

# モンモリロナイト・カオリナイト混合地盤材料の 力学的性質に関する研究

伊藤 駿・大島 慎也\*・玉尾 由享\*\*・花田 智秋

## Mechanical Properties of Montmorillonite-Kaolinite Mixtures

ITO Takeshi, OHSHIMA Shinya\*, TAMAO Yukou\*\* and HANADA Tomoaki

(2000年11月30日受理)

Soft foundation including swelling clay minerals such as montmorillonite behaves accompanying with elastic-perfectly plastic deformations. The purpose of this paper is to investigate the such stress-strain relationships of montmorillonite-kaolinite mixtures using a model presented by Richard-Abbott. Uniaxial compression test and triaxial compression test ( $\bar{C}\bar{U}$ -test) were performed on the samples which were made artificially with the weight percentage of 50, 60, 70, 80, 90 and 100 of kaolinite. We recognized that experimental results were shown to be in agreement with the model. Based on the analysis of strength parameters of the soils, we conducted a constitutive equation relating to the swelling soils. The paper provides an evidence that the equation can reasonably be applied to the unknown experience values as a predicting method.

### 1. 緒 言

建設現場は、主として沖積世や洪積世等の比較的地質年代の若い表層地盤が対象となることが多い。こうした地盤は軟弱な粘土層や未圧密な残積土が複雑に混じり合っ構成されているため<sup>1)</sup>、建設作業を困難にしたり、圧密沈下や塑性流動等の時間遅れの現象<sup>2),3)</sup>が伴うなど土木障害の生じる可能性が高い。こうした複雑な挙動を呈する主な要因がその地盤の中に含まれている粘土鉱物である<sup>4)</sup>。この粘土鉱物には、たっぷり水を吸って膨らむ性質を持つモンモリロナイト (montmorillonite) のようなものやほとんど膨潤性を示さないカオリナイト (kaolinite) やこれらの中間的性質を持つものなど多種多様なものがあるが、特に親水性の強い粘土鉱物が地盤の中に存在すると、時間経過と共に変形し、シキソトロピー現象とか膨潤現象等の特異な性状を示し、建設工事施工上トラブルを引き起こし易いので、このような土は problematic soils として取り扱

われてきた<sup>5)</sup>。したがって、効率的な建設作業を行うためには、そのような粘土鉱物を含む地盤の力学的性質を明確に把握しておくことが重要であると考えられる。

本研究では、このような視点から粘土鉱物のなかでも両極端の性質を持つ上記モンモリロナイトとカオリナイトの2種類の鉱物を取り上げ、これが地盤の中に含まれることを想定し、その混合割合をいろいろ変えることによっていかなる力学的性質を示すか、またその配合割合や含水比の相違が強度特性の要因としてどのような役割を果たしているのかその基本的性質を究明してきた。その結果、本研究によってモンモリロナイト含有率による強度や含水比等に関して幾つかの新しい力学的知見を得ることができた。さらにこれら混合物試料について実験を行わなかった範囲の強度特性を予測する実験式も導くことができた。本文ではこれらを提案し、その妥当性について考察する。

### 2. 試料と実験方法

用いた粘土鉱物試料は次の2つである。

\* 秋田高専卒業生 (現：秋田県土木部)

\*\*同上 (現：長岡技科大学学生)

(1) モンモリロナイト (montmorillonite : M と略記), 山形県月布産クニゲル V1

(2) カオリナイト (kaolinite : K と略記), 広島県勝光山産 CT カオリン

以上, 2つの粘土鉱物を重量パーセント比で混合したものを次の記号で表した。

クニゲル V1 (M) 100%…M100

CT カオリン (K) 100%…K100

以下 K, M で表し, 実験は K100以外に次の5種類の試料と併せて合計6種類について行った。

K90%+M10%…K90-M10,

K80%+M20%…K80-M20,

K70%+M30%…K70-M30,

K60%+M40%…K60-M40,

K50%+M50%…K50-M50.

力学試験の試料作製に当たり, M100を除く上記の6種類の粘土鉱物混合試料に蒸留水を加えてよく練り混ぜ, それぞれの試料の含水比 (W) の目標値を30%, 35%, 40%, 45%, 50%の5種類とした。この試料を締め固めて約50時間先行圧密をかけた後, 直径5.0 cm, 高さ10 cm に成形してから一軸圧縮試験と圧密非排水三軸圧縮試験 (CU-Test) を実施した。

### 3. 解析方法

#### 3. 1 解析概要

この研究における試料の強度は, K の含有量が大きくなればなるほど大きくなることが予想される。さらに試料の強度は密度や含水比 (W) によっても支配される。そこで, 一軸圧縮試験では試験結果から次の諸関係を求める解析を行う。

- (1) ピーク強度 ( $q_u$  : kPa) と W (%) の関係,
- (2) W による破壊時のひずみ ( $\epsilon_f$ ) 関係,
- (3) K の含有率 ( $K_c$  : %) と最適含水比 ( $W_{opt}$  : %) の関係,
- (4)  $q_u \sim W \sim \epsilon_f$  関係の予測式の誘導, 及び
- (5) 塑性流動理論による応力 ( $\sigma$ ) ~ひずみ ( $\epsilon$ ) 関係におけるひずみ硬化及びひずみ軟化予測線の誘導。

また, 三軸圧縮試験では次の2点に絞ってその力学的性質の解明を試みた。

- (6) 間隙水圧 ( $u$ ) ~ひずみ ( $\epsilon$ ) 関係,
- (7) K100の stress paths による破壊包絡線。

特に上記(5)に関しては次節の3. 2で述べる Richard-Abbott の理論<sup>9)</sup>を応用し非線形性を示す

$\sigma \sim \epsilon$  関係を数式的に導くことを試みた。

#### 3. 2 塑性流動理論

材料破壊試験における脆性材料の  $\sigma \sim \epsilon$  関係は, Kondner の双曲線法で比較的良く説明できるが, 塑性流動の性質を示すものに対しては適合しない<sup>7)</sup>。このため塑性材料に対して多くの研究が行われ, ひずみ硬化現象から軟化現象を示すこうした一連の非線形的変形挙動を説明できる構成方程式の誘導の研究が活発に行われてきた。地盤材料を対象としたモデルとしては Duncan モデル<sup>8)</sup>, Ramberg-Osgood モデル<sup>9)</sup>, Richard-Abbott モデル等がその代表例であろう。本研究の試料は, 極めて親水性に富み最も塑性流動を起こしやすいモンモリロナイトを多量に含む。しかも不飽和土であってその挙動は複雑で全く膨潤性を示さない豊浦標準砂を混ぜた試料について行った実験<sup>10)</sup>でも同様の非線形挙動を示し, Richard-Abbott モデルが適合した<sup>11)</sup>。試料も互いにモンモリロナイトを多量に含んで類似していることから, ここでもこれを応用した解析を行うこととする。

Ramberg-Osgood モデルではこうした非線形挙動について次式のように表している。

$$\epsilon = \sigma/E + K(\sigma/E)^n \quad (1)$$

ここで K は非線形性を示す  $\sigma \sim \epsilon$  関係の勾配から求め, n はその関係曲線の形状に基づくパラメータである。Richard-Abbott によると, 圧縮試験における非線形性を示す  $\sigma \sim \epsilon$  関係は, 上式を若干改良し, 図1に示すようなモデルから次式で示すパラメータを図式的に求めて決める。その構成式は,

$$\sigma = E_i \cdot \epsilon / \{1 + [E_i \cdot \epsilon / \sigma_0]^n\}^{1/n} \quad (2)$$

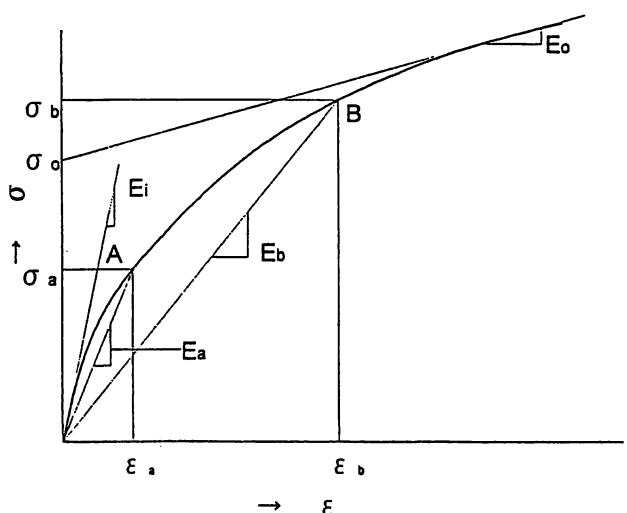


図1. ひずみ硬化～軟化現象の解析図

ここで  $E_p$  を塑性係数とおいて、

$$E_i = E - E_p \quad (3)$$

と置くが、elastic-perfectly plastic stress-strain curve では  $E_p = 0$  である。 $\sigma_0$  は次式から求める。

$$\sigma_0 = E_i \cdot \varepsilon_a / (A^n - 1)^{1/n} \quad (4)$$

$$A^n - (1/2^n) (B^n - 1) = 0 \quad (5)$$

ここで、 $A = E_i / (E_a - E_p)$ 、 $B = E_i / (E_b - E_p)$ 、 $E_a = \sigma_a / \varepsilon_a$ 、 $E_b = \sigma_b / \varepsilon_b$  である。

#### 4. 解析結果と考察

##### 4. 1 一軸圧縮試験による $\sigma \sim \varepsilon$ 関係曲線と予測式の誘導

前節で述べた2種類の粘土鉱物の配合割合毎に調整した試料に一軸圧縮試験を実施した結果を図2に示す。この図から、先ずKの含有率が高い(またはMの含有率が低い)ものほどピーク強度 ( $q_u$ : kPa) が大きくなり、さらに  $W \geq 45\%$  になるといずれの試料も塑性流動的の性質が強調され  $\sigma \sim \varepsilon$  関係における  $\sigma$  が極めて小さく曲線はほとんど這う状態となってピーク強度が判然としなくなった。こうした強度特性は、締め固め密度にも関係するので、それぞれの試料の最適含水比 ( $W_{opt}$ : %) を取ってみた。するとKの含有率が大きくなると  $W_{opt}$  が徐々に低下していくことが分かった。そこで、いまカオリナイト含有量 ( $K_c$ ) を対象にその分布曲線を描き(図省略) 数式化してみたところ次式のような関係式を導くことができた。

$$K_c = 4.229 \times 10^3 \exp(-1.103 \times 10^{-1} \cdot W_{opt}) \quad (6)$$

地盤の強度は、沖積世の粘性土を含む軟弱地盤では透水性が低いので、通常の方法の建設工事では含水比が余り変化しないと考えられる。このことから一軸圧縮試験での  $q_u/2$  は UU-test による非排水せん断強さ  $C_u$  とほぼ一致するとみて差し支えない。これが原位置試験でも一軸圧縮試験が広く行われているゆえんである。今回行った試験は粘土鉱物を特定してその地盤工学的強度を知ることが重要であると考えられたので、各試料の  $W$  の大きさに着目し強度関係を調べてみた。その結果、図3のような曲線が得られ、 $W$  と  $q_u$  に明瞭な相関関係が存在することが示された。そこでこの関係を数式化してみたところ次式となり、かなりの近似度を示す良好な関係式を導くことができた。

$$q_u = 2.992 \times 10^3 \exp(-8.691 \times 10^{-2} \cdot W) \quad (7)$$

ここで、図中の  $r^2$  は決定係数である。

ところで、地盤の破壊現象を考える場合、概ねそ

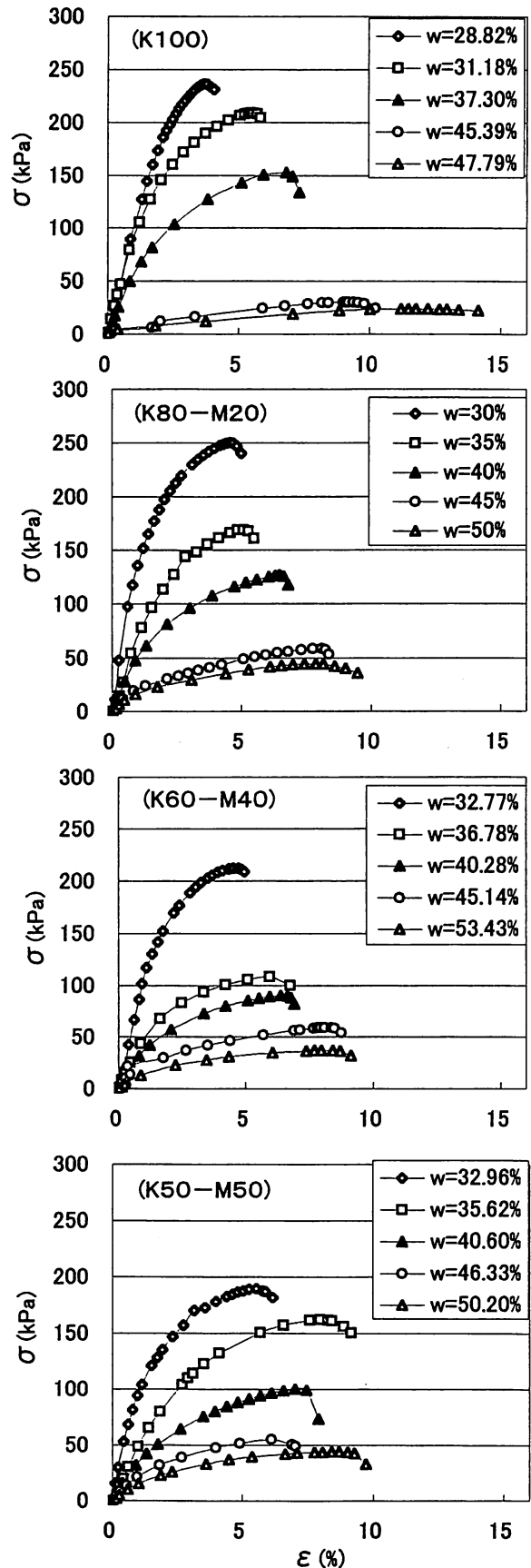


図2. モンモリロナイト(M), カオリナイト(K) 混合土の応力~ひずみ関係曲線

の中に含まれる水分が主因であるとの考えは多くの研究者の支持するところである。したがって、ここで述べたような  $W$  と  $q_u$  の関係を論じた研究は枚挙に暇がないが、純度の高い M, K 混合試料に関してはこれまでほとんど知見しない。こうした強度等に関し、異なったパラメータを使って表現したものとして例えば次のようなものが提案されている<sup>12)</sup>。

$$q_u = A_1 \exp(-C \cdot W), \quad C = q_u / 2 = \tau \quad (8)$$

$$q_u = A_2 \exp\{B_1(\gamma - \gamma_0)\} \quad (9)$$

$$E = E_p' \exp\{-B_2(W - W_p)\} \quad (10)$$

$$W = 63.6 \pm 0.5 - 11.3 \log_{10} \sigma' \quad (11)$$

ここで、 $c$  は粘着力、 $\tau$  はせん断強度、 $\gamma$  は密度、

$W_p$  は塑性限界、 $E_p'$  はそのときの弾性係数、 $\sigma'$  は有効応力、 $A_1, A_2, B_1, B_2$  は土の特性に基づく係数である。本研究で導かれた(7)式は(8)式に類似するが、Mohr 円によって決まる  $C$  がややラフであったため  $C$  を含む式を導くことは困難であった。しかし、後で述べるように、 $q_u \sim W \sim \epsilon_f$  関係についての構成式は未だ知見しない。本研究ではピーク強度時の  $\epsilon_f$  に着目している点が特徴的である。そこでまず  $\epsilon_f$  に関し  $q_u$  同様  $W$  との関係を探ってみる。すると図 4 となり、 $W \sim \epsilon_f$  関係は次式で説明できることが分かった。

$$\epsilon_f = 6.996 \ln(W) - 19.09 \quad (12)$$

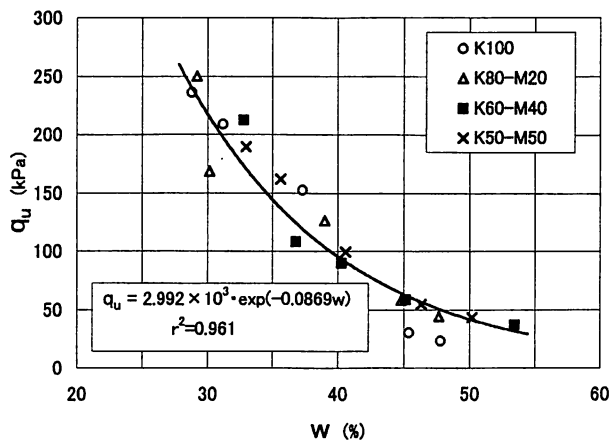


図 3. M~K 系 clay の  $q_u \sim W$  関係曲線

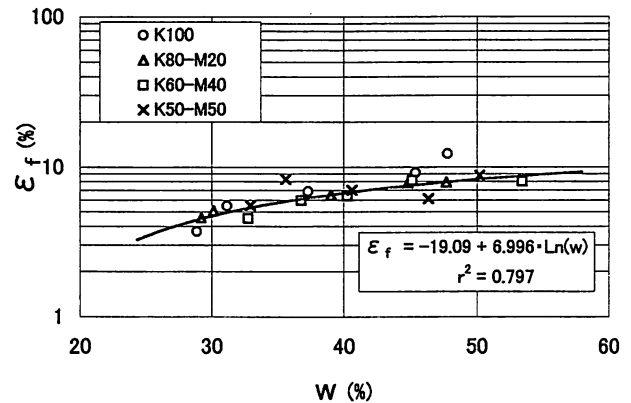


図 4. M~K 系 clay の  $\epsilon_f \sim W$  関係曲線

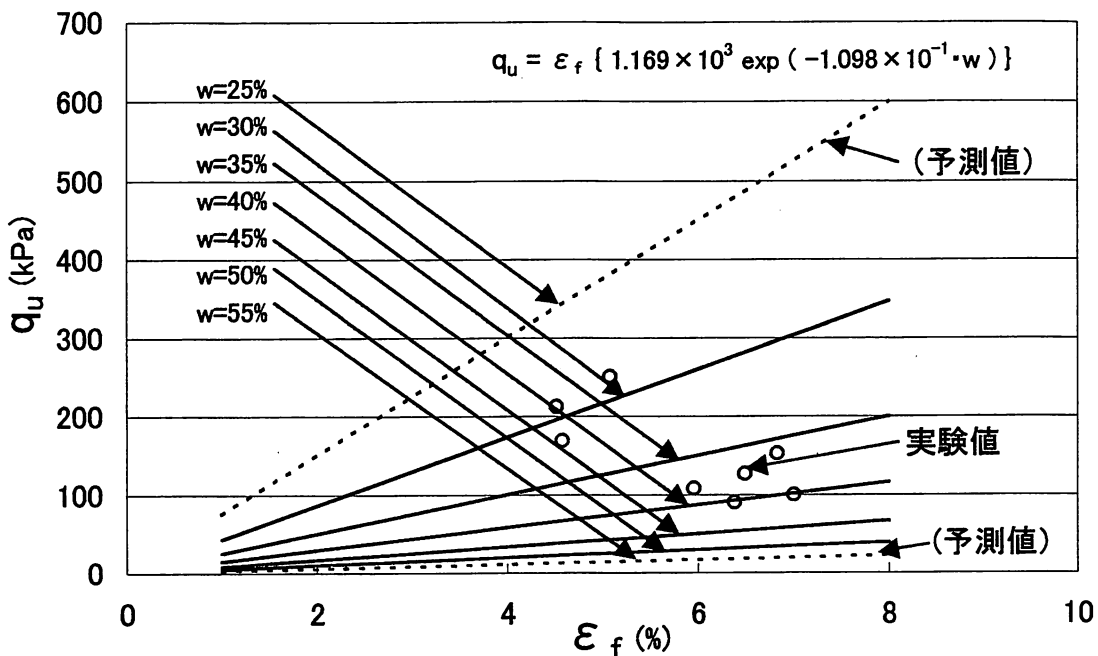


図 5.  $q_u \sim \epsilon_f \sim W$  関係と  $W = 25\%$ ,  $W = 50\%$  の予測曲線

さらに(7)式と(12)式を整理すると次の(13)式が導かれる。

$$q_u = \varepsilon_f \{ 1.169 \times 10^3 \exp(-1.098 \times 10^{-1} \cdot W) \} \quad (13)$$

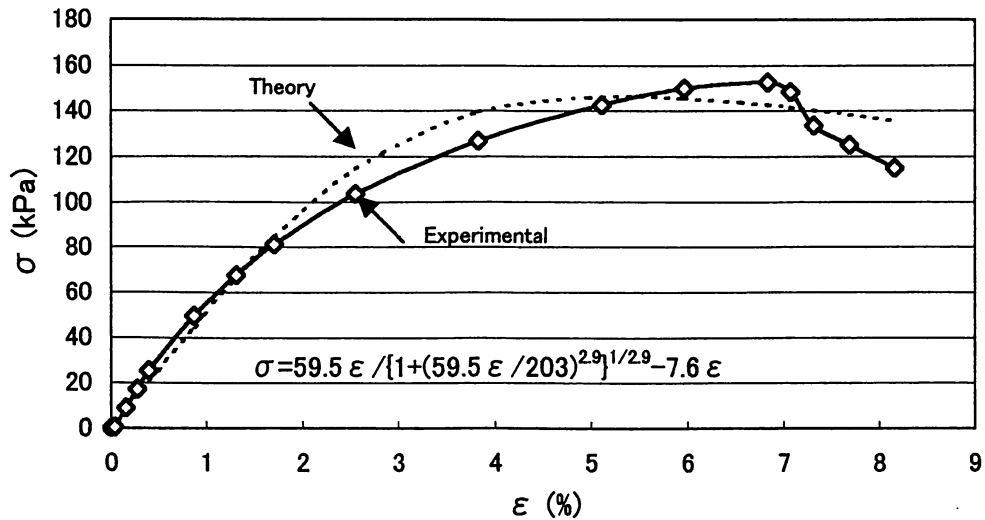
この関係を図示すると図5となる。図の中には実験値を丸印で示した。(13)式による予測結果は実験結果をよく再現していると言える。

粘土鉱物を含む地盤の強度特性として  $q_u \sim W \sim \varepsilon_f$  のパラメータを用いその関係を上式のように整理できたが、これは本研究によって新たに提案された知見である。

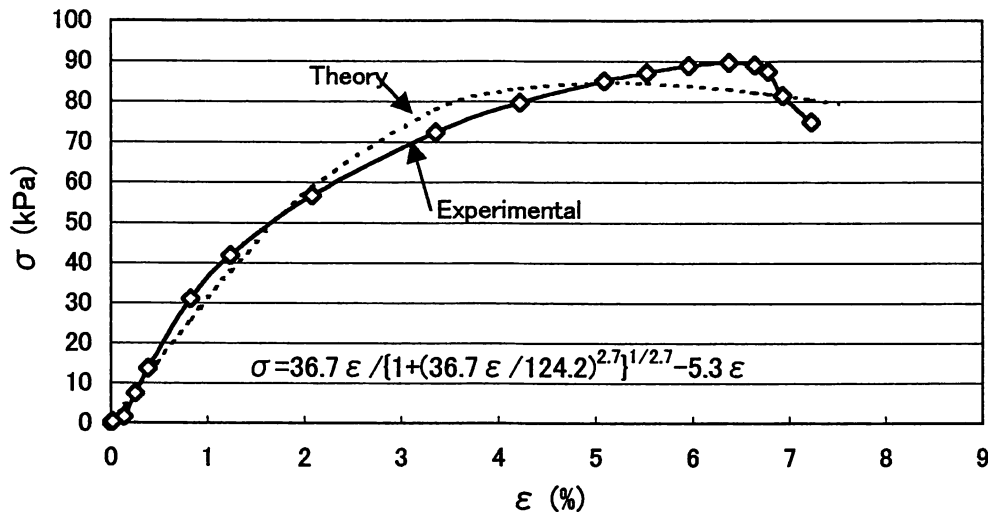
そこで、試料作製困難であった低含水比や高含水比の試料について本研究の提案式を使って予測して

みたところ、図5に示す点線となり、 $W=25\%$ や $W=55\%$ の場合の関係についても十分満足な結果が得られることが分かった。

図5によると、 $W$ が小さくなると強度が大きく増加し、 $W$ が大きい場合、特に $W \geq 45\%$ では強度には差ほど大きな差異は現れていないことがわかる。したがって、この試料はこの高含水比付近からは一様に粘塑性流動的性質が強まる特徴をもつ試料であると判断された。以上から、この3つのパラメータの提案式は、現実の現象に合っていることから、この式は妥当な予測結果を与える予測式であり、M-K系粘性土の特徴を良く表していると言える。



(a) 試料K100における実験値と理論値の比較



(b) 試料K60における実験値と理論曲線の比較

図6. M~K系 clay の  $\sigma \sim \varepsilon$  実験曲線と理論曲線

### 4. 2 弾塑性挙動の予測

本研究で用いた試料は典型的な塑性材料でありその挙動は一軸圧縮試験の  $\sigma \sim \varepsilon$  関係において明瞭な非線形性を示すものであった。また、 $W \geq 45\%$  の高含水比の試料を除けば、 $\sigma \sim \varepsilon$  関係において、ひずみ硬化現象と軟化現象が共に現れ、一連の変形挙動は一つの構成方程式にまとめることができると判断された。そこで前記した Richard-Abbott の提案式によってこれを検討してみたところ、例えば K100 と K60 の  $\sigma \sim \varepsilon$  関係は前節で述べたパラメータを取ってそれぞれ次式のようになることが分かった。

$$\sigma = 59.5\varepsilon / \{1 + (59.5\varepsilon/203)^{2.9}\}^{1/2.9} - 7.6\varepsilon \quad (14)$$

$$\sigma = 36.7\varepsilon / \{1 + (36.7\varepsilon/124)^{2.7}\}^{1/2.7} - 5.3\varepsilon \quad (15)$$

この関係を図示したものが図 6 (a), (b) である。この図から、本研究で用いた試料は  $W \geq 45\%$  の高含水比のものを除けば、 $\sigma \sim \varepsilon$  関係の挙動は、上式によって一つの構成方程式としてまとめられる。したがって、モンモリロナイトを含むような塑性流動性に富む地盤における複雑な挙動現象も、こうした理論を用いることによってかなりの近似度でその予測が可能であることが分かる。

### 4. 3 $\overline{CU}$ -Test による Stress paths

各種の粘土鉱物及びそれらの混合物についてもいろいろな排水条件に基づいた三軸圧縮試験を行ってきたが、ここでは K100 について圧密非排水三軸圧縮試験 ( $\overline{CU}$ -test) を行ってその破壊に関する検討を行ったことを述べる。まず図 7 は圧縮過程における間隙水圧 ( $u$ : kPa) と軸ひずみ ( $\varepsilon$ ) の関係を示す。

この時、側圧  $\sigma_3$  (kPa) は 3 通り取って変形挙動を調べた。その結果、 $\varepsilon$  が増大すればいずれも  $u$  が減少していく傾向が見られるが、破壊時の  $u_f$  は  $\varepsilon$  が 6% 以内で発生し、特に  $\sigma_3 = 58.86$  (kPa) の低い  $\sigma_3$  で行った試料では  $u$  は  $\varepsilon \geq 11\%$  で負に転じてい

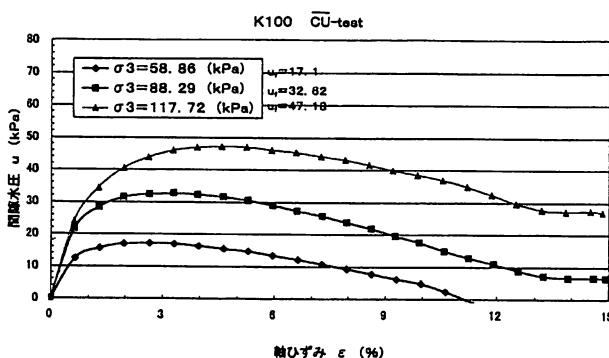


図 7. K100 の三軸圧縮試験における  $\Delta u \sim \varepsilon$  関係

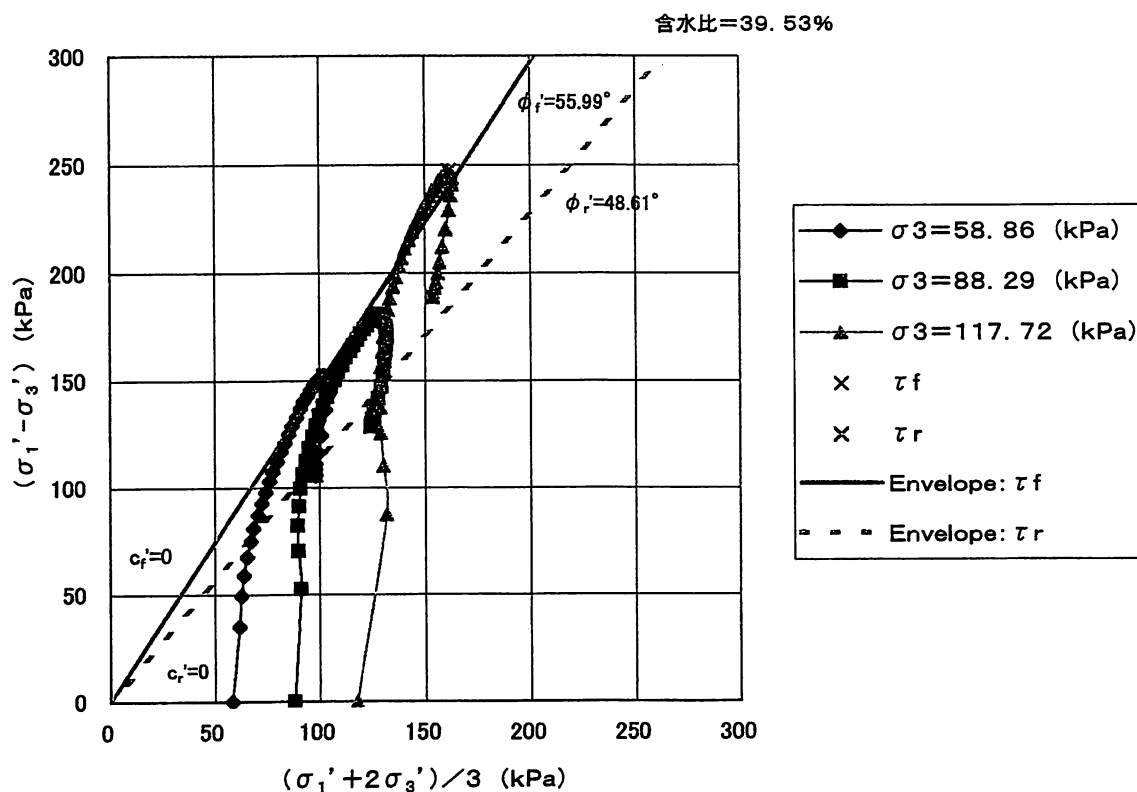


図 8. K100 の三軸圧縮試験による stress paths

た。これは過圧密状態に入ったことを示唆する。これら  $u$  を基に有効応力を算定し Stress paths を描くと、図8のようになった。モンモリロナイトの内部摩擦角  $\phi_r$ ,  $\phi_r$  は共に小さいが、K100の内部摩擦角  $\phi_r$ ,  $\phi_r$  はこの図をみる限りかなり大きく出ている。そして破壊包絡線を見るとピーク強度と残留強度の差は、 $\sigma_3$  が大きくなるほど大きくなる傾向を示す試料であることがわかった。

## 5. 結 言

以上から、モンモリロナイト及びカオリナイト粘土鉱物及び混合物の力学試験を行ったところ、主に次のような事柄が判明した。

- (1)モンモリロナイト (M) とカオリナイト (K) の粘土鉱物混合試料の強度 ( $qu$ ) はカオリナイトの含有量 ( $Kc$ ) が多くなると大きくなり、特に  $Kc$  と試料の最適含水比 ( $W_{opt}$ ) は(6)式で示されることが分かった。
- (2)  $qu$  は含水比 ( $W$ ) に支配される事から、本研究の様々な配合試料を総合するとこの関係は(7)式で整理することができた。
- (3)  $qu$  発生時のひずみ  $\epsilon_f$  に着目すると、これは試料の含水比 ( $W$ ) によって支配され、(12)式の関係式で説明できた。
- (4)  $qu$ ,  $W$ ,  $\epsilon_f$  三つのパラメータを取って M, K 試料の変形挙動を整理すると(13)式となることを提案した。これは実験結果とも良く一致し、さらに塑性挙動を示す試料の強度や変形挙動を表す構成方程式として実用的で妥当であることを検証した。
- (5)ひずみ硬化～ひずみ軟化現象を示す本試料のような応力～ひずみ関係における一連の挙動も、Richard-Abbott の提案式によって良く説明できる事を検証した。
- (6)  $\overline{CU}$ -Test における Stress paths によると、Kaolinite (K100) は比較的内部摩擦角が大きく、また側圧  $\sigma_3$  が小さいものはひずみ  $\epsilon$  の増大に伴って過圧密状態になり、間隙水圧 ( $u$ ) が負に転じることを明らかにした。

## 謝 辞

試料の粉末 X 線回折に関し、秋田大学名誉教授本多朔郎先生にお世話になった。ここに記して厚く御

礼申し上げます。また、試料を提供されたクニマイン(株)ならびに(株)勝光山鉱業所に対し深く感謝申し上げます。

## 参考文献

- 1) C.E. Weaver: Clays, Muds, and Shales, Elsevier, 1989, 819 pp.
- 2) 村山朔郎: 土の力学挙動の理論, 技報堂出版, 1990, 790 pp.
- 3) M.J. Keedwell: Rheology and Soil Mechanics, Elsevier Applied Science Publishers, 1984, 323 pp.
- 4) 例えば須藤談話会編: 粘土科学への招待, 三共出版, 2000, 292 pp.
- 5) A.A. Mustafaev: The design of foundations on swelling soils with due regard for the peculiarities of their deformability, Proc. of the 6th Int'l Conf. on Expansive Soils, pp. 171-176, 1987.
- 6) R.M. Richard & B.J. Abbott: Versatile elastic-plastic stress-strain formula, ASCE, **EM4**, pp. 511-515, 1975.
- 7) H.B. Seed, R.J. Woodward & R. Lundgren: Prediction of swelling potential for compacted clays, ASCE, **SM3**, pp. 54-87, 1962.
- 8) J.M. Duncan & C.Y. Chan: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, ASCE, **SM5**, pp. 1629-1653, 1970.
- 9) W. Ramberg & R. Osgood: Description of stress-strain curves by three parameters, **Technical Note No. 902**, National advisory committee for aeronautics, 1943.
- 10) 伊藤 駿: 膨潤挙動を示す地盤の力学的性質に関する一考察, 第12回岩盤力学に関するシンポジウム, (社)土木学会, pp. 46-50, 1979.
- 11) T. Ito: Strain softening of unsaturated swelling clays, Proc. of the Int'l Symp. on Suction, Swelling, Permeability and Structure of Clays (IS-SHIZUOKA), Balkema, pp. 137-142, 2001.
- 12) 伊藤 駿: 雪と地すべり(その2), 地すべり技術, (社)地すべり対策技術協会, **Vol. 23**, No. 3, pp. 22-32, 1997.