泥炭の弾塑性モデルについて

(Study on Elasto-plastic Model of Peat)

松 尾 啓ⁱ⁾ (Kei Matsuo)
網 干 壽 夫ⁱⁱ⁾ (Hisao Aboshi)
吉 國 洋ⁱⁱⁱ⁾ (Hiroshi Yoshikuni)
森 脇 武 夫^{iv)} (Takeo Moriwaki)

キーワード：圧密非排水せん断／応力経路／降伏／
高有機質土／塑性／弾性／ひずみ／有効応力／
(IGC : E 13/D 6)

1. ま え が き

泥炭は高圧縮性で二次圧密が顕著¹⁾なため、昔から泥炭地盤上に構築物を建設することは回避されてきた²⁾。

しかし、最近では我が国の国土事情から泥炭地盤にも大型構築物が建造されるようになってきたが、不等沈下等による構築物の被害も多発している³⁾。このような状況から、近年泥炭地盤でも通常の粘土地盤と同様に沈下予測が重要な工学的課題となっている⁴⁾。

泥炭地盤での沈下予測には、標準圧密試験結果を利用する手法⁵⁾および動態観測的手法⁶⁾が多用されるが、前者では泥炭地盤の不均一性、多次元圧密が考慮できず、後者ではその性格上、施工前予測が困難である。したがって、泥炭地盤の不均一性と多次元圧密を考慮した高精度の施工前予測を行うためには、泥炭独自の構成式を組み込んだ有限要素解析 (FEM 解析) を行う必要がある。しかしながら、現在のところ、泥炭の応力～ひずみ関係を反映した泥炭独自の構成式は確立されていない⁴⁾。

そこで本論文は、泥炭独自の構成式の構築を目標とし、まずその第一歩として、泥炭の正規圧密領域における体積比 (f^*)～平均有効応力 (p) 関係を、 $\ln f^* \sim \ln p$ 直線で近似した弾塑性力学モデル (以下、 $\ln f$ モデルと呼ぶ) を提案し、泥炭に関する $\overline{CU}$ 試験結果と $\ln f$ 、カムクレイ^{6),7)}および修正カムクレイモデル^{8),9)}を用いた解析結果とを比較することにより、 $\ln f$ モデルの妥当性と有用性について論じたものである。

2. 試料および実験方法

2.1 試 料

本研究に用いた試料は、北海道登別市幌別地区の泥炭地と埼玉県大宮市、浦和市の両泥炭地から採取した3種類の不攪乱泥炭であり、以下それぞれ幌別、大宮および浦和泥炭と呼ぶ。幌別泥炭は、地表面下約0.5～0.8mの深度から各辺約20cmの立方体ブロックとしてスコップでブロックサンプリングした泥炭であり、von Post法¹⁰⁾によれば、H3に分類される未分解の繊維質泥炭である。(写真-1 参照) また、大宮および浦和泥炭は、森らが、内径75mm、長さ500mmのシンウォールチューブを地表面に鉛直に貫入し、深度0.5～1.0mから採取した繊維質泥炭である⁴⁾。なお、3種類の泥炭とも、採取場所の地下水位は地表面から0.1～0.3mの深度に位置するため、原位置においてはほぼ飽和状態と見なせ、大型ポリ容器中で水浸させ、飽和度の低下を極力避けて保存した。

表-1に幌別、大宮および浦和泥炭の物理的性質を示す¹¹⁾。

2.2 実験方法

幌別泥炭の圧密非排水せん断 ($\overline{CU}$) 試験には、薄刃型ナイフとワイヤーソーで成形した直径75mm、高さ

写真-1 幌別泥炭

i) 防衛大学校陸上防衛学教室 助教授
ii) 網干壽夫研究所 所長
iii) 広島大学工学部第四類建設系 教授
iv) 広島大学工学部第四類建設系 助手
(1989.12.5 原稿受付・討議期限 1991.7.1, 要請があれば1か月の期限延長可能)

表-1 泥炭の物理的性質

泥炭の種類	$\omega_0(\%)$	e_0	G_s	lig(%)	$P_c(\text{kgf/cm}^2)$
幌別泥炭	617	11.1	1.6	79	0.29
大宮泥炭	860	16.3	1.9	49	0.1~0.2
浦和泥炭	753	11.3	1.5	76	0.1~0.2

(1kgf/cm²=98.1kN/m²)

150mm の円柱供試体を用いた。圧密応力は、1.5, 2 および 3 kgf/cm² (147.2, 196.2 および 294.3 kN/m²) の 3 種類に変化させ、圧密時間は、土質試験法に記述された方法¹²⁾で決定した。本実験で採用した圧密時間は、供試体底部からの片面排水条件下で 1 週間である。また、せん断過程における供試体のひずみ速度は 0.05%/min であり、間隙水圧は、供試体底部に接続した容量 3 kgf/cm² (294.3 kN/m²) のひずみゲージタイプの間隙水圧計で測定した。一方、大宮および浦和泥炭の $\overline{\text{CU}}$ 試験は森らによって実施され、引用した試験結果¹¹⁾は、直径 50mm、高さ 125mm の円柱供試体を圧密応力 1, 2, 2.4 kgf/cm² (98.1, 196.2, 235.4 kN/m²) で圧密した後、ひずみ速度 0.05%/min で非排水せん断した結果である。

3. $\ln f$ モデル

3.1 降伏関数と降伏曲面

応力変化にともなう体積ひずみ (v) に関し、式(1)、式(2)および式(3)

$$v = v_c + v_d \quad (1)$$

$$v_c = v_c^e + v_c^p \quad (2)$$

$$v_d = v_d^p \quad (3)$$

を仮定する¹³⁾。ここで、 v_c, v_d は、それぞれ平均有効応力 (p) およびダイレイタンスに起因する体積ひずみであり、式中の上添字 e, p は、弾性および塑性成分を意味する。以下、応力状態が、図-1 に示すように降伏曲面上の応力点 $A(p_0, q_0)$ から応力点 $B(p, q)$ へ変化する際の体積ひずみについて考察する。粘性土では図-2 に示すように、正規圧密領域での間隙比 (e) $\sim \ln p$ 関係が直線で近似でき、各応力比での $e \sim \ln p$ 直線群は、た

図-1 応力状態の変化 ($p \sim q$ 関係) 図-2 応力状態の変化 ($e \sim \ln p$ 関係)

がいに平行と見なせる¹⁴⁾。したがって、図-2 中の Δe_d と $\Delta e_d'$ の値は等しいから、点 A から C、または点 D から B への応力変化にともなう公称ひずみ $\bar{v}_d, \bar{v}_d'$ は式(4)および式(5)

$$\bar{v}_d = \frac{\Delta e_d}{1 + e_0} = D(\eta - \eta_0) \quad (4)$$

$$\bar{v}_d' = \frac{\Delta e_d'}{1 + e_0} = D(\eta - \eta_0) \quad (5)$$

で表せ¹⁵⁾同値である。ただし、点 A をひずみの基準状態 (体積ひずみが 0 の状態) とする。

ここで、式中の D はダイレイタンス係数である。しかし、泥炭では、 $\ln e \sim \ln p$ 関係で整理した正規圧密曲線 (NCL) と限界状態線 (CSL) とが平行との報告¹⁶⁾もあり、各応力比での $e \sim \ln p$ 曲線群は平行とならないため、 $\Delta e_d \neq \Delta e_d'$ であり式(4)、式(5)の $\bar{v}_d$ と $\bar{v}_d'$ の値は等しくない。すなわち、泥炭では、平均有効応力一定の条件下で、応力比のみ η_0 から η へ等量だけ変化する 2 つの応力経路で生じる公称ひずみが、そのときの平均有効応力が異なると同値とならない不都合が生じる。

図-3 等方圧密曲線と限界状態線との関係

 図-4 応力状態の変化 ($\ln f^* \sim \ln p$ 関係)

 図-5 応力状態の変化 ($v \sim \ln p$ 関係)

図-3 は、幌別泥炭に関する CU 試験結果から得た NCL と CSL との $\ln f^* \sim \ln p$ 関係であり、両線とも直線で近似でき、しかも平行と見なせる。及川¹⁷⁾も、東北泥炭に関する標準圧密試験の結果から、 $\ln f^* \sim \ln \sigma_v$ 関係の直線性を指摘している。ここで、 f^* は体積比 ($=1+e$) である。

上述した実験事実から、泥炭に関し、正規圧密領域における $\ln f^* \sim \ln p$ 関係の直線性と応力比一定条件下での $\ln f^* \sim \ln p$ 直線群の平行性とを仮定すれば、図-4 において式 (6) が成立する。

$$\ln \frac{f_A^*}{f_C^*} = \ln \frac{f_D^*}{f_B^*} \quad (6)$$

ところで、式 (6) は、点 A から C、または、点 D から B への応力比の変化に起因する体積ひずみを対数ひずみで表した式にはかならない。したがって、泥炭では対数ひずみを採用すれば、平均有効応力 (p) 一定条件下での体積ひずみの変化は、応力比だけの関数となり、前述した公称ひずみを用いた際の不都合が解消できる。

以下、体積ひずみ (v) を、基準状態および任意の応力点での体積比をそれぞれ f_0^*, f^* として式 (7)

$$v = \ln \frac{f_0^*}{f^*} \quad (7)$$

で定義すれば、図-4 の $\ln f^* \sim \ln p$ 関係は、図-5 で示すように、応力点 A を基準状態とした $v \sim \ln p$ 関係で表せる^{18), 19)}。なお、図-6 の標準圧密試験装置を用いた紅葉山泥炭の除荷・再載荷試験結果から、図-5 において膨張曲線を直線近似することは妥当と考える。図-5 において、点 A から D への応力変化にともなう体積ひずみ (v_e)、ならびにその弾性および塑性成分 v_e^e, v_e^p は、式 (8)~式 (10) で表せる。

図-6 除荷・再載荷試験結果

$$v_e = \lambda \ln \frac{p}{p_0} \quad (8)$$

$$v_e^e = \kappa \ln \frac{p}{p_0} \quad (9)$$

$$v_e^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_0} \quad (10)$$

ただし、式中の λ, κ は、 $v \sim \ln p$ 関係で定義した圧縮指数および膨張指数である。

また、泥炭ではダイレイタンスに起因する体積ひずみ (v_d) と応力比 (η) との関係式として式 (11)

$$v_d = a \eta^b \quad a, b: \text{定数} \quad (11)$$

が報告されており¹³⁾、同式で、 $b=1$ の場合は柴田の提案

式¹⁵⁾に、 $b=2$ では修正カムクレイモデルでの $v_d \sim \eta$ 関係の近似式となる。なお式(11)は、 v_d を対数ひずみで定義しても成立する。

したがって、図-5において、応力点AからCへの応力比の変化にともなう体積ひずみ(v_d)は、式(12)で表せる。

$$v_d = \ln \frac{f_A^*}{f_C^*} = \ln \frac{f_M^*}{f_C^*} - \ln \frac{f_M^*}{f_A^*} = a(\eta^b - \eta_0^b) \quad (12)$$

ここで、 f_M^* , f_A^* , f_C^* は、それぞれ図-5中の点M, A, Cでの体積比である。式(3), 式(10)および式(12)から、応力状態が降伏曲面上の応力点A(p_0, q_0)からB(p, q)へ変化した際、応力点Aを基準状態とした塑性ひずみは式(13)で表せる。

$$v^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_0} + a(\eta^b - \eta_0^b) \quad (13)$$

ところで、応力点Bが点Aを通過する降伏曲線上の任意の点であれば、点AからBへの応力変化にともなう塑性ひずみ(v^p)は生じない。換言すれば、 $v^p=0$ となる応力点Bの降伏曲面上の軌跡が点Aを通過する降伏曲線である。したがって、降伏関数(f)は、式(13)を0と等置した式(14)で表せる。

$$f = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_0} + a(\eta^b - \eta_0^b) = 0 \quad (14)$$

また、図-5の点Xでは、式(15)

$$(\lambda - \kappa) \ln \frac{p_c}{p_0} - a\eta_0^b = 0 \quad (15)$$

が成立し、式(14), 式(15)から降伏関数は式(16)

$$f = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_c} + a\eta^b = 0 \quad (16)$$

でも表せる。式(16)では、 p_c が硬化パラメータの役割を果たしており、その陽関数形は式(17)である。

図-7 $\ln f$ モデルの降伏関数

表-2 降伏関数計算用の材料定数

記号	M	λ	κ	a	b	$P_c(\text{kgf/cm}^2)$
A-1	1.7	0.36	0.03	0.06	2	2
A-2	1.7	0.36	0.03	0.2	1	2
A-3	1.7	0.36	0.03	0.5	0.5	2

(1kgf/cm²=98.1kN/m²)

$$q = p \left\{ \frac{\lambda - \kappa}{a} \ln \frac{p_c}{p} \right\}^{1/b} \quad (17)$$

以下、式(14), 式(16)および式(17)の降伏関数で定義される力学モデルを $\ln f$ モデルと呼ぶ。

図-7に、 $\ln f$ モデルの降伏曲線を示す。ただし、同図は、表-2の材料定数を用い、 b 値をパラメータとして式(17)で計算したもので、表-2中の a 値は、後述する式(50)で計算した値である。

図-7から、降伏曲線の形状は b 値の大小で変化し、 b 値が小さい程、平坦化する。また、等方応力状態($p_c, 0$)での降伏曲線の勾配(dq/dp)は、 b 値で異なり、式(17)から $b < 1$, $b = 1$ および $b > 1$ の各場合で、それぞれ、0, $(\kappa - \lambda)/a$ および $-\infty$ となる。図-7でもこの様子が表れている。このことは、関連流れ則²⁰⁾を適用した場合、 $b < 1$ では、等方圧密時に体積ひずみが生じず、せん断ひずみしか生じないことを意味している。また、図-10~図-12では有効応力経路が上に凸であるにもかかわらず、 $b < 1$ では降伏関数が凹であり現実的ではない。したがって、実際の泥炭では、 $b \geq 1$ となると考えられる。また、限界応力状態(p_{cs}, q_{cs})で式(17)の勾配を0とすれば、等方圧密応力(p_c)と p_{cs} との関係式が式(18)で、限界状態線(CSL)の応力比Mが式(19)で表せる。

$$\ln \left(\frac{p_c}{p_{cs}} \right) = \frac{1}{b} \quad (18)$$

$$M = \left(\frac{\lambda - \kappa}{ab} \right)^{1/b} \quad (19)$$

図-8において、応力点A, BおよびXの位置関係から、式(20)

図-8 応力点A, B, Xの位置関係

図-9 応力状態の変化

$$\ln p_c = \frac{v - \Gamma - \kappa \ln p}{\lambda - \kappa} \quad (20)$$

が成立し、式 (20) と式 (17) から、降伏曲面の式が式 (21)

$$q = p \left\{ \frac{1}{a} (v - \Gamma - \lambda \ln p) \right\}^{1/b} \quad (21)$$

で与えられる。ここで、 v および Γ は、応力点 $A(p_0, q_0)$ を基準状態とした場合の応力点 $B(p, q)$ および $N(1, 0)$ での体積ひずみであり、 $\Gamma < 0$ である。(図-8 参照)

3.2 ひずみ

図-9 に示すように、応力状態が降伏曲面上の応力点 $B(p, q)$ から $G(p+dp, q+dq)$ へ変化する際のひずみ増分について考察する。ひずみ増分 ($d\epsilon_{ij}$) は、弾性ひずみ増分 ($d\epsilon_{ij}^e$) と塑性ひずみ増分 ($d\epsilon_{ij}^p$) とで構成され、関連流れ則を適用すれば、塑性ひずみ増分は式 (22)

$$d\epsilon_{ij}^p = A \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (22)$$

で求まる²⁰⁾。式 (22) において、 A は比例定数、 f は降伏関数であり、 p, q は式 (23)、式 (24)

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \delta_{ij} \quad (23)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (24-1)$$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij} \quad (24-2)$$

のように一般化して考えている。

比例定数 A は、Prager の適合条件式²⁰⁾

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \epsilon_{ij}^p} d\epsilon_{ij}^p + \frac{\partial f}{\partial L} dL = 0 \quad (25)$$

を用いれば、式 (26) で決定できる。

$$A = \frac{-\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij}}{\left(\frac{\partial f}{\partial \epsilon_{kl}^p} + \frac{\partial f}{\partial L} \cdot \frac{\partial L}{\partial \epsilon_{kl}^p} \right) \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}}} \quad (26)$$

本論文で取り扱う泥炭においては、降伏関数として式 (16)、硬化パラメーターとして $L = p_c$ を採用すれば、式 (27)、式 (28)、式 (29) および式 (30)

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{1}{3} \left\{ \frac{\lambda - \kappa}{p} - \frac{ab}{p} \left(\frac{q}{p} \right)^b \right\} \delta_{ij} + \frac{3}{2} \frac{ab}{q^2} \left(\frac{q}{p} \right)^b \cdot S_{ij} \quad (27)$$

$$\frac{\partial f}{\partial \epsilon_{kl}^p} = 0 \quad (28)$$

$$\frac{\partial f}{\partial L} = \frac{\partial f}{\partial p_c} = \frac{\kappa - \lambda}{p_c} \quad (29)$$

$$\frac{\partial L}{\partial \epsilon_{kl}^p} = \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_{kl}^p} = \frac{p_c}{\lambda - \kappa} \delta_{kl} \quad (30)$$

が求まり、比例定数 A は式 (31) のように具体化される。

$$A = \frac{\left\{ \lambda - \kappa - ab \left(\frac{q}{p} \right)^b \right\} dp + ab \left(\frac{q}{p} \right)^{b-1} dq}{\lambda - \kappa - ab \left(\frac{q}{p} \right)^b} \quad (31)$$

したがって、塑性ひずみ増分 ($d\epsilon_{ij}^p$) は、式 (27) と式 (31) を用い、式 (22) で計算できる。

弾性ひずみ増分 ($d\epsilon_{ij}^e$) は、式 (3) および式 (9) を考慮し、式 (32) で評価できる²¹⁾と仮定する。

$$d\epsilon_{ij}^e = \frac{1}{3} \kappa \frac{dp}{p} \delta_{ij} \quad (32)$$

また、軸対称条件下での塑性体積ひずみ増分 (dv^p) と塑性せん断ひずみ増分 ($d\gamma^p$) および弾性体積ひずみ増分 (dv^e) は、式 (22) と式 (32) から、それぞれ次式のように求まる。

$$dv^p = (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} + ab \left(\frac{q}{p} \right)^b \left(\frac{dq}{q} - \frac{dp}{p} \right) \quad (33)$$

$$d\gamma^p = \frac{\left\{ \lambda - \kappa - ab \left(\frac{q}{p} \right)^b \right\} dp + ab \left(\frac{q}{p} \right)^{b-1} \cdot dq}{\lambda - \kappa - ab \left(\frac{q}{p} \right)^b} \cdot \frac{ab}{q} \left(\frac{q}{p} \right)^b \quad (34)$$

$$dv^e = \kappa \frac{dp}{p} \quad (35)$$

式 (33) および式 (34) から、塑性ひずみ増分ベクトルの方向を決定する塑性ひずみ増分比 ($d\gamma^p/dv^p$) は、式 (36)

$$\frac{d\gamma^p}{dv^p} = \frac{ab \left(\frac{q}{p} \right)^{b-1}}{\lambda - \kappa - ab \left(\frac{q}{p} \right)^b} \quad (36)$$

で表せる。

4. 検 討

4.1 $\overline{CU}$ 試験の有効応力経路

p_c で等方圧密した $\overline{CU}$ 試験の有効応力経路は、 $\ln f$ モデルでは式 (21) で $v = v_x$ とし次式で表せる。(図-8 参照)

$$q = p \left(\frac{\lambda}{a} \ln \frac{p_c}{p} \right)^{1/b} \quad (37)$$

また、カムクレイおよび修正カムクレイモデルでは、有効応力経路がそれぞれ

$$q = \frac{\lambda^* M p}{\lambda^* - \kappa^*} \ln \left(\frac{p_c}{p} \right) \quad (38)$$

$$q = MP \left\{ \left(\frac{p_c}{p} \right)^{\lambda^*/\lambda^* - \kappa^*} - 1 \right\}^{1/2} \quad (39)$$

で表せる²²⁾。ここで、 λ^* および κ^* は、 $e \sim \ln p$ 曲線を用いて定義した圧縮指数および膨張指数である。

式 (37)、式 (38) および式 (39) を $p/p_c \sim q/p_c$ 関係で整理すれば、各式とも正規化され、圧密応力に依らず、それぞれ1本の曲線で表せる。図-10、図-11 および図-12 は、 $p/p_c \sim q/p_c$ 関係で正規化した各モデルでの非排水有効応力経路と不攪乱の大宮、浦和、幌別泥炭のCU試験結果から得られた非排水有効応力経路とを比較した図である。なお、各モデルでの非排水有効応力経路の計算には、表-3の材料定数を用いた。ただし、泥炭の場合、 $e \sim \ln p$ 曲線が逆S字型に湾曲し、 λ^* 値が一定値として得られない^{18), 19)}ため、 λ^* 値は各試験で採用した p_c 値付近での平均値を用いた。図-10、図-11 および図-12 では、 $\ln f$ モデルでの計算値が、実測非排水有効応力経路を最も良く予測しており、 $\ln f$ モデルの妥当性と有用性が認められる。また、図-10、図-11 では、 $p/p_c \sim q/p_c$ 関係で整理した実測非排水有効応力経路が極めて良く一致しており、大宮および浦和泥炭に関しては、粘性土と

図-11 $p/p_c \sim q/p_c$ 関係 (浦和泥炭)

図-10 $p/p_c \sim q/p_c$ 関係 (大宮泥炭)

図-12 $p/p_c \sim q/p_c$ 関係 (幌別泥炭)

表-3 幌別、大宮および浦和泥炭の材料定数

泥炭の種類	M	a	b	λ	κ	λ^*	κ^*
幌別泥炭	1.7	0.06	2.0	0.36	0.03	2.3	0.16
大宮泥炭	2.1	0.08	1.6	0.43	0.07	2.7	0.49
浦和泥炭	2.4	0.15	1.0	0.41	0.05	2.2	0.32

同様¹⁴⁾、等方圧密応力 (p_c) の異なる $\overline{CU}$ 試験での非排水有効応力経路が相似的であることを示している。

しかし、図-12 の幌別泥炭に関しては、圧密応力 (p_c) の異なる非排水応力経路の形状・大きさが違い相似的是とはいえない。また、せん断初期においては、排水試験の応力経路と同様、座標原点から遠ざかる傾向が認められる。このような傾向は、中小屋泥炭に関する三田地らの試験結果¹⁶⁾にも認められる。なお1週間の等方圧密期間では $v \sim \ln t$ 曲線の形状から見れば、まだ二次圧密状態へ移行したばかりであり、擬似先行圧密応力の発達は十分でないため擬似過圧密の影響は考えにくい。したがってこの原因は、幌別泥炭が写真-1 で示すように、末分解の植物繊維を多量に含む不均一な材料であるため、固相と液相での応力分担機構が粘性土とは異なる可能性があることと、供試体内に存在するガス²³⁾の影響とが考えられ、泥炭のせん断特性が粘性土と同一手法¹⁴⁾で論じえない場合もあることを示唆しているものと考ええる。

4.2 等方圧密応力 (p_c) と破壊時の平均有効応力 (p_f)

正規圧密および軽く過圧密された土は、限界状態線付近の応力状態で破壊する^{7), 14)}。したがって、式 (37)、式 (38)、式 (39) から $\overline{CU}$ 試験の際の等方圧密応力 (p_c) と破壊時の平均有効応力 (p_f) との間には、 $\ln f$ モデルでは

$$\ln \frac{p_c}{p_f} = \frac{aM^b}{\lambda} \quad (40)$$

カムクレイモデルでは

$$\frac{p_c}{p_f} = \exp\left(\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^*}\right) \quad (41)$$

修正カムクレイモデルでは

$$\frac{p_c}{p_f} = 2^{\lambda^* - \kappa^*/\lambda^*} \quad (42)$$

の関係が予測される。そして、式 (40)～式 (42) の材料定数は、試料の種類によって定まる定数であるから、等方圧密応力 (p_c) が異なる $\overline{CU}$ 試験での p_c 値と p_f 値間には、各モデルとも前式で示したような一義的關係が存在する。表-4 は、幌別、大宮および浦和泥炭の $\overline{CU}$ 試験結果から求めた p_c/p_f 値と表-3 の材料定数を用い各モデルで計算した p_c/p_f 値とを比較した表である。

同表では、同種類の泥炭では実測の p_c/p_f 値がほぼ同

じ値であり、 p_c 値と p_f 値との間に一義的關係が認められる。このことは、試験が $\overline{CU}$ 試験であることを考え合わせると、泥炭においても $\ln f$ モデルで定義したように、図-3 の $\ln f^* \sim \ln p$ 関係で表した等方圧密曲線 (NCL) と限界状態線 (CSL) とがほぼ平行であることを裏付けている。

すなわち、 $\ln f$ モデルにおける応力比一定 ($\eta = \eta_c$) 試験の $v \sim \ln p$ 関係は、式 (21) から式 (43)

$$v = A + \lambda \ln p \quad (43-1)$$

$$A = \Gamma + a\eta_c^b \quad (43-2)$$

で与えられ、 $v \sim \ln p$ 曲線の勾配は等方圧密曲線 (NCL) の勾配と一致する。したがって、式 (43) から限界状態線 ($\eta = M = \text{定数}$ での $v \sim \ln p$ 関係) も、等方圧密曲線と平行である。5.1 では、式 (43) を利用し、材料定数 λ の決定法について論じる。また、表-4 では $\ln f$ モデルで計算した p_c/p_f 値が最も良く実測値 p_c/p_f の平均値を予測しており、 $\ln f$ モデルの妥当性を示している。

破壊時の主応力差 (q_f) と平均有効応力 (p_f) との間には、 $q_f = Mp_f$ が成立するので、式 (40)、式 (41)、式 (42) から q_f 値が計算できる。さらに、強度増加率 (C_u/p) が $\ln f$ モデルでは、式 (40) を変形した次式で予測できる。

$$\frac{C_u}{p} = \frac{M}{2} \exp\left(-\frac{aM^b}{\lambda}\right) \quad (44)$$

4.3 $\overline{CU}$ 試験におけるひずみ

飽和土の $\overline{CU}$ 試験では、せん断過程中、供試体の体積は不変であり、せん断ひずみは式 (32) と $d\gamma^e = 0$ とする山口らの実験結果¹³⁾を考慮し全て塑性せん断ひずみと仮定すれば、塑性せん断ひずみ増分 ($d\gamma^p$) と軸ひずみ増分 ($d\epsilon_a$) とが同値となる。したがって、非排水せん断時の軸ひずみ増分は、 $\ln f$ モデルでは

$$d\epsilon_a = \frac{\left\{ \lambda - \kappa - ab \left(\frac{q}{p} \right)^b \right\} dp + ab \left(\frac{q}{p} \right)^{b-1} \cdot dq}{\lambda - \kappa - ab \left(\frac{q}{p} \right)^b} \cdot \frac{ab \left(\frac{q}{p} \right)^b}{q} \quad (34)$$

カムクレイモデルでは²²⁾

$$d\epsilon_a = \frac{\lambda^* - \kappa^*}{(1 + e_0)MP} \left\{ \frac{dq}{M - \frac{q}{p}} + dp \right\} \quad (45)$$

修正カムクレイモデルでは²²⁾

$$d\epsilon_a = \frac{\lambda^* - \kappa^*}{(1 + e_0)p \left\{ 1 + \left(\frac{q}{MP} \right)^2 \right\}} \cdot \left\{ \frac{2 \frac{q}{p}}{M^2 - \left(\frac{q}{p} \right)^2} \cdot dq + dp \right\} \frac{2q}{M^2 p} \quad (46)$$

で表せる。ここで e_0 は基準状態での間隙比である。

表-4 各種泥炭の P_c/P_f 値

項目 泥炭の種類	P_c/P_f 値		P_c/P_f 値 (計算値)		
			計算に採用したモデル		
	実測値	平均値	$\ln f$	Cam-clay	Mod. Cam-clay
幌別泥炭	1.47, 1.66, 2.20	1.78	1.60	2.54	2.00
大宮泥炭	1.78, 1.80	1.79	1.84	2.26	1.69
浦和泥炭	2.22, 2.48	2.35	2.40	3.34	1.81

図-13 軸ひずみ～応力比関係 (大宮泥炭)

図-14 軸ひずみ～応力比関係 (浦和泥炭)

図-13、図-14 は、大宮および浦和泥炭の $\overline{CU}$ 試験結果から得られた軸ひずみ (ϵ_a)～応力比関係と式 (34)、式 (45) および式 (46) を用いて計算した $\ln f$ 、カムクレイおよび修正カムクレイモデルでの $\epsilon_a \sim \eta$ 関係とを比較した図である。なお、各モデルでの非排水有効応力経路は、式 (37)、式 (38) および式 (39) で計算した。

図-13、図-14 において、各モデルで計算した $\epsilon_a \sim \eta$ 関係は実測値とあまり一致していない。この理由として、材料定数値の誤差、供試体中のガスの影響²³⁾および降伏関数と塑性ポテンシャル関数²⁰⁾との不一致、すなわち

関連流れ則の不成立等が考えられる。何故ならば、軸ひずみ (ϵ_a) は、基本的には式 (22) で計算される値であり、図-10、図-11 に示すように、 $\ln f$ モデルでは $\overline{CU}$ 試験の有効応力経路が比較的精度良く予測できるため、降伏関数を式 (16) で仮定することは妥当であるにもかかわらず、式 (22) において直交則を用いて算定した $\epsilon_a \sim \eta$ 関係の予測値と実測値との適合が良くないからである。

5. 材料定数の決定

5.1 λ 値と κ 値

λ および κ 値は、等方圧密・膨張試験を行い、その結果から得られる $v \sim \ln p$ 曲線の圧縮または膨張過程の勾配として定義される。ただし、 λ 値に関しては正規圧密領域における一次元圧縮過程中、静止土圧係数 (K_0 値) はほぼ一定値であると考えられるから、圧縮過程の応力比 (η_{con})

$$\eta_{con} = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \quad (47)$$

も定数であり、4.2 で論じたように、一次元圧密試験の正規圧密領域での $v \sim \ln \sigma_v$ 曲線の勾配として λ 値が決定できる。また、 K 値は次項以下に示す方法によって a, b および M が求まれば、式 (19) より次式で決定できる。

$$K = \lambda - abM^b \quad (48)$$

5.2 a 値と b 値

実験定数 a, b は、ダイレイタンスーに起因する体積ひずみ (v_a) と応力比 (η) との関係を式 (11)

$$v_a = a\eta^b \quad (11)$$

で近似した際の実験定数であり、本来は排水条件下の平均有効応力一定試験の結果から決定すべき定数である。ところで、 $\overline{CU}$ 試験の破壊時の応力点 (p_f, q_f) を測定すれば、式 (19) および式 (37) から b 値が式 (49)

$$b = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda \ln \frac{p_c}{p_f}} \quad (49)$$

で求まり、 a 値も式 (19) から式 (50)

$$a = \frac{\lambda - \kappa}{bM^b} \quad (50)$$

で決定できる。したがって、 a, b 値は等方あるいは一次元圧密・膨張試験と $\overline{CU}$ 試験の結果から決定できる。

5.3 M 値

限界状態線の応力比 (M) は、通常の粘性土と同様に側圧の異なる数回の三軸試験を行い、各試験結果の有効応力経路から限界状態線を決定しその応力比として求める。また、 λ, κ, a および b 値が既知であれば式 (19)

$$M = \left(\frac{\lambda - \kappa}{ab} \right)^{1/b} \quad (19)$$

で M 値が求まり、せん断抵抗角 (ϕ') が既知であれば、

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (51)$$

から正規および軽く過圧密された土の M 値が決定できる⁷⁾。

6. あとがき

泥炭の応力～ひずみ関係を反映した $\ln f$ モデルを提案し、泥炭に関する $\bar{CU}$ 試験結果と $\ln f$ 、カムクレイおよび修正カムクレイモデルによる解析結果とを比較し、 $\ln f$ モデルの妥当性、有用性を検討した。

得られた主要な結論は次のとおりである。

(1) $\ln f$ モデルは、カムクレイおよび修正カムクレイモデルと比較し、泥炭の応力経路を極めて良く予測し、泥炭の応力解析に有用である。

(2) $\ln f$ 、カムクレイおよび修正カムクレイモデルとも塑性せん断ひずみの予測精度は悪い。

(3) $\ln f$ モデルの材料定数 λ, κ, a, b および M 値は、 $\bar{CU}$ 試験と標準圧密試験の結果から求められる。

最後に、本論文の作成にあたり貴重な御教示を頂いた防衛大学校教授大平至徳博士、復建調査設計(株)中ノ堂裕文氏、三菱重工業(株)広島研究所熊本直樹氏ならびに大宮および浦和泥炭の試験結果を提供して頂いた元防衛大学校研究科学生森茂氏に深く感謝する。

記号説明

- a : $v_a = a\eta^b$ で近似した際の実験定数
- b : $v_a = a\eta^b$ で近似した際の実験定数
- dv : 対数ひずみで定義した体積ひずみ増分 ($=d\epsilon_a + 2d\epsilon_r$)
- dv^e : dv の弾性成分
- dv^p : dv の塑性成分
- dv_e : 平均有効応力の変化に起因する dv
- dv_e^e : dv_e の弾性成分
- dv_e^p : dv_e の塑性成分
- dv_a : ダイレイタンスーに起因する dv
- dv_a^p : dv_a の塑性成分
- $d\gamma$: 対数ひずみで定義したせん断ひずみ増分
 $\left(= \frac{2}{3} (d\epsilon_a - d\epsilon_r) \right)$
- $d\gamma^e$: $d\gamma$ の弾性成分 ($d\gamma^e = 0$ と仮定)
- $d\gamma^p$: $d\gamma$ の塑性成分
- f : 降伏関数
- f^* : 体積比 ($f^* = 1 + e$, e : 間隙比)
- Γ : $p = 1 \text{ kgf/cm}^2$ (98.1 kN/m^2) における等方圧密曲線の対数体積ひずみ
- M : 限界状態線 (CSL) の応力比
- p : 平均有効応力 ($= (\sigma_a' + 2\sigma_r')/3$), (kN/m^2)
- q : 主応力差 ($= \sigma_a' - \sigma_r'$), (kN/m^2)
- κ : $v \sim \ln p$ 関係で定義した膨張指数
- κ^* : $e \sim \ln p$ 関係で定義した膨張指数
- λ : $v \sim \ln p$ 関係で定義した圧縮指数
- λ^* : $e \sim \ln p$ 関係で定義した圧縮指数
- η : 応力比 ($= q/p$)

σ_a' : 有効軸方向応力 (kN/m^2)

σ_r' : 有効側方向応力 (kN/m^2)

ϵ_a : 軸ひずみ

ϵ_r : 側方ひずみ

参考文献

- 1) 大平至徳・佐々木晴美 (1979) : 泥炭地盤の圧密沈下, 「土と基礎」, Vol.27, No.10, pp.81~88.
- 2) 土質工学会編 (1974) : 「日本の特殊土」, 土質工学会, p.142.
- 3) 土質工学会編 (1988) : 「高有機質土に関する文献抄録集」, 土質工学会, pp.165~193.
- 4) 高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会編 (1989) : 「高有機質土に関するシンポジウム」開催報告, 「土と基礎」, Vol.37, No.7, pp.111~117.
- 5) 土質工学会編 (1979) : 「土質試験法」, 土質工学会, pp.372~422.
- 6) Schofield and Wroth (1968) : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill Book Co., London.
- 7) 石原研而・木村 孟 (1980) : 「土工学大系 8 土質力学」, 彰国出版, pp.91~125.
- 8) Roscoe and Burland (1968) : On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay. In Engineering Plasticity (J. Heyman and F.A. Leckie, eds). Cambridge University Press, Cambridge, pp.535~609.
- 9) 山口柏樹 (1987) : 「土質解析法」, 技報堂出版, pp.147~169.
- 10) 土質工学会編 (1979) : 「土質試験法」, 土質工学会, pp.612~615.
- 11) 森 茂・山口晴幸・大平至徳・木暮敬二 (1985) : 過圧密泥炭の非排水せん断特性, 「防衛大学校理工学研究報告」, 第23巻第1号, pp.31~70.
- 12) 土質工学会編 (1979) : 「土質試験法」, 土質工学会, pp.495~530.
- 13) 山口晴幸・大平至徳・木暮敬二・森 茂 (1984) : 三軸圧縮・伸張下における正規圧密泥炭の非排水応力～ひずみ関係, 「第19回土質工学研究発表講演概要集」, pp.481~484.
- 14) 土質工学会編 (1987) : 「土の強さと地盤の破壊入門」, 土質工学会, pp.128~146.
- 15) 柴田 徹 (1963) : 粘土のダイラタンシーについて, 京都大学防災研究所年報, 第6号, pp.128~134. を追加.
- 16) 三田地利之・成田 孝・藤原幸彦 (1986) : 除荷による泥炭の非排水強度減少率の推定, 「泥炭に関する研究討論会論文集」, 土質工学会北海道支部, pp.91~98.
- 17) Hiroshi Oikawa (1987) : "Compression curve of soft soils," S & F, Vol.27, No.3, pp.99~104.
- 18) Butterfield, R.: A natural compression law for soils, Geotech. Vol.29, No.4, pp.469~480, 1979. を追加.
- 19) 松尾 啓 (1986) : 対数ひずみで定義した圧縮指数と物理的性質との相関関係について, 「土質工学会論文報告集」, Vol.26, No.4, pp.177~185.
- 20) 松井 保・阿部信晴 (1983) : 5. 弾塑性体理論と適用 (その1), 「土と基礎」, Vol.31, No.11, pp.97~105.
- 21) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977) : "Induced anisotropy and time dependency in clay," Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Tokyo Specialty Session No.9, Constitutive equations of soil, pp.163~175.
- 22) 森脇武夫 (1986) : 「地盤の変形と破壊」, 土質工学会中国支部, pp.15~24.
- 23) 大平至徳 (1976) : 有機質土の工学的問題 2. 試験法と調査法, 「土と基礎」, Vol.24, No.12, p.83