

# NATM の設計プログラムの開発

## DESIGN PROGRAM FOR A NEW TUNNELING METHOD USING BOLTS AND SHOTCRETE

土屋 敬\*

By Takashi TSUCHIYA

A computer program was developed to design a new tunneling method using bolts and shotcrete, so-called NATM.

Combined effect of the bolts to reinforce the tunnel ground comes from reaction caused by ground displacement and maintenance of the three-dimensional stress condition of ground which prevents the ground deterioration. Analysis is executed step by step with progress of excavation. Progressive deformation with stope advance is calculated using the creep function. Bolts will slide, if the axial force exceeds the shear resistance between bolt and ground. Proper model can be chosen to represent a specific case of shotcrete depending on the design objective. A slit in the shotcrete to be provided in a tunnel subjected to heavy deformation can also be modeled.

### 1. ま え が き

近年、新しいトンネル工法として、ロックボルトと吹付けコンクリートを主体とした NATM が意欲的に導入されつつある。本工法は主としてオーストリアを中心とするヨーロッパにおいて発展しつつあったが、いまだロックボルトの支保原理等について研究段階であり、したがって、設計法について明確なものは示されていない。そこでこの導入にあたり著者らは、基本から取り組むこととし、ロックボルトの支保原理に関するブロック実験<sup>1)</sup>、トンネル模型実験<sup>2)</sup>等を行い、併行して設計プログラムの開発を行ってきた。これまで本プログラムについてすでに2~3の発表<sup>3),4)</sup>を行ったが、その後も数次の改良を加えてきており、このたび一応の決着をみたと考えられるのでとりまとめて発表する。

### 2. プログラムの機能の概要

プログラムは設計および現場計測管理に対し、必要十分な情報を与え得る機能を有するものであることを目標とする。それらの機能を列挙すると、

- i) 地山および支保部材の粘弾塑性的材料特性を適

切に表現し得ること。

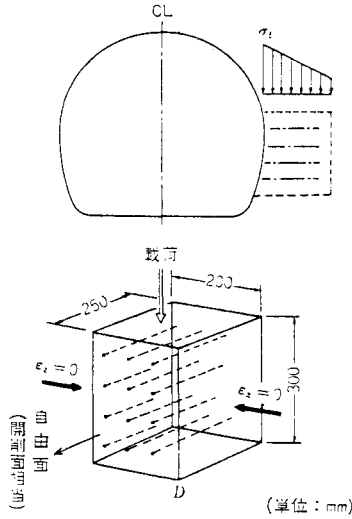
- ii) ロックボルトおよび吹付けコンクリートの支保効果を十分現わし得ること。
- iii) ロックボルトの滑りの有無を判定し得ること。
- iv) ロックボルトにプレストレスを与え得ること。
- v) 薄肉要素である覆工の適切なモデル化。
- vi) 覆工の可縮スリットのモデル化。
- vii) 変位、応力等が経時的に計算し得ること。
- viii) トンネルの段階的な施工の状態を表現し得ること。
- ix) 切羽による三次元的な支保効果を表現し得ること。
- x) 地山の安定度を評価し得ること。

これらを満足するものとして基本的には非線形弾性 FEM を用いる。FEM は二次元平面ひずみによるが切羽の進行に伴う三次元的ひずみは擬似的にクリープ関数を利用して計算する。

### 3. 地山の物性

ロックボルトによって補強されたモルタルブロックをトンネル側壁の一部とみなした載荷実験において(図-1)、最大約9倍の補強効果が観察されたが、この効果はロックボルトの三軸的地山拘束効果によって説明するこ

\* 正会員 国鉄鉄道技術研究所構造物研究室主任研究員  
(〒185 国分寺市光町2-8-36)



図一 ブロック実験の概念図

得たと考えられる。

このような補強効果を設計プログラム上で表現するためには、三軸拘束圧によって変化する非線形な地山材料特性を導入する必要がある。本プログラムでは下記の4つの非線形モデルを備えている。

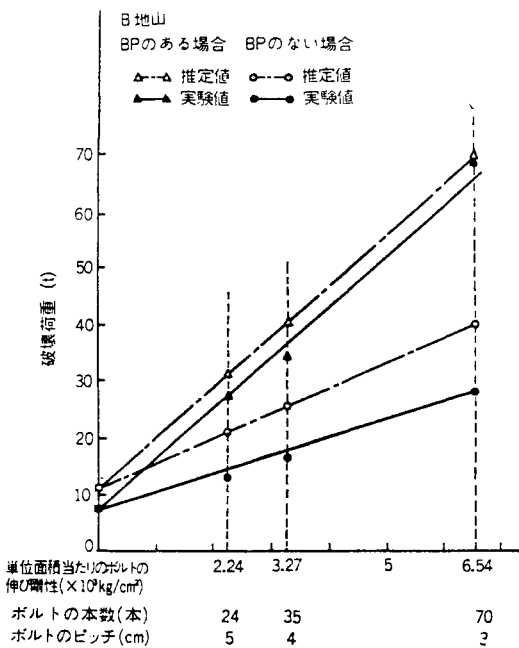
- A. 破壊接近度による表現
- B. Duncanの双曲線式による表現
- C. バイリニア法による表現
- D. トライリニア法による表現

これらのうち、Aを主として用いてきた。当初、これを用いた理由は電中研等ですでに用いられ、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<sup>51, 61</sup>。現在大型トンネル試験装置を用い模型実験を実施中であり、試験結果を各種の非線形モデルを用いた解析値と比較しているが、軟岩、未固結地山を対象とした場合この手法が比較的よい一致を示している。

この手法は主応力円とモールクーロンの破壊条件との相対的接近度より、図一3の記号により破壊接近度  $R$  を式(1)で定義し、 $R$  を助変数として地山の物性値を与えようとするものである。

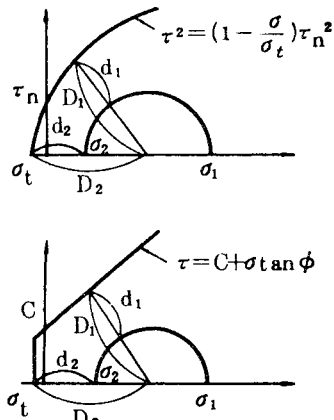
$$R = \min(d_1/D_1, d_2/D_2) \dots \dots \dots (1)$$

$R$  は0から1の間で変化する、1のとき最も安定、0のときは破壊である。 $R$  が1から0まで変化する間に変形係数を連続的に減少させ、ポアソン比は連続的に増大させる。その後、NATMで施工されたいくつかのトンネルの岩石試験結果を調査したところ、未固結地山では上述のように  $R$  が1から減少すると、ただちに变形係数は減少し始めるが、硬岩地山等では变形係数の変化しない破壊接近度の範囲がみられる。これを弾性との境界の意味で  $R_{EL}$  と呼ぶこととする。 $R$  を  $R_{EL}$  との関係で式(2)により  $R'$  に置き換え、式(3)、(4)で変形係数、ポアソン比と関係づける。



図二 ブロック試験におけるボルトの地山補強効果

とができた<sup>1)</sup>。図一2はロックボルトの数量と破壊荷重との関係を示し、ロックボルト数量の増加とともに破壊強度が増加していることがわかる。図における推定値は、あらかじめ行った三軸試験結果を利用し、ベアリングプレート(図中BPと表示)ありの場合はボルトの破断強度から、ベアリングプレートなしの場合は引抜試験における強度から三軸拘束圧  $\sigma_3$  を計算し、それに見合う  $\sigma_1$  を算出したものである。推定値は試験結果とよく一致しており、ロックボルトによる補強原理を十分説明し



図三 破壊包絡線と応力図

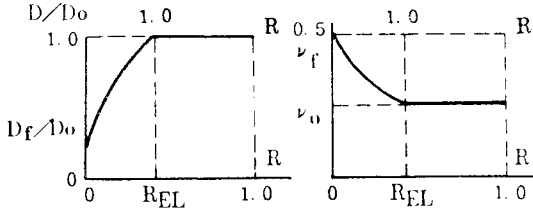


図-4 破壊接近度と変形係数，ポアソン比の関係

$$R' = \begin{cases} 1 & (R \geq R_{EL}) \\ R/R_{EL} & (R < R_{EL}) \end{cases} \quad (2)$$

$$D/D_0 = R'^{1/n} + (1 - R'^{1/n}) D_f/D_0 \quad (3)$$

$$\nu = \nu_0 R'^{1/k} + (1 - R'^{1/k}) \nu_f \quad (4)$$

ここに、 $D_0, \nu_0$ ：最も安定した状態における変形係数とポアソン比

$D_f, \nu_f$ ：破壊時における値

上式の関係を図-4に示す。すなわち  $R_{EL} \leq R \leq R$  の範囲では地山は弾性的に挙動し、 $R < R_{EL}$  の範囲では式(2)で置き直した  $R'$  が1から0まで変化する間に変形係数  $D$  は健全な  $D_0$  から減少して  $D_f$  になりポアソン比は  $\nu_0$  から増大して  $\nu_f$  に変化する。  $n$  は  $R'$  に対する  $D$  の変化の仕方の経路のパラメーターである。  $k$  は一般に2であると報告されている<sup>7)</sup>。

#### 4. ロックボルト

地山とロックボルトの間の定着力が不足する場合にはロックボルトが滑ると考えられるので、ロックボルトのモデル化において滑り判定機能をもたせた。このため、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（ばね要素）の剛性を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みなせる状態では  $K = \infty$ （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、滑っているとみなせる状態では0（0に近い値）にする。

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幅を決め、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  $\bar{\sigma}_n$  から定めるこの区間の引抜き耐力より

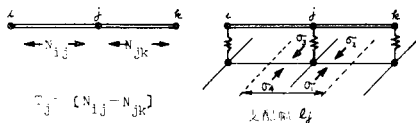


図-5 ロックボルトの軸差力と締め付け力

小さければ堅固に結合されているものとする。

ロックボルトの表面は異型処理がなされ付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

$$\tau_r = c + \bar{\sigma}_n \tan \phi \quad (5)$$

ここに、 $c$ ：地山と充填材との間の粘着力

$\phi$ ：地山と充填材との間の摩擦角

$$\bar{\sigma}_n = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) / 4 \quad (6)$$

$c, \phi$  は地山または充填材の弱い方の物性値で決定される。 $\bar{\sigma}_n$  はロックボルト打設後の増加応力を取らなければならない。ただし膨張性充填材を用いてストレスを加えることができる場合には  $\bar{\sigma}_n$  は大きく取ることができるであろう。

これより引抜き耐力は

$$R_j = 2\pi r l_j \cdot \tau_r = 2\pi r l_j (c + \bar{\sigma}_n \tan \phi) \quad (7)$$

$r$ ：孔径（モルタル径）

$l_j$ ：支配幅

ロックボルトの節点  $j$  における軸差力  $T_j$  がこの点における引抜き耐力  $R_j$  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とする。

ボルトの材料特性としてはねじり棒鋼に対する非線形弾性特性と普通棒鋼に対する完全弾塑性特性のいずれかを撰択し得る。

また、ロックボルトには外力としてプレストレスを与えることができる。

#### 5. 吹付けコンクリート

##### (1) 吹付けコンクリートのモデル化

通常吹付けコンクリートは薄肉であるから、曲げモーメントには対抗できず、クラックの発生は許容すべきものとし、両端ヒンジのロッド要素によっている。両端ヒンジの部材であってもアーチ構造で地山から反力を受けるため、一般には安定である。ロッド要素とすると構造的に不安定となる特別の場合にはビーム要素または格子枠要素を用いる。

##### A. ロッド要素

両端ヒンジの棒鋼造でありモーメントは計算し得ない。しかし覆工は本来アーチの性格が強い構造形をしており、主として軸力により対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掘削する場合などはこれに該当する。また吹付けコンクリートはきわ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を発生し、ヒンジ的になるので、実態はこのケースに近いようにも考えられる。

##### B. ビーム要素

軸力とモーメントの両者を計算し得る最も単純な要素としてはビーム要素がある。

C. 格子枠要素

これは二次覆工等の比較的厚肉の部材を表現するのに適するもので図-6に示す6本の棒で構成される。棒の断面積  $A_a$ ,  $A_c$  は覆工と軸剛性および曲げ剛性を等しくする条件により求められる。ロッド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、 $A_b$  については次のように考えられる。格子枠要素に荷重  $P$  が作用すると斜材の変形のため平行部材は接近する方向に変位する。密実な部材に荷重が作用する場合、これとは逆に平行な二面は離れる方向に変位する。したがってここでは  $A_b$  の剛性を十分大きく取ることとし  $X$  軸方向の変位を極力抑えて現実に近いものとする。支保工のピッチを  $t$  とすると

覆工の曲げ剛性  $I_1$  は  

$$I_1 = td^3/12 + (n-1)I_s \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $n$ ：ヤング係数比

$I_s$ ：支保工の断面2次モーメント

格子枠要素の曲げ剛性は、単純曲げによっては斜材長は変化しないので（図-7参照） $A_a$  のみによって決まり

$$I_2 = (d/2)^2 \times A_a \times 2 \dots\dots\dots (9)$$

$I_1 = I_2$  より

$$A_a = td/6 + 2(n-1)I_s/d^2 \dots\dots\dots (10)$$

覆工の換算断面積は

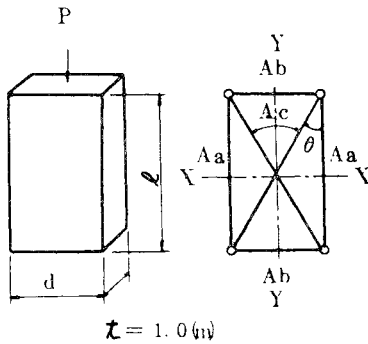


図-6 覆工と格子枠構造

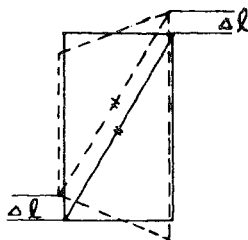


図-7 格子枠構造の単純曲げ

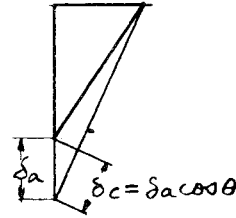


図-8 変位条件

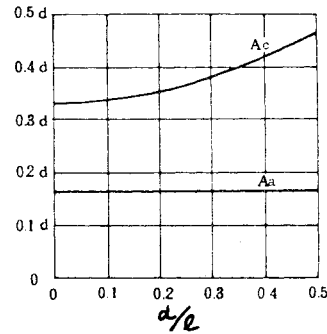


図-9 支保工なしの  $A_a$ ,  $A_c$   $d/e$

$$A_1 = td + (n-1)A_s \dots\dots\dots (11)$$

$A_s$ ：支保工の断面積

各ロッド要素の軸力を  $P_a$ ,  $P_b$ ,  $P_c$  とするとつり合いより

$$P = 2(P_a + P_c \cos \theta) \dots\dots\dots (12)$$

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

$$P_a = A_a E / l \times \delta_a \dots\dots\dots (13)$$

$$P_c = A_c E / l \times \delta_c = A_c E \cos \theta / l \times \delta_c \dots\dots\dots (14)$$

一方変位の適合性より

$$\delta_c = \delta_a \cos \theta \dots\dots\dots (15)$$

式 (15) を式 (14) に代入すると

$$P_c = A_c E \cos^2 \theta / l \times \delta_a \dots\dots\dots (16)$$

式 (13), (16) を式 (12) に代入すると

$$P / \delta_a = E / l (2A_a + 2A_c \cos^2 \theta) \dots\dots\dots (17)$$

すなわち、格子枠要素の換算断面積は

$$A_2 = 2A_a + 2A_c \cos^2 \theta \dots\dots\dots (18)$$

$A_1 = A_2$  より

$$A_c = \{ td + (n-1)A_s - 2A_a \} / 2 \cos^2 \theta \dots\dots\dots (19)$$

支保工のない場合すなわち、 $I_s = 0$ ,  $A_s = 0$  のとき、

$$A_a = td/6 \dots\dots\dots (20)$$

$$A_c = td/3 \sqrt{1 + (d/l)^2} \dots\dots\dots (21)$$

このようにして定めた格子枠要素で覆工を表現して FEM で解析し、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。

(2) スリットのモデル化

鋼製支保工に可縮支保工を用い、吹付コンクリートに

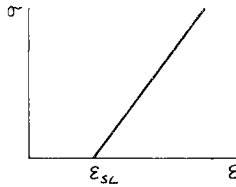


図-10 スリットモデル

幅 20 cm 程度の吹付コンクリートのないスリット部分を設けることにより支保全体に可縮性をもたせ、ある程度変形を許して後に抵抗する工法があり、膨張性地山等大変形を生ずるトンネルに有効であると考えられている。このモデル化は次のような考えによって行う。スリット幅を  $s$  とし、吹付け長を  $l$  とすると、 $\epsilon_{sl} = \sum s / \sum l$  はスリットを閉合するのに必要なひずみである。計算の出発時点では吹付けコンクリートの剛性は 0 として計算を行い、 $\epsilon \leq \epsilon_{sl}$  の範囲では引き続きコンクリートの剛性は 0 として解析し、 $\epsilon > \epsilon_{sl}$  になって後に吹付けコンクリートの剛性を導入する。すなわち図-10 のように扱う。施工のある時点で吹付けコンクリートを追加して施工し強制的にスリットを閉塞する場合には、計算上も同じことができる。

6. クリープと切羽進行による経時解析

経時的応力、ひずみの変化の原因としてはまず地山のクリープによるものがあり、これを  $\epsilon_{c1}$  とする。切羽がほぼ一定速度で進行する場合、切羽の進行に伴う三次元の応力解放による変化も経日的変化とみなすことができる。これを  $\epsilon_{c2}$  とする。経日変化の合計は

$$\epsilon_c = \epsilon_{c1} + \epsilon_{c2}$$

$\epsilon_{c2}$  についてみると三次元解析あるいは地表沈下の実測などによれば切羽通過時のひずみおよび沈下は最終量の約 30% であり、その後の変化はクリープ関数的である。したがって  $\epsilon_{c1}$  ばかりでなく、 $\epsilon_{c2}$  もクリープ関数を利用して表現することができる。

$$\epsilon_{c1} = \alpha_1 \epsilon_e (1 - e^{-\beta_1 \cdot t}) \dots\dots\dots (22)$$

$$\epsilon_{c2} = \alpha_2 \epsilon_{e.F} (1 - e^{-\beta_2 \cdot t}) \dots\dots\dots (23)$$

$$\epsilon_e = [1 + \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 \cdot t})] \epsilon_{e.F} \dots\dots\dots (24)$$

$\epsilon_{e.F}$  は切羽での弾性ひずみ ( $\epsilon_e$  at Face) を、 $\epsilon_e$  は  $\epsilon_{e.F}$  と遅れ弾性ひずみの合計を表わす。一般に  $\beta_2 > \beta_1$  であるから  $\epsilon_{c2}$  が先に収束するので式 (22) を近似的に式 (25) に置き換えることができる。

$$\epsilon_{c1} = \alpha_1 (1 + \alpha_2) \epsilon_{e.F} (1 - e^{-\beta_1 \cdot t}) \dots\dots\dots (25)$$

前述のように  $\epsilon_{e.F}$  は最終ひずみの約 30% であるから  $\epsilon_{e.F} = 0.3(1 + \alpha_2) \epsilon_e \dots\dots\dots (26)$  であり、 $\alpha_2 \approx 2$  となる。 $\epsilon_{e.F}$  を計算する際には地山の変形係数は  $(1 + \alpha_2)$  倍して、すなわち  $3D$  を用いる。

このとき支保の変形係数はそのままの値を用いる。支保の固有の剛性に対し、掘削に伴う強性変形が作用して応力が発生するからである。次のクリープ解析の段階では、各要素に強制ひずみが与えられるが、この際節点は拘束されており、ひずみを打ち消すような節点力が算出される。これを各節点ごとに合計すると不釣り合い節点力が発生する。この不釣り合いの逆方向力を加えることにより節点の拘束は解除される。この過程において地山の变形係数は本来の値に戻されなければならない。 $(1 + \alpha_2)$  倍の変形係数に保っておくと節点力が過大に算出される。また不釣り合い節点力の分配の際にも地山と支保で不均衡が生ずる。(以上の変換はプログラム上で自動的になされる。)

切羽進行に伴うひずみの進行は開孔直径  $a$  の 2 倍程度進むとほぼ完了すると報告されている。いま  $2a$  進行した地点のひずみの進行度を 90% とすると、

$$0.9 = (1 - e^{-\beta_2 \cdot t}) \quad \therefore \beta_2 \cdot t = 2.3 \dots\dots\dots (27)$$

これより  $2a$  進むに要する日数を予測すれば、 $\beta_2$  を定めることができる。国鉄では断面、岩種、工法により標準の進行を定めているが、NATM の場合も在来工法と同程度の進行が出るとすると表-1 のように断面と岩種に応じて  $\beta_2 = 0.2 \sim 0.8$  の範囲で定まる。

表-1  $\beta_2$  の標準値 (/day)

断面	岩種		
	I	II	III
新幹線	0.23	0.29	0.40
在複	0.27	0.35	0.42
在単	0.46	0.60	0.75

なお膨張性地山を除く一般地山では、クリープ的な性質は少なく、 $3\alpha_1 \ll \alpha_2$  であるから、 $\alpha_1 = 0$  として  $\alpha_2$  のみによって経時解析を行っている。

なお切羽進行に伴う解析手法としては上記 (A とする) のほかに下記の方法が提案されている。

- B. 掘削相当外力を切羽の進行に合わせて分割して除去する方法
- C. 掘削部分の剛性を重ね合せた何枚かの要素に分割してもたせ、切羽の進行に合わせて一枚ずつ除去する方法 (要素重積法)

いずれの方法も本来三次元の問題を二次元解析で擬似的に解こうとするものであるから、無理があり若干の欠点を有する。

B の手法は部分掘削解析に欠点があると考えられる。たとえばベンチ工法の場合に、上半掘削相当外力を 100% 解放する前に下半を掘削することになり、上半掘削相当外力を解放すべき節点が途中でなくなってしまふ。このためには次の掘削ステップ直前で残りの掘削相

当外力の全部を加える等の措置が必要となり、ベンチ長の効果やインパットの早期閉合効果を表わすのが難しい。

Cの手法は、仮定した変形曲線に適合させるためには試行的にこれら各要素の剛性を決めなければならない。また部分掘削についてBと同様の欠点を有している。

これに対し本プログラムで採用している、Aの手法の欠点は切羽で掘削相当外力を100%作用させているため、その時点で地山応力は後方の収束した状態に近いものになることである。しかしながら変位、支保の応力等はほぼ正しい値が得られるので実用上、本手法が最も問題が少ないものと考えている。

### 7. 設計の流れ

設計の全体的な流れを図-11に示す。地質については岩種分類のほかに岩石三軸、孔内载荷のような変形および強度に関する資料があることが望ましい。次に地表沈下による地上構造物に対する影響が問題となる条件であるかどうかを判断すべきである。ひるがえって、前者の場合には調査も入念に行われなければならない。設計・施工法の選択にあたっては過去の事例を十分参考にすべきであり、地表沈下が問題となるトンネルではミニベンチ、サイロット、断面一次閉合等の早期閉合法の採用を検討する必要がある。モデル化は要素分割を行い、覆工要素の種類、ロックボルトの滑りを考慮するかどうか、

スリットの採用の有無等を選択し、解析ステップのタイミングを定める等である。地山物性値は岩石試験の結果が必ずしも地山全体を現わさず修正の必要な場合もあり、この点の研究が必要である。初期応力状態は自重解析によりセットされる。側圧係数  $K$  は平面ひずみ状態を仮定すると  $K = \nu / (1 - \nu)$  であるが、一般にこの値は最小値でありこれより大きいことが多い。この場合はデータとして入力する。形状変更ステップとは上半、下半など掘削による状態の変化をいう。掘削の解析は、掘削部分を囲む節点において、掘削する要素に作用している節点力（掘削する要素の応力に対する等価節点力）の逆方向力を掘削相当外力として加え0とする方法によって行っている。このとき地山の变形係数は前節に述べたところにより、切端効果を反映させるために、便宜的に  $(1 + \alpha_2)$  倍される。外力は材料非線形性を考慮して数ステップに分割して加えられ、増分法によって計算される。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し加算する方法である。クリープ解析はこのステップが全部終了して後に、必要なタイミングでなされる。まず全節点を拘束し、クリープひずみを抑制することによる節点不つり合い力を計算し、次にこの不つり合い力の逆方向力を節点外力として加える（このとき節点の拘束は解かれる）。ロックボルトおよび吹付けコンクリートは掘削後に施工され、切羽進行すなわちクリープ解析および次段階以降の掘削解析で応力が発生する。この間ロックボルトは滑りがチェックされる。滑りが発生するとその節点における特殊結合要素のばね定数は0(0に近い値)になり、その後の力の伝達はなくなる。それまでに発生したボルト軸力はそのまま保持し、したがってボルトから地山への作用力も保持している。これは実験および現場の観察においてボルトが滑ってから補強効果を失っていないと判断され、それは粘着力および摩擦力による力の伝達が引き続き行われていると考えられるからである。吹付けコンクリートにおいてスリット要素を用いた場合には閉合がチェックされ、閉合後初めて応力が発生する。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。格子枠要素を用いた場合は部材軸力から断面力を求める必要があり、このために後処理プログラムが準備されている。

結果の判定は安全性と経済性の二面より行われる。安全性については次の諸点が検討される。

- i) 吹付けコンクリートの応力
- ii) ロックボルトの応力
- iii) ロックボルトの安定性
- iv) 地山の破壊領域
- v) 内空変位量

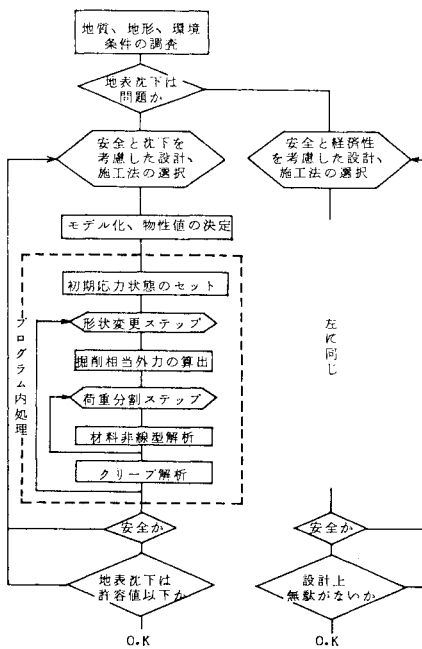


図-11 設計の流れ

一般に、i), ii), iii) は主要因であり、iv), v) は補助要因であると考えられる。それは内空変位が大きく破壊領域が拡がったとしても応力が許容範囲内にあり、ロックボルトが滑らないで安定していれば構造物として安定していると考えられるからである。内空変位量が大きくてもそれ自体は変形余裕量で対処できるものであり絶対的なものではない。しかし変位量が大きくなれば、i), ii), iii) の条件もすべて危険な方向に接近すること、および応力および安定性の計測は困難であるのに対し変位計測は容易であることから、変位量は危険予知の重要な指標となる。また土被りの浅い場合、破壊領域が地表までおよび非常に危険なことがある。主要因のうちロックボルトの安定性については、4. (1) で述べたごとく、滑りが発生してもなお補強効果を発揮していることから、絶対的な不可の条件とはならないと考えられる。実験によればボルトが一部で切れて後も、なお補強効果をもっていることから、ボルト応力が降伏値を超えても、仮設材としてはなお有効であると考えられる。このような場合は最終的には吹付けコンクリートによって安全を確保することになる。しかし吹付けコンクリートも条件によっては許容値あるいは仮設割増の許容値にすら入らない場合もあり、スリットが検討される。二次覆工はこのような一次支保の応力レベルによって必要の有無および設計厚等が検討されるべきである。

経済性については、極力吹付けコンクリート厚を小さくし、ロックボルトは短く、少なくするように検討されなければならない。一次支保の応力値がすべて許容値内にあり、安定している場合には二次覆工を省略することも検討し得る。

しかし地表変位が問題になる場合は、地表への影響度合がすべてに優先する。

## 8. あとがき

本論文では52年より開発してきたNATM設計用のプログラムの機能について報告した。

国鉄においては成田空港、塩嶺、宇佐美トンネル等

用いられた。また部外へは受託の形で利用の便をはかり横浜市地下鉄、本四公団鷺羽山、北海道開発局旭川トンネル等の設計に適用している。また、日本鉄道技術協力協会よりソウル市地下鉄3、4号線の都心部のNATMの設計を受託した。その中には島式フォームを有する二柱式の3スパントンネルも含まれる。

本設計手法を用いるべき範囲は、困難な場合と一般的な場合には標準設計の検討等に利用するのがよいと考える。

このように設計的な要素はほとんど取り入れ一応完成したプログラムとなったが、基本部、細部の両面にわたって検討すべき点が多く、今後の研究が必要であると考えられ、関係各位のご教示をお願いするところである。

なお、入力値等使用上の具体的な問題点については引き続き発表する予定である。

## 参 考 文 献

- 1) 土屋 敬・松本吉雄・川崎宏二：システムロックボルトの岩盤補強効果に関する基礎的実験，第13回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.96～99，1980年2月。
- 2) 土屋 敬・安田憲彰・田沢雄二郎・須藤英明：大型トンネル模型実験によるロックボルトの補強効果の検討，第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.31～34，1982年2月。
- 3) 土屋 敬：NATMの設計について，建機新報・土木セミナーテキスト，1979年4月。
- 4) 吉村 恒・土屋 敬：システムロックボルト設計プログラムの開発，第13回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.81～84。
- 5) 日比野敏・本島 睦：地盤材料の非線型な物性特性とその数値表現，第17回電力土木研究会資料，pp.171～172，1975年10月。
- 6) 庄子幹雄・佐々木猛・杉本文男：岩盤，断層および破砕帯の非線型な変形特性とその表現，鹿島建設技術研究所年報第25号，pp.119～124。
- 7) 本島 睦・日比野敏・林 正史：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究報告377012，1978年3月。

(1983.8.31・受付)