

不連続性岩盤におけるロックボルトの設計法について

北條 明¹・中村 真²・打田靖夫³・櫻井春輔⁴

¹正会員 工学修士 (株)ニュージェック 道路・橋梁部 (〒104 東京都文京区西片 1-15-15)

²正会員 修士(工学) (株)ニュージェック 技術開発部 (〒542 大阪市中央区島之内 1-20-19)

³正会員 (株)ニュージェック 技術開発部 (〒542 大阪市中央区島之内 1-20-19)

⁴正会員 工学博士 Ph. D. 神戸大学教授 工学部建設学科 (〒657 神戸市灘区六甲台町 1-1)

不連続性岩盤に掘削されるトンネルや地下空洞の支保として、全面接着型のロックボルトが多用されているが、その設計法はロックボルトが岩盤の強度・変形特性を向上させる効果を十分に表現するものとはなっていない。

本研究では、不連続性岩盤における全面接着型ロックボルトの効果を不連続面の剛性の向上として、ロックボルトで補強された不連続性岩盤の構成式を導き、この構成式を用いた等価連続体解析により、ロックボルト工の設計を行う手法を提案した。さらに、既設地下空洞をモデルにケーススタディを行い、提案したロックボルト工の設計法の有効性を確認した。

Key Words : jointed rock masses, rock bolts, equivalent joint model, equivalent continuum analysis, excavation, constitutive modeling, large rock cavern, strain distribution

1. はじめに

トンネルや地下空洞の施工において、ロックボルトは必ず用いられる重要な支保材である。しかし、その作用効果については現場の測定データが数多く得られているにもかかわらず、定量的に評価されるには至っていない。このため、設計にあたっては、ロックボルトをトラス要素としてモデル化したり、内圧として評価する方法も試みられているが、多くの場合、過去の実績をもとに岩盤分類により支保パターンを設定したり^{1)~4)}、ロックボルトを考慮せずにFEM解析を行い、崩落する危険性の高い岩塊を推定し、その岩塊が崩落するのを防ぐのに必要となるロックボルトの長さや打設密度を極限平衡解析⁵⁾により求めるというような間接的な方法が用いられている。

このように、ロックボルトが打設された岩盤の挙動を定量的に評価するのが難しいのは、ロックボルトの作用効果が岩盤の状況に大きく依存するためであり、ロックボルトの作用効果や設計法を考えるときには、対象とする岩盤の特性を十分に考慮する必要がある。

一般に、ロックボルトが有効な岩盤は、岩盤基質部は比較的堅硬であるが、節理や亀裂など中小規模の不連続面が多数存在する状態の不連続性岩盤であるといわれて

いる⁶⁾。このような不連続性岩盤の挙動は、不連続面の幾何学的・力学的特性に支配されるため、この点を十分考慮してロックボルトの作用効果を評価する必要がある。

不連続性岩盤の解析手法は大きく2種類に分けることができる。一つは、DEM⁷⁾やジョイント要素を用いたFEM解析⁸⁾のように、個々の不連続面を陽なかたちでモデル化する手法である。このモデル化は、図-1(a)に示すような限られた数の不連続面しか存在しない岩盤には適用し易いが、図-1(b)に示すように不連続面が多数存在するような岩盤には不向きである。図-1(b)に示すような岩盤のモデル化としては、岩盤基質部と不連続面のコンプライアンスを重ね合わせることにより構成式を導く方法がSingh⁹⁾により示された。また、Oda¹⁰⁾はクラックテンソル理論を用いて、京谷¹¹⁾は損傷テンソル理論により、吉田・堀井¹²⁾はマイクロメカニクスに基づく連続体モデルにより、多数の不連続面を有する岩盤の構成式を提案している。

また、ロックボルトが打設された岩盤の挙動を解析する場合にロックボルトをモデル化する手法は、ロックボルトを陽なかたちでモデル化する手法と、ロックボルトの作用効果を岩盤あるいは不連続面の剛性の向上に置き換える手法に分けることができる。前者としては、FEM

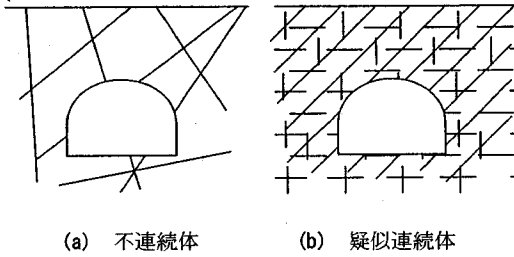
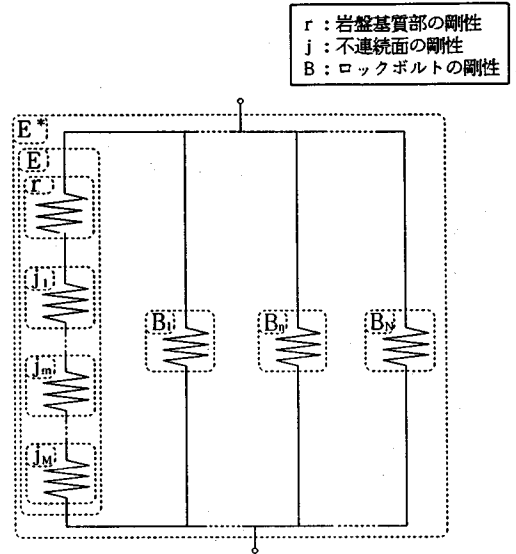


図-1 本研究の対象とする不連続性岩盤の状態

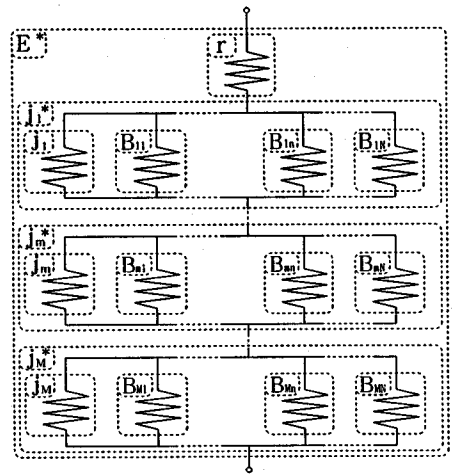
のトラス要素や梁要素でロックボルトをモデル化し、リンク要素¹³⁾やジョイント要素で岩盤との付着を表現する手法もみられるが、アイダンら¹⁴⁾はロックボルト、定着材(グラウト)および岩盤を一体化したロックボルト要素を提案している。Kawamotoら¹⁵⁾はこのロックボルト要素を用いて解析を行い、岩盤の不連続面を陽なかたちでモデル化しなければロックボルトの効果は現われないとしている。

一方、後者については、不連続面を考慮した岩盤の剛性にロックボルトの剛性を重ね合わせたモデルがGerrard¹⁶⁾やLarssonら¹⁷⁾などから提案されているが、このモデル化では岩盤の不連続面をロックボルトが拘束するという効果が十分に表現できない。また、Eggerら¹⁸⁾は、ロックボルトの効果を不連続面の剛性の向上と考え、不連続面をインターフェースエレメントにより陽なかたちでモデル化し、その剛性を向上させる手法を提案しているが、この手法は多数の不連続面が存在する岩盤をモデル化するには多大な労力が必要となる。これに対し永井ら¹⁹⁾は、岩盤基質部のコンプライアンスと各不連続面の系ごとのコンプライアンスを重ね合わせる手法ではあるが、ロックボルトの効果を不連続面の剛性の向上として評価する手法を提案した。また、土原ら²⁰⁾もクラックテンソル理論を用いてロックボルトの効果を表現するために、不連続面の長さを補正することにより、不連続面の剛性を向上させる手法を提案している。なお、ロックボルトの作用効果を不連続面の剛性と強度の向上としてモデル化する手法は、北川ら²¹⁾によっても単一の不連続面に対して、室内実験によりその妥当性が示されている。

本研究では、全面接着型のロックボルトを対象として、ロックボルトの効果を不連続面の剛性の向上としてモデル化する永井らと同様の考え方にに基づき、ロックボルトを不連続面と交差する短い両端固定の梁と考えて剛性を求め、その剛性を不連続面の剛性に加えることによりロックボルトの効果を不連続面の剛性の向上としてあらわす等価連続体解析手法(EQRモデル: Equivalent Rockbolt Model)を提案する。さらに、提案した手法を用



(a) Gerrard¹⁶⁾の考え方を簡略化した力学モデル



(b) 本研究の力学モデル

図-2 ロックボルトを考慮した岩盤の力学モデル

いて、既設地下発電所空洞のケーススタディを行い、本手法によるロックボルトの設計法の有効性を示す。

2. 岩盤の構成式におけるロックボルトのモデル化

Gerrard¹⁶⁾の手法に代表されるロックボルトを考慮した既往の等価連続体解析手法では、図-2(a)に示すように岩盤基質部と不連続面のコンプライアンスを重ね合わせて岩盤としての剛性を導き、その剛性にロックボルトの剛性を加えることにより等価連続体としての剛性を求めている。これに対し、本研究

における考え方は、図-2(b)に示すように不連続面の剛性に、不連続面と交差するロックボルトの剛性を加え合わせてからコンプライアンスを算出し、岩盤基質部のコンプライアンスと重ね合わせて等価連続体としての剛性を求める点で大きく異なっている。

本研究で提案する手法では、岩盤中に存在する不連続面をいくつかの卓越した方向に無限に延びた等間隔の弱面としてモデル化し、岩盤の応力-ひずみ関係を次式で表現する。

$$\{\varepsilon\} = \left[[C_r] + \sum [C_{jm}^*] \right] \{\sigma\} \quad (2.1)$$

ここに、 $\{\varepsilon\}$ および $\{\sigma\}$ はそれぞれひずみベクトルと応力ベクトルである。また、 $[C_r]$ は岩盤基質部のコンプライアンスマトリックス、 $[C_{jm}^*]$ は、 m 番目の不連続面の系のコンプライアンスマトリックスで、 M は不連続面の系の数である。

また、岩盤基質部のコンプライアンスマトリックスは等方等質とする。

ロックボルトは、図-3に示すように両端固定の梁と考え、その剛性を不連続面の剛性に加えるものとしてモデル化する。その際、不連続面に対して垂直方向の相対変位を u_n 、不連続面に平行で互いに直交する2方向の相対変位を u_s 、 u_t とする。ただし、 u_n 、 u_s の方向は、ロックボルトの軸を含み不連続面に垂直な面内に存在するようにとる。また、 n 方向の垂直応力を σ_n 、 s および t 方向のせん断応力を τ_s 、 τ_t とする。

ロックボルトを梁としてモデル化する場合の長さを L_b とし、変形区間長と呼ぶことにする。ロックボルトの変形と、変形に必要な作用力 $\{R\}$ の関係は、ロックボルトを両端固定の梁と考えると以下のように表せる。

$$\{R\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{E_b A_b}{L_b} \cdot (u_s \cos \theta_b - u_n \sin \theta_b) \\ \frac{1}{1+2\xi} \frac{12 E_b I_b}{L_b^3} \cdot (u_n \cos \theta_b + u_s \sin \theta_b) \\ \frac{1}{1+2\xi} \frac{12 E_b I_b}{L_b^3} \cdot u_t \end{array} \right\} \quad (2.2)$$

ここに、 $\{R\} = \{R_x \ R_y \ R_z\}^T$

$$\xi = \frac{6 E_b I_b}{G_b A_e L_b^2} \cdot \chi$$

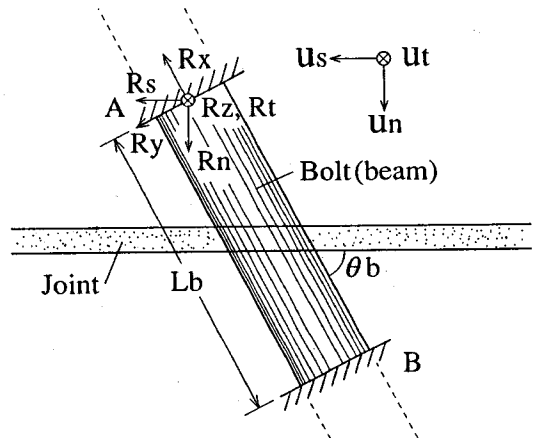


図-3 ロックボルトのモデル化

である。また、 E_b はロックボルトの弾性係数、 A_b はロックボルトの断面積、 I_b はロックボルトの断面2次モーメント、 θ_b はロックボルトと不連続面の交差角度、 A_e はロックボルトと不連続面の交差部の楕円面積である。さらに、 χ はロックボルトの断面のせん断形状係数である。ただし、 x 、 y 、 z は梁の局所座標で、図-3に示した方向である。

さらに、図-3に示したようにロックボルトの各作用力を、不連続面に垂直な方向と水平な2方向に分解し、おのおの R_n 、 R_s 、 R_t とすると、

$$\begin{aligned} R_n &= R_y \cos \theta_b - R_x \sin \theta_b \\ R_s &= R_y \sin \theta_b + R_x \cos \theta_b \\ R_t &= R_z \end{aligned} \quad (2.3)$$

となる。

ロックボルトが受け持つ応力、 $\sigma_{nb} = N_b \cdot R_n$ 、 $\tau_{sb} = N_b \cdot R_s$ 、 $\tau_{tb} = N_b \cdot R_t$ に式(2.3)を代入し、右辺を u_n 、 u_s 、 u_t について整理すると次式を得る。ただし、 N_b は不連続面の単位面積あたりに存在するロックボルトの本数である。

$$\{\sigma_b\} = [K_b] \{u\} \quad (2.4)$$

ここに、 $\{\sigma_b\} = \{\sigma_{nb} \ \tau_{sb} \ \tau_{tb}\}^T$

$$\{u\} = \{u_n \ u_s \ u_t\}^T$$

$$[K_b] = \begin{bmatrix} K_{b11} & K_{b12} & 0 \\ K_{b21} & K_{b22} & 0 \\ 0 & 0 & K_{b33} \end{bmatrix}$$

$$K_{b11} = N_b \left(\frac{12E_b I_b}{(1+2\xi)L_b^3} \cos^2 \theta_b + \frac{E_b A_b}{L_b} \sin^2 \theta_b \right)$$

$$K_{b12} = K_{b21} = N_b \left(\frac{12E_b I_b}{(1+2\xi)L_b^3} - \frac{E_b A_b}{L_b} \right) \frac{\sin 2\theta_b}{2}$$

$$K_{b22} = N_b \left(\frac{12E_b I_b}{(1+2\xi)L_b^3} \sin^2 \theta_b + \frac{E_b A_b}{L_b} \cos^2 \theta_b \right)$$

$$K_{b33} = N_b \frac{12E_b I_b}{(1+2\xi)L_b^3}$$

一方、不連続面が受け持つ垂直応力およびせん断応力を σ_{nj} , τ_{sj} , τ_{tj} とすると、同様に、

$$\{\sigma_j\} = [K_j] \{u\} \quad (2.5)$$

ここに、 $\{\sigma_j\} = \{\sigma_{nj} \ \tau_{sj} \ \tau_{tj}\}^T$

$$[K_j] = \begin{bmatrix} K_{j11} & 0 & 0 \\ 0 & K_{j22} & 0 \\ 0 & 0 & K_{j33} \end{bmatrix}$$

$$K_{j11} = K_n (1 - N_b A_e)$$

$$K_{j22} = K_{j33} = K_s (1 - N_b A_e)$$

ただし、不連続面の垂直剛性を K_n 、不連続面のせん断剛性を K_s とする。

よって、ロックボルトを含む不連続面の応力-変位関係は、

$$\{\sigma_L\} = [K] \{u\} \quad (2.6)$$

ここに、 $\{\sigma_L\} = \{\sigma_b\} + \{\sigma_j\}$

$$[K] = [K_b] + [K_j]$$

このようにして、局所座標系で求めた不連続面の応力-変位関係に対して、座標変換を行うことによって全体座標系での応力-ひずみ関係が得られる。すなわち、全体座標系での応力-ひずみ関係は、

$$\{\epsilon_G\} = [B] [T_u] [K]^{-1} [T_s] \{\sigma_G\} = [C_{jm}^*] \{\sigma_G\} \quad (2.7)$$

ここに、 $\{\sigma_G\}$ は全体座標系における応力、 $\{\epsilon_G\}$ は

全体座標系におけるひずみ、 $[B]$ は全体座標系での変位-ひずみ関係マトリックス、 $[T_u]$ は局所座標系から全体座標系への変位変換マトリックス、 $[T_s]$ は全体座標系から不連続面への応力変換マトリックスである。

なお、実際の解析では式(2.7)を増分形式として用いることになる。

3. 実験結果による構成式の検証

本研究で提案する構成式を用いたFEMによる等価連続体解析手法の妥当性を、著者の一人が実施した実験結果¹⁹⁾を用いて検証する。以下に実験概要およびその結果を示す。

図-4に示すように、供試体は100mm×100mm×200mmの直方体で、供試体内には単一の不連続面が存在する。供試体を貫くように直径3mmのステンレス製のボルト(総ネジ)を1本水平に設置し、その両端をプレートおよびナットで固定し、不連続面の角度を変化させて一軸圧縮試験が行われた。インタクト部はモルタルで、不連続面はモルタル打設時に予め型枠中央部に設置した表面の粗いアクリル板を、モルタル硬化後取り除くことにより作られた。

不連続面の角度(θ)は、30°、40°、45°および50°の4種類で、各ケースともインタクト供試体、ボルト無し不連続供試体およびボルト補強不連続供試体を1セットとして、各ケース3セットの一軸圧縮試験が行われた。インタクト供試体の力学特性を表-1に示す。

次に、実験結果と本研究で提案する等価連続体解析手法による計算結果を図-5に合わせて示す。図-5では、ボルト無し不連続供試体およびボルト補強不連続供試体の見掛けの弾性係数(E および E_b)をインタクト供試体の弾性係数(E)で無次元化した値を縦軸にとり、不連続面の角度を横軸にとっている。なお、提案手法による計算では、ボルト無し不連続供試体の実験結果と一致するように、表-2に示すインタクト部の物性値と不連続面の垂直剛性をせん断剛性の逆算に影響を及ぼさない十分大きな値の500GPa/mとして、各 θ に対して不連続面のせん断剛性を設定した。また、ボルト補強不連続供試体の変形区間長は、実験ケースの中間である不連続面の角度が45°の場合について、提案手法による解析結果が実験結果に近くなるように、ボルトの直径の2倍の0.6cmと定め、他の角度の計算にもこの値を適用した。なお、不連続面の角度と変形区間長の関係については、今後の検討課題である。

表-2 使用した物性値

岩盤基質部	弾性係数 E_i	11GPa
	ポアソン比 ν_i	0.2
不連続面	せん断剛性 K_s	$K_s = 1500\sigma_j \text{ GPa/m}$ (σ_j の単位: GPa)
	垂直剛性 K_n	500GPa/m
ボルト	弾性係数 E_b	210GPa
	ポアソン比 ν_b	0.3
	直径 D_b	0.3cm
	変形区間長 L_b	0.6cm

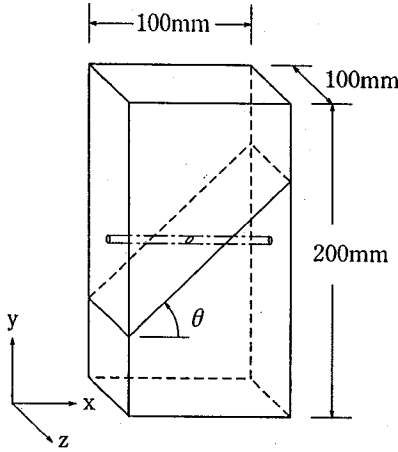


図-4 実験に用いた供試体

表-1 インタクトロックの力学特性

一軸圧縮強度 $\sigma_c \text{ (MPa)}$	弾性係数 $E_i \text{ (GPa)}$	限界ひずみ $\epsilon_o \text{ (%)}$
26.3	10.6	0.247

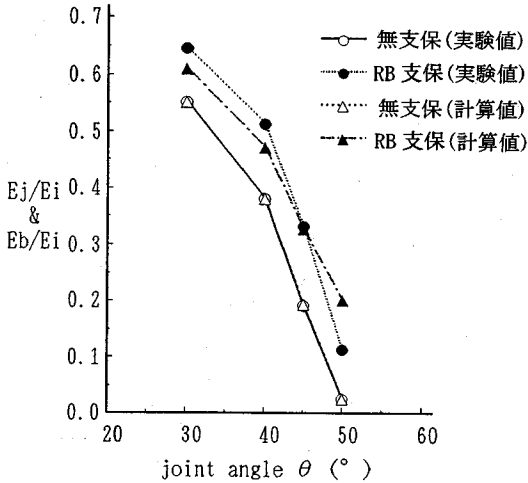


図-5 見掛けの弾性係数比の比較

各 θ において、ボルト無し不連続供試体で実験値に合うように不連続面のせん断剛性を決定して、ボルト補強不連続供試体の解析を行った。図-5に示す見掛けの弾性係数比の比較から明らかなように、ボルト補強不連続供試体に対する解析結果は、 $\theta = 30^\circ, 40^\circ$ では計算値は実験値よりやや小さ目、 $\theta = 50^\circ$ ではやや大き目となっているが、概ね実験結果と良い一致を示している。

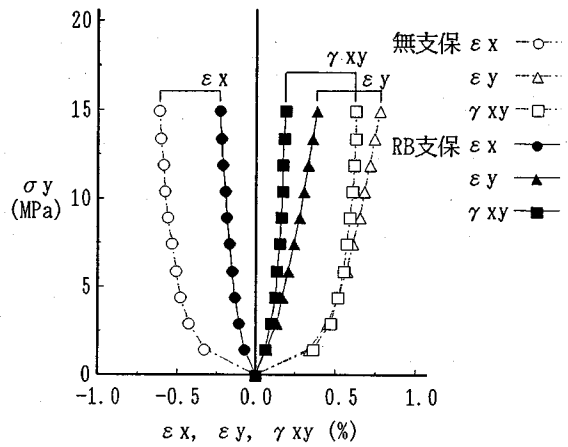


図-6 解析によって得られた見掛けの応力-ひずみ関係 ($\theta = 30^\circ$)

また、図-6にはボルト無し不連続供試体とボルト補強不連続供試体について、提案手法による解析で得られた応力-ひずみ関係の一例を示す。図-6は $\theta = 30^\circ$ の例であるが、ボルトの効果は、载荷軸方向(ϵ_y)ばかりでなく、载荷軸直角方向(ϵ_x)やせん断方向(γ_{xy})にも同様に現れている。

4. ロックボルト工の設計法

前節に示した解析結果と実験結果の比較から明らかなように、本研究で提案する等価連続体解析法を用いれば、不連続性岩盤にロックボルトを打設したことによる岩盤の変形の抑制効果を、精度良く推定することができる。したがって、本解析法によって求められる岩盤の変形から岩盤の見掛けのひずみ分布を求めれば、直接ひずみ制御法²²⁾のように許容ひずみとの比較により岩盤の安定性を評価する手法を用いて、ロックボルトの長さや打設パターンを決定することが可能となる。

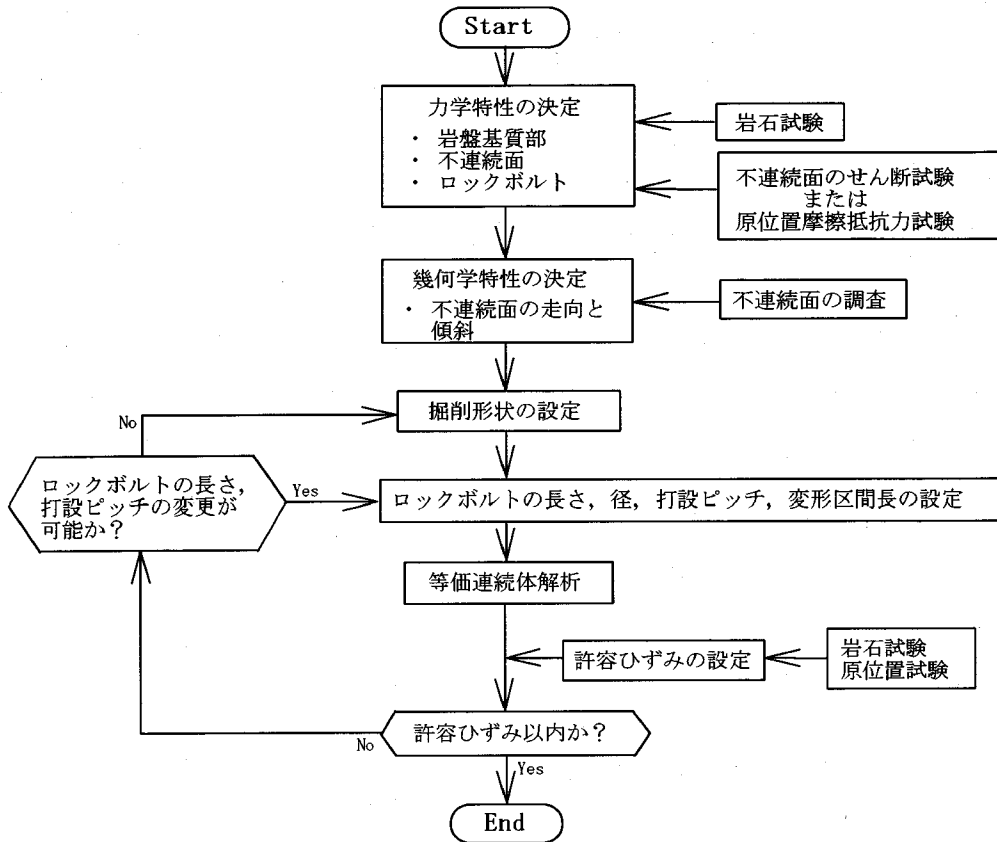


図-7 ロックボルト工の設計フロー

まず、本研究で提案するロックボルト工の設計法のフローを図-7に示す。

実際に設計を行うにあたっては、入力条件と許容ひずみ値の決定が重要な問題となるが、以下にそれらについての考え方を示す。

解析で使用する入力パラメータの中で、岩盤基質部の力学特性については岩石試験結果をそのまま用いることができる。また、不連続面の力学特性については、不連続面の一面せん断試験結果または原位置摩擦抵抗試験結果などから推定することができる。さらに、不連続面の幾何学特性としては、不連続面の調査結果から卓越した不連続面の間隔および走向、傾斜を推定する。なお、本解析法では不連続面の長さおよび幅は考慮していない。

次に、ロックボルトの長さ、径、打設ピッチならびに変形区間長を仮定して等価連続体解析を行い、得られたひずみ分布と許容ひずみを比較する。なお、前章でのシミュレーションの結果より、変形区間長はボルトの直径の2倍程度をとるのがよいと思われる。このとき、岩盤の許容ひずみは岩石試験から得

られる限界ひずみを用いることができる。ロックボルトを打設した岩盤の許容ひずみについては、ロックボルトの補強効果により限界ひずみを割り増して用いる方法も考えられるが、定量的評価については今後の研究課題である。

解析で得られた岩盤のひずみが許容ひずみを越える場合には、ロックボルトの長さや打設ピッチを変更して再度解析を行う。それでもなお許容ひずみを越える場合には掘削形状を見直すなどの処置をとる。

5. 地下空洞に対するケーススタディ

(1) 解析条件

ケーススタディに用いた地下空洞の横断面は、図-8に示すような幅24 m、高さ40.9 mの弾頭型とした。

ロックボルトの試設計を行うにあたり、まず無支保の場合について、従来の等方連続体解析と今回提案する等価連続体解析の比較を行った。解析では、

表-3 等方連続体解析で使用した物性値

弾性係数	放水路側 E_0	3GPa
	水圧管路側 E_0	8GPa
ポアソン比 ν_0		0.25

表-4 等価連続体解析で使用した物性値

岩盤 基質部	弾性係数 E_i		75GPa
	ポアソン比 ν_i		0.25
不連続面	変形特性	せん断剛性 K_s	$K_s = 1200\sigma_y \text{GPa/m}$ (但し $K_s \geq 0.5 \text{GPa/m}$) (σ_y の単位: GPa)
		垂直剛性 K_n	$K_n = 30 \text{GPa/m}$ (但し $\sigma_n < 0$ のとき $K_n = 0.5 \text{GPa/m}$)
	強度特性	粘着力 c	0.1MPa
		内部摩擦角 ϕ	30°
ロックボルト	弾性係数 E_b		210GPa
	ポアソン比 ν_b		0.3
	直径 $D_b \times$ 長さ l		2.5 × 500cm
	打設角度		壁面垂直
	変形区間長 L_b		5.0cm

表-5 解析ケース一覧表

	等方連続体解析	等価連続体解析	
無支保	Case1	Case2	Case3
R B 支保	—	Case4	Case5

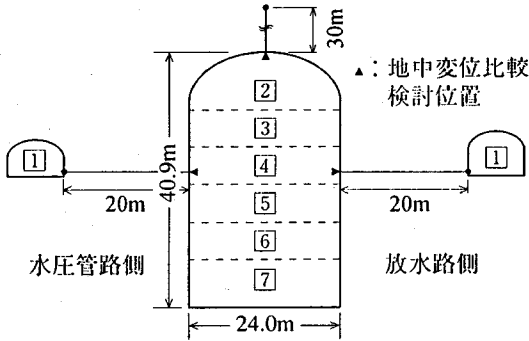


図-8 空洞形状および解析での掘削ステップ

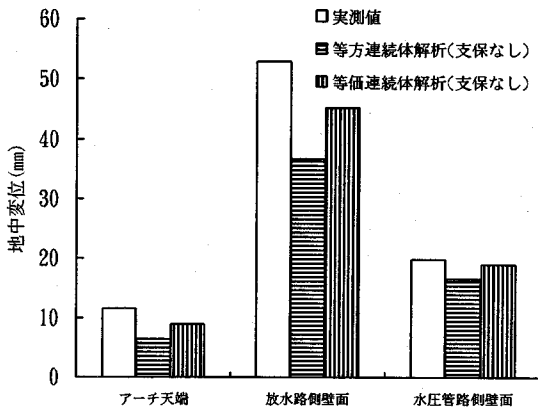


図-9 地中変位の比較

不連続面を3次元的に考慮して2次元平面ひずみ状態を仮定し次元を減らす手法を用いた。

表-3 および表-4 に等方連続体解析および本研究で提案する等価連続体解析で使用する物性値を示す。等方連続解析では、解析変位が図-9 に示すように地中変位計の実測値と近い値となるように、弾性係数を定めた。なお、等価連続体解析では、不連続面のせん断剛性を、表-4 に示すように σ_y の関数とすることによって非線形性を表し、さらにモール・クーロン型の破壊基準を超えた時の剛性を0近くまで低下させることによって破壊を考慮している。ロックボルトの変形区間長は、直径の2倍の5.0cmと仮定した。図-10には、掘削位置の初期応力を示す。

また、解析での掘削ステップは図-8 に示す7ステップであるが、本解析には荷重増分法を用いているため、掘削解放力は1ステップを10分割して作用させ、非線形性を十分表現できるよう配慮した。支保を行う場合には、各ステップの掘削解放力の50%を5分割で作用させた後に、ロックボルトのほぼ全長

分の範囲の不連続面の剛性が向上するものとして物性値を変化させ、残り50%を5分割で作用させた。有限要素メッシュには、8節点アイソパラメトリック要素を用いており、1597節点、526要素のモデルで解析を行った。

解析ケースは表-5 に示す5ケースである。Case1 は等方連続体解析で支保の無い場合である。図-11 に示すように等価連続体解析では、空洞の向きをCase2, 4の空洞の向きと90°異なる解析(Case3, 5)を行い、空洞の向きの違いによる比較も行った。すなわち、表-6 に示すようにCase2, 4では、不連続面の傾斜が左(水圧管路側)落ち50度と右(放水路側)落ち40度で、走向が地下空洞の長軸方向にほぼ平行な2組の不連続面群と、走向が長軸に直交している不連続面群が存在するが、Case3, 5では、走向が長軸に平行で鉛直に近い傾斜の不連続面と、走向が空洞長軸にほぼ直交する傾斜40°と50°の2系統の不連続面群が存在する。

表-6 空洞長軸を基準とした不連続面の幾何学特性

Case2	走向	$\alpha_1 = -16^\circ$	$\alpha_2 = -26^\circ$	$\alpha_3 = 89^\circ$
Case4	傾斜	$\beta_1 = 50^\circ$	$\beta_2 = -40^\circ$	$\beta_3 = 85^\circ$
	間隔	放水路側 $dS_1 = 20cm$	$dS_2 = 33cm$	$dS_3 = 20cm$
		水圧管路側 $dS_1 = 44cm$	$dS_2 = 80cm$	
Case3	走向	$\alpha_1 = 74^\circ$	$\alpha_2 = 64^\circ$	$\alpha_3 = -1^\circ$
Case5	傾斜	$\beta_1 = -50^\circ$	$\beta_2 = 40^\circ$	$\beta_3 = 85^\circ$
	間隔	$dS_1 = 44cm$	$dS_2 = 80cm$	$dS_3 = 20cm$

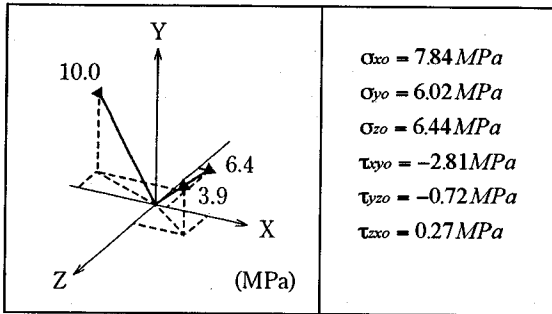
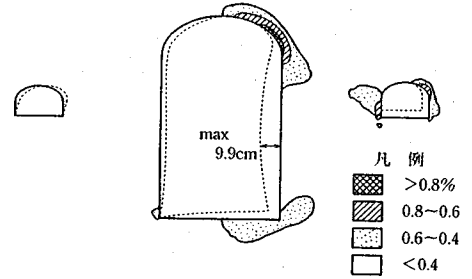
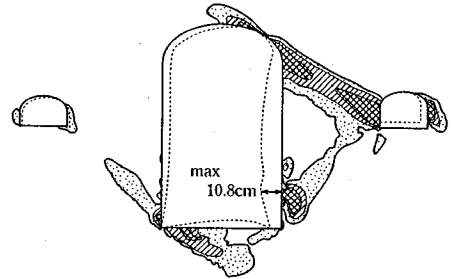


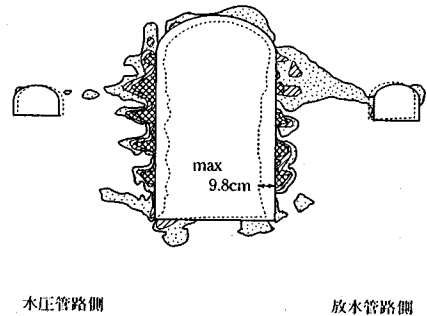
図-10 使用した初期応力 (Case1, 2, 4)



(a) 等方連続体解析 (Case 1)



(b) 等価連続体解析 (Case 2)



(c) 等価連続体解析 (Case 3)

図-12 掘削によって発生する変位と最大せん断ひずみ増分(無支保)

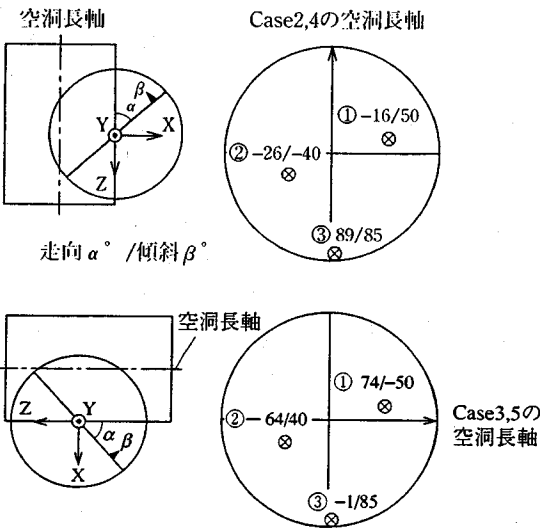


図-11 各ケースにおける不連続面の向き (シュミットネット, 下半球投影)

(2) 無支保の空洞の解析結果

図-12(a), (b)に, 等方連続体解析の Case1 と, 等価連続体解析の Case2 について, 変位分布および掘削によって発生する最大せん断ひずみ増分の分布

をそれぞれ示す。

変位分布を比較すると, 放水路側壁面のはらみ出しの最大箇所が, 等方連続体解析では壁面中央付近であるのに対して, 等価連続体解析では壁面下部に見られる。

最大せん断ひずみ増分の比較では, 等方連続体解析の Case1 では, アーチ部に最大せん断ひずみの大きい領域が存在する程度であるが, 等価連続体解析の Case2 ではアーチ部から放水路側併設トンネルにかけての領域と放水路側壁面下部に最大せん断ひずみの大きなキープブロック状の領域が広がっている。

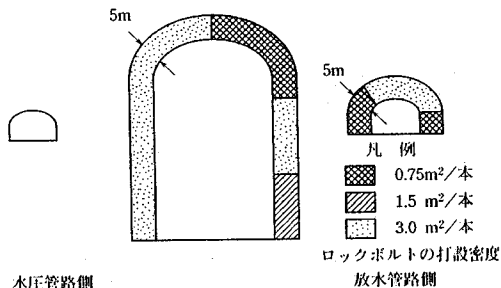


図-13 ロックボルトの配置(Case 4)

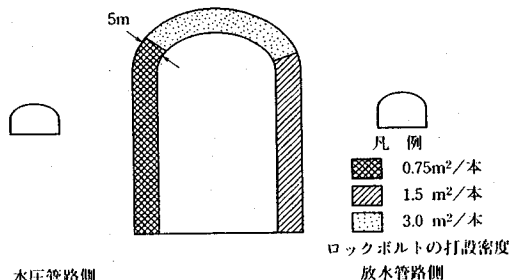
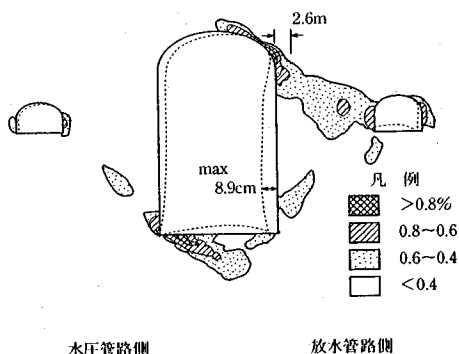
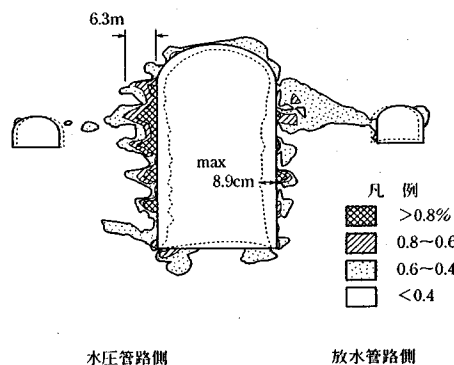


図-15 ロックボルトの配置(Case 5)



等価連続体解析 (R B 支保)

図-14 掘削によって発生する変位と最大せん断ひずみ増分(Case 4)



等価連続体解析 (R B 支保)

図-16 掘削によって発生する変位と最大せん断ひずみ増分(Case 5)

次に、Case2 と空洞の向きが 90° 異なる、Case3 の解析結果を図-12(c)に示す。この図より、はらみ出しの最大値が等価連続体解析のCase2 とCase3 では10.8cm および9.8cm とCase3の方が小さいが、Case3では最大せん断ひずみの大きい領域がほぼ壁面全体に広がっている。これは、空洞長軸に平行で傾斜角 85° の不連続面に作用する垂直応力が引張となっていることから、剥離が発生したためであると思われるが、Case2に見られたような大きなキープロック状の領域は見受けられない。

(3) ロックボルト工の試設計

本節では、本解析手法を取り入れた直接ひずみ制御法に基づき、空洞周辺の最大せん断ひずみが許容ひずみを越えないように、ロックボルトの打設ピッチを決定する計算を具体的に行う。

まず、許容ひずみはモデル地点の岩石試験結果より無支保領域で0.4%、ロックボルト支保領域で無支保領域の50%増しの0.6%と設定する。なお、吹付けコンクリートは解析モデルに直接考慮する方法もあるが、ロックボルトの作用効果を評価しやすいよ

うに、今回の解析では考慮していない。ただし、壁面より3m以浅であれば、岩盤のひずみが0.6%を越えても吹付けコンクリートのせん断抵抗によって支えられるものとする。このような条件で、ロックボルトの打設密度を $0.75 \text{ m}^2/\text{本}$ 、 $1.5 \text{ m}^2/\text{本}$ 、 $3.0 \text{ m}^2/\text{本}$ の3種類としてロックボルトの試設計を行った。Case2の不連続面の条件と同じものがCase4、Case3と同じものがCase5である。

図-13にCase4におけるロックボルトの配置を示す。Case4では空洞本体と放水路側併設トンネルの全周に、ロックボルトを打設密度 $3.0 \text{ m}^2/\text{本}$ で打設して解析を行い、特に最大せん断ひずみの大きい領域については、その値に応じて $0.75 \text{ m}^2/\text{本}$ あるいは $1.5 \text{ m}^2/\text{本}$ の打設密度となるように打設領域の範囲を調整するという操作を繰り返した。その結果、図-14に示すように、ロックボルト支保領域で、最大せん断ひずみが0.6%を越える領域の深さが2.6mと小さくなり、吹付けコンクリートで支えられる深さとなった。また、図-12(b)に示したCase2の結果に見られるキープロック状の領域の発生も押さえられた。

一方、Case5では、無支保の解析(図-12参照)で最大せん断ひずみの大きかった水圧管路側壁面は、ロックボルトの打設密度を0.75 m²/本としても、図-16に示すように最大せん断ひずみの大きな領域が図-12(c)に示した無支保の状態からほとんど変化していない。これは、Case5では、掘削による開放力が壁面に作用すると同時に傾斜角85°の不連続面に剥離が始まり、ロックボルトを打設するまでに大きな変形が生じることに起因していると考えられる。ただし、ロックボルトの打設後は、その効果によって変形が抑制される。

(4) 考察

本研究で提案した等価連続体解析では、ほとんどの入力データに現地の調査結果を用いても、概ね実測値に近い結果が得られた。また、不連続面を考慮した等価連続体解析を行うと、不連続面の向きや力学特性に応じて、等方連続体解析とは違ったモードの変位分布や最大せん断ひずみ分布を示すことがわかった。

さらに、不連続面の向きによって、ロックボルトの支保効果が大きく異なることがあることが明らかになった。すなわち、無支保の状態であるCase2とCase3を比較すると、Case2の方が最大せん断ひずみの大きい領域がキープロックのような形状で存在し、不安定なように思われる。ところが、ロックボルトを打設すると、Case4の方が支保効果が大きく現われ空洞は安定する方向に向かうが、Case5ではほとんどロックボルト工の効果が現われない。

このように、不連続性岩盤の空洞掘削でロックボルト工を設計する場合に、本手法を用いれば、ロックボルトの長さや打設密度だけでなく、不連続面の走向、傾斜がロックボルト工の効果に与える影響を評価することができる。

6. 結論

本研究では、全面接着型ロックボルトで補強された不連続性岩盤の構成式を導き、この構成式を用いた等価連続体解析によりロックボルト工の設計を行う手法を提案した。さらに、既設の地下空洞をモデルにケーススタディを行い、提案したロックボルト工の設計法の適用性を検討した。

本研究において導いた構成式は、不連続面は幾つかの卓越方向に等間隔で存在し、無限に広がるものと仮定し、ロックボルトの効果を不連続面の剛性の向上として表現した点に特徴がある。

この構成式を室内実験により検証した結果は、良好なものであった。また、提案した構成式を用いた等価連続体解析法は、2次元解析であっても不連続面を3次元的に考慮することが可能であり、地下空洞の方向についての検討などに有効であろう。

一方、本研究で提案したロックボルト工の設計法は、岩盤の見掛けの最大せん断ひずみ分布を求め、許容ひずみと比較することにより、ロックボルトの長さや打設パターンを決定するものである。この設計法により地下空洞をモデルとしたケーススタディを行った。その結果、不連続面の向きによりロックボルトの効果が大きく異なることが明らかとなり、設計においてこの点を考慮することが重要であることを示した。

不連続性岩盤に対するロックボルト工の設計に、著者らが提案した手法は有効であるものと思われるが、さらに精度の良い設計を行うためには、不連続面の力学的・幾何学的特性の評価法、ロックボルトの変形区間長の設定法などについてさらに検討を行う必要がある。

謝辞：本研究の一部は、関西電力㈱総合技術研究所からの受託研究の成果であり、研究遂行にあたっては、関係各位の多大な協力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Bieniawski, Z.T. : Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling, *Proc. 3rd Cong., ISRM, Denver, Vol. 2A, pp. 27~32, 1974.*
- 2) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. : Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock Mechanics, Vol. 6, pp. 189~236, 1974.*
- 3) 日本国有鉄道 : NATM 設計施工指針(案), 1983.
- 4) 日本道路公団 : 設計要領第三集トンネル編, 1985.
- 5) 御牧陽一 : 今市地下発電所の設計, 電力土木, No.173, pp.24~38, 1981.
- 6) 櫻井春輔, 川嶋幾夫 : ロックボルトによって補強された不連続性岩盤のモデル化について, 土木学会論文集, No. 457/III-21, pp. 147~150, 1992.
- 7) Cundall, P.A. : A Computer Model for Rock Mass Behavior Using Interactive Graphics for the Input and Output of Geometrical Data, *A Report Prepared under Contract Number DACW 45-74-C-006, for the Missouri River Division, U.S. Army Corps of Engineers, 1974.*

- 8) Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L. : A model for the mechanics of jointed rock, *J. Soil Mech. and Found.*, ASCE, Vol. 94, No. SM3, pp. 637~659, 1968.
- 9) Singh, B. : Continuum characterization of jointed rock mass, Part I -The constitutive equations, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 10, pp. 311~335, 1973.
- 10) Oda, M., Suzuki, K. and Maeshibu, T. : Elastic compliance for rock-like materials with random cracks, *Soils and Found.*, Vol. 24, No. 4, pp. 27~40, 1984.
- 11) 京谷孝史, 市川康明, 川本眺万 : 岩盤の力学特性評価における損傷力学的アプローチ, 土質工学会, 土と基礎, Vol. 35-3, pp. 23~28, March, 1987.
- 12) 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地下発電所空洞掘削の解析, 第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 426~430, 1995.
- 13) Ngo, D. and Scordelis, A.C. : Finite element analysis of reinforced concrete beams, *ACI J.*, pp. 152~163, 1967.
- 14) オメール・アイダン, 市川康明, 川本眺万 : 地下空洞における全面接着型ボルトのアンカー作用機構とその支保効果について, 第18回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.246~250, 1986.
- 15) Kawamoto, T., Kyoya, T. and Aydan, Ö. : Numerical models for rock reinforcement by rock bolts, *The 8th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Morgantown, pp. 33~45, 1994.
- 16) Gerrard, C.M. : Joint Compliances as a Basis for Rock Mass Properties and the Design of Supports, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 19, pp. 258~305, 1982.
- 17) Larsson, H. and Olofsson, T. : Bolt action in jointed rock, *Proc. of Int. Sympo. on Rock Bolting*, Abisko, pp. 33~46, 1983.
- 18) Egger, P. and Pellet, F. : Numerical and experimental investigations of the behaviour of reinforced jointed media, *Fractured and Jointed Rock Masses*, Lake Tahoe, pp. 277~282, 1992.
- 19) 永井哲夫, 櫻井春輔 : ロックボルトにより補強された不連続性岩盤の挙動に関する研究, 神戸大学大学院自然科学研究科紀要, 10-B, pp. 1~12, 1992.
- 20) 土原久哉, 鈴木健一郎, 丸山誠, 平間邦興 : ロックボルトを含む不連続性岩盤のモデル化手法, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.181~185, 1992.
- 21) 北川隆, 吉中龍之進, 野呂瀬貞隆, 坂口聡 : ロックボルトによる不連続面の補強効果に関する基礎研究, 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.233~238, 1984.
- 22) 櫻井春輔 : トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第317号, pp. 93~100, 1982.

(1996. 1. 30 受付)

A DESIGN METHOD OF ROCK BOLTS IN JOINTED ROCK MASSES

Akira HOJO, Makoto NAKAMURA, Yasuo UCHITA
and Shunsuke SAKURAI

Fully grouted rock bolts are usually used as a support measure for stabilizing tunnels and caverns excavated in jointed rock masses, though the design methods for rock bolts have not been thoroughly developed yet.

In this paper, therefore, a constitutive equation for jointed rock masses reinforced by fully grouted rock bolts is derived on the basis of continuum mechanics, and a design method is proposed by using the derived equation. Case studies for a large cavern are performed to evaluate this design method, and the efficiency of the method is clarified.