

各種岩盤における大断面トンネルの 個別要素法の適用性に関する一考察

A STUDY FOR APPLICABILITY OF DISTINCT ELEMENT METHOD FOR LARGE SCALE TUNNELS IN VARIOUS ROCKS

大嶋健二¹⁾・城間博通¹⁾・伊藤哲男¹⁾・李 弘揆²⁾・岩館憲一²⁾

Kenji OHSHIMA, Hiromichi SHIROMA, Tetsuo ITOH, Hong-Gyu LEE and Ken-ichi IWADATE

A study was carried out for applicability of distinct element method (DEM) with Barton-Bandis model through investigations on rock joints, decision of modelling properties, and comparison of monitoring value and modelling results in some tunnels with different geology on New Tomei / Meishin Expressway. By using a deformation modulus from dilatometer test in borehole as a Young's modulus of blocks, it was found that rock mass behavior can be suitably predicted in rock classes CI to CII. Also, it is necessary to decrease a stiffness of rock bolt model for good prediction of axial forces. Since it is possible to represent the anisotropy of rock mass behavior and distribution of support stresses by effect of discontinuities, it is highly expected to apply this method for support designs in discontinuous rocks.

Key words : DEM, Barton-Bandis model, rock joint

1. はじめに

第二東名・名神高速道路においては、掘削幅約18mの扁平大断面トンネルが計画され、試験施工を経て、各現場で本格的に施工が行われている。従来、我が国では、このような規模の地下空洞は、地下発電所や石油備蓄基地等、良好な岩盤を選定した上での施工例はあるが、多様な地質条件に遭遇する道路トンネルのような線状構造物での実績はないため、多くの技術的課題を抱えている。

第二東名・名神の大断面トンネルの検討開始以来、トンネル構造、特に天端の安定に対して岩盤不連続面の及ぼす影響を考慮した検討の必要性が強調されてきた。このようなことから、清水第三トンネルにおいて、不連続面の影響を直接的に評価できる個別要素法解析が行われ、先行地山補強の設計に活用された¹⁾⁻⁴⁾。

本検討では、さらに広範囲な地山条件における個別要素法解析の適用性を探るべく、施工完了あるいは施工中の第二東名・名神トンネルの中からいくつかの現場を選択し、不連続面調査、解析用物性値の決定、計測値と解析結果の比較検討を行った。

2. 解析手法

解析は個別要素法(DEM)を用いて実施した⁵⁾。地山を不連続面で分割された弾性体ブロックの集合体としてモデル化し、ブロック間是不連続面に垂直なばねと平行なばねによって結合されている。不連続面は、非線形・非弾性的な圧縮・せん断特性を記述する Barton-Bandis モデル⁶⁾ (以下、BB モデル) によってモデル化され、せん断変位によって生ずるダイレーションや破壊挙動を表現できる。不連続面のせん断強度は3つのパラメータ JRC (不連続面の粗さを表す係数)、JCS (不連続面の圧縮強度)、および ϕ_r (不連続面の残留摩擦角) によって定量化される。これらのパラメータは比較的簡便な室内試験と原位置試験によって精度よく測定することが可能である。BB モデルのせん断破壊基準は次式で表わされる。

$$\tau = \sigma_n \tan \left\{ JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right\} \quad (1)$$

ここで、 τ : 不連続面のせん断強度、 σ_n : 不連続面に働く垂直応力である。

1) 正会員 日本道路公団 試験研究所 道路研究部 トンネル研究室

2) 正会員 元 株式会社総合研究所 防災・リスク解析研究室

3. 解析条件

第二東名・名神トンネルの施工完了または施工中の現場から、可能な限り多様な岩種を網羅するように5現場を選択し、不連続面調査を実施した。

不連続面の幾何学的条件とその調査法は以下のように分類することができる。

a) 不連続面の傾斜角

傾斜角は、ボーリングコア、ボアホールカメラ、露頭観察、切羽観察から決定する。

b) 不連続面の連続性

露頭観察、切羽観察の他、不連続面の種類、断層の有無からも推定できる。不連続面の種類とは、堆積岩の層理面、層理と交差する節理、断層の影響による節理、冷却節理などがある。この内、層理面、断層の影響による節理、冷却節理は連続性が高く、交差節理は連続性が低い。

c) 不連続面の間隔

不連続面の間隔は、ボーリングコア、ボアホールカメラ、露頭観察、切羽観察から決定できるが、モデル化できる不連続面間隔には解析プログラムの実用上の限界があるから、以下の点に注意することが必要である。

国内の地山等級 CI～CII の岩盤では、潜在的な不連続面を含めると数十 cm～数 cm という狭い間隔で不連続面が存在する場合が多い。これらをすべてモデルに取り入れることは、計算量が膨大となり、現実には不可能である。掘削幅 10～20m 程度のトンネル解析においてモデル化できる不連続面間隔は、解析プログラムの実用上、概ね 1～2m 以上である。つまり DEM でモデル化するブロックの中には、多くの場合、実際にはさらに不連続面が存在していることになる。従って、ブロック内部の不連続面の影響を考慮したヤング率の設定が必要となる。詳しくはブロックのヤング率の項で述べる。

モデル化にあたっては、自然の状態を再現するためある程度のばらつきを持たせながら、ジェネレーターを用いて半自動的にジョイントを生成する。また、不規則な不連続面を任意にモデル化することも可能であるが、これらは解析の目的に応じて使い分けが必要である。施工前の解析においては、実際に切羽に現れる不連続面をモデル化することは困難であるから、事前調査で得られる情報に基づいて、地山の特徴をおおまかに表現するモデルを作成することが肝要となる。一方、施工後の解析では、切羽観察の情報を反映することが可能となる。本検討は全ケース施工後の解析であるが、同一の地山性状を呈するある区間の傾向を再現することを目的としているため、解析対象を特定の断面に限定することなく、解析対象区間の典型的な地山構造をモデル化することとした。

不連続面の物性値については、不連続面のシュミットハンマー試験、チルト試験、目視観察等によって JRC_0 、 JCS_0 、 ϕ_r 、および Q 値を決定した⁷⁾。各トンネルの地山物性値を表-1に示す。地山を構成するブロックのヤング率 E は逆解析的に同定した値であり、その詳細は次章で述べる。初期応力は土被りに比例するものとした。側圧係数については、ブロックの物性値同定が主目的であるため、問題を複雑化させることを避け、一般的な値として全ケース $K_0=1.0$ とした。

表-1 地山物性値

トンネル名		角度 (°)	JRC_0	JCS_0 (MPa)	ϕ_r (°)	σ_c (MPa)	E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)	Q 値	岩種	土被り (m)
K トンネル	層理	150	4.5	55.4	25.4	79	2	0.26	22.4	3.7	泥岩	50
	節理	43, 90	7.2	55.4	26.6							
H トンネル	層理	50	5.0	25.5	23.7	49	2	0.33	27.1	0.56	粘板岩 石灰岩	25
	節理	140, 110	5.2	30.2	24.5							
F トンネル	節理	115, 65	5.1	40.8	22.4	76	2.5	0.29	28.1	2.0	安山岩	40
S トンネル	層理	66	6.4	38.0	19.4	54	2	0.33	25.8	0.71	泥岩	70
	節理	125, 90	7.6	34.0	20.0							
R トンネル	節理	69, 151	7.7	37.2	22.6	89	10	0.29	25.7	1.8	花崗岩	150

σ_c : 一軸圧縮強度、E: ブロックのヤング率、 ν : ボアソン比、 γ : 単位体積重量
角度は解析断面内における角度（水平面から反時計回り）

支保設置までの先行変位率を 30% と仮定し、地山要素掘削後、天端沈下が 30% 発生した時点で支保部材要素を

設置した。なお、H、RトンネルではTBM導坑を無支保で応力解放し、上半支保設置後の増分変位を求め、計測値との比較を行った。各トンネルの支保パターンを表-2に示す。

表-2 支保パターン

トンネル名	支保パターン	1掘進長(m)	ロックボルト				吹付けコンクリート	鋼アーチ支保工	
			長さ(m)	耐力(kN)	周方向間隔(m)	延長方向間隔(m)	厚さ(cm)	上半サイズ	下半サイズ
Kトンネル	CI	1.5	上半6.0 下半4.0	上半290 下半170	2.0	1.5	15 高強度	HH-154	HH-154
Hトンネル	DIIIa	1.0	上半6.0 下半6.0	上半290 下半290	1.0	1.0	30 高強度	HH-200	HH-200
Fトンネル	CII	1.2	上半6.0 下半4.0	上半290 下半170	1.5	1.2	20 高強度	HH-154	HH-154
Sトンネル	CII	1.2	上半6.0 下半4.0	上半290 下半170	1.5	1.2	20 高強度	HH-154	HH-154
Rトンネル	CH	1.5	上半6.0 下半4.0	上半170 下半170	1.2	1.5	15 高強度	HH-154	HH-154

K、F、S：上半先進工法 H、R：TBM先進拡幅掘削工法

支保パターンは、日本道路公団設計要領第3集トンネル本体工建設編（第二東名・神中高速道路）に準ずる。

鋼アーチ支保工 HH-154 は HH154×151×8×12、HH-200 は HH-200×201×9×12 を指す。

ロックボルトのモデルは、Local reinforcement model を使用した。このモデルは図-1 に示すように、ブロック内部における相対変位を無視し、不連続面近傍におけるロックボルトの引張・せん断挙動にのみ着目したモデルである。ロックボルトの軸方向ばね定数 Ka 、およびせん断方向ばね定数 Ks は次式で算定される⁸⁾。

$$Ka = \pi k d_1, Ks = E_b I \beta^3 \quad (2)$$

ここで、 $k = \left[\frac{1}{2} G_g E_b / (d_2 / d_1 - 1) \right]^{1/2}$ 、 $\beta = [K / (4 E_b I)]^{1/4}$ 、 $K = 2 E_g / (d_2 / d_1 - 1)$

d_1 ：ロックボルト直径

d_2 ：削孔径

E_b ：ロックボルト弾性係数

G_g ：グラウトせん断弾性係数

E_g ：グラウト弾性係数

I ：ロックボルト断面二次モーメント

ロックボルト物性値を表-3に示す。

表-3 ロックボルト物性値

ボルト直径	$d_1=25.4$ mm
削孔径	$d_2=50$ mm
グラウト弾性係数	$E_g=7$ GPa
グラウトせん断弾性係数	$G_g=3$ GPa
ロックボルト弾性係数	$E_b=210$ GPa
軸方向ばね定数	$Ka=1439$ MN/m
せん断方向ばね定数	$Ks=119$ MN/m
有効長	$L=51$ mm
耐力	290kN, 170kN

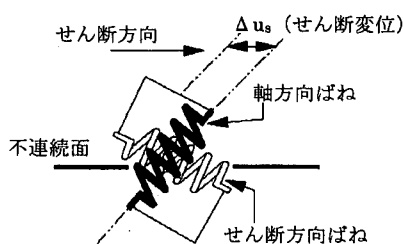
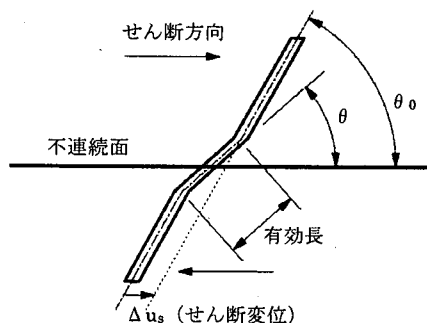


図-1 ロックボルトのモデル

表-3、図-1の有効長とは、不連続面との交差部においてロックボルトが屈曲する範囲の長さを示しており、

経験値として、通常、ボルト径の2倍程度とされている。

吹付けコンクリート、鋼アーチ支保工はビーム要素を用いた。吹付けコンクリートの弾性係数は若材令時を考慮して、高強度 6 GPa、普通 4 GPa、鋼アーチ支保工の弾性係数は 210 GPa とした。

4. ブロックのヤング率と不連続面のばね定数

弾性域におけるモデルの変形量はブロックの変形量と不連続面の変位量の和であるから、変形量はブロックのヤング率と不連続面のばね定数に支配される。これら2つの要因について検討を行った。

(1) ブロックのヤング率

国内の岩盤では、潜在的な不連続面を含めると数十 cm～数 cm という狭い間隔で不連続面が存在するケースが多い。これらをすべてモデルに取り入れることは計算量が膨大となり、現実には不可能である。掘削幅 10～20m 程度のトンネル解析においてモデル化できる節理間隔は実用的には概ね 1～2m 以上である。つまり DEM でモデル化するブロックの中には、多くの場合、実際にはさらに不連続面が存在していることになる。従って、ブロック内部の不連続面の影響を考慮したヤング率を設定することが必要であると考えられる。不連続面の影響を考慮したヤング率の推定法としては主に次の2つの方法が挙げられる。

- ・ 孔内水平載荷試験による変形係数
- ・ Q 値から推定した変形係数

孔内水平載荷試験は国内の地質調査で一般的に行われており、地山の变形係数を推定する際の指標として用いられている。Q 値法は不連続面評価と支保設計を直接結び付けたものとして主に北欧で用いられているが、Q 値から地山の变形係数を推定する方法が提案されている。Q 値、弾性波速度、および変形係数の関係は下図で表され、さらに土被り、間隙率を用いて補正される⁶⁾。この推定法は海外のトンネル工事における実績値に基づいており、国内の地山への適用性はまだ確認されていない。

本検討では、ブロックのヤング率を逆解析的に同定することを目的として、天端沈下が計測値と一致するように試行解析を行い、同定したヤング率、孔内水平載荷試験の変形係数、および Q 値から推定した変形係数との関係を調べた。

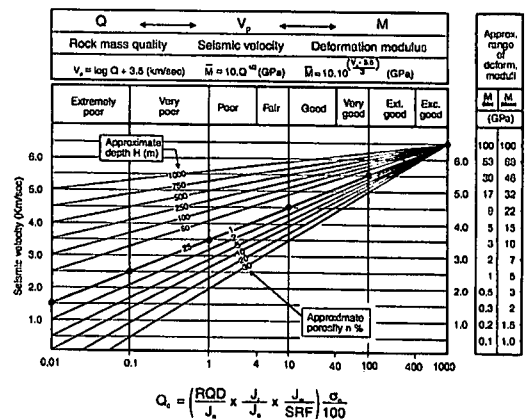


図-2 Q 値、弾性波速度、変形係数の関係

(2) 不連続面のばね定数

不連続面のせん断破壊（すべり）は、BB モデルで定義されたせん断強度によって決まる。一方、不連続面の弾性挙動（すべりが生じる以前の弾性的な変形）は不連続面のばね定数に支配される。

岩盤不連続面は通常、風化によって物性が低下しているとされ、解析で用いるばね定数はブロックのヤング率とは異なるものと考えられている。しかしながら、ばね定数の設定法は確立されておらず、解析結果を見ながら適宜調整しているのが実情である。理論上は、不連続面を含むブロックの圧縮試験、せん断試験によって求めることができるが、通常、このような試験は行われず、過去の事例も少ないため、一般性を有するばね定数設定法の確立には至っていない。

そこで本検討では、不連続面の弾性域（すべり始めるまで）においては地山全体が連続体的に挙動すると考えて、不連続面の垂直ばね定数としてブロックのヤング率と等価な垂直ばね定数、また不連続面のせん断ばね定数としてブロックのせん断弾性係数と等価なせん断ばね定数を与えることとした。つまり、モデル上の不連続面は非弾性域、つまり、すべりの挙動を表現することに役割を限定したものといえる。これは、ブロック内部をイン

タクトなものとしてとらえ、主に不連続面の変位によって地山の変位を表現する従来の考え方と比較すると、むしろ連続体的な考え方に歩み寄ったものであるといえる。また、不連続面のばね定数をブロックのヤング率と関連づけることによって、実験的あるいは理論的にばね定数を設定することが困難であるという問題を回避することが可能になる。

ただし、実際の解析では、圧縮ばねにブロックヤング率の数倍のばね定数を与えることが多い。理由は計算の収束性である。DEMは微小時間ステップ内でのブロック同士の重なりを許容しつつ、その際の不平衡荷重を緩和させるようにステップ計算するアルゴリズムを持つ。ブロックと同等あるいはそれ以下のばね定数を与えると、ブロックの重なりが過大となり精度が保たれなくなるため、計算不能となることが多い。これを避けるために圧縮方向のばねを硬くするのであるが、このことによって解析結果、特に変位量が大きく変化することはない。なぜならば、2次元断面内におけるブロックと不連続面（ある初期開口幅を持つ）の面積比が非常に大きいからである。つまり、ブロックが1~2m以上の幅を持つのに対して、不連続面の初期開口幅は高々0.1mmのオーダーであるから、その部分のヤング率を高くしても、全体の変位量にはほとんど影響しない。従って、DEMのブロックモデルの変位量はブロックのヤング率に支配されることになる。一方、せん断ばねについてはブロックの重なりの問題とは無関係であるから、それ以上ばねを硬くする必要はない。

圧縮ばねのばね定数 K_n をパラメーターとして感度解析を行ったところ、ブロックのヤング率 E と等価なばね定数以下の K_n を与えるとブロック同士の重なりが過大となり計算不能となることが多く、反対に $K_n > 10E$ とすると不平衡荷重が緩和されにくく振動を続ける傾向が強くなった。 $K_n = 5E$ 程度としたときが最も不平衡荷重の緩和が早く、また、 $E < K_n < 10E$ の範囲では変位量がほとんど変化しないことから、 $K_n = 5E$ が最も適正な設定であると考えられる。

また、通常の岩盤はポアソン比 $\nu = 0.2 \sim 0.4$ であり、せん断弾性係数 G は $G = E / 2(1 + \nu)$ より、 $G = E / 2.4 \sim E / 2.8$ となる。不連続面のせん断ばね定数を K_s とすると、今回、 $K_n = 5E$ 、 $K_s = G$ と設定したから、 $K_n / K_s = 12 \sim 14$ となる。過去の解析事例では $K_n / K_s = 10$ 程度に設定している例が多く⁹⁾、今回の設定は概ね過去の事例と一致している。

5. ロックボルトのばね定数

一般に解析モデルは理想的な状態をモデル化したものであるから、実現象の再現にあたっては物性値の低減が必要となることが多い。ロックボルトに関しては、軸力は不連続面とロックボルトの交差部においてピークが発生するが、計測器はあらかじめ決められた間隔で配置されるため、軸力のピークを捉えているとは限らない。また、解析モデルは地山とロックボルトとの相対変位を考慮していないのに対して、実際にはグラウトの硬化までにある程度の相対変位が発生するため、解析では軸力を大きめに評価していることも考えられる。これらのことを検証することは困難であるが、その可能性を完全に否定することはできない。

実際、本検討においては、解析によるロックボルト軸力は計測値と比べて大きな軸力となる傾向があったため、ローカルモデルの理論値を低減して入力値とした。低減率については次章で述べる。

6. 解析結果

表－4に計測値と解析結果の比較を示す。天端沈下が計測値と一致するようにブロックのヤング率を調整し、他の計測項目の比較を行った。ロックボルト軸力と吹付けコンクリート応力は最大値による比較を行った。

水平内空変位は、上半収束時は解析値が計測値に比べて小さい傾向があるが、変位の絶対量が小さい中での比較であり、計測時期の違いなどの誤差要因を考え合わせれば概ね再現できていると思われる。ロックボルトのばね定数は、理論値に対する低減率を $1/10$ 、 $1/20$ 、 $1/50$ 、 $1/100$ と段階的に設定し、解析結果が計測値に最も近くなるものを選択した。その結果、低減率はKトンネル、Hトンネルが $1/10$ 、Fトンネルが $1/100$ 、Sトンネル、Rトンネルが $1/20$ となった。吹付けコンクリート応力は概ね計測値と近い結果となった。

一例として、Rトンネル下半収束時の解析結果について述べる。図－3にブロックの変位ベクトルと不連続面

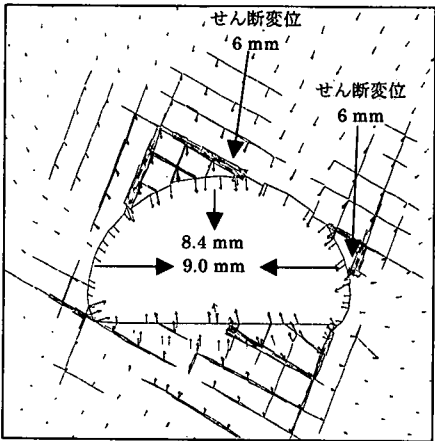
のせん断変位を示す。せん断変位量は隣接するブロック同士の相対変位であり、その大きさは帯の太さで表されている。天端左寄り、および右側壁部のキープブロック外周に沿ったせん断変位が大きく、変位量は約 6mm である。

図－４にロックボルト軸力、吹付けコンクリート軸力を示す。ロックボルト軸力は各不連続面とロックボルトの交差部における軸力をベクトルで表示している。不連続面のせん断変位が大きな個所で大きな軸力が発生しているのがわかる。また、吹付けコンクリート応力はキープブロック両端部でピークが生じている。

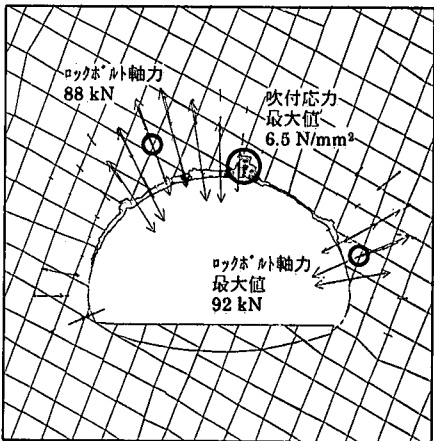
表－４ 計測値と解析結果の比較

トンネル名	計測値				解析結果			
	天端沈下 (mm)	水平内空 変位 (mm)	ロックボルト 軸力 (kN)	吹付け 応力 (N/mm ²)	天端沈下 (mm)	水平内空 変位 (mm)	ロックボルト 軸力 (kN)	吹付け 応力 (N/mm ²)
K トンネル	8.0	7.0	79	2.3	8.9	3.2	50	4.2
	8.0	8.0	93	4.3	9.4	8.8	79	4.3
H トンネル	5.6	1.7	64	6.0	6.0	0.9	70	1.8
	7.1	1.3	71	7.0	6.7	5.4	84	2.6
F トンネル	7.2	5.1	23	0.3	8.6	2.9	39	2.4
	11.8	8.0	21	2.5	8.7	6.9	60	3.3
S トンネル	13.2	13.5	157	16.0	14.1	6.3	179	4.4
	16.7	16.7	172	24.0	15.6	14.9	190	5.0
R トンネル	6.4	4.5	—	—	6.7	2.1	91	5.2
	8.1	6.6	71	7.9	8.4	9.0	92	6.5

上段：上半収束時、下段：下半収束時



図－３ 変位ベクトル、せん断変位

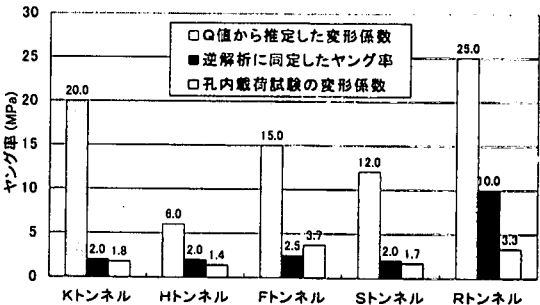


図－４ ロックボルト軸力、吹付けコンクリート軸力

7. 考察

(1)ブロックのヤング率の推定

各推定法によるヤング率の比較を図－５に示す。今回、逆解析的に同定したブロックのヤング率はR トンネルを除いて孔内水平載荷試験の変形係数に近い値となった。一方、Q値からの推定によるとかなり大きな変形係数が算出され、これを用いて解析を行った場合、計測の変位量を再現することは困難であった。



図－５ ヤング率の比較

このことは、海外と国内における不連続面頻度の違いを示唆していると考えられ、国内における地山等級 CII 程度の不連続面間隔の狭い地山では、モデル化するブロック内部の不連続面の影響を考慮し、孔内水平載荷試験の変形係数を用いることによって地山挙動の予測が可能であることが示された。

(2) ロックボルト軸力の比較

理論値のロックボルトばね定数を用いると、計測に比べてかなり大きな軸力が計算される。この違いは、前述のとおり、計測の間隔やグラウト硬化以前の相対変位に起因している可能性があり、それらを考慮してばね定数を低減して入力する必要があると考えられる。低減率はケースによってかなりの開きがあるが、この中で低減率 $1/100$ の F トンネルは高角度の不連続面が局所的に大きなせん断変位を発生しており、これがロックボルトと交差するために大きな軸力が発生していると考えられる。計測ではこのような局所的な軸力のピークを捉えられていない可能性が考えられる。このケースを除くと、低減率はいずれも $1/10 \sim 1/20$ の範囲である。

(3) 支保設計への利用

トンネル掘削における不連続面の影響としては、

- a) 無支保状態におけるキープロックの落下
- b) 地山の変位の異方性
- c) 支保荷重の偏り

の3つが挙げられる。これらのうち、キープロックに関する検討手法としては、三次元的幾何学的条件から判定を行うキープロック解析¹⁰⁾が有効であると思われる。これに対して、変位と支保荷重に関しては、支保部材を含むトンネル構造全体をモデル化できる DEM が有効である。

支保が適切に設置された場合、地山全体として連続性を保ちながらも、不連続面の方向に応じて変位の異方性を示すことが多い。これによって支保部材力の分布も偏りを生ずる。今回の解析結果でも、

- a) キープロック領域におけるロックボルト軸力の集中
- b) キープロック両端部における吹付けコンクリート応力の集中

が確認された。これは不連続地山におけるロックボルトならびに吹付けコンクリートの作用が適切にモデル化されている結果と考えられる。

支保設計への利用については、主にロックボルトの配置に関しての利用が期待できる。ロックボルト軸力の発生形態は次のように分類することができる。

- a) キープロック領域、高角度の不連続面など、せん断変位の発生しやすい箇所でも局所的に大きな軸力が発生する。これ以外の箇所では、軸力がほとんど発生しない場合もある。
- b) 明確なキープロックや高角度の不連続面が存在しない場合、全体的に均等な軸力が発生する。

支保設計（ロックボルトの配置）にあたっては、始めに標準パターンで解析を行い、軸力分布の形態によって次のように対応する。

- a) 最大軸力が標準パターンの設計耐力に対して余裕が少ない場合、あるいは破断する可能性がある場合には、打設本数増加（＝打設間隔縮小）、または設計耐力増加（ $170\text{kN} \rightarrow 290\text{kN}$ ）を行う。
- b) 最大軸力が標準パターンの設計耐力に対して大幅に余裕がある場合、打設本数削減（＝打設間隔拡大）、または設計耐力軽減（ $290\text{kN} \rightarrow 170\text{kN}$ ）を行う。
- c) 軸力のほとんど発生していない領域では、打設本数削減（＝打設間隔拡大）、または設計耐力軽減（ $290\text{kN} \rightarrow 170\text{kN}$ ）を行う。

以上のような対応によって適切な支保設計が可能となる。特に支保軽減の場合、建設コストの縮減に結びつく。近年、道路トンネルは長大化の傾向にあるため、経済性の向上に与える効果は非常に大きいと考えられる。

また、吹付けコンクリートに関しては従来の評価法と大きく変わるところはないが、応力の最大値が明確なピークとして表現されることから、より適切な吹付け厚の選択が可能となる。

8. まとめ

第二東名・名神トンネルの複数の現場において個別要素法解析を行い、計測値との比較検討を行った。その結果、次のことがわかった。

- a) 孔内水平载荷試験の変形係数をブロックのヤング率として用いることによって、地山等級 CI~CII の地山挙動を適切に予測することが可能である。
- b) 不連続面の圧縮ばね定数は、ブロックのヤング率の 5 倍程度、せん断ばね定数はブロックのせん断弾性係数相当の値を用いるのが適当である。
- c) ロックボルト軸力は、ばね定数を理論値の $1/10 \sim 1/20$ に低減することによって計測値を再現することが可能となる。
- d) 不連続面の影響による地山挙動の異方性、支保部材力の偏り、キーブロック領域におけるロックボルト軸力の集中的発生を表現できる。

本検討では、各トンネルの現場調査から得られた幾何情報を用いて、解析コードの持つ生成機能で半自動的に不連続面をモデル化している。不連続面を有する各地山における標準的な支保構造を事前設計するうえでは、本手法で十分であると思われる。しかし、個別要素法解析は不連続面の挙動が解析結果に及ぼす影響が大きいことから、実際の地山挙動を再現するには、切羽に現れる不連続面を忠実にモデル化する必要があると思われる。そのためには実際の幾何学的条件を予測する技術が必要であり、キーブロック解析で得られた幾何情報を用いて個別要素法のブロックモデルを作成することもひとつの解決策となる可能性がある。このようなことから、国内における不連続面調査手法、モデル化に関する研究をさらに積み重ねる必要があると考えられる。

謝辞：本研究にあたって、第二東名・名神トンネルの各現場において多大なる御協力をいただきました。紙面を借りて関係各位に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 田中 一, 青山繁夫：第二東名高速道路における超大断面トンネルの試験工事 清水第三トンネル(総括：その 1), トンネルと地下, vol.31, no.8, pp.15-23, 2000.
- 2) 同(総括：その 2), トンネルと地下, vol.31, no.9, pp.25-35, 2000.
- 3) 吉塚 守, 伊藤哲男, 城間博通：不連続解析手法の大断面トンネルへの適用性検討, 土木学会トンネル工学研究発表会 報告集第 9 巻, pp.89-94, 1999.
- 4) 城間博通, 伊藤文雄：不連続性岩盤の調査・解析と評価 4. 不連続性岩盤における調査・解析事例(応力変形問題)(その 3), 土と基礎 48-6(509), pp.47-52, 2000
- 5) Cundall, P.A.: A Computer Model of Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock Systems, Proc. Symp. of the ISRM (Nancy, France, 1971), vol.1, pp.II-8.
- 6) Barton, N., 伊東 淳：ノルウェートンネル工法(NMT)の概要(3) UDEC-BB と 3DEC を用いた NMT の設計検証のための数値モデル化, トンネルと地下, vol.26, no.12, pp.37-52, 1995.
- 7) Barton, N. and Choubey, V.: The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, Rock Mechanics 10, pp.1-54, 1977
- 8) Gerdeen, J. C., V. W. Snyder, G. L. Viegelaahn and J. Parker. (1977): Design Criteria for Roof Bolting Plans Using Fully Resin-Grouted Nontensioned Bolts to Reinforce Bedded Mine Roof, U.S. Bureau of Mines, OFR 46(4)-80, 1977
- 9) 蔣 宇静 他：自然の岩盤不連続面のせん断特性の実験的評価, 第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.73-78, 1998.
- 10) Sakayama, Y., Niida, H., Ohnishi, Y., Tanaka, Y. and Inosaka, S.: Design of large scale road tunnel based on the behavior of discontinuous rock mass - Ritto Tunnel -, Modern Tunneling Science and Technology (proceedings of IS-KYOTO 2001), pp.397-, 2001