

## ニアフィールドの応力評価手法の開発(V)

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究内容報告書)

| 技 術 資 料                                                         |              |                |
|-----------------------------------------------------------------|--------------|----------------|
| 開示区分                                                            | レポ ー ト No.   | 受 領 日          |
| Σ                                                               | J1205 96-001 | 1997.<br>4.16. |
| この資料は技術管理室保存資料です<br>閲覧には技術資料閲覧票が必要です<br>動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室 |              |                |

1996年 2 月

大成建設株式会社

この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、特に限られた関係者だけに開示するものです。ついては、複製、転載、引用等を行わないよう、また、第三者への開示又は内容漏洩がないよう管理して下さい。また、今回の開示目的以外のことには使用しないよう特に注意して下さい。

本資料についての問い合わせは下記に願います。

〒319-11

茨城県那珂郡東海村大字村松4-33

動力炉・核燃料開発事業団

東海事業所

技術開発推進部・技術管理室

# ニアフィールドの応力評価手法の開発(V)

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究内容報告書)

1996年 2 月

大成建設株式会社

ニアフィールドの応力評価手法の開発 (V)

山本 卓也\*

要 旨

本研究は、人工バリアシステムの仕様と性能評価のためのニアフィールド条件を明らかにする研究の一環として実施したものである。この中で、特に重要な課題であるニアフィールドの応力評価手法の開発を目的として、本年度は昨年度に引き続き、掘削初期の空洞変形挙動評価、人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究を実施した。

掘削初期の空洞変形挙動評価に関しては、平成3年度に実施した空洞安定解析の結果、深部地下空洞の設計手法の開発検討、および空洞変形挙動評価モデルの開発検討の2つが課題となった。

深部地下空洞の設計手法の開発については、今年度は昨年度に引き続き、岩盤の物性値や計測データの得られている既存の空洞を対象に、地下空洞の設計手法としての適用性、適用範囲、適用条件についてまとめ、解析に必要な物性値及びその取得方法についても示した。空洞変形挙動評価モデルの開発検討については、昨年度に引き続き、釜石鉱山を想定した弾塑性不連続体解析を実施した。最後に、掘削初期の空洞変形挙動評価に関する今後の課題を抽出し、整理した。

人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価については、岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動研究として、データの取得計画および、解析モデルの調査を実施した。また、既存坑道の不安定現象に関する調査を実施し、処分場建設時以降長期的に考えられる人工バリア周辺の崩壊現象について整理した。

---

本報告書は、大成建設株式会社が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号：070D0328

事業団担当部課室および担当者：東海事業所 環境技術開発部 地層処分開発室

石川 博久

\*大成建設株式会社エンジニアリング本部エネルギー部

DEVELOPMENT OF NEAR-FIELD STRESS EVALUATION METHOD (PHASE V)

T.Yamamoto\*

Abstract

This research was performed as part of a study to clarify the near-field conditions for specifications and performance evaluations of an artificial barrier system. The work carried out here includes the evaluation of tunnel deformation after excavation and the research into the long-term behaviour of the rock mass around the artificial barriers.

Through the research work performed in 1991 on the evaluation of tunnel deformation after excavation, two issues : the development on the design method of tunnels at depth and the evaluation of numerical model on tunnel deformation should be considered for a further research.

For the former issue, tunnel construction site where rock mass properties and field measurement data are available was investigated and how the design method of tunnels at depth can be applied to the site. Based on the investigation input data for numerical analysis are summarized and how to obtain that data is described.

For the latter issue, elasto-plastic numerical analysis considering discontinuous media such as faults and joints was conducted. The input data for the numerical analysis is derived from the data obtained at Kamaishi Mine.

The research plan on the stress evaluation in the near-field rock mass to be solved in the future is also discussed.

As part of the analysis of long-term behaviour of a rock mass around the artificial barriers followings are discussed :

- planning for data acquisition to analyse creep deformation
- investigation of numerical model to analyse creep deformation
- the failure of the artificial barriers based on the investigation of unstable drift

---

Work performed by Taisei Corporation under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation. Contract No. 070D0328

PNC Liaison : Hirohisa Ishikawa , Geological Isolation Technology Sect., Waste Technology Development Division, Tokai Works

\*Taisei Corp., Engineering Division

ニアフィールドの応力評価手法の開発 (V)

担当者一覧

実施責任者： 姉崎 進

実施担当者： 山本 卓也

研究業務担当： 杉原 豊  
山本 卓也  
羽出山 吉裕  
石原 輝行  
鈴木 俊一

## 全体目次

頁

|                                     |      |
|-------------------------------------|------|
| 1. 掘削初期の空洞変形挙動評価研究                  |      |
| 1.1 はじめに -----                      | 1-1  |
| 1.2 深部地下空洞の設計手法の開発 -----            | 1-2  |
| 1.3 空洞変形挙動評価モデルの開発検討 -----          | 1-39 |
| 2. 人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究             |      |
| 2.1 岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動評価研究 ----- | 2-1  |
| 2.2 不安定現象についての文献調査 -----            | 2-23 |

## 1. 掘削初期の空洞変形挙動評価研究

## 目 次

|                      | 頁    |
|----------------------|------|
| 1.掘削初期の空洞変形挙動評価研究    | 1-1  |
| 1.1 はじめに             | 1-1  |
| 1.2 深部地下空洞の設計手法の開発   | 1-2  |
| 1.2.1 解析モデルの検討       | 1-2  |
| (1) 嵐山トンネルの概要        | 1-2  |
| (2) 解析対象位置の決定        | 1-3  |
| (3) 原位置計測データの整理      | 1-4  |
| (4) 地山特性曲線の算出        | 1-5  |
| (5) 平面ひずみ掘削解析        | 1-9  |
| (6) まとめ              | 1-25 |
| 1.2.2 評価に必要な物性値の整理   | 1-28 |
| (1) 過去の委託研究          | 1-28 |
| (2) 地下発電所工事記録        | 1-33 |
| (3) 既存データベースの利用      | 1-36 |
| (4) まとめ              | 1-37 |
| 1.2の参考文献             | 1-38 |
| 1.3 空洞変形挙動評価モデルの開発検討 | 1-39 |
| 1.3.1 処分坑道の解析        | 1-39 |
| (1) 解析条件             | 1-39 |
| (2) 解析結果および考察        | 1-42 |
| (3) まとめ              | 1-49 |
| 1.3.2 不連続体モデル化手法の整理  | 1-50 |
| (1) 神岡鉱山地下実験場        | 1-50 |
| (2) 菊間地下石油備蓄基地岩盤タンク  | 1-52 |
| (3) モデル化手法のまとめ       | 1-54 |
| 1.3の参考文献             | 1-56 |

## 図 目 次

|                                            | 頁    |
|--------------------------------------------|------|
| 図－1.2.1.1 嵐山トンネル位置および標準断面図・・・・・・・・・・       | 1-2  |
| 図－1.2.1.2 嵐山トンネル地質縦断図・・・・・・・・・・            | 1-2  |
| 図－1.2.1.3 蛇紋岩区間計測工計測結果・・・・・・・・・・           | 1-4  |
| 図－1.2.1.4 STA329+37.0 施工状況および計測位置・・・・・・・・  | 1-4  |
| 図－1.2.1.5 STA322+59.0 施工状況および計測位置・・・・・・・・  | 1-5  |
| 図－1.2.1.6 解析モデル概念図・・・・・・・・・・               | 1-5  |
| 図－1.2.1.7 変位図（CASE 1：切羽到達時）・・・・・・・・・・      | 1-7  |
| 図－1.2.1.8 塑性域図（CASE 1：切羽到達時）・・・・・・・・・・     | 1-7  |
| 図－1.2.1.9 変位図（CASE 2：切羽到達時）・・・・・・・・・・      | 1-8  |
| 図－1.2.1.10 塑性域図（CASE 2：切羽到達時）・・・・・・・・・・    | 1-8  |
| 図－1.2.1.11 地山特性曲線（軸対称解析結果）・・・・・・・・・・       | 1-9  |
| 図－1.2.1.12 弾塑性解析における岩盤応力の解放・・・・・・・・・・      | 1-10 |
| 図－1.2.1.13 嵐山トンネル解析モデル（CASE 1）・・・・・・・・・・   | 1-11 |
| 図－1.2.1.14 嵐山トンネル解析モデル（CASE 2）・・・・・・・・・・   | 1-11 |
| 図－1.2.1.15 地山特性曲線（CASE 1）・・・・・・・・・・        | 1-12 |
| 図－1.2.1.16 地山特性曲線（CASE 2）・・・・・・・・・・        | 1-13 |
| 図－1.2.1.17 解析結果（CASE 1）・・・・・・・・・・          | 1-14 |
| 図－1.2.1.18 地中変位比較検討図（CASE 1：最終状態）・・・・・・・・  | 1-16 |
| 図－1.2.1.19 空洞変形モード・・・・・・・・・・               | 1-15 |
| 図－1.2.1.20 ロックボルト軸力比較検討図（CASE 1：最終状態）・・・・  | 1-18 |
| 図－1.2.1.21 吹付コンクリート応力（CASE 1：最終状態）・・・・・・・・ | 1-19 |
| 図－1.2.1.22 鋼製支保工軸力図（CASE 1：最終状態）・・・・・・・・   | 1-19 |
| 図－1.2.1.23 解析結果（CASE 2）・・・・・・・・・・          | 1-20 |
| 図－1.2.1.24 地中変位比較検討図（CASE 2：最終状態）・・・・・・・・  | 1-21 |
| 図－1.2.1.25 ロックボルト軸力比較検討図（CASE 2：最終状態）・・・・  | 1-23 |
| 図－1.2.1.26 吹付コンクリート応力（CASE 2：最終状態）・・・・・・・・ | 1-24 |
| 図－1.2.1.27 鋼製支保工軸力図（CASE 2：最終状態）・・・・・・・・   | 1-24 |
| 図－1.2.2.1 一軸圧縮強度～深度関係・・・・・・・・・・            | 1-31 |
| 図－1.2.2.2 弾性係数～深度関係・・・・・・・・・・              | 1-31 |

|           |                                 |      |
|-----------|---------------------------------|------|
| 図－1.2.2.3 | 粘着力～深度関係                        | 1-32 |
| 図－1.2.2.4 | 内部摩擦角～深度関係                      | 1-32 |
| 図－1.2.2.5 | 日本における地下発電所位置図                  | 1-33 |
| 図－1.2.2.6 | 岩盤変形係数～深度関係（花崗岩）                | 1-35 |
| 図－1.2.2.7 | 岩盤変形係数～深度関係（流紋岩）                | 1-35 |
| 図－1.3.1.1 | 境界条件                            | 1-41 |
| 図－1.3.1.2 | 解析モデル                           | 1-41 |
| 図－1.3.1.3 | 主応力・変位ベクトル図（格子モデル せん断破壊のみ考慮）    | 1-43 |
| 図－1.3.1.4 | 主応力・変位ベクトル図（ランダムモデル せん断破壊のみ考慮）  | 1-45 |
| 図－1.3.1.5 | 主応力・変位ベクトル図（格子モデル せん断・引張破壊考慮）   | 1-46 |
| 図－1.3.1.6 | 主応力・変位ベクトル図（ランダムモデル せん断・引張破壊考慮） | 1-47 |
| 図－1.3.2.1 | 地下実験場の概要                        | 1-50 |
| 図－1.3.2.2 | 不連続体解析モデル                       | 1-52 |
| 図－1.3.2.3 | 菊間石油備蓄基地岩盤タンク配置図                | 1-52 |
| 図－1.3.2.4 | 不連続体解析モデル                       | 1-53 |

## 表 目 次

|                                       | 頁    |
|---------------------------------------|------|
| 表－1.2.1.1 地中変位計測および室内試験位置 . . . . .   | 1-3  |
| 表－1.2.1.2 解析用岩盤物性値 . . . . .          | 1-10 |
| 表－1.2.1.3 解析用支保材料物性値 . . . . .        | 1-10 |
| 表－1.2.1.4 内空変位量比較表 (CASE 1) . . . . . | 1-14 |
| 表－1.2.1.5 内空変位量比較表 (CASE 2) . . . . . | 1-20 |
| 表－1.2.1.6 ニアフィールド 事例解析一覧 . . . . .    | 1-26 |
| 表－1.2.2.1 人形峠深部岩石物性一覧 . . . . .       | 1-30 |
| 表－1.2.2.2 釜石鉾山深部岩石物性一覧 . . . . .      | 1-30 |
| 表－1.2.2.3 文献調査表 . . . . .             | 1-34 |
| 表－1.2.2.4 地下発電所岩石・岩盤物性調査結果 . . . . .  | 1-34 |
| 表－1.2.2.5 代表的な文献データベース . . . . .      | 1-36 |
| 表－1.3.1.1 岩盤基質部解析用物性値 . . . . .       | 1-39 |
| 表－1.3.1.2 解析ケース . . . . .             | 1-42 |

## 1 掘削初期の空洞変形挙動評価研究

### 1.1 はじめに

本研究は、人工バリアシステムの仕様と性能評価のためのニアフィールド条件を明らかにする上で特に重要な課題であるニアフィールドの応力評価手法の開発を行うものである。本年度は、以下に示す掘削初期の空洞変形挙動評価研究を昨年度に引き続き実施する。

#### (1) 深部地下空洞の設計手法の開発

平成6年度は北海道縦貫自動車道嵐山トンネルを対象とした事例解析を行い、地下深部空洞の設計手法の検討を行った。その結果、空洞周辺の岩盤挙動は従来の道路トンネルの設計で用いられている有限要素法を用いれば概ね評価できることが分かった。今年度は、最初に、他地点に対する事例解析を実施してその適用性について検討を行う。次に、今年度の成果とこれまで実施した事例解析結果から、モデルの深部地下空洞の設計手法としての適用性について取りまとめる。最後に、深部岩盤物性データを取得するために、地下発電所の公開文献を調査し、岩盤・岩石の物性値および物性値の深度依存性について整理した。

#### (2) 空洞変形挙動評価モデルの開発検討

平成6年度は、不連続体を取り扱える解析手法を用いて処分坑道の掘削安定解析を実施した。昨年度は、不連続面を弾性（破壊を考慮しない）と仮定していたので手法間で大きな相違点を見いだすことができなかった。今年度は解析手法として不連続面の破壊を解析上考慮できる手法（FEM-JOINT要素、DEM）を用いて、結晶質岩系（地下1000m）岩盤内の処分坑道を想定した安定性解析を実施して手法間の相違について検討した。また、不連続体解析への原位置岩盤からの解析モデルの作成方法および不連続面の強度変形特性の設定について公開文献から整理した。

## 1.2 深部地下空洞の設計手法の開発

### 1.2.1 解析モデルの検討

昨年度に引き続き、北海道縦貫自動車道嵐山トンネルを対象とした事例解析を行い、深部地下空洞の設計手法の検討を実施する。

#### (1) 嵐山トンネルの概要

北海道縦貫自動車道（札幌～旭川間）嵐山トンネルは、旭川市の嵐山（標高267m）を最大土被り147mで通過する延長1434mの2車線道路トンネルである。嵐山トンネルの地質は千枚岩、結晶片岩、にカンラン岩と蛇紋岩が貫入している。図-1.2.1.1に嵐山トンネルの位置および標準断面図を、図-1.2.1.2に嵐山トンネル地質縦断図を示す。

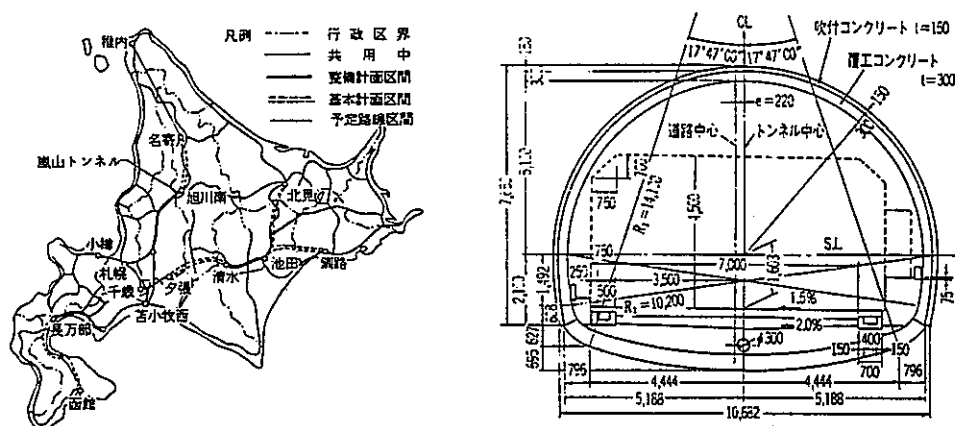


図-1.2.1.1 嵐山トンネル位置および標準断面図<sup>1)、2)</sup>

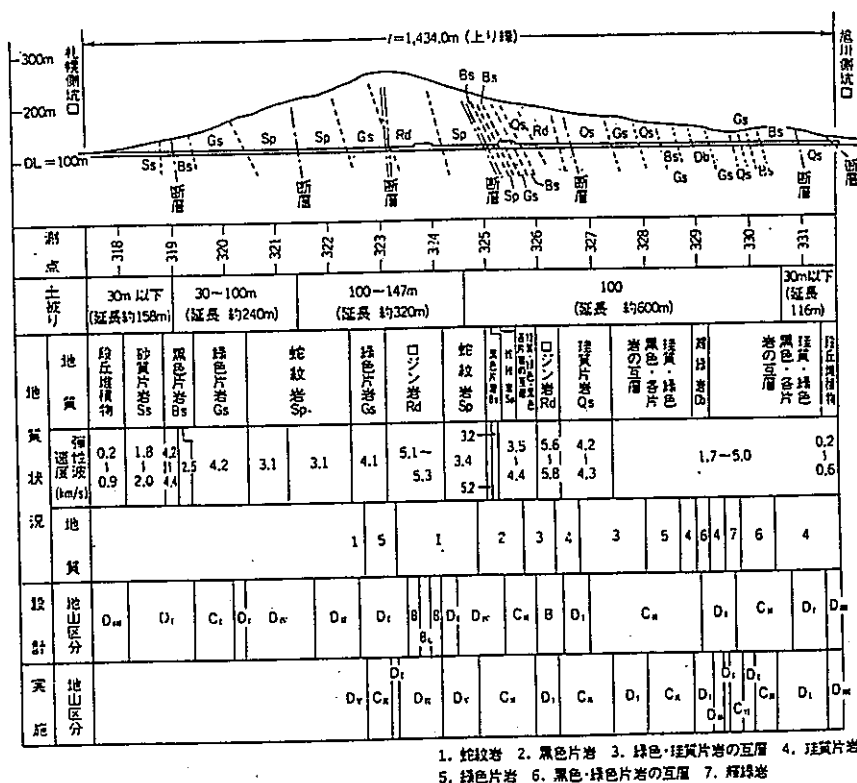


図-1.2.1.2 嵐山トンネル地質縦断図<sup>1)、2)</sup>

## (2) 解析対象位置の決定

解析対象位置は、トンネル建設時の岩盤変位計測データが取得できていること、室内試験データが得られていることが必要である。表－1.2.1.1に地中変位計測および室内試験を実施した位置を示す。

表－1.2.1.1 地中変位計測および室内試験位置

| 地中変位計測位置 | 室内試験位置   | 岩種   | 備考         |
|----------|----------|------|------------|
| 320+50.0 |          | 蛇紋岩  |            |
| 320+64.0 |          | 蛇紋岩  |            |
| 321+22.0 |          | 蛇紋岩  |            |
| 321+60.0 |          | 蛇紋岩  |            |
| 322+59.0 | 322+59.0 | 蛇紋岩  |            |
| 323+69.0 | 323+69.0 | 蛇紋岩  |            |
| 323+97.0 | 323+97.0 | 蛇紋岩  |            |
| 324+48.0 | 324+48.0 | 蛇紋岩  | NF(IV)検討位置 |
|          | 324+51.0 | 蛇紋岩  |            |
| 325+69.0 | 325+69.0 | 黒色片岩 |            |
| 327+37.0 | 327+37.0 | 緑色片岩 |            |
|          | 327+90.0 | 蛇紋岩  |            |
| 329+38.0 | 329+38.0 | 緑色片岩 |            |
| 329+50.0 | 329+50.0 | 蛇紋岩  |            |
|          | 330+0.0  | 蛇紋岩  |            |
| 331+45.0 | 331+45.0 | 珪質片岩 |            |

嵐山トンネルは、蛇紋岩を通過している。蛇紋岩は、吸水膨張の著しい膨張性岩盤として有名であり、トンネル施工時に岩盤の変状が発生した例が数多く報告されている。蛇紋岩部での内空、天端沈下計測結果を図－1.2.1.3に示す。蛇紋岩は、その分布位置から、第1、第2蛇紋岩の二つに分類されている。昨年度の解析対象位置（STA.324.48.0）は、第1蛇紋岩に位置しており、最終内空変位量は最大で40mm程度であった。一方、第2蛇紋岩は最終内空変位量は170mmと大きな変位が計測されている。

今年度は、解析対象として、第2蛇紋岩で地中変位計測および室内試験が報告されているSTA322+59.0を選択する。また、施工時に、変状が報告されていない地点緑色片岩（STA329+38.0）も解析対象とした。

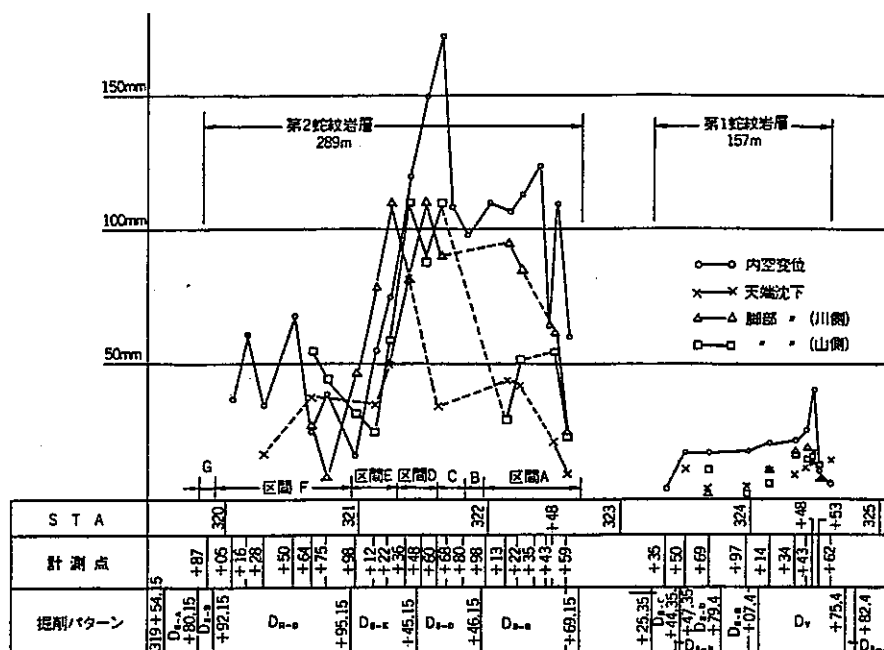


図-1.2.1.3 蛇紋岩区間計測工計測結果<sup>1)、2)</sup>

### (3) 原位置計測データの整理

解析対象位置である、STA329+38.0とSTA322+59.0の施工状況及び計測状況について整理する。

#### a) STA329+38.0 (緑色片岩)

図-1.2.1.4に施工状況および計測器設置位置を示す。

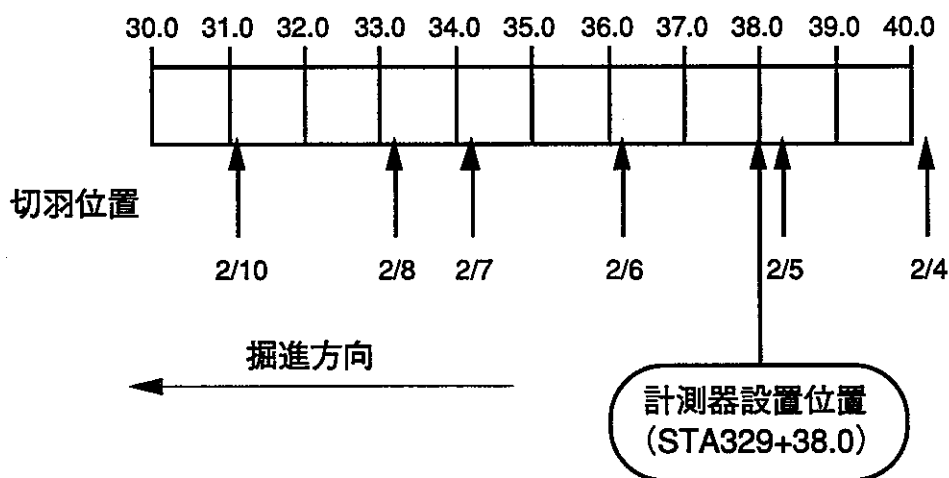


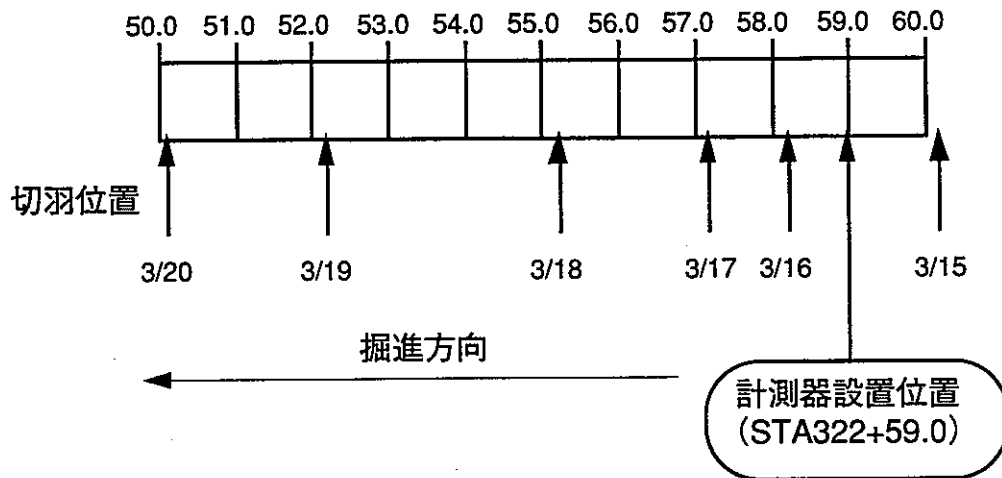
図-1.2.1.4 STA329+38.0 施工状況および計測位置

ここで、図中に示した日付は、当日の朝9:00での切羽位置を示している。これから、計測器が2/5の午後に329+38.0付近に設置され、地中変位計測および支保工応力の計測は、2/7の朝9:00に開始されている。(切羽離れ2.8mから計測開始)

計測項目は、内空変位、ロックボルト軸力、鋼製支保工応力、地中変位である。

b)STA322+59.0（蛇紋岩）

図－1.2.1.5に施工状況および計測器設置位置を示す。



図－1.2.1.5 STA322+59.0 施工状況および計測位置

これから、計測器は3/15の午後に322+59.0付近に設置され、地中変位計測および支保工の計測は、3/16の朝9：00に開始されている。（切羽離れ0.8mから計測開始）

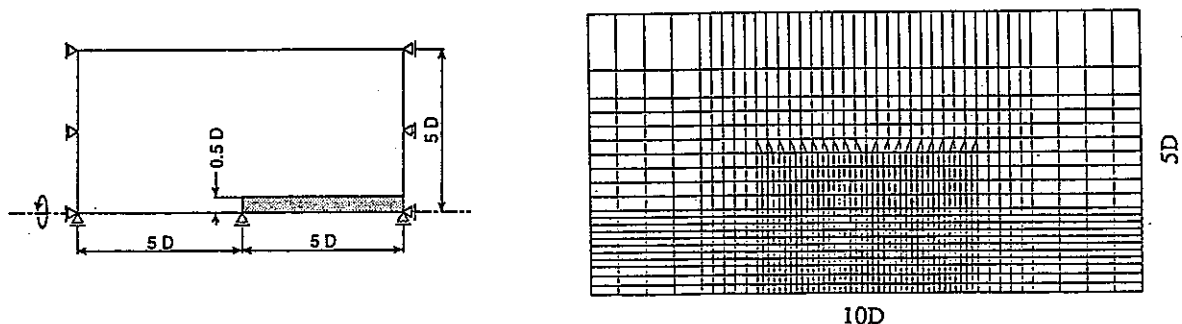
計測項目は、内空変位、ロックボルト軸力、鋼製支保工応力、地中変位である。

（4）地山特性曲線の算出

トンネルの掘削解析に3次元的支持効果を便宜的に2次元解析に取り込むために、ここでは応力解放法を用いる。応力解放法とは、切羽の進行と地圧の解放割合（内空変位）の発生割合の関係（地山特性曲線）をあらかじめ仮定して、掘削解放力を徐々に作用させる方法である。既往の研究<sup>3)</sup>と同様に、解析対象位置の諸条件（岩盤物性、初期応力、掘削径等）を考慮した軸対称解析を実施して、その結果得られる岩盤壁面の変位量から地山特性曲線を設定する。

a) 解析モデル

円形トンネルの掘削問題を考える。解析モデルは $10D \times 5D$ とした。（ $D$ ：掘削径）



図－1.2.1.6 解析モデル概念図

## b) 解析ケース

解析は、STA329+38.0（緑色片岩）、STA322+59.0（蛇紋岩）を対象とした2ケースを実施した。また、岩盤の応力～ひずみ関係は完全弾塑性と仮定した。

CASE 1 : STA329+38.0（緑色片岩）

CASE 2 : STA322+59.0（蛇紋岩）

## c) 岩盤物性値

解析に用いる岩盤物性値は、室内試験結果、孔内載荷試験結果、設計値を参考に以下のとおり設定した。

CASE 1 : STA329+38.0

地質：緑色片岩

- ・変形係数D (tf/m<sup>2</sup>) : 130000 (孔内載荷試験結果)    ポアソン比 : 0.23 (設計値)
- ・粘着力C (tf/m<sup>2</sup>) : 520 (設計値：一軸圧縮強度から推定)
- ・内部摩擦角  $\phi$  (°) : 43.0 (設計値)
- ・初期応力 (tf/m<sup>2</sup>) :  $\sigma_v = \sigma_h = 75.0$  (土被り圧 =  $\gamma \cdot h = 2.5(\text{tf/m}^2) \times 50(\text{m})$ )

CASE 2 : STA322+59.0（蛇紋岩）

地質：蛇紋岩（葉片状が70%,粘土状が30%）

- ・変形係数D (tf/m<sup>2</sup>) : 18000 (孔内載荷試験結果)    ポアソン比 : 0.35 (設計値)
- ・粘着力C (tf/m<sup>2</sup>) : 33 (設計値：一軸圧縮強度から推定)
- ・内部摩擦角  $\phi$  (°) : 15.0 (設計値)
- ・初期応力 (tf/m<sup>2</sup>) :  $\sigma_v = \sigma_h = 336.0$  (土被り圧 =  $\gamma \cdot h = 2.4(\text{tf/m}^2) \times 140(\text{m})$ )

## d) 解析ステージ

解析は最初に初期応力を設定し、検討位置の-2Dから+2Dまでは0.1D、+2Dから+3Dまでは0.2Dずつ掘削し、計47ステージで掘削を終了するように設定した。（Dは上半断面積53.76m<sup>2</sup>を等価円で示した時の直径：8.30m）

## e) 解析結果

解析結果として、検討位置へ切羽到達時の変位図、塑性域図を示す。（図－1.2.1.7～10）  
これから、CASE1が切羽到達時には、岩盤周辺には塑性域がなんら発生していないのに対して、CASE2では切羽前方および坑道壁面奥行き方向の約0.7D程度の範囲まで塑性化している。図－1.2.1.11に解析結果から作成した地山特性曲線を示す。

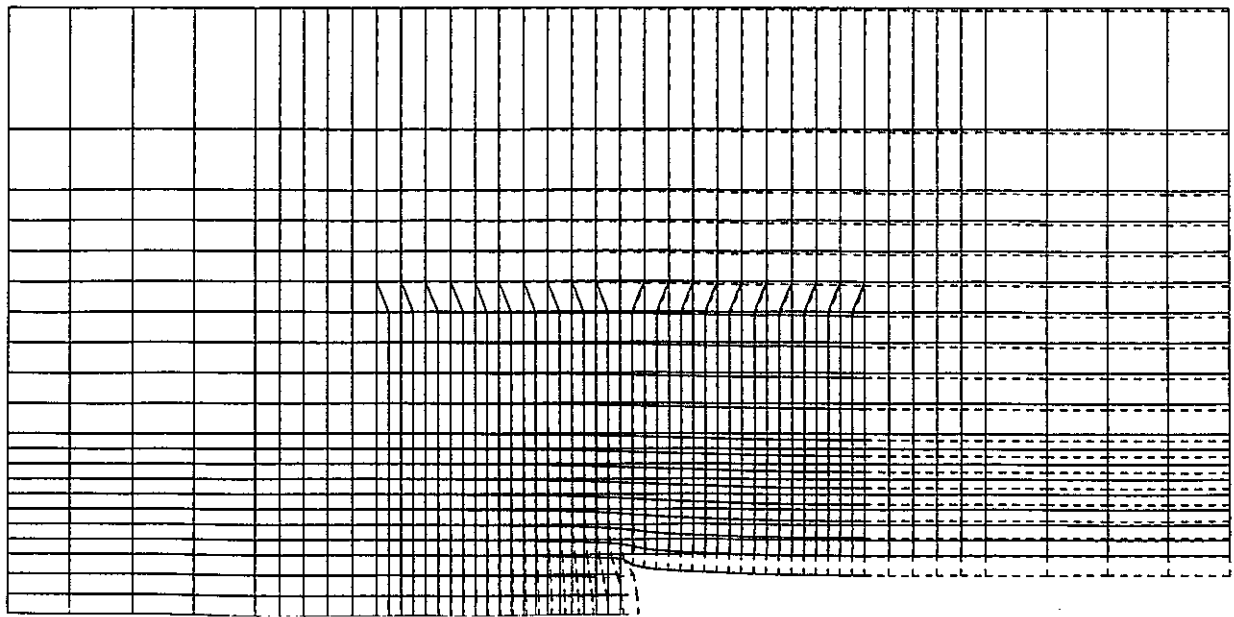


図-1.2.1.7 変位図 (CASE 1 : 切羽到達時)

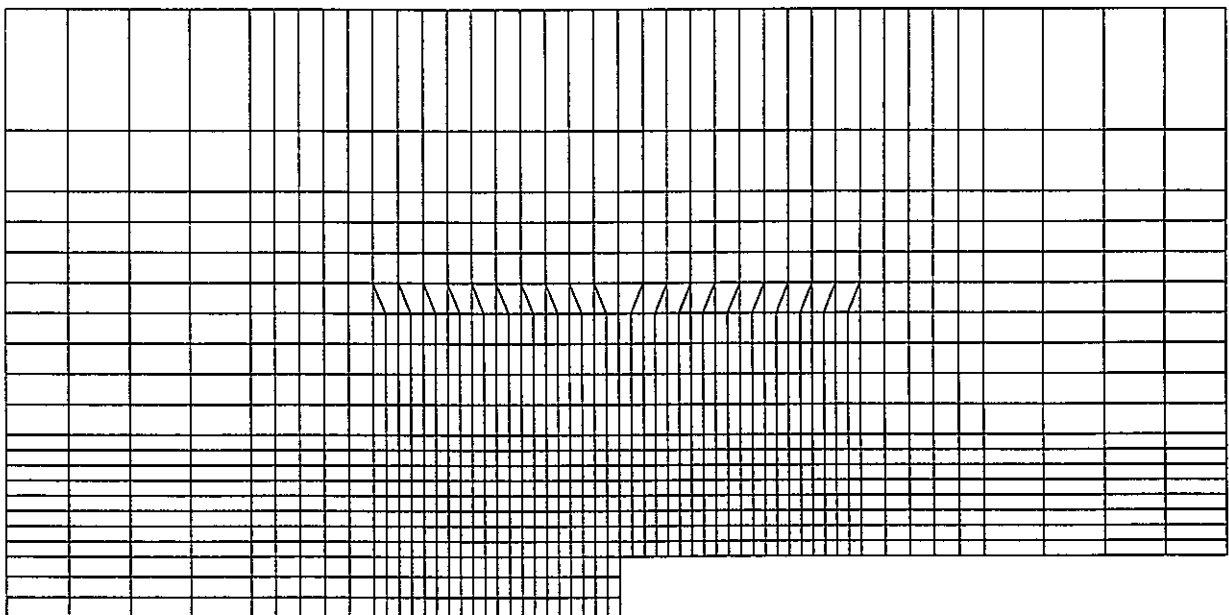


図-1.2.1.8 塑性域図 (CASE 1 : 切羽到達時)

——— SCALE ———  
 STRUCTURE      ——— 4.61      ( M )  
 DISPLACEMENT    ——— 1.00      ( CM )

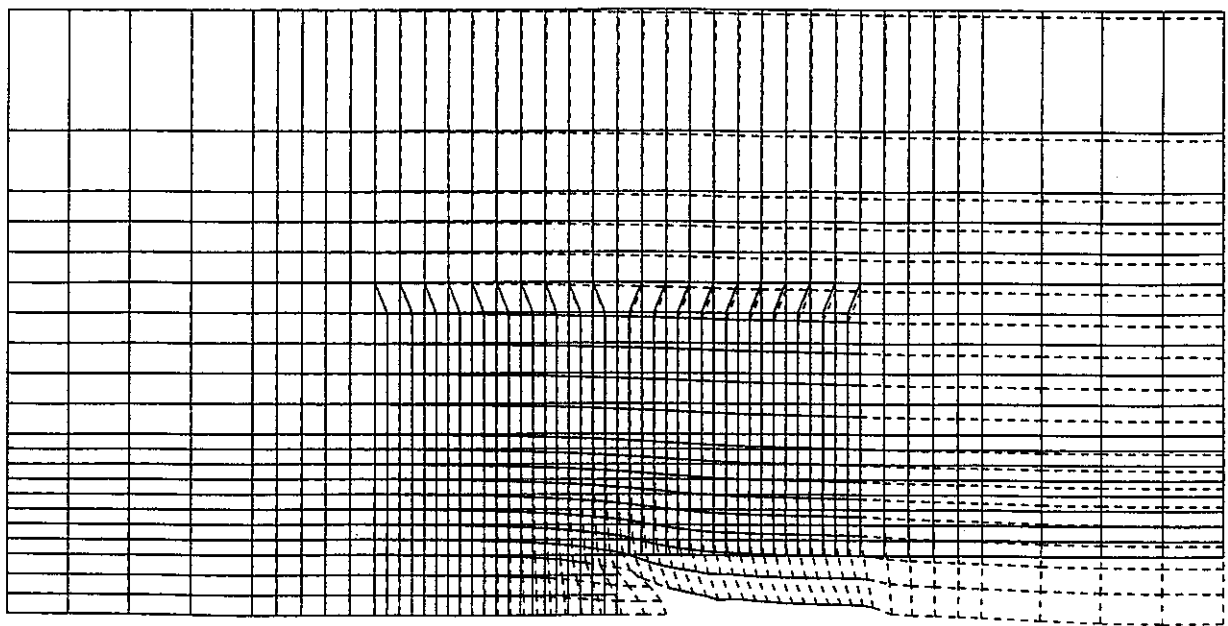


図-1.2.1.9 変位図 (CASE 2 : 切羽到達時)

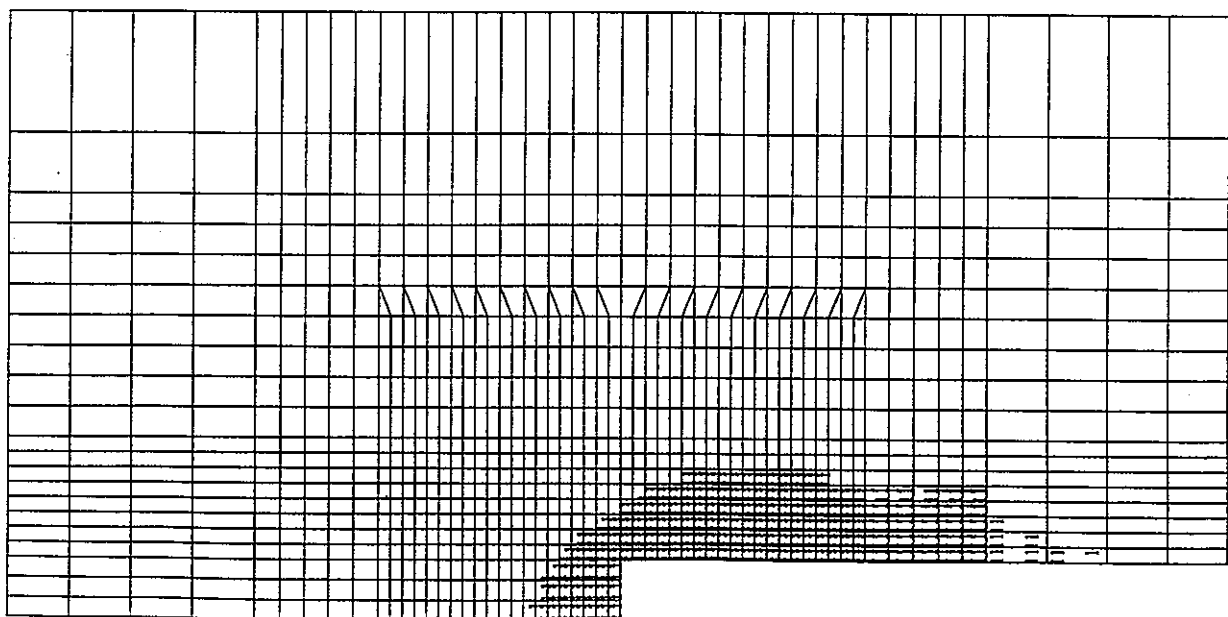
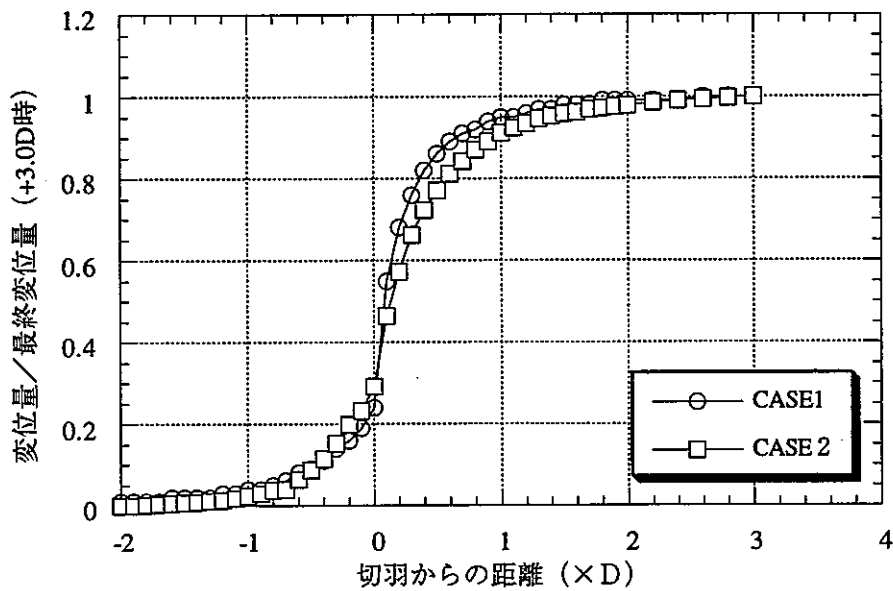


図-1.2.1.10 塑性域図 (CASE 2 : 切羽到達時)

SCALE  
 STRUCTURE  4.61 ( M )  
 DISPLACEMENT  38.4 ( CM )



図－1.2.1.11 地山特性曲線（軸対称解析結果）

これから、地山特性曲線は、CASE 1 と比較して、CASE 2 の方が、切羽到達後（切羽からの距離0.0D～+3.0D）にその曲線がなだらかな性状をしている。

#### （5）平面ひずみ掘削解析

##### a) 岩盤のモデル化

解析対象位置における地山状況は、以下のとおりである。CASE1では、緑色片岩が地山全体を構成している。CASE2の地山全体は蛇紋岩である。蛇紋岩は、その性状から塊状、葉片状、粘土状の3つに分類され、塊状から粘土状になるにつれて、固結度が低くなり、強度も小さくなる。CASE2の解析対象位置の蛇紋岩の殆どは、葉片状蛇紋岩であり、場所によっては、最大30%程度の粘土状蛇紋岩を含んだり非常に細かい粉状、砂状を呈している。一軸圧縮強度は試料採取・整形が不可能であったために数kgf/cm<sup>2</sup>以下と推定されている。岩盤のモデル化では、葉片状、粘土状蛇紋岩の分布状況が判断できるような、切羽観察図、ボーリングデータが得られていないことから、今回の解析では葉片状、粘土状蛇紋岩を一つの物性値で評価することとした。

##### b) 解析用物性値の設定

解析用物性値の設定では、室内試験（一軸、三軸圧縮試験）、原位置試験（孔内載荷試験）結果、設計値を参考にした。表－1.2.1.2に解析物性値を示す。

表-1.2.1.2 解析用岩盤物性値

|                           | CASE 1  | CASE 2 | 備考             |
|---------------------------|---------|--------|----------------|
| 変形係数 (tf/m <sup>2</sup> ) | 130,000 | 18000  | 孔内載荷試験結果       |
| ポアソン比                     | 0.23    | 0.35   | 設計値            |
| 粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )  | 520.0   | 33.0   | 設計値：一軸圧縮強度から推定 |
| 内部摩擦角 (°)                 | 43.0    | 15.0   | 設計値            |
| 初期応力 (tf/m <sup>2</sup> ) | 75.0    | 336.0  | 土被り相当圧、側圧係数1.0 |

ここで、今回の解析では、岩盤の応力～ひずみ関係を完全断塑性としている。また、図-1.2.1.12に示すように、掘削時に破壊基準を越えた応力状態である要素を破壊基準線上の応力状態となるように、繰返し計算を実施して要素の応力を解放する。また、今回の解析では、岩盤の破壊に伴う変形係数の変化は考慮していない。

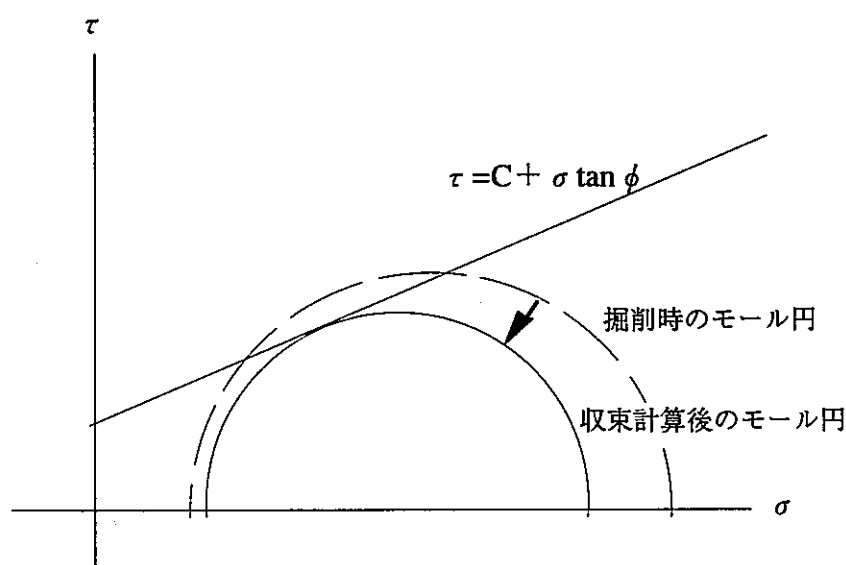


図-1.2.1.12 弾塑性解析における岩盤応力の解放

CASE 1、CASE 2 の検討対象位置での、実際の施工時に採用された支保材料および物性値を表-1.2.1.3に整理する。

表-1.2.1.3 解析用支保材料物性値

| CASE 1   | 弾性係数<br>E(tf/m <sup>2</sup> ) | 断面積<br>A (m <sup>2</sup> ) | 断面 2 次モーメント<br>I (m <sup>4</sup> ) | 備考            |
|----------|-------------------------------|----------------------------|------------------------------------|---------------|
| 鋼製支保     | 2.10E+07                      | 4.01E-03                   | 1.64E-05                           | H-150@1.0m    |
| 吹付コンクリート | 4.00E+05                      | 0.15                       | —                                  | t -15cm       |
| ロックボルト   | 2.10E+07                      | 5.07E-04                   | —                                  | D25,上半 4m-15本 |

| CASE 2   | 弾性係数<br>E(tf/m <sup>2</sup> ) | 断面積<br>A (m <sup>2</sup> ) | 断面 2 次モーメント<br>I (m <sup>4</sup> ) | 備考                    |
|----------|-------------------------------|----------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| 鋼製支保     | 2.10E+07                      | 4.01E-03                   | 1.64E-05                           | H-150@1.0m            |
| 吹付コンクリート | 4.00E+05                      | 0.2                        | —                                  | t -20cm               |
| ロックボルト   | 2.10E+07                      | 5.07E-04                   | —                                  | D25,天端4m-7本、上半片側6m-7本 |

これから、解析ケース間で、吹付コンクリート厚、ロックボルト本数が異なっている。

解析モデルを図-1.2.1.13、14に示す。CASE 1 とCASE 2 では、ロックボルトの配置に応じてトンネル上半部のメッシュ分割が異なっている。

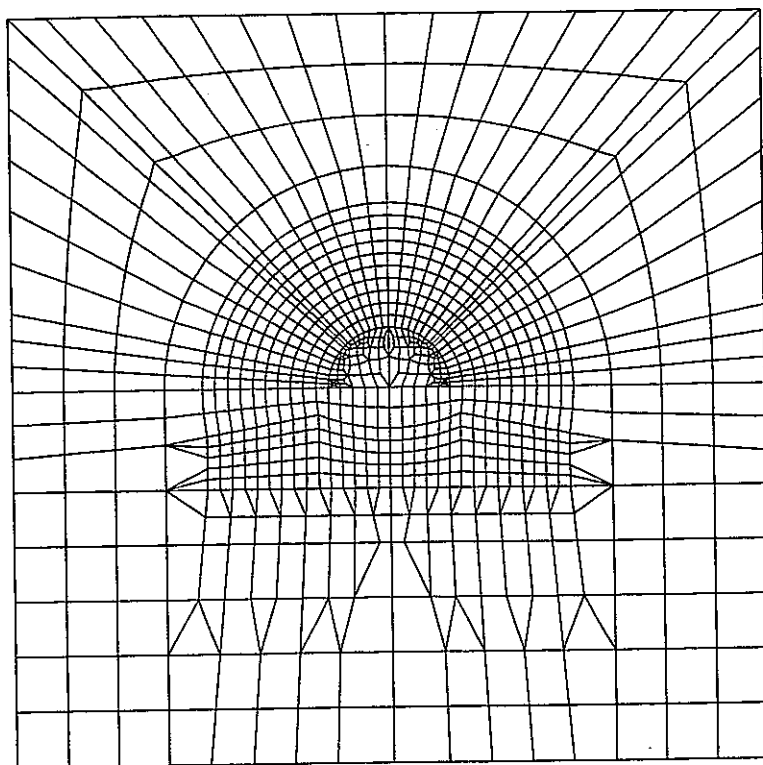


図-1.2.1.13 嵐山トンネル解析モデル (CASE 1)

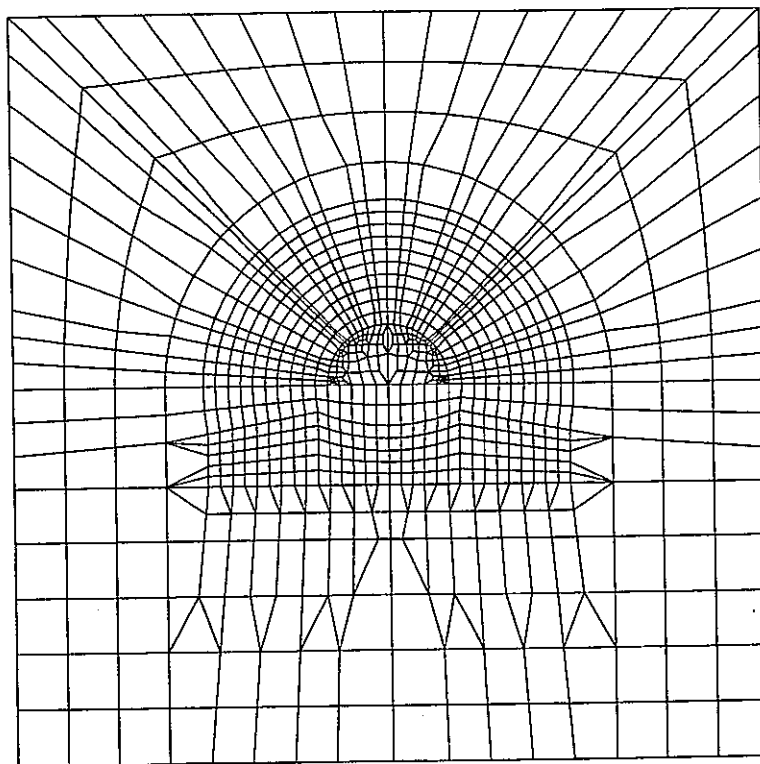


図-1.2.1.14 嵐山トンネル解析モデル (CASE 2)

### c) 解析ステージ

解析は、検討位置での計測と実際の施工段階を考慮して、以下のとおり設定した。

#### CASE 1 : STA329+38.0

##### ①初期応力の設定

トンネル天端位置で、土被り相当の初期応力を設定、側圧係数は1.0と仮定

##### ②上半掘削（切羽位置+0.337D）

図-1.2.1.4に示したように、原位置で、計測器の設置および計測初期値を得たのは、切羽離れ2.8m=+0.337D（D：上半掘削の等価円の直径8.3m）の時である。したがって、図-1.2.1.15に示したように、地山特性曲線から、解放力78.0%を作用させる。

##### ③切羽位置0.5D

支保、吹付コンクリート、ロックボルトを付加した後、解放力8%（0.86-0.78）を作用させる。

##### ④切羽位置1.0D

解放力9.0%（0.95-0.86）を作用させる。

##### ⑤3.0D

解放力5%（1.00-0.95）を作用させる。

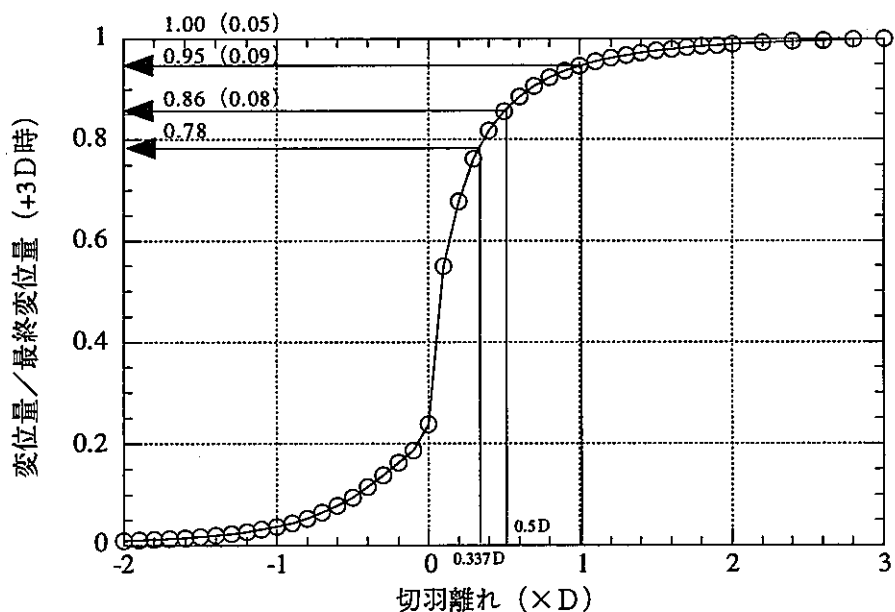


図-1.2.1.15 地山特性曲線 (CASE 1)

①初期応力の設定

トンネル天端位置で、土被り相当の初期応力を設定、側圧係数は1.0と仮定

②上半掘削（切羽位置0.1D）

図－1.2.1.5に示したように、原位置で、計測器の設置および計測初期値を得たのは、切羽離れ0.8m=+0.1D（D：上半掘削の等価円の直径8.3m）の時である。したがって、図－1.2.1.16に示したように、地山特性曲線から、解放力45.8%を作用させる。

③切羽位置0.5D

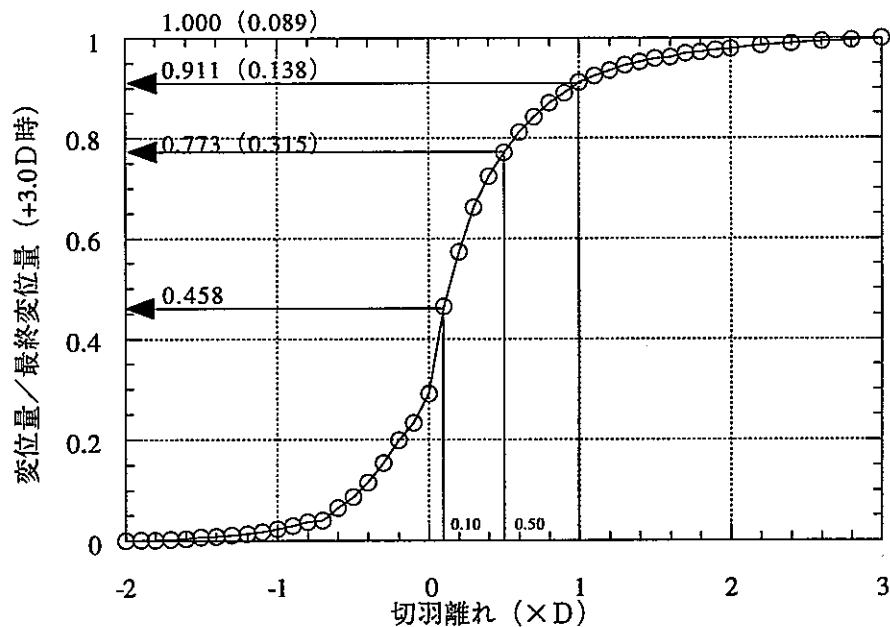
支保、吹付コンクリート、ロックボルトを付加した後、解放力31.5%（0.773-0.458）を作用させる。

④切羽位置1.0D

解放力13.8%（0.911-0.773）を作用させる。

⑤3.0D

解放力8.9%（1.00-0.911）を作用させる。



図－1.2.1.16 地山特性曲線（CASE 2）

#### d) 解析結果および考察

##### CASE 1 : STA329+38.0

##### ・空洞変形量および塑性領域

図-1.2.1.17に最終状態（+3.0D到達時）の変位図および塑性領域図を示す。解析結果から、内空変位量が0.54mm（空洞縮小）、天端沈下量が0.56mm（沈下）が得られた。また、塑性領域図から、空洞周辺には塑性領域が発生せず、岩盤の応力状態は弾性範囲という結果を得た。

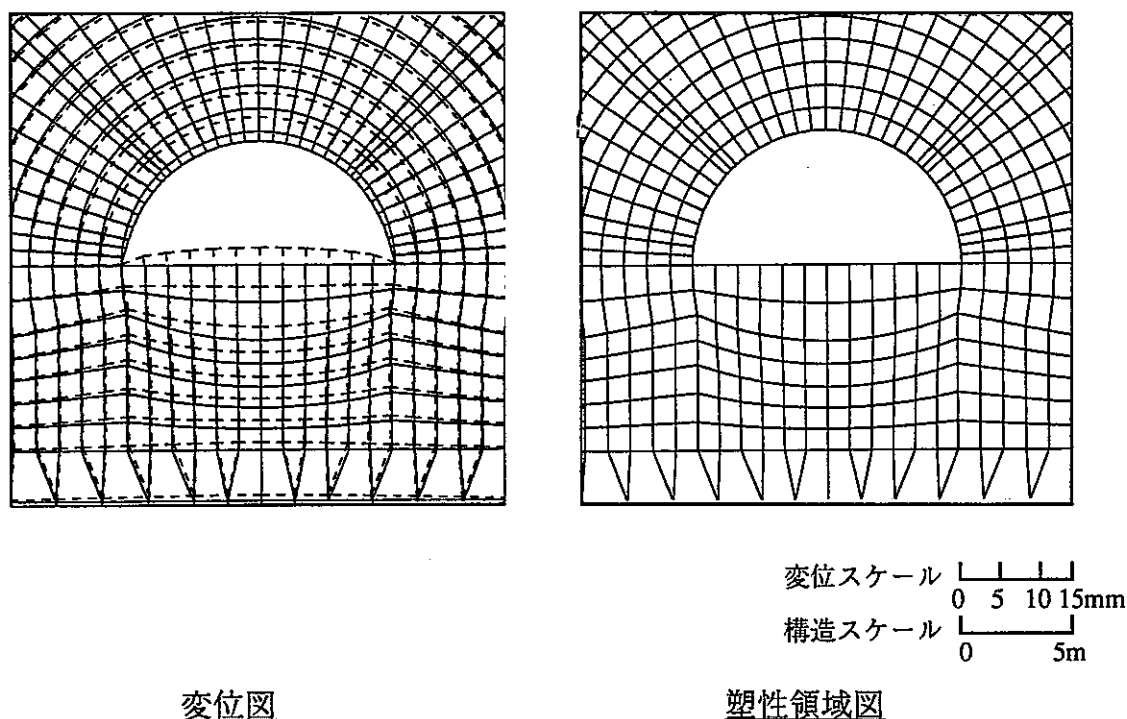


図-1.2.1.17 解析結果（CASE1）

表-1.2.1.4に内空変位量の計測値と解析値を示す。

表-1.2.1.4 内空変位量比較表（CASE 1）

|             | 計測値      |           | 解析値      |           | 備考      |
|-------------|----------|-----------|----------|-----------|---------|
|             | 変位量 (mm) | 変位量/最終変位量 | 変位量 (mm) | 変位量/最終変位量 |         |
| STA329+38.0 | 1.6      | 33%       | 0.20     | 37%       | 0.5D到達時 |
|             | 3.4      | 69%       | 0.40     | 74%       | 1.0D到達時 |
|             | 4.9      | 100%      | 0.54     | 100%      | 3.0D到達時 |

各施工段階での内空変位量を最終変位量（+3.0D到達時）で無次元化して比較すると、計測値、解析値で良い一致を示している。これから、解析で設定した、掘削解放率（地山特性曲線）が適切であったことが分かる。また、天端沈下量は、計測値が得られていないことから、ここでは、比較を実施していない。

## ・地中変位計測結果

図－1.2.1.18に地中変位計測結果および解析結果を示す。測線毎に計測値と解析値を比較検討する。

### ・測線左0°

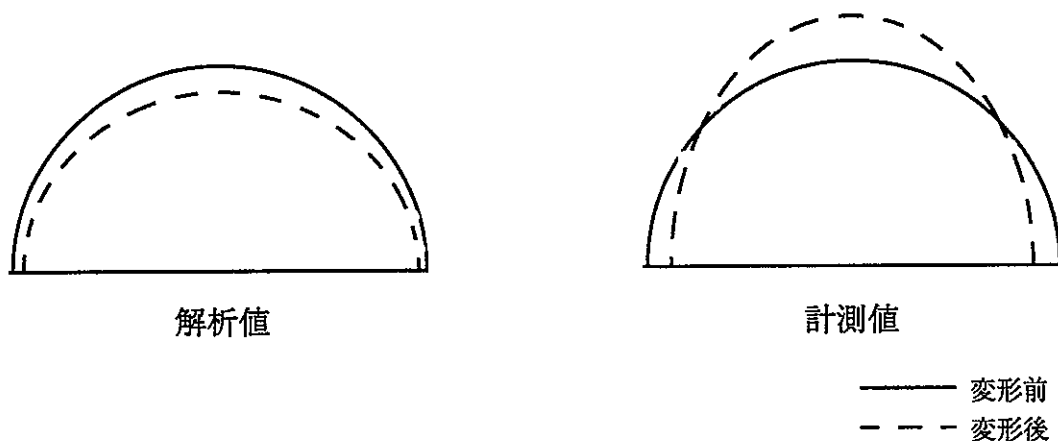
計測では空洞壁面から2mのところから変位が発生し、空洞壁面から1.0mの位置での変位量は1.2mmであった。解析では、地中変位は殆ど発生していない。

### ・測線左45°

計測、解析ともに、地中変位は空洞壁面から1.0mの位置で約0.5mmと良く一致している。

### ・測線上方

計測値では上方に約0.5mm変位するのに対して、解析では、約0.5mm沈下した。これは、図－1.2.1.19に示すように、解析では空洞壁面が全体に内空側に変形したのに対して、実際は、水平方向変位が大きく、天端が上方に押し上げられるような変形モードとなったことが考えられる。



図－1.2.1.19 空洞変形モード

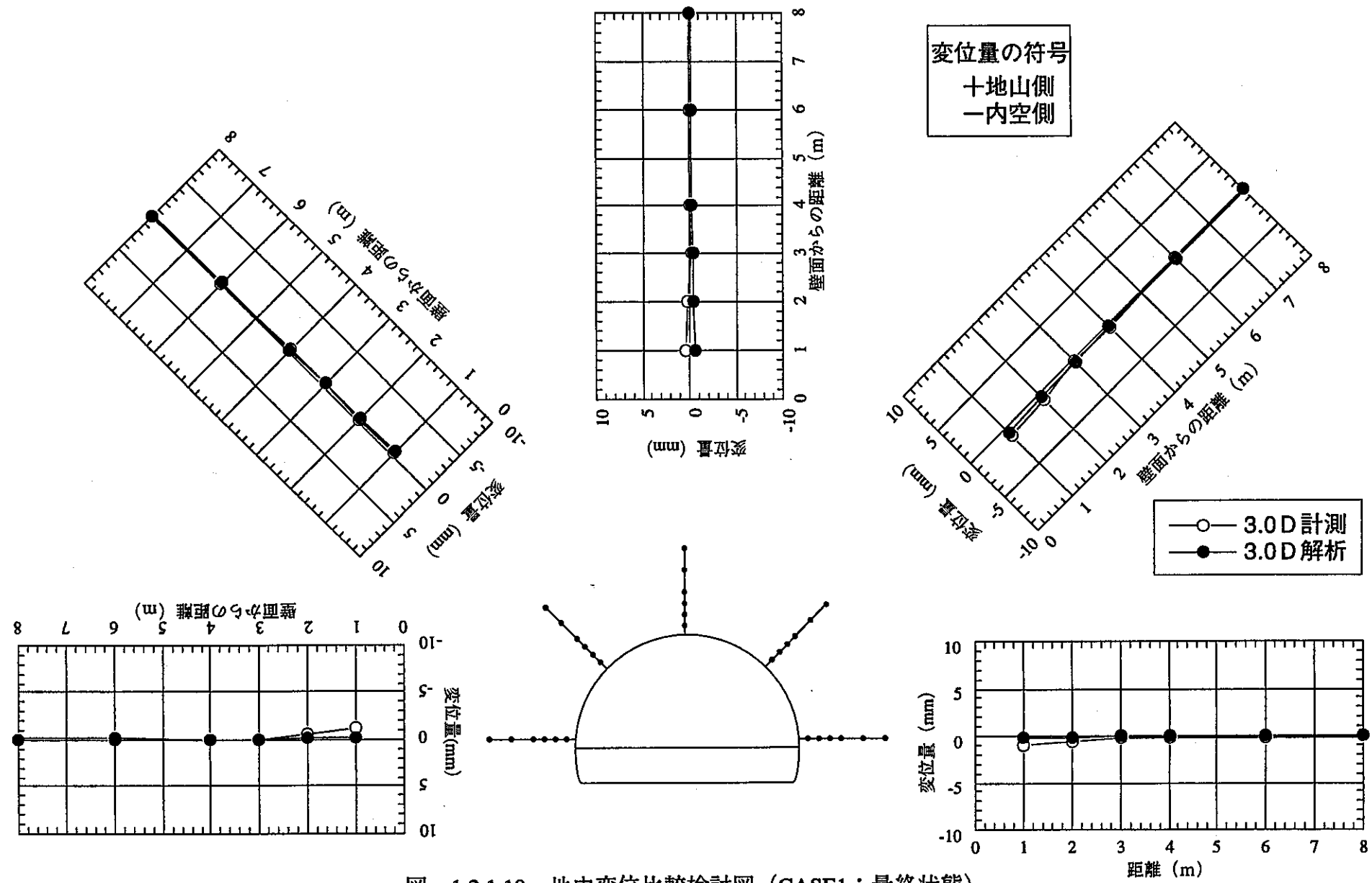
### ・測線右45°

測線左45°と同様に、解析値と計測値には、その変形が開始される点および、変位量ともに良い相関を示している。

### ・測線右

測線左0°と同様に、解析値では殆ど変位が発生していないのに対して、計測値は空洞壁面から1.0mの位置で約1.2mm発生している。

地中変位分布の計測結果から、空洞は左右対称に変形していることが分かる。これから、空洞周辺岩盤は解析で均質岩盤とした仮定が適切であったことが推定できる。また、地中変位量が解析値と計測値の間で差が生じた原因は、空洞変形モードが両者で異なっていたことが考えられる。この変形モードが両者で相違が生じた原因の一つとして、初期応力を解析では等方と仮定しているのに対して、検討対象位置は、土被りが30mと浅く実際は水平応力が卓越していた可能性がある。



#### ・ロックボルト軸力

ロックボルトは掘進長1m毎に上半に15本設置されているが、軸力の計測はそのうちの2本で行われている。図－1.2.1.20にロックボルト軸力計測結果および解析結果を示す。以下に計測値と解析値を比較検討する。

##### ・左45°

解析では空洞壁面から0.5mの処で最大約2tの軸力が発生している。計測では、ロックボルトの軸力は殆ど発生しておらず、両者に相関を見いだすことが出来ない。

##### ・右45°

左45°の結果と同様に、計測では、空洞壁面から0.5mの位置で約0.8tの軸力であるのに対して、解析では、約2.0tと両者に相違が生じている。

#### ・吹付コンクリート応力

図－1.2.1.21に吹付けコンクリート応力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。図中では、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行位置、0.5D、1.0D、3.0Dの時点での川、天端、山の3箇所の応力値を示す。

図から、解析値と比較して計測値の方が発生応力は大きいことが分かる。これは、変位量も同様に、計測値の方が大きいことから理解できる。

発生応力が切羽の進行に応じて増大する傾向は解析と計測で一致している。

#### ・鋼製支保工軸力

図－1.2.1.22に鋼製支保工軸力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。図中では、吹付けコンクリートと同様に、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行に合わせて、0.5D、1.0D、3.0Dの時点での左45°、天端、右45°、右水平の4箇所での軸力値を示す。計測値が最終状態で-2～7tであるのに対して、解析では14～18tの軸力と大きな値を示している。また、両者共に切羽の進行に応じて軸力が大きくなる傾向は一致しているが、天端→右45→右水平の順に軸力の変化を見ると、解析と計測で逆のモードとなっている。これから、空洞周辺岩盤の実際の変形モードが解析での変形モードと異なっていたことが考えられる。また、発生軸力が計測に比べて解析では小さかった要因として、解析では、掘削解放力の全てが支保工に作用するが、実際には、支保工と地山の間にはなじみがあることから、掘削解放力の全てが支保工に作用しなかったことが考えられる。

以上から、CASE 1では、計測値と解析値を比較した結果、地中変位分布は有限要素法で概ね表現することができた。しかしながら、支保工応力の計測値を解析では評価出来ず、そのモデル化について今後の検討が必要である。

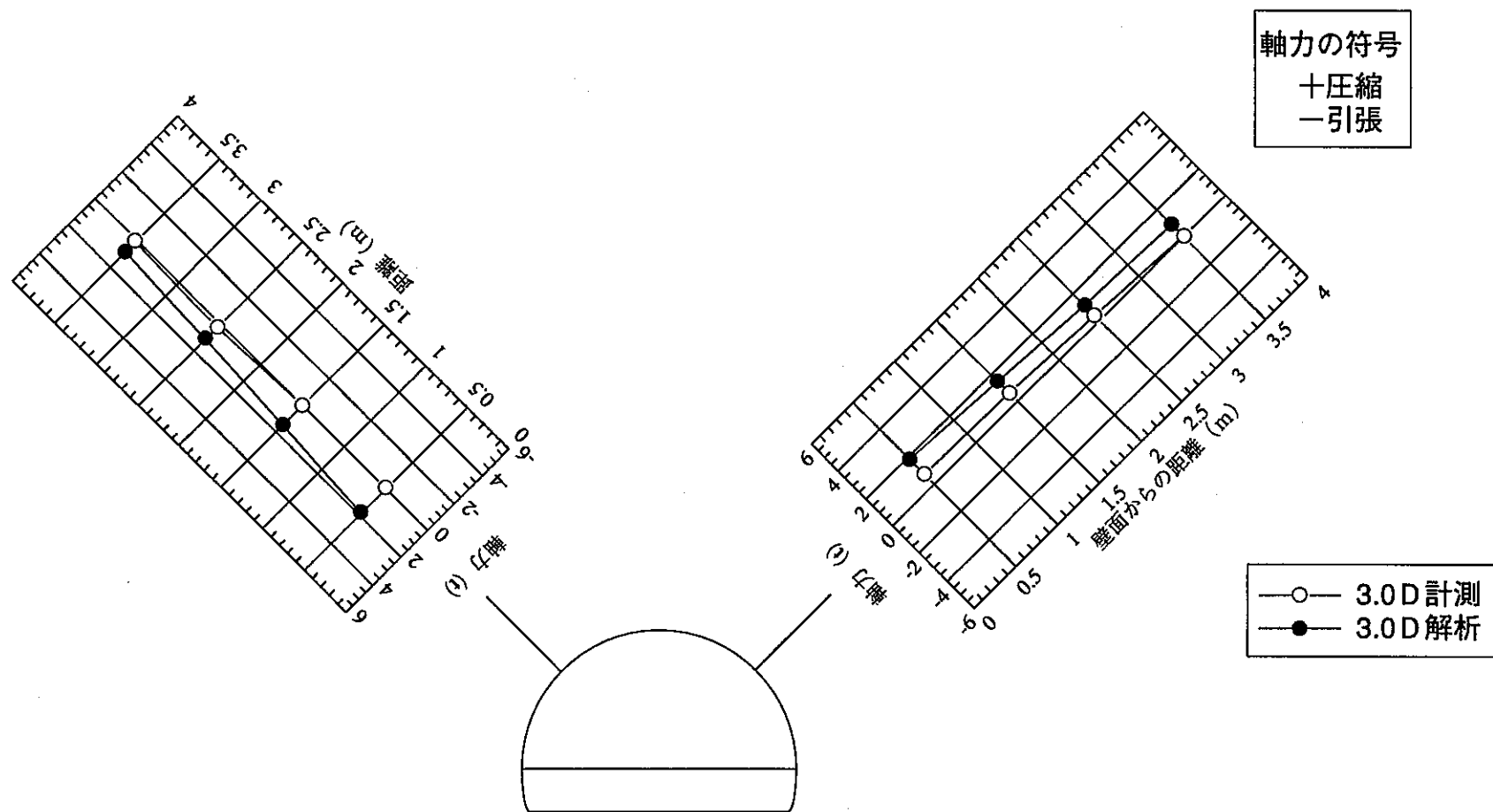


図-1.2.1.20 ロックボルト軸力比較検討図 (CASE1: 最終状態)

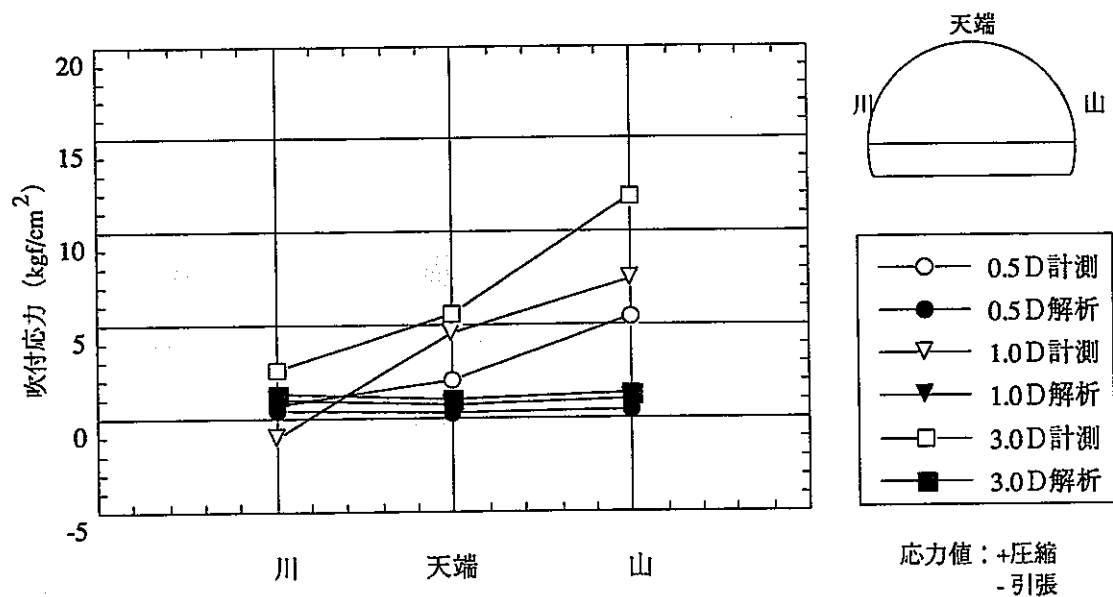


図-1.2.1.21 吹付コンクリート応力 (CASE1：最終状態)

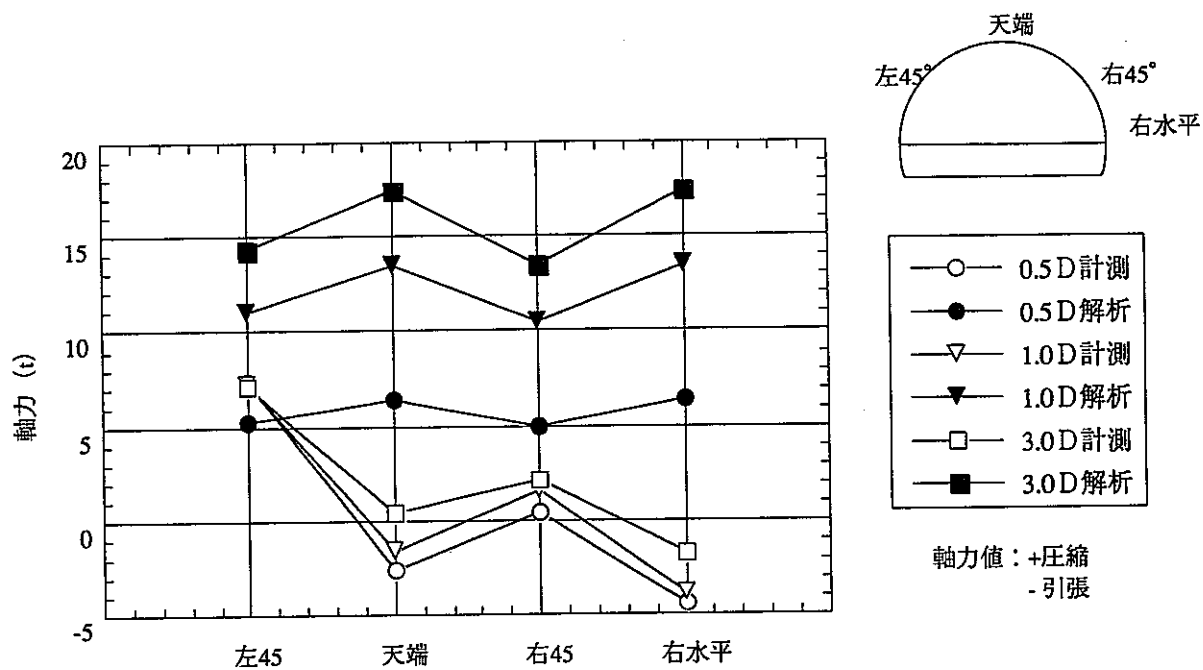


図-1.2.1.22 鋼製支保工軸力図 (CASE1：最終状態)

## CASE 2 : STA329+38.0

### ・空洞変形量および塑性領域

図-1.2.1.23に最終状態（+3.0D到達時）の変位図および塑性領域図を示す。解析結果から、内空変位量が90mm（空洞縮小）、天端沈下量が22mm（沈下）が得られた。また、塑性領域図から、空洞周辺の岩盤は床盤および上半肩部には塑性領域が発生している。また、塑性領域の範囲は、上半部で空洞壁面から約2～3m程度である。

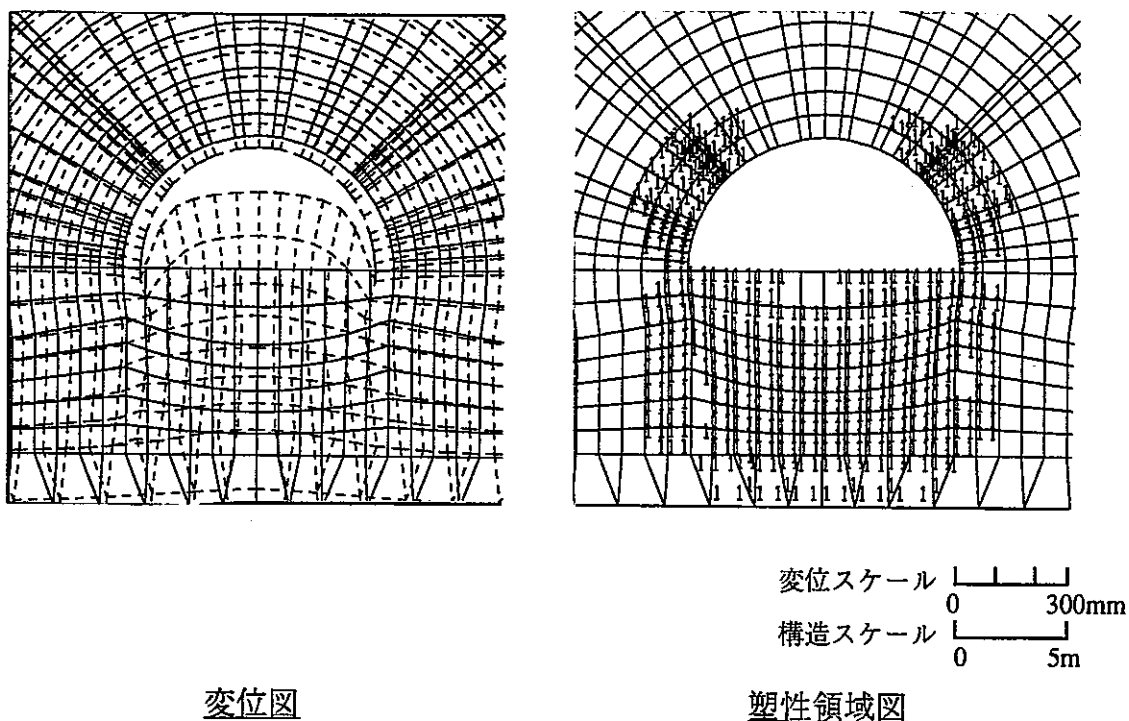


図-1.2.1.23 解析結果（CASE 2）

表-1.2.1.5に内空変位量の計測値と解析値を示す。

表-1.2.1.5 内空変位量比較表（CASE 2）

|             | 計測値      |           | 解析値      |           | 備考      |
|-------------|----------|-----------|----------|-----------|---------|
|             | 変位量 (mm) | 変位量/最終変位量 | 変位量 (mm) | 変位量/最終変位量 |         |
| STA322+59.0 | 11.6     | 40%       | 33.6     | 37%       | 0.5D到達時 |
|             | 20.4     | 71%       | 67.2     | 75%       | 1.0D到達時 |
|             | 28.7     | 100%      | 90       | 100%      | 3.0D到達時 |

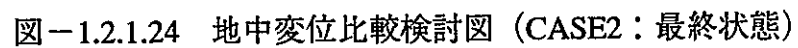
各施工段階での変位量を最終変位量で無次元化した量を比較すると、計測値、解析値で良い一致を示しており、掘削解放力（地山特性曲線）の設定が適切であったことが分かる。また、天端沈下量は、計測値が得られていないことから、ここでは、比較を実施していない。

### ・地中変位計測結果

図-1.2.1.24に地中変位計測結果および解析結果を示す。測線毎に計測値と解析値を比較検討する。

#### ・測線左0°

計測では空洞壁面から4mのところから変位が発生し、空洞壁面での変位量は19mmであった。解析では、空洞壁面で変位量は40mmであった。



- ・測線左45°

計測では、壁面から6m以深では殆ど地中変位が発生しておらず、最大で約2mmの変位である。解析では壁面から9mの位置から変位が発生し、壁面で約26mmの変位である。

- ・測線上方

計測では最大で約5mmの変位が発生し、解析では壁面で約22mmの変位である。

- ・測線右45°

計測では最大で約9mmの変位が発生し、解析では壁面で約26mmの変位である。

- ・測線右

計測では、壁面から9m以深では殆ど地中変位が発生しておらず、空洞壁面の変位量は約8mmである。解析では壁面から9mの位置から変位が発生し、壁面で約40mmである。

地中変位分布の計測結果から、空洞の変形は壁面位置によって大きく異なっていることが分かる。これから、解析で空洞周辺岩盤を均質とした仮定が不適切であったことが推定できる。また、解析と計測の間で地中変位量に差が生じた原因としては、岩盤物性値（変形特性）の過小評価および、空洞周辺岩盤の地質条件と解析モデルでの地質条件の不一致、初期応力値の過大評価の3つが考えられる。

- ・ロックボルト軸力

ロックボルトは掘進長1m毎に上半に21本設置されているが、軸力の計測はそのうちの5本で行われている。図－1.2.1.25にロックボルト軸力計測結果および解析結果を示す。これから、地中変位と同様に、解析と計測で大きな差が生じている。特に、解析では非常に大きな軸力（50t程度）が発生している。しかしながら、実際には左水平の一部に約40tの軸力が発生しているが、全体的には10t未満の軸力である。

- ・吹付コンクリート応力

図－1.2.1.26に吹付けコンクリート応力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。図中では、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行位置、0.5D、1.0D、3.0Dの時点での川、天端、山の3箇所の応力値を示す。

図から、解析値と比較して計測値の方が発生応力は大きいことが分かる。また、発生応力が切羽の進行に応じて増大する傾向は解析と計測で一致している。

- ・鋼製支保工軸力

図－1.2.1.27に鋼製支保工軸力の計測結果および解析結果を示し、両者を比較検討する。図中では、吹付けコンクリートと同様に、解析値と計測値をそれぞれ、切羽の進行に合わせて、0.5D、1.0D、3.0Dの時点での左水平、左45°、天端、右45°、右水平の5箇所での軸力値を示す。計測値が最終状態で10～60tであるのに対して、解析

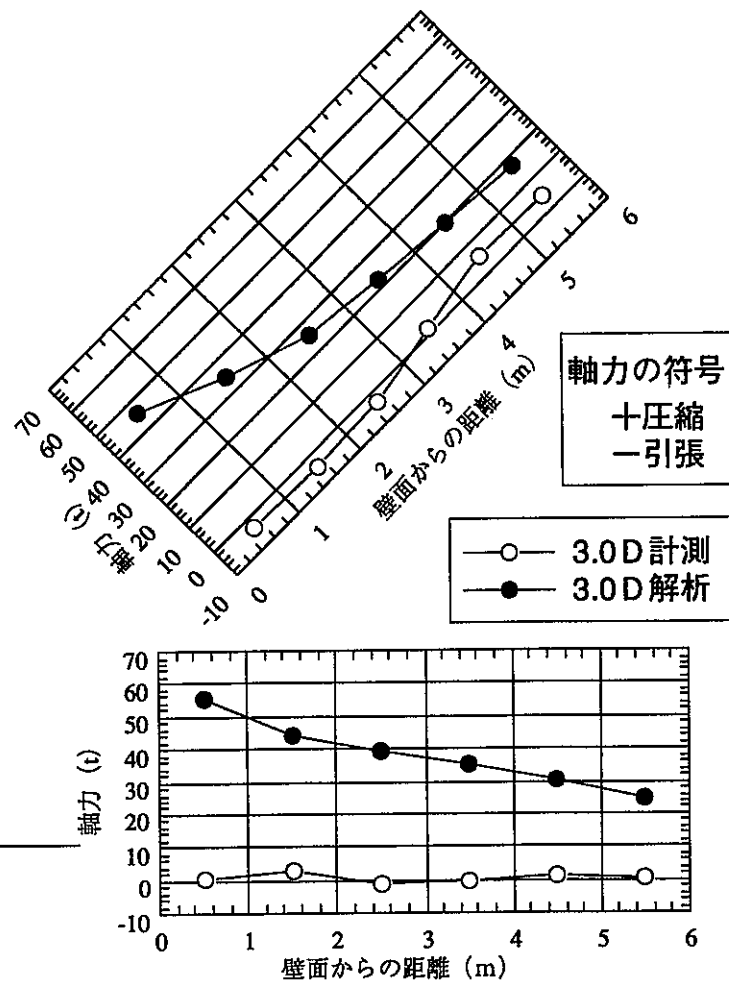
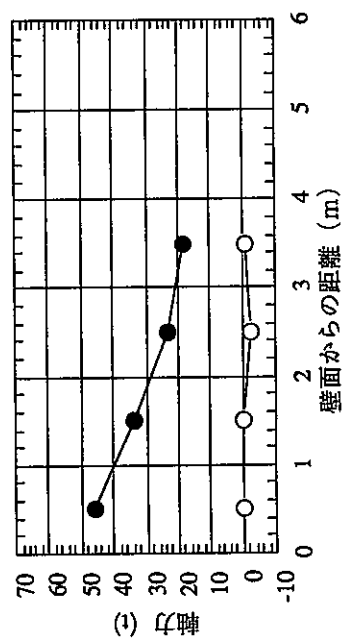
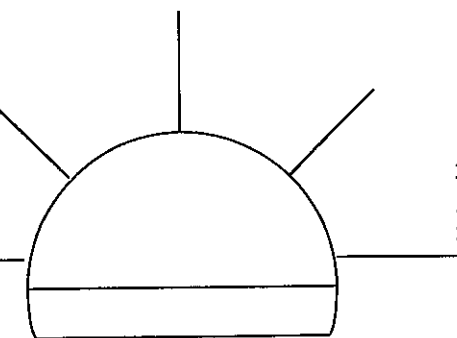
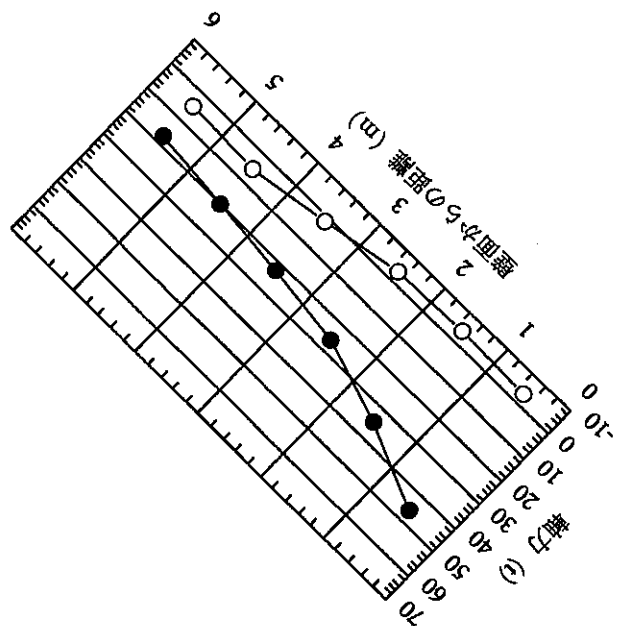


図-1.2.1.25 ロックボルト軸力比較検討図 (CASE2:最終状態)

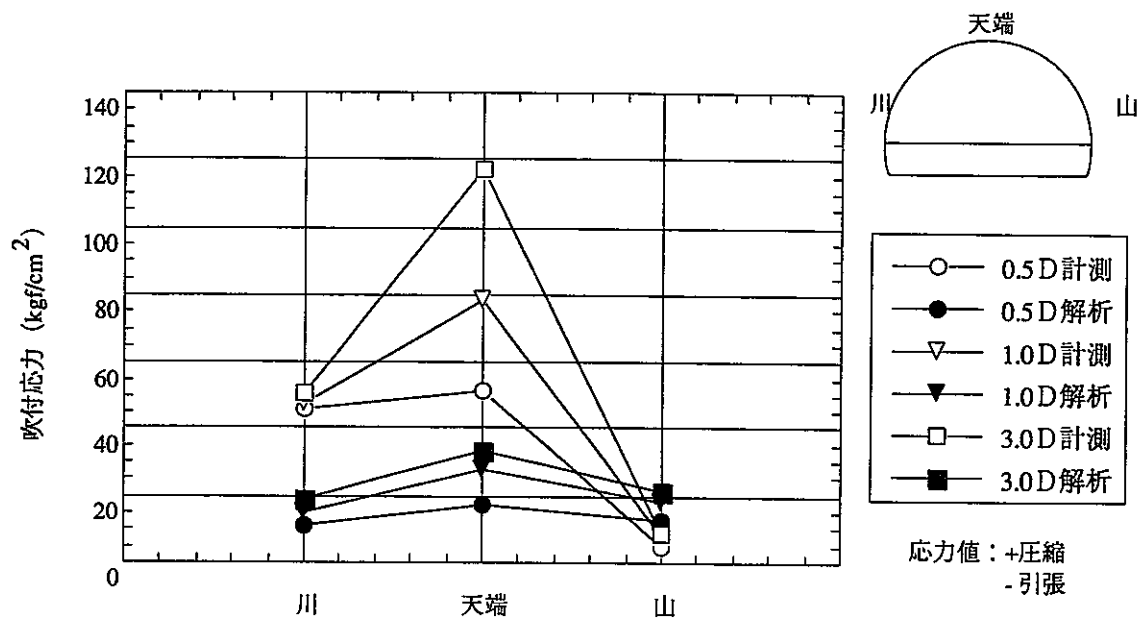


図-1.2.1.26 吹付コンクリート応力 (CASE2：最終状態)

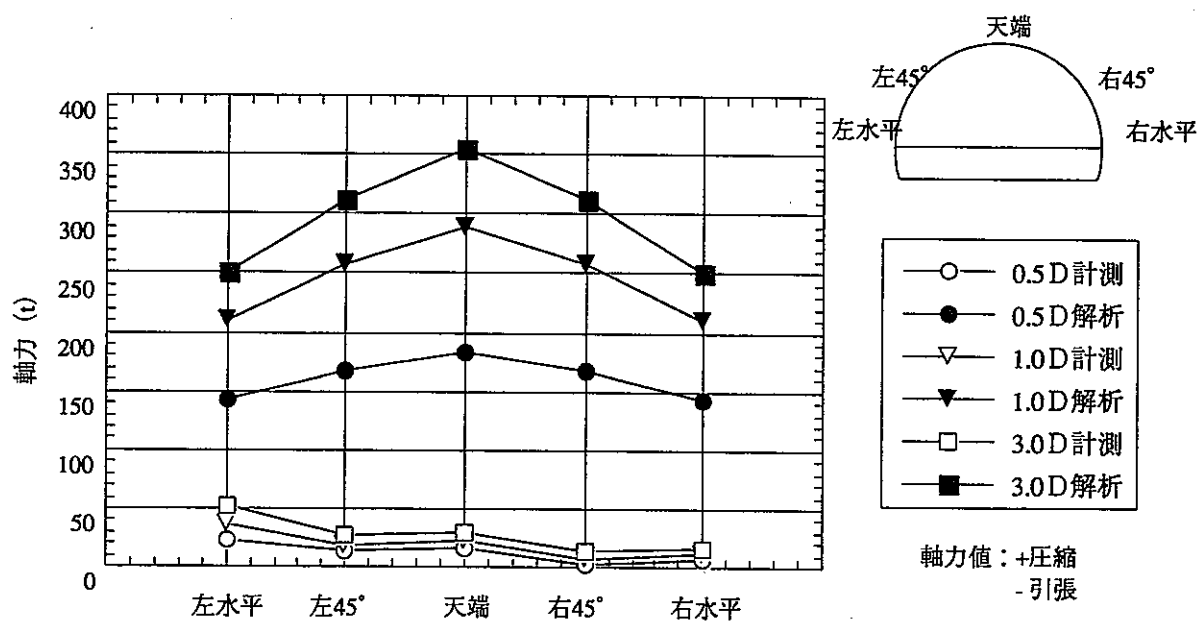


図-1.2.1.27 鋼製支保工軸力図 (CASE2：最終状態)

では250～350 tの軸力と大きな値を示している。また、発生軸力が計測に比べて解析では小さかった要因として、解析では、掘削解放力の全てが支保工に作用するが、実際には、支保工と地山の間にはなじみがあるため、掘削解放力の全てが支保工に作用しなかったことが考えられる。

以上から、CASE 2では、有限要素法による解析結果は計測値を表現することができていないことが分かる。その原因としては、

- ・ 岩盤物性値（変形特性）の過小評価
- ・ 空洞周辺岩盤の地質条件と解析モデルでの地質条件の不一致
- ・ 初期応力値の評価の誤り

の3つが考えられる。

このように、解析結果が計測値を評価可能であるかは、設計手法（解析手法）とその入力値（物性値、地質条件のモデル化、初期応力値 等）の両者に依存しており、この結果から有限要素法による設計手法が深部地下空洞の設計手法に適切であるか不適切であるかといった評価は不可能である。次項にこれまでの研究で実施した事例解析をとりまとめる。

#### （6）まとめ

事例解析（今年度分を含めて5ケース）の条件および結果を表－1.2.1.6に整理する。

以下にそれぞれについて概説する。

##### ・ NF(II,III)

解析物性は、室内三軸圧縮試験結果から評価しているが検討対象位置の試験結果ではなく、同岩種での結果を流用している。地質状況のモデル化では情報が無いために均質岩盤とした。また、考察に用いた計測データの詳細（計測場所、計測日時等）は不明であった。その結果、解析値は計測値を評価することができなかった。これは、岩盤物性およびモデル化が不適切であったこと、計測値に掘削影響の他に長期変形（蛇紋岩の膨張変形）の影響が含まれていることが原因と考えられる。

したがって、これらの検討は解析入力値および考察に用いた計測値の両者に問題があり、解析手法（有限要素法によるひずみ軟化、ダイラタンシーの評価）が設計手法として適切であったか否かといった判断をすることはできない。

##### ・ NF(IV)

解析物性は、解析検討対象位置の近傍で実施した孔内載荷試験および室内三軸圧縮試験から評価した。地質状況はボーリングデータから詳細にモデル化した。考察に用いる計測データもその詳細が明らかであり、解析に用いた地山特性曲線の設定においても地上からのトリベックによる計測によって検証した。また、問題を掘削初期の空

表-1.2.1.6 ニアフィールド 事例解析一覧

|                     | NF (II,III)                                                                                                     |                | NF (IV)                                                         | NF (V)                                                   |                                                           |
|---------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| 岩盤のモデル化             | 均質地盤を仮定                                                                                                         |                | 地表面からのボーリングデータから作成                                              | 均質地盤を仮定                                                  |                                                           |
| 岩盤物性値               | 変形特性：室内三軸圧縮試験<br>強度特性：室内三軸圧縮試験                                                                                  |                | 変形特性：孔内載荷試験<br>強度特性：室内三軸圧縮試験                                    | 変形特性：孔内載荷試験<br>強度特性：室内三軸圧縮試験                             |                                                           |
| 初期応力                | 土被り相当圧（等方）                                                                                                      |                | 土被り相当圧（等方）                                                      | 土被り相当圧（等方）                                               |                                                           |
| 地山強度比<br>（入力物性値で算出） | 蛇紋岩<br>0.86                                                                                                     | 蛇紋岩<br>0.86    | 蛇紋岩<br>0.6                                                      | 片岩<br>6.0                                                | 蛇紋岩<br>0.5                                                |
| 計測データ               | 詳細不明                                                                                                            |                | 計測開始日、掘削進行の詳細データ有り                                              | 計測開始日、掘削進行の詳細データ有り                                       |                                                           |
| 解析手法                | ひずみ軟化<br>を考慮                                                                                                    | ダイラタンシー<br>を考慮 | 弾性・完全弾塑性                                                        | 完全弾塑性                                                    |                                                           |
| 事例解析の結果             | ×                                                                                                               | ×              | ○                                                               | ○                                                        | ×                                                         |
| 備考                  | 両者ともに、物性の設定が不適切である。クリープ的な挙動までを平面ひずみ解析で評価することに問題がある。計測データから岩盤の変形係数を算出してみると、この研究で用いた解析値は、不適切（変形係数が実際よりも大きく評価）である。 |                | 概ね、解析値は計測値を表現できている。解析対象位置の地質状況、岩盤物性値、の設定が原位置を十分にモデル化できてたためであろう。 | 概ね解析値は計測値を表現できている。岩盤のモデル化で均質地盤を仮定したが、これが現実と合致していたためであろう。 | 解析は、計測値を表現できていない。岩盤のモデル化、岩盤物性、初期応力の設定に実際との相違が存在しているためであろう |

洞周辺岩盤の変形挙動に着目するため、検討対象を上半部の掘削問題のみとした。

解析で得た地中変位、内空変位およびロックボルト軸力等は計測結果を十分に評価できるものであった。

・NF(V)

解析物性は、解析検討対象位置と同種岩盤で実施した孔内載荷試験および室内三軸圧縮試験から評価した。地質状況は、切羽観察結果およびボーリングデータ等が無いことから均質地盤を仮定した。考察に用いる計測データはその詳細が明らかであった。

その結果、CASE 1（緑色片岩）では、地中変位計測と解析結果は概ね良い相関を示した。これは、解析において検討対象位置の地盤のモデル化および物性の評価、初期応力の仮定が実際と一致していたことが推定できる。しかしながら、内空変位量の大きさや地中変位のうち天端変位量から判断すると初期応力を等方応力とした仮定は実際と異なる可能性がある。一方、CASE 2（蛇紋岩）では、解析と計測は大きく異なっており、地盤のモデル化および物性の評価、初期応力の設定等に大きな相違があるものと考えられる。

ニアフィールドの応力評価手法の研究において実施した事例解析のうち、実現象を評価できたものが2ケース、評価できなかったものが3ケースであった。実現象を評価できなかった3ケースは、入力データとなる岩盤物性、初期応力値、解析モデル（地質状況）、考察に用いる計測データの把握等に問題があった。一方、これらの条件が満足されたNF（IV）では、有限要素法を用いて掘削に伴う空洞周辺の岩盤挙動を評価可能であった。

以上から、深部地下空洞の設計手法として有限要素法が有用か否かといった議論は、その入力値およびその評価に用いる計測値の信頼性に依存しており、これまでの検討結果からだけでは判断不可能である。しかしながら、事例解析といった限られた条件の範囲でならば、入力データおよび考察に用いる計測データを適切に評価できている場合には設計手法として有限要素法は有用であると判断できる。

### 1.2.2 評価に必要な物性値の整理

2次とりまとめに向けて、地質環境モデルの構築および地層処分システムの詳細仕様を検討するためには、地下深部の岩盤物性データが必要である。1次とりまとめでは、我が国の岩石物性に関する文献調査<sup>3)</sup>が実施され、総計3671のデータが収集・整理されている。しかしながら、岩石物性のうち、供試体の採取深度が明らかなものが451件（全体の約12.3%）、そのうち、200m以深のものが180件（全体の4.9%）である。また、処分場空洞の安定性評価に必要とされる、岩石の変形・強度特性に関するデータは2件のみである。

ここでは、以下の資料から岩盤深部（200m以深）で得られた岩石試料の変形・強度特性データを収集し、特に物性値の深度依存性について調査した。

- ・過去の委託研究成果
- ・地下発電所工事での工事記録
- ・既存の公開データベース

#### （1）過去の委託研究

過去の委託研究のうち、

- ・PNC ZJ4449 89-006 結晶質岩における地下研究施設（I）の基本設計
- ・PNC ZJ4449 89-007 結晶質岩における地下研究施設（II）の基本設計

では、人形峠、釜石鉱山の2地点の地下深部（地表面下約300～1000m）で採取した岩石試料（花崗岩）の室内試験から岩石の変形・強度特性を整理している。

#### 1）人形峠における深部岩石物性

人形峠では、2つのボーリング孔（NKS-1,NKS-2）から採取した花崗岩、花崗閃緑岩、閃緑岩の供試体を用いて、一軸および三軸圧縮試験を実施した。

##### a)一軸圧縮試験結果

一軸圧縮試験で得られた各岩種の一軸圧縮強度（ $q_u$ ）、弾性係数（ $E$ ）、ポアソン比（ $\nu$ ）は以下のとおりであった。

- ・花崗閃緑岩・複合岩体 深度 約300m以浅

$$q_u = 1720 \sim 2025 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E = 5.9 \sim 6.6 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.32 \sim 0.42$$

- ・花崗岩・複合岩体 深度 約300m～850m

$$q_u = 1530 \sim 1800 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E = 5.3 \sim 6.6 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.39 \sim 0.42$$

・花崗岩・複合岩体 深度 約850m～1000m

$$q_u = 2730 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E = 8.6 \sim 6.6 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.38$$

## b) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験で得られた各岩種の粘着力 (c)、内部摩擦角 ( $\phi$ ) は次のとおりである。

・花崗閃緑岩・複合岩体 深度 約300m以浅

$$c = 300 \sim 313 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \phi = 51.8 \sim 52.4 \text{ (}^\circ\text{)}$$

・花崗岩・複合岩体 深度 約300m～850m

$$c = 279 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \phi = 52.2 \text{ (}^\circ\text{)}$$

・花崗岩・複合岩体 深度 約850m～1000m

$$c = 491 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \phi = 53.3 \text{ (}^\circ\text{)}$$

## 2) 釜石鉱山における深部岩石物性

釜石鉱山では、花崗閃緑岩を対象に、深部岩石物性取得のために一軸および三軸圧縮試験を実施した。

### a) 一軸圧縮試験結果

一軸圧縮試験で得られた各岩種の一軸圧縮強度 ( $q_u$ )、弾性係数 (E)、ポアソン比 ( $\nu$ ) は以下のとおりであった。

・花崗閃緑岩 深度 約250m以浅

$$q_u = 1400 \sim 1710 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E = 5.07 \sim 6.20 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.24 \sim 0.26$$

・花崗閃緑岩 深度 約450m

$$q_u = 1270 \sim 1380 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E = 5.09 \sim 5.15 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.21 \sim 0.28$$

・花崗岩・複合岩体 深度 約650m

$$q_u = 1300 \sim 1650 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$E = 5.53 \sim 6.47 \times 10^5 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.25 \sim 0.27$$

#### b) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験で得られた各岩種の粘着力 (c)、内部摩擦角 ( $\phi$ ) は次のとおりである。

・花崗閃緑岩・複合岩体 深度 約250m

$$c = 236 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \phi = 54.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

・花崗岩・複合岩体 深度 約450m

$$c = 245 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \phi = 54.0 \text{ (}^\circ\text{)}$$

・花崗岩・複合岩体 深度 約650m

$$c = 230 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \phi = 56.2 \text{ (}^\circ\text{)}$$

#### 3) 委託研究成果のまとめ

人形峠、釜石鉾山の岩石物性を整理した結果を表－1.2.2.1、2に整理する。

表－1.2.2.1 人形峠深部岩石物性一覧

| 採取深度<br>(m) | 一軸圧縮強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 弾性係数<br>×10E5 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | ポアソン比 | 粘着力<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>( <sup>°</sup> ) |
|-------------|----------------------------------|--------------------------------------|-------|-------------------------------|---------------------------|
| 280         | 1790                             | 5.30                                 | 0.34  | 313                           | 52.4                      |
| 280         | 1830                             | 6.20                                 | 0.42  |                               |                           |
| 500         | 1640                             | 7.10                                 | 0.42  | 279                           | 55.2                      |
| 500         | 1760                             | 6.60                                 | 0.4   |                               |                           |
| 1000        | 3080                             | 8.80                                 | 0.32  | 491                           | 53.3                      |
| 1000        | 2730                             | 8.60                                 | 0.38  |                               |                           |

表－1.2.2.2 釜石鉾山深部岩石物性一覧

| 採取深度<br>(m) | 一軸圧縮強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 弾性係数<br>×10E5 (kgf/cm <sup>2</sup> ) | ポアソン比 | 粘着力<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>( <sup>°</sup> ) |
|-------------|----------------------------------|--------------------------------------|-------|-------------------------------|---------------------------|
| 250         | 1710                             | 6.20                                 | 0.26  | 236                           | 54.9                      |
| 250         | 1400                             | 5.07                                 | 0.24  |                               |                           |
| 450         | 1620                             | 5.09                                 | 0.21  | 245                           | 54                        |
| 450         | 1610                             | 5.15                                 | 0.28  |                               |                           |
| 650         | 1760                             | 5.53                                 | 0.25  | 238                           | 56.2                      |
| 650         | 1990                             | 6.47                                 | 0.27  |                               |                           |

岩石物性（一軸圧縮強度、弾性係数、粘着力、内部摩擦角）と深度の関係を図－

1.2.2.1～4に示す。ここで、岩石の殆どが花崗岩であるが、深度1000mのみ閃緑岩である。

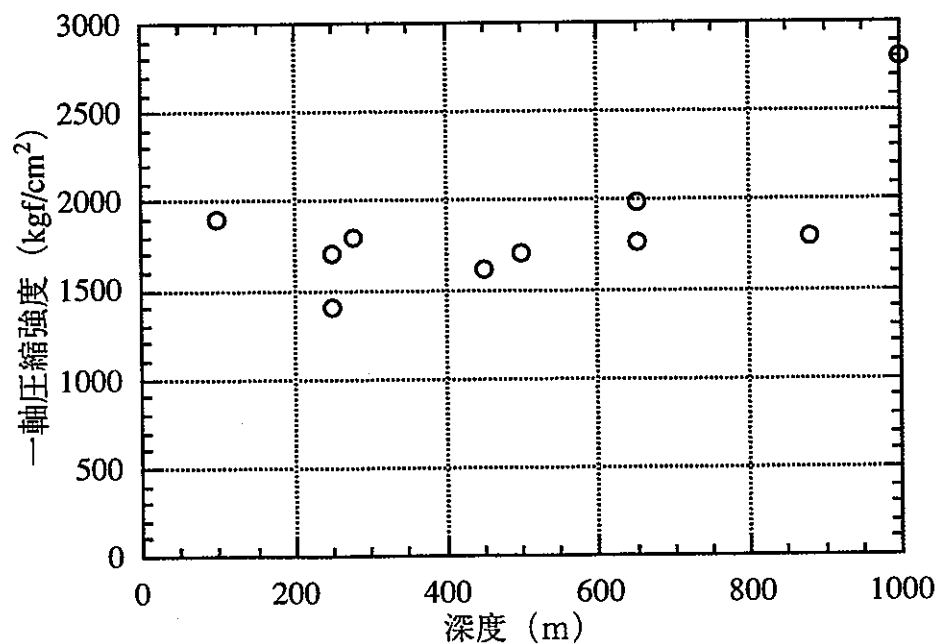


図-1.2.2.1 一軸圧縮強度～深度関係

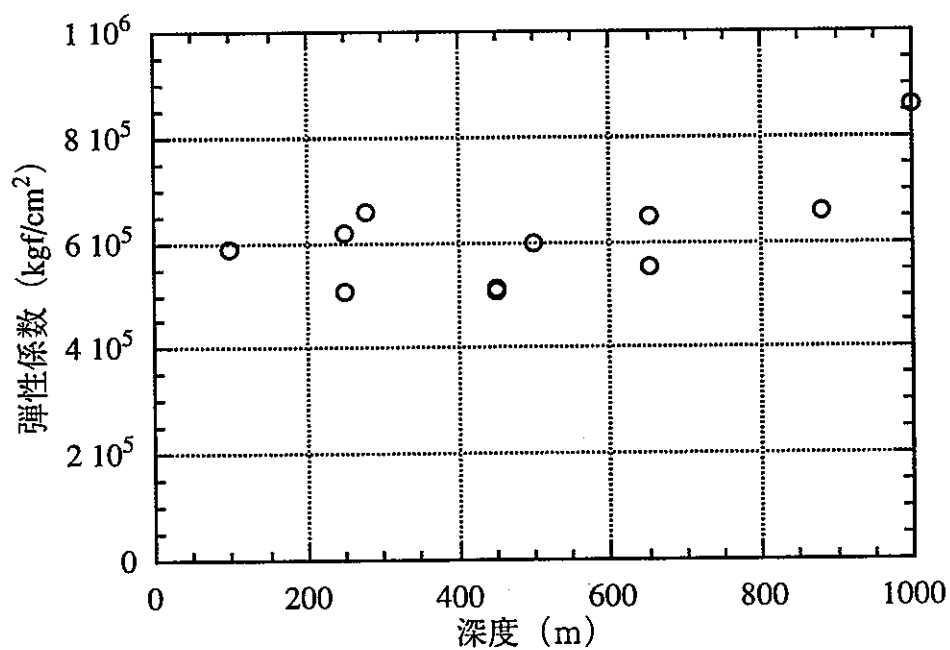


図-1.2.2.2 弾性係数～深度関係

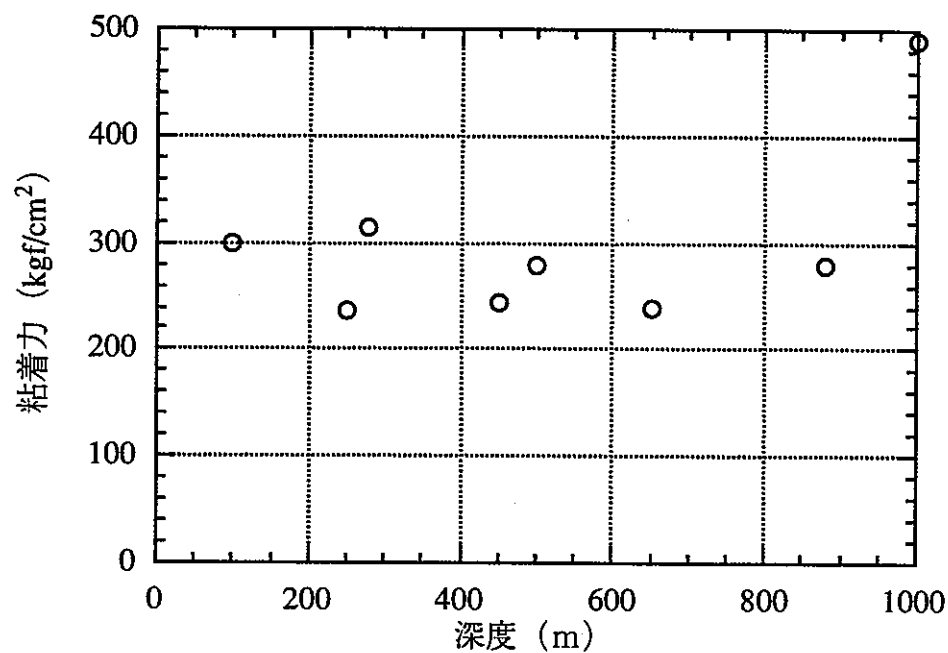


図-1.2.2.3 粘着力～深度関係

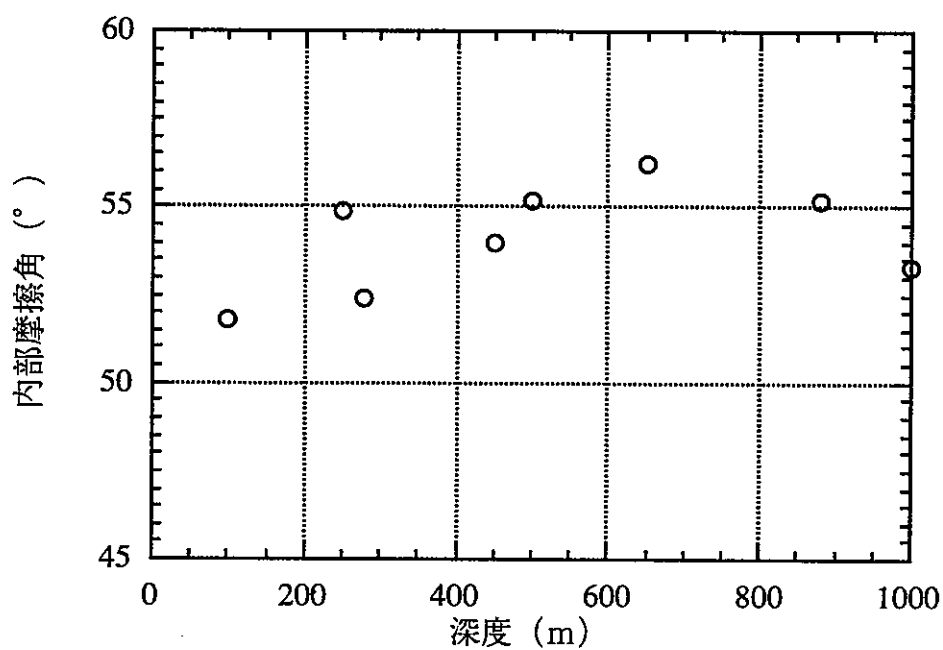


図-1.2.2.4 内部摩擦角～深度関係

委託研究成果から花崗岩類の物性と深度の関係を整理した結果、明確な深度依存性は確認できなかった。また、花崗岩類の物性は深度による相違よりも花崗岩から花崗閃緑岩と変化する影響の方が大きいことが分かる。

## (2) 地下発電所工事記録

地下発電所空洞の規模は、揚水式 ( $H = 50\text{m}, W = 25\text{m}$ )、一般水力 ( $H = 30\text{m}, W = 20\text{m}$ ) と、一般の道路トンネル (通常掘削面積  $70\text{m}^2$ ) と比べて非常に大きく、設計においては空洞自体の安定性を施工時及び完成後の将来に渡って確保するために詳細な調査試験が数多く実施されている。ここでは、地下深部岩石・岩盤の物性を過去の地下発電所工事記録から整理する。

### a) 検討方法

図-1.2.2.5に、日本の地下発電所の位置を示す。

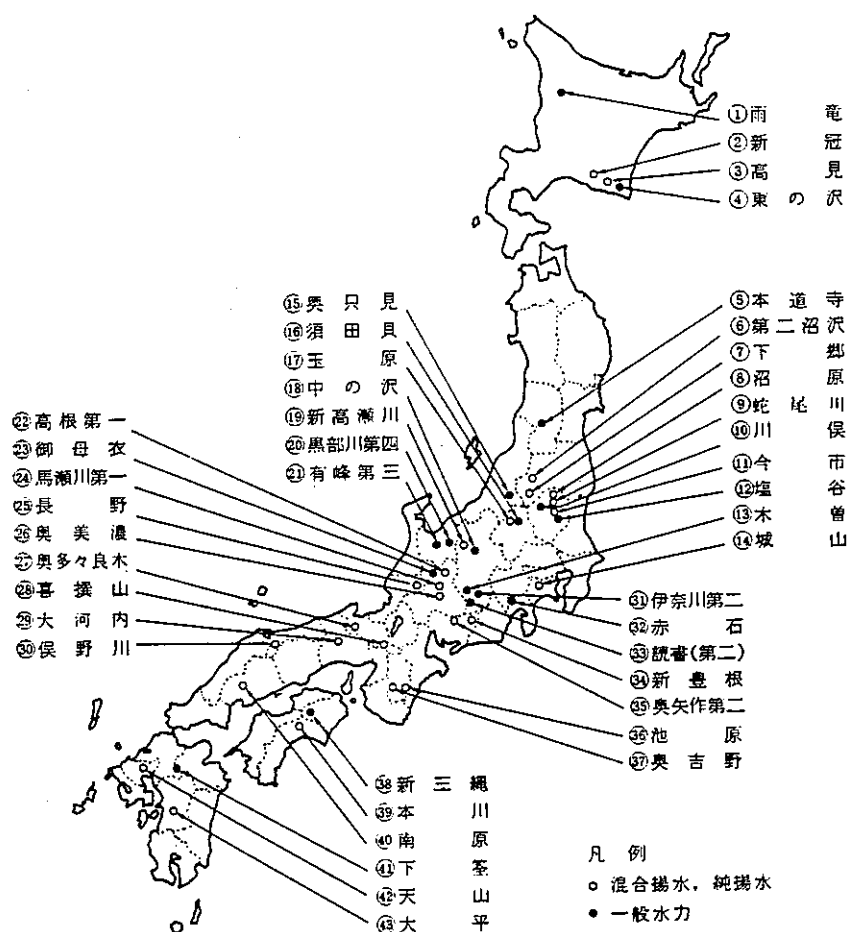


図-1.2.2.5 日本における地下発電所位置図<sup>4)</sup>

日本には、現在約40地点の地下発電所があり、その約半数が一般水力発電所、残りの半数が揚水式発電所である。今回、電力土木 (雑誌) および、土木学会図書館所蔵の工事資料によってその約半数の19地点でのデータを収集した。その内容を表-1.2.2.3に示す文献調査表に整理した。(文献調査表は資料集にまとめる)

表－1.2.2.3 文献調査表

| 発電所名  |  |      |  |
|-------|--|------|--|
| 発電所概要 |  | 岩盤物性 |  |
| 岩石物性  |  | その他  |  |
|       |  | 参考文献 |  |

## 2) 調査結果

地下発電所に関する調査を実施した結果、日本にある地下発電所の約半数の19地点のデータを取得した。発電所で取得したデータの有無を表－1.2.2.4に示す。

表－1.2.2.4 地下発電所岩石・岩盤物性調査結果

| 発電所名  | 岩石物性 |      | 岩盤物性 |      | その他    |      | 岩質         | 土被り  |
|-------|------|------|------|------|--------|------|------------|------|
|       | 変形特性 | 強度特性 | 変形特性 | 強度特性 | クリープ係数 | 初期応力 |            |      |
| 高見    | ×    | ×    | ○    | ○    | ○      | ○    | 輝緑凝灰岩      | 210m |
| 第二沼沢  | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 流紋岩        | 160m |
| 下郷    | ×    | ×    | ○    | ○    | ○      | ○    | 閃緑岩        | 100m |
| 蛇尾川   | ○    | ○    | ○    | ○    | ×      | ○    | 流紋岩        | 200m |
| 今市    | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 角れき岩       | 400m |
| 木曾    | ×    | ×    | ○    | ×    | ○      | ×    | 花崗岩        | 220m |
| 玉原    | ×    | ×    | ○    | ○    | ○      | ○    | 流紋岩質角れき岩   | 300m |
| 新高瀬川  | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 花崗岩        | 110m |
| 有峰第三  | ×    | ×    | ○    | ○    | ○      | ○    | 花崗岩        | 62m  |
| 馬瀬川第一 | ×    | ×    | ○    | ○    | ○      | ○    | 石英班岩       | 117m |
| 奥多々良木 | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 角れき凝灰岩・流紋岩 | 200m |
| 大河内   | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | ひん岩        | 280m |
| 俣野川   | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 花崗岩・ひん岩    | 400m |
| 伊奈川第二 | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 花崗岩        | 200m |
| 奥吉野   | ×    | ×    | ○    | ○    | ○      | ○    | 頁岩・砂岩      | 200m |
| 本川    | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 黒色片岩       | 270m |
| 南原    | ○    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 花崗岩        | 200m |
| 太平    | ×    | ×    | ○    | ○    | ○      | ○    | 砂岩         | 280m |
| 葛野川   | ×    | ○    | ○    | ○    | ○      | ○    | 砂岩泥岩       | 500m |

上表から分かるように、地下発電所では岩盤物性が岩石物性よりも多く報告されていることから、ここでは岩盤物性の深度依存性について整理する。

地下発電所の設置岩盤として多くの事例がある、流紋岩と花崗岩の岩盤物性データ（変形係数）と深度の関係を図-1.2.2.6、7に示す。

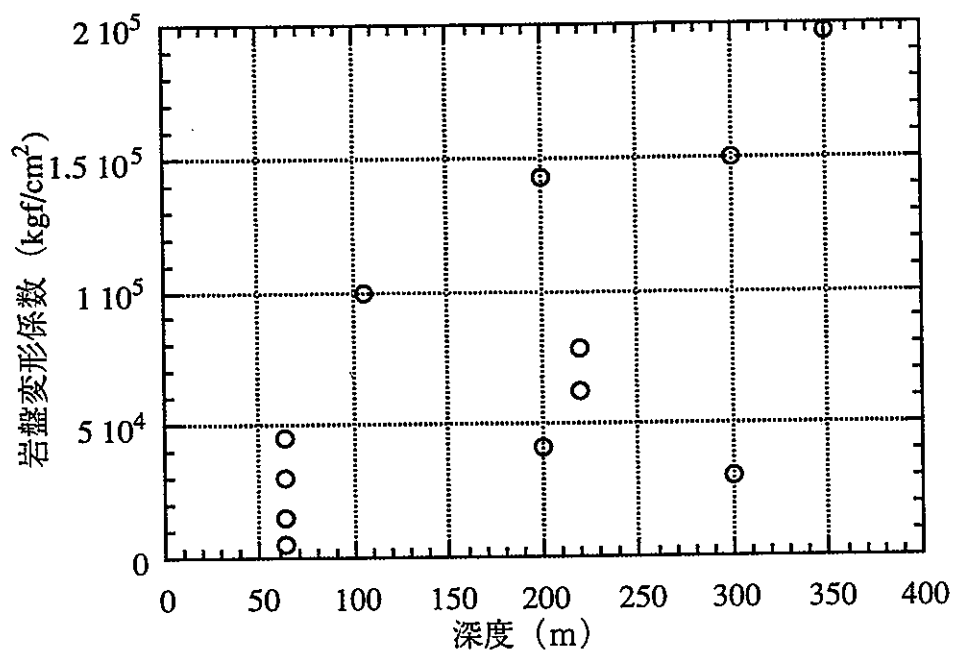


図-1.2.2.6 岩盤変形係数～深度関係（花崗岩）

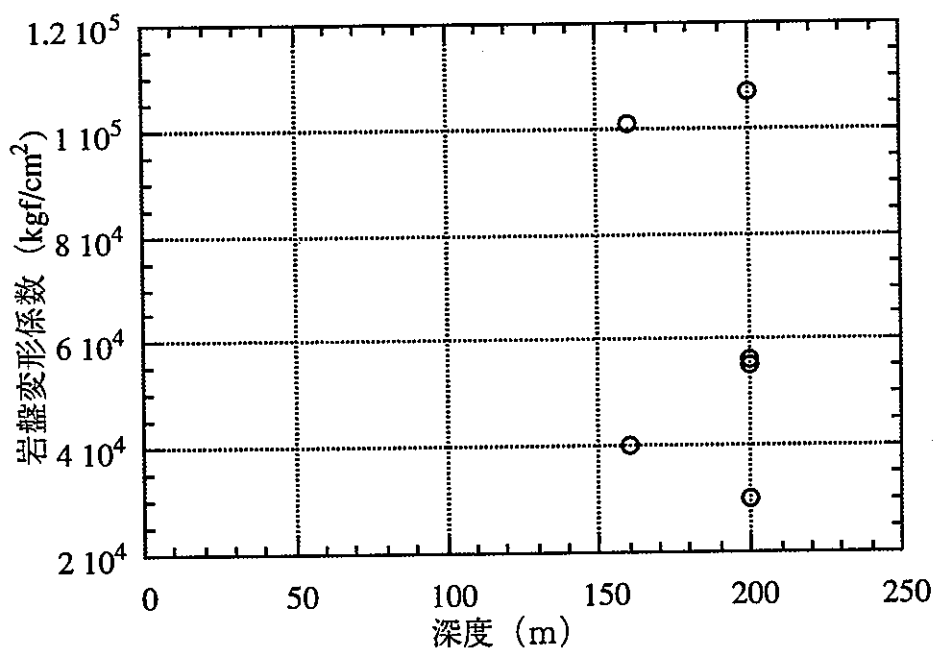


図-1.2.2.7 岩盤変形係数～深度関係（流紋岩）

岩盤物性（岩盤変形係数）を整理した結果、明確な深度依存性を確認することができなかった。また、同一深度（同一試掘坑道内）であっても、試験場所の相違（岩質の相違）によって、岩盤物性が大きく異なっていることが分かる。

### (3) 既存データベースの利用

地質および地盤に関する文献データベースは、公的なものから私的なものまで種々存在している。一般に利用可能な我が国の文献データベースには表-1.2.3.5に示すものが挙げられる。

表-1.2.2.5 代表的な文献データベース<sup>5)</sup>

| 名 称                         | 提供機関・担当部署                    | 提供情報                                              | 提 供 方 法                                                           | 備 考                                        |
|-----------------------------|------------------------------|---------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
|                             |                              | 1)対象分野, 2)提供項目<br>3)対象年, 4)登録件数                   |                                                                   |                                            |
| A<br>日本地質文献データベース<br>GEOLIS | 通産省工業技術院地質調査所地質情報センター        | 1)地質学関係<br>2)目録<br>3)1983年～現在<br>4)約15万件収録済       | 1)「日本地質文献目録」の刊行(年刊)<br>2)フロッピーディスク(FD版)の試行配布(実費)                  | ・日本および周辺海域を対象とした日本人の執筆による文献<br>・検索ソフト付き    |
| B<br>土質工学研究発表会講演集目次データベース   | 土質工学会調査部                     | 1)地盤工学研究発表会<br>2)目次<br>3)1990年～現在<br>4)約4500件     | 1)FD販売<br>¥1000+郵送料                                               | ・検索ソフト付き<br>・このデータベースはNACSISに登録されている       |
| C<br>JICST                  | 科学技術庁科学技術情報センター              | 1)科学技術全般(国内外)<br>2)抄録等<br>3)1975年～現在<br>4)年間約65万件 | 1)オンラインサービス(JOIS)<br>¥160/分+¥20/件+通話料+¥1000/月額(代表例)<br>2)文献複写サービス | ・全国主要都市に支部あり                               |
| D<br>学術情報センターによる情報検索サービス    | 文部省大学共同利用機関・学術情報センター(NACSIS) | 1)建築・造園・土木・土質等<br>2)抄録等<br>3)土質は1990年～現在          | 1)オンラインサービス<br>¥50/分+¥13/件+通話料                                    | ・利用は大学研究者あるいは関連学会の正会員等に限られる<br>・JICSTの検索も可 |
| E<br>土木学会土木図書館目録データベース      | 土木学会土木図書館                    | 1)土木図書館蔵書<br>2)図書・雑誌目録<br>4)図書22895冊, 雑誌1267誌     | 1)オンラインサービス<br>通話料のみ(モニター期間中)                                     |                                            |
| F<br>JACIC NET              | 財団法人建設技術情報総合センター             | 1)建設関連図書・雑誌案内                                     | 1)オンラインサービス<br>¥200/分+¥1000/年間+通話料                                | ・人事・受注などほかに多くの提供情報あり<br>・端末ソフト別売           |

以上の文献データベースを用いて、岩盤物性データベースを検索したところ、次の3つのデータベース(データシート)の存在を確認した。

- 1) 岩石物性値データベース・システム(PROCK) 地質調査所
- 2) 地質・地盤データベース(GEOID) 電力中央研究所
- 3) 岩石試験データシート 日本鉱業会

以下に、それぞれの内容について概説する。

#### 1) 岩石物性値データベース・システム(PROCK)<sup>6)</sup>

このデータベースは、“地質調査書報告 第276号 日本の岩盤物性値”として取りまとめられている。その結果は7472個の岩石で得た物性値を図表でまとめている。対象としている物性値は、密度、磁性、P波速度、有効空隙率、熱伝導率であり、力学特性に関する情報は含まれていない。しかしながら、データベースには日

本全国のボーリングデータが示されており、我が国の地下地質構造を把握する上で貴重なデータである。

## 2) 地質・地盤データベース (GEOID) 電力中央研究所<sup>7)</sup>

電力中央研究所では、昭和30年から昭和58年に電力会社から依頼された電源開発に関する構造物基礎の物性を把握するために地質・地盤情報データベースを構築している。そのデータとしては以下のとおりである。

室内試験結果 (一軸圧縮強度 引張試験 比重・吸水試験)

現場試験 (岩盤せん断試験、岩盤変形試験)

このデータベースの概要については、電中研報告に記述されているが、データベースの一般への公開は非公開とされている。

## 3) 岩石試験データシート 日本鉱業会<sup>8)、9)</sup>

日本鉱業会誌”資源と素材”に我が国の岩石物性値として一軸圧縮試験 (岩種：14、試験数：269)、三軸圧縮試験 (岩種：18、試験数：960) が示され、物性値としては十分な情報が提供されている。しかしながら、試料採取深度の情報が欠損しているため、岩石物性の深度依存性を考察することは不可能である。

## (4) まとめ

ここでは、文献調査に基づいて岩石試料の変形・強度特性データを収集し、特に物性値の深度依存性について調査した。その結果、我が国の岩石・岩盤物性データベースについての情報を収集できたが、物性値の深度依存性についての考察は、限られた試料数、岩種でしか行うことができなかった。また、処分場の建設が予定されている地下数100mでの岩石・岩盤物性データについては殆ど取得することができなかった。

今後は、地下数百mの岩石・岩盤物性データの取得と地下深部空洞で予想される周辺岩盤でのひずみ軟化挙動、長期クリープ挙動に関するデータの取得が必要である。

## 1.2 の参考文献

- 1) トンネルと地下 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る 道央自動車道嵐山トンネル  
Vol.19.1988.6 pp.25-36
- 2) トンネルと地下 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る 道央自動車道嵐山トンネル その2  
Vol.20.5.1989.5 pp.15-23
- 3) PNC TR/GE 92-03 文献調査による我が国の岩石の物理的特性に関するデータ収集
- 4) 電力施設地下構造物の設計と施工 財) 電力土木技術協会編 1986/3
- 5) 土と基礎 1996/12 地盤工学会 地質情報のデータベース化の現状とその利用
- 6) 地質調査所報告 第276号 日本の岩石物性値 1991/3
- 7) 電中研報告 U88072 地質・地盤情報データベース (GEOID) の開発
- 8) 資源と素材 日本鉱業会誌 一軸圧縮試験データシート /98 1128 ('82-2)
- 9) 資源と素材 日本鉱業会誌 三軸圧縮試験データシート /102 1182 (86-8)

### 1.3 空洞変形挙動評価モデルの開発検討

平成6年度は、空洞変形挙動評価モデルの開発検討として岩盤不連続面を取り扱える手法を用いて処分坑道を対象とした掘削解析を実施した。昨年度は手法間の相違の比較を主目的とし、解析結果の解釈が容易なように不連続面の破壊特性を考慮していなかった。今年度は、処分坑道を対象として不連続面の破壊特性を考慮した解析（FEM-JOINT要素、DEM）を実施し、その結果から手法間の相違を比較する。

#### 1.3.1 処分坑道の解析

##### （１）解析条件

##### a) 解析物性値

##### ・岩盤基質部

岩盤基質部の物性値は、昨年度の解析と同様に釜石鉱山の栗橋花崗岩の室内試験結果から設定した。

表－1.3.1.1 岩盤基質部解析用物性値<sup>1)</sup>

|       | 岩盤基質部       | 備考           |
|-------|-------------|--------------|
| 変形係数  | 60000 (MPa) | 一軸圧縮試験結果から設定 |
| ポアソン比 | 0.267       | 一軸圧縮試験結果から設定 |
| 粘着力   | 37.1 (MPa)  | 三軸圧縮試験結果から設定 |
| 内部摩擦角 | 45.2°       | 三軸圧縮試験結果から設定 |

##### ・岩盤不連続面

##### せん断剛性

昨年度の解析と同様に、釜石鉱山の栗橋花崗岩の亀裂特性室内試験結果と Barton<sup>2)</sup> の実験式から、 $k_s=448.2$  (MPa/m) と設定した。

##### せん断強度

岩盤不連続面のせん断強度は、Bartonの実験式<sup>2)</sup> から以下のように表現できる。

$$\tau = \sigma_n \tan \left( JRC_n \log \left( \frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right) \quad (1.3.1.1)$$

一方、Mohr-Coulombの破壊基準ではせん断強度は以下のように表現できる。

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (1.3.1.2)$$

両式を比較すると、粘着力 $c$ 、摩擦角 $\phi$ は以下の式で表現できる。

$$c = 0.0$$

$$\phi = JRC_n \log \left( \frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_b \quad (1.3.1.3)$$

ここで、式 (1.3.1.3) 中の各項は次のとおりである。

$JRC_n$  (原位置不連続面のJRC) <sup>1)</sup> : 3.16

$JCS_n$  (原位置不連続面の壁面強度) <sup>1)</sup> : 33.05 (MPa)

$\phi_b$  (基本摩擦角) <sup>1)</sup> : 34.1°

$\sigma_n$  (不連続面に作用する応力) <sup>1)</sup> : 34.1 (MPa)

Mohr-Coulombの破壊基準における摩擦角 $\phi$ を算定すると、

$$\phi = 3.16 \times \log \left( \frac{33.05}{33.1} \right) + 34.1 = 34.1 \quad (1.3.1.4)$$

以上から、粘着力  $c = 0.0$  (MPa) 内部摩擦角  $\phi = 34.1$  (°) と設定する。

#### 垂直剛性

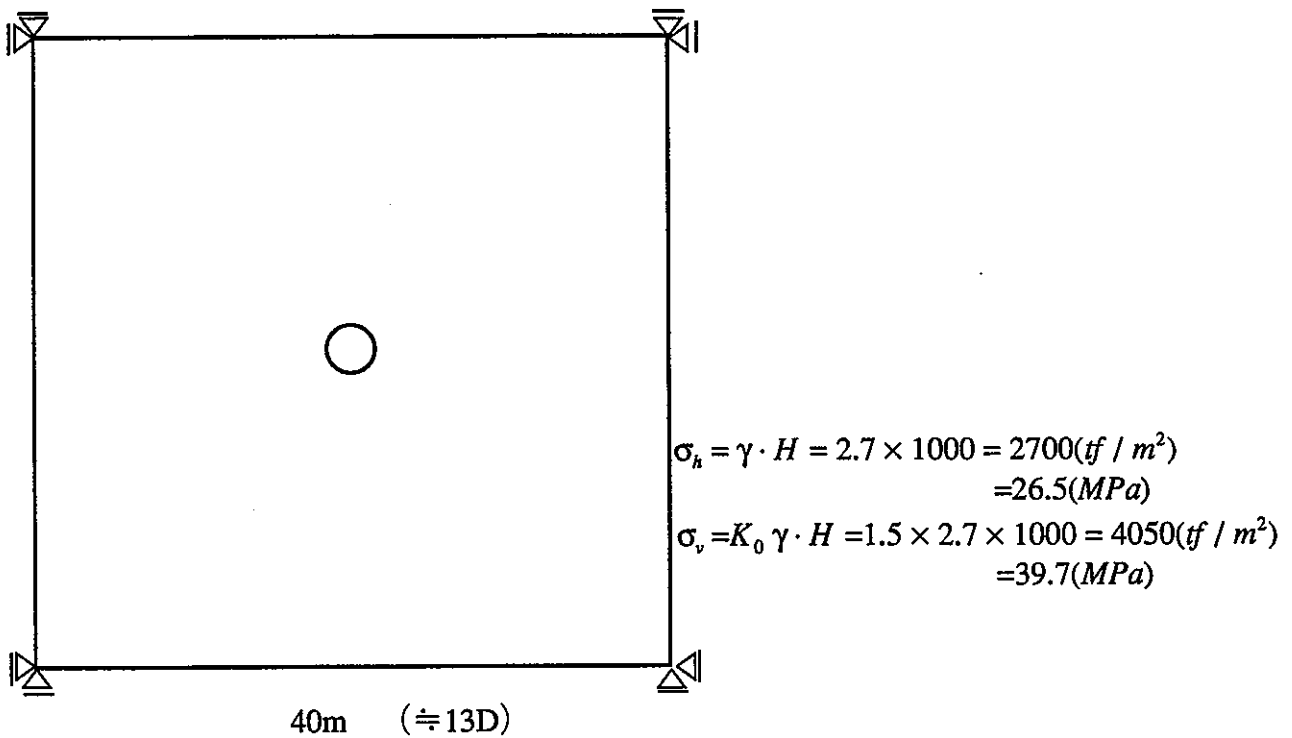
昨年度<sup>1)</sup>の解析と同様に、釜石鉱山の栗橋花崗岩の亀裂特性室内試験結果と Barton<sup>3)</sup>の実験式から、 $kn = 7613000$  (MPa/m) と設定した。

#### 引張強度

今回の解析では、不連続面は引張に抵抗しないと仮定して、引張強度は0.0 (MPa) と設定した。

### b) 境界条件

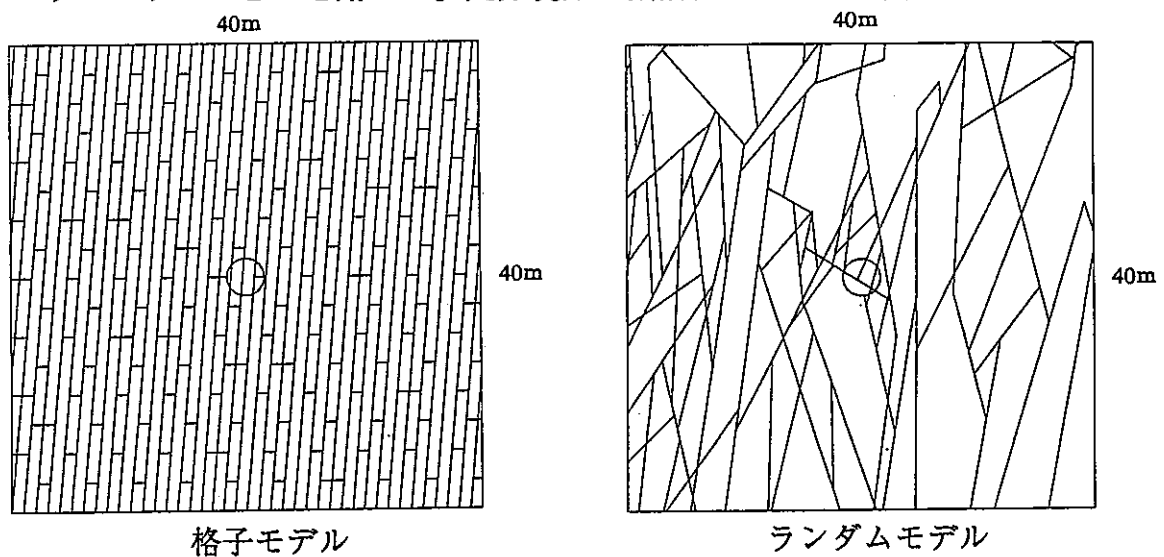
境界条件は、昨年度<sup>1)</sup>のものと同一とした。拘束条件・初期応力条件を図－1.3.1.1に示す。



図－1.3.1.1 境界条件

### c) 解析モデル

解析モデルは昨年度<sup>1)</sup>と同様に、釜石鉱山の亀裂情報から作成した格子状に亀裂を配置したモデル、亀裂の主方向およびそのばらつきを考慮して作成したランダムモデルの2つを用いた。処分坑道の掘削径は3.2mと設定した。



図－1.3.1.2 解析モデル

#### d) 解析ケース

解析では、2解析手法×2モデル×2物性の8ケースを設定した。表－1.3.1.2に解析ケース一覧を示す。

表－1.3.1.2 解析ケース

|   |             | モデル |      | 解析手法    |       | 不連続面の強度 |        |
|---|-------------|-----|------|---------|-------|---------|--------|
|   |             | 格子  | ランダム | ジョイント要素 | 個別要素法 | せん断     | 引張+せん断 |
| 1 | CASE-K-J-S  | ○   |      | ○       |       | ○       |        |
| 2 | CASE-K-J-ST | ○   |      | ○       |       |         | ○      |
| 3 | CASE-R-J-S  |     | ○    | ○       |       | ○       |        |
| 4 | CASE-R-J-ST |     | ○    | ○       |       |         | ○      |
| 5 | CASE-K-D-S  | ○   |      |         | ○     | ○       |        |
| 6 | CASE-K-D-ST | ○   |      |         | ○     |         | ○      |
| 7 | CASE-R-D-S  |     | ○    |         | ○     | ○       |        |
| 8 | CASE-R-D-ST |     | ○    |         | ○     |         | ○      |

#### (2) 解析結果および考察

最終状態における坑道周辺の変位ベクトル図、主応力分布図から、解析結果の整理および考察を行う。以下において、水平変位量とは坑道左右壁面の水平内空変位量を、垂直変位量とは坑道壁面上下壁面の内空変位量を示す。また、解析プログラムの相違から、手法間で出力図のスケールが一致していない。

##### a) 解析手法間の相違

- ・不連続面のせん断破壊のみを考慮

##### 格子モデル

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図－1.3.1.3に示す。

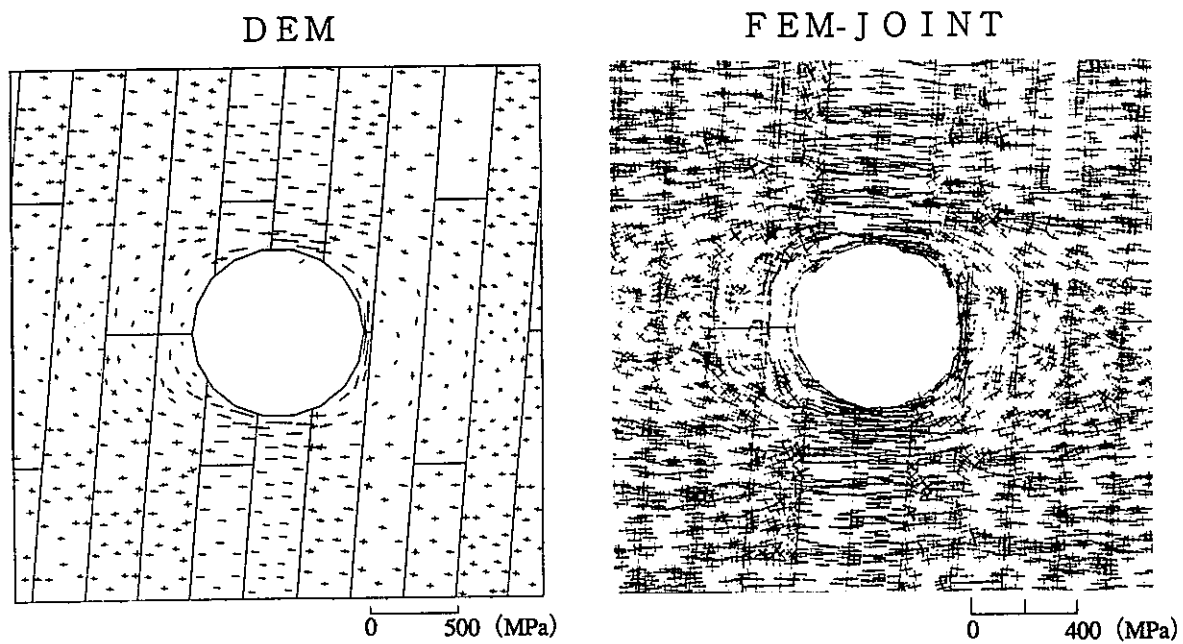
変位量は、

- ・CASE-K-J-S（水平変位量：6.19mm 垂直変位量：14.61mm 変形比：0.42）
- ・CASE-K-D-S（水平変位量：6.09mm 垂直変位量：17.94mm 変形比：0.34）

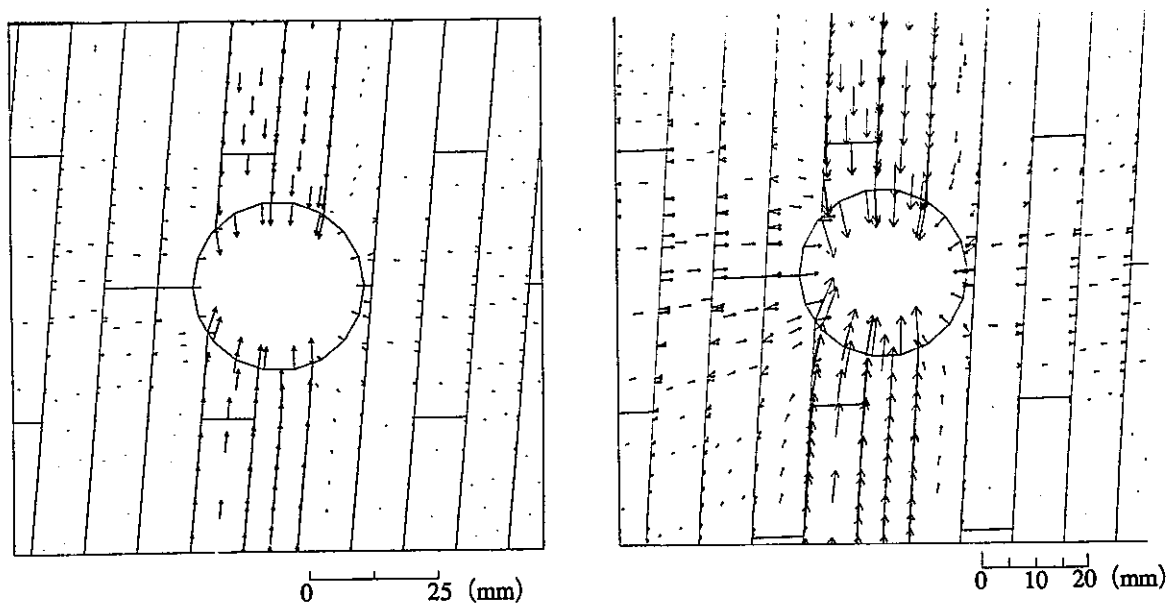
である。ここで、水平変位量は内空水平変位量を、垂直変位量は天端沈下量と底盤上昇量の和を意味している。

これから、解析手法間（FEM-DEM）では変形量は異なっているが、その変形モードは概ね一致している。

応力分布は、変位ベクトルと同様に解析手法間で良い一致をしている。



主応力図



変位図

構造スケール 0 1 2 3 4 5 (m)

図-1.3.1.3 主応力・変位ベクトル図 (格子モデル セン断破壊のみ考慮)

## ランダムモデル

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図－1.3.1.4に示す。

変位量は、

- ・ CASE-R-J-S (水平変位量：6.61mm 垂直変位量：6.58mm 変形比：1.00)
- ・ CASE-R-D-S (水平変位量：5.09mm 垂直変位量：13.53mm 変形比：0.38)

である。これから、解析手法間 (FEM-DEM) で変形量、変形モード共に異なった結果を得た。これは、DEMでは、坑道上部のブロックが抜け出すため、垂直変位量がFEMよりも大きいためである。また、応力分布についても、DEMでは坑道上部の抜け出したブロックで、引張応力の発生が認められる。

- ・ 不連続面の引張・せん断破壊を考慮

引張破壊およびせん断破壊を考慮した解析を実施した結果、格子、ランダムの両モデルについて、DEMでは解を得たが、FEMでは 計算が発散してしまい、解を得ることができなかった。ここでは、DEMの解析結果についてまとめる。

## 格子モデル

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図－1.3.1.5に示す。これから、引張破壊

・せん断破壊を考慮した解析では、坑道上部の岩盤ブロックが不連続面に沿って抜け落ちてしまっている。抜け落ちてしまったブロックは無応力状態となっている。

## ランダムモデル

坑道周辺の主応力・変位ベクトル図を図－1.3.1.6に示す。これから、引張破壊

・せん断破壊を考慮した解析では、格子モデルと同様に、坑道上部の岩盤ブロックが不連続面に沿って抜け落ちてしまい、坑道の上盤、床盤の間の筋交いのような状態となって安定している。その結果、抜け落ちた岩盤ブロックには、坑道からの荷重が作用しており、応力が発生している。

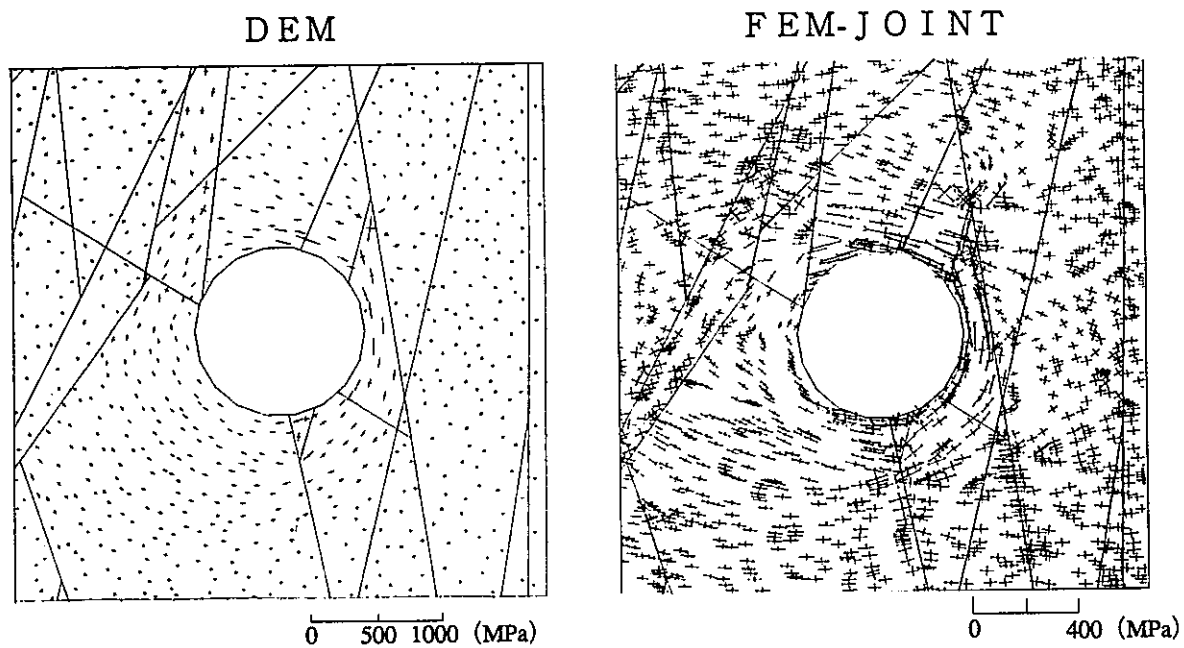
## b) 解析モデル間の相違

ここでは、DEMの解析結果から、モデルの相違について検討する。

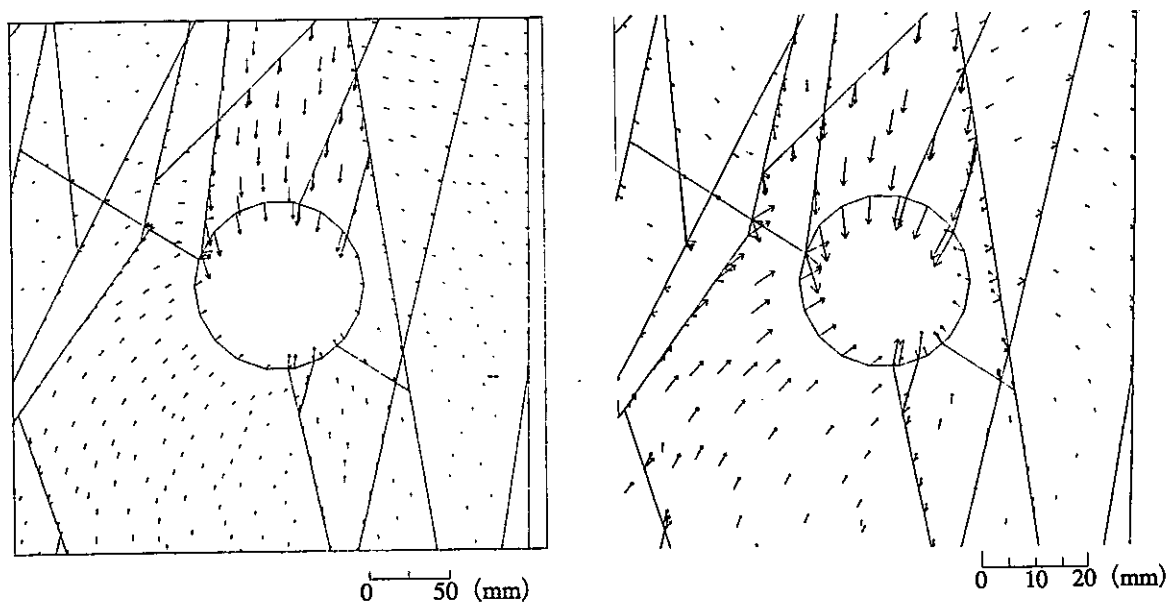
- ・ 不連続面せん断破壊を考慮

図－1.3.1.3、4に示したように、変位量は、

- ・ CASE-K-D-S (水平変位量：6.09mm 垂直変位量：17.94mm 変形比：0.34)
- ・ CASE-R-D-S (水平変位量：5.09mm 垂直変位量：13.53mm 変形比：0.38)



主応力図



変位図

構造スケール 0 1 2 3 4 5 (m)

図-1.3.1.4 主応力・変位ベクトル図 (ランダムモデル せん断破壊のみ考慮)

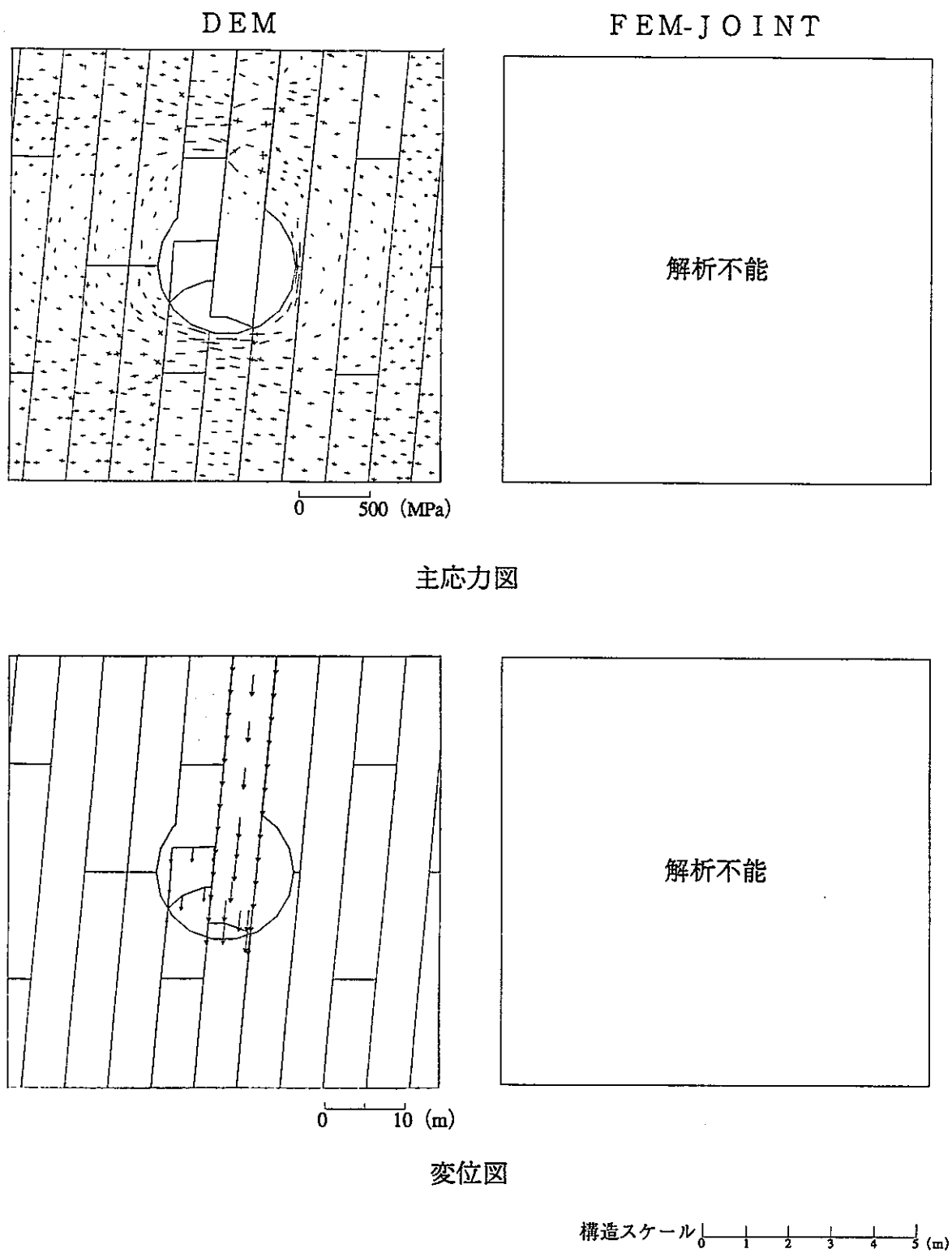
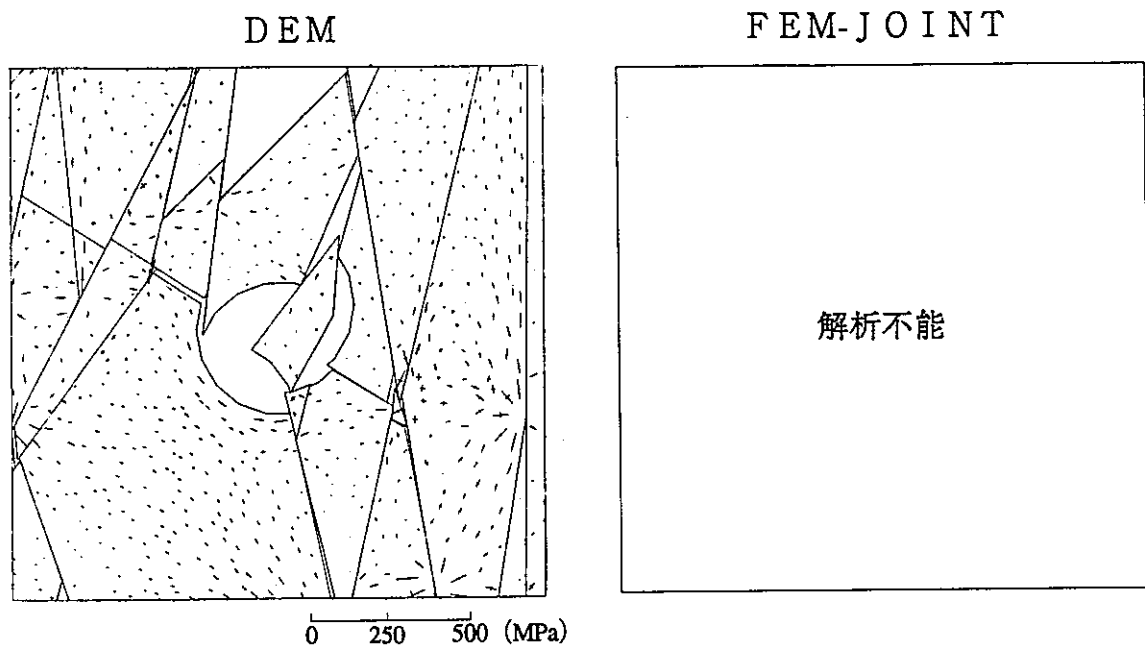
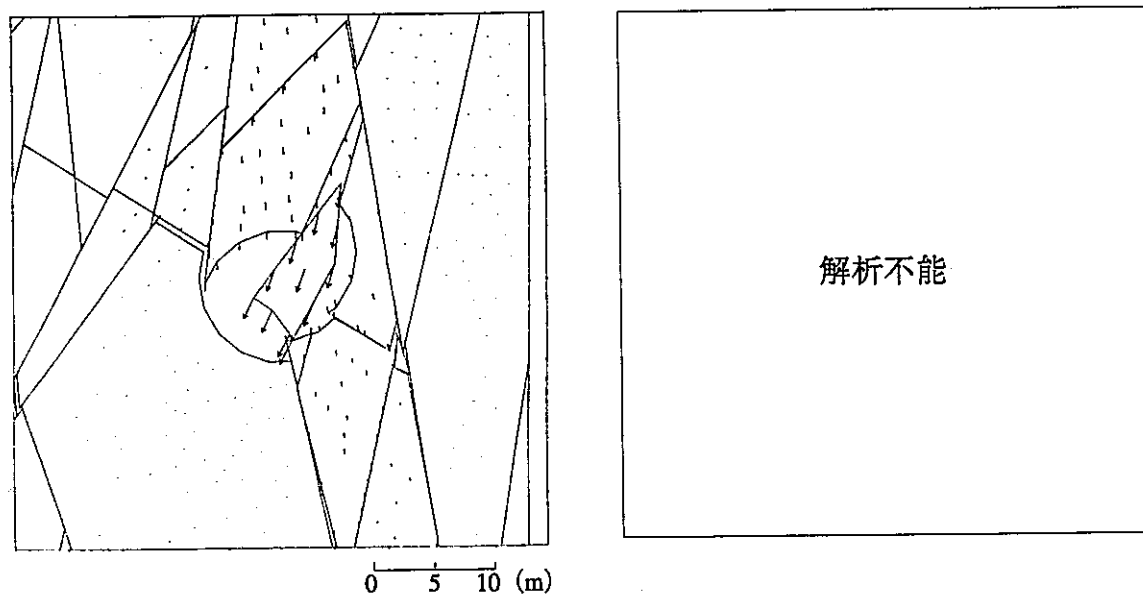


図-1.3.1.5 主応力・変位ベクトル図（格子モデル せん断・引張破壊考慮）



主応力図



変位図

構造スケール 0 — 1 — 2 — 3 — 4 — 5 (m)

図-1.3.1.6 主応力・変位ベクトル図（ランダムモデル せん断・引張破壊考慮）

と両者で同様な結果を得た。変位量は、両者で同等ではあるが、変位ベクトル図から、格子モデルでは上盤、床盤の変位量が同等であるのに対して、ランダムモデルでは上盤の変位量が床盤の変位量と比較して大きい。これは、床盤の岩盤ブロックが周辺岩盤に拘束された結果、変位量が小さいためである。また抜け出す岩盤ブロックの箇所がモデルの相違によって異なることから、岩盤ブロック内の引張応力発生の有無、引張応力値がモデルによって異なっている。

b)不連続面の引張・せん断破壊を考慮

図-1.3.1.5、6に示したように、格子、ランダム両モデルで坑道周辺の岩盤ブロックが抜け出てしまっている。岩盤ブロックの抜け出すモードは不連続面の方向に依存しており、格子、ランダム両モデル間で大きく異なっている。

### (3) まとめ

不連続体解析手法を用いて、岩盤不連続面のせん断破壊、引張破壊を考慮した処分坑道の掘削解析を実施し、手法間における解析機能の比較検討を行った。得られた知見を以下に示す。

#### a) せん断破壊考慮

格子モデルでは、両者で変形モード、応力状態がほぼ同等な結果を得た。しかしながら、ランダムモデルでは、変形量が手法によって相違が発生した。

これは、坑道上部のブロックがDEMでは抜け出そうとする変形モードとなり、坑道の垂直内空変位量がFEMと比較して大きくなったためである。また、応力分布についても、DEMでは坑道上部のブロックにおいて、引張応力の発生が認められた。

#### b) せん断・引張破壊考慮

格子、ランダムモデルの両者で、DEMでは解を得たが、FEMでは計算が発散してしまい、解を得ることが出来なかった。DEMでは解を得ることが可能ではあったが、格子、ランダムモデル両者とも、処分坑道が崩壊する結果となった。処分坑道が不安定状態であるという結論は、解を得られなかったFEM、解を得たがその結果は処分坑道の崩壊を示したDEMのどちらからも判断可能である。しかしながら、処分坑道のどの位置の岩盤ブロックが崩壊した結果、不安定状態になるかといった、崩落現象の解を提供できるという点では、DEMの方が適していると言える。

### 1.3.2 不連続体モデル化手法の整理

岩盤を不連続体でモデル化するためには、岩盤不連続面の幾何学特性の調査と力学特性の試験の2つが必要である。ここでは、実際の岩盤空洞を対象に実施した不連続体解析を例にとって、不連続体モデル化手法を整理する。

#### (1) 神岡鉱山地下実験場<sup>4)</sup>

##### a) 神岡鉱山地下実験場の概要

神岡鉱山は、岐阜県の最北端に位置し、亜鉛、鉛を算出している。地下実験場は標高850mの尾根型地形の下方（土被り約180m）に位置している。図-1.3.2.1に地下実験場の概要を示す。周辺の地質は、花崗岩質片麻岩、黒雲母角閃石片麻岩と片麻岩類が主体である。地下実験場は、新設坑道の施工にあたり、計測坑道からの各種計測によって坑道周辺岩盤のゆるみ現象の解明を試みている。

著者らは、この計測坑道に囲まれた約30×40mの岩盤ブロックにおいて、新規坑道が掘削される際の岩盤の力学挙動をDEMを用いて解析した。

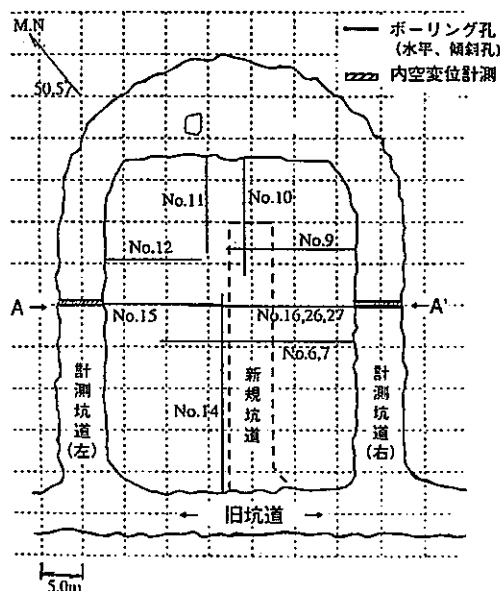


図-1.3.2.1 地下実験場の概要

##### b) 幾何学特性のモデル化

###### ・幾何学特性調査

原位置における不連続面の情報は、計測坑道壁面観察（スキャンライン調査）、ボーリング調査（コア観察・ボアホールテレビ観察）によって、不連続面の位置（密度）、方向（走向・傾斜）、大きさ（トレース長、半トレース長）の情報を得た。

a)幾何学のモデル化について、以下の類似した点があった。

#### ①トレース長の推定

Priestら<sup>3)</sup>の方法により、原位置で測定されたトレース長及び半トレース長から真のトレース長の分布を推定した。ここで、不連続面は三次元空間上で円盤と仮定し、円盤の直径  $r$  の確率分布関数は負の指数分布に従うものと仮定した。  
( $\lambda$  は定数)

$$P_R(r) = \lambda \exp(-\lambda \cdot r)$$

また、この地点では、不連続面の幅  $w$  (mm) と真のトレース長  $t$  (m) の関係から次式を得た。

$$\log w = \log(0.36) + 1.52 \cdot \log t$$

#### ②不連続面の分類

坑道壁面観察およびボーリング孔で得られた不連続面を幅  $W$  (mm) によって3つに分類した。

クラス1 :  $w \leq 0.5$     クラス2 :  $0.5 < w \leq 2.0$     クラス3 :  $2.0 \leq w$

#### ③幾何学特性の統計量の算出

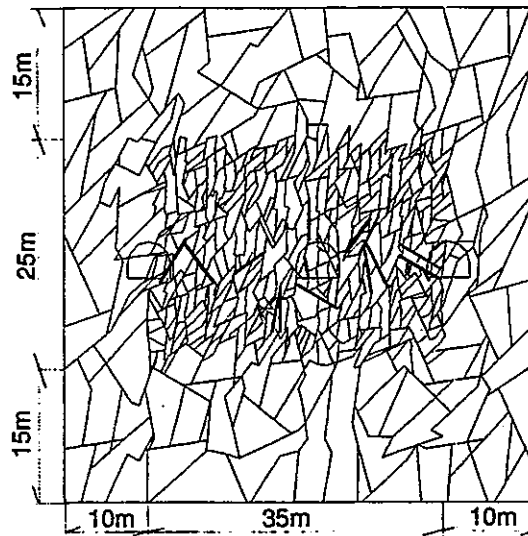
クラス2、3それぞれの平均トレース長、不連続面の方向は、原位置調査で得た走向・傾斜をモデル化する断面に投影し、それらの傾斜角の確率密度分布に従う方向を各不連続面に設定した。

#### ④モデルの作成

モデルの作成では、中央にある新規坑道を中心とした領域にはクラス2およびクラス3を配置し、計測坑道で囲まれた岩盤ブロックの外周部は、クラス3のみを配置した。ここで、岩盤の挙動にあまり影響を与えないと判断したクラス1の不連続面はモデル化していない。

不連続面を円盤で評価し、③で得た統計量から中心点の位置、大きさ、方向を設定した。ボーリング孔内で実際に確認できた不連続面については、トレース長を求めて解析領域内に確定論的配置した。

以上の手順で作成された不連続体解析モデルを図-1.3.2.2に示す。



図－1.3.2.2 不連続体解析モデル

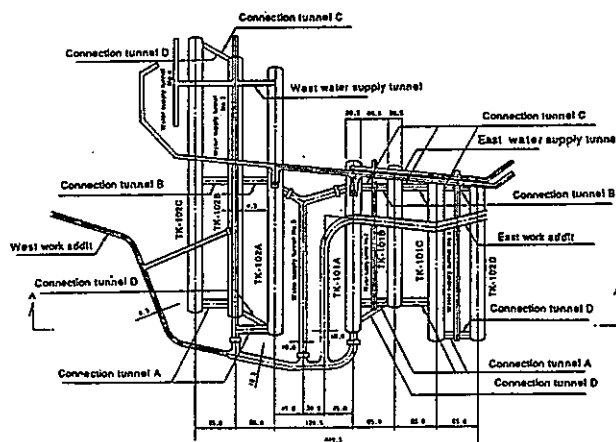
#### c) 力学特性のモデル化

亀裂の力学特性は、簡易せん断試験、シュミットハンマー試験の結果に基づいて、Barton & Bandis<sup>2),3)</sup>の粗さ係数JRCや圧縮強度JCSを主な指標とする力学モデルで評価している。

### (2) 菊間地下石油備蓄基地岩盤タンク<sup>6)</sup>

#### a) 菊間地下石油備蓄基地の概要

菊間地下石油備蓄基地（愛媛県越智郡菊間町）は、7本の岩盤タンク（長さ230～448m）と水封トンネルから構成されている。岩盤タンクの形状は、幅20.5m 高さ30.0mの砲弾型でその土被りは約80～100mである。周辺の地質は、花崗岩ないし花崗閃緑岩で、電中研の岩盤等級でB-C<sub>H</sub>級である。



図－1.3.2.3 菊間石油備蓄基地岩盤タンク配置図

## b) 幾何学特性のモデル化

### ・幾何学特性調査

原位置岩盤の調査としては、ベンチ掘削に伴い、岩盤タンク空洞の壁面観察から不連続面の大きさ（トレース長さ）、方向（走向・傾斜）のデータを得た<sup>7)</sup>。

#### ①不連続面の分類

不連続面を大規模不連続面（トレース長さ100m程度）、中規模不連続面（トレース長さ20m程度）の2種類に分類する。

#### ②大規模不連続面のモデル化

大規模不連続面は、確定論的に配置

#### ③中規模不連続面のモデル化

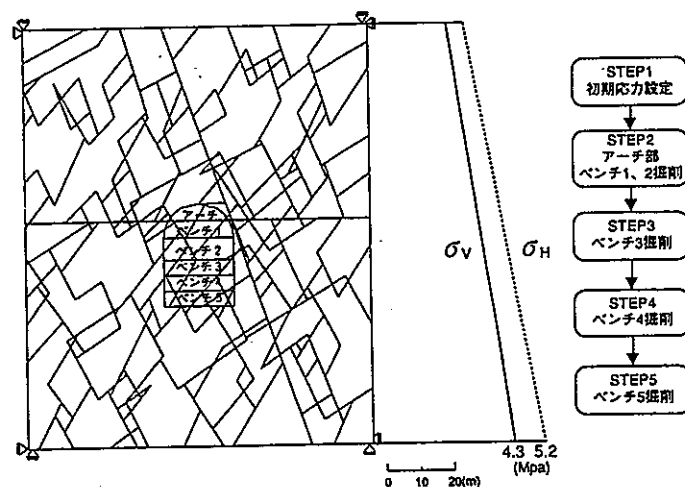
不連続面をその走向傾斜から2種類に分類

検討対象断面付近でのクラックテンソルの第一不変量を算定 ( $F_0=6.0$ )

検討断面上で、クラックテンソル量（密度）を満足するように中規模不連続を統計量から発生

#### ④不連続体モデルの作成

②、③の結果を重ね合わせて、不連続体モデルを作成する。



## c) 力学特性のモデル化

Barton & Bandis<sup>2), 3)</sup> による構成方程式で挙動を評価

### (3) モデル化手法のまとめおよび課題

ここで、取り上げた2つの事例から、モデル化手法のまとめおよび課題の整理を行う。

#### a) 幾何学特性のモデル化

事例調査の結果、幾何学特性のモデル化手法の特徴は以下のとおりである。

##### ① 不連続面を確定論的と統計的の2手法でモデル化

不連続面の幾何学特性は、岩盤表面の調査結果（密度、方向、大きさ、開口幅等）から岩盤内部での分布状態を推測してモデル化する。したがって、不連続面が観測された領域近傍では、調査データから確定論的に、周辺の岩盤内部については統計的にモデル化する方法が用いられている。

##### ② 不連続面の形状を円盤でモデル化

不連続面の形状のモデル化としては、既往の研究では<sup>9)</sup>、円盤、楕円盤、多角形が提案されている。幾何学パラメータを、中心座標、法線方向、半径の3つで簡単に取り扱える利点があることから、既往の研究の多くで円盤モデルを使用している

幾何学特性のモデル化手法の課題は以下のとおりである。

- ・ 不連続面のモデル化では、原位置で取得した不連続面の幾何学特性の統計量を満足するようなモデル化が必要である。しかしながら、不連続体解析モデルの良否についての判断は、不連続性岩盤の挙動を評価可能であるかどうかであり、幾何学特性を満足するだけでは不十分である。
- ・ 不連続面のモデル化では、その分類を幾何学特性のみでなく、岩盤の観察と地質学的知見を対比して、地質構造や不連続面の形成過程から判断してモデル化することも必要である。このようなモデル化手法は、岩盤の透水問題では取り入れられており、その研究事例が報告されている。（渡辺ら<sup>8)</sup>）

#### b) 力学特性に関するモデル化

事例調査の結果、不連続面の力学特性のモデル化としては、Barton&Bandis らによる構成式が用いられている。力学特性モデルでBarton&Bandisらの構成式が用いている理由として、以下の2つが挙げられる。

- ・ 不連続面の力学特性に関する研究<sup>9)、10)、11)</sup>は、数多く報告されているが、それらの研究は、人工材料で作成した不連続面を対象としたものが殆どで、実岩盤

の不連続面を対象としているものはBarton&Bandisの研究である。

- ・ Barton&Bandisによる研究は、岩盤不連続面の強度・変形特性の全般に渡って体系化されており、不連続面の寸法効果、透水性までを考慮可能である。構成式は、市販の個別要素法プログラム（UDEEC）に導入されており、簡単に使用することができる。

#### b)力学特性に関するモデル化

力学特性のモデル化に関する課題として、Barton&Bandisの研究成果を、地質構造が複雑に変化する我が国の岩盤に適用可能であるかどうかといった議論が不足していることが挙げられる。その一例として、大里らの研究<sup>12)</sup>では、室内試験レベルで不連続面の一面せん断試験の結果とBarton&Bandisの提案式の結果と比較した結果Barton&Bandisの研究から得られたせん断強度の値が試験結果の約半分の値を示したことが報告されている。

### 1.3 の参考文献

- 1) PNC-ZJ1205 95-002 ニアフィールドの応力評価手法の開発 (IV)
- 2) Barton,N. and Choubey,V.(1977) The shear strength of rock joints in theory and practice.Rock Mechanics,10,1-54
- 3) Barton,N. and Bandis,S.C.(1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. Proceedings of the International Symposium on Rock Joints,Loen,Norway, N.Barton and O.Stephanson(eds),Balkema,Rotterdam,603-10
- 4) 木梨ら、(1995) 原位置き裂調査に基づく岩盤内き裂分布の推定とDEM解析への応用  
第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 pp.431-435
- 5) Priest,S.D. and Hudson,J,A.(1981) Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts,18,183-97
- 6) 羽出山ら、(1995) 不連続体解析による原位置岩盤の安定性評価の検討  
第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 pp.436-440
- 7) 羽出山ら、(1994) 岩盤不連続面の幾何学特性に関する一考察  
土木学会第49回年次学術講演会、第3部 (A) pp.746-747
- 8) 渡辺ら、(1994) 釜石鉱山での割れ目系特性調査とスプレイ・ステップ構造  
土木学会第50回年次学術講演会、第3部 (A) pp.710-711
- 9) Multiple modes of shear failure in rock ,Patton,F.D.(1966) Proc 1st Int.Cong.ISRM,Vol.1.pp509-513
- 10) Fundamentals of Rock joints Deformation,S.C.Bandis,S.C.Bandis , A.C.Lumsden and N.R.Barton(1983)  
Int.J.Rock.Mech.Min.Sci & Geomech.Abstr.Vol.20,pp.249-268
- 11) 吉中ら (1990) 岩盤不連続面の粗さとせん断特性に関する実験的研究  
土木学会第45回年次学術講演会、第3部 pp.504-505
- 12) 大里ら(1995) JRC指標による岩盤不連続面のせん断強度特性に関する一検討  
土木学会第50回年次学術講演会、第3部 (A) pp.672-673

## 2. 人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究

## 目 次

頁

|                               |      |
|-------------------------------|------|
| 2.人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究        | 2-1  |
| 2.1 岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動評価研究 | 2-1  |
| 2.1.1 岩盤クリープの物性取得方法の整理        | 2-1  |
| (1) 岩盤クリープの物性取得の整理            | 2-1  |
| (2) 岩盤クリープ試験の課題               | 2-11 |
| 2.1.2 解析モデルの検討                | 2-15 |
| (1) 検討方法                      | 2-15 |
| (2) 解析条件                      | 2-16 |
| (3) 理論解析                      | 2-17 |
| (4) 解析結果および考察                 | 2-18 |
| (5) まとめ                       | 2-21 |
| 2.1の参考文献                      | 2-22 |
| 2.2 不安定現象についての文献調査            | 2-23 |
| 2.2.1 不安定現象                   | 2-24 |
| (1) 崩落現象                      | 2-24 |
| (2) 支保の破壊                     | 2-24 |
| (3) 山はね                       | 2-25 |
| 2.2.2 調査結果                    | 2-27 |
| (1) トンネル                      | 2-27 |
| (2) 地下発電所                     | 2-30 |
| (3) 鉱山                        | 2-33 |
| 2.2の参考文献                      | 2-36 |

## 図 目 次

|                                                  | 頁    |
|--------------------------------------------------|------|
| 図－2.1.1.1 鍋立山トンネル標準断面図 . . . . .                 | 2-2  |
| 図－2.1.1.2 3要素粘弾性モデル . . . . .                    | 2-2  |
| 図－2.1.1.3 要素分割図 . . . . .                        | 2-2  |
| 図－2.1.1.4 内空断面相對変位 . . . . .                     | 2-3  |
| 図－2.1.1.5 岩盤相對変位 . . . . .                       | 2-3  |
| 図－2.1.1.6 クリープ試験結果 . . . . .                     | 2-4  |
| 図－2.1.1.7 ひずみ速度～経過時間関係 . . . . .                 | 2-5  |
| 図－2.1.1.8 鳴鼓トンネル位置図および標準断面図 . . . . .            | 2-6  |
| 図－2.1.1.9 孔内載荷試験概要図 . . . . .                    | 2-6  |
| 図－2.1.1.10 構成モデル . . . . .                       | 2-7  |
| 図－2.1.1.11 時間～変位曲線 . . . . .                     | 2-8  |
| 図－2.1.1.12 内空変位の経時変化（導坑掘削） . . . . .             | 2-8  |
| 図－2.1.1.13 原位置変形試験位置および載荷装置（中の沢発電所） . . . . .    | 2-9  |
| 図－2.1.1.14 変形試験載荷パターン . . . . .                  | 2-9  |
| 図－2.1.1.15 荷重－時間曲線 . . . . .                     | 2-10 |
| 図－2.1.1.16 地質～クリープ定数 $\alpha$ . . . . .          | 2-11 |
| 図－2.1.1.17 土被り～クリープ定数 $\alpha$ . . . . .         | 2-12 |
| 図－2.1.1.18 岩盤変形係数～クリープ定数 $\alpha$ . . . . .      | 2-12 |
| 図－2.1.2.1 検討モデル . . . . .                        | 2-15 |
| 図－2.1.2.2 解析モデル概念図 . . . . .                     | 2-16 |
| 図－2.1.2.3 スタンダードモデル . . . . .                    | 2-16 |
| 図－2.1.2.4 岩盤壁面、ベントナイト境界での変位－時間（log）曲線 . . . . .  | 2-18 |
| 図－2.1.2.5 ベントナイトの弾性係数の変化によるクリープ曲線 . . . . .      | 2-19 |
| 図－2.1.2.6 粘性係数の変化によるクリープ曲線 . . . . .             | 2-20 |
| 図－2.1.2.7 応力分布図（理論解析、FEM解析） . . . . .            | 2-20 |
| 図－2.1.2.8 ベントナイトの特性変化による応力分布図（T=1000秒） . . . . . | 2-21 |
| 図－2.2.1 処分場における空洞の不安定現象とその発生要因 . . . . .         | 2-23 |
| 図－2.2.1.1 崩落現象概念図 . . . . .                      | 2-24 |
| 図－2.2.1.2 地山特性曲線（完全塑性体） . . . . .                | 2-24 |

|                                       | 頁    |
|---------------------------------------|------|
| 図－2.2.1.3 地山特性曲線の変化と支保の破壊 . . . . .   | 2-25 |
| 図－2.2.1.4 炭鉱における山はねの例 . . . . .       | 2-25 |
| 図－2.2.1.5 山はね現象のメカニズム . . . . .       | 2-26 |
| 図－2.2.2.1 円形導坑方式標準断面 . . . . .        | 2-28 |
| 図－2.2.2.2 各計測断面の天端沈下および変位速度 . . . . . | 2-28 |
| 図－2.2.2.3 各計測断面の水平変位および変位速度 . . . . . | 2-29 |
| 図－2.2.2.4 内空変位経時変化図 . . . . .         | 2-29 |
| 図－2.2.2.5 妻壁クラックと岩盤変位計の位置 . . . . .   | 2-30 |
| 図－2.2.2.6 妻壁岩盤変位計計測結果 . . . . .       | 2-31 |
| 図－2.2.2.7 内空変位の解析値と計測値 . . . . .      | 2-31 |
| 図－2.2.2.8 側壁岩盤の相対変位 . . . . .         | 2-32 |
| 図－2.2.2.9 美唄炭鉱の山はね . . . . .          | 2-33 |
| 図－2.2.2.10 生野鉱山の山はね発生位置 . . . . .     | 2-34 |

## 表 目 次

|                                                | 頁    |
|------------------------------------------------|------|
| 表-2.1.1.1 神戸層のクリープ定数 . . . . .                 | 2-5  |
| 表-2.1.1.2 地盤物性 . . . . .                       | 2-8  |
| 表-2.1.1.3 地下発電所において使用した解析物性 . . . . .          | 2-11 |
| 表-2.1.2.1 解析ケース一覧 . . . . .                    | 2-17 |
| 表-2.2.1.1 各種岩石の $Sc^2/2E$ 値と山はね発生の有無 . . . . . | 2-27 |
| 表-2.2.2.1 生野鉾山の山はね例 . . . . .                  | 2-34 |

## 2.人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究

### 2.1 岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動の評価研究

本節では、人工バリア及び周辺岩盤の長期挙動評価研究として、岩盤クリープ変形による人工バリアの変形挙動の評価研究を行う。研究項目を以下に示す。

- ・岩盤クリープの物性取得方法の整理

文献調査に基づいて、岩盤クリープ物性の取得方法を整理

- ・解析モデルの検証

クリープを取り扱える有限要素解析を実施し、その適用性を検討

#### 2.1.1 岩盤クリープの物性取得方法の整理

岩盤クリープ挙動評価研究としては、既<sup>り</sup>に文献調査が実施されているが、その目的がクリープ現象の事例調査であったため、岩盤クリープの物性取得については整理されていない。

ここでは、文献調査を基に、岩盤のクリープ物性取得方法の整理、処分坑道を考えた場合の岩盤クリープ試験の課題を整理する。

##### (1) 岩盤クリープ物性取得の整理

岩盤クリープ物性取得の例として、ここでは、土木構造物の設計や建設中に生じた岩盤の変状に対する評価解析のために実施されているクリープ試験から、岩盤クリープ物性の取得について整理した。試験方法としては、一軸クリープ試験 三軸クリープ試験 孔内載荷試験 岩盤変形試験の4つである。

##### a) 室内一軸クリープ試験<sup>2)</sup>

北陸北線鍋立山トンネル（延長9017m）の地質は、新第三紀中新世の泥岩で、その一軸圧縮強度は37.4kgf/cm<sup>2</sup>である。掘削地点の土被り応力が33.8kgf/cm<sup>2</sup>と、地山強度比は2.0を割るものとなっており、掘削中において変状が生じることが予測されていた。導坑掘削中に顕著な膨圧性が認められたので、本坑掘削に先んじて岩盤挙動を二次元粘弾性FEMによってその変状の把握を試みた。

クリープ変形挙動のモデル化のために室内一軸クリープ試験を実施した。その結果から、トンネルのクリープ挙動モデルとして、3要素の粘弾性モデルを採用した。図-2.1.1.1に鍋立山トンネルの標準断面図を、図-2.1.1.2に3要素粘弾性モデルを示す。

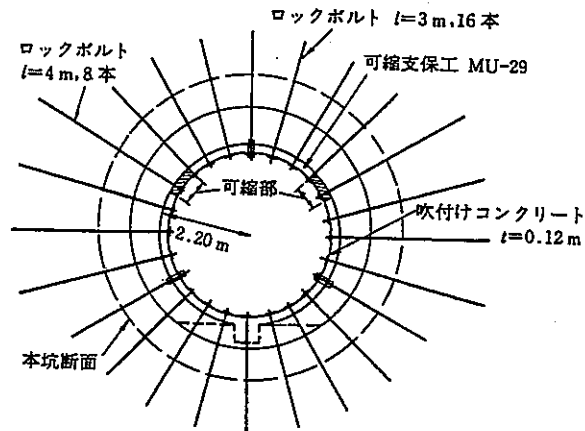


図-2.1.1.1 鍋立山トンネル標準断面図

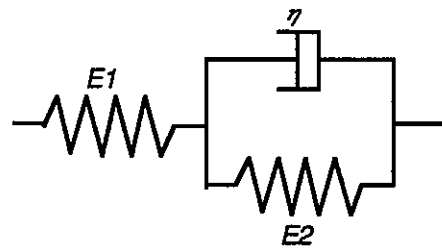


図-2.1.1.2 3要素粘弾性モデル

試験結果より、岩盤のクリープ定数を以下のように設定した。

$$E_1=890\text{kgf/cm}^2 \quad E_2=500\text{kgf/cm}^2 \quad \eta=3200\text{kgf/cm}^2 \cdot \text{day}$$

これらの定数を用いて、先進導坑掘削を対象として、粘弾性FEM解析を実施した。図-2.1.1.3に要素分割図を示す。

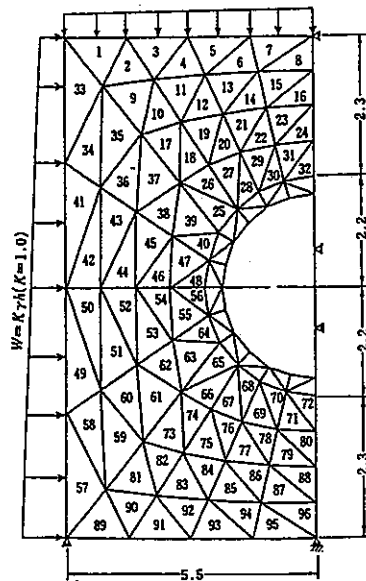


図-2.1.1.3 要素分割図

解析結果と、動態観測結果の比較を図-2.1.1.4、5に示す。これから、内空断面相對変位、岩盤内変位量ともに両者は良く一致しており、3要素粘弾性モデルによる岩盤クリープ挙動のモデル化が有効であったことが分かる。

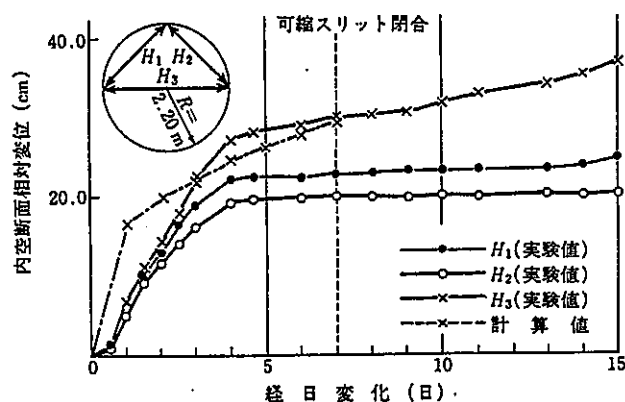


図-2.1.1.4 内空断面相對変位

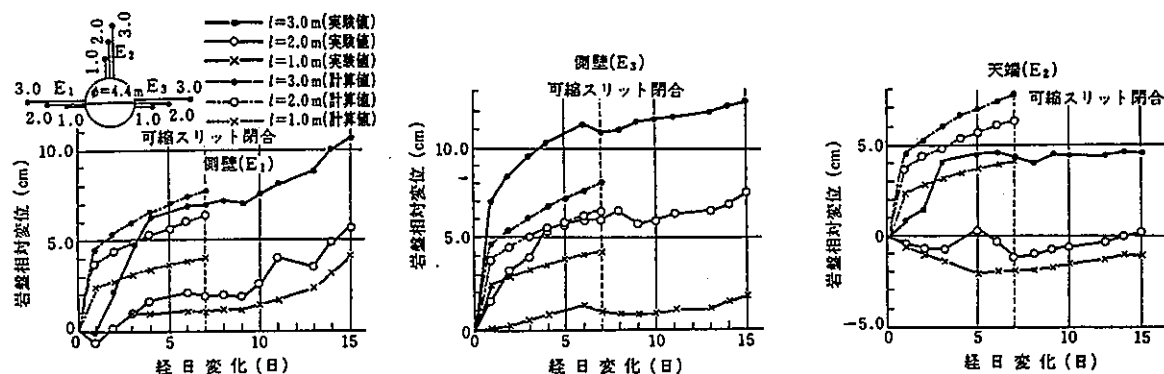


図-2.1.1.5 岩盤相對変位

#### b) 室内三軸クリープ試験<sup>3)</sup>

本州四国連絡橋の建設では、橋梁基礎の支持岩盤となる、第三紀神戸層や風化花崗岩における長期クリープ変形についての検討が実施されている。岩盤のクリープ定数は、定応力下の三軸排水（非排水）クリープ試験から設定した。

橋梁基礎では、躯体完成後のクリープ変位が問題となるが、この段階では構造物の載荷荷重により生じた地盤の体積ひずみは残っておらず、せん断ひずみ成分のみが問題となる。本州四国連絡橋の場合、せん断ひずみに着目した3要素粘弾性モデ

ルを採用している。(図-2.1.1.2)

この場合、せん断ひずみ  $\varepsilon$  は次式で表される。

$$\varepsilon = E_1 \left[ 1 + \alpha \left\{ 1 - \exp(-\beta t) \right\} \right] \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2(1 + \nu)} \quad (2.1.1)$$

ここに、 $E_1$ ：即時せん断変形係数  $\alpha = E_2/E_1$   $\beta = E_2/\eta$

$\eta$ ：粘性係数  $\sigma_1 - \sigma_3$ ：軸差応力  $\nu$ ：岩石のポアソン比

室内三軸クリープ試験は、一定荷重下で圧密非排水条件あるいは圧密排水条件で実施される。拘束圧は原位置での応力条件を考慮して決定し、軸差応力は三軸圧縮試験結果を参考にして、クリープ破壊が生じる場合も含めて数種類実施する。試験結果は下図に示すように、片対数表示 ( $\varepsilon = a + b \log t$ ) あるいは、両対数表示 ( $\varepsilon = a + \alpha t$ ) で整理する。また、簡易な検討に用いるクリープ係数は、構造物の荷重に見合った設計年数 ( $t_0$ ：通常100年程度) でのクリープひずみを弾性ひずみで除して

( $b \log t_0/a$ ) 等を求める。

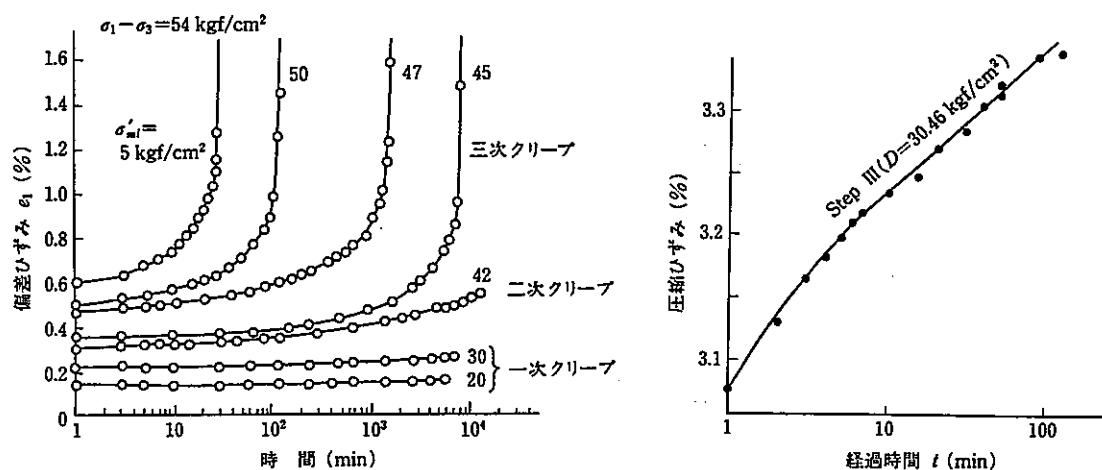


図-2.1.1.6 クリープ試験結果<sup>3)</sup>

クリープ試験の結果から、クリープ定数は以下の手順で設定する。

(2.1.1) 式を時間微分すると、(2.1.2) 式となる。

$$\dot{\varepsilon} = \frac{E_2}{T_1} \exp\left(\frac{-t}{T_1}\right) \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2(1 + \nu)} \quad (2.1.2)$$

ここで、 $T_1 = \eta/E_2$  である。

(2.1.2) 式の両辺の常用対数を取り、整理すると (2.1.3) 式が得られる。

$$\log \dot{\varepsilon} = \log \left( \frac{E_2}{T_1} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2(1+\nu)} \right) - \frac{\log e}{T_1} t \quad (2.1.3)$$

試験結果を片対数グラフ上にひずみ速度と経過時間をプロットすれば、図-2.1.1.7のような直線が得られる。

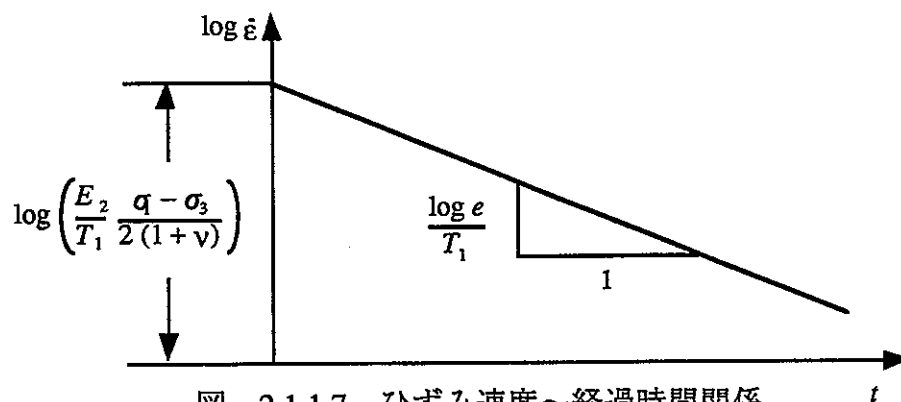


図-2.1.1.7 ひずみ速度～経過時間関係

この直線の勾配から  $T_1$  が得られ、切片から  $E_2$  が、 $E_2$ 、 $T_1$  から  $\eta$  が得られる。軟岩の場合は、1週間程度の期間の試験結果からクリープ定数を設定している。

このように、長期クリープ変形挙動を室内試験のデータから想定することが実施されているが、これが使用されるのは設計段階だけであり、100年後の基礎変位の挙動については、動態観測を行って、逆解析を行って定数を設定し、それを基に順解析を実施して評価している。また、設計値としては、安全側を考えて、クリープ変形が大きく、かつクリープ収束時間が長くなるように、 $\alpha : (E_2/E_1)$  は上限値、 $\beta : (E_2/\eta)$  は下限値を採用している。このようにして設定したクリープ定数の例を表-2.1.1.1に示す。

表-2.1.1.1 神戸層のクリープ定数<sup>3)</sup>

| 地点  | 分帯                | ク リ ー プ 定 数                     |                    |                                                |
|-----|-------------------|---------------------------------|--------------------|------------------------------------------------|
|     |                   | $G^*$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $\alpha = G^*/G_s$ | $\beta = G_s/\eta$<br>$\times 10^{-3}$ (l/min) |
| 1 A | K <sub>1A-1</sub> | 1 210                           | 0.10               | 1.80                                           |
|     | K <sub>1A-2</sub> | 2 130                           | 0.12               |                                                |
|     | K <sub>1A-3</sub> | 2 610                           | 0.29               |                                                |
|     | K <sub>1A-4</sub> | 2 720                           | 0.29 <sup>1)</sup> |                                                |
| 2 P | K <sub>2P-1</sub> | 2 190                           | 0.13               | 1.58                                           |
|     | K <sub>2P-2</sub> | 2 070                           | 0.21               | 0.81                                           |
|     | K <sub>2P-3</sub> | 2 730                           | 0.10               | 3.11                                           |
|     | K <sub>2P-4</sub> | 3 310                           | 0.10 <sup>2)</sup> | 3.11 <sup>2)</sup>                             |
| 3 P | K <sub>3P-1</sub> | 380                             | 0.35 <sup>3)</sup> | 1.80                                           |
|     | K <sub>3P-2</sub> | 980                             | 0.06               |                                                |
|     | K <sub>3P-3</sub> | 1 130                           | 0.11               |                                                |
|     | K <sub>3P-4</sub> | 1 380                           | 0.08               |                                                |
|     | K <sub>3P-5</sub> | 460                             | 0.35               |                                                |
| 4 A | K <sub>4A-1</sub> | 1 260                           | 0.08 <sup>4)</sup> | 1.31                                           |
|     | K <sub>4A-2</sub> | 190                             | 0.41               |                                                |

1) K<sub>1A-1</sub>を転用、2) K<sub>2P-4</sub>を転用、3) K<sub>3P-3</sub>を転用、4) K<sub>3P-4</sub>を転用

### c) 孔内載荷試験<sup>9)</sup>

長崎県長崎市に建設された鳴鼓トンネルは、全長2043mの道路トンネルである。このトンネル周辺の地質は、黒雲母片岩を主体としているが、一部に断層破碎帯が存在している。図-2.1.1.8に位置図および標準断面図を示す。

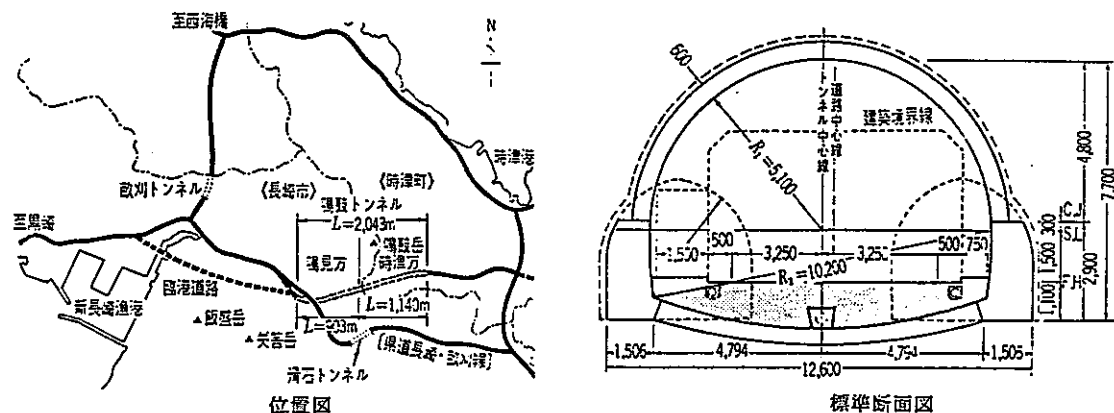


図-2.1.1.8 鳴鼓トンネル位置図および標準断面図

側壁導坑施工時には、押し出し、支保工破壊、盤ぶくれが発生したため、変状原因の把握、本体工の施工への反映を目的に岩盤の調査および解析を実施した。

側壁導坑での押し出し現象、変状を踏まえて、孔内載荷試験（P-100）によって地山の物性を取得した。図-2.1.1.9に孔内載荷試験の概要を示す。

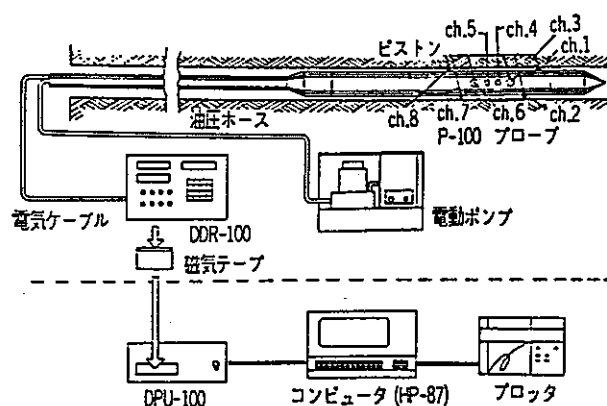


図-2.1.1.9 孔内載荷試験概要図

孔内載荷試験装置は、プローブ内に直径19mmのピストンを4方向に8本有している。ピストンのストロークは30mmで、プローブをボーリング孔内の所定の深度に設置し油圧ポンプでピストン載荷する。この時にピストンに作用する荷重と孔壁へのピストンの貫入量を自動的に計測する。

有限要素法プログラムREM (Rheological Element Method) を用いて、鳴鼓トンネルの長期間にわたる安定性を解析した。地盤の構成モデルを図-2.1.1.10に示す。

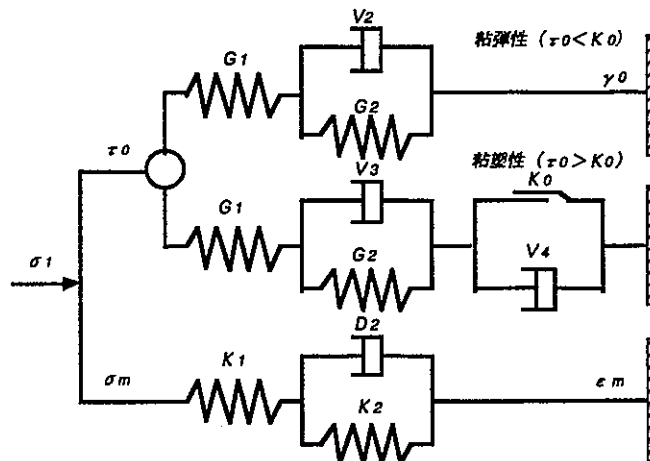


図-2.1.1.10 構成モデル

この解析は、地盤の持つ主な性質（弾性、粘弾性、粘塑性）の3つをモデル化している。ここで、各パラメータは以下のとおりである。

$\tau_0$ : 八面体せん断応力  $\sigma_m$ : 等方応力  $G_1$ : せん断弾性係数

$K_1$ : 体積弾性係数  $G_2, G_3$ : 粘弾性係数  $V_2, V_3$ : 粘性係数

$V_4$ : 粘塑性係数 地盤強度:  $K_0$

地盤のせん断強度 ( $K_0$ ) は、(2.1.4) 式のように等方応力の関数として表す。

$$K_0 = K_0^A + (K_0^B - K_0^A) \times \left\{ 1 - \exp(-\alpha \times \sigma_m) \right\} \quad (2.1.4)$$

ここで、 $K_0^A$ :  $\sigma_m=0$ でのせん断強度  $K_0^B$ :  $\sigma_m=\infty$ でのせん断強度  $\alpha$ : 曲線の形状を表す係数

地盤物性の決定は、以下の手順で行った。

- ① 孔内载荷試験とこれを模擬した軸対称解析から、実測値と解析結果の時間～応力曲線が一致するように物性係数を選定した  $G_1, K_1$
- ② 载荷重  $p=152.0\text{kgf/cm}^2$  の時間～変位曲線から ( $G_2, V_2$ ) を求める
- ③ 载荷重  $p=340.0\text{kgf/cm}^2$  の時間～変位曲線から ( $K_0, V_4$ ) を求める
- ④ 载荷重  $p=540.0\text{kgf/cm}^2$  の時間～変位曲線から②、③で設定した地盤物性の妥当性を検討
- ⑤ ②、③の手順を繰返す

軸対称解析で得た時間～変位曲線を図-2.1.1.11に、設定した地盤物性を表-2.1.1.2に示す。

表-2.1.1.2 地盤物性

| 係 数                         | 記号       | 単 位                   | 物 性 値                   |
|-----------------------------|----------|-----------------------|-------------------------|
| せん断弾性係数                     | $G_1$    | tf/m <sup>2</sup>     | $4.0 \times 10^3$       |
| 体積弾性係数                      | $K_1$    | "                     | $8.75 \times 10^3$      |
| 粘弾性係数<br>( $\tau_0 < K_0$ ) | $G_2$    | "                     | $1.5 \times 10^4$       |
| "                           | $V_2$    | tf/m <sup>2</sup> day | $4.2(1.0 \times 10^3)$  |
| "<br>( $\tau_0 > K_0$ )     | $G_3$    | tf/m <sup>2</sup>     | $1.5 \times 10^4$       |
| "                           | $V_3$    | tf/m <sup>2</sup> day | $4.2(1.0 \times 10^3)$  |
| 粘 塑 性 係 数                   | $V_4$    | "                     | $49.0(1.1 \times 10^3)$ |
| 強 度                         | $K_0^A$  | tf/m <sup>2</sup>     | 10.0                    |
| "                           | $K_0^B$  | "                     | 450.0                   |
| "                           | $\alpha$ | 1/tf/m <sup>2</sup>   | 0.001                   |

( ) 内は修整した物性値を示す。

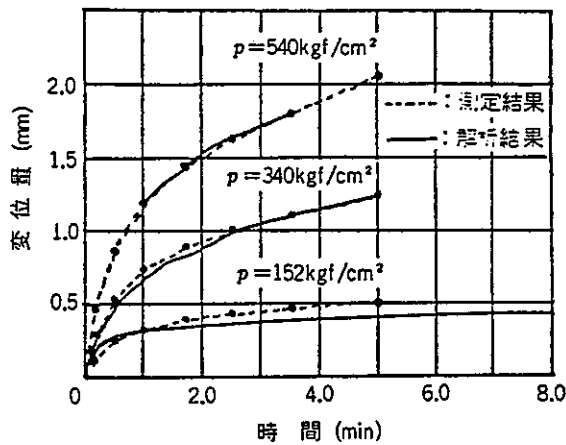


図-2.1.1.11 時間～変位曲線

表-2.1.1.2に示した地盤物性値を用いて、解析を実施した結果、内空変位の収束時間が実際よりも短い結果となった。この原因として、短時間（5～10分）の試験結果から長期（数ヶ月）のクリープ挙動を表現するクリープ定数を外挿することによるものと考えた。そこで、地盤物性のうち、表-2.1.1.2中に括弧書きしたように、粘性係数を修正して、再度解析を実施した。導坑掘削時の挙動解析の結果を図-2.1.1.12に示す。

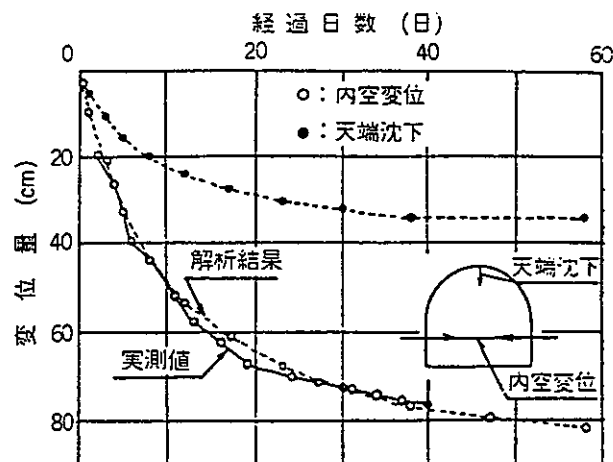


図-2.1.1.12 内空変位の経時変化（導坑掘削）

これから、30日を越えるような空洞の変形挙動を評価する上で、この試験法および解析法が妥当であることが明らかとなった。

#### d) 原位置変形試験<sup>5)</sup>

地下発電所建設時には、事前調査として試掘坑道が建設される。試掘坑道内では岩盤の物性を取得するために変形試験が実施され、同時に定荷重を載荷して岩盤のクリープ定数を求めている。ここでは、東京電力中の沢発電所を例に、原位置変形試験から岩盤のクリープ定数を設定する手順についてに整理する。

東京電力中の沢発電所の地質は、花崗岩を主体としその中にひん岩が貫入している。原位置変形試験は、頂設導坑の待避所で実施した。図-2.1.1.13に原位置変形試験位置及び載荷装置を示す。

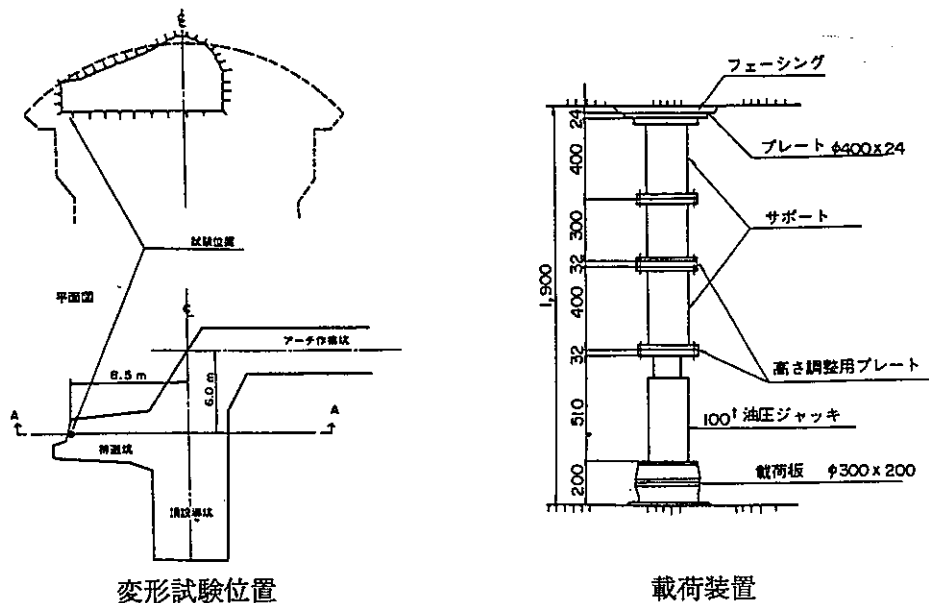


図-2.1.1.13 原位置変形試験位置および載荷装置（中の沢発電所）

試験は、油圧ジャッキ（100t）でφ300mmの載荷板を介して岩盤に荷重を作用させる。変形試験の載荷パターンを図-2.1.1.14に示す。

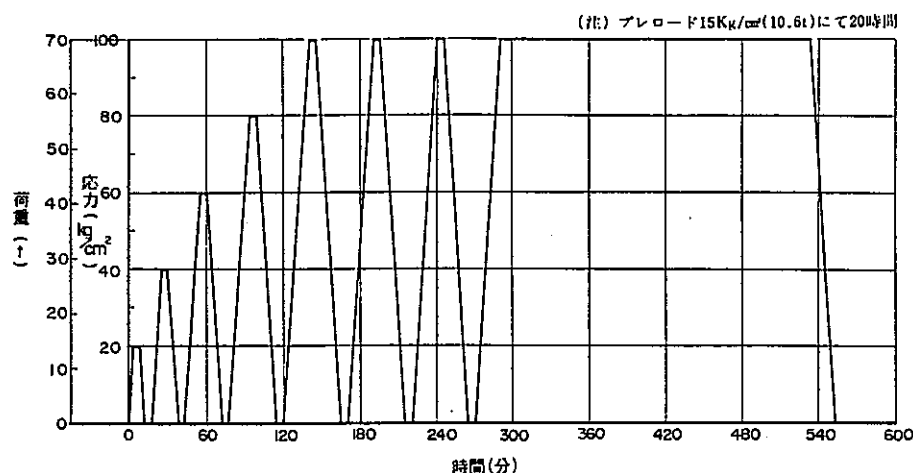


図-2.1.1.14 変形試験載荷パターン

載荷試験での最大荷重及び持続荷重は、FEM弾性解析により、掘削により岩盤に生じる最大応力が100kgf/cm<sup>2</sup>前後であると予想されたことから、これを採用した。荷重速度は5kgf/cm<sup>2</sup>/minとし、荷重増減時の変位量の測定は1分毎とした。クリープ測定は、持続荷重をかけた後、1、3、5、10、20、30分以降30分間隔とし、変位量が連続30分で0になるまで行った。

変形試験から得た、荷重～時間曲線を図-2.1.1.15に示す。

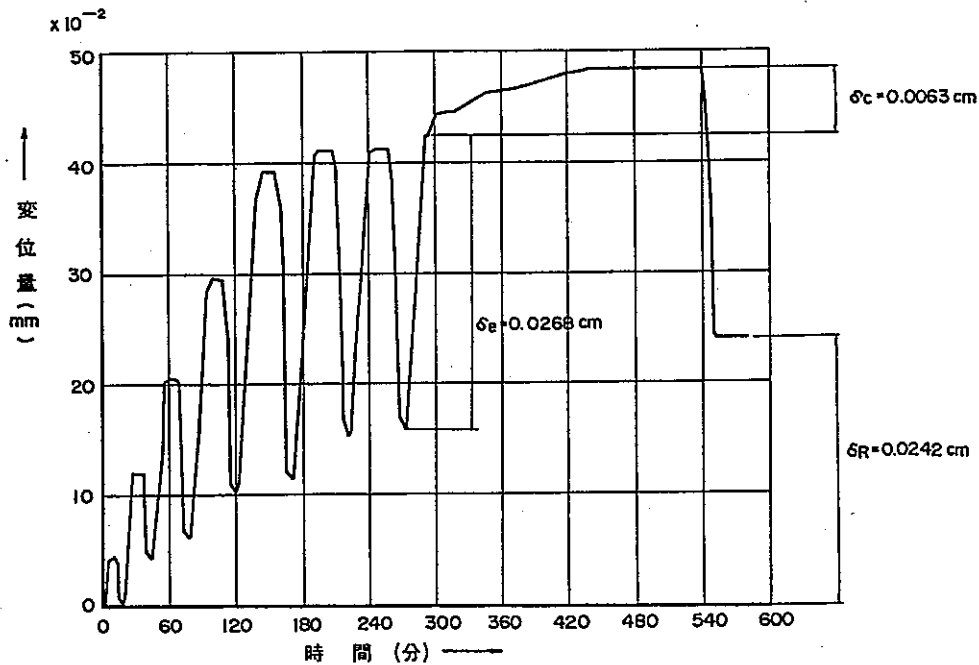


図-2.1.1.15 荷重-時間曲線

地下発電所の設計では、岩盤のクリープ挙動は図-2.1.1.2に示した、3要素粘弾性モデルで評価している。試験結果の整理としては、図-2.1.1.15からクリープ係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を求める。

$$\delta = \delta_e + \delta_c(1 - e^{-\beta t}) = \delta_e + \alpha \cdot \delta_c(1 - e^{-\beta t}) \quad (2.1.5)$$

ここで、 $\delta$ は全変位量、 $\delta_e$ は弾性変位量、 $\delta_c$ は最終クリープ変位量、 $\alpha$ は弾性変位量のクリープ変位量に対する比率であり、 $\beta$ はクリープ速度に関する係数である。クリープに関するパラメータ $\alpha$ は、試験結果から求める。 $\beta$ は(2.1.5)式を変形して得られる(2.1.6)式を基に最小二乗法を適用して求める。

$$\ln \left( 1 - \frac{\delta - \delta_e}{\delta_c} \right) = -\beta t \quad (2.1.6)$$

## (2) 岩盤クリープ試験の課題

ここでは、最初に地下深部岩盤のクリープ定数として、地下発電所の設計値を整理する。次に、処分坑道の設計に必要な岩盤クリープ試験の課題を整理する。

### a) 深部岩盤のクリープ定数

地下発電所の設計で用いた解析物性を表-2.1.1.3に示す。

表-2.1.1.3 地下発電所において使用した解析物性<sup>6)</sup>

| 発電所名  | 地質    | 土被り<br>(m) | 変形係数<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | クリープ定数   |                 |
|-------|-------|------------|--------------------------------|----------|-----------------|
|       |       |            |                                | $\alpha$ | $\beta$ (1/day) |
| 新冠    | 輝緑凝灰岩 | 110        | 240000                         | 0.16     | 0.64            |
| 高見    | 輝緑凝灰岩 | 220        | 30000                          | 0.8      | 0.5             |
| 第二沼沢  | 流紋岩   | 160        | 100000                         | 0.1      | 10              |
| 新高瀬川  | 花崗岩   | 250        | 125000                         | 2        | 0.24            |
| 玉原    | 流紋岩   | 240        | 100000                         | 0.4      | 0.8             |
| 今市    | 砂岩    | 400        | 180000                         | 0.4      | 2               |
| 奥矢作第二 | 花崗岩   | 340        | 150000                         | 0.8      | 1               |
| 喜撰山   | 砂岩    | 250        | 60000                          | 0.16     | 0.64            |
| 奥多々良木 | 流紋岩   | 240        | 75000                          | 0.06     | 40              |
| 奥吉野   | 砂岩    | 180        | 143000                         | 0.3      | 1               |
| 南原    | 花崗岩   | 180        | 60000                          | 0.3      | 0.25            |
| 俣野川   | 花崗岩   | 350        | 200000                         | 0.5      | 2               |
| 本川    | 黒色片岩  | 270        | 80000                          | 0.7      | 1               |
| 大平    | 砂岩    | 280        | 200000                         | 0.17     | 0.9             |
| 天山    | 花崗閃緑岩 | 500        | 250000                         | 0.5      | 1               |

表-2.1.1.3から、発電所の地質とクリープ定数 $\alpha$ との関係を図-2.1.1.16に示す。

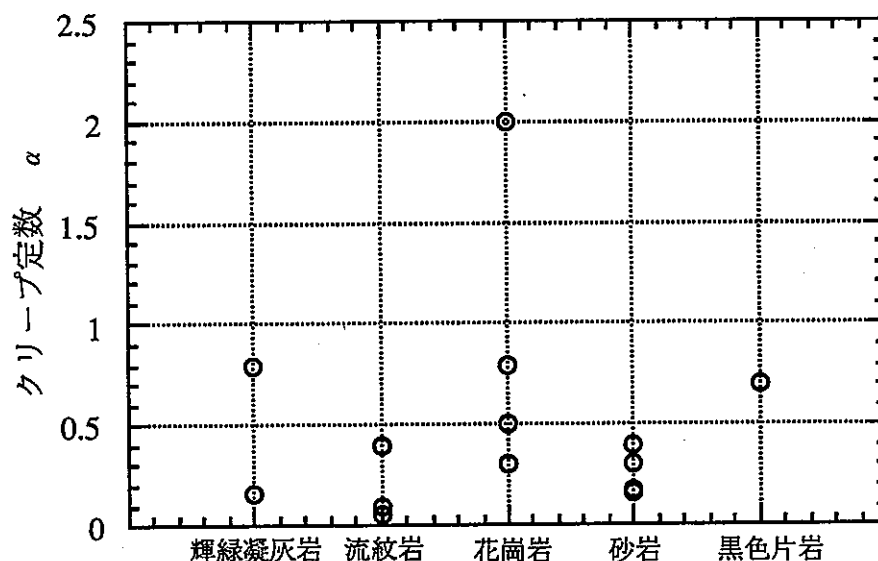


図-2.1.1.16 地質～クリープ定数 $\alpha$

これから、岩盤のクリープ定数は、同一岩種でもその値はばらついていることが分かる。また、岩種毎での傾向を得ることもできない。したがって、クリープ定数 $\alpha$ は、岩種による差と同程度、サイトの差が存在していることが分かる。

図-2.1.1.17に土被りとクリープ定数 $\alpha$ の関係を示す。

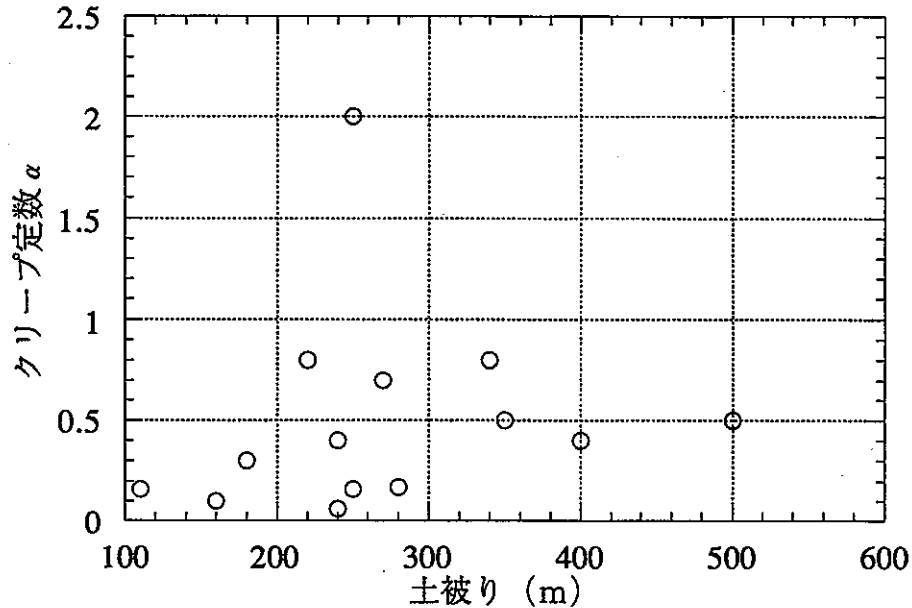


図-2.1.1.17 土被り～クリープ定数 $\alpha$

これからも、クリープ定数 $\alpha$ は土被りと相関が無いことが分かる。図-2.1.1.18にクリープ定数 $\alpha$ と岩盤変形係数の関係を示す。

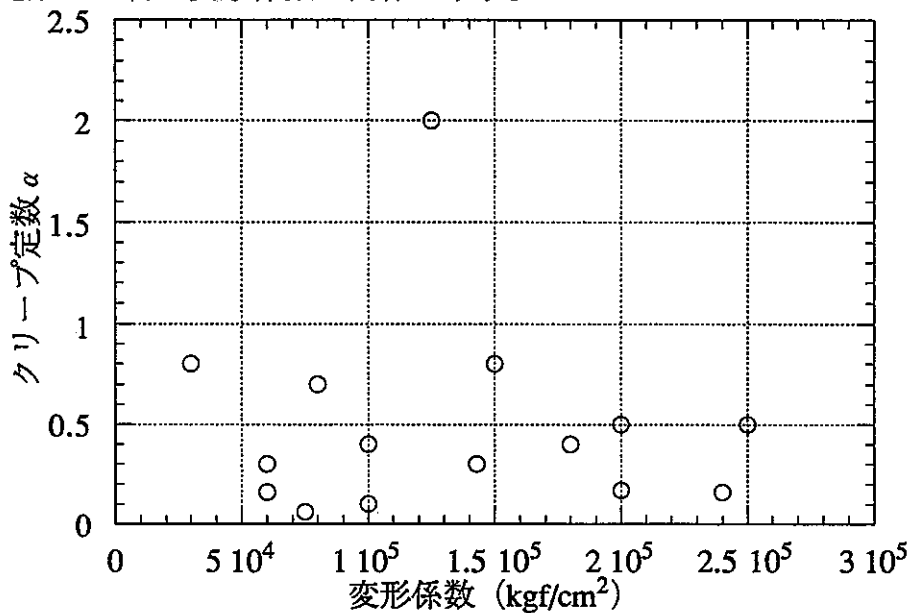


図-2.1.1.18 岩盤変形係数～クリープ定数 $\alpha$

これからも、クリープ定数 $\alpha$ は岩盤の変形係数と相関が無いことが分かる。したがって、クリープ定数はサイト特有な物性値であり、岩種、深度、変形係数が

らこれを決定することは困難である。したがって、処分坑道を建設する岩盤のクリープ定数の取得では、そのサイトを対象とした試験の実施が不可欠である。

#### b)クリープ試験の課題

処分坑道の長期安定性評価に、トンネルや地下発電所といった（耐用年数、数十年）構造物での長期評価手法を適用することには問題がある。岩盤は非常に時間依存性の強い材料であるのにも関わらず、本研究で対象としているような長期間（100～1000年）を対象とした、岩盤の時間依存性に関する情報は無いのが現状であり、また、本研究で評価が必要な、100～1000年の岩盤クリープに対する試験法も確立されていない。また、長期挙動評価手法が確立されたとしても、その妥当性の検証が非常に困難である。したがって、本研究で必要なことは、信頼性の高い、室内試験データの蓄積や岩盤のクリープ長期挙動を対象とした原位置試験、地下深部空洞での長期計測である。また、これらの結果を受けて岩盤の長期クリープ挙動評価モデルを検討することが重要である。

今後、必要な検討項目を以下に示す。

##### ①岩石のクリープ試験

従来から行なわれている手法に準じて、可能な限り長期間のデータを取得する。しかし、数年～数十年に及ぶ試験は実現不可能であるため、既存の試験手法によるデータの蓄積が必要である。試験方法としては、処分坑道掘削時には、岩盤中に大きなせん断応力が発生すること、地下深部岩盤では、岩盤物性に対して、拘束圧の影響を考慮する必要があることから、三軸クリープ試験の採用が考えられる。要求される試験性能としては、

- ・長期間にわたって、データの採取が可能であること
- ・比較的大きな供試体に対応できるように載荷能力に余裕があること
- ・長時間にわたる一定荷重の載荷が可能であること
- ・3次クリープの開始地点の予測が可能であること

が挙げられる。

##### ②岩盤のクリープ試験

基本的には、従来の方法に準じて行なう。クリープの原位置試験では、規模が大きくなり、長期間にわたって、その試験状態が維持されることが必要条件である。それには、地下研究施設を利用して試験を行なうことが有力である。

試験方法としては、以下の2つが考えられる。

- ・空洞を利用して変形を計測する方法（内空変位計測、岩盤内変位計測）
- ・原位置岩盤試験（孔内載荷試験、平板載荷試験）

### ③岩盤長期挙動評価モデルの検討

岩盤のクリープ現象は、以下の4つが要因と考えられる。

- i)持続応力下でのひずみの進行
- ii)掘削後の風化による強度低下に伴う変形の進行
- iii)掘削後の雨水、透水の促進による強度低下による変形
- iv)他地点の掘削による緩みの促進

既往のクリープ評価モデルで対象としているのは、i)の影響だけであり、処分坑道の長期安定性評価では、その他の影響をも考慮する必要がある。したがって、①、②の結果から、長期クリープ評価モデルの構築が必要である。また、処分坑道を念頭においた場合、オーバーパックからの発熱をも考慮する必要があることから、岩盤の高温クリープも検討が必要である。

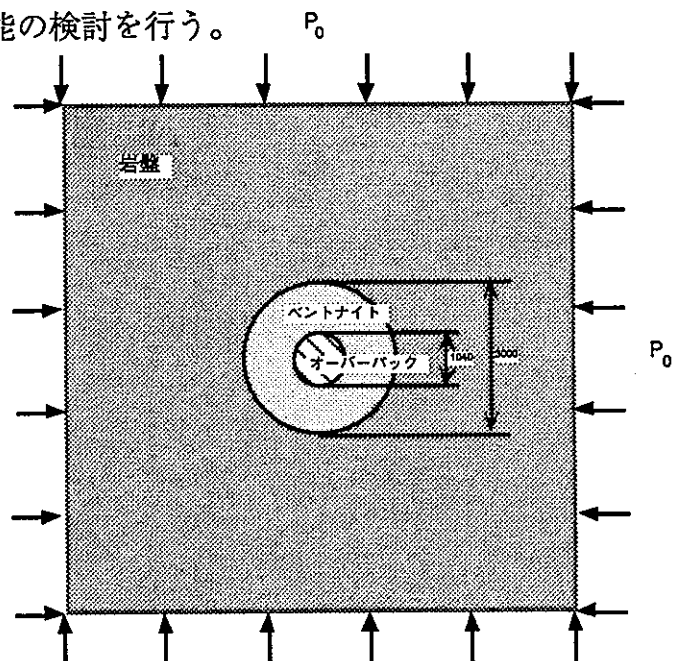
### 2.1.2 解析モデルの検証

既往の研究<sup>1)</sup>において、岩盤クリープを対象とした検討は、理論式による解析が行われている。しかしながら、処分坑道周辺岩盤のクリープ挙動評価手法としては、理論式では検討が困難な、円形以外の処分坑道の表現、異方応力条件の設定、新たなクリープモデルの組み込みが可能であることが必要である。

ABAQUSは、米国のHKS社（Hibitt,Karlson & Sorensen Inc）により開発、サポートされている汎用の有限要素法（FEM）解析プログラムであり、現在、様々な国の企業、研究機関、大学などで使われている。ABAQUSは、広範囲にわたる豊富な解析機能を有しており、また、多くの分野で使用実績があることからプログラムに対する信頼性が高いという利点がある。ABAQUSで実行可能な解析としては、静的及び動的な解析、非線形応力解析をはじめ、定常、非定常熱伝導解析、浸透流・応力連成解析、温度・応力連成解析、固有値解析がある。今年度は、この汎用有限要素法解析プログラムABAQUSを用いて、岩盤クリープ挙動の評価を試みる。

#### （１）検討方法

既往の研究<sup>1)</sup>では、図－2.1.2.1に示す、処分坑道の埋戻し状態を対象として、岩盤のクリープ挙動を理論式で評価し、岩盤壁面変位、ベントナイト、オーバーパック、岩盤内応力の分布状況および、各種パラメータスタディを実施している。今回は、これらの理論解析と同一条件を用いて、ABAQUSの解析を実施し、両者の比較から、その解析機能の検討を行う。



図－2.1.2.1 検討モデル

## (2) 解析条件

### ・解析モデル

空洞の形状は、廃棄体の定置方法として、処分坑道横置方式とすることから、空洞内径  $\phi=3000$  (mm)、オーバーパック  $\phi=1040$  (mm) の円形構造とした。

解析モデルは、理論解析での無限遠境界を表現するために、空洞中心から500mの範囲までを有限要素で評価し、その位置で変位を拘束している。また、荷重条件が対称であることから、岩盤を1/4断面で評価している。

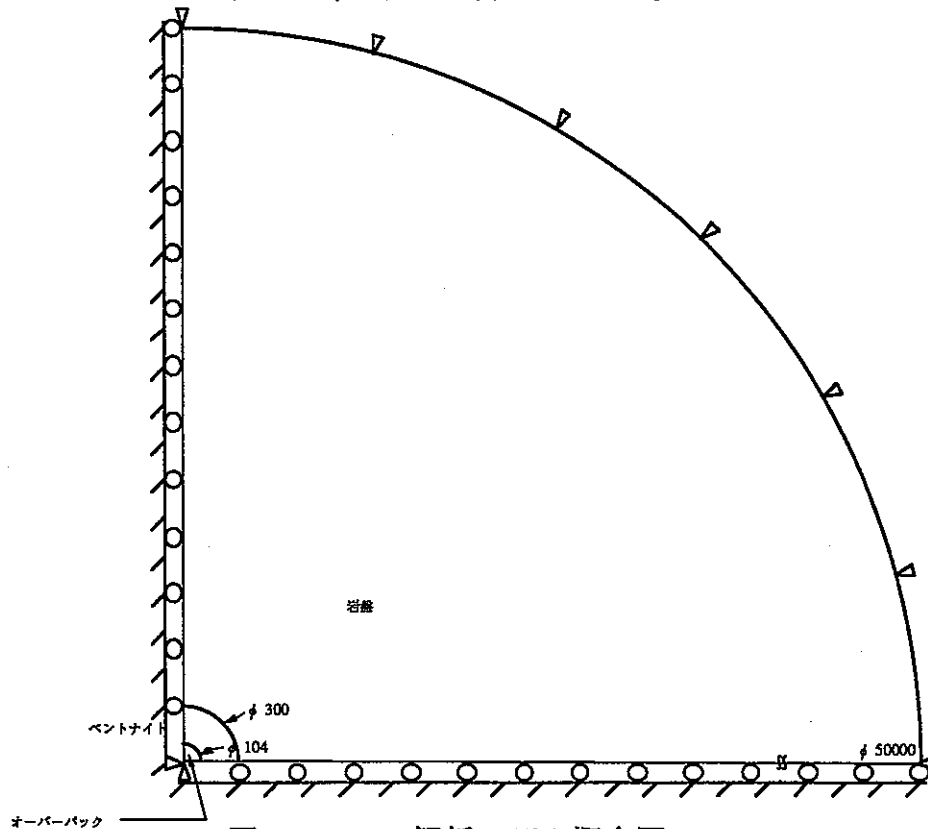


図-2.1.2.2 解析モデル概念図

### ・クリープモデル

岩盤クリープを表現するクリープモデルとして、図-2.1.2.3に示すスタンダードモデルを用いる。このモデルは、クリープを取り扱うものとしては最も一般的で比較的良好に用いられているモデルである。

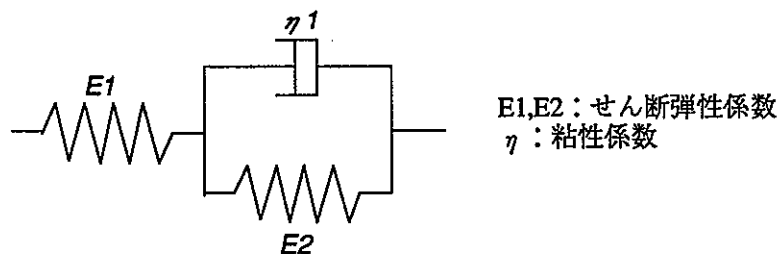


図-2.1.2.3 スタンダードモデル

・解析ケース

解析に用いる定数は、既往の研究<sup>1)</sup>を参考にし、各種パラメータを変化させた。  
解析ケース一覧を表-2.1.2.1に示す。

表-2.1.2.1 解析ケース一覧

| 解析ケース  | 岩盤                     |                           |                        | ベントナイト                 |       | オーバーパック                |       |
|--------|------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------|-------|------------------------|-------|
|        | E1                     | $\eta$                    | E2                     | E                      | $\nu$ | E                      | $\nu$ |
|        | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | (kg · s/cm <sup>2</sup> ) | (kgf/cm <sup>2</sup> ) | (kgf/cm <sup>2</sup> ) |       | (kgf/cm <sup>2</sup> ) |       |
| CASE-1 | 60000                  | 7.00E+06                  | 6700                   | 3400                   | 0.2   | 2.10E+04               | 0.3   |
| CASE-2 | 60000                  | 7.00E+06                  | 6700                   | 1000                   | 0.2   | 2.10E+04               | 0.3   |
| CASE-3 | 60000                  | 7.00E+06                  | 6700                   | 5000                   | 0.2   | 2.10E+04               | 0.3   |
| CASE-4 | 60000                  | 7.00E+04                  | 6700                   | 3400                   | 0.2   | 2.10E+04               | 0.3   |
| CASE-5 | 60000                  | 7.00E+08                  | 6700                   | 3400                   | 0.2   | 2.10E+04               | 0.3   |

ここで、岩盤のポアソン比は0.5としている。

(3) 理論解析

理論解析では、解析モデル条件として図-2.1.2.1に示すような条件で、オーバーパック、ベントナイト、岩盤の応力および変位は、以下の式で表現できる。

〔岩盤〕

$$\begin{aligned}\sigma_r^R &= P_b \left( \frac{b^2}{r^2} \right) + P_0 \left[ 1 - \left( \frac{b^2}{r^2} \right) \right] \\ \sigma_\theta^R &= -P_b \left( \frac{b^2}{r^2} \right) + P_0 \left[ 1 + \left( \frac{b^2}{r^2} \right) \right] \\ u_r^R &= \left( \frac{b^2}{r^2} \right) M P_b(t)\end{aligned}$$

〔ベントナイト〕

$$\begin{aligned}\sigma_r^B &= P_b \left[ \frac{b^2}{a^2 + T b^2} \right] \left[ \frac{a^2}{r^2} + T \right] \\ \sigma_\theta^B &= P_b \left[ \frac{b^2}{a^2 + T b^2} \right] \left[ -\frac{a^2}{r^2} + T \right] \\ u_r^B &= r P_b \left[ \frac{b^2}{a^2 + T b^2} \right] \left[ -C \frac{a^2}{r^2} + D T \right]\end{aligned}$$

〔オーバーパック〕

$$\begin{aligned}\sigma_r^S &= \sigma_\theta^S = \left[ \frac{1+T}{a^2 + T b^2} \right] P_b \\ u_r^S &= \frac{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}{E_s} r \frac{(1+T)}{a^2 + T b^2} b^2 P_b\end{aligned}$$

上式中の各変数は、以下の式で算出できる。

$$T = \frac{(1 + \nu_B) E_S + (1 + \nu_S) (1 - 2\nu_S) E_B}{(1 + \nu_B) (1 - 2\nu_B) E_S - (1 + \nu_S) (1 - 2\nu_S) E_B}$$

$$C = \frac{(1 + \nu_B)}{E_B}$$

$$D = \frac{(1 + \nu_B) (1 - 2\nu_B)}{E_B}$$

$$P_b(t) = P_0 \left[ I_1 \left\{ 1 - \exp \left( \frac{-t}{I_3} \right) \right\} + \left( \frac{I_2}{I_3} \right) \exp \left( \frac{-t}{I_3} \right) \right]$$

$$I_1 = \frac{1}{1 + \left\{ M E_1 E_2 / (E_1 + E_2) \right\}}$$

$$I_2 = \frac{\eta_2}{M E_1 E_2 + E_1 + E_2}$$

$$I_3 = \frac{\eta_2 (M E_1 + 1)}{M E_1 E_2 + E_1 + E_2}$$

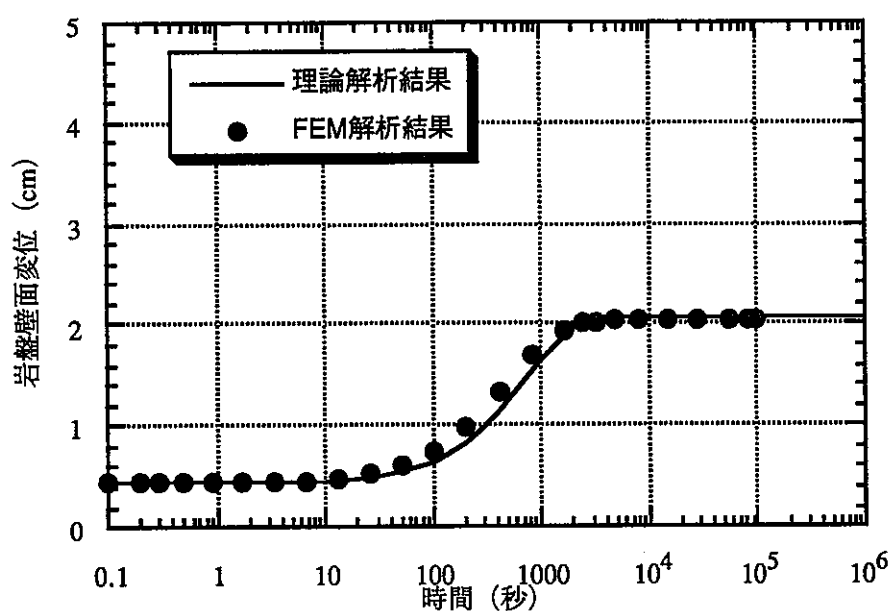
ここで、aはオーバーパック、bは空洞半径である。

#### (4) 解析結果および考察

##### a) 岩盤壁面の変形量の経時変化

岩盤壁面とベントナイト境界での変形について検討を行なった。CASE-1の岩盤壁面とベントナイト境界での変位－時間曲線図を図－2.1.2.4に示す。

これから、クリープが約10秒で開始され、約10000秒（約3時間）で収束している。図中には、理論解析結果も同時にプロットしており、ABAQUSによる有限要素法を用いた解析結果と良い一致をみている。



図－2.1.2.4 岩盤壁面、ベントナイト境界での変位－時間（log）曲線

#### b) ベントナイトの特性変化による岩盤壁面の変形量

ベントナイトは、廃棄体の熱による変質・熱変化、地下水の流入・流出、オーバーパックの沈下・腐食膨張に伴う密度変化などの現象が生じるため、ベントナイトの諸特性が経時的に変化する恐れがある。そこで、その諸特性を変化させ、岩盤のクリープ挙動が人工バリアによってどのような影響を受けるかを調べるためにCASE-1の物性値を基本に、ベントナイトの物性を変化させた。(CASE-2,3)

解析結果を図-2.1.2.5に示す。

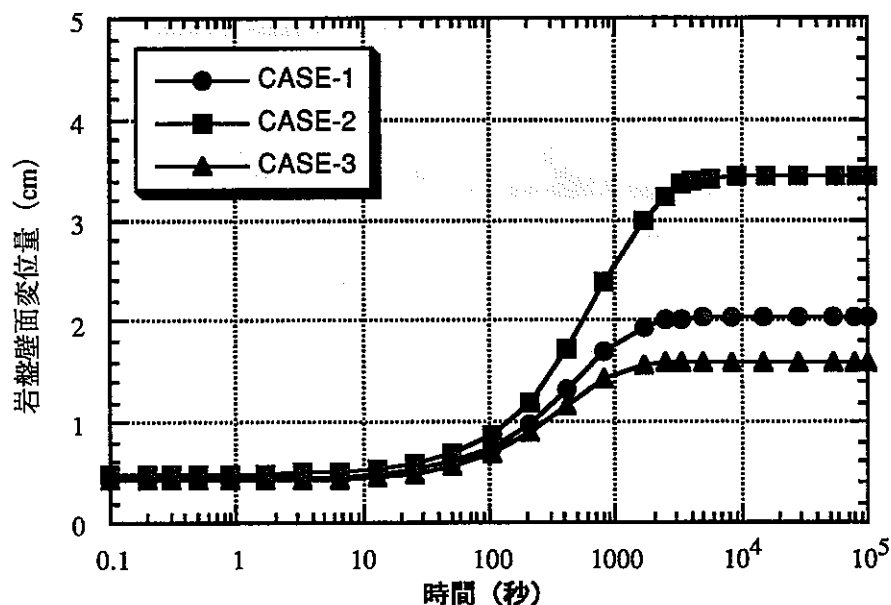


図-2.1.2.5 ベントナイトの弾性係数の変化によるクリープ曲線

これから、岩盤の変形量はベントナイトの物性に大きく依存しており、最終変位量も1.5cm～3.4cmの相違がある。当然のことながら、今回用いたスタンダードモデルでは、そのクリープの収束時間は、クリープ係数 $\beta$ によって定まるため、このパラメータスタディの結果では変位の収束時間については、3ケースで相違が生じていない。

#### c) 岩盤の粘性係数の変化による岩盤壁面の変位量

CASE-1の物性値を基本に、粘性係数のオーダーを変化させて解析を行った。

(CASE-4,5) 解析結果を図-2.1.2.6に示す。

これから、粘性係数が大きくなるに従って、次第にクリープ変形の収束時間が大きくなることがわかる。

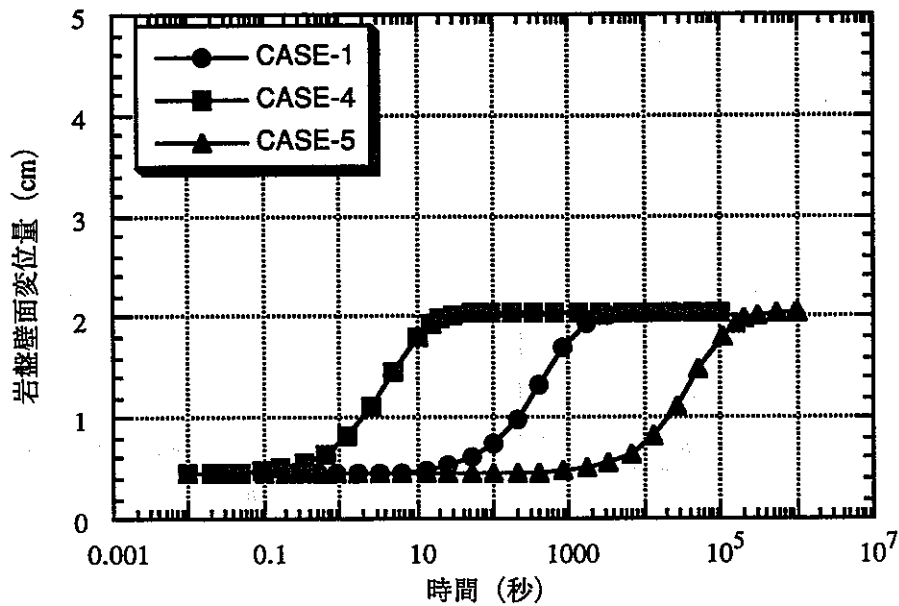


図-2.1.2.6 粘性係数の変化によるクリープ曲線

d) 応力分布

図-2.1.2.7にCASE-1の応力分布図を示す。

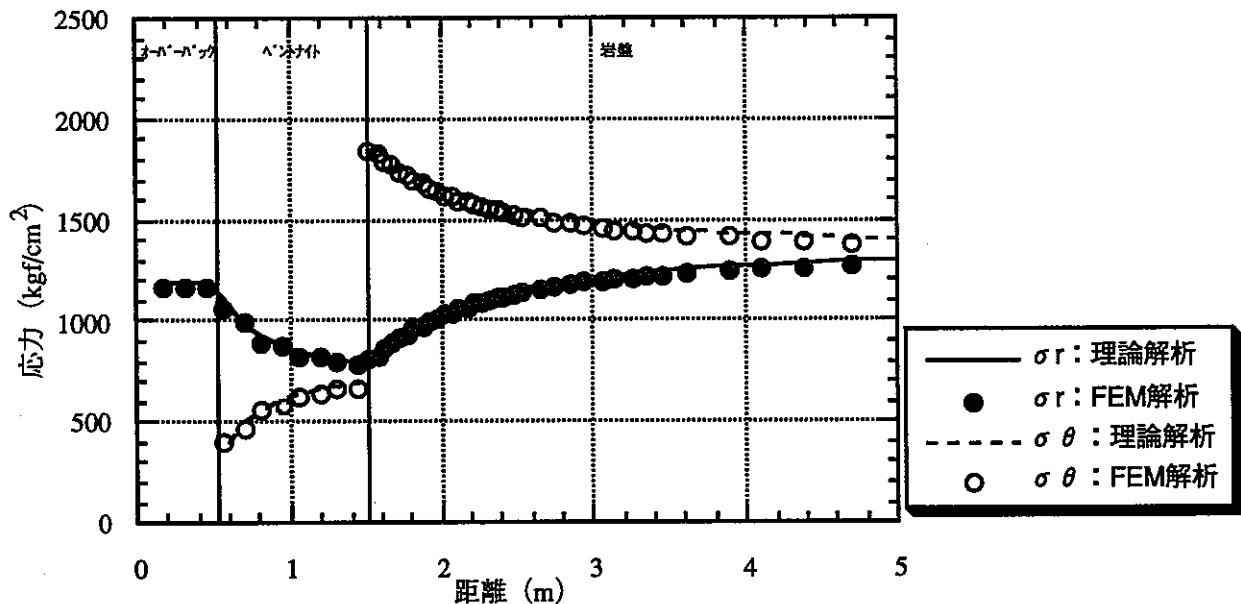


図-2.1.2.7 応力分布図（理論解析、FEM解析）

ここで、図中には理論解析による結果も同時に示した。

これより、有限要素解析による結果と理論解析結果は良く一致しており、ABAQUSによるクリープ解析機能が確認できた。

ベントナイトの物性の相違による応力分布への影響を見るために、図-2.1.2.8に、CASE-1~3で得た応力分布図を示す。

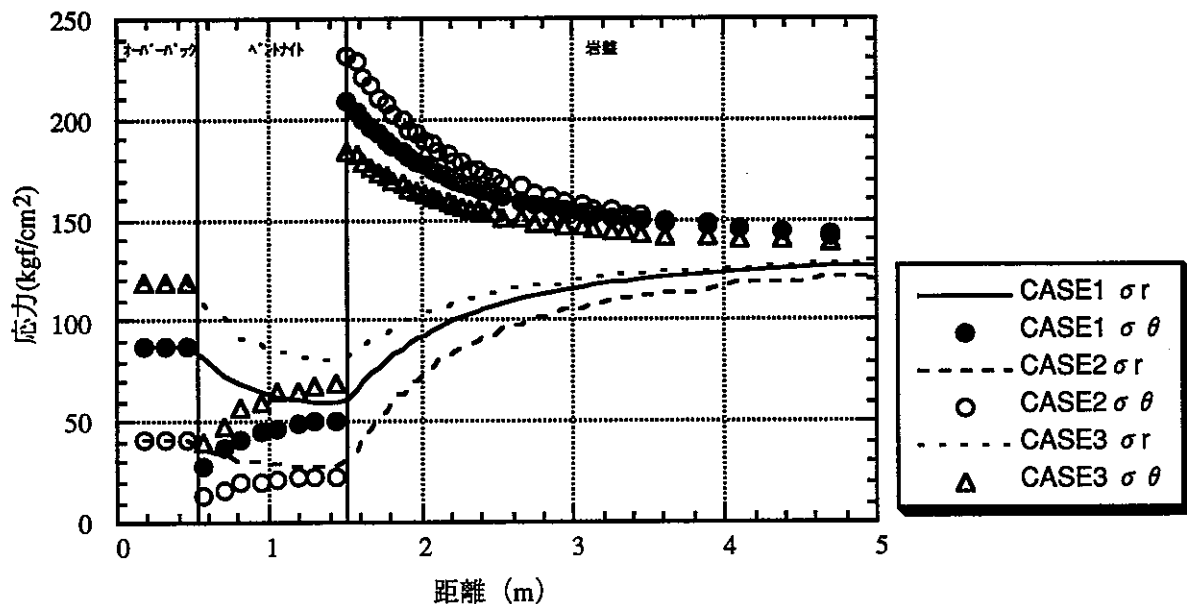


図-2.1.2.8 ベントナイトの特性変化による応力分布図 (T=1000秒)

これから、CASE-2→1→3と、ベントナイトの変形係数が大きくなるにつれて、岩盤内では、半径方向の応力に対しては大きくなり、周方向の応力は小さくなる傾向が分かる。また、オーバーパックへ作用する応力は、ベントナイトの変形係数が大きくなると大きくなっている。

#### (5) まとめ

処分坑道を対象とした岩盤の長期挙動評価項目の一つである、クリープ変形の評価手法として、汎用有限要素法解析プログラム (ABAQUS) を対象にその解析機能の検討を実施した。その結果、理論解析と一致した解を得ることができ、この解析機能の有効性が確認できた。

今後の検討項目を以下に示す。

- ・ 異方応力条件下での岩盤のクリープ挙動
- ・ オーバーパック、ベントナイトの弾塑性の表現
- ・ 実施工を反映した解析の実施
- ・ 岩盤クリープモデルの解析機能への導入
- ・ 粘弾塑性理論の解析への導入

## 2.1 の参考文献

- 1) PNCPJ 1449 92-001 ニアフィールドの応力評価手法の開発
- 2) 岩盤挙動の予測と実態 土質工学会編 土質基礎工学ライブラリー33 1990
- 3) 軟岩評価 ―調査・設計・施工への適用― 土木学会 1992.11
- 4) トンネルと地下 押し出し性地盤の孔内載荷試験と解析 長崎港臨港道路鳴鼓トンネル Vol.18.5 1987.5
- 5) 高瀬川電源開発工事 中の沢発電所工事報告 東京電力 1981.pp.64-73
- 6) 電力施設地下構造物の設計と施工 社) 電力土木技術協会 1986.3

## 2.2不安定現象についての文献調査

地層処分場の処分坑道は、地下数百m以深に設けられることとなっている。このような地下深部において人工バリアおよびその周辺岩盤の安定性を検討するにあたり、地下深部において発生する特有の問題を予め想定しておく必要がある。

処分場は空洞の掘削時、埋戻し前、埋戻し後の3つの段階で空洞の安定性を確保しておくことが必要である。既往の研究では、処分場の掘削時から埋戻し後までの空洞の不安定化因子と不安定現象を図-2.2.1のようにまとめている<sup>1)</sup>。

ここでは、処分場建設時以降、長期的に考えられる人工バリア周辺岩盤の崩壊現象を検討する際の参考とするため、既存のトンネルや地下空洞を対象に、建設時およびそれ以降に発生した不安定現象の規模と原因を整理した。

| 不安定化因子             | 不安定現象   | 掘削時   | 埋戻し前    | 埋戻し後     |
|--------------------|---------|-------|---------|----------|
|                    |         | 0～10年 | 10～100年 | 100～年    |
| 空洞掘削時の<br>応力変化     | 山はね     | 空洞崩壊  |         |          |
|                    | 盤膨れ     | 空洞狭小化 |         |          |
| 岩石の<br>レオロジー<br>特性 | クリープ破壊  |       | 空洞狭小・崩壊 | バリア性能劣化  |
| 物理化学的<br>環境因子      | 膨潤      |       |         |          |
|                    | 膨張性地圧   |       |         |          |
|                    | 風化      |       |         |          |
| 地下水移動              | 浸食      |       |         |          |
|                    | 間隙水圧変化  |       |         |          |
| 地核変動               | 地殻ひずみ増加 |       |         | 岩盤のバリア劣化 |
|                    | 地殻運動    |       |         | バリア性能劣化  |

図-2.2.1 処分場における空洞の不安定現象とその発生要因

### 2.2.1 不安定現象

不安定現象には、壁面変位が単に設計許容値を超えるものから、空洞周辺の一部の崩落、壁面変位の継続的な進行、山はねといった空洞の大崩落まで多くの段階がある。ここでは、不安定現象についてその概略を整理する。

#### (1) 崩落現象

崩落現象は、空洞壁面の一部の岩盤が抜け落ちることを言う。そのほとんどは無支保の空洞や掘削切羽近くで未だ支保が打設されていない箇所で発生し、岩盤不連続面の分布状態によることが多い。

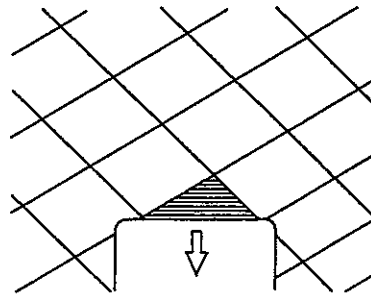


図-2.2.1.1 崩落現象概念図<sup>2)</sup>

#### (2) 支保の破壊

静水圧的な地圧 $P$ を受ける岩盤に半径 $a$ の円形トンネルを掘削した場合を考える。このとき、トンネル内から圧力 $P_i$ が作用し、岩盤を変形係数 $E$ ポアソン比 $\nu$ の弾性体と仮定すると解析解から、トンネル壁面の変位量 $u_a$ は次式で表わされる。

$$u_a = \frac{1+\nu}{E}(p - p_i) a$$

上式で $p=p_i$ の場合は掘削以前の状態を示し、 $p_i=0$ の場合には空洞が掘削され自由面となった時を示す。 $p_i$ を $p$ から0まで変化させた時の $p_i \sim u_a$ の関係を地山特性曲線と呼ぶ。岩盤の破壊後の特性を完全塑性体と仮定すると、弾性体の地山特性曲線から離れることとなる。図-2.2.1.2に地山特性曲線（完全塑性体）を示す。

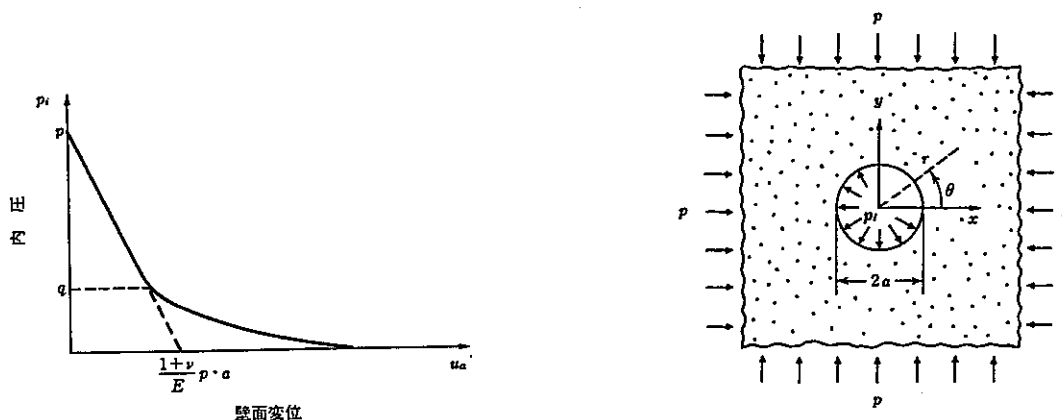


図-2.2.1.2 地山特性曲線（完全塑性体）<sup>2)</sup>

この地山特性曲線を用いると、支保の破壊現象は次の様に説明できる。空洞の掘削過程を考え、支保が掘削過程の壁面変位が $u_0$ の時に設置されたとする。支保工設置後の壁面変位量 $(u-u_0)$ は支保変位量 $u'$ と等しくなるから、壁面変位が進行すれば、支保圧が図-2.2.1.3に示す支保特性曲線にしたがって発生する。地山特性曲線と支保特性曲線の交点が空洞安定の平衡点となる。この地山特性曲線が、破壊領域でのゆるみ現象や強度低下、変形の時間依存性によって地山特性曲線が変化した場合、支保圧が増加し、支保が破壊に至る。

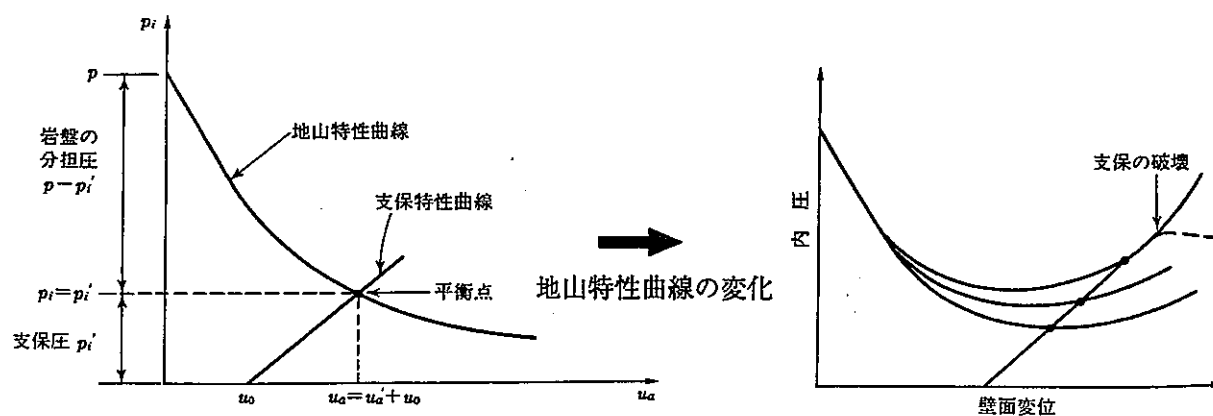


図-2.2.1.3 地山特性曲線の変化と支保の破壊<sup>2)</sup>

### (3) 山はね

壁面変位が急速に増加する不安定現象のなかでも破壊領域などが大音響とともに地震動をともなって急激に空洞側へ飛び出す現象が山はねである。山はねの破壊様相や規模には種々なものがあるが、図-2.2.1.4に示すように、炭鉱の沿層坑道で発生した山はねのように大規模なものでは一瞬に空洞が埋尽くされることもある。

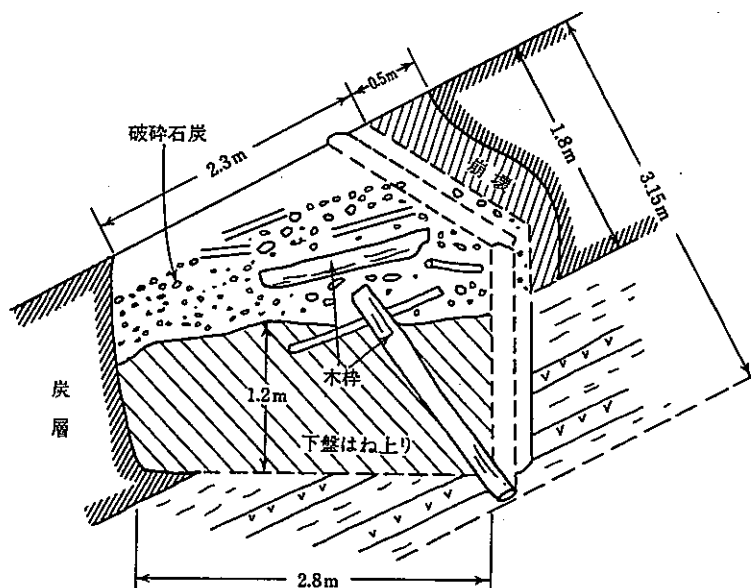


図-2.2.1.4 炭鉱における山はねの例<sup>2)</sup>

山はねの基本メカニズムは図-2.2.1.5に示すように考えられている。

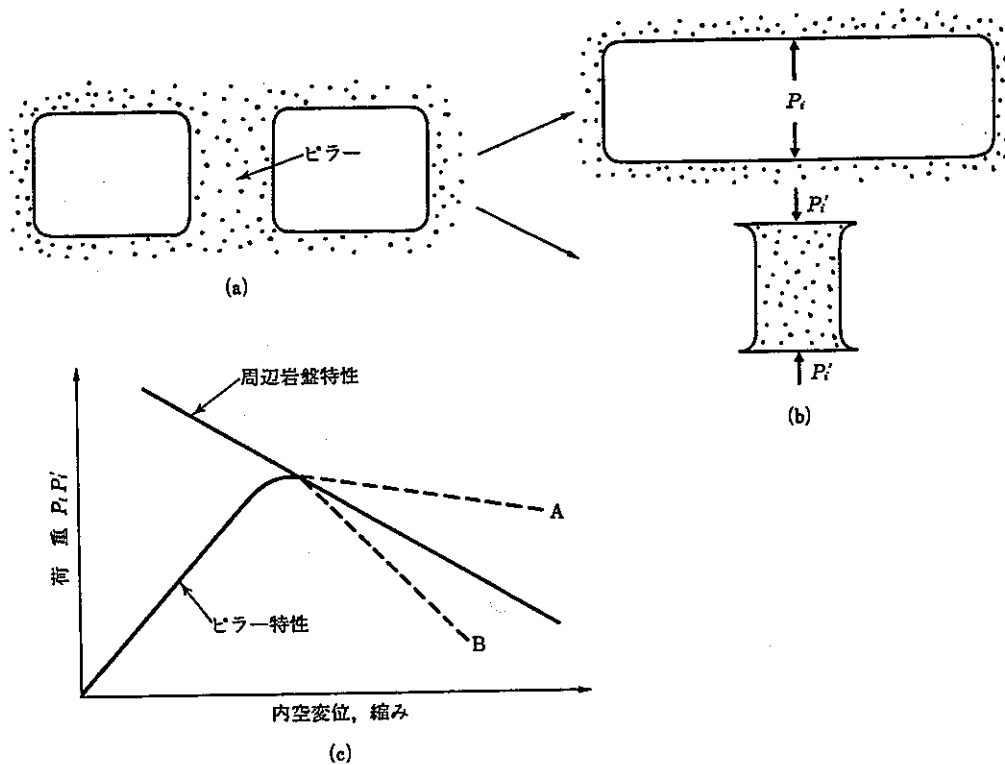


図-2.2.1.5 山はね現象のメカニズム

(a) 2つの空洞の間にあるピラーを考える

(b) ピラーと岩盤を個々に考えて、空洞、ピラーそれぞれに荷重 $P_i$ を作用させる。

(c) 荷重 $P_i$ と変位関係を示すと、周辺岩盤特性曲線とピラー特性曲線の2つを書くことができる。

ピラーの特性曲線が、図中のAのようであればピラーの耐荷力は周辺岩盤から受ける力を上回ることになるので、ピラーの破壊は緩やかなものとなる。Bのような破壊特性であると、周辺岩盤はピラーの破壊を進行させるエネルギーを供給し、ピラーを激しく破壊する。

既往の研究<sup>3)</sup>によれば、山はねのエネルギーは地圧によって岩盤が変形する時に内部に蓄えられるエネルギーによるものと考えられている。例えば、岩石が軸方向に一様な荷重 $P$ を受けた場合、岩石の単位体積あたりに蓄積されるエネルギーは $W = \frac{P^2}{2E}$ で与えられる。一軸圧縮状態の場合、単位体積の岩石が蓄えうる荷重 $p$ は一軸圧縮強度 $S_c$ であるから、上式の $p$ を $S_c$ と置き換えると $W = \frac{S_c^2}{2E}$ となる。したがって、この値が大きいものほど、激しい破壊つまり山はねの起こしやすさの一指標として報告されている。

表-2.2.1.1に各種岩石の蓄積可能なひずみエネルギー ( $S_c^2/2E$ ) の算出例を示す。表中には、山はねが生じたものをシェードで示している。

表-2.2.1.1 各種岩石の $Sc^2/2E$ 値と山はね発生の有無<sup>3)</sup>

| 岩種    | Sc<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | E (×10E4)<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $Sc^2/2E$ |
|-------|------------------------------|-------------------------------------|-----------|
| ドロマイト | 1046                         | 96                                  | 0.57      |
| 石灰岩   | 1177                         | 74                                  | 0.94      |
| 安山岩   | 356                          | 16                                  | 0.40      |
| 凝灰角礫岩 | 255                          | 15                                  | 0.22      |
| 片麻岩   | 1634                         | 74                                  | 1.80      |
| 灰鉄輝石  | 1847                         | 96                                  | 1.78      |
| 石灰岩   | 860                          | 70                                  | 0.53      |
| 石灰岩   | 510                          | 63                                  | 0.21      |
| 石灰岩   | 135                          | 74                                  | 0.01      |
| 磁硫鉄鉱  | 1230                         | 73                                  | 1.04      |
| 緑泥片岩  | 1764                         | 40                                  | 3.89      |
| 石墨片岩  | 1150                         | 30                                  | 2.20      |
| 石英閃緑岩 | 2651                         | 41                                  | 8.57      |
| チャート  | 5975                         | 84                                  | 21.25     |
| 珪岩    | 2562                         | 81                                  | 4.05      |
| 粗粒玄武岩 | 2268                         | 94.5                                | 2.72      |
| 石炭    | 450                          | 2.4                                 | 4.22      |
| 石炭    | 70                           | 1.1                                 | 0.22      |

 山はね発生

## 2.2.2 調査結果

地下空洞を対象に不安定現象の報告例を文献調査した。その結果、報告の大部分は建設時の不安定現象であり、建設後の長期間（100年程度）の不安定現象は報告されていない。この理由の一つとして、例えば鉱山の活動は鉱石を採掘する作業であるため、鉱石を掘り取ってしまった後は、保安上早期に充填や崩落採掘法によって空洞を閉合してしまうためである。ここでは、文献調査の結果からトンネル（鉄道、道路）、地下発電所、鉱山の建設時に発生した不安定現象について整理する。

### (1) トンネル

#### a) 膨張性地山<sup>4)</sup>

岩手県九戸郡九戸村に位置する折爪トンネルは延長約2300m、掘削断面積が72～93m<sup>2</sup>の2車線道路トンネルである。トンネル被りは最大100mでNATMで施工された。測点STA98+89.22では、掘削後2週間で天端沈下が620mm、内空変位が520mmと異常値を示したため、吹き付けコンクリートによる仮閉合を実施した。しかしながら、掘削作業の再開により、変位は引き続き進行し、最終的に縫返し厚は約1.5～2.0mとなった。この不安定現象の対処方法として、掘削方式を円形導坑先進に変更した。

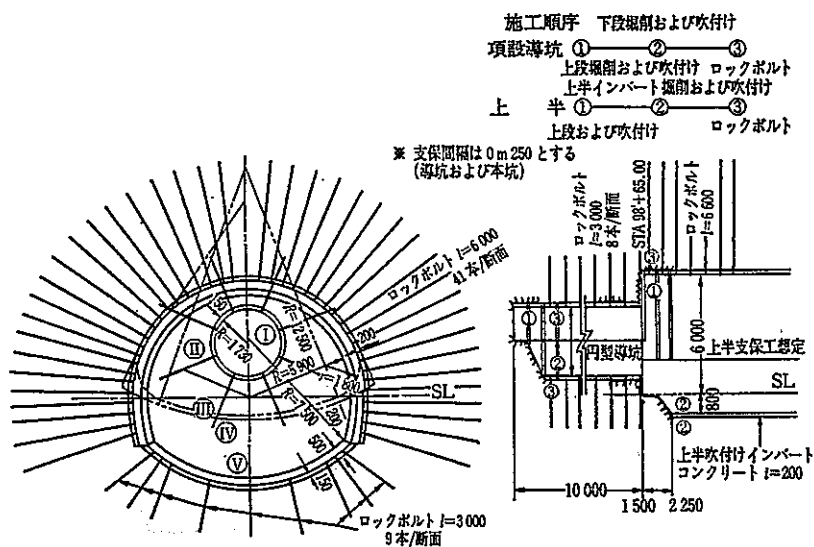


図-2.2.2.1 円形導坑方式標準断面<sup>4)</sup>

現象の原因 地山特性曲線の変化

現象の発生時期および期間 建設工事期間（掘削初期）

対処方法 掘削方法の変更、支保工の増設

#### b)強破碎帯<sup>4)</sup>

恵那山トンネルは、長野県と岐阜県を結ぶ延長8,625mのトンネルである。地質は褶曲、熱水変質作用を受けた花崗岩からなっている。変状が確認された長平沢断層の地質は非常に変化が激しく、全般に熱水変質作用を受けて非常にぜい弱になっている。

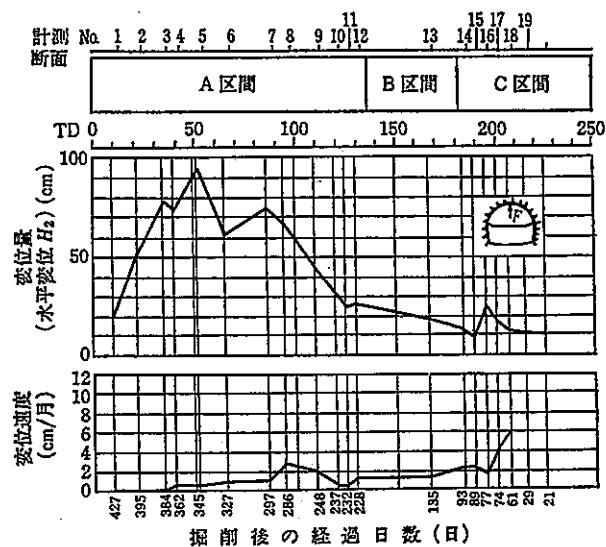


図-2.2.2.2 各計測断面の天端沈下および変位速度<sup>4)</sup>

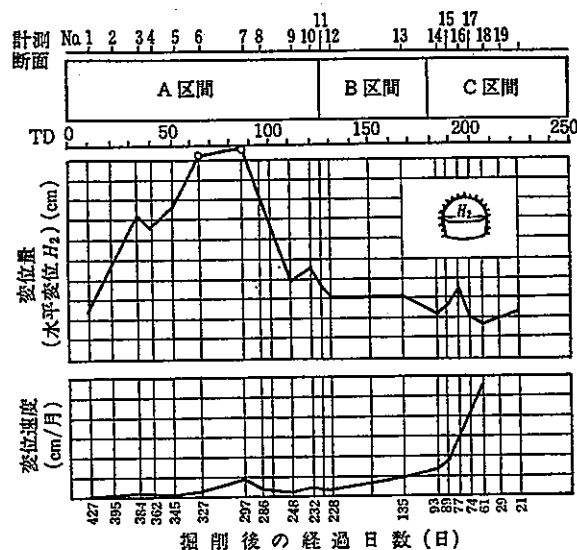


図-2.2.2.3 各計測断面の水平変位および変位速度<sup>4)</sup>

上図から、天端沈下量が約43～94cm,水平変位が40～103cmであったことが分かる。  
変形抑止対策として、下半脚部およびインバート部変状補修、長尺ボルトによる増打ちを実施した結果、掘削後約200日で変位は収束した。

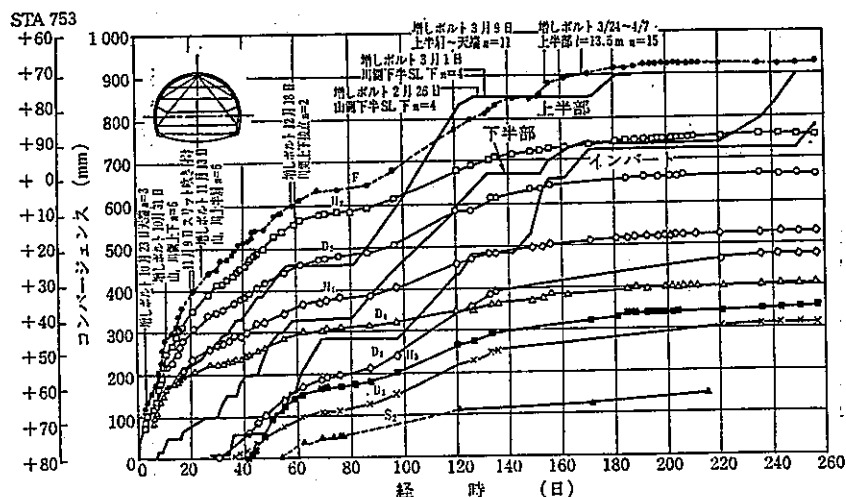


図-2.2.2.4 内空変位経時変化<sup>4)</sup>

現象の原因 地山特性曲線の変化

現象の発生時期および期間 建設工事期間 (掘削後～約250日)

対処方法 掘削方法の変更、支保工の増設

#### c)まとめ

不安定現象を示したトンネル事例から、その原因、発生時期、対処方法は以下のとおりである。

- ・原因 掘削によって、トンネル周辺の岩盤が塑性化した結果、地山特性曲線が変化し継続的な変位が発生
- ・発生時期および期間 掘削直後に発生し、不安定現象は直後から数ヵ月程度まで継続
- ・対処方法 掘削方法の変更、支保工の増設

## (2) 地下発電所

地下発電所において発生した不安定現象について以下にまとめる。

### a) 新高瀬川発電所<sup>5)</sup>

発電所本体の盤下げ掘削が17.5m（盤下げ全高さの約40%）行われたとき、空洞中央部の天井アーチコンクリートの川側アバット部の表面付近が局部的に圧壊した。原因としては、川側アーチ上部に存在する破碎帯（厚さ1.5～2.0m）に沿って、天井直上の岩盤が変位したため、接線方向に一軸的な圧縮応力が集中し、更にアバット部が内空へはらみ出したことによってアーチアバット内側の応力が増大した。

対策としては、圧壊したアーチコンクリートを打設し直し、PSアンカー工により破碎帯背面の堅岩部まで30tf/m<sup>2</sup>の接線方向力を導入し集中応力を周辺に分散させた。

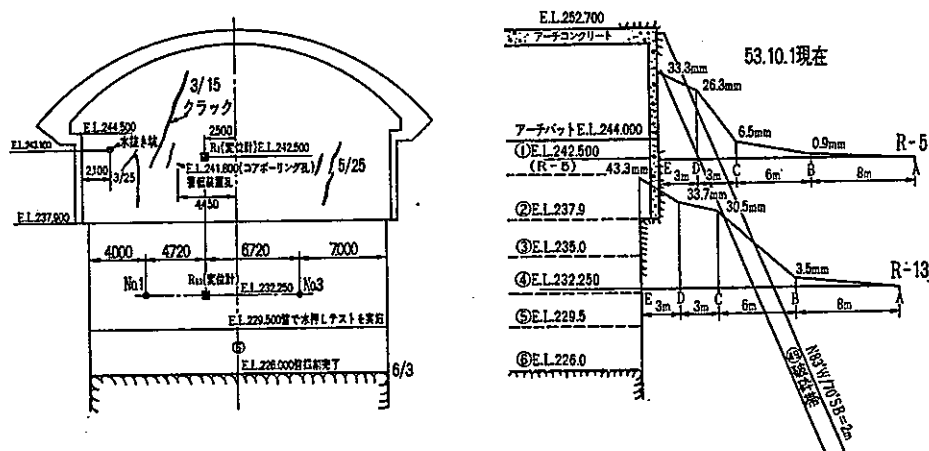
現象の原因 破碎帯に沿った岩盤変位

現象の発生時期および期間 建設工事期間（掘削初期）

対処方法 支保工の増設

### b) 奥矢作第二発電所<sup>5)</sup>

発電所本体の盤下げ掘削が3リフトの途中まで行われたとき、岩盤変位計R-5が異常変位を示し、側壁コンクリートにクラックが発生した。調査ボーリングを実施した結果、試掘坑道で発見した破碎帯が予想よりも大きく、また妻壁側に設置する排水立坑掘削の影響によるものと判断された。



図－2.2.2.5 妻壁クラックと岩盤変位計の位置<sup>5)</sup>

側壁部のスベリ面を想定してPS工による補強を実施した。その結果、アンカー緊張後に変位は収束した。（図－2.2.2.6）

現象の原因 破碎帯

現象の発生時期および期間 建設工事期間（掘削初期）

対処方法 支保工の増設

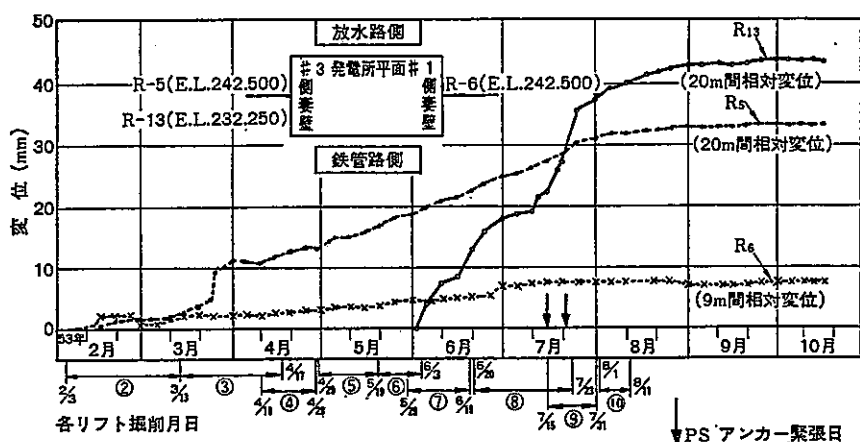


図-2.2.2.6 妻壁岩盤変位計計測結果<sup>5)</sup>

c) 下郷発電所<sup>5)</sup>

発電所本体の盤下げ掘削がE.L.328mに達した時、側壁部のはらみだしが確認された。PS工の軸力計測結果も増加を示した。側壁部のはらみだしをできるだけ小さくするために、発破方法、薬量制限、壁面防護工のサイクルを改善したにも関わらず、岩盤変位は増加し続けた。

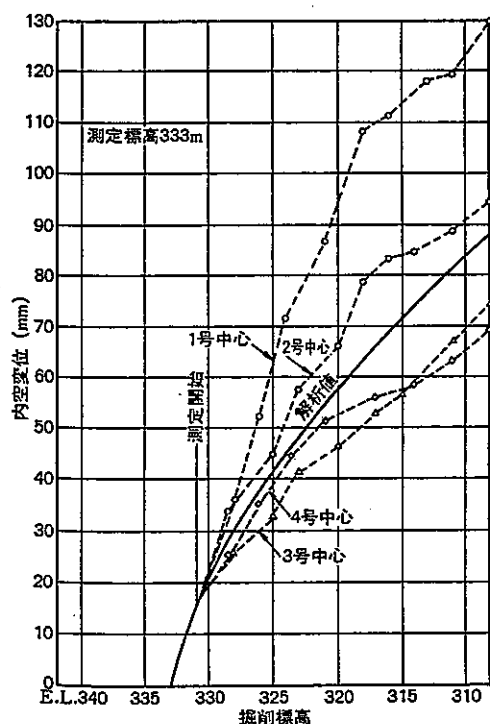


図-2.2.2.7 内空変位の解析値と計測値<sup>5)</sup>

この原因としては、地山斜面方向応力と土被り圧に対する応力比が約3と極めて大きいため、側壁岩盤壁面変位が大きく出やすい状況となっていた。この部分の導入プレストレスの不足が原因と考え、ロックボルト、PSアンカーの増打ちを実施した。変位はこれにより収束した。この不安定現象は局所的なものであり、同一発電所空洞内でも他の箇所ではこのような不安定現象は確認されなかった。

現象の原因 応力状態（応力集中）

現象の発生時期および期間 建設工事期間（掘削初期）

対処方法 支保工の増設

#### d)地下発電所における不安定現象のまとめ

下郷発電所の側壁岩盤の変位挙動を約3年間計測結果が報告されている。

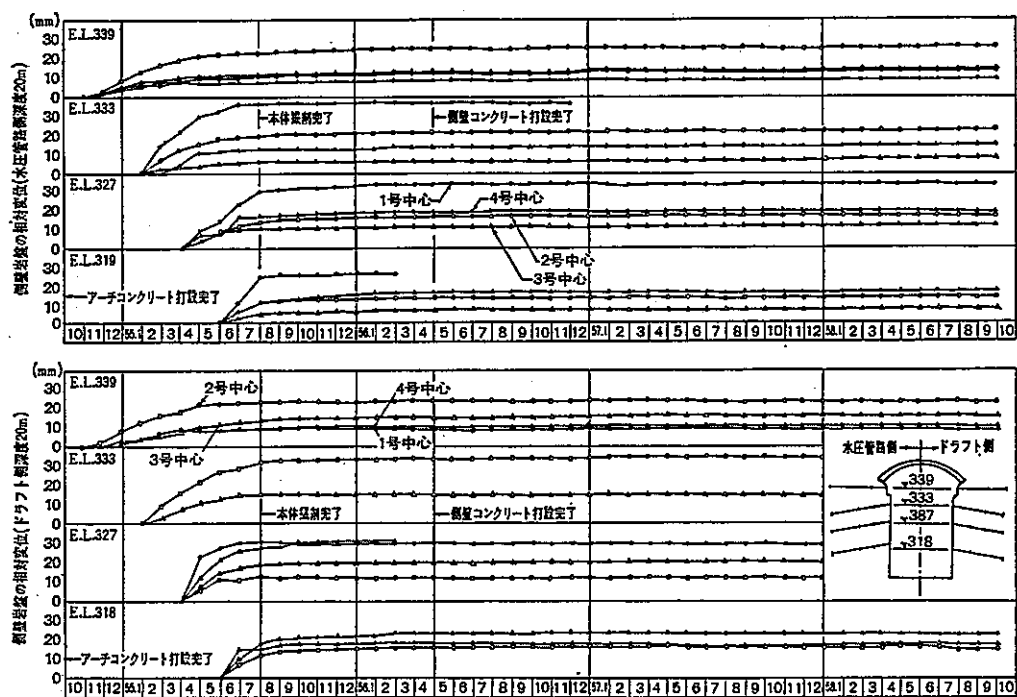


図-2.2.2.8 側壁岩盤の相対変位<sup>5)</sup>

これから、掘削終了後の岩盤は弾力的な挙動を示し、クリープ現象など塑性的挙動は示さなかったと言える。地下発電所の不安定現象の原因、発生時期、対処方法を整理すると以下のとおりである。

現象の原因 掘削初期の問題（初期応力、破碎帯の存在）

掘削の進行（構造系の変化）

発生時期 掘削直後

対処方法 支保工の増設による補強

### (3) 鉾山

鉾山では、通常地下資源を採掘した後は、空洞の安定と周辺坑道の安全のために、ズリやスライムによって充填される。しかしながら、このような対策をしても周辺地山の変形や破壊を制御することは困難である。ここでは、鉾山で報告された不安定現象について整理する。

#### a) A鉾山<sup>6)</sup>

採掘は残柱式充填法で15m×15mを1ブロックとし、その中に6m×6mの鉾柱を残している。A鉾山では、最初に上盤坑道にき裂が発生し、次に鉾柱表面が粉鉾状態で落ち、最終的に坑道が崩落した。

現象の原因 レベル間の鉾柱が食い違っていたために、部分的に応力集中が発生した。6×6mの鉾柱を残す予定であったが、一部を採掘した。充填が遅れた。岩脈、断層の影響を受けた。

発生時期 鉾柱内および崩落範囲内の掘上がり発破時に崩落した。(掘削初期)

#### b) 美唄炭鉾<sup>6)</sup>

山はねは地表から610～660mの2つの長壁式採炭切羽の採掘時に残された幅50mの炭柱で発生した。

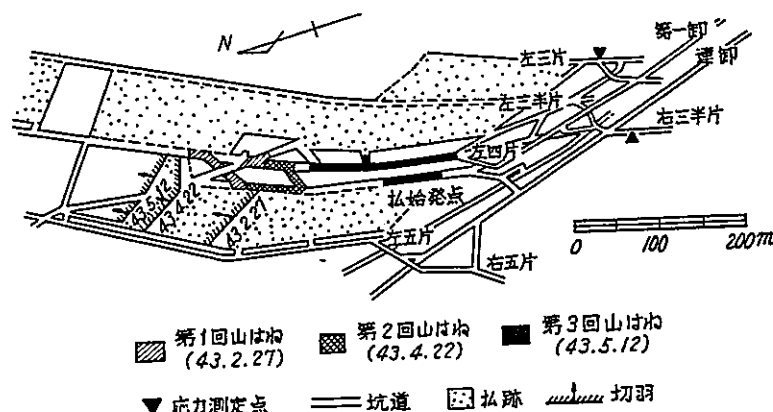


図-2.2.2.9 美唄炭鉾の山はね<sup>6)</sup>

現象の原因 炭柱部に異常な応力集中が生じて破壊した。

発生時期 坑道掘削後(正確な時期は不明)

#### c) 別子鉾山<sup>6)</sup>

山鳴りは地表下約1600mを採掘している時から発生し、その頻度は、採鉾が深部になるにつれて増加した。地表面下約2100m付近を採掘時には1日数百回以上発生し、切羽の間に残る健全な鉾柱で山はねが発生した。

山はねは先進導坑でも多く発生し、発破直後に岩石が薄片状にはがれて飛ぶ程度の小規模なものから重さ数tonの岩石が破壊され坑道内に飛散し、鋼製枠が倒される大規模なものまで確認された。

現象の原因 残柱部での応力集中

発生時期 発破直後に起こるだけで坑道が安定する場合が多いが、時には数時間にわたり破壊が発生した。

d)生野鉱山<sup>6)</sup>

鉱山周辺の地質は、白亜紀後期から古第三紀の玄武岩である。生野鉱山では、採掘が深部に移行するにしたがって山はね現象が発生した。図-2.2.2.10に山はね発生位置を表-2.2.1.2に昭和41年以降に発生した山はねの例を示す。

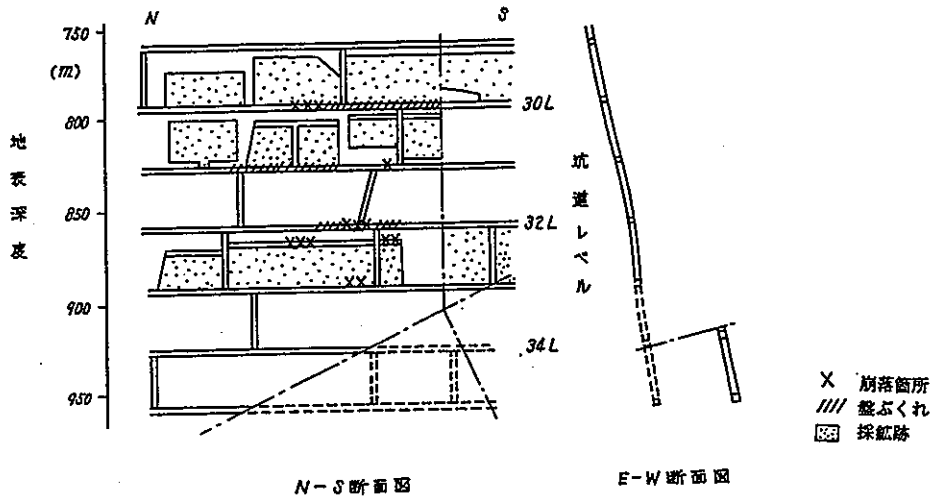


図-2.2.2.10 生野鉱山の山はね発生位置<sup>6)</sup>

表-2.2.2.1 生野鉱山の山はね例<sup>6)</sup>

| 発生日時        | 概要                                                           | 備考     |
|-------------|--------------------------------------------------------------|--------|
| 1966年3月7日   | 坑道天端側壁が約30mにわたって崩落し取り明けに約1ヵ月を要した。                            |        |
| 1966年3月9日   | 作業休止中のため詳細は不明                                                |        |
| 1967年1月9日   | 上部坑道までの距離7mの位置を掘削中に崩落した。                                     | 発破と無関係 |
| 1969年8月27日  | 断層際で上部坑道までの5mを払ったところ、発破後約1分後に爆音があり、発破手前の天端約60tが崩壊した。         | 発破に誘発  |
| 1969年9月3日   | 上盤6×4×1mが崩壊し、ローダーを埋没した。                                      |        |
| 1969年12月25日 | 3×1×1.4mが崩壊した。                                               |        |
| 1970年1月10日  | 発破と同時にふまえ約8mが盤膨れするとともに、上部坑道側壁に亀裂が発生、坑道の連絡階段の天端が一斉に崩壊した。      | 発破に誘発  |
| 1970年1月26日  | 休日明けの早朝、爆音地響きとともに山はね現象を生じた。影響範囲は約150m上下90mであった。              | 発破と無関係 |
| 1971年6月21日  | 休日明けの2の方で爆音地響きとともに坑道の天端が崩落し盤膨れも発生。この山はねに先立ち6/5に非常に大規模な山なりが発生 | 発破と無関係 |

上表に示した9つの例のうち、発破に誘発されたものが2件、無関係が3件、その他が4件であった。

現象の原因 山はねは玄武岩が上盤側に厚い箇所において発生する傾向が確認されており、大きな土被り圧ならびに、鉱床生成、断層発生時に生じた潜在応力が原因と考えられる。

発生時期 掘削（発破）直後の場合もあるが、山なりが確認されてから、15日後に発生した例もある。

#### e) 鉱山における不安定現象のまとめ

鉱山における活動は鉱石を採掘する作業であるため、鉱石を取ってしまえば、そのあとにのこる空洞は不要である。したがって、鉱山では、一時的にかなり大きな空洞が岩盤深部に建設されることがあるが、保安上あるいは地表への影響を考慮して、空洞を残さずに採掘と充填を繰り返して鉱石を採掘する充填採掘法が適用されている。

今回調査した不安定事象からは鉱山坑道の長期安定性に関する情報を得ることはできなかった。今回の調査結果の範囲から、鉱山での不安定事象の要因および発生時期は以下のとおりまとめることができる。

現象の原因 上下盤での残柱部の食い違い、充填作業の遅延、坑道周辺の岩脈、断層の影響等による柱部への応力集中

掘削に伴う二次応力の発生による応力集中

発生時期 掘削（発破）直後の場合もあるが、山なりが確認されてから、15日後に発生した例もある。

## 2.2 の参考文献

- 1) PNC PJ 1449 92-001 ニアフィールドの応力評価手法の開発
- 2) 岩の力学 基礎から応用まで 日本材料学会編 丸善出版 1993/12
- 3) 日本鉱業会誌 資源と素材 深部の地圧と地熱について 平松良夫  
Vol.84 No.965(68-9)
- 4) 土と構造物の実際の挙動 土質工学会編 土質基礎工学ライブラリー31 1988
- 5) 電力施設地下構造物の設計と施工 社)電力土木技術協会 1986.3
- 6) 電中研報告 U87001 放射性廃棄物貯蔵施設立地条件の地学的検討 -深部鉱山坑道の地質・地下水に関する文献調査- 昭和62年12月