

ひずみ軟化特性を考慮した極限解析法による トンネル掘削問題の解析

AN ANALYSIS OF TUNNEL EXCAVATION BY LIMIT ANALYSIS
CONSIDERING STRAIN SOFTENING

石橋 孝治*・松本 嘉司**

By Koji ISHIBASHI and Yoshiji MATSUMOTO

1. はじめに

近年、巨大土木構造物の設計・施工法の開発研究が進んできたことと環境対策、用地問題等の制約があいまって構造物を地下に設ける傾向が顕著になってきている。このため岩盤問題が重要視され、現在諸所で研究が行われている。

岩盤を構成する地山材料は巨視的には均質とみなせる場合もあるが、ほとんどが層理、節理が発達し材料力学的見地からすればきわめて複雑な材料である。したがって、これら不連続面での応力の伝達機構、変形特性、破壊機構等を把握し岩盤挙動を評価する必要がある。また、剛性圧縮試験機や高圧三軸圧縮試験機の開発により地山材料の圧縮応力下における終局に至るまでの変形挙動を知ることができるようになり、これらの試験機による結果が報告されている^{1)~4)}。これらの結果によれば、常温、低圧下の地山材料は強度破壊以後、徐々にエネルギーを解放し、応力-ひずみ曲線はネガティブスロープを描き残留強度に至ることが明らかにされている。さらに不連続面の力学的特性に関しても上記の試験法による研究が行われ、不連続面の変形特性、不連続面の方向と応力伝達の関係等が検討されている^{5)~6)}。その結果、せん断応力-せん断変形曲線も前記した圧縮応力-ひずみ曲線と同様な傾向を示すことが明らかにされている。

現在、岩盤力学の諸問題の解析に有限要素法が広く用いられているが、その手法は連続体の力学を基礎としているため不連続性を取り扱おうとする場合には2つの方法がとられている。その1つはGoodmanら⁷⁾のジョイント要素、Ngoら⁸⁾の結合要素のように特殊要素を用いて不連続性を表現する方法であり、もう1つは不連続面における等価節点外力の伝達条件および節点変位の拘束

条件を規定し、付加的要素によらず表現する方法である。また岩盤を連続体とみなして解析する場合には破壊条件に着目した弾塑性解析^{9),10)}、岩盤の引張強度に着目したNo Tension 解析¹¹⁾などがあるが、これらの解析手法においては強度破壊以後の応力-ひずみ曲線の理想化はbi-linerまたはひずみ硬化を仮定することが多く、ひずみ軟化特性を考慮した解析は少ない。岩盤を対象としてひずみ軟化特性を考慮した研究としては、Sture¹²⁾、小林¹³⁾、川本¹⁴⁾らの研究がある。

地山材料の破壊が亀裂(不連続面)の伸長、拡大により構成され、極限状態においては幾つかの剛体ブロックから成るリンク機構を形成するか分離を起こし不安定状態になるという実験的事実がある。従来の定ひずみ要素を用いた有限要素解析では要素ごとに塑性(破壊)を判別するためこれらの現象との対応が視覚的にも鮮然としなくなる。また、亀裂の進展解析を行おうとすれば、要素再分割、特殊要素の導入、節点外力の伝達条件と節点変位の拘束条件の変更等、新たな手順が加わり一連の計算はきわめて複雑となる。

本研究では地山材料の強度破壊以後の変形特性に注目し、川井らが提案した剛体ばねモデル(RBSM: Rigid Body Spring Model)を用いてその特性を数値解析に導入することを目的としている。

2. 剛体ばねモデル(平面要素)

(1) RBSM の適用について

RBSM は解析領域を有限個の微小要素に分割し、隣接要素とはその境界面上に連続的に分布するばね系で連結され、要素の剛体運動を仮定する計算モデルである。このため従来の定ひずみ要素とは異なり要素境界で応力とひずみの評価を行う。したがって、塑性化が各要素境界で起こり、いわゆるすべり線との対応がつけやすく、

* 正会員 工博 足利工業大学助教授 土木工学科

** 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

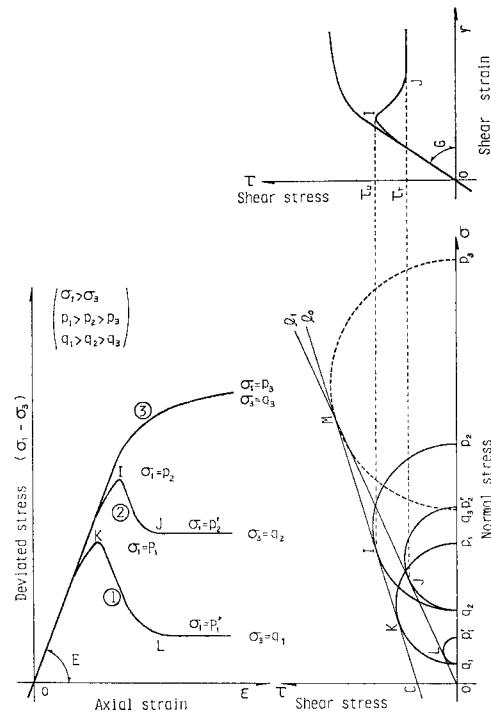


図-1 応力-ひずみ曲線とモールの応力円の関係

は応力円の縮小に伴う無数の包絡線群が存在する。応力-ひずみ曲線②を例にとればI点において強度破壊を生じた後、応力状態はこれらの包絡線群上の条件を満たしつつJ点に達し、以後の負荷に対しては包絡線 l_1 上を遷移することになる。包絡線 l_0 と l_1 の交点Mはひずみ軟化を呈する応力の限界点を示し、応力-ひずみ曲線③の場合には応力円の拡大に伴う無数の包絡線群上に応力状態は遷移することになる。このような強度破壊後のモールの応力円の拡大、縮小がM点を境界に起こることにより、以後の応力-ひずみ曲線の線形が支配されると考えることができる。したがって、せん断応力-ひずみ曲線も、これらの包絡線群の拡大、縮小に対応して応力-ひずみ曲線と同様な線形の曲線を描くことになる。

そこで本研究では以下のよう仮定、理想化に基づき岩盤の応力-ひずみ関係を定式化する。

① ピーク強度、残留強度はMohr-Coulombの破壊規準に従う。

② ひずみ軟化は極限的に取り扱い、弾性域、軟化域、流動域の3領域で図-2に示すように直線近似する。

③ 破壊は次の2形式で起こり、破壊発生時の性質を持续するものとする。

せん断破壊：直応力が圧縮の領域で生ずる破壊（すべり）

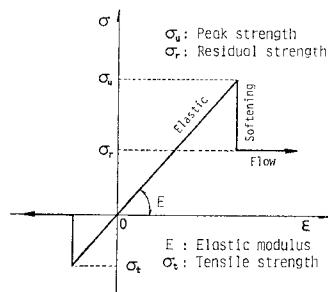


図-2 応力-ひずみ関係の直線近似

引張破壊：直応力が引張の領域で生ずる破壊（へき開）

④ 岩盤を構成する地山材料はNo Tension材とし、引張破壊後は引張応力に抵抗し得ないものとする。

非破壊岩盤構成要素に対する破壊規準は要素境界面上の直応力(σ_n)が圧縮の領域では直線近似を、引張の領域では放物線近似を行えばMohr-Coulombの破壊規準は次式で表わされる¹⁷⁾。

$$|\tau| = C + \sigma_n \tan \phi \quad (\sigma_n \geq 0) \quad (14)$$

$$|\tau| = C \sqrt{1 + \sigma_n/\sigma_t} \quad (\sigma_t \leq \sigma_n < 0) \quad (15)$$

ここに C 、 ϕ はそれぞれピーク強度に対するせん断強度と内部摩擦角であり、 σ_t は引張強度である（本論文では圧縮を正として取り扱う）。

流動開始点および流動域の残留強度に対する破壊規準は非破壊岩盤構成要素と同様に直線近似すれば、Mohr-Coulombの破壊規準は次式で表わされる。

$$|\tau| = C' + \sigma_n \tan \phi' \quad (\sigma_n \geq 0) \quad (16)$$

ここに C' 、 ϕ' はそれぞれ残留強度に対するせん断強度と内部摩擦角である。

以上の仮定、理想化に基づいて応力-ひずみ関係の定式化を図示すれば、図-3のようになる。残留強度に対する内部摩擦角は岩盤を構成する地山材料により異なり、本図には $\phi' < \phi < \phi''$ として残留強度に対する破壊規準として直線 l_1 、 l_2 を例示している。ひずみ軟化過程の応力経路は直応力が圧縮の領域でせん断により破壊を生じた場合には \overline{AB} に対応し、応力-ひずみ関係はせん断応力成分については $\overline{A''B''}$ 、直応力成分については $\overline{A'B'}$ が対応する。また直応力が引張の領域でせん断により破壊を生じた場合には \overline{DO} に対応し、応力-ひずみ関係はせん断応力成分については $\overline{D''O''}$ 、直応力成分については $\overline{D'O'}$ に対応する。ひずみ硬化過程の応力経路は \overline{AI} に対応し、せん断応力、直応力の応力-ひずみ関係はそれぞれ $\overline{A''I''}$ 、 $\overline{A'I}$ に対応する。

破壊発生前後における弾性係数を E 、 E' 、内部摩擦角を ϕ 、 ϕ' 、せん断強度を C 、 C' とし、これらを次式で示すように比で与える。

$$r_e = E'/E, r_a = \phi'/\phi, r_c = C'/C \quad (17)$$

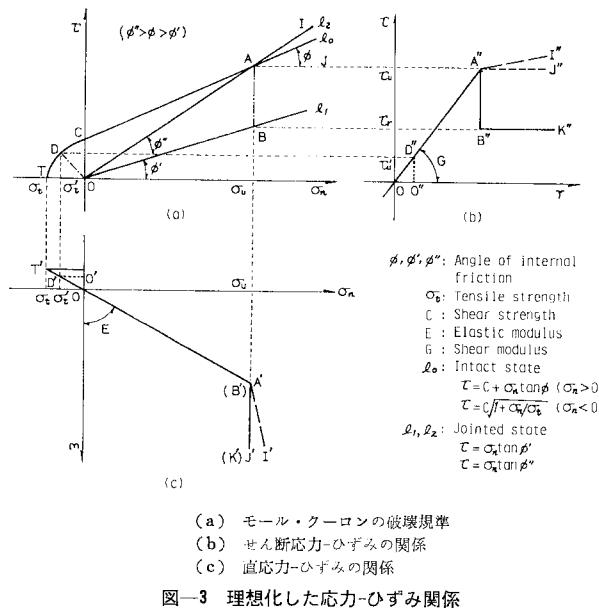


図-3 理想化した応力-ひずみ関係

4. 極限解析への適用

前章で定式化した岩盤の特性を RBSM を用いて評価した極限解析法について述べる。基本となる計算の手順は、有限要素法による No Tension 解析のそれと同一であるが、逐次発生する亀裂の破壊形式を考慮し、破壊を生じた境界面における残留抵抗に対する過剰の応力を求め、これらの応力を再配分する。過剰応力は破壊の形態に対応して、それぞれ次式で与えられる（図-3 参照）。

$$\text{せん断破壊: } \sigma_f = \sigma_u - \sigma_r, \tau_f = \tau_u - \tau_r \quad (18)$$

$$\text{引張破壊: } \sigma_f = \sigma_t', \tau_f = \tau_u' \quad (19)$$

ここに、 σ_f, τ_f はそれぞれ破壊を生じた境界面上の過剰垂直応力と過剰せん断応力である。これらの過剰応力は、破壊を生じた境界面をはさむ 2 つの剛体要素により支持される。過剰応力ベクトルを $\{S\}$ で表わせば、境界面をはさむ両剛体要素の等価な重心の外力 $\{F_R\}$ はおのおのの剛体要素の重心変位と相対変位との関係を与える $[B]$ マトリックスを用いて、各境界面に対して次式で与えられる。

$$\{F_R\} = \int_s [B]^T \{S\} ds \quad (20)$$

以上の手順が新たな破壊の発生の有無を検討しながら破壊面がマクロな破壊のメカニズムを形成するまで行われる。

過剰応力を配分し流動域に入った要素境界の表面力と相対変位を与える $[D_p]$ マトリックスは、表面力 $\{T\}$ に関して式 (21) で与えられる g を塑性ポテンシャル

関数に等しくとり、式 (13) に代入すれば式 (22) のように求めることができる。

$$g = |T_s| - T_n \tan \phi' - C' \quad (21)$$

$$[D_p] = \begin{bmatrix} k_n - k_n' & -k_{ns} & 0 \\ -k_{ns} & k_s - k_s' & 0 \\ 0 & 0 & k_r \end{bmatrix} \quad (22)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} k_n' &= \frac{k_n^2 \tan^2 \phi'}{k_n \tan^2 \phi' + k_s} \\ k_{ns} &= \frac{k_n k_s \tan \phi'}{k_n \tan^2 \phi' + k_s} \\ k_s' &= \frac{k_s^2}{k_n \tan^2 \phi' + k_s} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

である。

本解析では掘削面で平衡状態にあった初期応力が解放されると考え、掘削問題を取り扱う。すなわち、掘削予定面に相当する要素境界面上の応力を式 (20) に代入し掘削相当重心外力を求め、これを掘削後に残存する領域の掘削面を構成する要素に作用させ、掘削領域の要素を取り除く。また、掘削面とすべり線の閉合により形成される局所的破壊領域は支持力を有しないものとして、領域内の要素を取り除く。

トンネルの支工としては、ロックボルト支保のみを考慮する。現在、最もよく用いられるロックボルトは、全面接着型のものである。前述したように RBSM は、要素境界での応力を評価する計算モデルであるから、ロックボルトについても剛体要素として離散化すれば、ロックボルトと岩盤の付着特性を容易に考慮することができる。そこで、ロックボルトを剛体棒要素として離散化し、平面要素と同様の手順で定式化した。ロックボルトの破壊は式 (24) に示すように軸力 (P) のみで判断した。

$$|P/P_y| = 1 \quad (24)$$

ここに P_y はロックボルトの許容軸力である。

5. 解析結果

(1) 計算モデルの検証

計算モデルと解析手法の妥当性を検討する目的で検証情報の得やすい有孔板の一軸圧縮載荷実験を行った。用いた供試体はセメントモルタル製の中央に直径 18 mm と 48 mm の円孔を有する $150 \times 150 \times 40$ mm の 2 種類の矩形供試体 (D 18 と D 48) である。表-1 に解析に用いたセメントモルタルの力学的性質を示す。解析は供試体および載荷方向の対称性を考慮して供試体の 1/4 部分について行う。図-4 に各供試体の解析領域と要素分割パターンを示す。解析は強制変位問題として取り扱

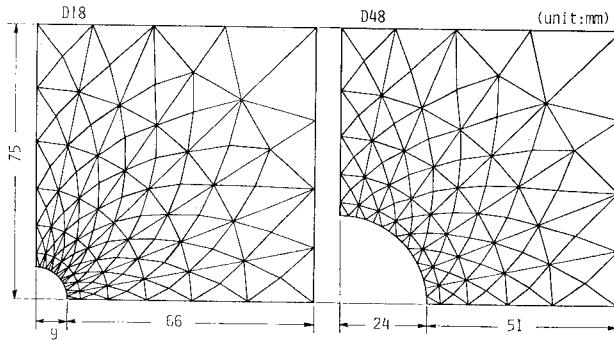


図-4 有孔板矩形供試体の要素分割網

表-1 計算に用いたセメントモルタルの力学的性質

Compressive strength σ_c (kPa)	Tensile strength σ_t (kPa)	Shear strength C (kPa)	Elastic modulus E (MN/m ²)	Poisson's ratio ν	Angle of internal friction (deg.)
41 200	2 940	8 040	27 900	0.26	54

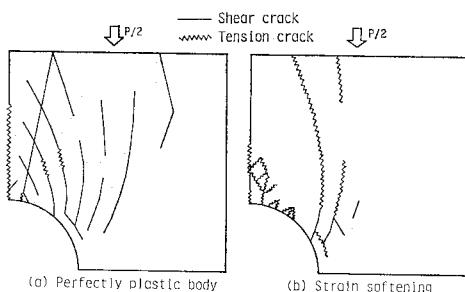


図-5 強度破壊後の応力-ひずみ関係の違いによる破壊パターン

表-2 亀裂発生荷重と破壊荷重

Testpiece	Cracking load P_c (kN)		Fracture load P_f (kN)	
	D18	D48	D18	D48
Experiment (E)	78.5	24.5	197.1	141.7
C/E	1	0.99	1.02	0.74
Calculation (C)	2			0.92
				0.90

Calculation 1: strain softening.

Calculation 2: perfectly plastic body.

い、載荷面の摩擦係数を 0.53 とした。

図-5 は強度破壊後、完全塑性体を仮定した場合 ($r_e = 0$, $r_a = 0$, C' は破壊時のせん断応力を保持) とひずみ軟化特性を考慮した場合 ($r_e = r_c = 0$, $r_a = 0.8$) のすべり線の発生状況を示したものである。ひずみ軟化特性を考慮することですべり線は卓越伸長してゆく傾向を示し、生じたすべり線の性質が異なっている。

表-2 は各供試体の計算による亀裂発生荷重と破壊荷重を実験結果に対する比で示したものである。計算による破壊荷重はすべり線が供試体端部まで伸長しマクロな破壊のメカニズムを形成したときの荷重とした。計算に

よる亀裂発生荷重は実験値とよく一致しており、応力集中の状況が良好に評価されている。一方、破壊荷重はひずみ軟化特性を考慮した場合、完全塑性体を仮定した場合よりもさらに小さい値を示している。

両計算法の違いは破壊発生後破壊面の強度低下に相当する過剰応力を再配分するか否かである。したがって、以後両者の内部応力状態はまったく異なるものとなり続いて生じるすべり線の性質が異なるのは当然である。ひずみ軟化特性を考慮した場合、最終的な破壊はほとんど引張亀裂で決定されている。この結果、亀裂面を介しての応力の伝達が制限されるため、すべり線の発生領域が狭くなるとともに破壊荷重も小さく評価されたものと考えられる。

図-6 に供試体の最終亀裂発生状況を、ひずみ軟化特性を考慮した計算結果と対応させて示す。実験では供試体の亀裂は両供試体とも円孔頂部および底部の引張応力集中部に最初に生じるが、この亀裂は円孔直径の約 1/3 ~ 1/2 の長さまで伸長した後停留する。その後円孔側部に亀裂が発生し、荷重増加に伴い載荷面方向に伸長し供試体の破壊に至る。計算によるすべり線も解析領域の円孔頂部に最初に発生し、その後の荷重増加により載荷方向から約 45° 傾いた方向の供試体内部にすべり線を生ずる。このすべり線は荷重増加に伴い載荷面と孔壁に向かって伸長してゆき、マクロな破壊のメカニズムを形成する。円孔頂部付近に生じたすべり線は破壊を決定するまでには伸長せず停留している。このような計算によるすべり線の伸長状況は D18, D48 の両計算結果に共通している。図-6 に示すようにすべり線の発生、伸長状況は供試体の亀裂発生状況とよく一致している。円孔周辺から離れた供試体内部に生じる亀裂を本実験では確かめることができなかったが、Hoek が石英岩を用いて円孔周辺の破壊状況を光弾性実験により調べた結果によれば、円孔の天盤と下盤に亀裂を生じた後、引き続いて円孔から離れた内部に亀裂を生じたと報告している¹⁸⁾。

以上の検証から、RBSM を用いてひずみ軟化特性を考慮した解析法により、逐次進展する亀裂の追跡計算が

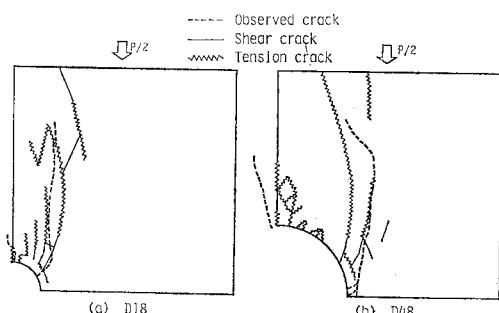


図-6 有孔板矩形供試体の破壊パターン

容易に実行でき、破壊モードと応力集中の追随性が良好であることが明らかとなった。地山材料が不連続性を内包する材料であることを考えれば、本解析法を用いて地山の安定問題を簡単に処理することができ、破壊状況に関する有効な情報が得られるものと考えられる。

(2) トンネル掘削問題への適用

地山問題への適用例としてトンネル掘削問題を取り上げ掘削による地山の逐次破壊現象について検討する。トンネルとしては土被りが比較的大きい場合(CASE I)と小さく地表面に近い場合(CASE II)を解析の対象とした。また、掘削工法と支保効果についての検討を行うために掘削工法として全断面掘削工法と3段ショートベンチカット工法を、支保工としてロックボルト工法を取り上げた。

トンネルの断面は標準的な新幹線複線タイプとし、トンネル直径の5倍程度の領域を解析領域とする。図-7に解析領域と要素の分割パターンを示す。図中の破線、2点鎖線、太実線はそれぞれ掘削予定面、不連続面、ロックボルトの打設位置を示す。また、丸括弧内数字は3段ショートベンチカット工法における掘削段階である。

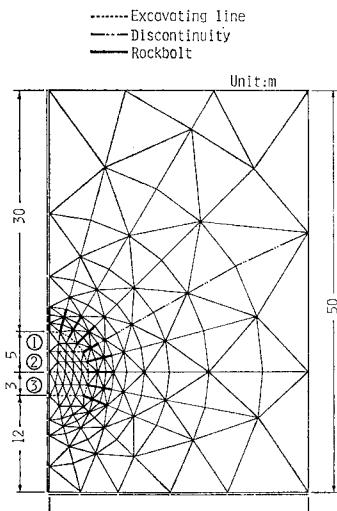


図-7 掘削モデルと要素分割網

表-3 計算に用いた地山と支保の力学的性質

	H (m)	State of rock mass	Compressive strength σ_c (kPa)	Tensile strength σ_t (kPa)	Shear strength C (kPa)	Elastic modulus E (kN/m ²)	Poisson's ratio ν	Angle of internal friction (deg.)	Unit weight (kN/m ³)
CASE I	80	Intact	5 400	490	883	686 000	0.29	35	26
		Discontinuous	540	49	98	9 800	0.45	25	—
CASE II	30	Intact	157	16	39	14 700	0.35	30	15
Support		Rockbolt ($d=24$ mm, $l=3$ m)	(MPa) 390	(MPa) 390	(MPa) 195	(MN/m ²) 206 000	0.30	0	—
		Bond	20	2	5	17 700	0.25	45	—

H : Height of earth covering.

表-3に計算に使用した地山材料とロックボルトの力学的性質を示す^{19)~21)}。亀裂発生前後における材料物性値の低減率は岩質を考慮してCASE Iの場合 $r_e=r_c=0$, $r_a=0.6$, CASE IIの場合 $r_e=r_c=0$, $r_a=1.0$ とした。また、鉛直方向には解析領域内の自重と上載地山重量に相当する荷重を、水平方向にはCASE Iの場合側圧係数を0.55として、CASE IIの場合土圧分布に基づいて鉛直方向成分から算定される荷重を作用させ初期応力状態とした。

a) 無支保の場合の地山破壊状況

図-8にCASE Iの地山に全断面掘削工法によりトンネルを掘削した場合のトンネル周辺地山の最終的破壊状況を示す。掘削により側壁上部にせん断亀裂が生じ、その後側壁脚部および底盤端部に破壊が集中して起こる。側壁上部に生じた破壊は拡大していない。

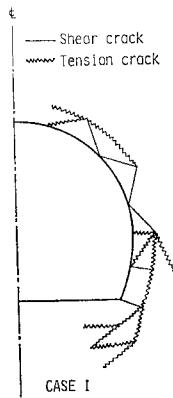


図-8 トンネル周辺地山の破壊状況(全断面掘削の場合)

図-9は同一地山に3段ショートベンチカット工法でトンネルを掘削した場合の周辺地山の破壊状況を各掘削段階ごとに示したものである。第①ベンチの掘削により天端付近から底盤

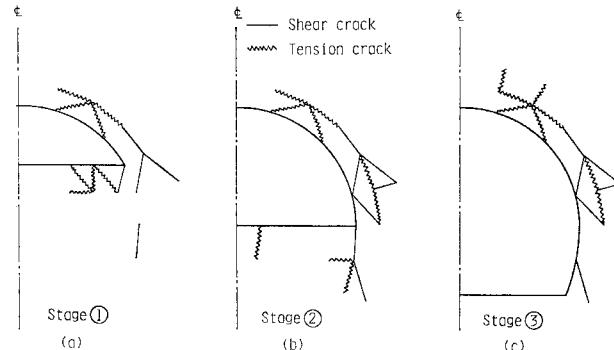


図-9 トンネル周辺地山の破壊状況(CASE I, ショートベンチカット工法の場合)

にかけて破壊を生じ、第②ベンチの掘削によりトンネル周壁に沿って破壊域が拡大し、底盤端部には比較的長く亀裂が伸長している。最終ベンチの掘削により天端付近に若干の破壊の進行を生じているが、最終的破壊領域は前掘段階と大差なく、第②ベンチまでの掘削により最終的破壊領域がほぼ決定している。

図-8と図-9(c)に示した地山の破壊状況から、3段ショートベンチカット工法によりトンネルを掘削する方が特に側壁脚部の地山をゆるめないという点で有利であることがわかる。

図-10はCASE IIの地山に全断面掘削工法によりトンネルを掘削した場合の周辺地山の最終的破壊状況を示したものである。掘削により側壁から天端にかけてせん断亀裂を生じ、その後天端の地山深部へ破壊領域(ゆるみ領域)が拡大してゆ

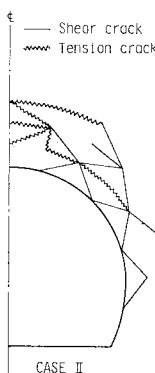


図-10 トンネル周辺地山の破壊状況(全断面掘削の場合)

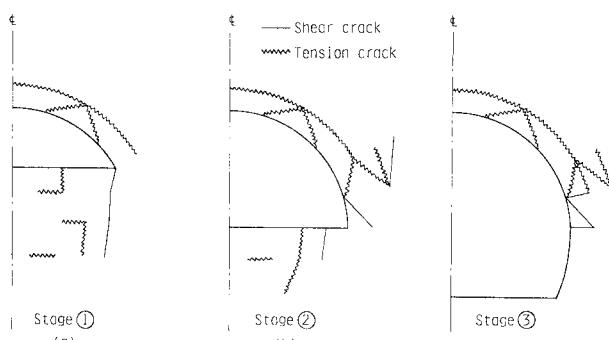


図-11 トンネル周辺地山の破壊状況(CASE II, ショートベンチカット工法の場合)

く。天端部に生ずるゆるみ領域はいわゆるトロンピーターゾーンを形成している。

図-11は同一地山に3段ショートベンチカット工法でトンネルを掘削した場合の周辺地山の破壊状況を各掘削段階ごとに示したものである。第①ベンチの掘削により天端にはほぼ等厚のゆるみ領域が形成され、底盤地山深部には潜在亀裂が底盤端部から比較的長く伸長している。第②段ベンチの掘削によりトンネル周壁に沿って破壊領域が拡大し、底盤に別の亀裂が発生伸長する。最終ベンチの掘削による新たな破壊はほとんど発生せず、CASE Iの場合と同様に最終的破壊領域は第②ベンチまでの掘削によりほぼ決定されている。

図-10と図-11(c)に示した地山の破壊状況から、CASE IIの地山の場合破壊領域は天端に集中して生ずることがわかる。またゆるみ深さは3段ショートベンチカット工法によりトンネルを掘削する方が小さく抑えられることがわかる。

b) 不連続面のある場合の地山の破壊状況

不連続面はスプリングラインより30°傾いた方向で解析領域を貫いて存在するものとし、CASE Iの地山に

全断面掘削工法によりトンネルを掘削する場合について計算を行った。不連続面の力学的性質は充填物、粗さ等に関係し不明確であるが、ここでは健全な地山の力学的性質を参考にして表-3に示すような値を用いた。

図-12にトンネル周辺地山の最終的破壊状況を示す。不連続面を境に天端方向の地山に集中して破壊を生じ、図-8に示した不連続面の存在しない場合よりゆるみ深さは大きくなっている。一方、不連続面より下方の側壁から底盤にかけての地山にはまったく破壊を生じていない。不連続面を介しての内力の伝達が著しく変化することを示している。

c) ロックボルトを打設した場合の地山の破壊性状

全断面掘削工法によりトンネルを掘削しロックボルト支保のみを施工した場合について計算を行った。ロックボルトは掘削後即座に打設されるものとし、張力の導入は行わないものとする。ロックボルトの長さとその配置は図-9に示した無支保の場合のトンネル周辺地山の破壊状況を考慮して決定した。図-7にロックボルトの配置を、表-3にロックボルトの諸元と計算に用いた力学的性質を示す。ロックボルトと地山の付着は間隙に注入されるグラウトの力学的性質で評価した。

図-13にCASE Iの場合のトンネル周辺地山の最終的破壊状況を示す。天端付近には広い範囲にわたって破壊を生じ、この付近に打設したロックボルトは破断している。ロックボルトの破断は参考としたトンネルにお

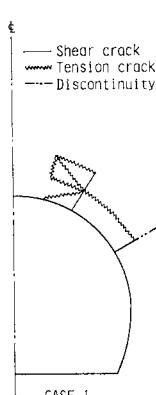


図-12 トンネル周辺地山の破壊状況(全断面掘削の場合、不連続面潜在)

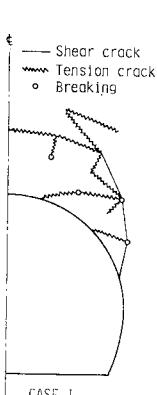


図-13 トンネル周辺地山の破壊状況(全断面掘削の場合、ロックボルト支保)

いても生じており現象としては一致する²²⁾。他方、側壁から底盤にかけての地山にはまったく破壊を生じていない。図-8に示した無支保の場合と比べれば側壁から底盤にかけての地山に対してはロックボルトの効果が認められるが、天端付近では逆に破壊領域が拡大している。これは掘削と同時にロックボルトを打設するためロックボルトには通常以上の負荷がかかることになり、破断に伴う周辺地山への配分応力も過剰となるためであると考えられる。ロックボルトの長さおよび打設密度を十分考慮すれば過剰とはなるが安全側の結果を与えることができるが、ロックボルトが負担する変位抑制量について、計算過程で配慮できるよう改善する必要がある。

CASE II の場合にはトンネル周辺地山にまったく破壊が生じず、ロックボルトにより地山が十分に補強されていることがわかる。

d) ロックボルトの軸力

図-14 にロックボルトを打設した場合の各方向のロックボルトに生ずる軸力の分布状況を示す。CASE I の地山の場合の破線、実線はそれぞれ打設直後と最終安定時の軸力分布状況である。図-8 に示した無支保の場合のゆるみ境界に対応してピークを生じ、天端付近のロックボルトが破断している。1点鎖線で示した CASE II の地山の場合の最終安定時の軸力分布状況も、図-10 に示した無支保の場合の破壊状況と対応して、スプリングラインから天端にかけて配したロックボルトには破断

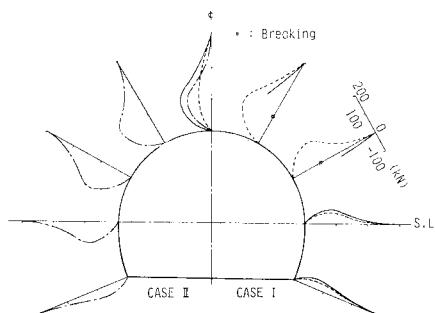


図-14 ロックボルトの軸力分布図
(全断面掘削工法による)

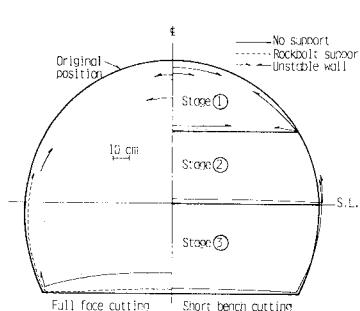


図-15 トンネルの変形性状 (CASE I)

に至らないまでも大きな軸力を生じている。

e) トンネル周壁の変位性状

RBSM は要素境界面上での内力の伝達のみを規定して定式化した計算モデルであるから、変位の定量的評価を厳密に行うことはできない。そこで、ここではトンネル周壁の変位を相対的に検討する。

図-15 は CASE I の地山にトンネルを掘削したときの掘削工法の違いと支保の有無によるトンネル周壁の変位性状を示したものである。矢印が対向する区間は亀裂が閉合しトンネル壁面が崩落等の不安定な挙動を示す区間である。掘削工法の違いに注目すれば 3 段ショートベンチカット工法による方が全断面掘削工法によるよりも不安定となる壁面の範囲、天端の沈下量、底盤の変位量が小さくなる。ロックボルトを打設した場合も同様な傾向を示す。したがって、3 段ショートベンチカット工法の採用とロックボルトの打設により側壁が安定化することが予想される。

図-16 は CASE II の地山の場合を示したものである。掘削終了段階における変位性状は掘削工法の違いによる差はほとんどない。ロックボルトの打設により壁面は安定している。この地山の場合、全断面掘削工法で掘削しロックボルトを打設するのが適当と判断できるが、不安定となる壁面の範囲が広く現場施工を考えれば逐次掘削し各段階でロックボルトを打設する方法をとるのが最適であると考えられる。

図-17 は不連続面のある場合の変位性状を示したものである。

不連続面が壁面と交わる位置で壁面に大きな食い違いを生じており、不連続面より下方の側壁、底盤の変位は非常に小さい。不連続面における滑動が著しいことがわかる。

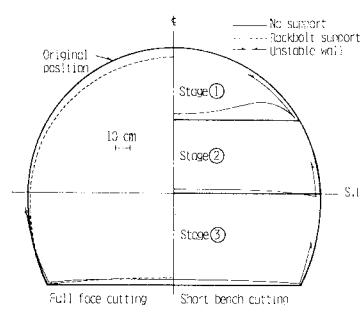


図-16 トンネルの変形性状 (CASE II)

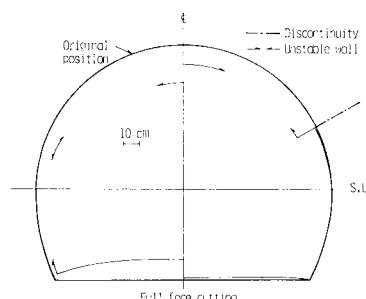


図-17 トンネルの変形性状 (CASE I)

6. 結論

本論文では岩質材料のひずみ軟化特性を RBSM を用いてモデル化し、実験による検証とトンネル掘削問題への適用を試みた。ひずみ軟化特性は室内試験から得られる材料の応力-ひずみ曲線と破壊規準に基づいて定式化した。また、現在、軟化域に関しては理論的に不明な点もあり、軟化特性

を厳密に表現することはできないが、本研究では極限的な取扱いを行った。数値解析モデルとして用いたRB-SMは利点も欠点も有している。構造物あるいは現象を解析しようとする場合、必要とする工学的情報が経済的かつ精度よく得られるならば、用いた数値解析モデルは有効であるといえる。

本解析手法は、実際の現場現象に関して妥当性のある解を与えており、実用面で有用であると考える。

岩質材料の逐次破壊とトンネル掘削問題の解析から以下の事柄が明らかとなった。

(1) 実験で観察された逐次伸展する亀裂とすべり線はよく対応し、逐次破壊現象の追跡計算が本解析法を用いて簡単に実行できる。

(2) 軟化特性を考慮するとすべり線は卓越伸長し、完全塑性体を仮定した弾塑性解析よりすべり線の発生領域は狭くなる。

(3) すべり線の閉合に伴う局所的な破壊のメカニズム形成域はゆるみ領域と具体性をもって対応し、地山深部にまで伸長したすべり線の発生領域は押出し、盤膨れ現象を呈する。これは、ロックボルト長の決定、ゆるみ荷重の予測に関して有効な情報となる。

(4) トンネルの掘削工法としては逐次掘削工法を用いる方がゆるみ領域は狭くなる。

(5) 逐次掘削工法を用いた場合のゆるみ領域は初期掘削段階でほぼ決定される。

(6) トンネル断面を貫通して存在する不連続面が地山の挙動に与える影響は大きく、不連続面の存在しない場合とはまったく異なる地山挙動を示す。

(7) ロックボルトの破断によりゆるみ領域が拡大するが、ロックボルトはゆるみ領域を貫通するに十分な長さと1本当たりの負担率を考慮した打設密度を与えた打設を行えばその効果は著しい。

3次元的な取扱いを行い、切羽の影響を考慮し、地山挙動をさらに明確に評価できるよう改善する必要がある。

本研究を遂行するにあたり、東京大学、西松裕一教授、東京大学生産技術研究所、川井忠彦教授、竹内則雄助手に数々の有益なご助言をいただいた。末筆ながら、ここに深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) Brace, W.F. : Brittle fracture of rocks, State of stress in earth crust, Proc. of Int. Conf., Santa monica, pp. 111~178, 1963.
- 2) Brady, B.T. et al. : An experimental determination of the true uniaxial stress-strain behavior of brittle rock, Rock Mech. 5, pp. 107~120, 1973.
- 3) 赤井浩一・足立紀尚・田伏宜夫：有効応力からみた軟岩の力学的特性、材料、Vol. 23, No. 248, pp. 50~55, 1974.
- 4) 小林良二・杉本文男：圧縮破壊過程における岩石の力学的挙動について、日本鉱業会誌、Vol. 91, No. 10, pp. 23~28, 1975.
- 5) Goodman, R.E. : 不連続性岩盤の地質工学、森北出版, 1978.
- 6) Lane, K.S. and W.J. Hock : Triaxial testing for strength of rock joint, 6th Symposium on Rock Mechanics, pp. 98~108, 1964.
- 7) Goodman, R.E. et al. : A model for mechanics of jointed rock, Proc. ASCE, 94, SM 3, pp. 637~659, 1968.
- 8) Ngo, D. et al. : Finite element analysis of reinforced concrete beams, J. of ACI, 64, 3, pp. 152~163, 1967.
- 9) Zienkiewicz, O.C. et al. : Elasto-Plastic solution of engineering problems 'initial stress', finite element approach, Int. J. for Numerical Method in Engineering, No. 1, pp. 75~100, 1969.
- 10) Reyes, S.F. and D.U. Deere : Elasto-Plastic analysis of underground openings by the finite element method, Proc. 1st Int. Cong. Rock Mech, Vol. 2, Lisbon, pp. 477~483, 1966.
- 11) Zienkiewicz, O.C. et al. : Stress analysis of rock as a 'NO TENSION' materials, Geotechnique, 18, pp. 56~66, 1968.
- 12) Sture, S. and H.Y. Ko : Stress analysis of strain-softening materials, Numerical Method in Geomechanics, ASCE, pp. 580~590, 1976.
- 13) 小林義美、ほか：地下空洞の掘削に関する調査（第3報）地下空洞の掘削に伴う周辺岩盤の挙動解析（III. ひずみ軟化特性を考慮した基礎的研究）、奥村組技術研究年報、No. 4, 1978.
- 14) 川本桃万・石塚与志雄：ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析、土木学会論文報告集、第312号、pp. 107~118, 1981.
- 15) Kawai, T. and Y. Toi : A new elemental in discrete analysis of plane strain problems, J. of Seisan kenshu, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, 29, 4, pp. 10~13, 1977.
- 16) 山田嘉昭：塑性・粘性、コンピュータによる構造工学講座 II-2-A, 培風館, 1972.
- 17) 山口梅太郎・西松裕一：岩石力学入門（第2版），東大出版会, 1977.
- 18) Hoek, E. : Experimental study of rock stresses problems in deep level mining, Experimental Mech., pp. 177~194, 1961.
- 19) 国鉄岐阜工事局編：篠ノ井線明科西条間第1, 2白坂トンネル施工計画書, 1979.
- 20) 吉村 恒・渡辺正数：本格的なNATMによる新幹線トンネルの施工（東北新幹線第一平石トンネルの場合）、土木学会誌, Vol. 64, 6, pp. 71~78, 1979.
- 21) 白井慶治・永島鉄郎：ロックボルト工入門（2）、トンネルと地下, Vol. 9, 3, pp. 61~67, 1978.
- 22) 吉村 恒、ほか：ロックボルトが破断（篠ノ井線第一白坂トンネル）、トンネルと地下, Vol. 11, 6, pp. 41~51, 1980.

(1982.2.5・受付)