

(43) 大型トンネル模型実験を対象とした ロックボルトの補強効果の数値解析

国鉄 鉄道技術研究所 正会員 〇土屋 敬
" " " 安田 憲彰

1. はじめに

トンネル施工に、『ロックボルト、吹付工法(NATM)』が導入されて以来、弾性論、岩盤力学等の理論により数値解析でトンネルを設計しようという試みがなされている。

現在の数値解析の方法には大きく分けて2つの方法がある。1つは、弾性論の立場からトンネルを理想化したモデルで解こうというものである。もう1つは大型計算機を用いて有限要素法(FEM)で解く方法である。弾性論による理論解は、地圧が静水圧状態で、円形トンネルという理想化したモデルで解くため、実際のトンネルの状態とは一致しない場合が多い。また、FEMは複雑な岩盤挙動の解析が可能であるが、解析結果はプログラムの材料非線形性の考え方、入力物性値、等により変化し、実際のトンネル挙動が予測した結果と必ずしも一致するとは限らず、大きく異なる事もたびたび起こる。

現在のFEMでの材料非線形性の考え方は大きく分けて図-1の3つの方法がある。

本研究は、大型トンネル模型実験の結果をふまえて、まず取扱いが比較的簡単で数値解析によく用いられている『非線形モデル』で大型トンネル模型実験結果との対比を行い、次に『完全弾塑性モデル』、『ひずみ軟化モデル』により数値解析を行い、その結果の比較、検討により各モデルの特徴、問題点を考察しようとするものである。

i) 非線形モデル ii) 完全弾塑性モデル iii) ひずみ軟化モデル

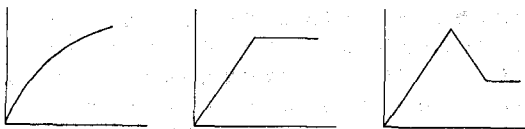


図-1 各種の材料非線形モデル

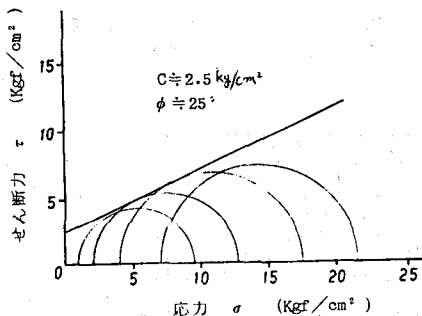


図-2 モールの応力円

2. 大型トンネル模型実験の地山物性値

大型トンネル模型実験の詳細については参考文献にゆずるとして、模型実験に用いた地山材料は、試験機的能力、対象岩を泥岩にした事、などを考慮し、一軸圧縮強度、約10kgf/cm²(1.02MPa)の低強度ベントナイトモルタルを用いた。その地山物性として、三軸試験より求めた、C、φ、応力ひずみ関係を図-2、図-3に示す。これによると、C≃2.5kgf/cm²(0.26MPa)、φ≃25°で、材料特性としては、ピークが認められず、荷重の増加に従い、だんだんとひずみの増加する特性を有している。

3. 解析に用いたモデル

大型トンネル模型実験をふまえ、今回の数値解析に用いたモデルを図-4に示す。解析は二次元平面ひずみ状態を考え、地山は面要素で、ロックボルトはロッド要素、地山とロックボルトの付着は、結合バネ要素でそれぞれモデル化した。自重は無視し、解析領域は対称性を考慮し試験体の1/4とした。

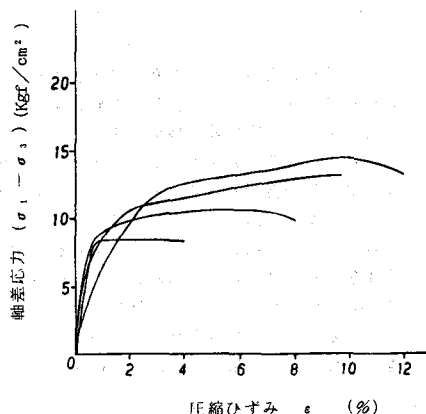


図-3 軸差応力-ひずみ関係

4. 非線形モデルによる解析

非線形材料特性の表現方法は非線形モデルにより、応力円とモールの破壊包絡線との接近度を破壊接近度Rと

定義し、 R の変化により変形係数、ポアソン比を決定する方法である。実測との比較は先ずロックボルトなしの試験ケースに対し適合する条件を求め、この条件でロックボルトありの試験結果についても適合性があるかどうか、異なるロックボルトパターンに対して試験で得られた有意差を現わし得るかどうかを検討する。

ⅰ) ボルトのない場合

非線形第1ケースとしてはE50（破壊ひずみの50%に相当するひずみ点の接線変形係数）を E_0 として採用し、地山パラメータ n は通常砂質土に対して用いている $n=1.0$ による。また比較のために弾性計算も行った。そのあと、内空変位に着目しトライアルに E_0 、 n を変化させ実験結果と一致し得る E_0 、 n を求めた（表-1）。図-6にその比較を示す。実測値は地山強度 qu の約1/2より非線形性が現われ qu 付近で急速に変形が大きくなり破壊に到る。弾性解析では破壊が生じないため破壊後徐々に実測値との差が開き始める。次に非線形第1ケースでは弾性計算よりもいくぶん非線形性は現われているが、まだ実測値とはかけはなれている。トライアルで決定した地山パラメータ $n=0.18$ 、初期変形係数 $E_0=2040\text{MPa}$ （ $20,000\text{kgf/cm}^2$ ）を用いると実測値とかなり合ってくる。この E_0 を用いて図-3を破壊接近度の手法で整理すると図-5が得られる。

表-1 非線形モデルの入力物性値

項目	解析名	EM-ELAST	EMB0-1	EMB0-2	EMB2-1	EMB2-2	EMB4-1	EMB4-2
初期変形係数(E_0)	kgf/cm^2	2000	2000	20000				
μ ポアソン比(μ)		0.35	0.35	0.35				
破壊時変形係数(E_d)	kgf/cm^2	2000	50	50	同	同	同	同
μ ポアソン比(μ_d)		0.35	0.49	0.49				
内空力(C)	kgf/cm^2	2.5	2.5	2.5				
内空摩擦角(ϕ)	度	25	25	25	ϕ	ϕ	ϕ	ϕ
引張強度(f_a)	kgf/cm^2	2.0	2.0	2.0				
地山パラメータ(n)		—	1.0	0.18				
ロックボルト		なし	なし	なし	20CM	20CM	40CM	40CM
ボルトのすべり		—	—	—	なし	あり	なし	あり

図-7は地山内ひずみ分布を2荷重段階で比較したものであるが、実測値は解析値に比べて小さい。特に ε_x が解析値では引張りの大きな値になっているのに対し、実測値は極めて小さい。この原因としては計測上に問題があったのか、あるいは次のことも考えられる。解析では実測の変位に合わせるため破壊時の変形係数を非常に小さくしているが、全体的にはこのように小さくならず、極部的なひび割れのため変位が増大しているとも考えられる。

図-8は地山内応力分布について比較したものであるが、ここでも全体に実測値は解析値に比べて小さい。 σ_y について見るとピーク後減少する傾向を示しているが、内空変位では良い対応を示さなかったEMB0-1ケースでこの傾向を示し、内空変位を合わせたEMB0-2ではこの傾向を示さず、掘削面から離れるにしたがい増加し、離れた結果となっている。

ⅱ) ボルトのある場合

以下の解析では全てEMB0-2と同じ地山物性値を用いる。ボルトの滑りを考慮する場合としない場合の両者の解析を実施したが、全体的な傾向としては前者が実験値に近い内空変位を示しており、滑りモデルの有効性が分る。しかし実験では短いロックボルトを多く用いた方が、長いボルトを少なく用いるより変位が小さかったのに対し、すべりを考慮しない場合は同一傾向にあるが、考慮する場合は逆の傾向になり、いまだモデルがボルト長短の有

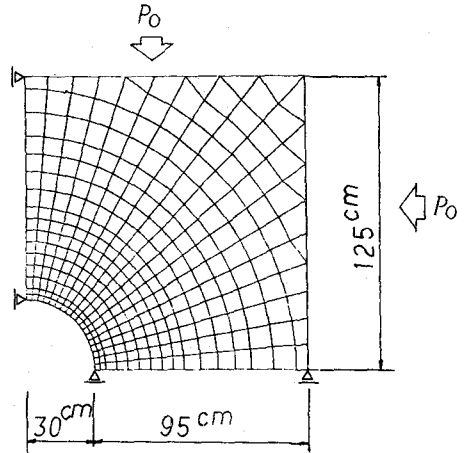


図-4 解析モデル

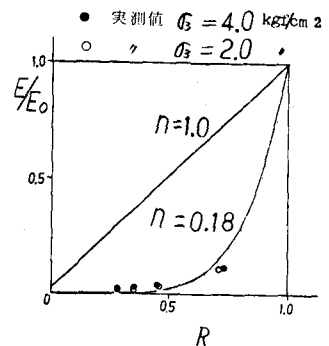


図-5 破壊接近度と変形係数の関係

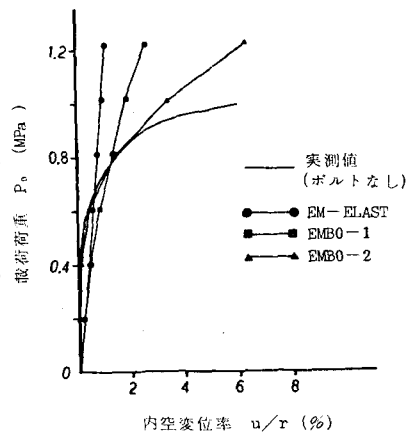


図-6 載荷荷重と内空変位率との関係 (非線形モデル)

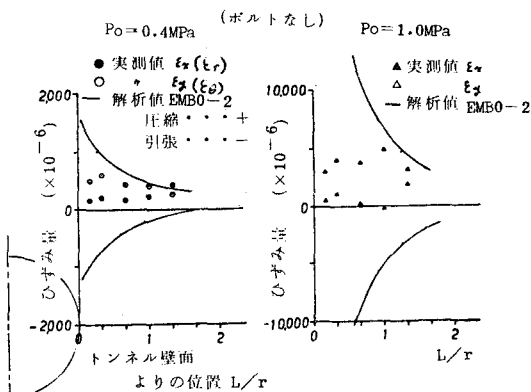


図-7 地山内ひずみの分布 (非線形モデル)

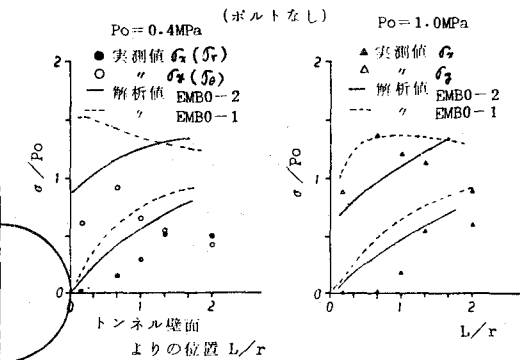


図-8 地山内応力の分布 (非線形モデル)

劣を比較するほどの能力に達していないことを示した。以下の比較は全て滑りを考慮したモデルで行う。図-9に地山内ひずみ分布の比較を示す。図において計測上何らかの理由で零点がシフトしたと考えれば全体的によく一致した傾向となる。一方、図-10に地山内応力分布を示すが、 σ_y がピーク後減少する傾向を示すのに、解析値は増加し続け傾向が一致しない。これは本解析では E_0/E_f を非常に大きく取り、 n を小さく取ったことが原因と考えられる。図-11はボルト軸力を示す。 $P_0=0.4\text{MPa}$ はまだボルトが有効に働いていない領域であり軸力は解析値、実測値とも小さい。 $P_0=1.0\text{MPa}$ ではボルトが有効に働き始める領域であり、実測値もかなりの引張力を発生しているが解析値に比べると小さい。これは解析ではまた滑らない領域であるが、実際には滑りあるいはずれが発生しボルト軸力を逃しているためではないかと考える。図-12の内空変位の比較でも $P_0=1.0\text{MPa}$ 附近では解析値が小さく、これはボルトはボルトが効きすぎているため上記の推定と一致する。

5. 完全弾塑性、ひずみ軟化モデルによる数値解析

前項の電中研モデルでは内空変位はある程度一致させることが出来たが、地山内応力が合わないため、他の2モデルによる比較を試みた。両モデルとも立上りの変形係数は2000、4000kgf/cm²の2ケースで行った。強度条件は電中研モデルの場合と同じくしている。ひずみ軟化モデルにおける軟化域の負の変形係数は図-3を参考として50、500kgf/cm²の2ケースで行った(表-2)。

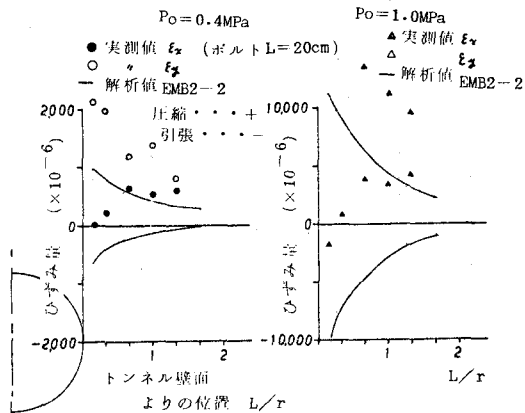


図-9 地山内ひずみの分布 (非線形モデル)

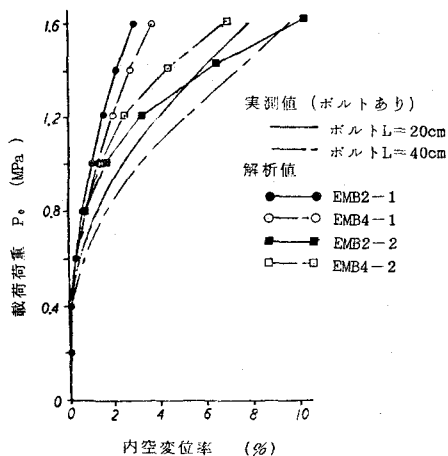


図-12 載荷荷重と内空変位率との関係 (非線形モデル)

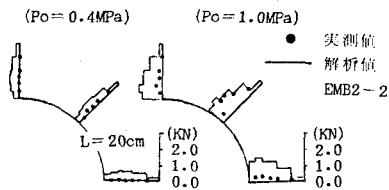


図-11 ロックボルト軸力分布

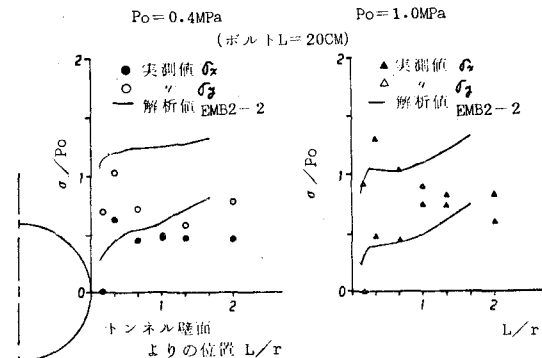


図-10 地山内応力の分布 (非線形モデル)

表-2 完全弾塑性ひずみ軟化モデルの入力物性値

項目	解析名	BI-1	BI-2	TR-1	TR-2	TR-3
変形係数 (E)	kg/cm ²	2000	4000	2000	4000	4000
軟化域の変形係数 (-E)	"	-	-	-50	-50	-500
ポアソン比 (ν)	"	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
粘着力 (C)	kg/cm ²	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
軟化域の粘着力 (C _r)	"	-	-	0.5	0.5	0.5
内部まざつ角 (φ)	度	25	25	25	25	25
軟化域の内部まざつ角 (φ _r)	"	-	-	25	25	25
引張強度 (f _t)	kg/cm ²	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
収束判定値 (δ)	%	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

図-13～図-15に実測値との比較を示す。地山応力ひずみについて見ると明らかに実測値の傾向と近くなり改善されている。しかしながら内空変位について見ると弾性計算の結果に近く、実測値の非線型的な結果とかけ離れている。これは実測値が表面に近い地山内のクラッキング破壊の影響を含んでいるのに対し、これらのモデルではその要素が加味されていないためと考えられる。なお完全弾塑性、ひずみ軟化の2モデルによる差は本解析の範囲ではほとんどなかった。これは本地山の場合ひずみ軟化領域における負の変形係数が小さく完全弾塑性モデルに近いためと考えられる。

6. ま と め

実験の全測定値によく合致するモデルを求めて、非線形モデル、完全弾塑性モデル、ひずみ軟化モデルによる数値解析を実施した。しかし未だ満足すべきモデルは得られていない。実験における破壊現象を観察すると、表面にせん断クラックが発生し、薄片状に剥離して来る。このような現象を、非線形モデルとは言え連続体の力学で完全な一致を求めることは本質的に困難とも考えられる。工学的な判断を得る上の必要十分な情報を与えてくれるのはどのモデルであるか考察すべきであろう。重要性の順に必要なものを上げると1) 内空変位 2) 覆工応力、3) ボルト軸力、4) 破壊領域、と考えられる。覆工応力は本研究では扱われていないが、内空変位に支配される。これらを総合的に満足するモデルとしては本研究の限りでは非線形モデルに適當な入力値を選ぶ方法であった。ひずみ軟化モデルは地中の応力、ひずみはよく表現したが、最も重要な内空変位で一致しなかった。このモデルを活用するためには今後ダイレタンシーモデルかクラックモデルの導入が必要ではないかと考えられる。

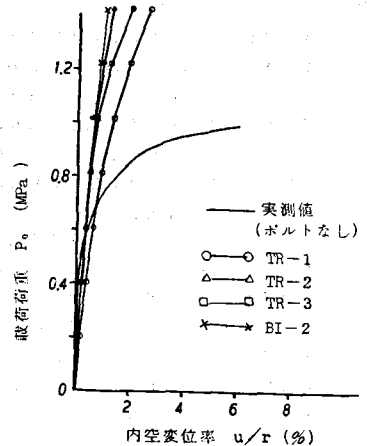


図-13 載荷荷重と内空変位率との関係
(完全弾塑性モデル、ひずみ軟化モデル)

〈参考文献〉

- 1) 古村, 土屋 システムロックボルト設計プログラムの開発 13回岩力シンポ
- 2) 土屋, 安田, 須藤; ロックボルトによるトンネル補強効果に関する試験 (その1); 37回年次学術講演会
- 3) 川本, 石塚; ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析; 論文集 312号
- 4) 土屋, 安田, 田沢, 須藤; 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, 15回岩力シンポ

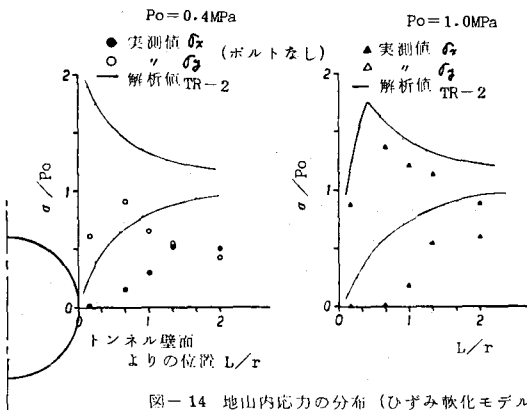


図-14 地山内応力の分布 (ひずみ軟化モデル)

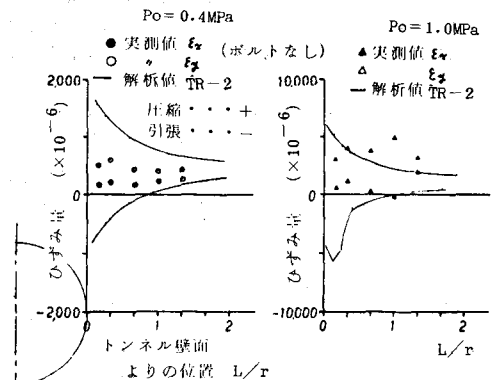


図-15 地山内ひずみの分布 (ひずみ軟化モデル)

(43) Comparing Calculations Regarding Tunnel Reinforcement Effect
of Systematic Rock-Bolts with Results of Large Model Tunnel Tests

Railways Technical Research Institute, JNR

Takashi TUCHIYA

Noriaki YASUDA

We have made some tunnel model tests on reinforcement and non-reinforcement with systematic rock-bolts. The results are reported at this symposium and published in another paper. In the present paper, we compare calculations using 3 kinds of material non-linear models i.e, Hibino & Shoji's non-linear model, bi-linear model, tri-linear model.

The results obtained are summarized as follows.

1) About Hibino & Shoji's non-linear model

Deformations of tunnel wall calculated with proper values of E_0 and n , approximately agree with measured results. But distribution of stresses in artificial rock medium differs from measured results.

2) About bi-linear, tri-linear models

Strain and stress distributions on artificial rock medium in calculation approximately agree with measured results. But behavior of deformation is almost linear, and differs from non-linear behavior in measured results.

3) The results of calculations using slide joint elements agree better with measured deformation and bolt axial force than the results not using such elements.

4) We have not discovered any model as yet in which the all kinds of measured values coincide, and we think it appropriate to use Hibino's & Shoji's non-linear model, because deformation is related to stress of lining, and so it is important for design.

5) Tri-linear one, however would provide, an ideal tool, when coupled in future with a dilatancy model or a cracking model which could better represent strain of neighbour zone of wall.