

(17) システムロックボルト設計プログラムの開発

国鉄新幹線建設局 吉村 恒
国鉄鉄道技術研究所 ○土屋 敬

1. まえがき

国鉄ではトンネルの新しい工法としてシステムロックボルト工法の導入を積極的に計っている。ヨーロッパにおける施工例を参考に、各現場で採用するとともに、実験およびFEMを主とした解析を併行して行い、その支保原理を解明し設計法の確立を怠っていない。

本報告では52年より開発している設計プログラムについて機能概要、入力データおよび解析実施例の三について報告する。

2. プログラムの基本条件

ロックボルトの岩盤補強効果はいくつものことがあると知られているが、これまでの理論的な設計法ではこの効果を納得のいく形で十分説明しているものはなかった。有名なRabcewiczの理論は力の釣合のみについてしか考慮されていないのでこの理論では変位の管理を重視するシステムロックボルト工法には實際上役立たない。また最大抗力による力の釣合を解いているので変位との関係で正しい力の釣合を得ているかは疑問である。本プログラムの開発にあつては以上の点と改善するため以下の基本条件を織り込むことを目標とした。

- i) 変位と力が時間との関連で計算し得ること。
- ii) ロックボルトの効果が十分出ること。この場合ロックボルトの効果を他に置き換えるのではなく出来るだけそのまゝの形で表現すること。
- iii) ロックボルトの滑りを判定し得ること。
- iv) 薄肉要素である覆工の適切なモデル化。

これらと満足するものとして基本的には粘弾塑性FEMを用いる。FEMは二次元平面ひずみによるが、切端の進行にともなう三次元的ひずみはクリープ函数の形で折込む。すなわちクリープひずみとしては岩の物性によるクリープひずみ ϵ_{c1} の他に、切端の進行にともなうひずみを ϵ_{c2} として扱う。ii) のロックボルト

の効果は地山の性状が三次元応力状態から二次元応力に移行するにしたがい劣化するが、ロックボルトにより三次元応力状態を維持し劣化を阻止しようとする点に着目する。iii) は地山とロックボルトの間の附着力に不安がある場合に重要となる。iv) としてはロッド要素、ビーム要素、格子枠構造の三方式と比較検討した。以上も含め本プログラムの概要を表1に示す。以下各項目に説明を加える。

表-1 プログラム概要

要素種別	三角形平面要素 四角形	地山のモデル化
	ロッド要素	ロックボルトのモデル化 覆工のモデル化
	ビーム要素	覆工のモデル化
	特殊結合要素	ロックボルトと岩盤の 結合状態を表す
掘削解析	掘削を連つての形状 変更の処理	
	掘削相対外力の計算	
非線型解 析法	増分法	
非線型材 料特性	日比野・庄子等の 方法	
クリープ 解析	初期歪法によるク リープ解析	

3. ロックボルトの表し方

ロックボルトはロッド要素と特殊結合要素の組合せにより表現する。ロックボルトと岩の結合状態を表わすのに特殊結合要素(バネ要素)の剛性と応力の状態により変化させて評価する。すなわち堅固に結合されていると見做せる状態では $K=\infty$ (実際にはロックボルトの軸方向剛性に比較して十分大きな有限の値)とし、滑っていると見做せる状態では0.0(に近い値)とする。

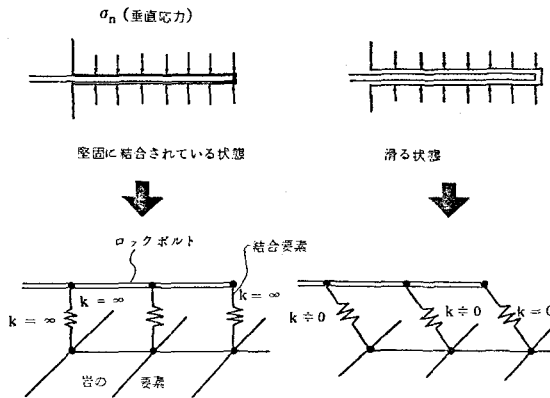


図1 特殊結合要素の機能

滑りの判定には、個々の結合要素ごとにロックボルトおよび岩盤に対する支配中を決め、その区間内における岩盤の平均垂直応力 $\bar{\sigma}_n$ と、結合要素の節点における左右のロックボルトの軸力の差 T_j より判定を行なう。すなわちボルトの軸力差 T_j が節点 j を滑らそうとする力であり、これが $\bar{\sigma}_n$ から定まるこの区間の引抜耐力より小さければ堅固に結合されているものとする。

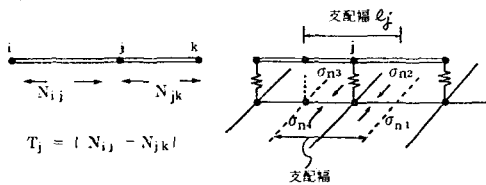


図2 ロックボルトの軸差力と締め付力

ロックボルトの表面は異型処理がなされ附着性はよいので一般に滑り面はモルタルと地山の境界で発生する。

境界でのせん断抵抗は

$$\tau_r = C + \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad (1)$$

C: 地山と充填材との間の粘着力

ϕ : 摩擦角

$$\bar{\sigma}_n = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) / 4 \quad (2)$$

軟弱ではC, ϕ は地山のC, ϕ に支配される。

これより、引抜耐力は

$$R_j = 2\pi r l_j \tau_r = 2\pi r l_j (C + \bar{\sigma}_n \tan \phi) \quad (3)$$

r : 孔径 (モルタル径)

l : 支配中

ロックボルトの節点 j における軸力差 T_j がこの点に

おける引抜耐力 R_j を超えると、その節点でロックボルトと節点は滑るものとして特殊結合要素の剛性 k_j を0.0 (に近い値) とする。

このとき、それまでバネにかいていた力 T_j を不釣合力として再配分を行う。

4. 覆工の表し方

i) ビーム要素

覆工を平面要素でモデル化するとタテ・ヨコ比の大きな要素となり誤差が大きくなる。このため覆工は他の何らかの要素で表現する必要がある。このための最も単純な要素としてはビーム要素が考えられる。しかしこの要素により解析した結果では隣接した節点で折線状のモーメントが発生した。これは隣接節点のトンネル内空への変位量の誤差が土の波動として発生するため誤差モーメントと推定され、系全体としてのモーメントが比較的小さいためこれが卓越し正しいモーメントを表さない場合が多い。

ii) 格子桁構造 (ラティス・ワーク)

図3に示すようなロック要素より構成される格子桁構造は軸剛性と曲げ剛性を覆工と同じくすることによりほぼ覆工と等価な変形状を示す。

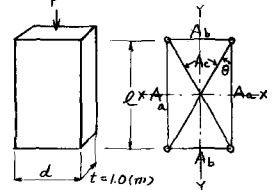


図3 覆工と格子桁構造

ロックの断面積を適当に選ぶことにより等価な剛性を得るのであるが、A₀ については次のように考えられる。格子桁構造に荷重Pが作用すると材料の変形のため平行部材は接近する方法に変位する。密実な部材に荷重に作用する場合、これとは逆に平行な二面は離れる方法に変位する。ここではA₀の剛性を十分大きく取ることとしX軸方向の変位はないものとする。

覆工の曲げ剛性 I_1 は

$$I_1 = \frac{d^3}{12} + (n-1) I_2 \quad (4) \quad (\text{単位: m})$$

n : ヤング係数比

I_2 : 支保工のトンネル延長1m当り断面二次モーメント

格子桁構造の曲げ剛性は単純曲げによつては材料長は変化しないのでA₀の値によつて決まり

$$I_2 = \left(\frac{d}{2}\right)^2 \times A_0 \times 2 \quad (5)$$

$$I_1 = I_2 \text{より}$$

$$A_a = \frac{d}{6} + 2(n-1) \frac{I_s}{d^3} \quad (6)$$

覆工の軸剛性は

$$A_1 = d + (n-1) A_s \quad (7) \quad \text{図4 格子枠構造}$$

A_s : 支保工の1m当り断面積 の単純曲げ

各ロッド要素の軸力を P_a, P_b, P_c とすると釣合より

$$P = 2(P_a + P_c \cos \theta) \quad (8)$$

各ロッドの縮み量を $\delta_a, \delta_b, \delta_c$ とすると

$$\left. \begin{aligned} P_a &= \frac{A_a E}{l} \delta_a \\ P_c &= \frac{A_c E}{l'} \delta_c = \frac{A_c E \cos \theta}{l} \delta_c \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

一方変位の適合性より

$$\delta_c = \delta_a \cos \theta \quad (10)$$

$$P_c = \frac{A_c E \cos^2 \theta}{l} \delta_a \quad (11)$$

(9), (11) を (8) に入ると

$$\frac{P}{\delta_a} = \frac{E}{l} (2A_a + 2A_c \cos^2 \theta) \quad (12)$$

すなわち格子枠構造の軸剛性 A_2 は

$$A_2 = 2A_a + 2A_c \cos^2 \theta \quad (13)$$

$A_1 = A_2$ より

$$A_c = \frac{d + (n-1)A_s - 2A_a}{2 \cos^2 \theta} \quad (14)$$

このようにして定めた格子枠構造で覆工を表現して FEM 計算を解き、算出されたロッド軸力より覆工に作用する軸力およびモーメントを求め、これより応力を算出する。

iii) ロッド要素

ロッド要素は両端ヒンジの棒構造でありこのまゝで覆工に用いた場合にはモーメントが計算できない。しかし覆工は本来アーチの性格の強い構造形をしており主として軸力により抵抗するのでロッド要素として解析しても大きな誤差を生じない場合が多い。円形に近い断面形で全断面充填をする場合等はこれに概する。また吹付コンクリートは極めて薄肉でしかも掘削直後に施工され大変形を受けるのでクラックが発生すると考えられる場合が多く、この意味からもロッド要素の利用価値は大きい。

5. 覆工の材料特性

覆工の材料特性として用いているのは弾性係数だけであるが、経時的に何段階かに変化させて用いる。初から最終的な弾性係数を用いると、変形は過小に、覆

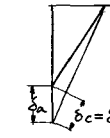
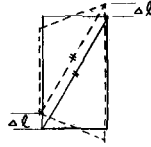


図5 変位条件

工応力は過大に計算されて実際の現象と合わない。吹付コンクリートに対し次の段階を用いている。

0~4日 20,000 kg/cm², 5~14日 50,000 kg/cm², 15日以上 150,000 kg/cm²

6. 地山の非線型材料特性

地山の非線型材料特性の表し方としては主として日比野・佐子等の方法を用いている。(Duncanの方法も使用可能) これを用いた主な理由は電力中研等においてこれまですでに用いられており各種岩盤について比較的資料が得られやすいと判断したためである。

この考え方はモールの応力円と破壊条件式との関係より破壊接近度の指標 R を定義し、 R を変数とし特性値を与える。

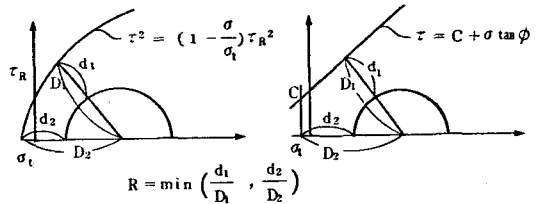


図6 破壊接近度の定義

R の定義は図8に示す通りであるが、最も安定な状態では $R=1$ 、破壊包絡線に接すると $R=0$ となり、通常は1~0の間にある。変形係数 D とポアソン比 ν がこの R との関係で定まるものとし式(16), (17)を実験的に定めている。

$$\frac{D}{D_0} = R^n + (1-R) \frac{D_f}{D_0} \quad (16)$$

$$\nu = \nu_0 R^n + (1-R^n) \nu_f \quad (17)$$

ここに

D_0, ν_0 : 最も安定した状態における変形係数とポアソン比

D_f, ν_f : 破壊時における値

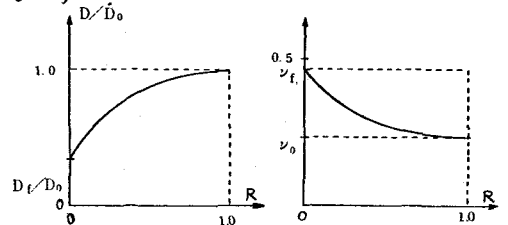


図7 破壊接近度と変形係数、ポアソン比の関係

n は各路に因するパラメーターで実験により定められるが、砂などでは2に近く、十分固結した岩では2

に近く、報告では1~2と報告されている。

D_f は試験ばかりではなかなか定め難い値であり、実際には解析と実測の比較のつぎ重ねにより定められて行く必要がある。筆者達は

目の発達する岩では $D_f = 0.1 \sim 0.05 D_0$

粘土、砂等の土層では $D_f = 0.5 \sim 0.2 D_0$

を用いている。

空洞掘削がなされると応力が解放され変位が生ずるが、二次元的な応力状態から偏圧状態に移行し破壊状態すなわち $R=0$ の状態に接近し変形係数が低下するためさらに変形が増大する。支保工、ロックボルトおよび覆工は直接の変位阻止効果の他に、地山物性値の低下を阻止することにより安定化に役立つ。

破壊条件式としては通常直線式を用い、岩石三軸試験により C , ϕ , D_0 を定めている。

同一地山について掘削前の初期応力における R ($=R_0$ とする) を計算すると一般に深さとともに小さくなる。このため変形係数が深いほど小さくなり常軌的ではないので $R = \frac{R_0}{3}$ (18)

と置き直し初期状態からの R の変化に対しての α 変形係数と低下させるという手法も用いている。

7. フリーフ解析

三次元の解析あるいは地表沈下の実測等によれば切端通過時のひずみ乃至沈下は最終量の約30%でありその後の変化はフリーフ函数的である。そこでフリーフ解析は先に述べたごとく岩のフリーフによるひずみ ε_{c1} と計算することの他に切端の進行に伴う三次元的ひずみ ε_{c2} の進行を計算するために利用する。

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2} \quad (19)$$

フリーフ函数としてはVoigtモデルを用い

$$\varepsilon_{c1} = \alpha_1 \varepsilon_e (1 - e^{-\beta_1 t}), \quad \varepsilon_{c2} = \alpha_2 \varepsilon_e (1 - e^{-\beta_2 t}) \quad (20)$$

ε_e は弾性ひずみであるが、これは全弾性ひずみの約30%に相当する見かけの弾性ひずみである。したがって ε_e を求めるときには $\frac{D_0}{0.3} \div 3D_0$ の変形係数を用いることとし、これによって真のフリーフ函数も $\alpha_1 = 3\alpha_1$ と用いる。

膨張性地山を除き一般には $\alpha_1 < \alpha_2$ すなわち三次元応力の解放によるひずみの方が大きい。このひずみは開口直径 α の2倍程度進むとほぼ完了すると報告

されている。今2 α 進行した地点のひずみの進行度と90%とすると、

$$0.9 = (1 - e^{-\beta_2 t}) \therefore \beta_2 t = 2.3 \quad (21)$$

これより2 α 進むに要する日数と予測すれば、 β_2 と定めることが出来る。

国鉄では断面、岩種、工法により標準進行と定めている

がシステムロックボルト工法の場合にも在来工法と同程度の進行が与るとすると、表2のように断面岩種に

応じて $\beta_2 = 0.2 \sim 0.8$ となる。

$$\alpha_2 = \frac{0.7}{0.3} \div 2 \text{ を用いる。}$$

α_1, β_1 は物性試験により定める。

表2 β_2 の標準値 (day^{-1})

断面	I	II	III
新鮮線	0.23	0.29	0.40
在 複	0.27	0.35	0.42
在 単	0.46	0.60	0.75

8. 解析手法、解析のフロー

掘削の各段階と進って最終段階まで連続的に解析が可能である。掘削の解析は掘削面に本う節点に掘削前に存在していた節点力と逆向きの外力と掘削相当外力として加えることにより節点力を零にする方法によっているが、材料非線型性と考慮してこの外力を数ステップに分割して加える。解析法としては増分法によっている。すなわち1ステップ前の応力状態での破壊接近度 R から変形係数、ポアソン比を定めこれによりひずみ増分を計算(加算する方法である。フリーフ解析はこのステップが全部終了して後に必要なタイミング毎になされる。ロックボルト、覆工の追加は任意の段階において行うことができる。このようにして1つの形状変更ステップが終了すると次の形状変更ステップに進む。

格子構造を用いた場合の断面力の逆算ならびに各部材の応力算出のためには後処理計算が必要である。

8. あとがき

今後のプログラムの改良が必要であるが、物理的な意味にはあまり取われず、現象を表現するための一手段として使い方に工夫をこらして行くのが実際のである。国鉄では現在、成田空港トンネルや宇佐美トンネル等の困難の予想されるトンネルについての設計に用いている他、一般のトンネルについては標準設計の検討に生かすなどかなりの実績とおさめている。

COMPUTER PROGRAM OF DESIGN FOR
SYSTEM ROCK-BOLT TUNNELLING METHOD

Hisashi YOSHIMURA
Takashi TSUCHIYA,
JAPANESE NATIONAL RAILWAYS

JNR has been positively adopting so-called "System Rock-bolt Method" as a new tunnelling method. In order to improve it further, experimental research has been carried out to clarify the reinforcing mechanism of the rock-bolt and the calculation program for the design has been developed.

This report deals with the design program and includes the following;

1. Basic conditions for the programing.
2. Evaluation for the reinforcing effect of the rock-bolt.
3. Stability (Sliding) condition of rock-bolt.
4. Various structural models of the tunnel lining for Finite Element Method.
5. Time-dependent property of concrete lining.
6. Non-linear property of the surrounding rocks.
7. Time-dependent displacements and stresses of the tunnel structures.
8. Procedure and flow for the analysis of the tunnelling method.

This program is now successfully used for the tunnels such as Narita Air Port Tunnel and Usami Tunnel, which are extremely difficult to construct by means of usual method, and also used for preparation of the standard design of the system rock-bolt tunnels.