膨張型などの摩擦定着方式のロックボルトが時間依存性挙動を示す地山において施工されるようになり、変位抑制に効果があるとの報告がなされている（例えば井上ら、2003；中村ら、2005）<sup>9), 26)</sup>。今後は、ロックボルトの設計手法についても検討する必要があると考えている。

### 3. 5. 2 考察

考察として、地山挙動再現の逆解析の際に最も効果的なパラメータの検討を行う。

例として、図2-9のFEMモデルにおいて、掘削直径Dを12.0mとし、一掘進長1.0m、掘進速度1.0m/日の条件を想定する。計算において仮定した地山条件を表3-6に示す。これを基本条件とする。支保工の物性値を表3-7に示す。

表3-6 計算において仮定した地山条件（基本条件）

土被り [m]	300	
単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	20.0	
初期応力 [MPa]	6.0	単位体積重量×土被り
一軸圧縮強度 [MPa]	3.0	
初期ヤング率 [MPa]	300	式(2-15)で仮定
初期ポアソン比 [-]	0.30	
引張強度 [MPa]	0.3	式(2-16)で仮定
時間依存性パラメータ $n_0$ [-]	30	既往の試験結果
破壊進行性パラメータ $m$ [-]	20	既往の試験結果

表3-7 支保工の物性値

吹付けコンクリート (t=250mm)	設計基準強度 $f'ck$ [N/mm <sup>2</sup> ]	18
	ヤング率 [MPa]	式(2-10)により変化
	断面積 [m <sup>2</sup> ]	0.25
	断面二次モーメント [m <sup>4</sup> ]	0
鋼製支保工 (H200@1.0m)	ヤング率 [GPa]	210
	断面積 [m <sup>2</sup> ]	$63.53 \times 10^{-4}$
	断面二次モーメント [m <sup>4</sup> ]	0
	設置間隔 [m]	1.0
	強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	400 (SS400)

次に、基本条件に対して、地山の初期ヤング率  $E_0$ 、一軸圧縮強度  $\sigma_c$ 、時間依存性を表すパラメータ  $n_0$ （値が小さいほど時間依存性が顕著）、破壊進行性を表すパラメータ  $m$ （値が大きいほど破壊進行性が顕著）の4つのパラメータをそれぞれ10%ずつ変えた場合の内空変位および支保工軸力の計算結果を比較する。内空変位の計算結果を図3-8に、支保工軸力の計算結果を図3-9に示す。また、掘削10日後における内空変位と支保工軸力の計算結果を比較したものを表3-8に示す。

This is a blank page.

その結果、基本条件に対して、一軸圧縮強度  $\sigma_c$  を変えた場合の結果が最も差が大きくなることから、計測値と計算値が大きく異なる場合には、まず一軸圧縮強度  $\sigma_c$  を見直すことが最も効果的であると言える。

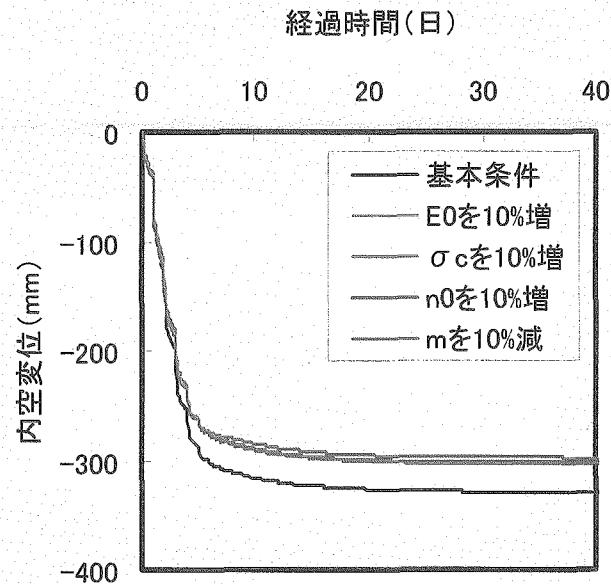


図 3-8 基本条件に対し、地山条件を 10%変化させた場合の内空変位の経時変化

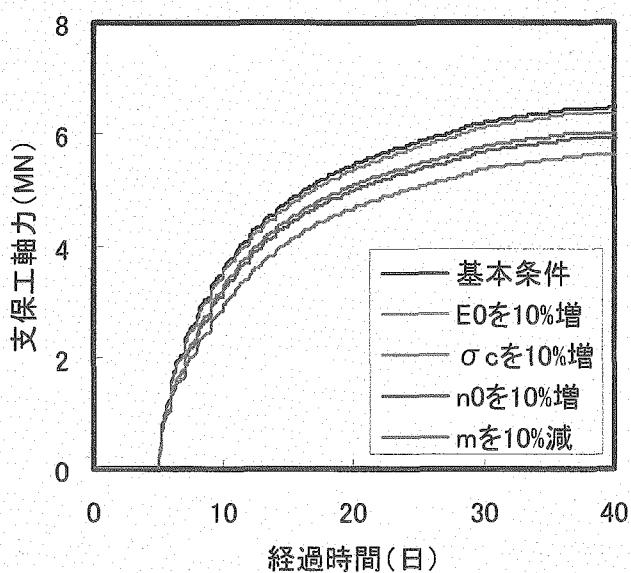


図 3-9 基本条件に対し、地山条件を 10%変化させた場合の支保工軸力の経時変化

This is a blank page.

表 3-8 地山条件を 10%変化させた場合の掘削 10 日後における内空変位と支保工軸力の計算結果

地山条件	内空変位	支保工軸力
初期ヤング率 $E_0$ を 10 %増	8 %減	2 %減
一軸圧縮強度 $\sigma_c$ を 10 %増	10 %減	19 %減
時間依存性を表すパラメータ $m_0$ を 10 %増	9 %減	11 %減
破壊進行性を表すパラメータ $m$ を 10 %減	8 %減	9 %減

#### 4. 幌延深地層研究計画における岩盤力学予測評価手法の検証計画案

##### 4. 1 はじめに

本章では、2章および3章で示した岩盤力学予測評価手法を、幌延深地層研究計画において検証するための検証計画の素案を示す。なお、岩盤力学予測評価手法を検証する理由は、以下の通りである。

- ・ 高レベルの地層処分の計画において、人工バリア設計 および ニアフィールドの長期健全性評価を行う際に、ニアフィールド岩盤の千年、万年の力学挙動を予測評価する必要がある。
- ・ 千年、万年の予測評価結果を検証することは困難であるが、予測評価結果の信頼性を向上し、その妥当性を示すことは重要である。
- ・ 千年、万年の予測評価結果の信頼性を向上するためには、建設から閉鎖に至る初期期間の予測精度の向上が重要であり、初期の段階で適切な支保工、補助工法の選択が必要である。
- ・ 幌延深地層研究計画で得られる計測データを用いて、予測評価手法の適用性を検証することで、信頼性が大きく向上すると考える。

以上のような理由を踏まえ、幌延深地層研究計画における岩盤力学予測評価手法の検証フロー図(案)を図4-1に示す。内容は以下の2点であるが、以下の2点は同時に検証できるものではなく、前者の検証ができれば後者の検証は必要なく、前者が検証できない場合のみ後者の検証を行う計画とする。

- ・ 幌延深地層研究計画における坑道掘削時のコンプライアンス可変型構成方程式の適用性の検証(2章の内容)
- ・ 幌延深地層研究計画における地山の時間依存性挙動に配慮した支保工の修正設計方法案の適用性の検証(3章の内容)

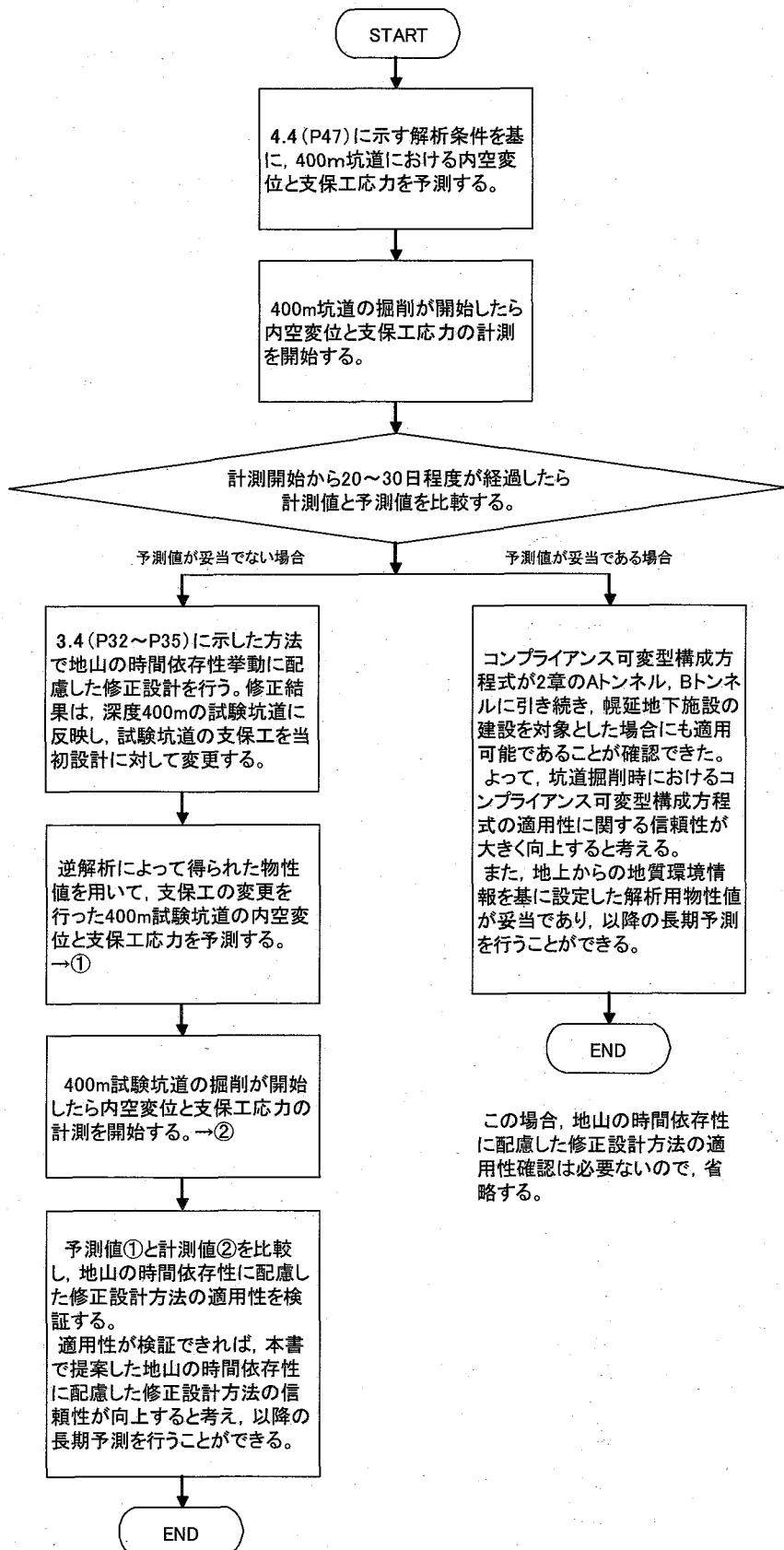


図 4-1 幌延深地層研究計画における岩盤力学予測評価手法の検証フロー図（案）

#### 4. 2 検証箇所について

予測評価手法の適用性を検証するためには、まず検証箇所を決定する必要がある。検証箇所は、図 4-2 に示すレイアウト（松永ほか, 2005）<sup>27)</sup> のうち、400m 坑道で行う計画とする。理由は以下による。

- ・ 計測値の取りやすさを考慮し、NATM 工法での施工箇所とした。よって、検証箇所は立坑ではなく水平坑道とした。
- ・ 水平坑道のうち、地上からの調査段階でコンプライアンス可変型構成方程式に必要な定数（時間依存性パラメータ  $n_0$ 、破壊進行性パラメータ  $m$ ）を取得し、研究が進んでいる稚内層が堆積している深度とした。（図 4-5 参照）
- ・ 試験坑道を利用し、支保工の設計の見直しを行うため。具体的には、400m 周回坑道で得られた計測データを基に、3 章に示す修正設計を実施し、支保工の設計の見直しが必要であると判断した場合には、試験坑道の支保工の設計を見直す計画とし、また、見直し後も長期の計測が可能であるため。

以上より、検証箇所は以下の計画とする。

- ・ 2 章の検証 → 400m 坑道のうち、周回坑道とする。
- ・ 3 章の検証 → 400m 坑道のうち、周回坑道で得られた計測データを基に、試験坑道の支保工の設計を見直す計画とする。

400m 坑道における平面図および断面図を図 4-3、図 4-4 に、400m 坑道における支保工パターンを表 4-1 に示す（松永ほか, 2005）<sup>27)</sup>。検証箇所は、複合的な影響がないように坑道の交差部からある程度離れた箇所とし、また、1 箇所のみではなく、複数箇所の計画とする。

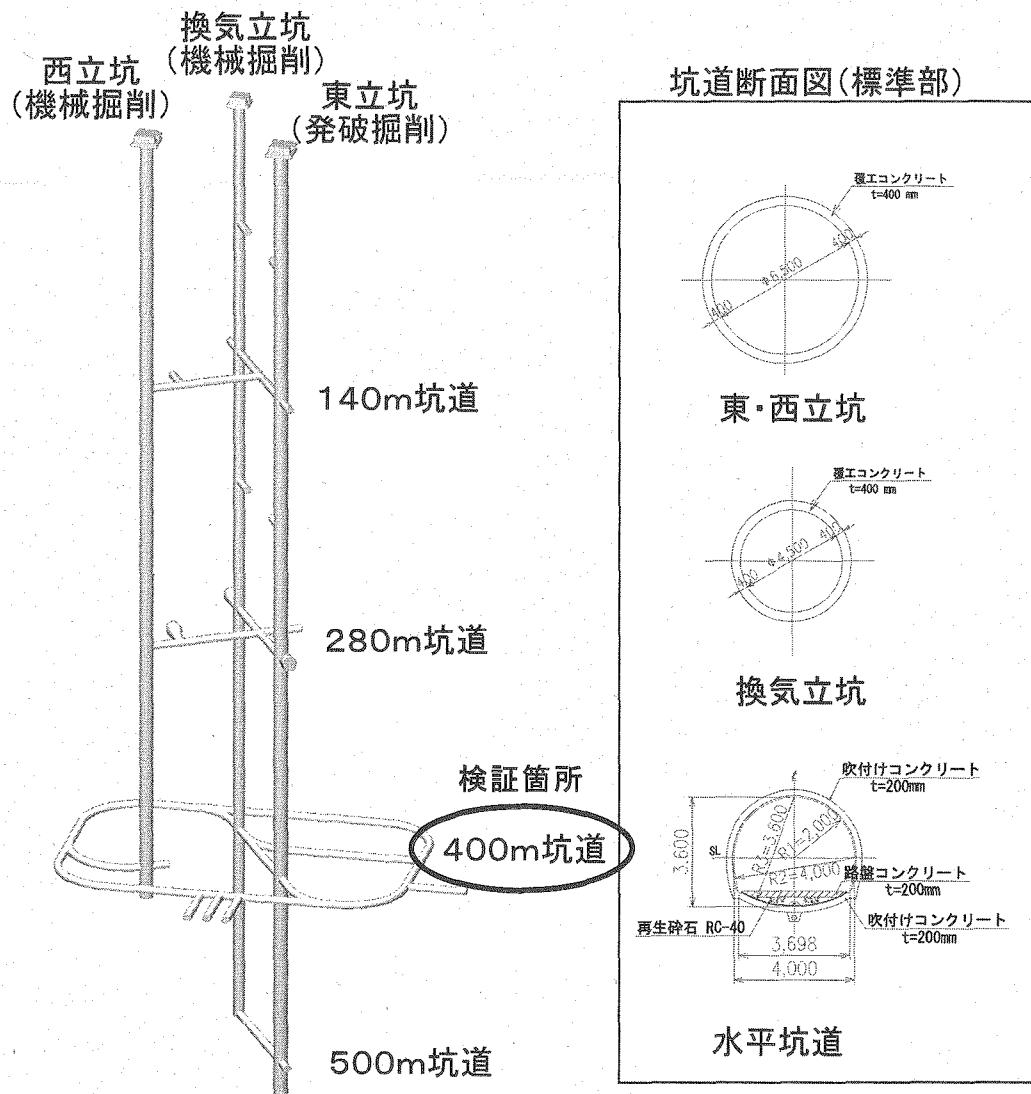


図4-2 実施設計時の地下施設レイアウト・掘削の概要 (松永ほか, 2005)<sup>27)</sup>

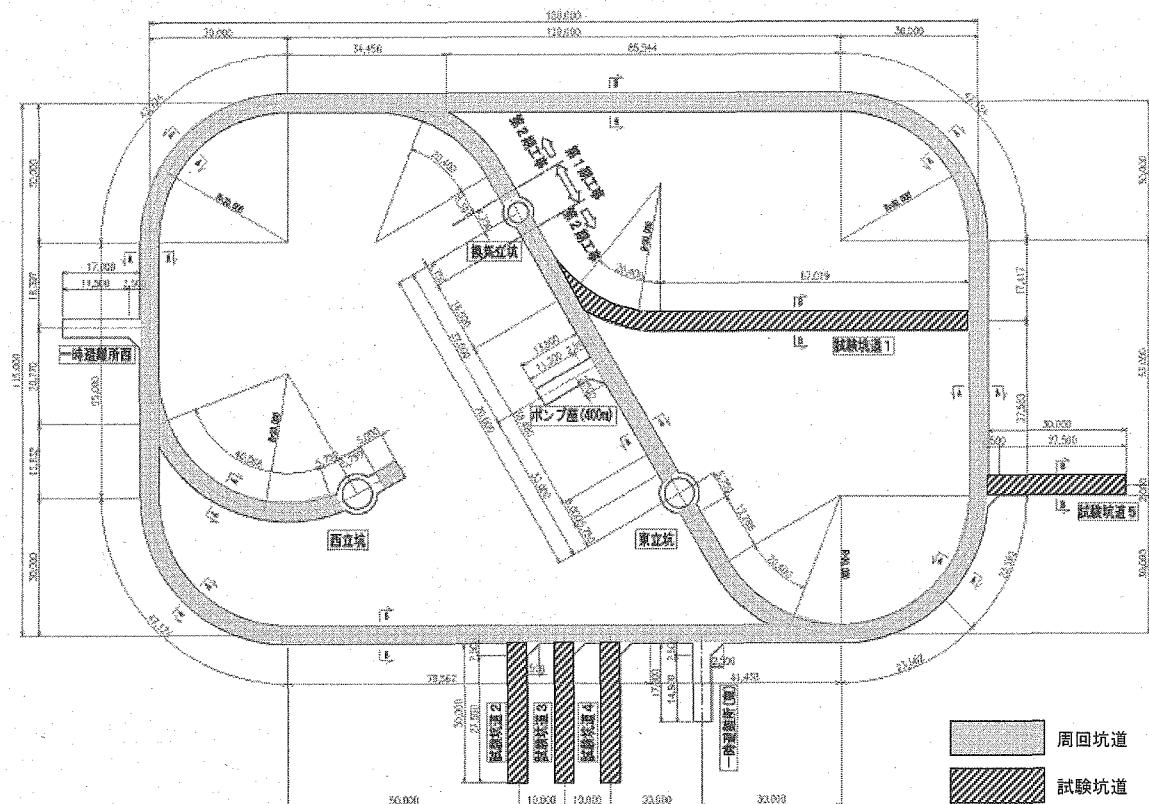
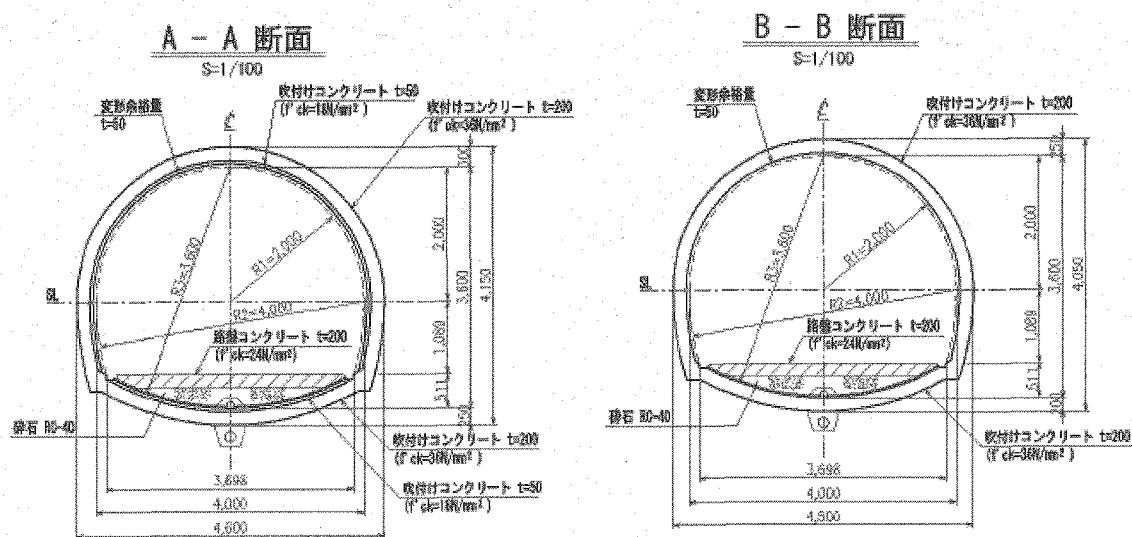
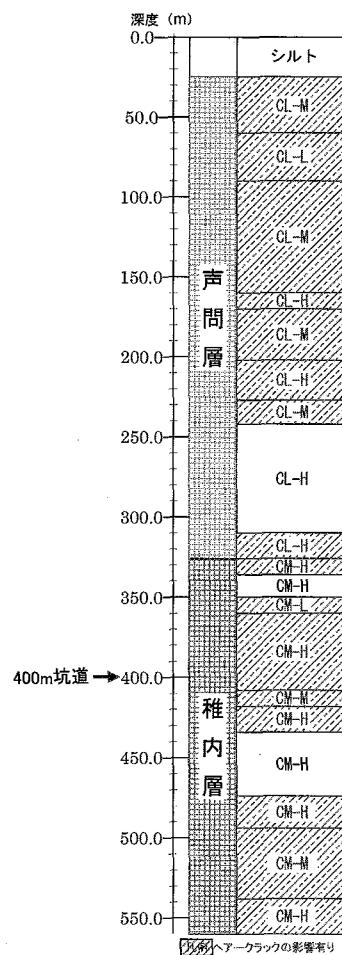
図 4-3 400m 坑道における平面図 (松永ほか, 2005)<sup>27)</sup>図 4-4 400m 坑道における断面図 (松永ほか, 2005)<sup>27)</sup>

表 4-1 400m 坑道における支保工パターン

		一次支保工		二次支保工	
		吹付け コンクリート	鋼製支保工	吹付け コンクリート	鋼製支保工
A-A 断面	アーチ部	t=200 (mm) $f'_{ck}=36 \text{ (N/mm}^2)$	HH154 @1.0m	t=50 (mm) $f'_{ck}=18 \text{ (N/mm}^2)$	なし
	インバート部	t=200 (mm) $f'_{ck}=36 \text{ (N/mm}^2)$	なし	t=50 (mm) $f'_{ck}=18 \text{ (N/mm}^2)$	なし
B-B 断面	アーチ部	t=200 (mm) $f'_{ck}=36 \text{ (N/mm}^2)$	HH154 @1.0m	なし	なし
	インバート部	t=200 (mm) $f'_{ck}=36 \text{ (N/mm}^2)$	なし	なし	なし

幌延地下施設設計に適用した岩盤等級区分を図 4-5 に示す (松永ほか, 2005) <sup>27)</sup>。検証箇所に選んだ 400m 坑道は、稚内層に該当する。

図 4-5 幌延地下施設設計に適用した岩盤等級区分 (松永ほか, 2005) <sup>27)</sup>

#### 4. 3 計測項目の選定について

予測評価手法の適用性を検証するためには、計測項目を決定する必要がある。幌延研究所用地に分布する稚内層は、地山強度比が著しく小さい軟岩であるので、表3-4および表3-5による計測項目として9項目が示されているが、3.3で述べたように、以下の3項目は最低限実施する計画とする。

- ・ 内空変位測定
- ・ 吹付けコンクリート応力測定
- ・ 鋼製支保工応力測定

参考に、深度400mにおける地山強度比を算出する。物性値は、幌延研究所用地のボーリング孔HDB-3およびHDB-6の深度400mのデータとする（松永ほか、2005）<sup>27)</sup>。

$$\text{地山強度比} = \frac{\text{一軸圧縮強度}}{\text{単位体積重量により推定される鉛直方向地圧}}$$

$$= \frac{5000}{15.1 \times 326 + 18.5 \times (400 - 326)}$$

$$= \frac{5000}{6291.6}$$

$$= 0.79$$

#### 4. 4 解析条件について

予測評価手法の適用性を検証するためには、解析条件を決定し、内空変位と支保工応力の予測解析を行う必要がある。2章での検証事例を基に、以下に解析条件を整理する。ただし、ここで示す解析条件は、あくまで案であり、必ずしもこのように行う必要はない。

##### ① 解析手法

- ・ コンプライアンス可変型構成方程式に基づく粘弾性解析とする。
- ・ Janach の破壊規準を用いる。ただし、粘着力や内部摩擦角に関するデータが揃えば、Mohr-Coulomb の破壊規準を用いることも可能である。

##### ② 解析モデル

- ・ 図 2-9 に示す軸対象モデルとする。ただし、2次元モデルや3次元モデルを用いることも可能である。
- ・ 幌延地下施設の坑道断面寸法 D を考慮する。(A-A 断面は D=4.6m, B-B 断面は D=4.5m)

##### ③ 解析ステップ

- ・ Step1 では、幌延研究所用地における初期応力 (6.3MPa) を考慮する。ただし、幌延研究所用地における初期応力は等方等圧状態ではないが、軸対象モデルを採用する場合は、初期応力を等方等圧状態と仮定せざるを得ない。よって、異方圧を考慮したい場合には、他モデルによる解析が望ましい。
- ・ Step2～Step4 では、幌延地下施設工事の施工サイクルタイムを考慮する。

##### ④ 岩盤の入力物性値

- ・ 岩盤物性値は、幌延研究所用地のボーリング孔 HDB-3 および HDB-6 の深度 400m における岩石コアの力学データを基に、表 4-2 に示す値と仮定する (松永ほか, 2005)<sup>27)</sup>。ただし、第 2 段階 (坑道掘削時の調査研究段階) に得られるデータにより変更する場合もあるので、ここに示す数値は仮定とし、今後更新していくことが望ましい。

表 4-2 予測解析に必要な物性値 (岩盤)

初期ヤング率 [MPa]	2000
初期ポアソン比 [-]	0.186
単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	18.5
一軸圧縮強度 [MPa]	5.0
引張強度 [MPa]	0.50
時間依存性パラメータ $n_0$ [-]	30*
破壊進行性パラメータ $m$ [-]	20*

※ 時間依存性パラメータ  $n_0$  および 破壊進行性パラメータ  $m$  は、「平成 17 年取りまとめ」<sup>⑥</sup>を参考に、幌延 450m と同様の値とした。

##### ⑤ 支保工（吹付けコンクリート、鋼製支保工）の入力物性値

- 支保工物性値は、表 4-3 に示す各支保工部材の物性値を式(2-17)に示す方法で合成して入力する。ただし、軸対象モデルを採用する場合は、アーチ部の物性値を代表して入力し、円形断面としてモデル化する。
- 吹付けコンクリートについては、材令によるヤング率の変化を考慮し、式(2-10)を用いて時刻毎に変化させる。ただし、設計基準強度が  $f'_{ck}=36$  (N/mm<sup>2</sup>) の場合は、式(2-11)を式(4-1)に、式(2-12)を式(4-2)に変更する。

$$E_i = 467t + 5615 \quad \text{式(4-1)}$$

$$\sigma_f = 6.1(\ln t) + 16.2 \quad \text{式(4-2)}$$

表 4-3 予測解析に必要な物性値（支保工）

		一次支保工		二次支保工	
		吹付け コンクリート	鋼製 支保工	吹付け コンクリート	鋼製 支保工
A-A 断面 (アーチ部を 代表)	断面積 [m <sup>2</sup> ]	0.20	$4.719 \times 10^{-3}$	0.05	なし
	ヤング率 [MPa]	式(2-10) により変化	210	式(2-10) により変化	なし
B-B 断面 (アーチ部を 代表)	断面積 [m <sup>2</sup> ]	0.20	$4.719 \times 10^{-3}$	なし	なし
	ヤング率 [MPa]	式(2-10) により変化	210	なし	なし

#### 4. 5 おわりに

本章では、2章および3章で示した岩盤力学予測手法を、幌延深地層研究計画において検証するための検証計画の素案を示した。これらの岩盤力学予測手法の適用性が検証できれば、幌延深地層研究計画において、例えば、以下に示す検討にも適用可能である。

- ・ 第三段階の試験終了までに坑道の建築限界が侵害されないかの検討
- ・ 多重支保工法における二次支保工の規模、施工時期の検討

第三段階の試験終了までに坑道の建築限界が侵害される可能性がある場合、縫い返しをするよりは、途中で補修、補強を行った方が利口な場合もある。そのような場合、どのタイミングでどのような補修、補強を行うべきかの検討が可能である。

また、多重支保工法の場合、二次支保工は早く入れすぎると壊れてしまい、逆に遅すぎると効果が出ない場合もある。そのような場合、どのタイミングでどのように施工を行うべきかの検討が可能である。

## 5. おわりに

本書では、ニアフィールド岩盤の長期力学挙動予測評価手法の信頼性向上に関する検討として、主に以下の2つの内容について検討を行った。

- (1) 既存の計測データを用いたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性の検証（2章）
- (2) コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法の提案（3章）

(1) では、既存の山岳トンネルの計測データを基に、ニアフィールド岩盤の長期健全性評価を行う際の初期期間を対象としたコンプライアンス可変型構成方程式の適用性を検証した。その結果、岩盤や支保工の物性の一部について仮定した部分があるものの、内空変位や支保工軸力に関する計算値は、計測値と概ね一致し、コンプライアンス可変型構成方程式を用いた解析手法は、ニアフィールド岩盤の長期安定性評価のみならず、トンネル掘削時の挙動を表現することにも適用可能であることが分かった。さらに、岩盤の時間依存性を考慮することは重要であり、これを考慮しない場合には、内空変位や支保工軸力を実際より小さく予測することも分かった。

(2) では、地山の時間依存性挙動に配慮して最適な支保パターンや変形余裕量を定量的に評価した修正設計手法が現状では見当たらない中、コンプライアンス可変型構成方程式を用いた情報化施工方法を提案した。この方法は、実際の処分場建設の際にも利用することができ、初期の段階で地山の挙動に応じた支保工に修正することで、閉鎖以降の千年、万年といった長期評価の信頼性を向上させることに大きく繋がると考える。また、この方法は、処分坑道のみならず、処分孔の設計にも活用できると考える。

## 参考文献

- 1) 核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第2次取りまとめ－ 分冊2 地層処分の工学技術”，JNC TN1400 99-022, (1999)
- 2) 土木学会：“トンネルの地質調査と岩盤計測”，(1983)
- 3) 宮野前俊一, 小川豊和, 井上博之, 梨本裕：“軟岩の長期力学的変形挙動に関する研究, サイクル機構技術資料”, JNC TN8400 2002-015, (2002)
- 4) 大久保誠介：“ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法の検討(核燃料サイクル開発機構業務委託報告書)”, JNC TJ8400 2003-081, (2004)
- 5) 大久保誠介：“ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法に関する研究(核燃料サイクル開発機構 業務委託報告書)”, JNC TJ8400 2004-018, (2005)
- 6) 核燃料サイクル開発機構：“高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する知識基盤の構築, 平成17年取りまとめ, 分冊2, 工学技術の開発”, JNC TN1400 2005-015, (2005)
- 7) 大久保誠介, 西松裕一, 緒方義弘：“非線形粘弾性モデルによる坑道変形のシミュレーション”, 日本鉱業会誌, Vol.103, pp.293-296, (1987)
- 8) 宮野前俊一, 野本康介, 森田篤, 松井幹雄, 梨本裕, 大久保誠介：“岩盤の時間依存性挙動と施工過程を考慮した掘削解析手法の提案”, 土木学会論文集, No.791／VI-67, pp.97-109, (2005)
- 9) 井上博之, 足立宏美, 三谷浩二：“トンネル変位抑制工の効果の事前設計に関する一考察”, 第32回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.233-238, (2003)
- 10) 北川修三, 梶原雄三, 鈴木恒男, 川原一則：“二重支保工法で膨張性地山を克服”, トンネルと地下, 第31巻, 11号, pp.7-16, (2000)
- 11) 北川修三, 梶原雄三, 進士正人：“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”, 土木学会論文集, No.721／VI-57, pp.27-39, (2002)
- 12) 杉原弘造：“軟岩中の坑道掘削が周辺岩盤におよぼす影響に関する研究”, 東京大学博士論文, (2004)
- 13) Boidy,E., Bouvard,A. and Pellet,F.：“Back analysis of time-dependent behavior of a test gallery in claystone”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.17, pp.415-424, (2002)
- 14) 土木学会：“トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説”, (1996)
- 15) Hisatake, M.：“Effect of steel fiber reinforced high-strength shotcrete in a squeezing tunnel”, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.18, pp.197-204, (2003)
- 16) 大久保誠介, 福井勝則, 木村有仁：“土丹の力学的特性と構成方程式”, トンネルと地下, 第33巻, 1号, pp.45-50, (2002)
- 17) 大久保誠介, 福井勝則：“田下凝灰岩の長期クリープ試験と構成方程式”, 資源と素材, Vol.118, pp.36-42, (2002)

- 18) 今田徹：“トンネル支保構造物の設計思想”，土木学会論文集，No.672／VI-50, pp.1-12, (2001)
- 19) 宮野前俊一：“押し出し性地山におけるトンネルの設計手法に関する研究”，東京大学学位論文，(2006)
- 20) 地盤工学会：“岩盤構造物の情報化設計施工”，地盤工学・実務シリーズ 16, (2003)
- 21) 伊東孝, 赤木知之, 土山茂希：“トンネルの切羽進行に伴う内空変位と地山のクリープ特性による変位の分離”，土木学会論文集，No.418／III-13, pp.279-282, (1990)
- 22) 中村良明, 羽田勝, 木曾伸一：“超膨張性泥岩を克服”，トンネルと地下, 第 24 卷, 1 号, pp.7-16, (1993)
- 23) 奥村皓一, 和地強, 怡士一美：“SFRC 覆工で収束しない変位に対抗”，トンネルと地下, 第 29 卷, 5 号, pp.7-18, (1998)
- 24) 地盤工学会：“NATM における予測と実際”，地盤工学・実務シリーズ 9, (1999)
- 25) 日本トンネル技術協会：“現場技術者のための吹付けコンクリート・ロックボルト”，(2005)
- 26) 中村敦, 玉井達毅, 松原外喜雄, 森田隆三郎：“異常な膨圧現象が発生する攪乱帯を多重支保方式で突破”，トンネルと地下, 第 36 卷, 7 号, pp.7-17, (2005)
- 27) 松永浩一, 田村彰教, 村川史朗, 西山誠治, 青木七郎, 布施正人, 興三智彦, 高橋剛弘：“幌延深地層研究計画 地下施設実施設計 一設計報告書一”，核燃料サイクル開発機構, JNC TJ5410 2005-002, (2005a)

