

(38) ロックボルトを含む不連続性岩盤のモデル化手法

—実岩盤を対象とした解析結果について—

㈱大林組技術研究所 ○土原 久哉

同 上 鈴木 健一郎

同 上 丸山 誠

同 上 平間 邦興

Modeling Method of Jointed Rock Masses Reinforced by Rockbolts

H. Tsuchihara, K. Suzuki, M. Maruyama, K. Hiram

of

Technical Research Institute of OBAYASHI Corporation

Abstract

The installation of rockbolt has been recognized as one of the most effective support measures for stabilizing rock masses. However, the modeling method of rockbolts is extremely complex. We propose that a jointed rock mass reinforced by rockbolts were evaluated as that with equivalent elastic compliance tensor in terms of crack tensor¹⁾. In order to estimate a reinforce effect of rockbolts, a mechanical effect was replaced by multiplying λ with apparent length. A comparison between results of analysis (FEM) and measurements of the reinforced tunnel demonstrated the usefulness of this modeling method.

1. はじめに

不連続性岩盤において、ロックボルトの作用効果を数値解析的にモデル化する方法としては、これまでは連続体として近似された岩盤（手法として、クラックテンソル理論¹⁾や損傷テンソル理論²⁾など）に対し、棒要素、トラス要素、特殊結合要素などでモデル化された要素をpostiveに取り込む方法が用いられてきた。しかし、この手法では不連続面を縫い合わせるというボルト本来の効果は表現できない。従って、不連続性岩盤におけるロックボルトの作用効果を考慮するために、ロックボルト補強後にボルトを含んだ形で不連続性岩盤を等価な連続体として近似する必要がある。桜井³⁾はこのようなボルトを含んだ形での連続体的アプローチの妥当性について不連続性岩盤の模型材料の実験を行っている。つまり、ロックボルトを挿入することによって不連続面の動きが拘束され、見掛けの弾性定数が増大している実験結果を示し、材料がボルトによって補強され、改良されたと考える。また岩盤の力学特性はボルトの長さや本数等によって影響され、ボルトの定量的評価を行っている。小田⁴⁾により提案されたクラックテンソル理論は、岩盤内に存在する不連続面によって形成される幾何学的な特性を表現する手法であり、不連続面の力学的特性、及び岩質部分の力学的特性を考慮することにより、岩盤の巨視的な弾性定数が表現できることが明らかになっている。不連続面の幾何学的特性を表現するパラメータの一つに長さがあるが、不連続面の凹凸をその状況や部分的な接続面の存在により、見掛けの長さとし力学的に有効な長さに差異がある。これを補正する意味でクラックテンソルには、 λ というパラメータが導入されている⁴⁾。さらに補強された岩盤ではロックボルトが不連続

面を貫通する場合、その部分は不連続面が接触またはそれ以上の拘束効果をもつ筈であるから力学的に有効な長さを変化させる必要がある。ボルトによる不連続面の拘束効果を $\bar{r}$ に代表させ、力学的に有効な長さによりクラックテンソルを決定する。その領域は、ボルト打設領域に限られるものとして、補強効果を表わすものである本研究は、地質・力学的特性が既知の岩盤を対象として、本手法の妥当性について検討した結果を示すものである。

2. 地質概要

調査地のトンネルは、およそNNE方向に地山を貫通するもので、総延長 552mのうち、約60%が弾性波速度 3.3~3.5km/sec 程度の新鮮な新第三紀中新世の石英安山岩質凝灰岩、残りは弾性波速度 2.0km/sec以下の風化岩で構成されている

(図-1参照)。新鮮岩中には部分的に破碎され、熱水変質を受けた弱部が存在し、これらは調査付近で確認されている断層の一般的な方向(ほぼN-S方向)と高角度で交わる2次的小規模断層や節理群からなるものである。今回、対象とする断面はSt.697m付近で切羽観察により図-2のように節理が分布している。岩盤は、風化した石英安山岩が主体で粘性土が挟在する節理が全面に発達し、天端付近では黒色に風化変質して一部崩落している。土被りは58mで、標準設計パターンはCⅡである。

3. クラックテンソルの決定

無補強地山を等価な弾性体として定義する際にクラックテンソル¹⁾を用いる。対象とする切羽内の不連続面群から形成される幾何学性状を、切羽観察、写真などのデータから及び、不連続面の力学特性を原位置での坑内載荷試験の結果から決定した。岩盤全体の变形が岩盤を構成する岩石実質部分と亀裂部分の变形の和で表わせるとして、亀裂部分の弾性コンプライアンス $\bar{C}_{ijkl}$ は、

$$\bar{C}_{ijkl} = \left\{ \frac{1}{K(\bar{Q}, \bar{N})} - \frac{1}{G(\bar{Q}, \bar{N})} \right\} F_{ijkl} + \frac{1}{4G(\bar{Q}, \bar{N})} (\delta_{ik}F_{jl} + \delta_{jk}F_{il} + \delta_{ji}F_{ik} + \delta_{il}F_{jk}) \quad (1)$$

で表わせる。K及び、Gはそれぞれ不連続面の垂直バネおよび、せん断バネであり応力依存性によるクラックの閉塞に伴う非線形挙動を示し、それを次式の様に近似した。簡単のため $\bar{K} = \bar{G}$ とした。

$$\bar{K} \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = (K_0 + K_1 \bar{\sigma}_{ij} N_{ij}) / \bar{r} \quad \bar{K} < K_{\max} \quad , \quad K_0, K_1 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (2)$$

$$\bar{G} \text{ (Kg/cm}^3\text{)} = (G_0 + G_1 \bar{\sigma}_{ij} N_{ij}) / \bar{r} \quad \bar{G} < G_{\max} \quad , \quad G_0, G_1 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (2')$$

と表わせる。

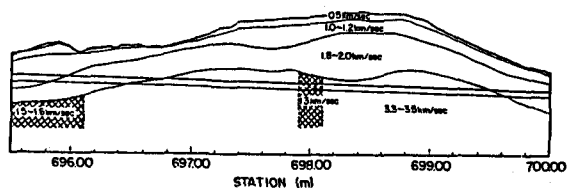


図-1 地質概要

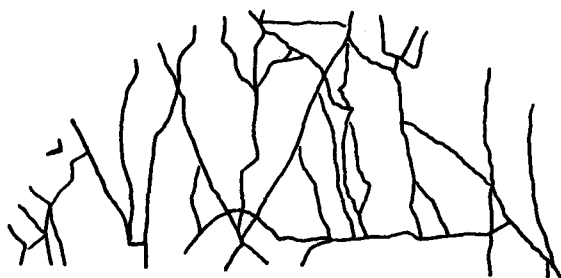


図-2 節理分布

また、 F_{ij} は2階のラックテンソルの場合、次式のようになる。

$$F_{ij} = \frac{\pi \rho}{4} \int_0^{r_n} \int_{\Omega} r^3 n_i n_j E(\tilde{n}, r) d\Omega dr \quad (3)$$

④式を加算形式で書き表せば

$$F_{ij}^{(3)} = \frac{\pi}{4V} \sum_{R=1}^{m(V)} (r^{(R)})^3 n_i^{(R)} n_j^{(R)} \quad (3')$$

となる。ここで ρ は単位体積に含まれるクラックの個数、 $E(n, r)$ は n と r の分布を示す確率密度関数である。また岩石実質部分の弾性コンプライアンス $\bar{M}_{ijkl}$ はヤング率 E 、ポアソン比 ν を用いて表現すると、

$$\bar{M}_{ijkl} = \frac{1+\nu}{E} \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{\nu}{E} \delta_{ij} \delta_{kl} \quad (4)$$

であるから①、④式により岩盤の巨視的な弾性コンプライアンス $\bar{T}_{ijkl}$ は

$$\bar{T}_{ijkl} = \bar{C}_{ijkl} + \bar{M}_{ijkl} \quad (5)$$

と表せる。対象とする切羽断面の亀裂調査結果から、2階のクラックテンソル F_{ij} は、座標系を $(x, y, z) = (\text{北、西、上})$ とし、トンネル断面で観察される節理密度の1.9倍になるという結果を参考に

$$F_{ij} = \begin{bmatrix} 5.2 & 0.3 & 0.9 \\ & 5.6 & -0.9 \\ & & 2.5 \end{bmatrix} \times 1.9 \quad (6)$$

となる。クラックのバネ定数 K は節理に対して垂直方向に载荷した KKT 試験の载荷幅25cmを考慮して、図-3に示すような応力に依存した線形関係を有している。前述の仮定に従い $K(\sigma, N) = G(\sigma, N)$ として

$$K(\sigma, n) = G(\sigma, n)$$

$$= 3.75 \times 10^4 + 7.25 \times 10^3 \sigma_n \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (7)$$

$K_{\max}$ および $G_{\max}$ は岩石の弾性係数は室内試験より $3.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

4. ボルトによる補強効果を導入した解析

①式を用いる場合、実際の岩盤に存在するクラックの一部分が閉合していたり、クラック内で岩石実質部分が連結している場合がある。また、実岩盤には、すでにボルトが補強されていて不連続面は拘束状態にある。以上の力学的効果を近似するために①式におけるクラックの物理長さ r が力学的にはそれより短くなっているとして(図-4)クラックの力学的長さ r' を

$$r' = \lambda r \quad (0 \leq \lambda \leq 1) \quad (8)$$

と置換してボルトやクラックの閉合を考慮しなければならない。この時のクラックテンソルを

$$f_{ij}^{(3)} \text{ は } (3)' \text{ 式から}$$

$$f_{ij}^{(3)} = \lambda^3 F_{ij}^{(3)} \quad (9)$$

となる。

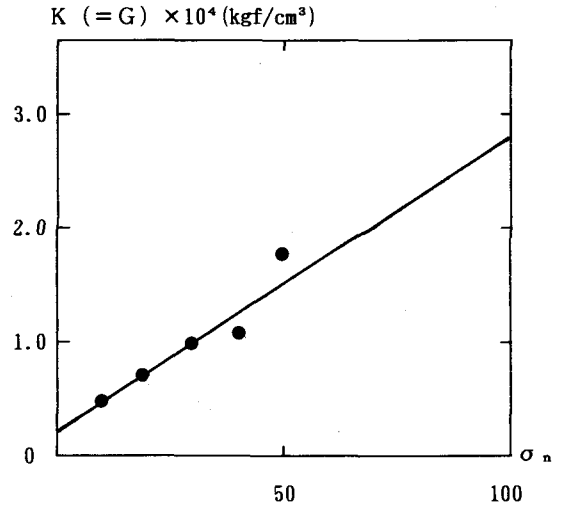


図-3 $K(\sigma, n)$ 、 $G(\sigma, n)$

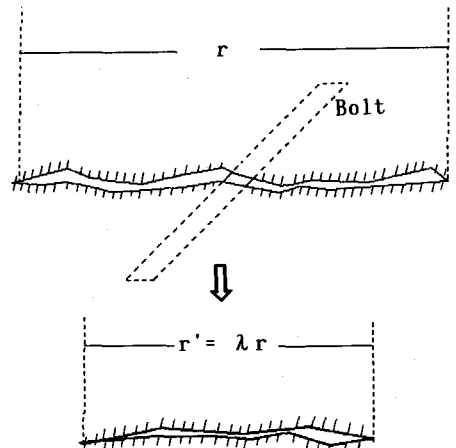


図-4 パラメーター λ

λ に関して表-1に示すような解析を行ない、計測結果との比較を行なった。ロックボルトの補強効果がどの程度の範囲まで影響及ぼすかについては壁面からボルト長さ分を補強範囲とするもの（領域A）、ボルトの長さの2倍を補強範囲とするもの（領域B）の2通りについて以下のケースの解析を行なった。

- (1) ボルト補強により不連続面の物理的長さを $\lambda = 0.8, 0.6, 0.4, 0.2$ と変動させて補強領域内すべてのクラックに補正し、力学的に有効な長さに置き換えたもの。(case-A1, 2, 3, 4, case-B1, 2, 3, 4)
- (2) 切羽の節理マップ上で節理をそれぞれ補強領域境界まで延長してボルトと交わったものについてのみ $\lambda = 0$ として補正したもの。(case-A I, B I)
- (3) 切羽の節理マップ上で節理をそれぞれ補強領域境界まで延長してボルトと交差したものについて、交点で節理長さを2分したもの。(case-A II, B II)
- (4) ボルトをトラス要素でモデル化したもの

5. 解析結果と計測結果の比較

解析は2次元平面ひずみ状態の非線形弾性問題で λ による補強効果を考慮した。図-5にトンネル断面付近の要素分割図と領域Aと領域Bの補強領域を示す。図-7(a)~(d)は全ケースの解析結果と壁面変位結果（実線）との比較である。計測点を図-6に示す。解析変位はほぼ計測値に近い結果になっている。4章のケース(1)における領域Aの補強効果は λ を変動させても差異はなく（図-7(a)）、領域Bの場合は λ を0.2を設定すると変位が極端に小さくなる（図-7(c)）。A領域の場合、 λ をどの値に設定しても解析変位はあまり変化せず、計測値には近くなっているがボルトの補強効果という観点でパラメーター λ 自身に意味を持っていない。補強範囲を領域B（ボルト長さ2倍）まで考慮すると天端付近での計測変位との差はあるが λ によって変位に変化し、 λ による補強効果が表われる（図-7(c)）。天端付近における変位の差は変質帯の影響であると思われる。ケース(2)、(3)のボルト支保されたクラックのみ補正した解析（図-7(b), (d)）はケース(1)の解析結果、及び計測結果にほぼ一致することから局所的に λ でクラックを補正した解析でも補強効果が反映できる。参考として、トラス要素でロックボルト（3m）をモデル化したもの（点線）は補強効果としてあまり反映されていない。

6. まとめ

本手法を導入した解析と計測結果の比較から以下のことが確認できた。

- (1) パラメータ λ を導入することによってボルトの補強効果を表現できる。
- (2) 従来のモデル化（トラス要素）より変位の拘束効果を表わせる。
- (3) 補強領域を広くとると λ の変化が補強効果に反映される。

表-1 解析ケース

ボルト補強範囲 (CASE-A, 3m)	ボルト補強範囲 (CASE-B, 6m)
CASE-A1 ($\lambda = 0.8$)	CASE-B1 ($\lambda = 0.8$)
CASE-A2 ($\lambda = 0.6$)	CASE-B2 ($\lambda = 0.6$)
CASE-A3 ($\lambda = 0.4$)	CASE-B3 ($\lambda = 0.4$)
CASE-A4 ($\lambda = 0.2$)	CASE-B4 ($\lambda = 0.2$)
CASE-A I ボルトと交わったクラックのみ $\lambda = 0.0$	CASE-B I ボルトと交わったクラックのみ $\lambda = 0.0$
CASE-A II ボルトと交わったクラックを2分割	CASE-B II ボルトと交わったクラックを2分割

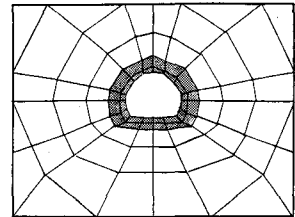


図-5 (a) 補強領域A (3m)

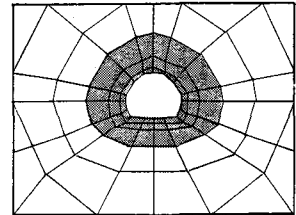


図-5 (b) 補強領域B (6m)

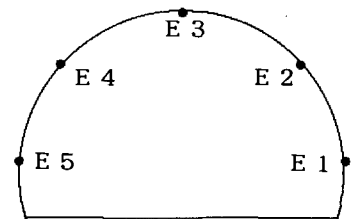


図-6 計測点

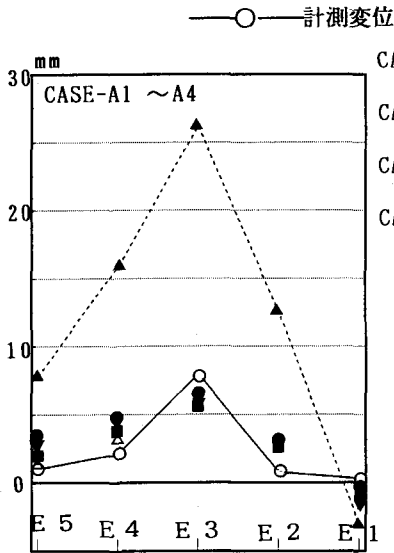


図-7 (a) 計測・解析結果

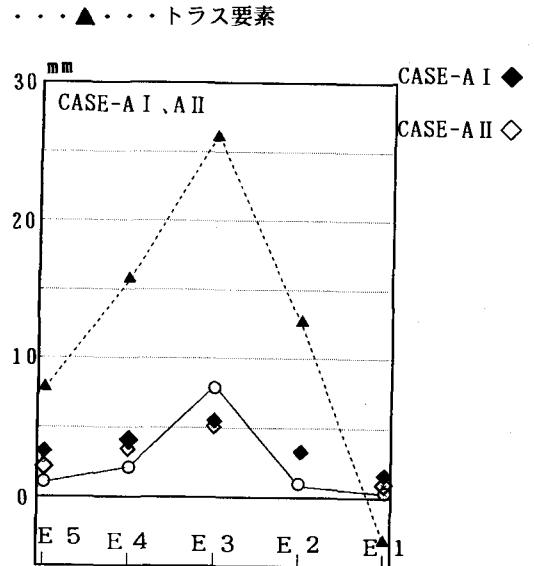


図-7 (b) 計測・解析結果

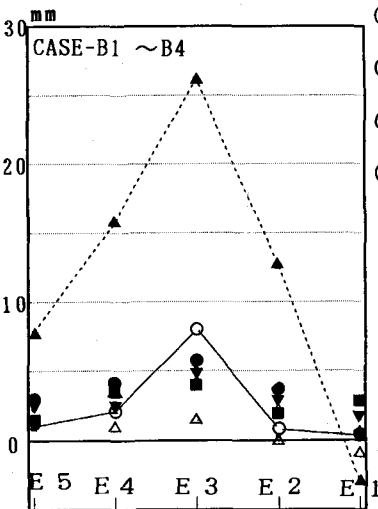


図-7 (c) 計測・解析結果

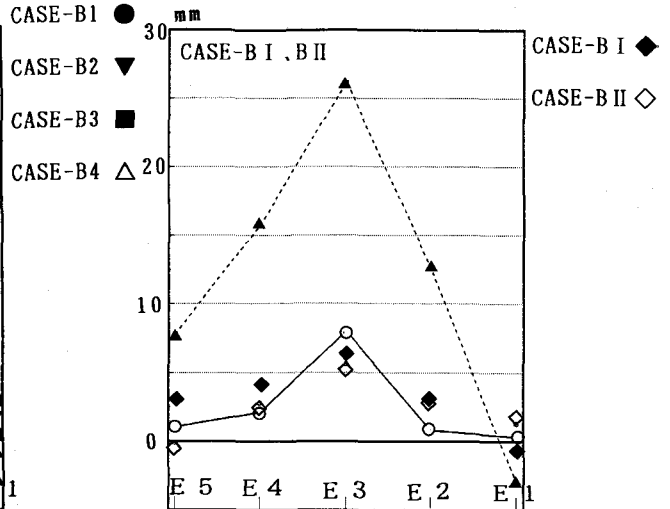


図-7 (d) 計測・解析結果

(参考文献)

- 1) Oda, M., K. Szuki & T. Maeshibu: Compliance for rock-like Materials with Random Cracks, Soil & Found., Vol. 24, No. 4, 1984, pp. 27-40
- 2) 京谷・市川・川本: 岩盤の力学特性評価における損傷テンソルの適用について、土木学会論文集第358号 / III-3, 1985, pp. 27-35
- 3) 櫻井春輔: 2.4 ロックボルトの解析と設計、第5回岩盤システム工学セミナー「岩盤改良と補強工の現状と動向」、1989, pp. 109-125,
- 4) 山辺正: 軟岩と不連続性岩盤および変形解析に関する基礎的研究、博士論文、1988, pp. 86-90
- 5) 鈴木他: 坑内観察による節理分布の把握、第23回岩盤力学に関するシンポジウム、1991, pp. 31-35.