

サクシヨンの項を導入した不飽和土の弾塑性構成式

安福 規之*・大原 誠**・村田 秀一*
兵動 正幸*

An Elasto-Plastic Constitutive Model for Partially Saturated Soils with Various Suction

Noriyuki YASUFUKU, Makoto OHARA, Hidekazu MURATA
and Masayuki HYODO

Abstract

An isotropic hardening elasto-plastic constitutive model for partially saturated soils was developed on the basis of some experimental evidences and theoretical considerations. The model was derived using an associated flow rule. Two yield functions, two hardening modulus and a failure criterion have been contained in the model. The model presented consists of ten experimental parameters, which are easily determined from triaxial compression test results for saturated and partially saturated samples with different kinds of suctions. The predicted behaviour for isotropic compression and triaxial compression tests of a clayer soil with different kinds of suctions have been compared with available experimental data. It is shown that the model reasonably represents the changes with increasing suction in stress-strain behaviour for a clayer soil.

1. まえがき

不飽和土の力学挙動を統一的に解釈することを主目的とした研究は、Bishopらの研究^{1),2)}を端緒にして1950年代後半から国際的に活発に行われるようになった。特に、不飽和土の体積変化挙動やせん断挙動を有効応力的な考えから説明しようとする試みが数多くなされている。Bishop¹⁾, Aitchison and Bishop³⁾は、不飽和土の有効応力式として間隙空気圧の項を含んだ次式を提案した。

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

ここに、 σ' は有効応力、 σ は全応力、 u_w は間隙水圧、 u_a は間隙空気圧、 χ は飽和度、土の構造や種類、応力経

路などに依存するパラメーターである。さらに、Bishop and Donald⁴⁾は、 $(\sigma_3 - u_a)$ とサクシヨン $S(u_a - u_w)$ を独立に制御した三軸試験を行い、上式の妥当性の検証を試みた。Jenning and Burland⁵⁾は、上式の妥当性を明らかにするためには、 σ' を一定にして $(\sigma_3 - u_a)$ と $\chi(u_a - u_w)$ を変化させても土の挙動が変化しないことを示す必要があることを言及した上で、この場合 χ の値はサクシヨンが変化すると一般に変わるものであるから、結果的に σ' の値を一定にすることは難しく、Bishopらの行った試験からでは(1)式の妥当性を十分説明できないことを指摘した。また、彼らは、多くの土において見られる浸水に伴うクラップス現象が(1)式では説明できないことを示した。同様の指摘はBlight⁶⁾や Burland⁷⁾によってもなされており、実際問題に適用できるような合理的な不飽和土の有効応力式は未だ存在しないというのが現状であろうと思われる。

一方、Coleman⁸⁾は、 χ の項にこだわらずに不飽和土

*社会建設工学科

**大学院社会建設工学専攻

の挙動を評価することを検討し、等方載荷条件下における体積変化特性と吸排水量特性を $(\sigma-u_a)$ と (u_a-u_w) の二つの増分項で表示する増分型の応力ひずみ関係式を提案した。Bishop and Blight⁹⁾ や Blight⁶⁾さらに Fredlund and Morgenstern¹⁰⁾, 軽部ら¹¹⁾ や村田ら¹²⁾ も Coleman の提案と同様、不飽和土の挙動を χ の項にこだわらず、 $(\sigma-u_a)$ と (u_a-u_w) の項を独立に用いて不飽和土の変形特性を評価することが土質力学的に有効であることを言及している。また、Matyas and Radhakrishna¹³⁾ は圧縮過程における体積変化特性を評価するために状態面なる概念を導入し、その特性を図式的に説明するユニークな手法を示したが、状態面を具体的に定式化するまでには至らなかった。このような状況の基で、軽部らの研究¹⁴⁾, Alonso, Gens and Josaの研究¹⁵⁾, 鈴木・山上の研究¹⁶⁾にあるように、(1)式中の χ の項にこだわらない新たな不飽和土の有効応力仮説をたて、弾塑性論的な立場から応力ひずみ関係の予測式を提示し、不飽和土の挙動を系統的に説明する試みが活発に行われている。しかし、現段階では不飽和土の力学挙動を統一的かつ合理的に表現できる構成式の確立には至っておらず、現在も多くの研究者がその確立をめざして努力をしているところであると考えられる。

本研究は上述のような背景を踏まえ、弾塑性論的な立場から不飽和土の応力ひずみ関係式(以下構成式と称する)を提示することを目的としたものである。ここで言及する構成式は、2つの降伏関数、塑性ポテンシャル関数、硬化係数と1つの破壊規準(破壊包絡線)からなっており、関連流れ則を基礎においたものである。以下にその定式化を具体的に示すが、ここでの議論は簡単のために軸対称条件下に限定したものとす。また、本構成式は、著者らが示している等方硬化型の構成式の考え方^{17),18)}と Alonso 等の示した不飽和土の構成式に関する考え方¹⁵⁾を利用した形で導かれる。

2. 構成式の定式化

2.1 応力ひずみパラメーター

不飽和土の力学特性を考える上で、どのような応力パラメーターを用いるかは大切な問題である。ここでは、以下に示す応力およびひずみ状態を表すパラメーターを用いて構成式の検討を行っている。

$$\begin{aligned} p &= (\sigma_a + 2\sigma_r)/3 - u_a & ; \varepsilon_v &= \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \\ q &= (\sigma_a - u_a) - (\sigma_r - u_a) & ; \varepsilon &= 2(\varepsilon_a - \varepsilon_r)/3 \\ S &= u_a - u_w \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 p, q, S はそれぞれ平均主応力、軸差応力およびサクション、 $\varepsilon_v, \varepsilon$ はそれぞれ体積ひずみ、せん断ひずみを表す。また、 σ_a, σ_r は三軸供試体の軸方向及び半径方向の主応力を、 $\varepsilon_a, \varepsilon_r$ はその軸方向及び半径方向の主ひずみをそれぞれ表す。なお、本研究では圧縮及び排水過程を正に取り考察を行っている。

2.2 応力増分とひずみ増分の関係

軸対称条件下(三軸空間)において応力増分とひずみ増分の関係(構成式)を考える場合、通常、応力増分としては平均主応力の増分 dp と軸差応力の増分 dq を、またそれに対応するひずみ増分としては体積ひずみの増分 $d\varepsilon_v$ とせん断ひずみの増分 $d\varepsilon$ を考えればよい。まず、体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ は、後述する降伏関数 f_p に関連した成分 $d\varepsilon_{vp}$ と降伏関数 f_s に関連した成分 $d\varepsilon_{vs}$ の線形和で与えられるとし、せん断ひずみ増分 $d\varepsilon$ については、 f_p に関連した成分のみ存在することを仮定する。そうすると、

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{vp} + d\varepsilon_{vs}; \quad d\varepsilon = d\varepsilon_p \quad (3)$$

の関係を得る。さらに、2つの体積成分には弾性成分と塑性成分が存在することを仮定し、せん断成分については簡単のために全てが塑性成分であるとすると、

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vp}^p; \quad d\varepsilon_p = d\varepsilon_p^p \quad (4)$$

$$d\varepsilon_{vs} = d\varepsilon_{vs}^e + d\varepsilon_{vs}^p \quad (5)$$

の関係を得る。上式中の弾性成分 $d\varepsilon_{vp}^e$ は $\varepsilon_{vp}^e - \ln p$ 線形関係を、また $d\varepsilon_{vs}^e$ は $\varepsilon_{vs}^e - S$ 線形関係をそれぞれ仮定すると、

$$d\varepsilon_{vp}^e = \chi \frac{dp}{p}; \quad d\varepsilon_{vs}^e = \chi_s dS \quad (6)$$

の関係を得る。ここに、 χ は、 $\varepsilon_v - \ln p$ 関係の除荷時の勾配であり、 χ_s は、 $\varepsilon_v - S$ 関係の除荷時の勾配である。いずれも解析の際に必要な材料定数である。

さて、関連する流れ則に基づくと、式(4)と式(5)中の塑性成分 $d\varepsilon_{vp}^p, d\varepsilon_p^p$ 及び $d\varepsilon_{vs}^p$ は、

$$d\varepsilon_{vp}^p = \Lambda_p \frac{\partial f_p}{\partial p}; \quad d\varepsilon_p^p = \Lambda_p \frac{\partial f_p}{\partial q} \quad (7)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = \Lambda_s \frac{\partial f_s}{\partial S}$$

ここに、 Λ_p は、降伏関数 f_p に関連した比例係数であり、 Λ_s は降伏関数 f_s に関連した比例係数である。式(6)、(7)から、ある応力増分に対応したひずみ増分を計算するには、比例係数と降伏関数を具体的に決定す

ばよい。

2.3 S-p 空間における降伏関数

図1 (a), (b)は、本構成式において理想化した飽和土と不飽和土の ϵ_v - $\ln p$ 関係と ϵ_v -S 関係の概念図を示したものである。この図において、あるサクシヨン一定条件での処女載荷時の ϵ_v と p の関係は、

$$\epsilon_v = \epsilon_{v0}(S) + \lambda(s) \ln p / p_c \tag{8}$$

で与えられる。ここに、 p_c は基準応力 ($\epsilon_v = \epsilon_{v0}(s)$ の時の p の値)である。また、サクシヨン一定の条件での除荷・再載荷試験における ϵ_v と p の関係は、

$$\epsilon_v = \epsilon_{v0}^e(S) + \kappa(S) \ln p / p_c \tag{9}$$

と求まるから、結果として $d\epsilon_v$ と dp の関係は、

$$d\epsilon_v = \kappa(S) \frac{dp}{p} = \kappa - \frac{dp}{p} \tag{10}$$

と計算される。ここでは、上式で示しているように除荷・再載荷時の勾配 κ はサクシヨンに無関係に一義的に決まると仮定する。

さて、点1→点2→点3に到る間の体積ひずみには、

$$\epsilon_{v1} = \Delta\epsilon_{vp} + \Delta\epsilon_{vs} + \epsilon_{v3} \tag{11}$$

の関係が存在する。ここで、サクシヨン除荷による可逆的な体積ひずみ成分 $\Delta\epsilon_{vs}$ は、次式で与えられるものとする。

$$\Delta\epsilon_{vs} = d\epsilon_{vs} = \kappa_s dS \tag{12}$$

また、 ϵ_{v1} 、 $\Delta\epsilon_{vs}$ 、 $\Delta\epsilon_{vp}$ 及び ϵ_{v3} は図1からそれぞれ、

$$\epsilon_{v1} = \epsilon_{v0}(s) + \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p_c} \tag{13}$$

$$\Delta\epsilon_{vp} = \kappa (\ln p_0 - \ln p_0^*) = \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} \tag{14}$$

$$\Delta\epsilon_{vs} = \kappa_s dS \tag{15}$$

$$\epsilon_{v3} = \epsilon_{v0}(0) + \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p_c} \tag{16}$$

で与えられる。以上を式(11)に代入し、まとめると、

$$\begin{aligned} \kappa_s dS + \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p_c} - \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} - \kappa_s dS \\ = \lambda(0) \ln \frac{p_0^*}{p_c} \end{aligned} \tag{17}$$

となるので、結果として

$$\ln \left(\frac{p_0}{p_c} \right) = \ln \left(\frac{p_0^*}{p_c} \right) \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa} \tag{18}$$

を得る。図1 (a)において点1と点3は同じ降伏曲面上にあることを仮定すると、式(18)から以下に示す1つの降伏関数を得る。

$$\left(\frac{p_0}{p_c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \tag{19}$$

この降伏関数は、Alonsoらの示したものの¹⁵⁾と等価であり、S-p 空間における1つの降伏曲線の形状を規定するものである。図2にこの降伏関数で与えられる S-p 空間における形状を示している。ここでは、この降伏関数を簡単のために“第1降伏関数”と呼ぶこととする

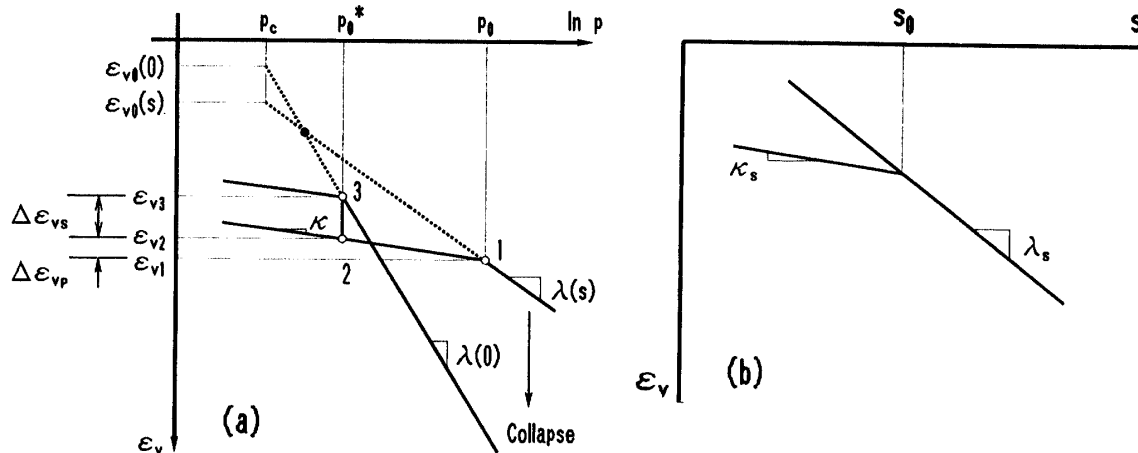


Fig.1 Schematic view of compression characteristics for partially saturated and saturated soils assumed under loading and unloading condition; (a) ϵ_v - $\ln p$ linear relationship, (b) ϵ_v -S linear relationship

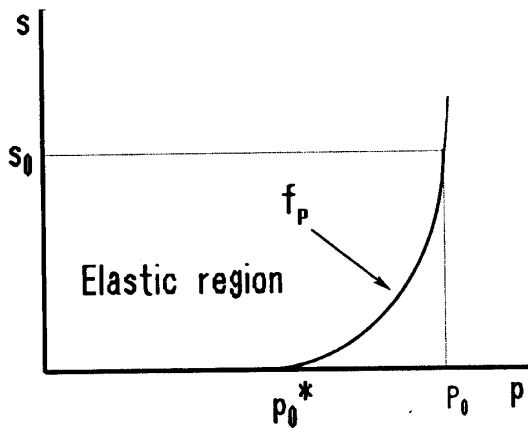


Fig.2 Shape of primary yield curve in S-p space

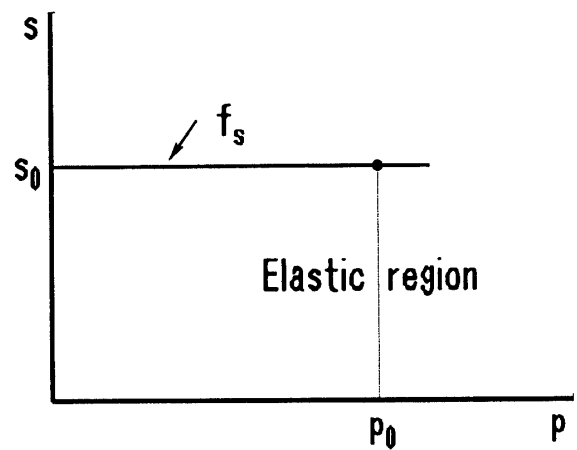


Fig.3 Shape of secondary yield curve in S-p space

る。

上式において、 $\lambda(0)$ と $\lambda(S)$ の関係は、Alonsoらに従って、

$$\lambda(S) = \lambda(0) [(1-\gamma)\exp(-\beta S) + \gamma] \quad (20)$$

で表せると仮定する。式中の γ と β は定数であり、 $0 < \gamma < 1$, $\beta > 0$ でなければならない。

次に、 p 一定条件下でサクションが増加する場合、サクション S が以前うけた最大のサクション S_0 より大きくなってはじめて塑性変形が生じると考えると、他の一つの降伏関数として次式を与えることができる。

$$f_s = S - S_0 = 0 \quad (21)$$

このサクション一定の降伏関数をここでは“第2降伏関数”と呼ぶ。図3に、 S - p 空間における第2降伏関数の形状を示している。さて、サクションと体積ひずみの間に線形関係が存在すると考えると、処女載荷に対しては、

$$d\varepsilon_{vs} = \lambda_s dS \quad (22)$$

膨潤乾燥に対しては、

$$d\varepsilon^e_{vs} = \kappa_s dS \quad (23)$$

を得る。図1(b)は、この関係を模式的に示したものである。また、応力状態が点1にある時の S - p 空間における2つの降伏曲線をまとめて示したのが図4である。これらにより、弾性域と弾塑性域を S - p 空間において規定することが可能となる。

2.4 p-q-S 空間における降伏関数

本構成式では、簡単のために流れ則として関連流れ則を仮定するので、降伏関数と塑性ポテンシャル関数

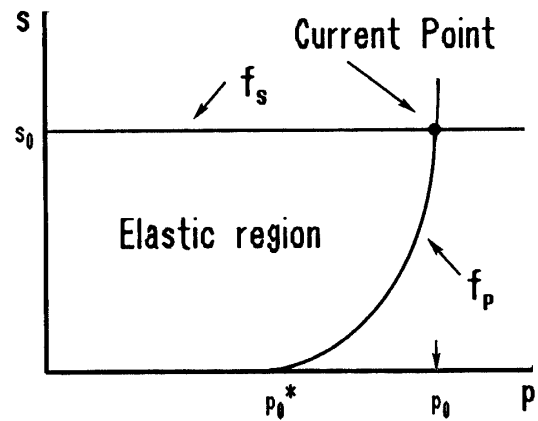


Fig.4 Elastic region in S-p space defined by primary and secondary yield functions

は一致する。そこで、飽和・不飽和土のストレス・ダイレーション関係を

$$\frac{d\varepsilon_{vp}}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2 - \eta^{*2}}{C\eta^*} \quad (24-a)$$

ここに、

$$\eta^* = \frac{q}{p + p_{r0}} \quad (24-b)$$

と仮定する。上式を直交則を利用して積分することによって、第1降伏関数としての f_p が具体的に求まる。多くの実験事実に基づいて¹²⁾ $C=2$ を採用すると、

$$f_p = (p + p_{r0})^2 - (p_0 + p_{r0})(p + p_{r0}) + \frac{q^2}{M^2} = 0 \quad (25)$$

を得る。ここで、もし飽和した状況を想定すると、飽

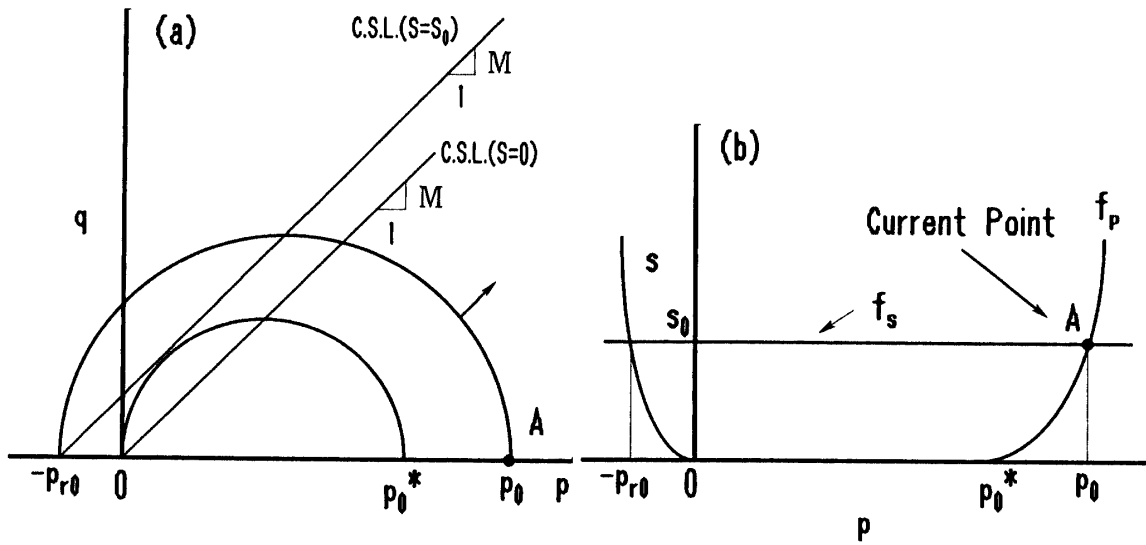


Fig.5 Yield surface in p-q-S space defined by primary and secondary yield functions; (a) Yield surface in p-q space, (b) Yield surface in p-S space

和土の降伏関数は式(25)から ($p_r=0$ の条件),

$$f_p = p^2 - p_0^* p + \frac{q^2}{M^2} = 0 \quad (26)$$

となり,これは修正Cam-clayモデルの降伏関数に一致する. 図5には, 上式から求めた $S=0$ 上(飽和状態)と $S=S_0$ 上にあるお互いに等価な第1降伏関数を p-q-S 空間上に示している. なお, 式(25)中の p_{r0} は, 通常サクシヨンの関数であり, 本構成式では, 実験結果に基づいて¹²⁾次式の双曲線関数を仮定する(図6参照).

$$p_{r0} = f(S) = \frac{S}{a + bS} \quad (27)$$

ここに, a と b は材料定数である. また, 式(25)中の p_0 と式(26)中の p_0^* を関係づける式は, 前述したように

$$\left(\frac{p_0}{p_c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0)-x}{\lambda(S)-x}} \quad (19)_{bis}$$

である.

一方, 第2降伏関数 f_s は,

$$f_s = S - S_0 = 0 \quad (21)_{bis}$$

である. 図5に, q-p 空間と p-S 空間における降伏曲線の形状をまとめて示している.

2.5 破壊包絡線

ここでは, 軸差応力の最大値を包絡した直線を破壊包絡線と規定する. 従って, 破壊規準としては次式を

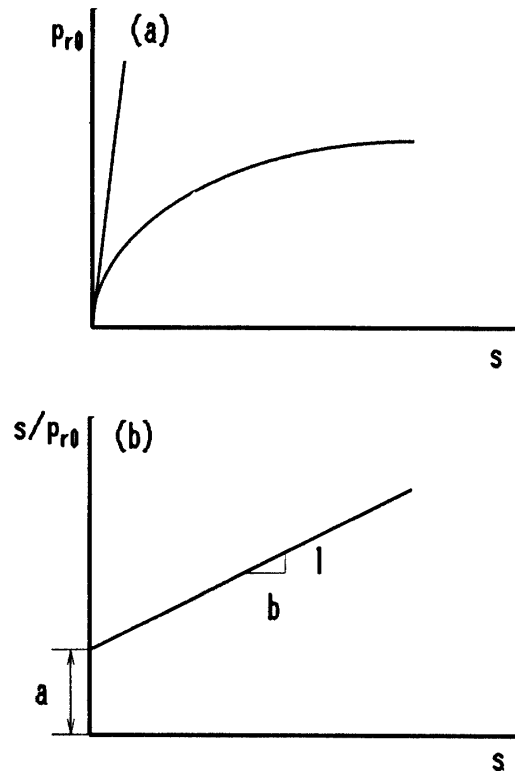


Fig.6 p_{r0} -S characteristics assumed; (a) p_{r0} -S relationship, (b) S/p_{r0} -S relationship

考えることになる。

$$q = \eta_p^* p \tag{28}$$

ここに、 η_p^* は、破壊時の応力比であり、通常 $\eta_p^* \geq M$ の関係が存在する。なお、 M 値は、限界状態における応力比である。図7は、飽和状態と不飽和状態 (p_{r0} の存在する状態)にある土の p - q 空間における破壊包絡線と限界状態線の関係を模式的に示したものである。

2. 5 塑性ひずみ増分の評価

まず、硬化の程度を評価するための硬化パラメータとして次式を仮定する。

$$k^p = \int dk^p \tag{29}$$

ここに、

$$dk^p = d\varepsilon_{vp}^p + \chi \eta d\varepsilon^p \tag{30}$$

ここで、 χ は、体積成分とせん断成分の硬化への寄与率を示すパラメータであり、破壊時に土が完全塑性を示すこと (硬化係数 H が 0 になることを意味する) を仮定することによって簡単に決定することができる¹⁸⁾。この硬化パラメータの発展式は等方圧密過程では、

$$dk^p = d\varepsilon_{vp}^p \tag{31}$$

に帰着し、従って図1中の縦軸は結果として硬化パラメータを表していることになる。

以上を踏まえて、第1降伏関数 $f_p(p, q, p_{r0}, p_0) = 0$ の適合条件 $df_p = 0$ を考えると、

$$df_p = \frac{\partial f_p}{\partial p} dp + \frac{\partial f_p}{\partial q} dq + \frac{\partial f_p}{\partial p_{r0}} dp_{r0} + \frac{\partial f_p}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial p_0^*} \frac{\partial p_0^*}{\partial k^p} dk^p = 0 \tag{32}$$

ここで、 k - $\ln p$ 線形関係を仮定しているので、 dp_0^* は dk^p と

$$dp_0^* = \frac{p_0^*}{\lambda(0) - \kappa} dk^p \tag{33}$$

の関係にある。従って

$$\frac{dp_0^*}{dk^p} = \frac{\partial p_0^*}{\partial k^p} = \frac{p_0^*}{\lambda(0) - \kappa} \tag{34}$$

が得られ、このことを考慮すると式(32)は、

$$\frac{\partial f_p}{\partial p} dp + \frac{\partial f_p}{\partial q} dq + \frac{\partial f_p}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial p_0^*} \left(\frac{p_0^*}{\lambda(0) - \kappa} \right) \Lambda_p \cdot \left(\frac{\partial f_p}{\partial p} + \chi \eta \frac{\partial f_p}{\partial q} \right) + \frac{\partial f_p}{\partial p_{r0}} \frac{\partial p_{r0}}{\partial S} dS = 0 \tag{35}$$

となる。さらに上式を整理すると、比例係数 Λ_p は

$$\Lambda_p = - \frac{\frac{\partial f_p}{\partial p} dp + \frac{\partial f_p}{\partial q} dq + \frac{\partial f_p}{\partial p_{r0}} \frac{\partial p_{r0}}{\partial S} dS}{\frac{\partial f_p}{\partial p_0} \frac{\partial p_0}{\partial p_0^*} \left(\frac{p_0^*}{\lambda(0) - \kappa} \right) \left(\frac{\partial f_p}{\partial p} + \chi \eta \frac{\partial f_p}{\partial q} \right)} \tag{36}$$

と求まり、従って硬化係数 H は

$$H = - \left(\frac{\partial f_p}{\partial p_0} \right) \left(\frac{\partial p_0}{\partial p_0^*} \right) \left(\frac{\partial p_0^*}{\lambda(0) - \kappa} \right) \cdot \left(\frac{\partial f_p}{\partial p} + \chi \eta \frac{\partial f_p}{\partial q} \right) \tag{37}$$

で与えられる。また、上式中の χ は、応力比 η が破壊時の応力比 η_p に一致した時、硬化係数 H が 0 となる (変形が無限大に生じることを意味する) ことを仮定することによって求まる項であり、結果的に、 χ は

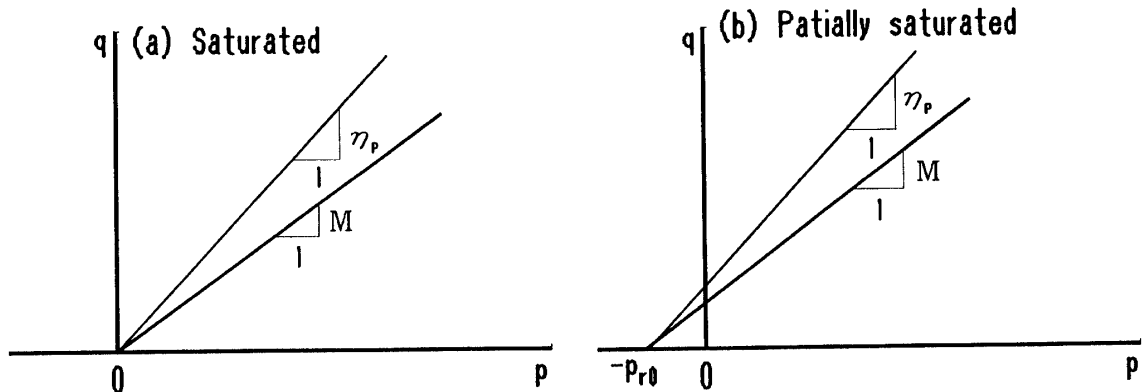


Fig.7 Critical state and failure line in p - q space for saturated and partially saturated soils assumed; (a) in the case of saturated soil, (b) in the case of partially saturated soil

$$\kappa = \frac{-\frac{\partial f_p}{\partial p}}{\eta_p \frac{\partial f_p}{\partial q}} \quad (\text{at } \eta = \eta_p) \quad (38)$$

として表される。従って、以上のことから第1降伏関数による塑性体積ひずみ $d\varepsilon_{vp}^p$ とせん断ひずみ $d\varepsilon_p^p$ は

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial f_p}{\partial p} \right) \left(\frac{\partial f_p}{\partial p} dp + \frac{\partial f_p}{\partial q} dq \right) + \frac{1}{H} \left(\frac{\partial f_p}{\partial p} \right) \left(\frac{\partial f_p}{\partial p_{r0}} \frac{\partial p_{r0}}{\partial S} dS \right) \quad (39-a)$$

$$d\varepsilon_p^p = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial f_p}{\partial q} \right) \left(\frac{\partial f_p}{\partial p} dp + \frac{\partial f_p}{\partial q} dq \right) + \frac{1}{H} \left(\frac{\partial f_p}{\partial q} \right) \left(\frac{\partial f_p}{\partial p_{r0}} \frac{\partial p_{r0}}{\partial S} dS \right) \quad (39-b)$$

と与えられる。

また、第2降伏関数の仮定に基づくと塑性体積ひずみ増分 $d\varepsilon_{vs}^p$ は簡単に求められ、

$$d\varepsilon_{vs}^p = (\lambda_s - \kappa_s) dS \quad (40)$$

となる。以上のことから、式(6)、式(39)及び式(40)によって、ある応力変化やサクシヨン変化に対するひずみ増分が具体的に計算できることになる。

3. 構成式の簡単な検証

3.1 材料定数の求め方

本構成式に必要な材料定数は、 $\lambda(0)$ 、 κ 、 λ_s 、 κ_s 、 M 、 η_p 、 γ 、 β 、 a 及び b の全部で10個である。 $\lambda(0)$ と κ は、飽和土の圧縮性を評価する定数であり、飽和供試体を使った圧密除荷試験から簡単に求めることができる(図1(a)参照)。 λ_s と κ_s は、サクシヨンの変動に伴う土の圧縮性を表現する定数であり、 p 一定の条件でサクシヨンの載荷・除荷試験を行うことによって求められる(図1(b)参照)。 M と η_p は、飽和土の三軸圧縮せん断試験を行うことによって求めることができる(図7参照)。また、 γ と β は、飽和土で得られる $\lambda(0)$ から、不飽和土の $\lambda(S)$ を評価するための定数(式(20)参照)であり、あるサクシヨン一定の条件で圧縮試験を行うことができれば決定することができる。図8には、実際の予測に用いた粘性土の定数 γ と β を使って描いた $\lambda(S)/\lambda(0)$ と S の関係を示しているが、実測値との対応は比較的良い。最後に、 a と b はサクシヨンの変動に伴う p_{r0} の変化の程度を規定する定数であり、あるサクシヨン下での破壊包絡線が幾つか規定できれば求められる(図5(b)参照)。しかし、実験が十分に行えない場合には、経験に基づくフィティングパ

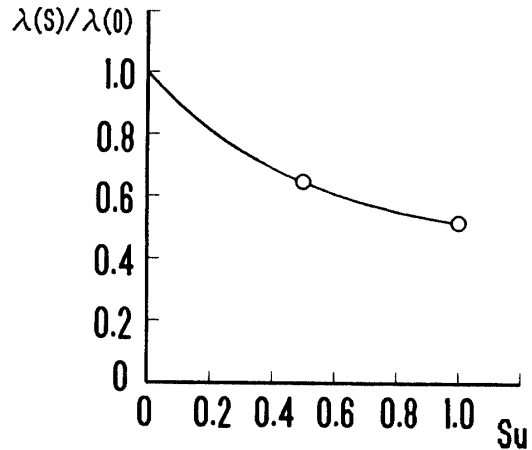


Fig.8 Relationship between $\lambda(S)/\lambda(0)$ and S defined by experimental parameters γ and β

Table 1 Index properties of clayer soil used

		Sample A
Specific Gravity	G_s	2.705
Liquid limit	W_L (%)	47.50
Plastic limit	W_p (%)	36.74
Plasticity index	I_p	10.76

Table 2 Experimental parameters of clayer soil used

$\lambda(0)$	κ	λ_s	κ_s	M
0.031	0.0031	0.013	0.0025	1.32
η_p	γ	β	a	b
1.32	0.44	2.02	0.74	1.21

ラメーターとして取り扱う必要がある。次節では、筆者らが既に行った不飽和粘性土の三軸試験¹²⁾の結果を、ここで示した構成式により予測し、その適用性を検討する。表1に予測に用いた粘性土の指数的性質及び材料定数をまとめている。

3.2 実験結果との対応

図9は、種々のサクシヨンの基で、ある不飽和粘性土¹²⁾に対して行った等方圧縮試験の実験結果と予測結

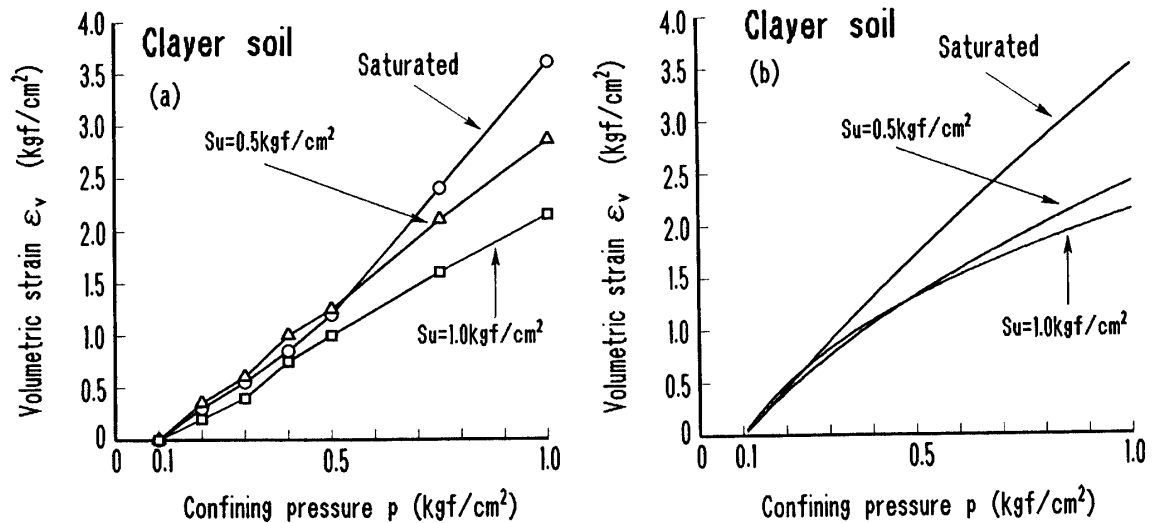


Fig.9 Comparison of experimental and predicted results in the suction controlled isotropic compression tests for a clayer soil

果を示している。この図から、サクシヨンの増加に伴って圧縮性が小さくなることを予測結果は比較的うまく表していると考えられる。また、図10には、 p の値が 1.0kgf/cm^2 になるまで等方的に圧縮し、その後サクシヨンの S が 0 、 0.5 及び 1.0kgf/cm^2 の基で $p=1.0\text{kgf/cm}^2$ 一定の三軸圧縮試験を行った時の実験結果と予測結果がまとめて示してある。図中には、 $q-\epsilon_1$ 関係と $q-\epsilon_v$ 関係が描かれている。この図から、サクシヨンの増加に伴ってせん断ひずみや体積ひずみの発生が抑制されることや最大に発揮される軸差応力が増加すること等を含めて、予測結果は実験結果を全体的にうまく表し、本構成式の有用性が示唆される。

4. まとめ

本報告では、軸対称条件下における不飽和土の応力ひずみ関係を表すために、サクシヨンの項を導入した一つの弾塑性構成式を提示した。構成式に含まれる10個の材料定数を適切に決定できれば、本構成式は、不飽和土の特色であるサクシヨンの増加に伴ってせん断中のせん断ひずみや体積ひずみの発生が抑制されることや最大に発揮される軸差応力が増加すること等をうまく表わせることが示された。

参考文献

1) Bishop, A.W. (1959) : The principle of effec-

tive stress, Teknik Ukebländ. Vol.39, pp.859-863.

2) Bishop, A.W. (1960) : The measurement of pore pressure in triaxial test, Proc. Conf. pore pressure and suction in Soils, London, Butterworths, pp.38-46.

3) Aitchison, G.D. and Bishop, A.W. (1960) : Discussion in "Pore pressure and suction in soils", pp.150. London: Butterworths.

4) Bishop, A.W. and Donald, I.B. (1961) : The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus, Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.13-21.

5) Jennings, J.E.B. and Burland, J.B. (1962) : Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils, Geotechnique 12, No.2, pp.125-144.

6) Blight, G.E. (1965) : A study of effective stresses for volume changes, in moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, pp.259-269. Sidney : Butterworths.

7) Burland, J.B. (1965) : Some aspects of mechanical behaviour of partly saturated soils, in moisture equilibria and moisture changes in soil beneath covered areas,

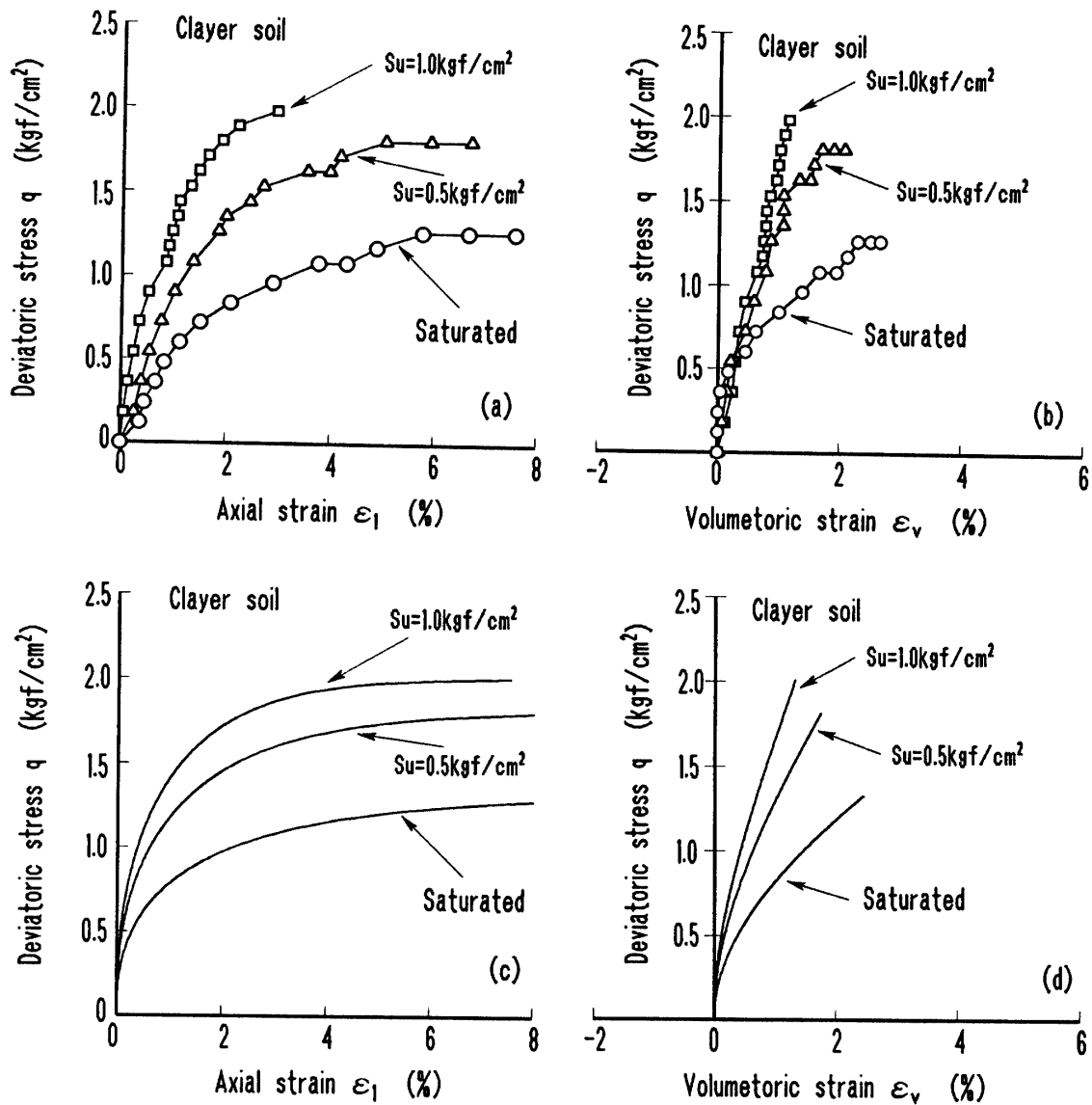


Fig.10 Comparison of experimental and predicted results in the suction controlled constant p triaxial tests for a clay soil; (a) and (c) Experimental and predicted $q-\epsilon_1$ relationships, (b) and (d) Experimental and predicted $q-\epsilon_v$ relationships

pp.270-278. Sidney: Butterworths.

- 8) Colman, J.D. (1962) : Stress strain relations for partly saturated soils, Correspondence. Geotechnique 12, No.4, pp.348-350.
- 9) Bishop, A.W. and Blight, G.E. (1963) : Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils, Geotechnique 13, No.3, pp. 177-197.
- 10) Fredlund, D.G. and Morgenstern, N.R. (1976) : Constitutive relations for volume

change in unsaturated soils, Can. Geotech. Jour., Vol.13, No.3, pp.261-276.

- 11) 軽部大蔵・苗村康造・森田 登・岩崎哲雄 (1978) : 不飽和土の力学特性に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, No.269, pp.105-119.
- 12) 村田秀一・兵動正幸・安福規之・館上和史 (1988) : 不飽和土の力学的挙動に関する実験的研究, 地盤と建設, Vol.6, No.1, pp.21-36.
- 13) Matyas, E.L. and Radhakrishna, H.S. (1968) : Volume change characteristics of partially

- saturated soils, *Geotechnique* 18, pp.432-448.
- 14) 軽部大蔵・加藤正史・勝山潤一 (1986) : 不飽和カオリンの有効応力と力学定数, *土木学会論文集*, No.370. pp.5-14.
 - 15) Alonso, E.E., Gens, A. and Josa, A. (1990) : A constitutive model for partially saturated soils, *Geotechnique* 40, No.3, pp.405-430.
 - 16) 鈴木 壽・山上拓男 (1989) : 不飽和シルト砂の弾塑性構成モデルとその数値解析への応用, 第34回土質工学シンポジウム, pp.211-218.
 - 17) 安福規之 (1990) : 広範な応力域における異方圧密砂の降伏特性と弾塑性構成式に関する研究, 九州大学学位論文, pp.101-148.
 - 18) Yasufuku, N., Murata, H., Hyde, A.F.L. and Golightly, C.R. (1991) : Stress-strain Behaviour of Carbonate Sand, *Proceeding of 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp.111-114.

(平成5年4月22日受理)