

# 不連続岩盤の挙動予測に基づくトンネル支保設計

小杉昌幸\*・中川光雄\*\*・石原治幸\*\*\*

本報では、不連続岩盤条件に即応する支保設計解析法の検討を目的とし、ジョイント特性評価に関して、三次元ジョイント変位計の開発に着手し、ジョイント挙動の実験的検討とモデル化を行った。また、岩盤挙動予測に関して、無支保およびロックボルト支保の場合の不連続岩盤挙動を個別要素解析 (DEM) によって評価し、支保効果による挙動抑制から最適支保の設計を試みた。以上についてのプロセス、実験結果、挙動モデルおよび岩盤挙動解析結果を報告する。

**Key Words**: rock mass behaviour, joint deformeter, tunnelling method, reinforcement design

## 1. 序 論

地下の岩盤は、緻密で均質な岩石、ジョイントやき裂による不連続岩塊の集合、さらには粘土を挟む断層などが複雑に組み合わさっており、その構造や工学的性質は複雑な状態を呈している。しかし、基本的な岩盤の破壊機構は、潜在的な破壊を伴う容積変化の影響を強く被り、これら容積変化や挙動の大部分は不連続面のダイレーションに依存していると考えられている<sup>1)</sup>。このため、トンネルなど地下空間の安定性評価には、岩盤を不連続問題として扱う挙動予測が必要になる。

不連続岩盤の問題を解析的に扱う手法の一つとして、Cundall<sup>2)</sup>は岩盤内のジョイントなど不連続面を要素境界で表し、挙動モデルを組み込んだ個別要素法 (Distinct Element Method, 以下、DEM と呼ぶ) を用いて不連続岩盤挙動を予測計算している。また、Barton<sup>3), 4)</sup>は JRC/JCS などのジョイント面特性を評価し、現場における寸法効果や応力状態の影響を補正した挙動モデルを導いている。このような手法を岩盤開発現場で実用するには、施工に即応する簡便な挙動モデル作成と不連続面の迅速な標定に基づく挙動解析に関する研究開発が求められる。また、解析結果の信頼性はジョイント挙動モデルの的確さに依存するため、ジョイント挙動の現場計測をフィードバックする検証が不可欠になる。

他方、従来から、岩盤内トンネルなど地下空間の安定維持には、掘削直後の岩盤が緩む前に支保施工して岩盤の変形を事前に抑制する手段が有効と考えられている。例えば、実用の新オーストリア・トンネル工法<sup>5)</sup> (New Austrian Tunnelling Method, 以下、NATM と呼ぶ)

では、岩盤分類等の評価に基づく設計に従って掘削と支保を繰り返し施工する工程が用いられている。しかし、掘削に伴って不連続面などの局所的岩盤条件を新たに得ることが多く、岩盤の緩む状態はこの不連続面条件の影響を被る。このように、不連続問題の観点でトンネルの安定性を考えると、掘削直後の岩盤情報を用いて岩盤挙動を予測した上で効果的な支保を設計する手法の確立がキーポイントになる。また、この手法を従来トンネル工法の工程に組み込むことにより、実用工法の改善に役立つものと期待される。

本報では、不連続岩盤の特性と挙動評価に基づく支保設計解析法<sup>6)</sup>の検討を目的とし、ジョイント評価に関して、三次元ジョイント変位計<sup>7)</sup>の開発に着手し、挙動モデル化に関する実験的検討を行った。また、岩盤挙動予測に関して、DEM 解析による無支保およびロックボルト支保の不連続岩盤挙動評価から最適支保の設計を試みた。これらについて、手法のプロセスを紹介し、さらに、実験とモデル化による評価結果および不連続岩盤挙動の予測解析結果を報告する。

## 2. 支保設計解析法

### (1) 実用トンネル工法の課題

従来からのトンネル工法では、NATM<sup>5)</sup>に代表されるように、岩盤分類などの地質条件や構造的条件に基づいてロックボルト、グラウトなどの支保を事前に設計し、開削後できるだけ速やかに支保を施工する工程が実用されている。トンネル掘削前に支保設計を行うため、予め岩盤条件に関する多くの情報を必要とし、ボーリング孔や坑道を利用した調査が数多く実施されている。しかし、対象となる岩盤領域の状態を事前に詳細に把握することは困難な場合が多く、トンネル掘削によって新たに貴重な情報を得ることも少なくない。

岩盤挙動の大部分が既存のジョイントなど不連続面に

\* 正会員 工博 資源環境技術総合研究所 主任研究官  
(〒305 茨城県つくば市小野川 16-3)

\*\* 正会員 工修 (株)CRC 総合研究所 主任

\*\*\* 工修 資源環境技術総合研究所 研究官

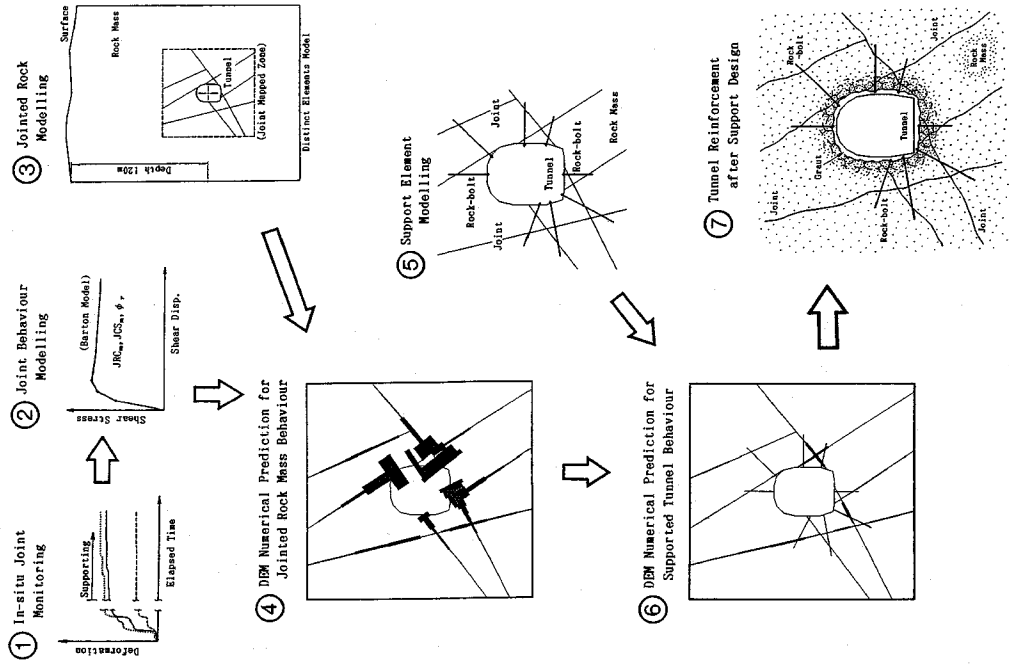


Fig.2 Schematic drawing of reinforcement design.

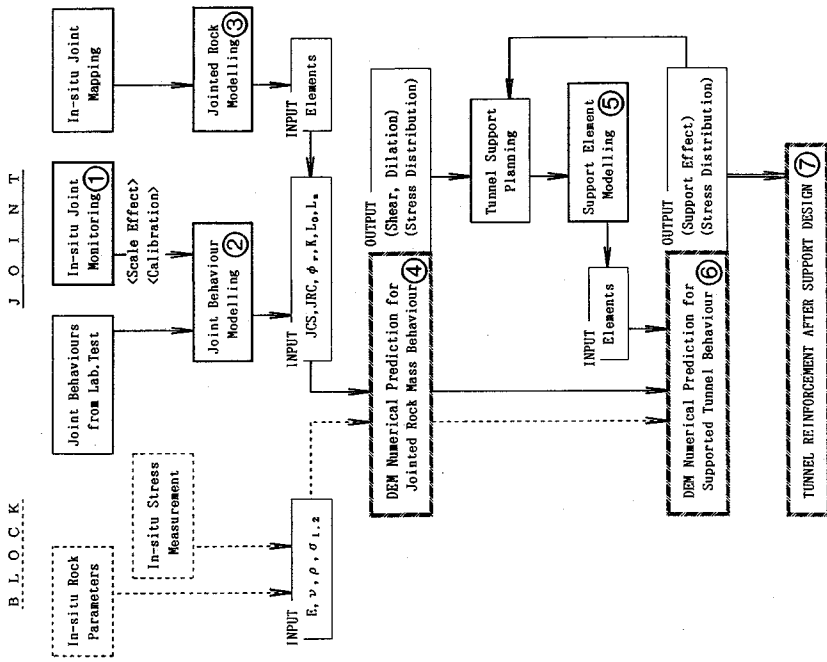


Fig.1 Block diagram of proposed reinforcement design based on joint characterization and rock mass behaviour prediction.

沿う滑りやダイレーションに依存するため、これら不連続面に係わる局所的岩盤条件は施工上無視できない問題となっている。多くの場合、堅固な支保施工によってトンネルなど地下空間の安全性は確保されている。しかし、支保の設計段階や施工後において、不連続面挙動に対する支保効果を定量的に評価・検証する技術は未だ確立されていない。

このように、実用のトンネル工法は、トンネル掘削に伴って得られる岩盤条件の情報に対する即応性の点で十分とはいえない。また、ジョイントなど不連続面の現場計測法もまた確立しておらず<sup>7)</sup>、予測された岩盤挙動をジョイント挙動から検証するのは困難になっている。このため、いかに的確に原位置の不連続面挙動を捉え、迅速に岩盤挙動を予測し、効果的な支保を設計してリアルタイムな情報化施工に反映させるか、が実用の工法における研究課題と考えられる。

## (2) 新設計法の特徴とプロセス

本報で提案する支保設計解析法は、開削直後の岩盤内不連続面評価を支保施工に直ちに反映させることを目的としており、このため、ジョイント挙動の評価と岩盤挙動の予測解析に基づいて効果的な支保設計を行う。この手法のプロセスは Fig.1 および Fig.2 のブロック・ダイアグラムに示すように考えられ<sup>6), 8)</sup>、両図中の番号は以下の工程に対応している。ここで、連続体 (Block) の入力は現場固有の固定値となる。

不連続面については、①ジョイント試料の実験評価と三次元変形の現場計測に基づき、②現場の寸法効果や応力下の影響を考慮した挙動モデルを構築する。また、③掘削直後のトンネル壁面や調査孔内の岩石コアから不連続面を標定し、不連続岩盤の要素分割モデルを作成する。④以上のデータを入力し、DEM の繰り返し計算結果として、ジョイントを有する不連続岩盤の変形挙動を予測する。次に、⑤岩盤挙動の予測解析において顕著な変形を呈するジョイントに対してロック・ボルトなど支保モデルを任意に設定し、⑥支保施工した岩盤の挙動を予測解析する。不連続面の変形量の改善を目安として支保配置を再設定して解析を繰り返し、⑦最適な支保配置を設計として採用する。

なお、連続体の岩石ブロックについては、従来からの解析法を用い、弾性体の力学特性を表すパラメータを用いて評価する。

このように、ジョイント挙動のモデル化、不連続岩盤挙動解析、支保トンネルの挙動解析を経て最終的な支保設計に至る。ここまでの工程は、ジョイント変位計の開発と挙動モデル化技術の確立によって、即応性が増し、既設のトンネル掘進に併行させて導入できるものと期待される。

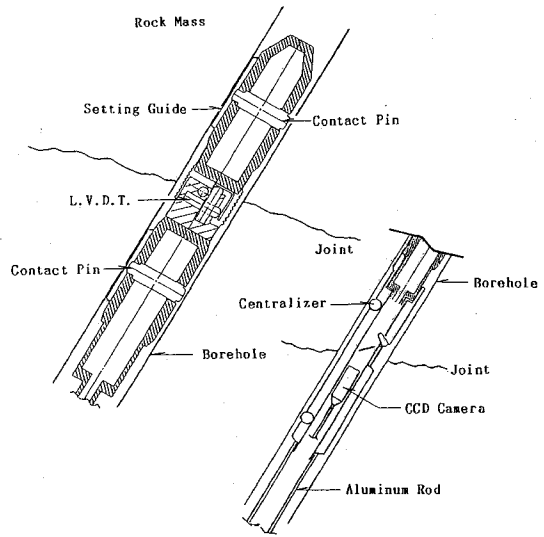


Fig.3 Structural drawing of three dimensional "Joint Deformometer" probe.

## 3. ジョイント挙動

### (1) 三次元ジョイント変位計

不連続岩盤の挙動解析に用いるジョイントの挙動モデルは現場ジョイントの非線形挙動を的確に表す必要がある。このため、ジョイントの現場計測に基づいて寸法効果や応力条件を考慮したジョイント挙動モデルを検証する必要がある。他方、大規模トンネル壁面の崩壊などの予知には、その兆候となる初期挙動をいち早く検出する必要がある。岩盤挙動はジョイントなど不連続面に沿って敏感に現れるため、ジョイントの現場モニターが現象の効果的な監視に役立つものと期待される。

このように、岩盤内ジョイントの挙動計測の必要性が高いものの、計測装置は未開発であるため、筆者らは新たな方式の三次元ジョイント変位計<sup>7)</sup>の開発を試みた。

Fig.3 に示すように、この変位計は孔井内のセット時に二分割され、ジョイントを挟む上下盤にそれぞれ固定される。この両者間の相対変位を三方向計測し、計測値の座標変換からジョイントのせん断変位ベクトルとダイレーションを評価する。

変位の計測精度を要求する場合、差動トランス変位センサを組み込んだ変位計を用い、長期モニターなどのため埋設する場合は、比較的安価な静電容量センサなどを利用する。差動トランス変位センサを用いた場合、変位計の構造を考慮すると約  $\pm 1 \mu\text{m}$  の計測精度、 $\pm 2.5 \text{ mm}$  の計測範囲が得られ、現場ジョイントの最大せん断応力に至るまでの挙動のモニターに十分適用できる。

### (2) ジョイント挙動の実験結果

ジョイント挙動を評価するため、ジョイントを挟む岩

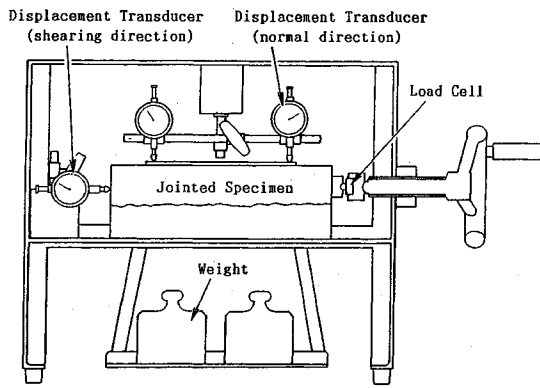


Fig.4 Schematic drawing of laboratory shearing test apparatus for jointed cores.

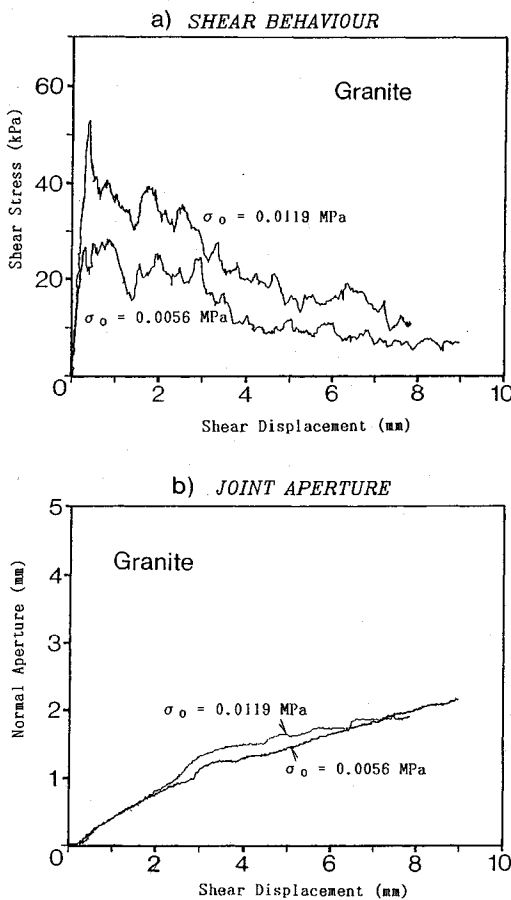


Fig.5 Shear behaviour for a jointed granite core from site A.

石試料を用いて室内せん断実験を行った。Fig.4に示すように、ジョイントを夾む岩石試料の下ブロックをせん断実験装置に固定し、上ブロックをジョイント面と平行な方向に載荷してせん断し、荷重、せん断変位、開口変位を計測した。また、ジョイント面の上ブロックにおもりを載せて垂直方向の応力を負荷した。岩石試料には、

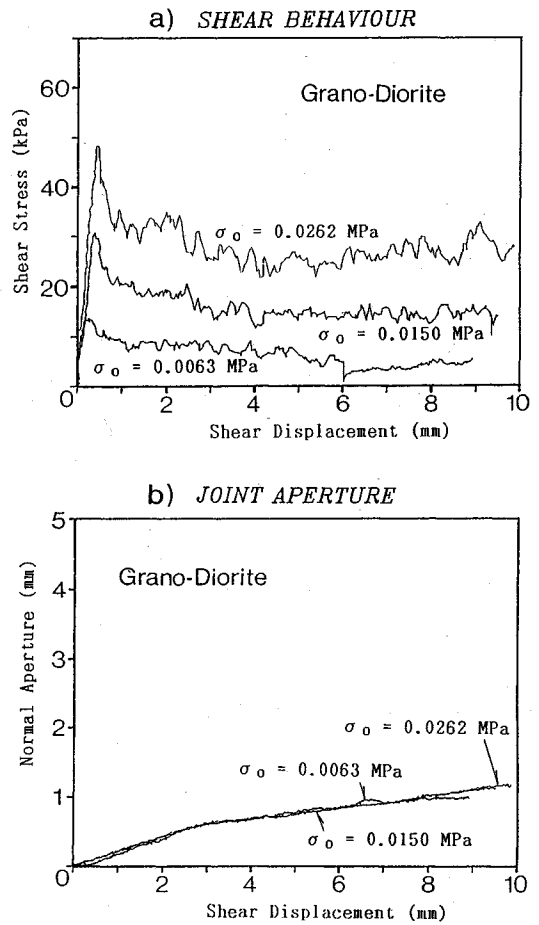


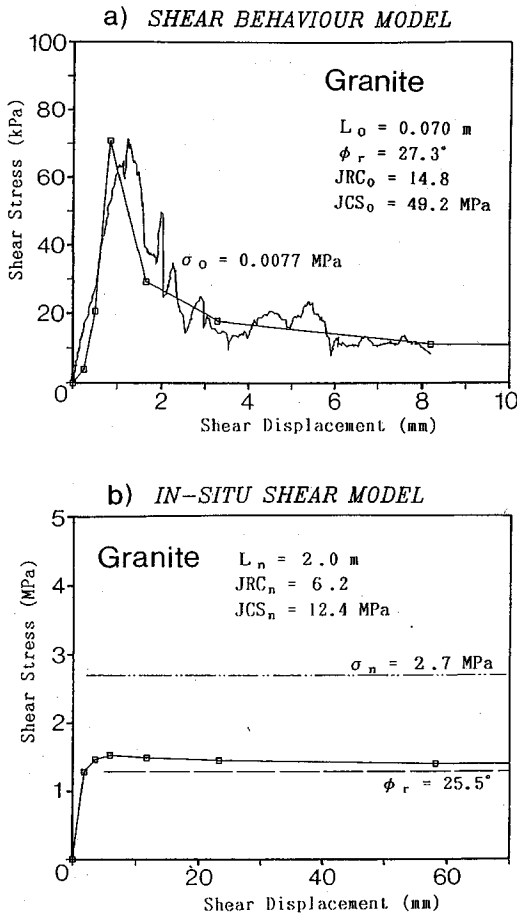
Fig.6 Shear behaviour for a jointed grano-diorite core from site B.

サイトA坑内から採取した直径69mmの花こう岩コアおよびサイトB坑内の直径76mmの花こう閃緑岩コアを用いた。ジョイントを夾むコアの両端を切断し、エポキシ樹脂と砂の混合材で固めて幅100mm×高さ100mm×ジョイント長さ(70~300mm)のブロックを製作し、実験に供した。

実験には花こう岩の5試料と花こう閃緑岩の3試料を用い、ジョイント面に垂直な応力( $\sigma_0$ )を変えてそれぞれ15回および9回のせん断実験を行った。花こう岩と花こう閃緑岩におけるせん断とダイレーション挙動の一例をFig.5とFig.6にそれぞれ示す。これらの結果、 $\sigma_0$ の増加に伴ってせん断応力が増加し、ほぼ相似するせん断挙動を呈することを示した。また、ジョイントの開口変位は $\sigma_0$ の影響を被らず、2本の直線で近似される特徴的な再現挙動を呈することを示した。これらの挙動の相似性と再現性に基づいてジョイント挙動のモデル化が可能になるものと考えられる。

**Table 1** Joint surface characters evaluated from laboratory testings.

	Laboratory	In-situ
Granite $\phi_r = 25.5^\circ$	$L_0 = 0.161 \text{ m}$ $JRC_0 = 14.2$ $JCS_0 = 41.6 \text{ MPa}$	$L_n = 2.0 \text{ m}$ $JRC_n = 6.2$ $JCS_n = 12.4 \text{ MPa}$
Grano-Diorite $\phi_r = 21.4^\circ$	$L_0 = 0.096 \text{ m}$ $JRC_0 = 14.0$ $JCS_0 = 42.5 \text{ MPa}$	$L_n = 2.0 \text{ m}$ $JRC_n = 6.0$ $JCS_n = 12.1 \text{ MPa}$

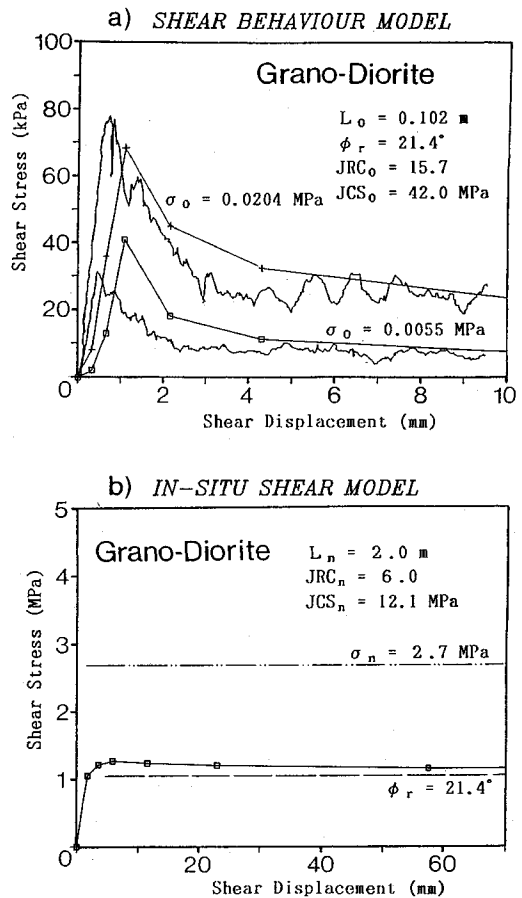


**Fig. 7** Behaviour models for granite joint (site A).

#### 4. 岩盤挙動の予測解析

##### (1) ジョイント挙動モデル

筆者らが先に行った手順に従い<sup>9)</sup>, せん断実験結果に基づくジョイント特性と挙動モデルの評価を試みた<sup>10)</sup>. これらの結果, ジョイント特性をまとめて **Table 1** に示す. 表中左は実験室における特性を表し,  $L_0$  はせん断実験に用いた試料のジョイント長さ,  $\phi_r$  は残留摩擦角,  $JCS_0$  はジョイント面の圧縮強度, また,  $JRC_0$  は粗さ係数をそれぞれ表す. 表中右は現場ジョイントの特性を同



**Fig. 8** Behaviour models for grano-diorite joint (site B)

様に表し, 現場標定におけるジョイント間隔の平均値から現場ジョイント長さを  $L_n = 2.0 \text{ m}$  と仮定した. 現場ジョイント特性の計算には以下に示す Barton らの補正式<sup>4)</sup>に実験室の特性を代入して求めた.

$$JRC_n = JRC_0 \cdot (L_n/L_0)^{-0.02/JRC_0} \dots \dots \dots (1)$$

$$JCS_n = JCS_0 \cdot (L_n/L_0)^{-0.03/JRC_0} \dots \dots \dots (2)$$

これらのジョイント特性から導いた挙動モデルの例を花こう岩および花こう閃緑岩についてそれぞれ **Fig. 7** および **Fig. 8** に示す. 図中の a) に示すように, ジョイント挙動の実験結果とモデルを比較すると, モデルは実験の微小な波形挙動の表現が困難であるものの, 全体的な非線形挙動を定性的によく表すことを示した. b) はジョイントが賦存するサイトの土被り圧 ( $\sigma_n = 2.7 \text{ MPa}$ ) と現場ジョイント寸法 ( $L_n = 2.0 \text{ m}$ ) に対応して評価したモデルであり, 約 5 mm 程度のせん断変位で最大せん断応力値に至ることを示した.

##### (2) ジョイント標定と要素分割

開削トンネル周辺岩盤の不連続面は壁面観察や調査ボーリングから標定されるが, その二次元的あるいは三

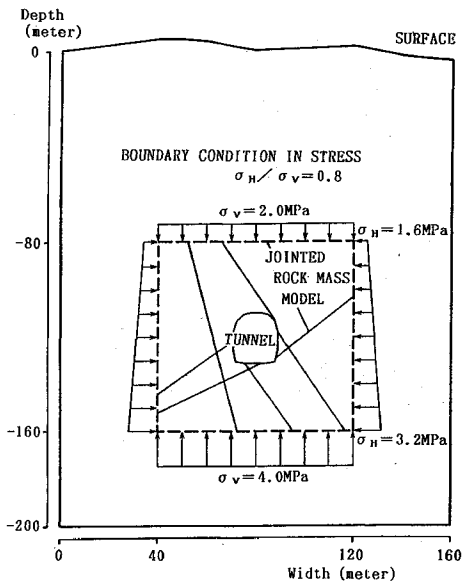


Fig.9 Distinct element model for jointed rock mass around an oil storage cavern (site A).

二次元的な広がり詳細に標定するのは困難である。一般的な圧縮応力場における不連続面の変形は、大規模な断層がある場合などを除き、トンネルなど地下空間近傍に集中している<sup>11),12)</sup>。ここでは簡単のため、ジョイント標定の信頼性が高い領域、つまり、応力集中を生じるトンネル寸法の4~5倍の範囲を対象とし、連続性が確認できたジョイントのみを設定した。この領域周囲を連続体と仮定し、その境界において応力と変位がスムーズに伝達されるように、せん断滑りが小さくジョイントモデルの10倍程度の剛性を有する不連続面として仮定した。サイトAのトンネル周辺におけるジョイント標定を表す要素分割をFig.9に示す。

(3) 不連続岩盤の挙動解析

実際の現場ジョイントは三次元的に展開しているが、Chryssanthakis<sup>13)</sup>は二次元断面におけるジョイント分布について断面内変位を評価して安定性を議論しており、ここでも同様に二次元解析を行うこととする。ジョイント挙動モデルに基づく岩盤挙動の計算にはDEM解析ソフト UDEC(BB model), Ver. 1.82を用い、その入力データをまとめてTable 2に示す。このプログラムでは実験室のジョイント特性から自動的に現場の値を算出するため、Table 1左の値をジョイント特性の入力値とした。また、ジョイントの垂直剛性( $K_{nn}$ )は以下の式から求め、初期せん断剛性は( $K_{ss}$ )は現場ジョイント挙動モデルのせん断挙動の傾きから求めた。

$$K_{nn} = K_{ni} \{1 - \sigma_n / (V_m \cdot K_{ni} + \sigma_n)\} \dots \dots \dots (3)$$

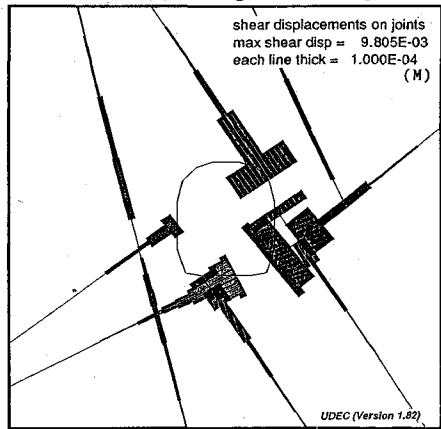
ここで、 $K_{ni}$ はジョイントの初期垂直剛性、 $\sigma_n$ はジョイント面に垂直な方向の応力、 $V_m$ はジョイントの最大閉

Table 2 Input datum of joint characters for DEM program, Barton model version 1.82.

JOINT				
INPUT DATA			SITE A	SITE B
JCS <sub>o</sub>	Laboratory Joint Wall Compressive Strength	MPa	41.6	42.5
JRC <sub>o</sub>	Laboratory Joint Roughness Coefficient	--	14.2	14.0
L <sub>o</sub>	Laboratory Joint Length	m	0.161	0.096
L <sub>n</sub>	In-situ Joint Length	m	2.0	2.0
K <sub>nn</sub>	Joint Normal Stiffness	GPa/m	50.4	43.5
K <sub>ss</sub>	Initial Shear Stiffness	GPa/m	0.739	0.614
$\phi_r$	Residual Friction Angle	degree	25.5	21.4
$\sigma_c$	Unconfined Compressive Strength of Rock Surface	MPa	87.8	126.3

ROCK MASS			
INPUT DATA			SITE A
E	Rock Mass Elastic Modulus	GPa	7.2
$\nu$	Rock Mass Poisson's Ratio	--	0.20
$\rho$	Dry Density of Rock	KN/m <sup>3</sup>	25.5

a) No Supporting, Shearings



b) No Supporting, Vectors

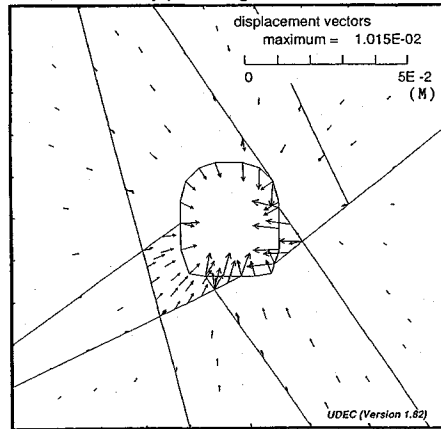


Fig.10 Rock mass behaviour prediction around no support tunnel (site A) from DEM analysis.

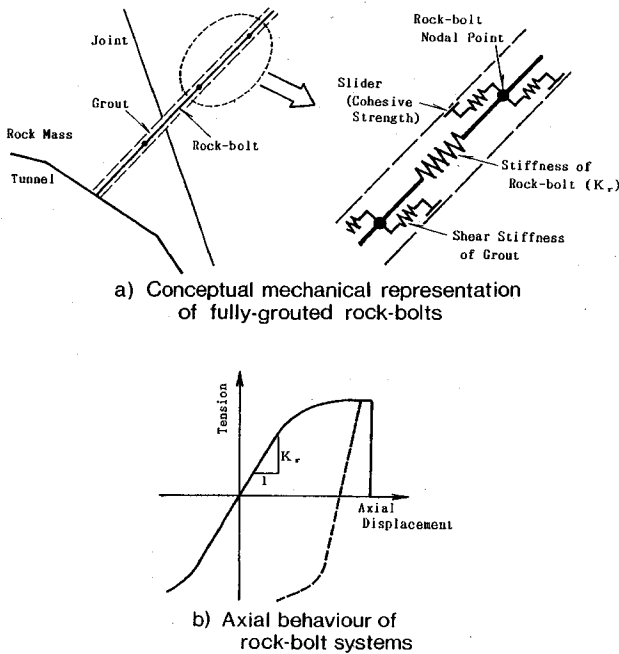


Fig.11 Rock-bolt system diagram in DEM program.

Table 3 Input datum of rock-bolt system.

ROCK-BOLT SYSTEM			
INPUT DATA			SITE A
E	Rock-bolt Elastic Modulus	GPa	$2.0 \times 10^4$
$\rho$	Density of Rock-bolt	MN/m <sup>3</sup>	9.8
Yield	Rock-bolt Yield Load	MN	24
Asteel	Section Area of Rock-bolt	m <sup>2</sup>	$5.0 \times 10^{-4}$
Kbond	Shear Stiffness of Grout	GPa/m	$5.0 \times 10^3$
Sbond	Shear Strength of Grout	MPa	30

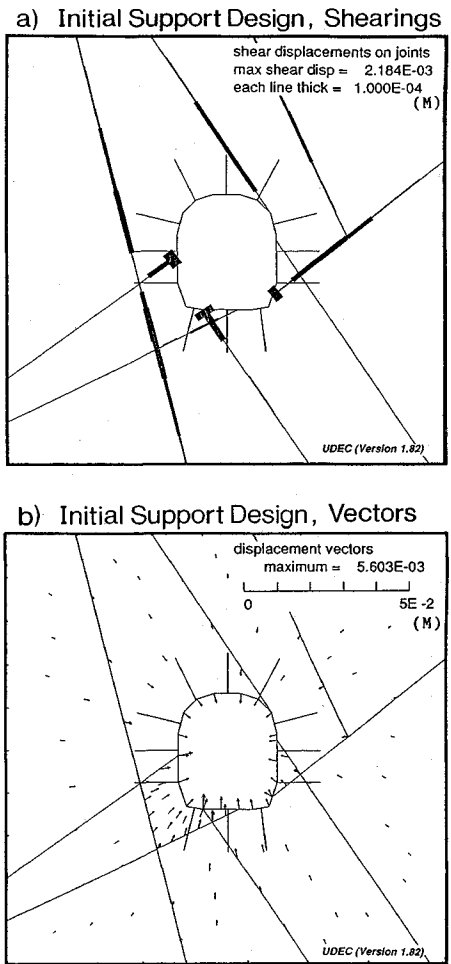


Fig.12 Rock mass behaviour predicted for a tunnel supported according to initial design.

塞値であり、これらはジョイント特性から導かれる<sup>9)</sup>。

サイトAのジョイント挙動モデルに基づく岩盤挙動の計算結果を Fig.10 に示す。ここで、図中の a) はジョイント面に沿うせん断滑りの大きさをジョイント境界に沿う線の太さで表し、b) では岩盤全体の挙動を変位ベクトルで表す。

この結果、開削によってトンネルの閉塞方向の変形が現れ、とりわけ、右頂部、右側壁部および下盤部において卓越したジョイントの変形を示し、最大 9.8 mm のせん断変位が予測された。この値は、現場ジョイント・モデルの最大せん断応力値におけるせん断変位 (Fig.7) より大きく、ジョイントが降伏していることを示している。また、トンネル右側壁部と左隅部のジョイントに囲まれたブロックの変形が大きく現れ、ジョイントの分布条件に依存した特徴的な挙動が予測されることを示した。これらの結果は、岩盤変形の特徴を考慮した支保計画の必要性を示唆するものと考えられる。

## 5. 支保効果の解析評価

### (1) 支保モデル

本報における DEM 解析では、孔井内でグラウト固定するロックボルトによる支保を設定した。ロックボルト・システムには Lorig<sup>14)</sup> によって検討されたモデルを用い、その概念を Fig.11 に示す。図中の a) に示すように、このモデルはロックボルトの剛性およびグラウトのせん断剛性とスライダから構成され、b) に示すような挙動を呈する。ロックボルト・システムに関する DEM 解析の入力データを Table 3 に示す。

### (2) 岩盤挙動と支保効果

一般的には、対称的に配置したロック・ボルトによる支保が用いられており、この支保を施工した場合の岩盤挙動の解析結果を対称支保の例として Fig.12 に示す。この結果、ジョイントの最大せん断変位は 2.2 mm まで減少し、無支保の場合の挙動と比較すると、支保による

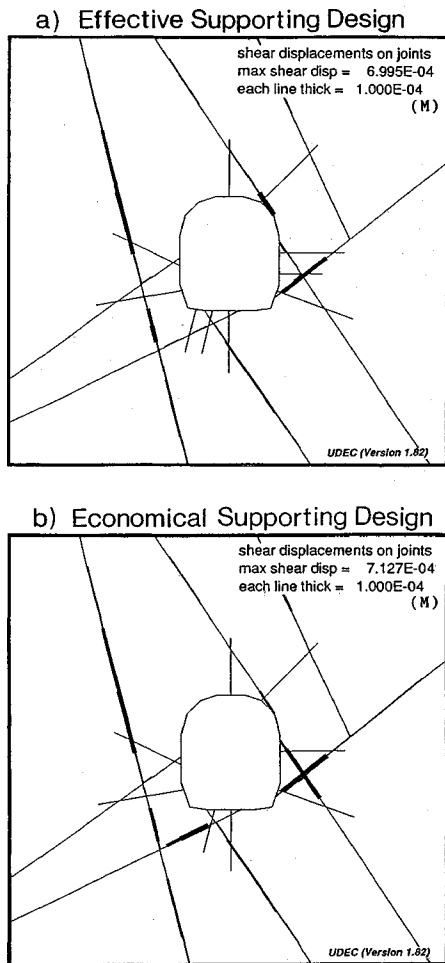


Fig.13 Improved joint deformation after trials of effective and economical supporting designs.

岩盤挙動抑止効果が定量的に予測評価される。しかし、トンネル壁面におけるジョイント挙動の抑止は十分とは言えず、より効果的な支保配置の検討が考えられる。

幾つかの支保配置を試行して解析を行い、その中から効果が認められた解析結果を最適支保の例として Fig.13 に示す。図中の a) は最適な変形抑制効果が得られた結果であり、b) は本数を減らした経済的なロック・ボルト配置を検討した結果をそれぞれ示す。ここでは、先のロック・ボルト対称配置の結果に比べて、ジョイント変形の減少が顕著に認められ、最大せん断変位が約 0.7 mm まで抑止された。つまり、図に示す配置が不連続岩盤挙動に対してより効果的な支保設計になるものと考えられる。この手順に従うと、ジョイントなど不連続面の条件が過酷なサイトにおいては、より経済的で効率的かつ効果的な支保配置を検討できることを示した。

同じジョイント分布における支保のみを変えた解析結果の比較として、無支保 (Fig.10)、対称支保 (Fig.12)

および最適支保 (Fig.13) におけるトンネル近傍の最大せん断変位をこの解析に用いた現場ジョイント挙動モデルの曲線上に表すと、Fig.14 に示す結果が得られる。ここで、Barton-Bandis Model<sup>11)</sup> のコンセプトに従った挙動モデルは□印を接点とする非線形な折れ線で表される。このように、支保配置によってジョイントのせん断変位を抑止し、ジョイントの最大せん断応力に至る前のせん断抵抗を維持できることを示した。

以上に示したプロセスを組み込んだ現場工程は次のように考えられる<sup>9)</sup>。トンネル開削後、直ちに壁面からジョイントなど不連続面を標定し、比較的大きな不連続面に対して調査孔井を穿つ。孔井内にジョイント変位計をセットし、トンネル掘進に伴う不連続面の三次元変形を計測する。現場計測データを利用して挙動モデルを較正し、岩盤挙動と支保効果をDEM 解析する。ここまでの計測、予測解析および設計解析はトンネル掘進に併行するため、この設計を実際の支保施工にリアルタイムで反映させられるものと期待される。

## 6. 結 論

本報では、掘削に伴って得られる局所的岩盤条件に対して適応性の高い支保設計を行うことを目指し、ジョイント挙動計測と DEM による岩盤挙動予測解析を組み込んだ支保設計解析法を提案した。また、岩石試料によるジョイント挙動計測とそのモデル化に基づき、岩盤挙動の予測と支保効果の解析を試みた。この検討によって得られた知見を要約すると、以下ようになる。

- (1) ジョイントなど不連続面の局所的岩盤条件に効果的な支保設計解析プロセスを明らかにした。また、不連続岩盤の現場計測に用いるジョイント変位計を考案し、その構造と有用性を示した。
- (2) ジョイントを挟む岩石ブロックのせん断実験の結果、応力条件に比例したせん断応力レベルで定性的に相似な挙動を呈すること、また、せん断過程における開口が応力条件に拘らずほぼ一定の挙動を示すことを明らかにした。
- (3) せん断実験とジョイント特性評価に基づく挙動モデル化の結果、実験結果をスムージングしたモデルとなるものの、その非線形挙動と応力条件による影響を良く表すことを示した。このモデルに基づき、パートンの補正式を用いて、サイト A および B の現場条件に合うジョイント挙動モデルを作成した。
- (4) サイト A のジョイント標定に基づく要素モデルとジョイント挙動モデルを用いた DEM 解析の結果、ジョイントのせん断挙動に支配された不連続岩盤の挙動特性を明らかにした。
- (5) 支保モデルを組み込んだ DEM 解析の結果、ロックボルトの配置による支保効果を解析的に評価するプロ



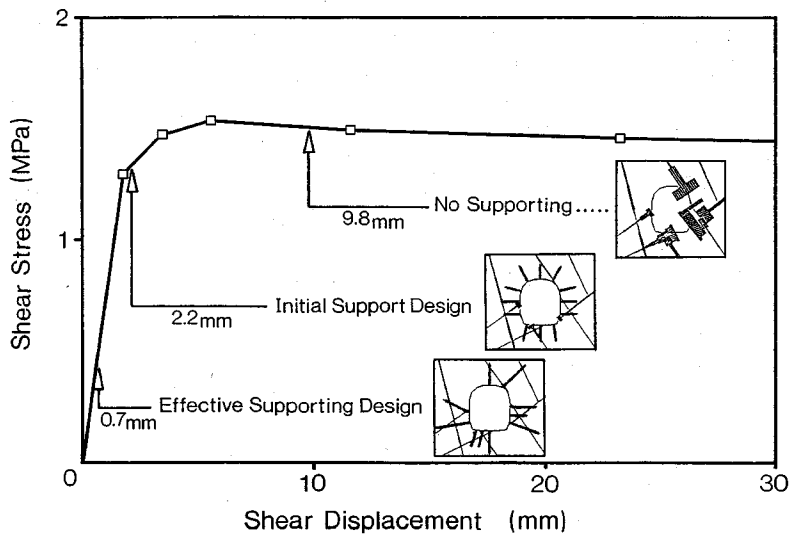


Fig.14 Comparison of maximum joint shear displacements of DEM analyses on in-situ joint shearing model.

セスを明らかにし、不連続面の変形量の抑止から効果的および経済的な最適支保を導いた。

(6) 以上の結果から、ジョイント変位計による岩盤挙動評価とDEMによる岩盤挙動予測解析に基づく支保設計の手順を検証し、リアルタイム情報化施工法としての新トンネル工法のフィージビリティを明らかにした。

今後、この工法の確立には、ジョイント変位計を用いた現場計測による検証、支保施工の現場検証、さらに、三次元解析への展開が研究要素となるため、引続き要素課題に関する研究を継続する計画である。

#### 参考文献

- 1) Wagner, H. : Design and Support of Underground Excavations in Highly Stressed Rock, Keynote Paper, Proc. of 6th ISRM Congress, Montreal, Vol.3, 1987.
- 2) Cundall, P.A. : A Generalized Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock, Report PCAR-1-80, Contract DAJA 37-79-C-0548, European Research Office, U.S. Army, Peter Cundall Associates, 1980.
- 3) Barton, N.C., S.C. Bandis and K. Bakhtar : Strength, Deformation and Conductivity coupling of Rock Joints, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.22, No.3, pp.121~140, 1985.
- 4) 小杉昌幸・ニコラス パートン・グナー ビック : ジョイント挙動のモデル化と UDEC 解析—不連続岩盤挙動の予測評価の研究 (第 2 報)—, 資源, 第 3 巻, 第 2 号, pp. 51~62, 1991.
- 5) Rabcewicz, L.V. : The New Austrian Tunnelling Method, Water Power, pp.453~457, pp.511~515, 1964, pp.19~24, 1965
- 6) 小杉昌幸: ジョイント挙動モニター式トンネル工法, 官庁

出願特許, 公開, 平 5-256099, 1993.

- 7) 小杉昌幸・緒方義弘 : き裂変位計, 官庁出願特許願, 昭和 63-87818, 1988.
- 8) Kosugi, M., H. Ishihara and M. Nakagawa : Tunnelling Method Coupled with Joint Monitoring and DEM Analysis, Preprints of ISRM Conf. Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe, LBL-32379, Vol.3, pp.765~770, 1992.
- 9) 小杉昌幸・グナー ビック・ニコラス パートン : JRC/JCS 指標によるジョイント特性評価—不連続岩盤挙動の予測評価の研究 (第 1 報)—, 資源, 第 3 巻, 第 1 号, pp.11~21, 1991.
- 10) Vik, G. and N. Barton : Stage I Joint Characterization and Stage II Preliminary Prediction using Smale Core Samples, Stripa Project Report, No.88-08, pp.1~31, 1988.
- 11) Hungr, O. and N.R. Morgenstern : A Numerical Approach to Predicting Stresses and Displacements around a Three-Dimensional Pressurized Fracture, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.17, pp.333~338, 1980.
- 12) 足立紀尚・矢野隆夫 : トンネル掘削に伴う地山変位計測結果の簡易解析法, 土木学会論文集, 第 388 号/Ⅲ-8, pp.207~216, 1987.
- 13) Chryssanthakis, P. and N. Barton : Predicting Performance of the 62 m Span Ice Hockey Cavern in Gjøvik, Norway, Preprints of ISRM Conference Fractured and Jointed Rock Masses, Lake Tahoe, LBL-32379, Vol.3, pp.624~631, 1992.
- 14) Lorig, L.J. : Distinct Element-Structural Element Analysis of Support Systems in Jointed Rock Masses, Proc. of VI Australian Tunnelling Conference, Melbourne, pp.173~182, 1987.

(1992. 12. 18 受付)

## TUNNEL REINFORCEMENT DESIGN BASED ON BEHAVIOUR PREDICTION OF JOINTED ROCK MASS

Masayuki KOSUGI, Mitsuo NAKAGAWA and Haruyuki ISHIHARA

Since rock mass behaviour and tunnel support are influenced by volume changes along preexisting discontinuities, an understanding of these mechanisms is fundamental to tunnel behaviour prediction and reinforcement design. It is not clear that the prediction and the design are always suitable to the in-situ joint conditions revealed from tunnelling advances.

The proposed tunnelling method is directed toward improving practical applicability of the tunnel reinforcement design based on the jointed rock mass behaviour prediction. The joint behaviour model from Barton-Bandis is built on a fitting analysis of behaviour of jointed cores and in-situ joint monitoring by a "Joint Deformeter". Jointed rock mass behaviours are predicted for a joint condition mapped on tunnel walls and for a reinforcement of rockbolt systems using a promising distinct element method (DEM). The procedure for the method is discussed from the standpoint of its in-situ applicability.

---