

瑞浪超深地層研究所の研究坑道における 掘削損傷領域を考慮した掘削影響解析

Excavation disturbance analysis in consideration of excavation damaged zone
for research drift of Mizunami Underground Research Laboratory

郷家光男¹・多田浩幸²・瀬野康弘³・中間茂雄⁴・佐藤稔紀⁵

Mitsuo Gohke, Hiroyuki Tada, Yasuhiro Seno, Shigeo Nakama and Toshinori Sato

¹正会員 工修 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4-17)

E-mail: m-gohke@shimz.co.jp

²正会員 工修 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4-17)

³正会員 日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 (〒509-6132 岐阜県瑞浪市明世町山野内1-64)

⁴正会員 工修 日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 (〒509-6132 岐阜県瑞浪市明世町山野内1-64)

⁵正会員 工博 日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 (〒509-6132 岐阜県瑞浪市明世町山野内1-64)

Excavation of a cavern results in formation of excavation disturbed zone (EDZ) in surrounding rock. The EDZ is defined as the area where properties have been changed due to changes in the stress state and the distribution of porewater pressure. In this paper, we have proposed crack tensor model and virtual fracture model in consideration of excavation damaged zone due to blasting. These models have been applied to analyze the excavation of a shaft and drift using limited information obtained from ground surface investigations on the Mizunami Underground Research Laboratory project. As compared to the result without the excavation damaged zone, the hydraulic conductivity has increased in the surrounding rock remarkably.

Key Words: Jointed rock mass, excavation disturbed zone, excavation damaged zone, crack tensor, virtual fracture model

1. はじめに

岩盤中に坑道などの空洞を掘削すると、その周辺岩盤では応力状態の変化、割れ目の発生・進展、あるいは間隙水圧の変化が生じる。このような変化によって、周辺岩盤の強度や変形性能の力学的性質、透水係数などの水理学的性質、あるいは酸化還元電位などの地球化学的性質が変化することが想定される¹⁾。このような変化が生じる領域は掘削影響領域と呼ばれている。特に、放射性廃棄物の地層処分では岩盤の低透水性を重視しており、掘削影響領域において透水係数が増加すれば、そこが処分場閉鎖後の地下水の選択的な移行経路となることも想定されることから、その評価は重要であると考えられている。

掘削影響領域に関する従来の研究として、スイス、スウェーデン、カナダ、ベルギーなどでは、放射性廃棄物地層処分の研究開発のために地下研究施設を建設し、掘削影響領域に関する研究が実施されている^{2), 3)}。国内では、日本トンネル技術協会が過去の測定データを見直して、ゆるみ領域を地山の力学特性が掘削前から変化した領域と定義し、その力学特性の評価法、大きさの推定法を取りまとめている。そして、その結果から、硬岩の水路トンネルを対象として、掘削工法や岩盤等級別の標準的なゆるみ領域の大きさや弾性係数を示している⁴⁾。また、日本原子力研究開発機構(以下、原子力機構)は岩手県の釜石鉱山において、結晶質岩を対象として掘削影響領域の特性や広がり、およびその発生メカニズムに関する調査・研究を行ってい

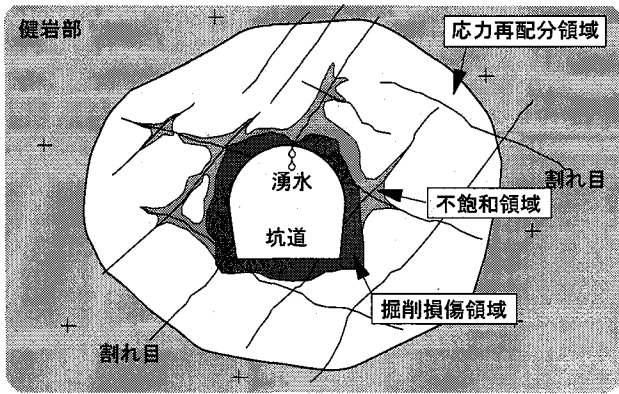


図-1 掘削影響領域の概念図（参考文献1）を一部修正

る^{5), 6), 7)}. さらに、岐阜県の東濃鉱山においても堆積岩を対象とした掘削影響領域の調査も行っている^{8), 9)}. そして、これらの原位置試験の結果から、図-1に示すように、掘削影響領域は発破などの直接的な損傷によって生じる掘削損傷領域、坑道から岩盤への大気の入によって生じる不飽和領域、掘削に伴う応力再配分によって生じる応力再配分領域の3つの重ね合わせによって形成されていると考えられている¹⁾.

従来、掘削影響領域の予測解析に関する研究では、掘削影響領域を構成する3つの領域のうち、応力再配分領域のみを考慮しており、掘削損傷領域については考慮していなかった^{10), 11)}. しかし、Satoら⁹⁾は、東濃鉱山における調査において、発破掘削した坑道周辺岩盤の変形挙動は掘削損傷領域を考慮したモデルを用いることによりほぼ説明できることを示しており、予測解析においては掘削損傷領域を考慮することの重要性を指摘している。したがって、掘削影響領域の挙動に関して、より詳細な予測解析を行っていくためには、応力再配分領域だけでなく、掘削損傷領域も適切にモデル化して組み込んでいく必要があると考えられる。特に、掘削損傷領域の発生に伴う透水性変化の予測解析については、既往の研究はほとんどないのが現状である。

そこで、本研究では、不連続性岩盤を対象として掘削損傷領域のモデル化について検討し、掘削損傷領域を考慮した掘削影響解析を行い、発破掘削時に形成される掘削損傷領域の影響について検討することにした。モデル化に際して、周辺岩盤の変形挙動に対してはOdaのクラックテンソルモデル^{12), 13)}、透水性変化に対しては石井らの仮想割れ目モデル¹¹⁾の拡張を試みた。そして、これらのモデルを原子力機構の超深地層研究所計画^{14), 15)}の研究対象となっている土岐花崗岩に適用して、地上からの調査で得られた情報を基にして、研究坑道の掘削影響解析を行った。なお、超深地層研究所計画¹⁵⁾は、大きく3段階からなり、第1段階として、地上からの調査によって、地下の状況や坑道

を掘削した際の変化を予測する（地上からの調査研究段階）。第2段階は、坑道を掘削しながら、第1段階の結果を確かめるとともに、坑道周辺の状況などを予測していく（坑道掘削時の調査研究段階）。第3段階では、第2段階の予測結果を確かめながら、坑道を利用した試験を行う（地下施設での調査研究段階）とされている。そして、本研究は、第1段階における予測解析として、第2段階以降の調査・研究計画の基礎資料とすることも背景としている。

2. モデル化

(1) クラックテンソルモデル

Odaのクラックテンソルモデル^{12), 13)}は、岩盤中の割れ目群の幾何学的特性をクラックテンソルで表現し、岩盤をそれと等価な連続体に置き換えて解析するモデルである。応力とひずみの関係は、基質部のひずみと割れ目によって生じるひずみの和から定式化される。割れ目によるひずみは割れ目の垂直およびせん断方向の相対変位の総和から得られ、相対変位の総和は、割れ目同士をバネで結合した平行平板モデルとクラックテンソルを導入することによって求められる。この場合、岩盤の応力 σ とひずみ ε の関係は以下になる。

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ij} &= (M_{ijkl} + C_{ijkl})\sigma_{kl} \\ &= \left[\frac{1}{E} \{ (1+\nu)\delta_{ik}\delta_{jl} - \nu\delta_{ij}\delta_{kl} \} \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{1}{h} - \frac{1}{g} \right) F_{ijkl} + \frac{1}{4g} (\delta_{ik}F_{jl} + \delta_{jk}F_{il} + \delta_{il}F_{jk} + \delta_{jl}F_{ik}) \right] \sigma_{kl}\end{aligned}\quad (1)$$

ここに、 M_{ijkl} は基質部のコンプライアンステンソル、 C_{ijkl} は割れ目によるコンプライアンステンソル、 E と ν は基質部のヤング係数とポアソン比、 F_{ij} と F_{ijkl} は2階と4階のクラックテンソル、 h と g は割れ目の垂直剛性とせん断剛性に関するパラメータ、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタを示す。

割れ目の寸法と方向が統計的な意味で独立している場合には、クラックテンソル F は次式のようにになる。

$$F_{ij} = F_0 N_{ij} \quad (2)$$

$$F_{ijkl} = F_0 N_{ijkl} \quad (3)$$

ここに、 F_0 は割れ目の密度を示す量、 N_{ij} 、 N_{ijkl} は割れ目の方向分布によって定まる2階、4階の構造テンソルである。また、2次元解析の場合は、クラックテンソルは割れ目のトレースを基に設定することになる。

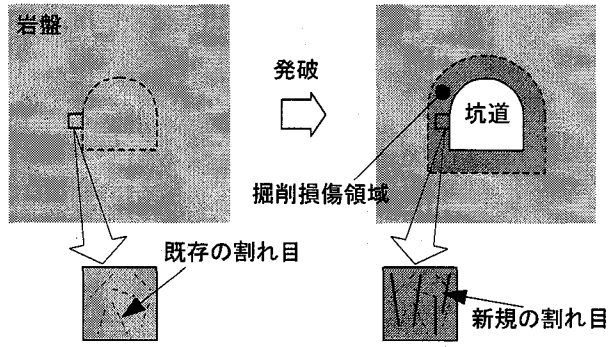


図-2 掘削損傷領域の形成の概念

(2) 掘削損傷を考慮したクラックテンソルモデル

原子力機構が実施した釜石鉱山の掘削影響試験の結果によると、掘削損傷領域の変形係数は健岩部の約50%程度であることが示されている⁷⁾。また、壁面から採集した岩盤基質部に対する室内試験によると、力学的・水理学的物性の変化はほとんどないと記されている^{6), 7)}。これらのことから、不連続性岩盤の掘削損傷領域では、基質部にマイクロクラックが多数発生したことによって岩盤の物性が変化したというよりは、既存の割れ目の進展、または、新たな割れ目の発生、もしくはその両方によって岩盤の物性が変化したと解釈することができる。ただし、本研究では、堀田ら¹⁶⁾の観察結果も参考にして、図-2に示すように、掘削損傷領域中では既存の割れ目は変化しないで、発破により基質部中に新たな割れ目が発生した場合を想定して定式化を行うことにした。基質部中に新規の割れ目が発生して、その変位により付加的なひずみが起こるものと考えれば、式(1)に新規の割れ目による付加的なひずみの項を加えればよいことになり、掘削損傷領域の応力-ひずみ関係を次式のように示すことができる。

$$\varepsilon_{ij} = (M_{ijkl} + C_{ijkl}^P + C_{ijkl}^B)\sigma_{kl} \quad (4)$$

$$C_{ijkl}^P = \left(\frac{1}{h^P} - \frac{1}{g^P} \right) F_{ijkl}^P + \frac{1}{4g^P} (\delta_{ik}F_{jl}^P + \delta_{jk}F_{il}^P + \delta_{il}F_{jk}^P + \delta_{jl}F_{ik}^P) \quad (5)$$

$$C_{ijkl}^B = \left(\frac{1}{h^B} - \frac{1}{g^B} \right) F_{ijkl}^B + \frac{1}{4g^B} (\delta_{ik}F_{jl}^B + \delta_{jk}F_{il}^B + \delta_{il}F_{jk}^B + \delta_{jl}F_{ik}^B) \quad (6)$$

ここに、右肩の添え字 P および B は、それぞれ既存および新規の割れ目に対応することを示している。

したがって、掘削損傷領域を考慮したクラックテンソルモデルに対しては、既存の割れ目に情報に加えて、

新規の割れ目に関する幾何学的特性や剛性に関する情報も必要となる。

(3) 仮想割れ目モデル

石井らによって提案された仮想割れ目モデル¹¹⁾では、岩盤の透水性は仮想的に発生させた割れ目の方向分布と透水係数から決定される。各割れ目の透水係数は応力依存性を有していることから、掘削前後の応力状態から掘削前後の透水テンソルを算定・比較することによって、透水性変化を評価することができる。また、2次元解析の場合の透水テンソル k_{ij} は次式のように表される。

$$k_{ij} = \rho \sum_{k=1}^m t e^{(k)} k_f^{(k)} (\delta_{ij} - n_i^{(k)} n_j^{(k)}) D(n^{(k)}) \quad (7)$$

ここに、 ρ は仮想割れ目の密度、 t はトレース長、 e は割れ目を平行平板でモデル化したときの水理学的開口幅、 $D(n)$ はトレースの法線ベクトル n の相対頻度を表す関数、 k_f は割れ目の透水係数であり、割れ目に作用する垂直応力 σ_n によって変化する。割れ目の透水係数 k_f と垂直応力 σ_n の関係は割れ目を含む岩石の室内透水試験から求めることができる。

(4) 掘削損傷を考慮した仮想割れ目モデル

2. (2)と同様にして、発破により新規の割れ目が発生したものとして定式化する。

仮想割れ目モデルによる岩盤の透水テンソルは、個々の割れ目の透水テンソルをその体積で重み付けして平均化していることから、新規の割れ目が発生した場合の掘削損傷領域の透水テンソルは、既存の割れ目による成分 k_{ij}^P と新規の割れ目による成分 k_{ij}^B の足し合わせとなる。

$$k_{ij} = k_{ij}^P + k_{ij}^B = \rho^P \sum_{k=1}^m t^P e^{P(k)} k_f^{P(k)} (\delta_{ij} - n_i^{P(k)} n_j^{P(k)}) D(n^{P(k)}) + \rho^B \sum_{k=1}^{m'} t^B e^{B(k)} k_f^{B(k)} (\delta_{ij} - n_i^{B(k)} n_j^{B(k)}) D(n^{B(k)}) \quad (8)$$

ここに、右肩の添字 P および B は、それぞれ既存および新規の割れ目に対応することを示している。

したがって、掘削損傷領域を考慮した仮想割れ目モデルに対しては、既存の割れ目の情報に加えて、新規の割れ目に関する密度、垂直応力-透水係数関係、および方向分布の情報も必要になる。

3. 解析条件

(1) 解析対象領域, 基本条件

解析の対象とした領域は、岐阜県瑞浪市の原子力機構の瑞浪超深地層研究所用地（以下、研究所用地）である。この研究所用地周辺の地質は、表層から新第三紀鮮新世の瀬戸層群、新第三紀中新世の瑞浪層群、後期白亜紀の土岐花崗岩からなっている。

この領域の GL-500m に立坑と水平坑道を CH 級の岩盤に対して掘削することを想定して、2 次元の平面ひずみ条件で掘削影響解析を行うこととした。立坑の掘削形状は円形（掘削径：7.3m）、水平坑道の形状は幌形（高さ 3.5m×幅 3.5m）とした。また、水平坑道の方法は水圧破碎法により得られた初期応力の最大主応力方向に一致させることにより、N45° W 方向とした。さらに、立坑、および水平坑道において、掘削損傷領域を考慮しない場合と考慮する場合の解析ケースを設定した。

(2) 解析パラメータ

研究所用地では、掘進長 1300m のボーリング孔を利用した原位置試験や室内試験¹⁷⁾が行われており、本研究では、地表面からの調査データを基に解析に必要なパラメータを設定した。ただし、この調査結果では設定できないものに対しては、既存の知見に基づいて設定することにした。

a) 岩盤の物性値と初期応力

基質部の弾性係数については、ボーリングコアの室内試験結果を岩盤等級ごとに集計し、その平均値より設定した。

「第2次取りまとめ」¹⁸⁾では、岩石の特性値に次式の岩盤良好度 D' を乗じて低減し、岩盤の粘着力を設定している。ただし、内部摩擦角については、他の物性値と比べて、一軸圧縮強度との相関が非常に弱いことから、岩盤良好度 D' による補正を行っていない。

$$D' = \left(\frac{v_p}{V_p} \right)^2 \quad (9)$$

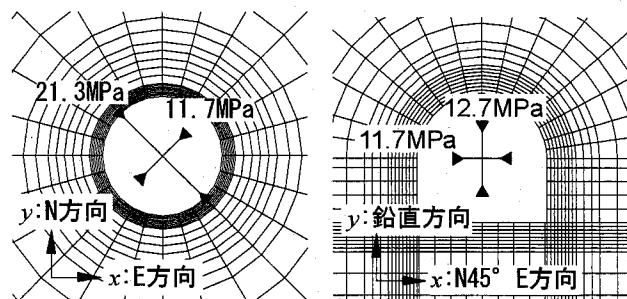
ここに、 v_p は岩盤の P 波速度、 V_p はコアの P 波速度である。

岩盤（健岩部）の強度定数については、上記の考え方に準じて、岩盤（健岩部）の内部摩擦角 ϕ はボーリングコアの室内試験結果より設定した。また、粘着力 C については、速度検層とコアの P 波速度によって補正した。

岩盤（掘削損傷領域）の強度定数を設定する際に、岩盤（健岩部）との相関に関する知見が整理されていれば、それを利用することも考えられたが、現在のところ、そのような知見は見られないようである。よっ

表-1 岩盤の物性値

基質部のヤング係数 E	55.8GPa
〃 ポアソン比 ν	0.27
岩盤（健岩部）の内部摩擦角 ϕ	52.4°
〃 粘着力 C	34.3MPa
岩盤（掘削損傷領域）の内部摩擦角 ϕ'	52.4°
〃 粘着力 C'	8.58MPa



(a) 立坑

(b) 水平坑道

図-3 2次元解析用の初期応力

て、岩盤（掘削損傷領域）の強度定数に対しても、「第2次取りまとめ」の考え方に準拠することにした。つまり、剛性の低下率が岩盤良好度 D' に相当することから、粘着力 C' に対しては、後述する健岩部に対する剛性の低下率を健岩部の粘着力 C に乗じて設定した。また、内部摩擦角 ϕ' については、剛性低下の影響は小さいとして、健岩部と同じ値にした。土岐花崗岩における CH 級の物性値は表-1 のようになった。

GL-500m における 3 次元初期応力は水圧破碎法の結果と土被り圧から設定した。解析は掘削断面に対して 2 次元の平面ひずみ条件で行うことから、3 次元初期応力を座標変換して、掘削断面における 2 次元応力を求めて、それを解析用の初期応力とした。解析用の初期応力を図-3 に示す。

b) 既存の割れ目の方向分布

ボーリング調査のボアホールテレビ (BTV) による不連続面観測結果を深度別に評価した結果、岩盤の割れ目の方向分布には、以下の傾向にあることがわかった。

- 1) GL-110～-300m：水平亀裂が卓越しているゾーン
- 2) GL-300～-600m：1)と 3)の遷移ゾーン
- 3) GL-600～-1000m：N-S～NW-SE の高傾斜が卓越しているゾーン
- 4) GL-1000～-1300m：NW-SW の高傾斜が卓越しているゾーン

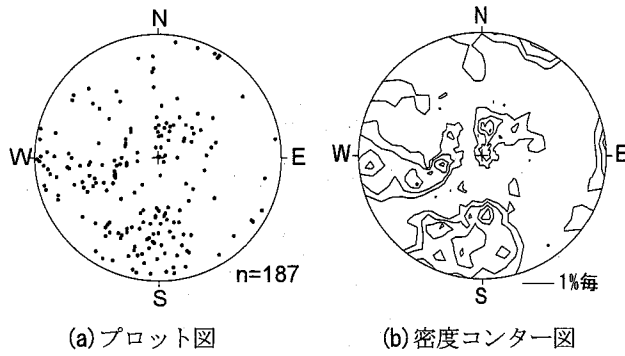


図-4 土岐花崗岩の割れ目のステレオネット（下半球投影）

上記の結果より，GL-300～-600mの割れ目の方向分布をGL-500mの解析に用いることにした。割れ目の法線ベクトルの方向を示すプロット図と密度コンター図を図-4に示す。

c) 初期透水係数

岩盤の初期透水係数については，原位置透水試験の結果を3. (2)b)と同じ深度区分に集計して，対数平均より設定した。GL-300～GL-600mの試験結果の対数平均から，GL-500mにおける初期透水係数 k_{int} を $2.25 \times 10^{-8}(\text{m/s})$ とした。

d) 割れ目の剛性に関するパラメータ

割れ目の垂直剛性に関するパラメータ h とせん断に関するパラメータ g は，割れ目を含んだコアに対する垂直載荷試験やせん断試験から設定することができる。ただし，割れ目の剛性は作用する垂直応力に依存することから，解析で対象とする応力状態を考慮して割れ目の剛性を設定する必要がある。Bandisら¹⁹⁾は，垂直応力 σ_n —割れ目の閉合量 δ_n の関係式として，次式を提案している。

$$\sigma_n = \frac{\delta_n}{a - b\delta_n} \quad (10)$$

ここに， a ， b は実験定数である。各ケースにおける初期応力の平均応力を σ_0 とすると，式(10)と参考文献20)より，割れ目の垂直剛性に関するパラメータ h は，次式より得られる。

$$h = r \cdot H = r \cdot \frac{\sigma_0}{\delta_n} = \frac{r(1+b\sigma_0)}{a} \quad (11)$$

ここに， H は割れ目の垂直剛性， r は試験に使用した割れ目の面積を円置き換えたときの直径である。

割れ目のせん断応力 τ とせん断変位 Δu の関係において，せん断強度ピーク時のせん断変位 u_p は垂直応力 σ_n にかかわらず一定であるとする，割れ目のせん断剛性に関するパラメータ g を得ることができる^{20), 21)}。

表-2 割れ目の剛性に関するパラメータ

	垂直剛性に関するパラメータ(MPa)		せん断剛性に関するパラメータ(MPa)	
	h^P	h^B	g^P	g^B
立坑	24700	28900	11500	1960
水平坑道	19100	21500	9000	1680

$$g = r \cdot G = \frac{r\sigma_0 \tan(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_0} + \phi_r)}{u_p} \quad (12)$$

ここに， G は割れ目のせん断剛性， JRC は割れ目の粗さ係数， JCS は割れ目の圧縮強度， ϕ_r は残留摩擦角である。

2. (2)に示したように，掘削損傷領域を考慮する場合は，新規の割れ目の剛性に関するパラメータも必要となるが，既存の割れ目の剛性に関するパラメータは天然割れ目の試験結果²²⁾から，新規の割れ目の剛性に関するパラメータは圧裂引張により人工的に作成した割れ目の試験結果²³⁾から設定するものとした。各ケースの剛性に関するパラメータを表-2に示す。

e) 既存の割れ目のクラックテンソル

既存の割れ目に対する2階と4階のクラックテンソル F^P を式(2)と式(3)より算定するものとする，トレース長の寸法分布と割れ目の方向分布が必要となる。しかし，ボーリング孔の調査だけでは割れ目の方向分布に関するデータは得られても，寸法分布に関するデータは得られない。ここでは，寸法分布に関しては，既存の調査結果を基に設定することにした。

3次元空間中にスキャンラインを設定してそれに平行な単位ベクトルを q ，この単位ベクトル q に交わる割れ目の個数を $N^{(q)}$ とする。そして，2次元平面上における割れ目の密度を示す量 $F_0^{(2)}$ と3次元空間における $F_0^{(3)}$ の間には， $F_0^{(3)} \approx 1.5F_0^{(2)}$ の関係²⁴⁾があることを考慮すると，2次元における既存の割れ目の密度を示す量 $F_0^{P(2)}$ は，次式のように示される。

$$F_0^{P(2)} = \frac{\pi}{4} \frac{\langle (t^P)^2 \rangle}{\langle t^P \rangle} \frac{N^{(q)}}{\langle |n \cdot q| \rangle} \quad (13)$$

ここに， $\langle t^P \rangle$ と $\langle (t^P)^2 \rangle$ はトレース長 t^P の1次および2次モーメントである。

式(13)の $\langle t^P \rangle$ と $\langle (t^P)^2 \rangle$ を求めるために，既存の調査結果を用いるものとする。面積10000m²当たりのトレースの累積頻度 $C(t)$ とトレース長 t の関係として，以下のような式が提案されている²⁵⁾。

$$C(t) = 7644t^{-1.8} \quad (14)$$

表-3 既存の割れ目のクラックテンソル

	$\begin{bmatrix} F_{11}^P & F_{12}^P \\ \text{sym.} & F_{22}^P \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} F_{1111}^P & F_{1122}^P & F_{1112}^P \\ & F_{2222}^P & F_{2212}^P \\ \text{sym.} & & F_{1212}^P \end{bmatrix}$
立坑	$\begin{bmatrix} 0.434 & 0.076 \\ \text{sym.} & 0.546 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.339 & 0.095 & 0.039 \\ & 0.452 & 0.037 \\ \text{sym.} & & 0.095 \end{bmatrix}$
水平坑道	$\begin{bmatrix} 0.562 & 0.131 \\ \text{sym.} & 0.418 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.440 & 0.123 & 0.097 \\ & 0.295 & 0.034 \\ \text{sym.} & & 0.123 \end{bmatrix}$

観察される最小トレース長を $t_{\min}^P$ とすると、式(14)より、既存の割れ目のトレース長 t^P の確率密度関数 $\Phi(t^P)$ を求めることができる。

$$\Phi(t^P) = \left(1 - C(t^P)/C(t_{\min}^P)\right)^8 = 1.8(t_{\min}^P)^{1.8}(t^P)^{-2.8} \quad (15)$$

最小トレース長 $t_{\min}^P$ に関して、解析で対象としている研究坑道と同程度の規模である神岡鉱山の坑道（高さ：約 5m）における計測例²⁶⁾では、 $t=0.5(\text{m})$ 以上で累積頻度がべき乗分布になっていることから、ここでは、 $t_{\min}^P=0.5(\text{m})$ とした。さらに、トレース長の短い方から数えて累積本数の95%まで計測されたものとする。式(14)より、最大値 $t_{\max}^P=2.64(\text{m})$ とすることができる。よって、式(15)より、既存の割れ目のトレース長 t^P の1次モーメントと2次モーメントを求めることができる。

$$\langle t^P \rangle = \int_{t_{\min}^P}^{t_{\max}^P} t^P \Phi(t^P) dt^P = 0.83(\text{m}) \quad (16)$$

$$\langle (t^P)^2 \rangle = \int_{t_{\min}^P}^{t_{\max}^P} (t^P)^2 \Phi(t^P) dt^P = 0.89(\text{m}^2) \quad (17)$$

ボーリング孔を3次元空間中のスキャンラインと見なすと、割れ目の法線ベクトル $\mathbf{n}$ とボーリング孔の方向ベクトルから、 $\langle \mathbf{n} \cdot \mathbf{q} \rangle$ を求めることができる。図-4(a)において、割れ目の総数は187個、区間長は300mであったことから、式(13)、式(16)、式(17)より、GL-500mにおける $F_0^{P(2)}$ は以下になる。

$$F_0^{P(2)} = 0.980 \quad (18)$$

そして、割れ目の法線ベクトルを立坑、水平坑道の掘削断面に投影してトレースの法線ベクトル $\mathbf{n}$ を求め、その法線ベクトル $\mathbf{n}$ から2階および4階の構造テンソル $\mathbf{N}$ を算定すると、式(2)、式(3)、式(18)から各ケースのクラックテンソルは表-3のようになる。なお、表-3における指標1は解析平面上の x 軸方向を示しており、

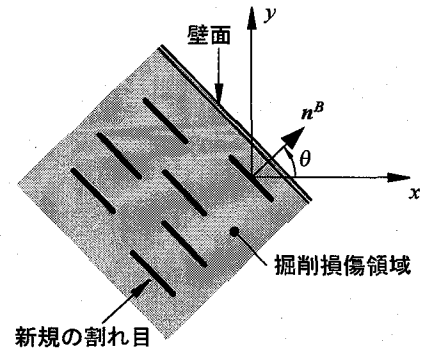


図-5 壁面平行方向に発生した新規の割れ目

立坑の場合はE方向、水平坑道の場合はN45° E方向である。また、指標2は y 軸方向であり、立坑ではN方向、水平坑道では鉛直上方としている(図-3 参照)。

f) 新規の割れ目のクラックテンソル

掘削損傷領域中の新規の割れ目によるクラックテンソル $\mathbf{F}^B$ を直接的に求めるためには、土岐花崗岩に発破掘削を行った時に生じた割れ目の観察結果を基に決定する必要がある。ただし、現時点では、観測結果が得られていないことから、他の計測結果より設定するものとした。Satoら⁹⁾の発破掘削した坑道壁面に対する弾性波屈折法探査の結果によると、幅80cm程度の弾性波速度の低下領域（健岩部の50～55%）が生じたとある。弾性波速度の低下率より、発破掘削による掘削損傷領域の弾性係数は健岩部の25～30%になったと評価されることから、掘削損傷領域の剛性は掘削前の25%、掘削損傷領域の幅は80cmとした。

新規の割れ目のトレースの方向分布については、前田ら²⁷⁾の観察結果から、全てが壁面平行方向に発生するものとした。図-5より、新規の割れ目によるクラックテンソル $\mathbf{F}^B$ は次式のように書くことができる。

$$F_{ij}^B = F_0^{B(2)} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin \theta \cos \theta \\ \text{sym.} & \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (19)$$

$$F_{ijkl}^B = F_0^{B(2)} \begin{bmatrix} \cos^4 \theta & \sin^2 \theta \cos^2 \theta & \sin \theta \cos^3 \theta \\ & \sin^4 \theta & \sin^3 \theta \cos \theta \\ \text{sym.} & & \sin^2 \theta \cos^2 \theta \end{bmatrix} \quad (20)$$

ここに、 $F_0^{B(2)}$ は、新規の割れ目の密度を示す量である。

$F_0^{B(2)}$ を求めるため、はじめに、健岩部の平均ヤング係数 $\bar{E}$ を次式で定義する。

$$\bar{E} = \frac{E_{11} + E_{22}}{2} \quad (21)$$

ここに、 E_{11} は x 方向の岩盤の等価なヤング係数であり、一軸圧縮試験の境界条件を想定して、式(1)の σ_{11}

以外の応力を 0 とすることによって得られる。また、 E_{22} は y 方向の等価なヤング係数であり、式(1)の σ_{22} 以外に 0 を代入することにより得られる。

立坑の場合、各パラメータを代入すると、式(21)より、掘削前の岩盤の平均ヤング係数 $\bar{E}$ は 23800MPa となる。

次に、掘削損傷領域の平均ヤング係数 $\bar{E}'$ を次式で定義する。

$$\bar{E}' = \frac{E'_{11}(\theta=0) + E'_{22}(\theta=90)}{2} \quad (22)$$

ここに、 $E'_{11}(\theta=0)$ は新規の割れ目の法線方向が $\theta=0^\circ$ のときの x 方向の等価なヤング係数であり、式(4)の σ_{11} 以外に 0 を代入することにより得られる。また、 $E'_{22}(\theta=90)$ は新規の割れ目の方向が $\theta=90^\circ$ のときの y 方向の等価なヤング係数であり、式(4)の σ_{22} 以外に 0 を代入することにより得られる。

そして、立坑の場合、式(22)から、掘削損傷領域の平均ヤング係数が $\bar{E}' = 23800 \times 0.25 = 5950$ (MPa) となるのは、 $F_0^{B(2)} = 3.64$ のときである。

同様に、水平坑道の場合、掘削損傷領域の平均ヤング係数が健全部の 25% となるのは、 $F_0^{B(2)} = 3.253$ のときである。

g) 割れ目の垂直応力-透水係数関係

三軸圧縮型透水試験装置を用いて、軸方向に単一割れ目を含む円柱供試体に拘束圧を作用させた状態で軸方向に水を流して割れ目の透水係数を求める。そして、その拘束圧を変化させて、この拘束圧を割れ目に作用する垂直応力と見なせば、割れ目の垂直応力-透水係数関係を求めることができる。

掘削損傷領域を考慮した場合、既存の割れ目と発破により生じた新規の割れ目の 2 種類を扱う必要がある。それぞれの割れ目の発生要因を考慮して、既存の割れ目に対応するものとしては天然き裂、および、新規の割れ目に対応するものとして圧裂引張により作成した人工き裂の 2 種類に対して室内透水試験を行った。また、割れ目の透水係数 k_f (m/s) と垂直応力 σ_n (MPa) の関係として双曲線関数による近似式¹¹⁾を用いることにした。室内透水試験結果から、割れ目の透水係数の近似式は以下ようになった。

$$\log k_f^P = \frac{\sigma_n}{-4.87 - 0.424\sigma_n} + \log 1.17 \times 10^{-3} \quad (23)$$

$$\log k_f^B = \frac{\sigma_n}{-9.12 - 0.468\sigma_n} + \log 1.18 \times 10^{-3} \quad (24)$$

ここに、 k_f^P は既存の割れ目の透水係数、 k_f^B は新規の割れ目の透水係数である。試験結果と近似式を図-6 に示す。

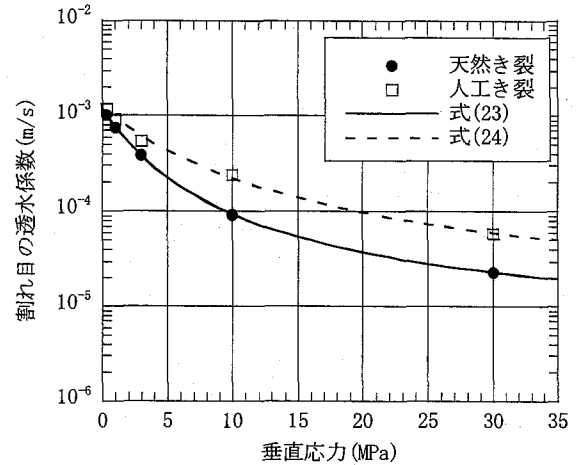


図-6 割れ目の垂直応力-透水係数関係

h) 仮想割れ目の大きさと密度

式(7)により、岩盤の透水テンソルは仮想割れ目の密度に比例していることから、仮想割れ目の密度 ρ を仮定して、初期応力状態の平均透水係数を式(7)より求め、得られた平均透水係数と 3. (2)c) の初期透水係数 k_{int} を比較することによって、既存の割れ目に対応する仮想割れ目の密度 ρ^P を算定することができる。このとき、既存の割れ目のトレース長 l^P については、式(16)より、 $l^P = 0.83$ (m) とした。また、既存の割れ目のトレースの方向分布は図-4 より求めた。その結果、立坑の場合は、 $\rho^P = 86.59$ (本/m²) となった。同様に、水平坑道の場合は $\rho^P = 56.31$ (本/m²) となった。

掘削損傷領域の力学特性や領域の検知に関する研究については従来から行われているが、掘削損傷領域中に発生した割れ目の大きさに関するものはほとんど見られない。そこで、新規の割れ目のトレース長については、掘削損傷領域の幅を参考にして、 $l^P = 0.8$ (m) と仮定した。そして、力学的挙動に寄与する割れ目の密度と水理学的挙動に寄与する割れ目の密度の比率が既存の場合も新規の場合も同じであると仮定して、新規に発生した割れ目に対応する仮想割れ目の密度 ρ^B を設定した。立坑の場合の結果は以下ようになった。

$$\rho^B = \rho^P \frac{F_0^{B(2)} / (l^B)^2}{F_0^{P(2)} / (l^P)^2} = 346.1 \text{ (本/m}^2\text{)} \quad (25)$$

同様に、水平坑道の場合は $\rho^P = 201.1$ (本/m²) となった。

(3) 覆工・支保工、解放率

立坑の施工はショートステップ工法にて行われており、掘進長 1.3m の発破を 2 回繰り返した後に、厚さ 400mm の覆工コンクリートを打設することになっ

ている。覆工コンクリートの設計基準強度が 24N/mm^2 であることから、ヤング係数を 25GPa とした²⁸⁾。

水平坑道では、NATM により掘進長 1.5m を発破掘削した後、ロックボルトと吹付けコンクリートを施工する予定となっている。CH 級の吹付けコンクリートの厚さは 50mm 、アーチ部のロックボルトの打設間隔は周方向に 3.0m 、軸方向に 1.5m ごとの千鳥配置としていることから、解析では1断面当たり 2.5 本打設されているものとした。吹付けコンクリートの設計基準強度は 18MPa であることから、ヤング係数は 3.4GPa とした²⁹⁾。また、ロックボルトの仕様は、長さ 1.5m 、材質 SD345、呼径 D25 とした。

立坑の覆工打設時期は応力解放率 80% (水平坑道の場合は 60%) として、覆工の要素を追加し、さらに、掘削損傷領域を考慮する場合には、それと同時に、掘削損傷領域のパラメータを入力し、その後、残り 20% (水平坑道の場合は 40%) の掘削解放力を作用させた。

4. 解析結果

(1) 変形量

クラックテンソルモデルによる立坑および水平坑道掘削完了後の周辺岩盤の変形図を図-7 に示す。ここに示した変位は切羽到達前の変位も含まれている。また、この図には各ケースの最大変位量も合わせて記されている。立坑において掘削損傷領域を考慮した時、剛性の低下の影響により、最大変位量は増加した。また、立坑の変形モードは NW-SE 方向に押しつぶされたような形状となっていて、いずれのケースにおいても、両者に差は見られなかった。これは、初期応力の最大主応力の方向が NW-SE 方向となっていることが影響した結果であると考えられる。水平坑道においても、掘削損傷領域を考慮した場合、最大変位量は増加したことがわかる。また、水平坑道のいずれのケースにおいても、変位の最大値を示したのが底盤部であることを考慮すると、立坑と同様に、変形モードは初期応力の最大主応力の方向の影響を受けた結果であると考えられる。

立坑の NW-SE 方向における岩盤変位の絶対量の分布を図-8 に示す。同様にして、水平坑道の天端における岩盤変位量を図-9 に、右側壁のスプリングラインにおける岩盤変位量を図-10 に示す。これらの図より、掘削損傷領域を考慮した場合は、考慮しない場合に比べて、掘削壁面から 80cm 以内の掘削損傷領域において岩盤内の変位が急激に増加していることがわかる。そして、その奥では、変位量に差が見られなかった。これらのことから、岩盤の変形に対する掘削損傷領域の影響は、ほぼ、その領域内に限定されることがわか

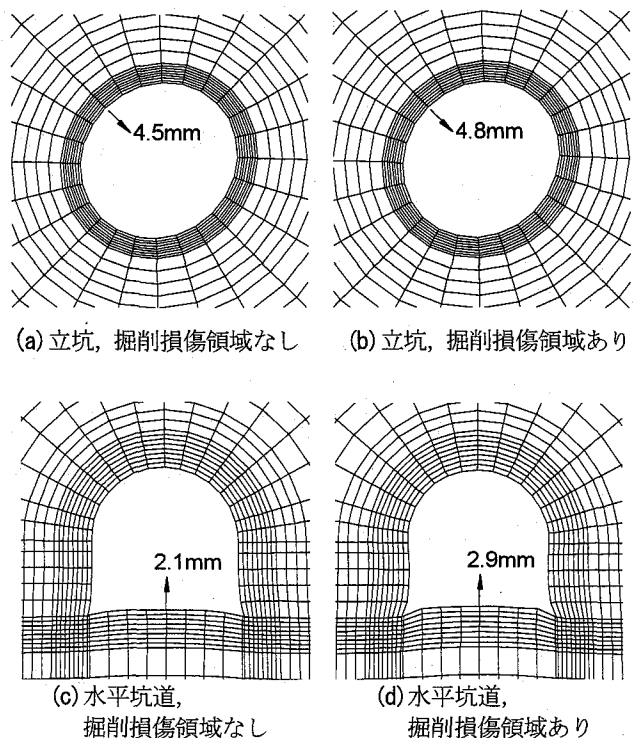


図-7 坑道周辺岩盤の変形

った。また、掘削影響領域による最大変位量の差として、立坑と水平坑道では、増加の程度に差が見られた。これは、立坑の場合、掘削損傷領域が発生する前に既に 80% の応力解放がなされていて、残りの 20% 分だけが掘削損傷領域の変形に寄与したことに對して、水平坑道の場合は、解放力の 40% 分が寄与したためである。ただし、立坑、水平坑道のいずれにおいても、掘削損傷領域による変位の増加の程度は、Sato ら⁹⁾ の結果と比較しても、それほど、顕著なものとなっていないことから、掘削損傷領域が周辺岩盤の変形に及ぼす影響は小さいことが予想される。

(2) 安全率

掘削損傷領域の有無による空洞安定性評価への影響を見るために、安全率の算定を行った。安全率は、図-11 に示すように、せん断破壊に対してはモール・クーロンの破壊規準を用い、引張破壊に対しては引張強度 $=0$ として破壊接近度より求めた。安全率分布を図-12 に示す。立坑では、いずれのケースにおいても、 $F_s < 1.0$ となる領域はなく、せん断破壊や引張破壊は発生しなかった。また、掘削損傷領域の有無による分布の差はほとんど見られなかった。水平坑道では、いずれのケースにおいても、側壁と底盤部において安全率の低い領域が広がった。そして、側壁下部と底盤部において、 $F_s < 1.0$ となる領域 (壁面から $0.1 \sim 0.2\text{m}$ の範囲) が生じた。これは、解析上、岩盤に引張応力が生

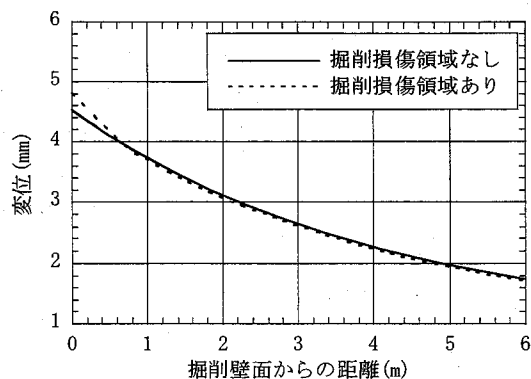


図-8 立坑 NW-SE 方向の岩盤内変位分布

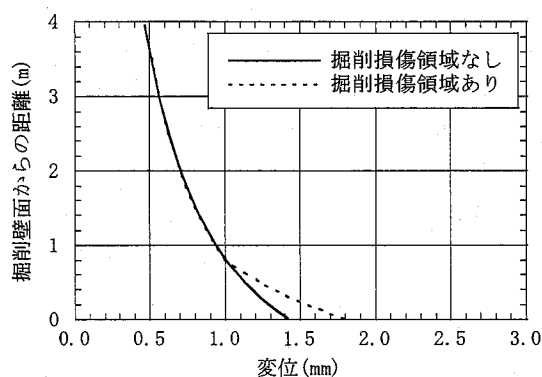


図-9 水平坑道天端における岩盤内変位分布

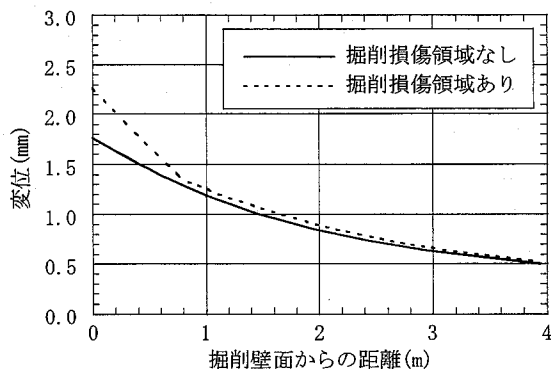


図-10 水平坑道右側壁における岩盤内変位分布

じたことによるものである。

掘削損傷領域を考慮した場合、その領域のせん断強度は低下していることから、立坑、および水平坑道のいずれの場合においても、掘削損傷領域を考慮しない場合に比べて安全率が大幅に低下することも想定された。しかし、両者を比べると、明瞭な差は見られない。これは、掘削損傷領域内のほとんどの要素では、せん断側でなく、引張側のモードで安全率が決定されたため、せん断強度の低下の影響をほとんど受けなかったためである。また、アーチ部については、 $F_s < 1.0$ となる領域は発生しなかった。

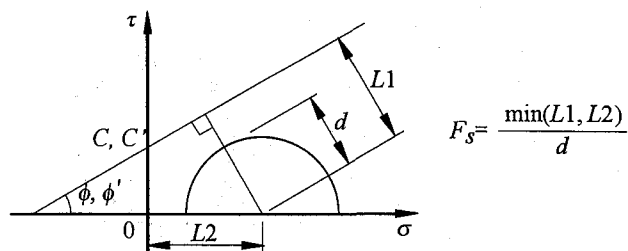


図-11 安全率の定義

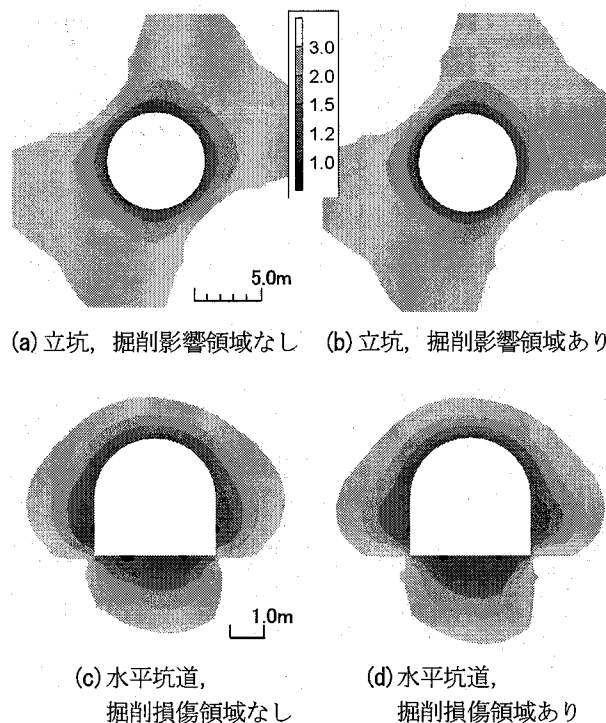


図-12 安全率分布

(3) 平均透水係数

仮想割れ目モデルによる掘削完了後の周辺岩盤の平均透水係数の分布を図-13 に示す。立坑の場合、壁面全周にわたって透水係数の増加を示した。掘削損傷領域を考慮しない場合の透水係数は初期透水係数に対して最大 1 オーダー程度の増加となったが、考慮した場合は著しく増加し、掘削損傷領域のほとんどの領域において 50 倍以上、最大 2 オーダー程度増加することが予測された。

水平坑道の場合、アーチ部や隅角部に比べて、側壁や底盤部の透水係数の増加が著しい。また、掘削損傷領域を考慮しない場合は最大 1 オーダー程度の増加となった。また、考慮した場合は、掘削損傷領域内はほぼ 50 倍以上、最大で 2 オーダー程度増加することが予

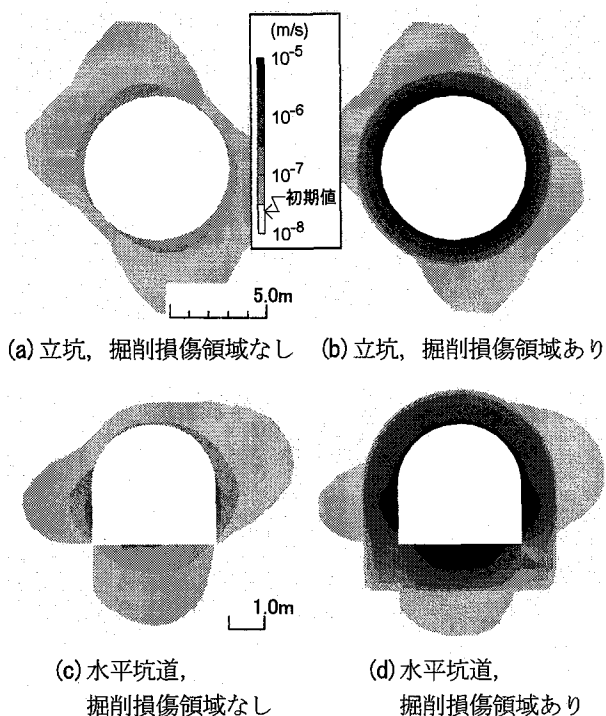


図-13 平均透水係数分布

測された。堀田らの底盤透水試験¹⁶⁾によると、発破掘削を行った坑道底盤部の掘削損傷領域の幅は50cm程度、軸方向の透水係数は健岩部よりも2オーダー程度増加したとある。今回の解析とは条件が必ずしも同じであるとは言えないが、掘削損傷領域を考慮した解析結果は、上記の計測結果と整合的であったと考えられ、掘削損傷領域における透水係数の著しい増加の状況がある程度、表現できたと考えられる。

立坑、および水平坑道のいずれにおいても、掘削損傷領域内において、著しい透水係数の増加を示したが、これは、掘削損傷領域内では新規の割れ目が壁面平行方向に発生し、さらに、掘削による応力解放に伴ってそれに作用する垂直応力がほとんどない状態となったことから、新規の割れ目のほとんどが透水係数の増加に寄与したことによるものである。

5. まとめ

本研究の解析的検討により、掘削損傷領域のモデル化手法を構築し、掘削損傷領域を考慮したクラックテンソルモデルおよび仮想割れ目モデルによる掘削影響解析により、坑道掘削時の周辺岩盤の挙動に関してより詳細な検討が可能になったことが示された。

解析の結果をまとめると以下ようになる。

- ・既存の観測結果から、不連続性岩盤の掘削損傷領域では、剛性の低下は、新規の割れ目が発生すること

により生じるものと解釈でき、それに基づいて掘削損傷領域の挙動を定式化することができた。

- ・掘削損傷領域を考慮したクラックテンソルモデルによる解析の結果、壁面変位および掘削損傷領域中の変位は増加を示したが、既存の結果よりも、その影響は顕著ではなかった。安全率分布には変化はほとんど現れなかった。
- ・掘削損傷領域を考慮した仮想割れ目モデルによる解析の結果、掘削損傷領域を考慮しない場合に比べて、周辺岩盤の透水係数は著しく増加し、立坑および水平坑道ともに、最大2オーダー程度の増加を示すことが予測された。

解析の結果、掘削損傷領域の水理学的影響は非常に大きいと予測された。また、放射性廃棄物処分の地下施設においては、岩盤の低透水性を重要視していることから、掘削損傷領域に対する調査・研究は、今後とも、重要な課題であると考えられる。

本研究の解析に用いたパラメータについては、地表面からのボーリング調査データから設定することを前提としたが、一部、既存の知見を利用した箇所や、仮定せざるをえなかったものもある。また、本研究は、超深地層研究所計画の第1段階における予測解析のために行ったものであり、現状では、提案したモデルの妥当性を検証できる計測データはほとんどない。したがって、超深地層研究所計画の第2段階以降の調査研究によって、坑道での調査に基づいたパラメータの検証、および実際の坑道掘削後の周辺岩盤の調査・計測により、本解析手法の検証や高精度化を図ることが、今後の課題として挙げられる。

参考文献

- 1) 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—、分冊1 わが国の地質環境、pp.III-126 - III-142, JNC TN1400 99-021, 1999.
- 2) OECD/NEA Workshop: *Excavation response in geological repositories for radioactive waste*, Proceedings of an NEA workshop, OECD, Paris, 1989.
- 3) Excavation Disturbed Zone Workshop: *Designing the excavation disturbed zone for a nuclear repository in hard rock*, Proceedings of the excavation disturbed zone workshop, International conference on deep geological disposal of radioactive waste, Winnipeg, Manitoba Canada, 1996.
- 4) 日本トンネル技術協会：トンネル掘削によるゆりみ領域の調査報告書、pp.110-112, 1982.
- 5) 福田和寛：花崗岩中のトンネル掘削に伴う岩盤挙動と物性変化、第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、岩の力学連合会、pp.231-236, 1990.

- 6) Sugihara, K., Matsui, H., Ishijima, F. and Sato, T.: Study on excavation disturbance in the kamaishi mine, Japan, in *Proceedings of the excavation disturbed zone workshop on Designing the excavation disturbed zone for a nuclear repository in hard rock*, International conference on deep geological disposal of radioactive waste, Winnipeg, Manitoba Canada, pp.15-25, 1996.
- 7) 核燃料サイクル開発機構：釜石原位置試験総括報告書，サイクル機構技術資料，JNC TN7410 99-001，pp.I-1 - II-101，1999.
- 8) 杉原弘造，亀村勝美，二宮康郎：堆積軟岩での発破による掘削影響の現場計測に基づく検討，土木学会論文集，No.589/III-42，pp.239-251，1998.
- 9) Sato, T., Kikuchi, T. and Sugihara, K.: In-situ experiments on an excavation disturbed zone induced by mechanical excavation in Neogene sedimentary rock at Tono mine, central Japan, *Eng. Geol.*, Vol.56, pp.97-108, 2000.
- 10) 吉田秀典，金子岳夫，堀井秀之：高レベル廃棄物処分坑道・処分孔のMBC解析と掘削影響領域の評価に関する研究，第31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.226-230，2001.
- 11) 石井卓，郷家光男，桜井英行，里優，木下直人，菅原健太郎：仮想割れ目モデルによる空洞周辺岩盤の透水性変化予測手法，土木学会論文集，No.715/III-60，pp.237-250，2002.
- 12) Oda, M.: An equivalent continuum model for coupled stress and fluid flow analysis in jointed rock masses, *Water Resour. Res.*, Vol. 22, No. 13, pp.1845-1856, 1986.
- 13) Oda, M.: An experimental study of the elasticity of mylonite rock with random cracks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 25, No. 2, pp.59-69, 1982.
- 14) 佐藤稔紀，見掛信一郎，玉井猛，今津雅紀，坂巻昌工：地下1,000mに向けて・瑞浪超深地層研究所の建設計画，サイクル機構技報，No.20，pp.31-43，2003.
- 15) 核燃料サイクル開発機構：高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する知識基盤の構築－平成17年とりまとめ－，分冊1 深地層の科学的研究，JNC TN1400 2005-014，pp.4-1 - 6-12，2005.
- 16) 堀田政國，木下直人，松井裕哉，杉原弘造：坑道底盤の坑軸方向透水性の計測，第29回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.166-170，1999.
- 17) 中間茂雄，佐藤稔紀：瑞浪超深地層研究所における岩盤力学研究の現状～地表からの調査研究段階から坑道の掘削を伴う研究段階～，資源・素材 2005（室蘭），平成17年度資源・素材関係学協会合同秋季大会，企画発表・一般発表(A)(B)講演資料，pp.115-119，2005.
- 18) 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第2次取りまとめ－，分冊2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022，pp.A-1 - A-28，1999.
- 19) Bandis, S. C., Lumsden, A. C., Barton, N. R.: Fundamentals of rock joint deformation, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 20, No. 6, pp.249-268, 1983.
- 20) 多田浩幸，石塚与志雄，山辺正，小田匡寛：岩盤不連続面を考慮したトンネル交差部の応力・変形解析，土木学会論文集，No. 511/III-30，pp.47-55，1995.
- 21) Bandis, S. C., Lumsden, A. C., Barton, N. R.: Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 18, pp.1-22, 1981.
- 22) 中間茂雄，中島貴弘，青木俊朗，佐藤稔紀：DH-2号孔の岩芯を用いた力学特性調査結果，サイクル機構技術資料，JNC TN7400 2003-003，pp.10-18，2003.
- 23) 森孝之，森川誠司，田部井和人，岩野圭太，中嶋誠門：MBCモデルによる瑞浪超深地層研究所研究坑道の掘削影響予測解析，サイクル機構技術資料，JNC TJ7400 2005-080，pp.3-1 - 3-30，2005.
- 24) Oda, M.: A method for evaluating the representative elementary volume based on joint survey of rock masses, *Can. Geotech. J.*, Vol. 25, pp.440-447, 1988.
- 25) 森孝之，森川誠司，田部井和人，岩野圭太：研究坑道掘削に伴う坑道周辺岩盤への力学的影響評価解析，サイクル機構技術資料，JNC TJ7400 2002-007，pp.4-14，2002.
- 26) 大津宏康，西山哲，土山富広，中井亮太郎，澤田淳，山田直之，坂本和彦，内田雅大：我が国の岩盤における亀裂特性とそのモデル化に関する研究－亀裂モデルの信頼性評価手法の開発－，サイクル機構技術資料，JNC TY8400 2001-004，pp.23-26，2001.
- 27) 前田信行，石原輝行，佐藤稔紀，杉原弘造：き裂観察による坑道周辺の掘削損傷領域の評価，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，III-B53，pp.106-107，1999.
- 28) 土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕，pp.28-29，2002.
- 29) 日本鉄道建設公団：NATM設計施工指針，鉄公サービス，pp.335-337，1996.