破碎した岩石の押し込み試験のシミュレーション*

雷 鳴¹ 大久保 誠 介²
福 井 勝 則³ 羽 柴 公 博⁴

Simulation of Compaction Test with Fractured Rock

by Ming LEI^a, Seisuke OKUBO^a, Katsunori FUKUI^a and Kimihiro HASHIBA^a

a. Department of Systems Innovation, The University of Tokyo, 7-3-1, Hongo, Bunkyo-ku, Tokyo, 113-8656, Japan (*Corresponding author E-mail: ttokubo@sys.t.u-tokyo.ac.jp)

In order to express the behaviour of fractured rock in compaction test with a constitutive equation, some basic discussions were attempted. The variable-compliance-type constitutive equation was employed in this study. The constitutive equation can express the failure process of rock, which has been well proved heretofore. In the constitutive equation, it is assumed that the rock fails at a rate which depends on stress severity.

In this study, the concept of stress severity S_v was expanded to the stress state where S_v took negative value and healing parameter $H_p = -S_v$ was introduced. The constitutive equation was also modified assuming that fractured rock is gradually compacted or healed at a rate which depends on healing parameter. According to the results in this study, it can be said that the equation expresses the behaviour of the fractured rock when the compliance becomes smaller in the compaction test. In addition, to some extent, it was also possible to explain the increase of the principal stresses with time. Though further discussions are essential in the future definitely, it can be said that the modified variable-compliance-type constitutive equation showed much potential for simulating the behaviour of fractured rock in compaction test and interpreting strength recovery of rock in loosen zone or EDZ around an underground structure.

KEY WORDS: Rock, Compaction Test, Strength Recovery, Constitutive Equation, Loosen Zone, EDZ

1. は じ め に

地下空洞が適切に埋め戻された場合や、十分な強度と剛性を持つ支保が施された場合などには、緩み領域が時間とともに回復していく可能性があることがわかってきた¹⁻³⁾。Fig. 1に示すように、大久保ら⁴⁾は岩石試験片を厚肉円筒内で破壊させ、さらに押し固めた(押し込み試験)後に取り出して一軸圧縮試験を行った。その結果、破碎した岩石でも押し固めることによって、ある程度の強度を持つようになること(強度回復)を確認した。最近になって羽柴ら⁵⁾は、もとの岩石と押し込み試験後の岩石の一軸圧縮強度の荷重速度依存性がほぼ同じであることを示した。これまでの研究結果⁶⁾によれば、荷重速度依存性が同じであることは、破壊の進行速度の応力依存性が同じであることを示す。

強度回復に関する知見は依然として少なく、今後もこの分野の研究を続けていく必要があるが、その際の押し込み試験の計画立案に際しては、ごく簡単なものでよいから構成方程式による計算機シミュレーションがどうしても必要となってくる。また、一歩進んで、何分の一かのスケールにおけるモデル試験もそろそろ開

Fig.1 Experimental procedures.

始してよい時期になってきたと考えている。さらに、原位置での観測を行って実際に強度回復が生じているかどうかを確認することも必要である。モデル試験や原位置観測の計画立案にも、計算機シミュレーションが不可欠である。このような観点からして、強度回復を表現できる構成方程式に関する基礎的な検討を開始することにした。

強度回復に関する構成方程式の検討を開始する際に最も問題となったのは、荷重速度依存性をはじめとする時間依存性が、もとの岩石と強度回復後の岩石とで差異があるかないかであった。前述

*2009年8月19日受付 2009年12月3日受理

1. 東京大学大学院生 工学系研究科システム創成学専攻
2. 普通会员 工博 東京大学教授 工学系研究科システム創成学専攻
3. 普通会员 工博 東京大学准教授 工学系研究科システム創成学専攻
4. 普通会员 工博 東京大学助教 工学系研究科システム創成学専攻
[著者連絡先] FAX: 03-3818-7492 (東大・システム創成)

E-mail: ttokubo@sys.t.u-tokyo.ac.jp

キーワード: 岩石, 押し込み試験, 強度回復, 構成方程式, 緩み領域, 掘削影響領域

Table 1 Summary of exact solutions for the variable-compliance-type constitutive equation¹¹⁾.

Constitutive Equation	$\frac{d\lambda}{dt} = a \lambda^m \sigma^n$	$\lambda = \varepsilon / \sigma$	$a > 0, +\infty > m > -\infty, n \geq 1$	
Test (Condition)	Creep ($\sigma = \sigma_1$)	Constant Stress Rate ($\dot{\sigma} = C$)	Constant Strain Rate ($\dot{\varepsilon} = C$)	Relaxation ($\varepsilon = \varepsilon_1$)
Initial Condition	$\varepsilon = \varepsilon_1 = \lambda_1 \sigma_1$	$\lambda = \lambda_1, \sigma = 0$	$\lambda = \lambda_1, \varepsilon = 0$	$\sigma = \sigma_1 = \varepsilon_1 / \lambda_1$
Symbol	$\varepsilon^* = \varepsilon / \varepsilon_1$ $t^* = a \lambda_1^{m-1} \sigma_1^n t$ $\beta = 1 - m$	$\varepsilon^* = \varepsilon / (\lambda_1 \sigma)$ $t^* = \frac{a C^n t^{n+1}}{(n+1) \lambda_1^{n-m}}$ $\beta = 1 - m$	$\sigma^* = \sigma / (\varepsilon / \lambda_1)$ $t^* = -\frac{a C^n t^{n+1}}{(n+1) \lambda_1^{n-m+1}}$ $\beta = m - n - 1$	$\sigma^* = \sigma / \sigma_1$ $t^* = -a \lambda_1^{m-1} \sigma_1^n t$ $\beta = m - n - 1$
Solution	$\beta \neq 0$ $\varepsilon^* = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}}$ $\beta = 0$ $\varepsilon^* = \exp(t^*)$	$\frac{d\varepsilon^*}{dt^*} = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}-1}$ $\frac{d\varepsilon^*}{dt^*} = \exp(t^*)$	$\beta \neq 0$ $\sigma^* = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}}$ $\beta = 0$ $\sigma^* = \exp(t^*)$	$\frac{d\sigma^*}{dt^*} = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}-1}$ $\frac{d\sigma^*}{dt^*} = \exp(t^*)$
Life t_c Strength σ_c	$m > 1$ $t_c = \frac{1}{m-1} \times \frac{1}{a \lambda_1^{m-1} \sigma_1^n}$	$m > 1$ $\sigma_c = \left(\frac{n+1}{m-1} \right)^{\frac{1}{n+1}} \lambda_1^{\frac{1-m}{n+1}} \times \left(\frac{C}{a} \right)^{\frac{1}{n+1}}$	$m > 0, m \neq n+1$ $\sigma_c = \left(\frac{m}{n+1} \right)^{\frac{m}{(n+1)(m-n-1)}} \lambda_1^{\frac{m}{n+1}}$ $\times \left(\frac{C}{a} \right)^{\frac{1}{n+1}}$	$m > n+1$ $t_c = \frac{1}{m-n-1} \times \frac{1}{a \lambda_1^{m-1} \sigma_1^n}$

※ At $m = n+1, \sigma_c = \exp\left(-\frac{1}{n+1}\right) \cdot \lambda_1^{\frac{1}{n+1}} \cdot \left(\frac{C}{a}\right)^{\frac{1}{n+1}}$

Fig.2 Analytical solutions of the variable-compliance-type constitutive equation. In creep & const. stress-rate tests, $\beta=1-m$ and t^* decreases with strength recovery. In relaxation & const. strain-rate tests, $\beta=m-n-1$ and t^* increases with strength recovery.

のように、少なくとも载荷速度依存性という観点からみた限りでは、破壊の進行速度の応力依存性は、強度回復の前後でほぼ一致することがわかったので、この知見をもとにして、強度回復を表現できる構成方程式について検討を行った。構成方程式としては、大久保ら⁷⁾が提案しているコンプライアンス可変型構成方程式を採用した。本稿では、まず、この構成方程式について簡単に考察した後、拡張した破壊限接近度をこの構成方程式に導入することによって、押し込み試験における岩石の挙動を表現することを試みた。

2. コンプライアンス可変型 構成方程式

ここで構成方程式というのは、歪と応力の関係式という比較的狭義の意味である。この考え方によると、一次元応力下での歪 ε と応力 σ をコンプライアンス λ で結びつけたフック弾性の式 $\varepsilon = \lambda \sigma$ は、最も基本的な構成方程式ということになる。このフック弾性の式に時間依存性を導入するひとつの方法は、時間とともに非弾性歪が増えていくことを重くみたものである。これは、他の分野でもよく使われる構成方程式で、例えば山口⁸⁾が検討し、

既に論文として発表されている。もう一つの方法は、コンプライアンス λ が時間とともに増加するとして扱っている。実際には、非弾性歪の増加とコンプライアンスの増加が同時に起こっている。しかし、両者を分離しようとした大久保ら⁷⁾や He et al.⁹⁾は、5種類の岩石に関する分離に成功しただけである。なお、どちらか一方だけを重くみた式であっても、大きな差が出るのは、応力が大きく変動するときだけである。

検討の末、解析的な検討に便利なコンプライアンス可変型構成方程式⁷⁾を採用することにした。

$$\frac{d\lambda}{dt} = a \lambda^m \sigma^n \dots\dots\dots (1)$$

λ はコンプライアンスであり、応力を受け続けると、時間 t の経過とともにこの値が次第に大きくなっていく変形が進んでいく。 a は λ の増加速度を決める比例定数であり、この値が大きいほど λ の増加速度が速くなる。したがって a が大きいと、定歪速度試験をシミュレートした場合には強度が低下するし、クリープ試験をシミュレートした場合には寿命が短くなる。この構成方程式では、いったん λ が大きくなり始めると、その変化速度は λ^m に比例して増加していくので、 m が大きいほど急速に λ は増加していく。おおよその目安であるが、 m が n より大きいと、いわゆる Class II の特性を示すことになる⁷⁾。 n は λ の増加速度の応力依存性を示すパラメータである。この値が大きいと、例えばクリープ試験では、わずかなクリープ応力の差異で寿命が大きく異なることになる¹⁰⁾。

式 (1) で表される構成方程式の最大の特徴は、多くの条件下で解析解を持つことである。Table 1 には、Okubo & Fukui¹¹⁾ が求めた解析解を示した。これからわかるように、クリープ試験と定応力速度試験の解は、無次元化した後には同じ形となる。また、無次元化した後には、定歪速度試験と応力緩和試験の解は同じ形となる。この Table 1 をグラフ化したのが Fig. 2 である。クリープ試験と定応力速度試験の場合には、縦軸は無次元化した歪 ε^* である。横軸は無次元化した時間 t^* は 0 から出発して次第に増加していく。 t^* が増加するに従って β のいかにかわらず ε^* が増加していく。殊に β が小さい (m が大きい) と、 ε^* の増加は

Fig.3 Stress severity OA/OB in stress-coordinate system¹²⁾.

顕著となる。ついで、定歪速度試験と応力緩和試験の場合についてみていく。この場合の縦軸は、無次元化した応力 σ^* である。横軸の無次元化した時間 t^* は Table 1 に示したように実時間 t と符号が反転しているため、 t の経過に伴って、 t^* は 0 よりはじまって次第に減少していく。したがって、例えば応力緩和試験の場合を考えてみると、 t の経過に伴って σ^* が次第に減少していく。

3. 破壊限接近度の拡張と構成方程式の解析解

最も簡単な Coulomb の破壊基準は主応力線図上で直線で表される。このほかにも、曲線で表される Mohr の破壊基準や Janach の破壊基準などがある。破壊限接近度とは、応力状態がこの破壊基準にどの程度まで接近しているかを表す指標である。破壊限接近度は、応力状態が破壊基準と一致しているときに 1 となり、これより応力が増加すると大きくなり、応力が減少すると小さくなる。破壊限接近度は破壊基準ごとに定義されてきたが、西松ら¹²⁾は、どのような破壊基準にも適用できる一般化された破壊限接近度を、次のように定義した。まず Fig. 3 に示すように主応力座標系を用いて、破壊条件ないし降伏条件を表す曲面を考える。次に、任意の応力状態を表す点 A と原点 (0,0,0) とを結ぶ直線

$$\frac{x}{\sigma_1} = \frac{y}{\sigma_2} = \frac{z}{\sigma_3} \quad \dots\dots\dots (2)$$

を考える。この直線が破壊条件を表す曲面と点 B で交わる時、線分 OB と線分 OA の長さの比

$$S_v = \frac{\sigma_1}{\sigma'_1} = \frac{\sigma_2}{\sigma'_2} = \frac{\sigma_3}{\sigma'_3} \quad \dots\dots\dots (3)$$

を一般化された破壊限接近度とした。

この破壊限接近度が増すと、破壊の進行速度が増すと考えられる。コンプライアンス可変型構成方程式もこの考えに基づいており、三次元応力下では式 (1) の σ を S_v に置き換えている^{13,14)}。

$$\frac{d\lambda}{dt} = a\lambda^m S_v^n \quad \dots\dots\dots (4)$$

なお、上記の式は等方な物質を前提としている。また、コンプライアンス λ を無次元化することも考えたが¹⁵⁾、分母となるコンプライアンスとしてどの時点のものを採用すればよいかを決めかねたので、今回は見送った。

一例として Coulomb の破壊基準を採用すれば、式 (3) に基づいた破壊限接近度 S_v は次式となる^{14,15)}。

Fig.4 Stable region on σ_1 vs σ_3 diagram when Coulomb failure criterion is assumed.

$$S_v = \frac{\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c}{\sigma_c \sigma_t} = \frac{\sigma_1 \{\sqrt{1+\mu^2} - \mu\} - \sigma_3 \{\sqrt{1+\mu^2} + \mu\}}{2c} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 σ_t は一軸引張強度、 σ_c は一軸圧縮強度、 c は粘着力、 μ は内部摩擦係数である。これから直ちにわかるように、 S_v は $\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c > 0$ では正の値をとり、 $\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c < 0$ では負の値をとる。これまでの構成方程式を用いた検討¹⁵⁾では、 S_v が正の値では破壊が進行するが、 S_v が負の値ではなににもおこらないとしてきた。すなわち、式 (5) で計算される S_v が負の値をとるときには、式 (4) に代入する S_v は 0 としてきた。羽柴ら⁵⁾は、押し込み試験では S_v が負になる可能性があることを示した。また、大久保ら¹⁶⁾は、Fig. 4 に示す主応力線図 (σ_1 - σ_3 線図) 上で、ハッチングを施した部分は安定であり、長期間にわたって変化が少ないと推測される岩盤で測定された地圧はこの領域にプロットできると指摘している。なお、このハッチングを施した部分と S_v が負の部分とは一致する。そこで今回の検討では、 S_v が負の値をとるとき、強度回復を表現するために次の仮定をおくことにした。

$$\frac{d\lambda}{dt} = -a\lambda^m H_p^n \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$H_p = -S_v \quad \dots\dots\dots (7)$$

式 (6) において a は正の値をとるので、式 (6) 右辺は負の値をとり時間の進行に伴って λ は減少していき、強度の回復を表現することができる。

検討の結果、Table 1 に示した解析解は式 (6) に対しても適用できることがわかった。また、Fig. 2 も横軸の時間進行に注意を払えばそのまま適用できることがわかった。そこで、Fig. 2 により、クリープ試験と定応力速度試験の解について述べることにする。実時間 t の経過に伴って、横軸の無次元化した時間 t^* は 0 から出発して次第に減少していく。 t^* が減少するに従って β のいかにかわらず ϵ^* が減少していく。ついで、定歪速度試験と応力緩和試験の場合についてみていく。横軸の無次元化した時間 t^* が、実時間 t の経過に伴って、0 よりはじまって次第に増加していく。したがって、 t の経過に伴って σ^* が次第に増加していく。

式 (6) の欠点の一つは、場合によっては λ が果てしなく大きくなってしまふことである。これが支障となる場合には例えば次のように補正をすればよい。

$$\frac{d\lambda}{dt} = -a(\lambda - \lambda_1)^m Hp^n \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 λ_1 は適当な常数 (例えば初期コンプライアンス) である。
押し込み試験では、押し棒を一定速度で押し下げていくので、定歪速度試験の一種といえる。そこで以下では、式 (6) の定歪速度試験での解析解について検討してみることにした。Table 1 を参照して、このときの解析解は次のように書ける。

$$\beta \neq 0$$

$$\sigma^* = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\beta = 0$$

$$\sigma^* = \exp(t^*) \quad \dots\dots\dots (10)$$

ただし、

$$\sigma^* = \frac{\lambda_1 \sigma}{\varepsilon} \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$t^* = \frac{aC^n t^{n+1}}{(n+1)\lambda_1^{n-m+1}} \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$\beta = m - n - 1 \quad \dots\dots\dots (13)$$

Fig. 2 からわかるように、式 (6) の解は β の値によって大きく変わるので、Fig. 2 の場合と同様に β の大小によって 5 分類して吟味してみた。その結果をまとめてみると、 β が小さいほど、実時間 t に伴って σ^* が急速に増加する。 β が 1 以下では実時間 t の増加に伴う σ^* の増加率が大きすぎるので、過去の押し込み試験結果に対しては $\beta > 1$ が適当であるといえる。また、 σ^* は実時間 t の $(n+1)/\beta$ 乗に比例するので、 n が既知ならば、 $\sigma^* - t$ 曲線より β すなわち m を求めることができる。

4. 構成方程式の押し込み試験への適用

4・1 基礎的検討

前章で提案した構成方程式の三次元応力状態での解について検討してみる。まず最も簡単な場合として、応力とヤング率が等方的、ポアソン比が一定の場合を考えてみる。この場合には、以下の式が成り立つ。

$$\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$$

$$E = E_1 = E_2 = E_3$$

また、この場合には、3 つの主応力は等しいので次式が成り立つ。

$$Hp = \frac{\sigma(\sigma_c - \sigma_t)}{\sigma_c \sigma_t} \quad \dots\dots\dots (14)$$

よって、 σ が一定、あるいは時間の関数として与えられているときには、式 (6) は解けることになる。

ε が一定、あるいは時間の関数として与えられているときにについて検討してみる。フックの法則によると、 $\varepsilon_1 = \{\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)\}/E$ と書けるので、この場合には次式が成り立つ。

$$\varepsilon = \frac{1}{E}(\sigma - 2\nu\sigma)$$

$\lambda = 1/E$ として整理すれば次式となる。

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{(1-2\nu)\lambda}$$

これを式 (14) に代入すると、次式を得る。

$$Hp = \frac{\varepsilon}{(1-2\nu)\lambda} \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c \sigma_t} \quad \dots\dots\dots (15)$$

よって、 ε が一定、あるいは時間の関数として与えられているときにも、構成方程式は解けることになる。

Drucker-Prager の破壊基準は Coulomb の破壊基準を三次元に拡張したものともみなすことができる。この場合には、 Hp を次のように考えれば¹⁷⁾、これまでの議論がそのまま当てはまる。

$$Hp = \frac{3\alpha}{k} \sigma = \frac{3\alpha}{k} \frac{\varepsilon}{(1-2\nu)\lambda} \quad \dots\dots\dots (16)$$

次に、押し込み試験に近い場合を検討してみることにする。Fig. 1 に示すように、押し込み試験では、破壊した試験片が厚肉円筒内に入れられるので、2 方向の歪は一定に保たれると考えてよい。さらに、残る 1 方向の歪は一定速度で増していくとすれば次式が成り立つ。

$$\varepsilon_1 = Ct; \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$$

ここで、簡単のためにポアソン比を一定と仮定すれば次式が成り立つ。

$$\sigma = \sigma_1 = f_1(\nu) \frac{Ct}{\lambda}$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = f_2(\nu) \frac{Ct}{\lambda} = \frac{f_2(\nu)}{f_1(\nu)} \sigma$$

ただし、

$$f_1(\nu) = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$f_2(\nu) = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

よって、Coulomb や Drucker-Prager の破壊基準では、次式が成り立つ。

$$Hp = g(\sigma) \quad \dots\dots\dots (17)$$

これを代入して、一次元と同じ構成方程式を考えればよい。

4・2 押し込み試験のシミュレーション

ここで検討する押し込み試験の手順は、Fig. 1 に示す通りであり、試験片は自然乾燥させたもので、その直径と高さはともに 25 mm である。試験の詳細については、大久保ら⁴⁾を参照されたい。まず、押し込み試験結果に基づいてポアソン比の仮定を検討する。境界条件は引き続いて下記を採用する。

$$\varepsilon_1 = Ct; \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$$

Fig. 5 (a) に試験結果を示す田下凝灰岩では、近似的に、 σ_1/σ_3 は押し込み試験中ほぼ一定で 2.8 となるものとみなして議論を進めることにする。なお、この値は試験結果の直線的な部分 (σ_3 が概ね 10 MPa より大きい部分) の傾きより求めた。

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{f_1(\nu)}{f_2(\nu)} = \frac{1-\nu}{\nu} = 2.8 \quad \dots\dots\dots (18)$$

これより、 $\nu = 0.26$ となり、これを構成方程式に代入して計算す

Fig.5 Comparison of the calculated and experimental results for Tase tuff in compaction test (strength recovery test) .

Fig.6 Comparison of the calculated and experimental results for Kimachi sandstone in compaction test (strength recovery test) .

Table 2 Processes to determine the parameters in the constitutive equation.

Parameters	Testing methods	Measured data	Related equations
n	Alternating loading-rate test	Stress difference $\Delta\sigma$	$\Delta\sigma/\sigma \propto (C_1/C_2)^{\frac{1}{n+1}}$ *
m	Compaction test	σ_1 - t curve	$\sigma \propto t^{\frac{n+1}{m-n-1}}$ **
ν	ibid.	σ_1 - σ_2 curve	$\sigma_1/\sigma_2 = (1-\nu)/\nu$
a	ibid.	σ_1 - t curve	$\sigma \propto a^{\frac{1}{m-n-1}}$ **
λ_0	ibid.	E of compacted specimen	

* C_1, C_2 are slow and fast loading rates, respectively.

** Approximation when $\beta t^* \gg 1$, cf. Table 1

Table 3 Parameter list for numerical simulation.

		Tase tuff	Kimachi sandstone
n	non-dimensional	40	40
m	non-dimensional	100	110
ν	non-dimensional	0.26	0.22
a	[MPa] ^{m-1} /s	2.16×10^{305}	1.35×10^{358}
C	1/s	2×10^{-4}	2×10^{-4}
λ_0	1/MPa	0.025	0.025
σ_c	MPa	28.1	48.5
σ_t	MPa	9.4	13.2

* Corresponding internal-friction angles for Tase tuff and Kimachi sandstone are 30° and 35°, respectively.

ればよい。同様に、Fig. 6 (a) に試験結果を示す来待砂岩では、近似的に、 σ_1/σ_3 が押し込み試験中ほぼ一定で 3.5 となるものとみなし、 $\nu=0.22$ となった。この考え方に従うと、 σ_1 - σ_3 線図上での経路が事前に決まってしまう。その結果、構成方程式は擬似的に一次元となり、その解は σ_1 - σ_3 線図上で一定の傾きを持つ直線状を時間経過に伴って移動していく。構成方程式はその移動速度を決定することになる。

実際に押し込み試験を対象とした数値シミュレーションを行うことにするが、必要な数値は次の通りである。

①構成方程式中のパラメータ

n, m, ν, a

②試験条件

C (載荷速度)

③初期値

λ の初期値 λ_0

Fig.7 Strength recovery of fractured specimens.

この内、 C はあらかじめわかっている。その他の数値の求め方を Table 2 にまとめておいた。まず、応力依存性の程度を表す n については、载荷速度を交互に切り換えた試験で求めた値⁵⁾を用いることにした。 m については、主応力 σ_1 と時間 t との関係を利用して求めることができる。ポアソン比 ν は、直前で述べたように押し込み試験における主応力の比 σ_1/σ_3 より求めることにした。ポアソン比は弾性体を対象とした値であるが、押し込み試験の対象は弾性体ではないので見かけのポアソン比といえる。 λ_0 は押し込み試験で押し込み応力が最低値をとるときのコンプライアンスである。直接求めることは難しいので、押し込み試験後の試験片を用いて行った一軸圧縮試験結果におけるヤング率から推定することにした。 a は現象の進行速度を決め、 a が大きいほど短時間である現象が生じることになる。他の値が全てわかった後に、数値シミュレーションを行い、できるだけ現象の経時変化を説明できるように定めることにした。

田下凝灰岩と来待砂岩でこうして求めた値は Table 3 のようになり、これらの値を使って数値シミュレーションを実施した。田下凝灰岩に対する計算結果を Fig. 5 に、来待砂岩に対する計算結果を Fig. 6 に示した。

計算では、粗い近似としてポアソン比を一定と仮定した。そのために、Fig. 5 (a) に示す主応力線図上における計算結果は、原点を通る直線となった。試験結果 5 例のうち 1 例以外はこの計算結果で近似できたので、このまま議論を進めることにした。

押し込み試験における、見かけの歪と応力の関係を Fig. 5 (b) に示した。なお、試験で押し込み応力が最低値をとるときを起点（最大主応力が 0 MPa の点）として、数値計算を行った。試験結果として 5 例を示したが、計算結果は試験結果をある程度再現できていると考えている。押し込み試験においては、試験の進行に伴ってコンプライアンスが減少していくはずである。コンプライアンスの変化の計算結果を Fig. 5 (c) に実線で示しておいたが、○で示した試験結果とほぼ傾向が一致した。なお、ここでいう試験結果とは、押し込み試験後の試験片を用いて一軸圧縮試験を行い、その際に求めたヤング率の逆数である。4 個の○が図中に示されているが、左側から順に、最大押し込み荷重が 20, 40, 60, 80 kN のときの値である。

以上では田下凝灰岩を対象として計算結果と試験結果を比較・検討してみた。同様の比較・検討を、来待砂岩を対象として行った結果を以下で述べることにする。Fig. 6 (a) に σ_1 と σ_3 の関係

Table 4 Stress severities of common failure criteria.

Failure criterion	Stress severity S_v	Remark
Coulomb $\tau = c + \mu \sigma_n$	$\frac{\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c}{\sigma_c \sigma_t}$ when $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} - \frac{\sigma_3}{\sigma_t} > 0$	$\sigma_c = 2c \left(\sqrt{1 + \mu^2} + \mu \right)$ $\sigma_t = 2c \left(\sqrt{1 + \mu^2} - \mu \right)$ $H_p = -S_v$ when $S_v < 0$
Mohr $\tau^2 = m_0 \sigma_t (\sigma_n - \sigma_t)$	(a) $\frac{\sigma_1 + \sigma_3 - 2\sqrt{\sigma_t \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 / m_0}}{\sigma_t (m_0 - 4)}$ when $(m_0 - 1)\sigma_3 + \sigma_1 \geq 0$ (b) $-\frac{\sigma_3}{\sigma_t}$ when $(m_0 - 1)\sigma_3 + \sigma_1 < 0$	$m_0 = Br + 2 - 2\sqrt{Br + 1}$
Bieniawski $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + B \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^a$	$B \left(\frac{\sigma_3}{S_v} \right)^{a-1} - \frac{\sigma_1 \sigma_c}{S_v} + \sigma_c^a = 0$ when $\sigma_3 > 0$	Implicit form B, a : constants
Hoek and Brown $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \left(1 + l \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^{0.5}$	$\frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_c \left[\sqrt{l^2 \sigma_3^2 + 4(\sigma_1 - \sigma_3)^2} + l \sigma_3 \right]}$	l : constant $\sigma_t = \frac{\sqrt{l^2 + 4} - l}{2} \sigma_c$
Johnston $\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \left[\left(\frac{M}{B} \right) \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right]^B$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \left[\left(\frac{M}{B} \right) \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c S_v} \right) + 1 \right]^B S_v$ when $\sigma_t \geq 0$	Implicit form B, M : constants $\sigma_t = \frac{B}{M} \sigma_c$
Von Mises $J_{2D} = \frac{\sigma_c^2}{3}$	$\frac{\sqrt{3} J_{2D}}{\sigma_c}$	$\sigma_t = \sigma_c$
Drucker-Prager $\sqrt{J_{2D}} = a J_1 + k$	$\frac{\sqrt{J_{2D}} - a J_1}{k}$ when $6 J_{2D} > \left(\frac{Br - 1}{Br + 1} \right)^2 J_1^2$	k, a : constants $\sigma_c = \frac{\sqrt{3}}{1 - \sqrt{3}a} k$ $\sigma_t = \frac{\sqrt{3}}{1 + \sqrt{3}a} k$ $H_p = -S_v$ when $S_v < 0$

σ_c : Uniaxial compressive strength/yield strength. σ_t : Uniaxial tensile strength/yield strength.

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad J_{2D} = \frac{1}{6} \left\{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right\}, \quad Br = \frac{\sigma_c}{\sigma_t}$$

τ : shear stress. σ_n : normal stress.

を示すが、試験結果 5 例のうち 3 例は原点を通る直線で近似できるが、残りの 2 例は上に凸の曲線となった。しかしながら、簡単のために、来待砂岩の場合にも図の太い実線で近似して議論を進めることにした。この場合に仮定した数値は Table 3 に示した通りである。来待砂岩の押し込み試験における、見かけの歪と応力の関係を Fig. 6 (b) に示した。田下凝灰岩の場合と同様に、試験で押し込み応力が最低値をとるときを起点（最大主応力が 0 MPa の点）として、数値計算を行った。試験結果として 5 例を示したが、計算結果は試験結果をある程度再現できていると考えている。また、コンプライアンスの変化の計算結果を Fig. 6 (c) に実線で示しておいたが、田下凝灰岩に比べ、コンプライアンスの減少がやや大きくなり、強度回復が大きくなる結果となった。また、試験結果を○で示したが、田下凝灰岩と同様に、計算結果と試験結果の示す傾向はある程度一致した。なお、ここでいう試験結果も、田下凝灰岩と同様である。

押し込み試験における押し込み荷重の増加に伴って、押し込み試験後の試験片の一軸圧縮強度は増加する。そこで、押し込み試験後の一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度と $1/\lambda$ の関係を Fig. 7 に示した。岩石ごとに 4 点がプロットされており、左から右に押し込み荷重 20, 40, 60, 80 kN に対応している。この図をみる限りでは、一軸圧縮強度と $1/\lambda$ は、原点を通る直線でほぼ近似できるといえる。この関係を構成方程式により説明することは、今後

の検討における第一の目標といえよう。

5. 考察と今後の課題

今回採用した構成方程式を再掲してみる。

$$\frac{d\lambda}{dt} = -a\lambda^m Hp^n \dots\dots\dots (6)$$

$$Hp = -Sv \dots\dots\dots (7)$$

ここではコンプライアンスの変化のみを考えたが、実際には非弾性歪も生じている。過去に提案された構成方程式においても、コンプライアンスと非弾性歪との両者を扱ったものもあるが、実験的に両者を分離することが困難なので、今回はコンプライアンスの変化のみを追うことにした。このような扱いをしても、加わる荷重が途中で減ることがなければ特別な問題はない。一方、途中で除荷されるときの除荷曲線は、構成方程式によって大きく異なるので注意が必要である。このあたりの事情は、破壊の進行を表現する通常の構成方程式の場合と同じである。しかしながら、岩盤内の構造物を考える限り、載荷と除荷が交互に繰り返されるような場合は稀と考えられる。

Table 4 に、Okubo et al.¹⁷⁾ を参考にして、よく用いられる破壊基準における破壊限接近度 Sv をまとめた。この表の例えば Coulomb の破壊基準をみると、その適用範囲は、

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} - \frac{\sigma_3}{\sigma_t} > 0$$

と記されている。この範囲内では Sv は正の値を持つことを示している。同様に、この表で一番下の Drucker-Prager の破壊基準に対しても適用範囲が示されている。この二つの破壊基準においては、 Sv が正の値を持つ範囲が明瞭にきまり、その範囲外では Sv は負の値を持つので、その場合には符号を反転させて Hp と定義して議論を進めてきた。

Mohr の破壊基準をみてみると、2つの場合に場合分けされているが、主応力線図上の全域で Sv は正の値を持つことになるので、Coulomb の破壊基準と同じように Hp を求めることはできない。このような場合には、別途 Hp を表す関数を用意する必要がある。また、そうした場合には、主応力線図上の各点で Sv と Hp との両者が正の値を持つことになるが、実際の岩石内部でも破壊と回復が同時に生じている可能性が高いので、このような扱いも是認できる。Table 4 に示されている、Bieniawski の破壊基準～Von Mises の破壊基準でも、Mohr の破壊基準と同様の扱いが必要といえる。

式(6)の一般式は、次式と考えている。

$$\frac{d\lambda}{dt} = -af(\lambda)g(Hp) \dots\dots\dots (6)'$$

$g(Hp)$ として今回はべき乗則を使ったが、この他にも $\sinh(\text{const.} \times Hp)$ や、これを簡略化した $\exp(\text{const.} \times Hp)$ が用いられることがある。この他にも稀にはあるが別の形の関数が用いられることもあるが、一般的なものとしては上に挙げた3つの関数形であろう。これまでにも多く議論されてきたが、通常の範囲内の試験では3者の差は少ないといえよう。今回の提案でも、べき乗則を他の2つの関数のいずれかに置き換えてもほとんどそのままに成り立つことを、念のために申し述べておく。

押し込み試験中の試験片の挙動を、定性的に表すことを目的として研究をはじめた。その目的はある程度達成できたと考えられるが、以下に示すような課題が残った。

1) 押し込み試験における、見かけの歪と応力の関係を Fig. 5 (b) と Fig. 6 (b) に示した。図において、試験で押し込み応力が最低値をとるときを起点として数値計算を行った。また、この計算開始時点での最大主応力を 0 MPa として計算した。計算開始時の歪とその時点での最大主応力をどのような選択すればよいかは任意性があり、今後の検討課題として残った。

2) 押し込み試験を数値的にシミュレートして、最大と最小主応力の変化、コンプライアンスの減少をある程度ではあるが表現することに成功した。しかしながら、ある押し込み荷重を加えたときに、強度がどのくらい増加するかという点にまで踏み込むことはできなかった。この点は、今後の検討における最重要課題である。

3) もとの試験片の一軸圧縮試験でも、今回の押し込み試験でも、構成方程式中のパラメータ n は同じとした。一方、一軸圧縮試験の場合のパラメータ m は、田下凝灰岩と来待砂岩の両岩石ともに 20～30 であり、Table 3 に示した押し込み試験の m の数分の1であった。一軸圧縮試験と押し込み試験におけるパラメータ m の間には何らかの関係があるかどうかを、今後、試験に供する岩石の種類を増やしつつ検討する必要がある。さらに、パラメータ a についても同様の検討を行う必要がある。

4) Table 3 からわかるように、 a の値が極端に大きくなり数値計算で扱いにくい。これを、克服するには、構成方程式中の変数、パラメータを無次元化することが考えられる。

$$\frac{d\lambda}{dt} = -a\lambda^m Hp^n \dots\dots\dots (6)$$

再掲した式(6)で、コンプライアンス λ [1/MPa] を、0.0008 [1/MPa] (数値シミュレーションの終了時点での値と同じオーダー) で割って無次元化し、さらに t [s] に載荷速度 C [1/s] を掛けて無次元化すれば、式(6)右辺の係数は $a(0.0008)^{m-1}/C$ と書ける。これに、Table 3 に示した田下凝灰岩の場合の数値を代入して計算すると 275 となり、かなり扱い易い値となる。コンプライアンスを無次元化する根拠が乏しいので今回は見送ったが、構成方程式を無次元化して扱い易く、また理解し易いようにする試みは、今後の課題といえる。

6. 結 論

少なくとも載荷速度依存性という観点からみた限りでは、破壊の進行速度の応力依存性は、強度回復の前後ではほぼ一致することがわかったので、強度回復を表現できる構成方程式について検討を行った。構成方程式としては、大久保ら⁷⁾ が提案しているコンプライアンス可変型構成方程式を採用して検討することにした。まず、この構成方程式について簡単に紹介した後に、拡張した破壊限接近度をこの構成方程式に導入することによって、強度回復を表現することを試みた。これまでの構成方程式では、破壊限接近度 Sv が正の値では破壊が進行するが、 Sv が負の値ではなにごともおこらないとしてきた。今回の検討では、 Sv が負の値をとるとき、強度回復が生ずると仮定して議論を進めた。この仮定のもとでも Table 1 に示した解析解は適用できるし、また、Fig. 2 も、横軸の時間進行に注意を払えばそのまま適用できることを示した。

押し込み試験は三次元応力状態で実施しているので、提案した構成方程式を三次元応力状態に拡張することを試みた。まず最も簡単な場合として、応力とヤング率が等方的、ポアソン比が一定の場合を考えてみた。また、押し込み試験に近い場合も検討してみた。押し込み試験では破壊した試験片が厚肉円筒内にいれられるので、2方向の歪は一定に保たれると考えた。さらに、試験結果

から求めたポアソン比を構成方程式に代入して計算した。その結果をみると、ここで提案した考え方によって、定性的にはあるが破壊した岩石の押し込み試験結果を表現できることがわかった。ただし、考察で述べたように、解決すべき事項が多く残っており、試験をあわせて行いつつ今後も検討を進めていく所存である。

謝辞 東京大学工学系研究科システム創成学専攻の畠山正樹氏には、データ整理などで助けて頂いた。ここに謝意を表する。

References

- 1) E. M. Schnock: Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **34** (1997) , Paper No. 272.
- 2) C. F. Tsang, F. Bernier and C. Davies: Int. J. Rock Mech. Min. Sci., **42** (2005) , 109-125.
- 3) Y. Ishijima, Y. Fujii, Y. Ichihara, T. Kiyama, M. Takada, T. Sugawara and S. Kumakura: Journal of MMIJ, **124** (2008) , 445-451.
- 4) S. Okubo, K. Fukui and T. Sugita: Journal of MMIJ, **117** (2001) , 631-638.
- 5) K. Hashiba, M. Lei, S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **125** (2009) , in press.
- 6) K. Hashiba, S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **121** (2005) , 11-18.
- 7) S. Okubo, C. He and Y. Nishimatsu: Journal of MMIJ, **103** (1987) , 177-181.
- 8) T. Yamaguchi: Doctoral Thesis, (The University of Tokyo, Tokyo, 1980) , pp. 222-299.
- 9) C. He, S. Okubo and Y. Nishimatsu: Rock Mech. Rock Engng., **23** (1990) , 261-273.
- 10) S. Okubo and Y. Nishimatsu: Journal of MMIJ, **102** (1986) , 395-400.
- 11) S. Okubo and K. Fukui: Rock Mech. Rock Engng., **39** (2006) , 233-253.
- 12) Y. Nishimatsu, S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **110** (1994) , 343-346.
- 13) Y. Nishimatsu: *Ganban-Rikigaku*, (The University of Tokyo press, Tokyo, 1999) , pp. 64-69.
- 14) S. Okubo and K. Fukui: Journal of MMIJ, **117** (2001) , 13-20.
- 15) S. Okubo, K. Fukui and J. Zhang: Journal of MMIJ, **114** (1998) , 79-85.
- 16) S. Okubo, K. Fukui and K. Shin: Journal of MMIJ, **115** (1999) , 213-218.
- 17) S. Okubo, K. Fukui and Y. Nishimatsu: Rock Mech. Rock Engng., **30** (1997) , 223-227.