

節理の破壊を考慮したひずみ軟化モデルによる

トンネルの三次元掘削解析

THREE-DIMENSIONAL ANALYSIS OF TUNNEL EXCAVATION USING A STRAIN-SOFTENING MODEL CONSIDERING JOINT AND ROCK FAILURE

豊田耕一*・田坂嘉章**・宇野晴彦***・南将行****・前島俊雄*****

Koichi TOYODA, Yoshiaki TASAKA, Haruhiko UNO, Masayuki MINAMI, Toshio MAEJIMA

To predict and analyze the an-isotropic deformation behavior of tunnel excavations in discontinuous or jointed rock masses, a continuum model which takes into account the joint failure is proposed. The model considers not only the anisotropic strength and deformation behaviors of a rock masses, but also its nonlinearity and strain-softening behavior. The model has been applied to excavation simulations of tunnels and it is demonstrated that the model can capture reasonably well the anisotropic deformation behavior of discontinuous rock masses and response of installed rock support systems.

Key Words: tunnel, discontinuous, anisotropic, support-system, strain-softening

1. はじめに

岩盤に介在する節理などの不連続面は、トンネルの掘削時挙動に影響を及ぼす。不連続面を有する岩盤の挙動評価の精度向上には、不連続面挙動を考慮できる解析手法が必要であり、筆者らは、二次元場における節理の破壊を考慮したひずみ軟化モデル¹⁾を構築し、その適用性を確認している^{1),2)}。しかし、不連続面は三次元的に分布しているため、トンネルの方向が変化する場合には、トンネル軸方向と不連続面の交差角の違いによる異方的な変形挙動が計測結果²⁾に現われ、二次元解析を用いて評価するには限界がある。

そこで、本研究では、上記の岩盤モデルを三次元に拡張し、三次元場において異方的な変形挙動が認められる計測結果に対し、適用性の検討を実施した。

2. 解析手法

(1) 岩盤モデルの概要

節理性岩盤は、図-1 に示すような卓越する節理群と、この節理群を取り除いた等方的な基質岩盤から構成されるものとする。本解析手法での変形特性は、不連続面と基質岩盤の等価連続体への置き換え手法³⁾を適用し、強度特性は、Jaeger の弱面理論⁴⁾を適用する。

* 正会員 東電設計 (株) 技術開発本部土木技術部

** 正会員 工学修士 東電設計 (株) 技術開発本部土木技術部

*** 正会員 博士 (工学) 東電設計 (株) 技術開発本部技術企画部

**** 正会員 修士 (工学) 東京電力 (株) 建設部土木・建築技術センター地下構造物技術グループ

***** 正会員 博士 (工学) 東京電力 (株) 建設部土木・建築技術センター地下構造物技術グループ

基質岩盤および不連続面の応力-ひずみ関係については、図-2 に示すように、基質岩盤は、ピーク強度に達した後、残留応力まで応力を解放するひずみ軟化材料（軟化過程は無視）とし、不連続面は、降伏応力で塑性する弾-完全塑性材料として理想化する。なお、非線形性は、図-3 に示すように、破壊余裕度⁵⁾を用いて、それぞれの強度特性と関係付けた応力依存型で与える。

(2) 岩盤の変形特性

Singh のコンプライアンス法は、不連続面と基質岩盤の等価連続体への置き換えにより不連続性岩盤の変形特性を表現する手法である。本研究では、理論展開が容易なマイクロメカニクスに基づく連続体理論⁶⁾により岩盤の構成則を展開し、理想化した岩盤の巨視的接線コンプライアンスを求める。

連続的に配置している M 組の不連続面群を含む岩盤の巨視的接線コンプライアンスマトリクス $[\bar{C}]$ は、

$$[\bar{C}] = [C^R] + \sum_k \frac{1}{d_k^J} [T]_k^T [K]_k^J [T]_k \quad (1)$$

ここで、

$[C^R]$: 基質岩盤の接線弾性コンプライアンスマトリクス（均質等方弾性体）

$[K]_k^J$: k 番目の不連続面における法線方向とせん断方向の相対変位増分と不連続面の平均応力増分の関係を表す接線剛性マトリクス

$[T]_k$: k 番目の不連続面の座標変換マトリクス

d_k^J : k 番目の不連続面群の平均間隔

と得られる。

(3) 岩盤の強度特性

Jaeger は、基質部（岩石）が Mohr-Coulomb の破壊基準に従い、弱面が Coulomb 型の破壊基準に従うと仮定し、式(2)に示すそれぞれの破壊基準に囲まれた領域において、単一弱面を有する岩石材料の破壊基準として与えている。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2}{1 - \sin \phi^R} (c^R \cos \phi^R + \sigma_3 \sin \phi^R) \quad (2a)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{1}{\cos(\phi^J + \psi^J) \sin \psi^J} (c^J \cos \phi^J + \sigma_3 \sin \phi^J) \quad (2b)$$

ここで、

σ_1, σ_3 : 等価連続体の平均応力における最大・最小主応力

c^R, ϕ^R : 基質部（岩石）の粘着力、内部摩擦角

c^J, ϕ^J : 弱面の粘着力、内部摩擦角

ψ^J : 最大主応力方向と弱面のなす角度

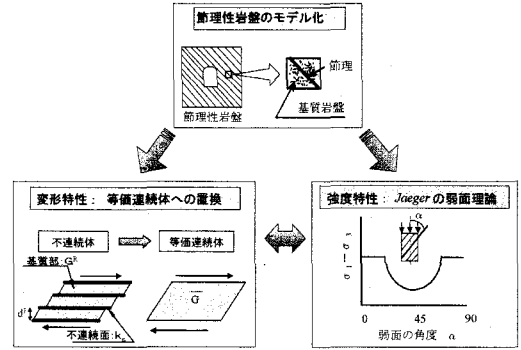


図-1 節理性岩盤のモデル化

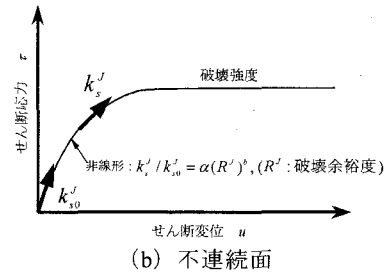
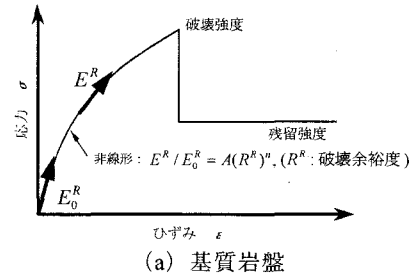


図-2 理想化した基質岩盤および不連続面の応力-ひずみ関係

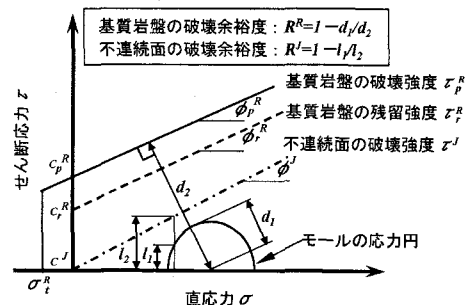


図-3 破壊基準と破壊余裕度

基質岩盤の破壊については、等方的なものとし、平均主応力 σ_m 一定条件で残留強度まで応力を低下させる。不連続面の破壊については、垂直応力 σ_n 一定条件でせん断応力 τ_s を調整する。

破壊判定は、不連続面の破壊よりも基質岩盤の破壊を優先させる。不連続面が基質岩盤よりも先行して破壊した場合には、岩盤は、不連続面の破壊基準を満足し、その後、基質

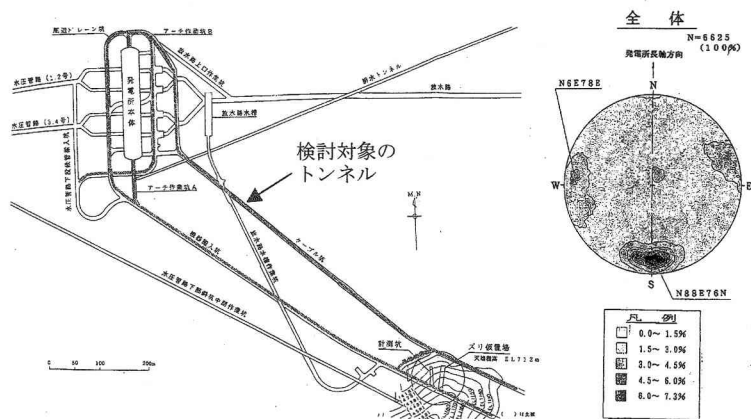


図-4 葛野川発電所の周辺トンネルと卓越節理方向

岩盤の残留強度の破壊基準に抵触した時点で岩盤の破壊と見なす。基質岩盤ならびに不連続面が引張破壊した場合は、引張応力を解放する。破壊に伴う応力再配分は、修正 Newton-Raphson 法により一定誤差に収束するまで繰り返し計算により行う。

3. トンネルの計測結果と分析

(1) 検討対象トンネルとその周辺地質

本研究の検討対象のトンネルは、図-4 に示す葛野川地下発電所における幅 7m、高さ 7m の馬蹄形の機器搬入トンネルや周辺ドレーン坑を始めとする周辺トンネル (図-5 参照) である。

これらのトンネルの土被りは 200~500m であり、岩盤の地質は泥岩と砂岩の混合層からなる。岩盤には、節理・へき開が著しく発達しており、図-4 の節理分布に見られるように、ほぼ東西方向(N88E)の走向で、北急傾斜(76N)の節理が広範囲に高い密度(5~35 本/m)で分布している。

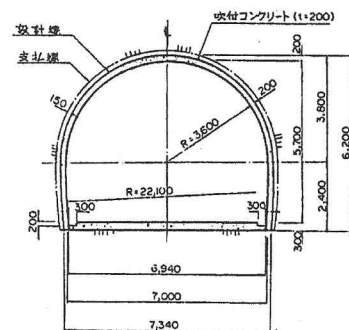
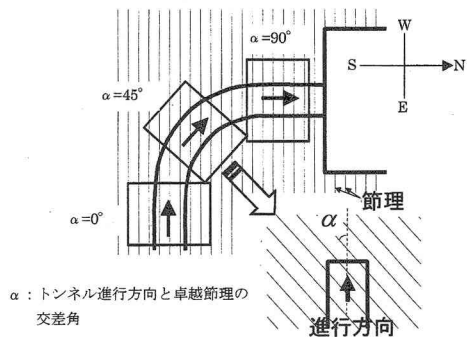


図-5 機器搬入坑の標準断面

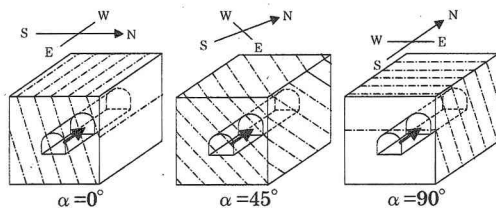
(2) トンネルと節理の交差角の考え方

検討対象トンネルでは、358 地点で内空変位が計測されている。図-4 より、トンネルの方向は多岐に渡っている。そのため、図-6(a)に示すようにトンネルの進行方向と卓越節理の交差する角度 (α と定義する) が変化するため、トンネルの挙動に異方的な影響を及ぼすと考えられる。そこで、計測結果の分析にあたっては、 α が内空変位に及ぼす影響に着目した。

図-6(a)に示す α が 0、45、90° の場合に対する三次元場におけるトンネルと節理の関係を図-6(b)に示す。 $\alpha=0^\circ$ は、トンネルと節理は平行であり、トンネル断面の内空変位に及ぼす影響が大きいと推察される。 $\alpha=90^\circ$ は、トンネルと節理はほぼ直交するため、トンネル断面の内空変位



(a) トンネルと節理の交差角 α の定義



(b) トンネルと節理の関係 (三次元表示)

図-6 トンネルと節理の交差角の概念図

に及ぼす影響は小さいこと、 $\alpha=45^\circ$ は、それらの中間的な影響度であることが推察される。

(3) 計測結果の分析

全計測データによるトンネルと節理の交差角 α と内空変位の関係を図-7 に示す。図によれば、内空変位は、データ数に差があるものの概ね右下がりの傾向を示し、トンネルと節理の交差角の影響による異方的な変形挙動が認められる。しかし、同じ α であっても変位量のばらつきが大きく、明瞭な傾向を捉えることは困難である。このばらつきの原因としては、土被り（初期応力）や地質の影響が考えられ、定量的傾向を評価するため、土被りや地質のばらつきを低減することとした。

土被りの影響については、 α が広範囲にあり、かつデータ数が多い土被りが 350m~450m の範囲の計測データ（124 地点）に絞り込むことにより低減を図った。地質の影響については、表-1 に示す切羽面の地質状況に応じて定義付けた切羽ランクのうち、データ数が多く、比較的均質で節理の影響が明瞭に現れると考えられるランク 1 の計測データ（95 地点）に絞り込むことにより低減を図った。その結果として、図-8 に示すトンネルと節理の交差角 α と内空変位の関係を得た。図-8 に示す実線は、計測された内空変位の回帰曲線であり、変位量は $\alpha=90^\circ$ 付近で小さく、 $\alpha=0^\circ$ 付近で最も大きくなる傾向が見られる。この整理結果を解析結果との比較検討に用いることとした。

4. 解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-6(b)に示す三次元ブロック領域に基づいて作成した。その際、トンネル形状は、図-5 に示す機器搬入坑の標準断面図に基づいた。FEMメッシュを図-9 に示す。実際の支保工は吹付けコンクリートとロックボルトが用いられているが、連続体解析におけるロックボルトの作用効果については不明な点が多いため、本解析では吹付けコンクリート(20cm 厚)のみをソリッド要素によりモデル化した。

解析では、トンネルの切羽進行を 3m の掘削ピッチで考慮した。トンネルの進行方向は FEMメッシュにおいて一定であるため、節理は、トンネル進行方向との相対的な走向角と傾斜角の情報を各要素に与えることにより考慮した。同様に、初期応力についても、原位置測定において

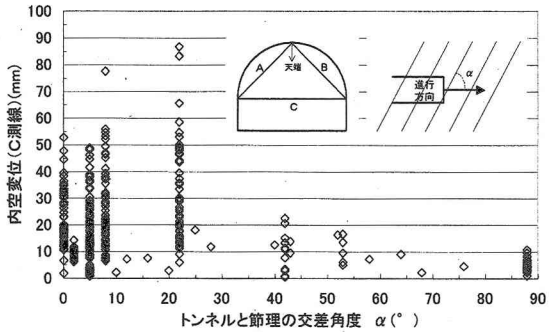


図-7 トンネルと節理の交差角度と内空変位の関係
(全計測データ)

表-1 切羽ランクの定義

切羽ランク	判断基準
1	切羽面の 80%以上が CH
2	切羽面の 50~80%以上が CH
3	切羽面の 20~50%以上が CH
4	切羽面の 20%以上が CH, 残り CM 優勢
5	切羽面の 20%以上が CH, 残り CL 優勢

CH,CM,CL は電研式岩盤分類に基づくものである

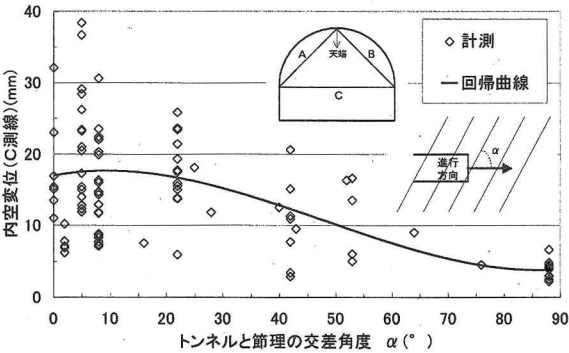


図-8 トンネルと節理の交差角と内空変位の関係
(土被り 350m~450m、切羽ランク 1)

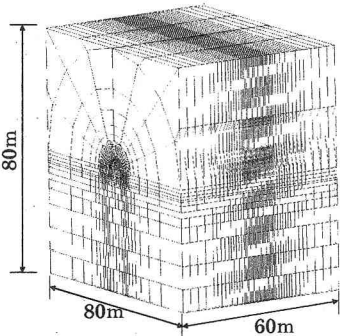


図-9 FEMメッシュ

基準とした方向とトンネルの進行方向との相対関係から応力変換を行った。

(2) 入力パラメータ

表-2 に解析用物性値^{1),2)}を示す。基質岩盤の解析用物性値は、主に原位置のせん断試験および変形試験の結果に基づいて設定した。節理の力学特性は、原位置のせん断試験およびフリクション試験結果に基づき設定した。節理の幾何特性については、図-4 に示す最も卓越した節理群(N88E76N)のみを考慮することとし、トンネルとの交差角 α と対応する節理の走向を $0^\circ \sim 90^\circ$ まで 15° 刻みごとに、パラメータスタディを行った。また、節理密度についても5~35 本/m とばらつきがあることから、節理間隔を5、10、20cm (節理密度では、20、10、5 本/m) と変化させたパラメータスタディを行った。

初期応力は、原位置において多軸ひずみ法により計測された表-3 に示す値を用い、FEMモデルに与えた。

表-2 解析用物性値

区分	パラメータ	値
基質	初期接線弾性係数	$E_s^0 = 4.0 \times 10^4$ (MPa)
	ポアソン比	$\nu^0 = 0.25$
	破壊強度	$\tau^0 = 1.5 + \sigma_n \tan 58^\circ$ (MPa)
節理	残留強度	$\tau^R = 0.5 + \sigma_n \tan 50^\circ$ (MPa)
	初期せん断剛性	$k_s^0 = 10 \sigma_n^0$ (MPa/cm)
	節理間隔	$d^0 = 5, 10, 20$ (cm)
	節理の走向角	$\theta^0 = 0 \sim 90^\circ$ ($^\circ$)
	節理の傾斜角	$\psi^0 = 75^\circ$ ($^\circ$)
吹付けコンクリート	弾性係数	$E^R = 2.0 \times 10^4$ (MPa)
	ポアソン比	$\nu^R = 2.0 \times 10^{-1}$ (MPa)

表-3 解析に用いた初期応力

主応力	応力値(MPa)	方向・傾斜
σ_1	17.0	N5W12SE
σ_2	12.4	N116E66NW
σ_3	11.0	N99W19NE

5. 解析結果

抽出した節理の影響による異方的な変形挙動の計測結果に対して、上記パラメータによる節理の破壊を考慮したひずみ軟化モデルによる三次元FEM解析を行い、計測結果と解析結果の比較により適用性の検討を行った。

(1) 切羽進行の影響検討

計測および解析による切羽進行に伴う内空変位の経時変化を図-10 に示す。この解析事例は、内空変位量に及ぼす節理の影響が最も大きい $\alpha = 0^\circ$ の場合であり、節理間隔は20cm である。計測との比較によれば、最終変位量に至るまでの変位の発生傾向に差異が見られるものの、変位が概ね収束する切羽距離(約10m)は一致している。この事例では、切羽進行の影響は、約1.5D (D: トンネル径) の範囲に及んでいる。参考として、三次元解析による全変位量に対する切羽通過前の変位の発生比率を求めると、33%となっており、二次元解析で適用される一般的な比率の30~40% の範囲にあることがわかる。

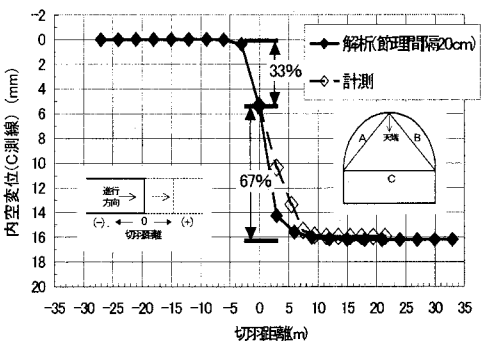


図-10 切羽進行に伴う内空変位の経時変化

(2) トンネルと節理の交差角の影響検討

計測および解析による交差角 α と内空変位の関係を図-11 に示す。

節理がない解析ケースは、トンネル進行方向の違いによる初期応力と内空変位の関係を示している。同図により、トンネルの方向(α)が変化しても、同じ内空変位を示しており、初期応力の三次元性の影響は、

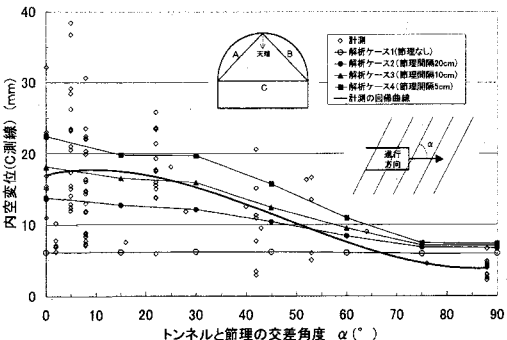


図-11 トンネルと節理の交差角と内空変位の関係

非常に小さいことがわかる。

節理を考慮した解析ケースの内空変位は、節理間隔にかかわらず、計測と同様に、トンネルと節理が平行となる $\alpha=0^\circ$ 近傍で大きく、トンネルと節理が直交する $\alpha=90^\circ$ 近傍で小さくなる右下がりの傾向が認められる。節理間隔の影響については、節理間隔が小さくなるにしたがって、内空変位が大きくなる傾向が認められる。また、 α が小さいほど、同じ

α における節理間隔の違いによる内空変位への影響が大きくなる傾向を示す。これらのことから、計測に見られる同じ α の内空変位のばらつきは、節理間隔が支配的要因であることが推察できる。

破壊領域の比較を図-12に示す。破壊領域にも、内空変位と同様の α と節理間隔の影響が認められる。破壊領域は、 α が 0° で最も大きくかつ異方性が強く現れ、節理間隔による差異も大きい。一方、 α が 60° と 90° では、 α および節理間隔ともに、破壊領域への影響はほとんど見られない。

以上のことから、トンネルと節理の交差角、節理間隔は、岩盤変位および破壊領域に影響を及ぼすことがわかった。

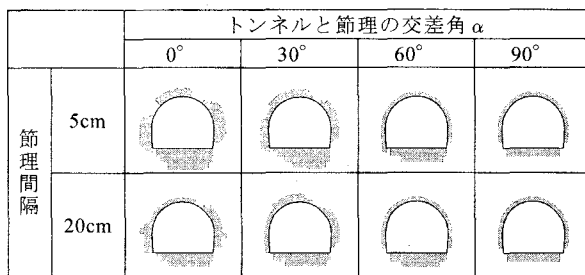


図-12 トンネルと節理の交差角と破壊領域の関係

(3) トンネルと節理の交差角と支保効果の関係

支保工（吹付けコンクリート）を考慮する場合と考慮しない場合の解析（節理間隔：20cm）結果を図-13に示す。

各解析ケースの内空変位の分布形状は、ほぼ相似である。内空変位は支保を考慮しないケースの方が大きく、 α が小さくなるにしたがって、支保による内空変位の抑制効果が大きくなることがわかる。したがって、本手法は、 α および支保の有無による影響を評価可能であると考えられる。

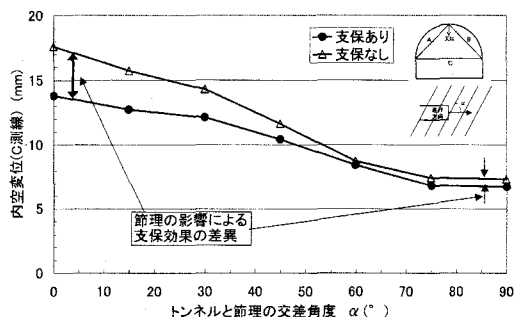


図-13 支保が内空変位に及ぼす影響

6. おわりに

本研究では、構築した岩盤モデルの実岩盤への適用性を検討した。その結果、節理性岩盤における支保設計では、トンネルと節理の交差角や節理密度に応じて適切な支保量を設計する必要があることが明らかとなり、本岩盤モデルにより評価可能であることがわかった。

7. 参考文献

- 1) 田坂嘉章、宇野晴彦、大森剛志、工藤奎吾:節理の破壊を考慮したひずみ軟化解析手法と大規模地下空洞掘削への適用、土木学会論文集、No.652/III-51、pp73-90、2000
- 2) 鈴木康正、小山俊博、田坂嘉章、石橋勝彦:節理・へき開の発達した堆積岩中に掘削された大深度地下空洞の変形特性、土木学会第55回年次学術講演会、CS、pp.320-321、2000
- 3) Singh, B.: Continuum characterization of jointed rock mass, part I - The constitutive equations, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst., Vol.10, pp.311-335, 1973.
- 4) Jaeger, J.C.: Shear failure of anisotropic rocks, Geol. Mag., Vol.97, No.1, pp.65-72, 1960.
- 5) 本島 睦、日比野 敏、林 正夫:岩盤掘削時の安定解析のため電子計算プログラムの開発、電力中央研究所報告、No.377012、1978.
- 6) 吉田秀典、堀井秀之:マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模地下空洞掘削の解析、土木学会論文集、No.535/III-34、pp23-41、1996