

修正された泥炭性軟弱地盤の沈下予測式

Revised Formula for Prediction of Settlement on Soft Peaty Deposits

能登 繁幸*

Shigeyuki NOTO

泥炭地盤の沈下予測式として、先に \sqrt{t} 双曲線式を提案したが、Juarez-Badilloの提案式を基にして再検討した結果、室内圧密試験による泥炭の時間沈下曲線は、より拡張された新しい式で表わされることとなった。

本報告では、新しい予測式の基本的な考え方を示し、室内試験データから各係数を求めた経緯と現場に適用するための各係数の検討結果について述べるとともに、現場実測データを用いて予測式の検証を行っており、実用的な新しい沈下予測式が提案されている。

〈泥炭；沈下；予測；圧密試験〉

A \sqrt{t} hyperbolic formula to predict settlement of peaty soils has previously been presented. Time-settlement curves obtained from laboratory tests of peat were re-examined on the basis of an equation proposed by Juarez-Badillo.

Consequently, a revised prediction formula for peaty soils was obtained. This paper introduces the basic principles of the new formula, and a comparison is made between the predicted values by this formula and in-situ observed data.

Keywords: peat, settlement, prediction, consolidation-test.

1. はじめに

盛土などの荷重による泥炭地盤の圧密沈下挙動を、精度よく予測することはむずかしい。すなわち、室内圧密試験による $e \sim \log P$ 曲線を用いた最終沈下量の推定はかなりの誤差を容認すれば可能であっても、沈下の経時変化を室内試験結果から予測することはできない、というのがほぼ通説となっている。このため、現場サイドから、信頼性の高い沈下予測手法の確立が切望されているところである。

著者は、先に、泥炭の室内圧密試験による時間沈下曲線が \sqrt{t} 双曲線に従うとし、現場実測値とも照合して、ある程度信頼できる沈下予測式を提案した¹⁾。この成果は、「泥炭性軟弱地盤対策工指針」²⁾に取入れられ、現在、

北海道を中心として利用されている。その後、なぜ \sqrt{t} 双曲線になるのかと自問していたところ、SYNOPSISの最後に“Nature is simple and beautiful”と書かれたJuarez-Badilloの論文³⁾に巡り逢い、疑問は解決した。彼の一連の論文^{4),5)}を収集してその考え方を理解し、これを利用して再度泥炭の沈下予測式を検討したところ、より精度の高い沈下予測式を得ることができた。

本報告は、提案式の基本的な考え方を示し、各係数を求めるにいたった経緯を記し、現場実測沈下データによる検証結果を示して、ここで提案する沈下予測式が十分信頼でき、実用的であることを明らかにするものである。

2. 提案式の基本

*土質基礎研究室長

2.1 一定荷重下における時間的な体積変化

ある物体にある荷重（応力）が加わったときの時間的な体積変化は、

時間 $t = 0$ のとき 体積 $V = V_0$.

時間 $t = \infty$ のとき 体積 $V = V_f$

である。すなわち、時間の“増加”に対し体積は“減少”する。そこで、次式に示すような体積に関する関数 $f(V)$ を定義すると、 $t = 0$ で $f(V)$ は 0 となり、時間の増加とともにそれが増加し、 $t = \infty$ でそれも ∞ となる。

$$f(V) = \frac{1}{V - V_f} - \frac{1}{V_0 - V_f} \quad (1)$$

したがって、 $f(V)$ の時間的な変化は次式で表わされる。

$$\frac{df(V)}{f(V)} = \delta \frac{dt}{t} \quad (2)$$

$t = t_1$ のとき $V = V_1$ が既知の場合、(2)式は次のとおりである。

$$\frac{f(V)}{f(V_1)} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^\sigma \quad (3)$$

ここに、 δ は体積変化に関する定数である。

(1)式と(3)式から、

$$\frac{\frac{1}{V - V_f} - \frac{1}{V_0 - V_f}}{\frac{1}{V_1 - V_f} - \frac{1}{V_0 - V_f}} = \left(\frac{t}{t_1}\right)^\sigma$$

$$\frac{V_0 - V}{V - V_f} = \frac{V_0 - V_1}{V_1 - V_f} \left(\frac{t}{t_1}\right)^\sigma \quad (4)$$

ここで、 $(V_0 - V_f)$ は $t = \infty$ における体積変化量であり、 $(V_0 - V)$ は時間 t における体積変化量であるからそれぞれ X 、 X_T とすれば(4)式は以下のとおりである。

$$\frac{X}{X_T - X} = \frac{X_1}{X_T - X_1} \left(\frac{t}{t_1}\right)^\sigma$$

分子、分母を逆にして整理すると、

$$\frac{X_T}{X} = 1 + \left(\frac{X_T}{X_1} - 1\right) \left(\frac{t_1}{t}\right)^\sigma \quad (5)$$

圧密試験での圧密沈下量は、そのまま体積変化量とみなすことができるから、(5)式は次式のようになる。

$$\frac{S_f}{S} = 1 + \left(\frac{S_f}{S_1} - 1\right) \left(\frac{t_1}{t}\right)^\sigma \quad (6)$$

これを、ひずみ表示にすれば、

$$\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon} = 1 + \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_1} - 1\right) \left(\frac{t_1}{t}\right)^\sigma \quad (7)$$

今、 $C_p = (\varepsilon_f/\varepsilon_1 - 1) t_1^\sigma$ とおけば、 ε は次式で得られる。

$$\varepsilon = \varepsilon_f / (1 + C_p t^{-\sigma}) \quad (8)$$

(8)式において、 $\delta = 1/2$ 、 $a = (C_p/\varepsilon_f)$ 、 $b = (1/\varepsilon_f)$ と

すれば、

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{t}}{a + b\sqrt{t}} \quad (9)$$

となり、これは著者が先に示した \sqrt{t} 双曲線式である。すなわち、 \sqrt{t} 双曲線式は(8)式の特殊な場合に相当する。しかしながら、後述のとおり、 δ は必ずしも $1/2$ とはならないことが判明した。

2.2 荷重と体積変化について

ある物体に応力 P を加えると、 $P = 0$ のとき体積 $V = V_0$ であり、 P を限りなく大きくすれば $V = 0$ であると仮定すれば、2.1の考えと同様にして次式が得られる。

$$\frac{\frac{1}{V} - \frac{1}{V_0}}{\frac{1}{V_1} - \frac{1}{V_0}} = \left(\frac{P}{P_1}\right)^\gamma \quad (10)$$

ここで、 P_1 、 V_1 は既知である。

すべての物体は、過去・現在においてなにがしかの P を受け、それによって有限の V を示しているが、 $P = 0$ 、すなわち荷重がまったくかからないときの物体の体積が、例えばガス状に拡散状態にあったと仮定すれば、 $V = \infty$ となる。一方、現在われわれが得ることのできるデータは、過去の応力履歴の範囲内と範囲外とに分けられる。土の圧密試験に例えれば、過圧密領域と正規圧密領域に相当する。したがって、両者を別個に考える必要がある。

(1) $V_0 = \infty$ の場合：(10)式は次のとおりである。

$$\frac{V}{V_1} = \left(\frac{P}{P_1}\right)^{-\gamma} \quad (11)$$

ある荷重 P におけるひずみ ε は、次式で与えられる。

$$\varepsilon = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

$$= \frac{\Delta V}{V_0} \quad (12)$$

(11)式をひずみで表わすと、次式のとおりである。

$$\frac{V}{V_1} = \frac{V_0 - \Delta V}{V_0 - \Delta V_1} = \frac{1 - \varepsilon}{1 - \varepsilon_1} = \left(\frac{P}{P_1}\right)^{-\gamma} \quad (13)$$

ゆえに、

$$\varepsilon = 1 - (1 - \varepsilon_1) \left(\frac{P}{P_1}\right)^{-\gamma}$$

$$= 1 - K_{nc} \cdot P^{-\gamma} \quad (14)$$

ここに、 $K_{nc} = (1 - \varepsilon_1) P_1^\gamma$ であり、 ε_1 、 P_1^γ はひとつの物体に対して一定であると考えられるから K_{nc} も一定である。

(2) V_0 が有限の場合：(10)式において $V_1 = V_0/2$ となる σ を P^* とすると、

$$\frac{V_0}{V} = 1 + \left(\frac{P}{P^*}\right)^\gamma \quad (15)$$

(15)式をひずみで表わすと、

$$\frac{1}{1 - \epsilon} = 1 + \left(\frac{P}{P^*}\right)^\gamma \quad (16)$$

ゆえに、

$$\frac{1}{\epsilon} = 1 + \left(\frac{P}{P^*}\right)^{-\gamma} = 1 + K_{oc} \cdot P^{-\gamma} \quad (17)$$

ここに、 $K_{oc} = P^{*\gamma}$ である。

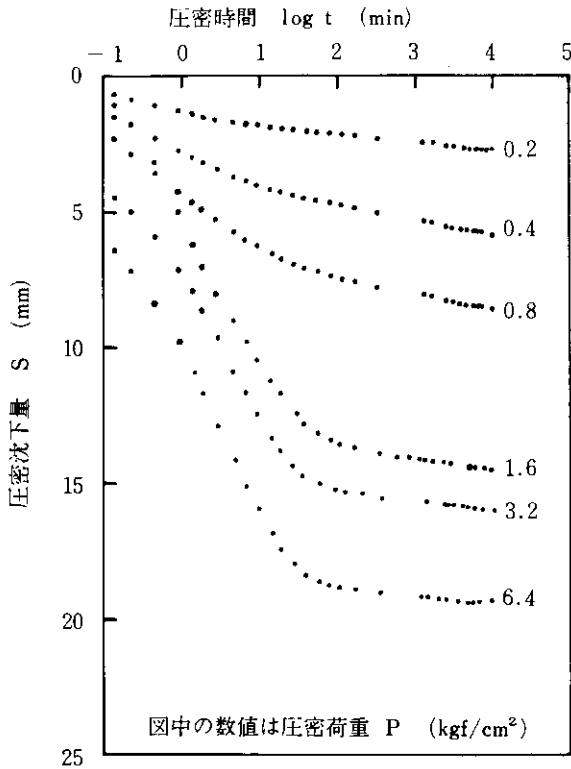


図-1 泥炭の時間沈下曲線の例

3. 室内圧密試験結果による検討

3.1 一次圧密領域の各係数

著者らは、過去に、一定の荷重を比較的長期に載荷する泥炭の圧密試験を数多く実施してきた。対象とした泥炭は、北海道全域から採取したものであり、含水比は100~1200%の範囲である。圧密供試体の寸法は、直径7.5cm、高さ2.5cmであり、圧密荷重は、0.2から6.4kgf/cm²までの6種類である。

圧密試験による泥炭の時間沈下曲線は、後半部(t = 100~1000min以降)にlog tに比例したいわゆる二次圧密挙動が現われる。図-1に1例を示すように、圧密荷重が大きいときはその境界がはっきりしないが、圧密荷重が小さいほど明瞭な不連続点として現われる。このような挙動が圧密試験上の問題であるのか、実際の挙動であるのかは明らかではないが、以下の検討にあたっては、log tに比例して生ずる沈下領域を二次圧密領域とし、それ以前を一次圧密領域と仮称して用いることとした。

まず、一次圧密領域の時間沈下曲線を(8)式にあてはめ、 ϵ_s 、 C_p 、 δ を少しずつ変化させて繰返し計算を行い、最も誤差の少ない状態のときの各値を求めた。

(1) δ について

δ については図-2に例を示すように、圧密荷重が大きいとやや大きくなり、含水比が高いとやや小さくなる。今回の圧密荷重の範囲では $\delta = 0.23 \sim 1.29$ となり、必ずしも $\delta = 0.5$ の一定値をとらない。したがって、 $\delta = 0.5$ に相当する \sqrt{t} 双曲線をあらゆる泥炭に適用するのは無理であることがわかった。

各荷重ごとに δ とWの関係を整理すると、一次式で表わすことができ、傾きはいずれの荷重でもほぼ一定で切片は荷重とともに若干増加する。したがって、 δ を荷重

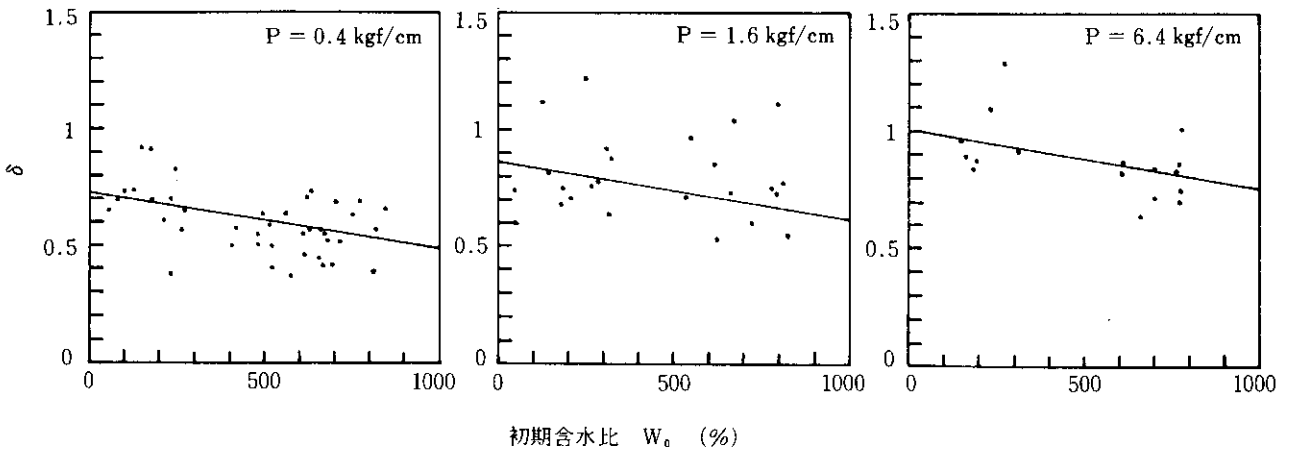


図-2 含水比と荷重による δ の変化

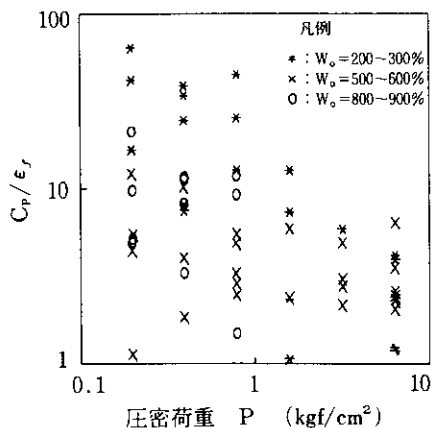


図-3 圧密荷重と C_p/ϵ_r の関係

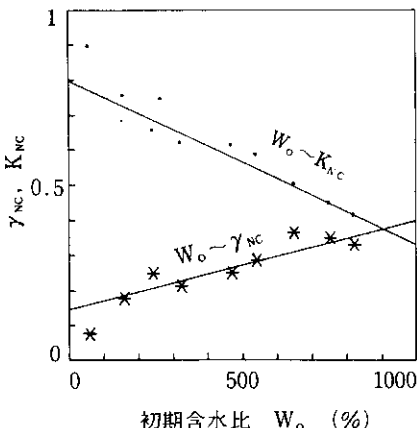


図-4 含水比と γ_{NC}, K_{NC} の関係

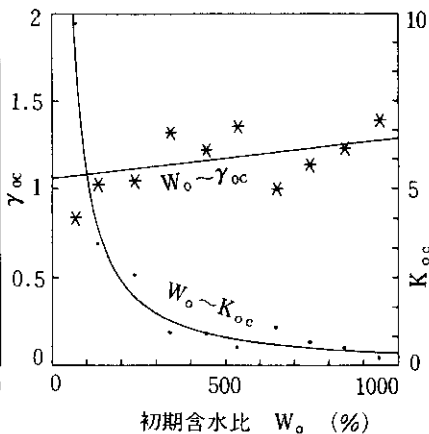


図-5 含水比と γ_{OC}, K_{OC} の関係

と含水比の関数として表わし、統計的に整理すると次式が得られる。

$$\delta = 0.82 + 0.23 \log P - 0.00025 W_0 \quad (18)$$

(2) C_p について

C_p についても δ と同様の整理を行ったが、バラツキが大きく一定の傾向を見いだすことができない。そこで、先に提案した \sqrt{t} 双曲線式における係数 a ((9)式参照) が W と $\log p$ の関数であり、 $a = C_p/\epsilon_r$ であることを勘案して C_p/ϵ_r と W, P との関係求めた。その結果、図-3 に示すとおり、 C_p/ϵ_r と P は両対数紙上で負の比例関係にあり、含水比が高いほど傾きが小さくなる傾向にあることがわかった。これを統計的に処理すると、次式が得られた。

$$C_p/\epsilon_r = 2.8 P^d \quad (19)$$

ここに $d = -1.5 + 0.0018 W_0$

(3) γ, K について

泥炭の長期圧密試験で得られた ϵ_r を(14)式にあてはめ、 γ_{NC}, K_{NC} を求め、それぞれ含水比ごとに平均値を求めて図示すると図-4のとおりである。サフィックス NC は正規圧密領域を表わす。これを含水比の関数として表わすと、次式のとおりである。

$$\begin{aligned} \gamma_{NC} &= 0.16 + 0.00025 W_0 \\ K_{NC} &= 0.81 - 0.00046 W_0 \end{aligned} \quad (20)$$

泥炭地盤の圧密降伏応力は、通常 $0.1 \sim 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ 程度であるが、これより小さい荷重での長期圧密試験を実施した例が少ない。そこで、別途実施した JIS の圧密試験結果による $e \sim \log p$ 曲線において、圧密降伏応力付近まで (おおよそ $P < 0.4 \text{ kgf/cm}^2$) を過圧密領域と仮定し、これらのデータを用いて(17)式により γ_{OC}, K_{OC} を求めた。サフィックス OC は過圧密領域を表わす。結果は図-5 に示すとおりであり、含水比の関数として次式で表わされた。

$$\gamma_{OC} = 1.1 + 0.00023 W_0 \quad (21)$$

$$K_{OC} = 1570 W_0^{-1.2}$$

(4) $e \sim \log P$ 曲線

間隙比 e とひずみ ϵ の関係は、次式で得られる。

$$\begin{aligned} e &= e_0 - \epsilon (1 + e_0) \\ &= (1 + e_0) (1 - \epsilon) - 1 \end{aligned} \quad (22)$$

e_0 は自然間隙比で、自然含水比 W_0 と十分な相関を有している²⁾。

$$W_0 < 250 \% \text{ のとき } e_0 = 0.0222 W_0 \quad (23)$$

$$W_0 \geq 250 \% \text{ のとき } e_0 = 0.0137 W_0 + 2.13$$

(22)式の関係を用いて $e \sim \log P$ 曲線を表わすと、(14)式により正規圧密領域、(17)式により過圧密領域の曲線が得られる。これを重ね合わせると図-6の $e \sim \log P$ 曲線が得られる。同図は、 $P < 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ では(14)式と(17)式による ϵ のうち大きな値を、 $P \geq 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ では(14)式に

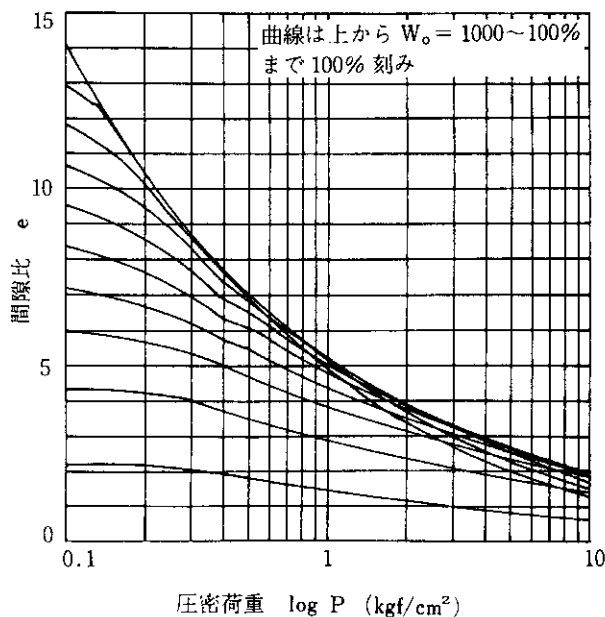


図-6 推定された $e \sim \log P$ 曲線

よる ϵ を用いて作成している。かくして得られた $e \sim \log P$ 曲線は、既往の発表成果⁶⁾ とよく一致している。

3.2 二次圧密領域の時間沈下

時間沈下曲線の後半部に $\log t$ に比例して生ずる沈下を二次圧密とし、それが始まる時間を t_s 、 t_s のときのひずみ量を ϵ_p 、 $\log t$ に比例する直線の傾き、すなわち二次圧密係数を C_s とすると、二次圧密領域のひずみ ϵ_s は次式で表わされる。

$$\epsilon_s = \epsilon_p + C_s \log(t/t_s) \quad (24)$$

長期圧密試験による時間ひずみ曲線において、 $\log t$ に比例し始めるひずみ量を目視で求め、これを ϵ_p とし、圧密度 $U (= \epsilon_p/\epsilon_r)$ で整理すると図-7 に示すとおりとなり、その平均を求めるとほぼ $U = 95\%$ であった。一方、 t_s を時間沈下曲線から目視で求めると、片対数目盛のためにわずかの読取り誤差で大きく値が異なり、精度よく t_s を求めることはむずかしい。ところで(8)式より、圧密度 U と時間 t との関係は次式で表わされる。

$$t = \left(\frac{U}{1-U} \cdot C_p \right)^{1/\sigma} \quad (25)$$

ここで、 $U = 95\%$ とすると、 t_s は次式のとおりに得られる。

$$t_s = (19C_p)^{1/\sigma} \quad (26)$$

二次圧密係数 C_s については、図-8 に一例を示すとおり、ある荷重でピークとなる凸型曲線となることが知られている⁷⁾。そこで、 C_s と $\log P$ の関係が正規分布曲線に近似すると仮定すれば、次式で表わされる。

$$C_s = a_c \cdot \exp[bc(\log P - \log m)^2] \quad (27)$$

ここに、 m は C_s がピークとなる圧密荷重であり、 a_c は C_s の極大値を表わす。長期圧密試験データを基にこれらの係数を検討すると、図-9 に示すとおりであり、含水比の関数として次式で表わされる。

$$a_c = -0.03 + 0.02 \log W_o$$

$$bc = -0.5 \quad (28)$$

$$m = 1 / (0.3 + 0.003 W_o)$$

これらの係数を用い、(27)式より推定した C_s の値と実測値を対比したものが図-10 であり、ほぼ満足できる値であると考えられる。

3.3 時間沈下曲線の予測式

以上のことから、ひずみ表示の時間沈下曲線は次式で

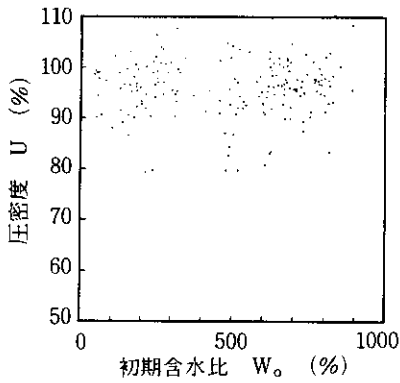


図-7 $\log t$ に比例し始めるときの圧密度

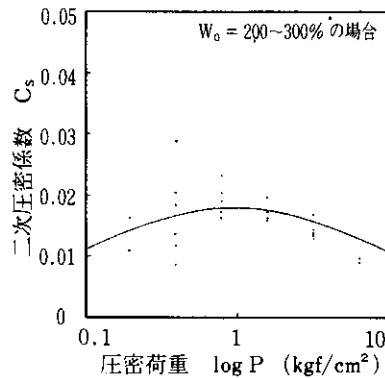


図-8 二次圧密係数 C_s の傾向

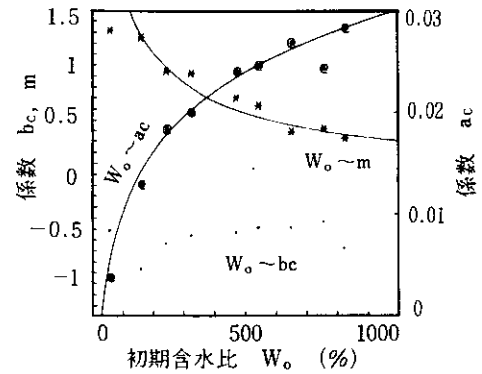


図-9 (27)式の a_c , b_c , m の傾向

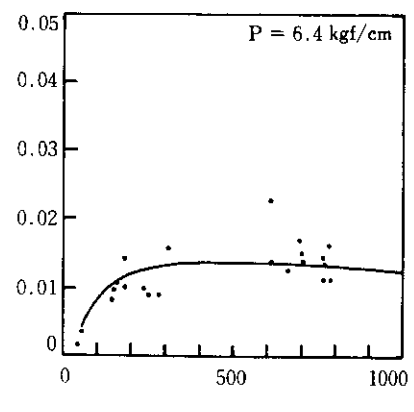
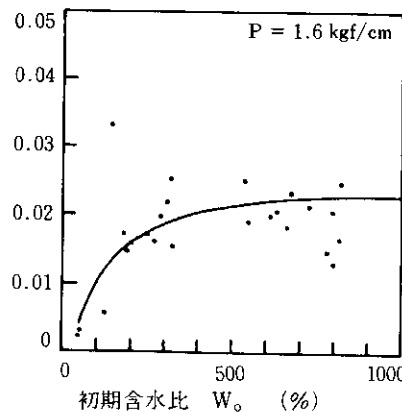
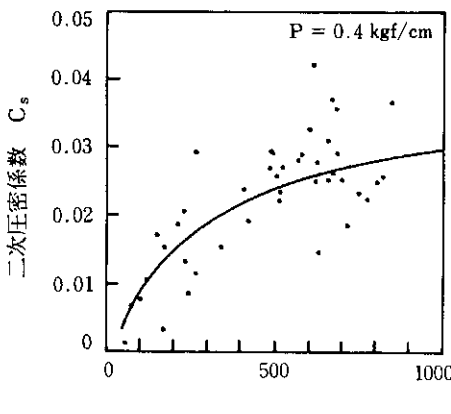


図-10 含水比と二次圧密係数の関係

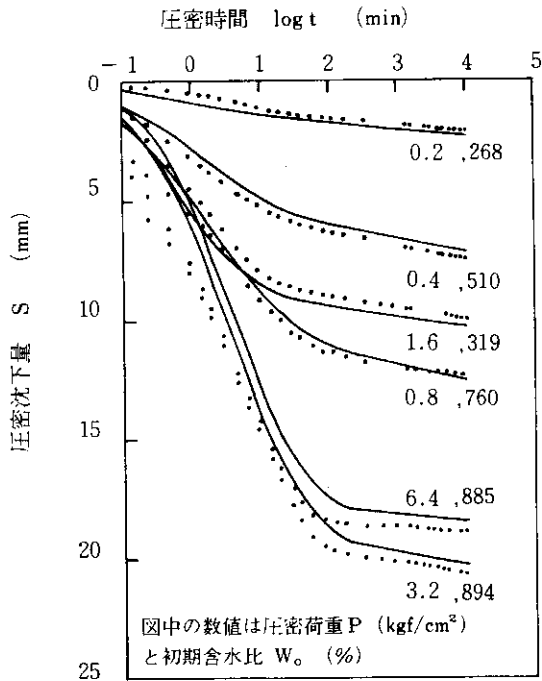


図-11 予測値と実測値との比較 (室内試験結果)

与えられる。

$$\textcircled{1} t \leq t_s \text{ のとき } \epsilon = \epsilon_f / (1 + C_p t^{-\sigma}) \quad (29)$$

$$\textcircled{2} t > t_s \text{ のとき } \epsilon_s = 0.95 \epsilon_f + C_s \log(t/t_s)$$

ここに、 ϵ_f は正規圧密領域のときに(14)式、過圧密領域のときに(17)式で与えられ、各係数 δ , C_p , C_s はそれぞれ(18), (19), (27)式で得ることができ、 t_s は(26)式で与えられる。(29)式による予測値は含水比と圧密荷重をパラメータとして得られ、これと長期圧密試験の実測値とを比較した例を図-11に示す。同図で明らかなように、(29)式を用いることにより、室内圧密試験による時間沈下量の予測が可能であると考えられる。

4. 現場の実測沈下データによる各係数の検討

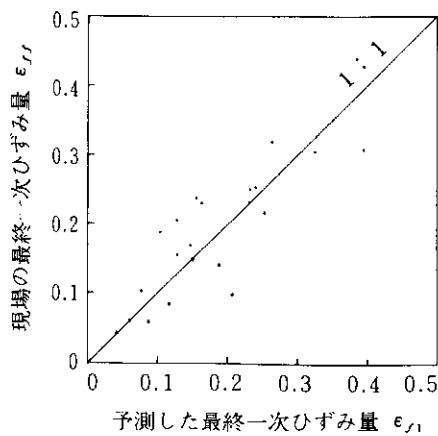


図-12 $\epsilon_{f/f}$ と ϵ_{f1} との関係

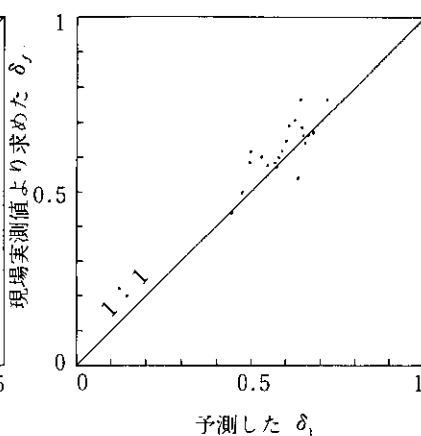


図-13 δ_f と δ_1 の関係

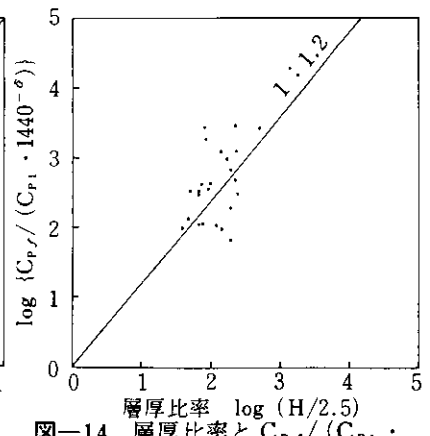


図-14 層厚比率と $C_{p/f} / (C_{p1} \cdot 1440^{-\sigma})$ との関係

盛土荷重による泥炭性軟弱地盤の圧密沈下に関する既往データのうち、層別沈下量が精度よく求められており、かつ瞬間載荷に近い24個のデータを抽出して、室内試験と同様の検討を行った。これらのデータは、最大観測日数が700日であり、二次圧密を含んでいる可能性もある。

(8)式を圧密度 U を用いて表わすと、次式のとおりである。

$$1/U = 1 + C_p t^{-\sigma} \quad (30)$$

(30)式を基に、 $\log t \sim U$ の曲線を求めると $U = 0.5$ を境に点対象の曲線が得られ、 $U = 1/3 \sim 2/3$ の middle 区間は見かけ上 $\log t$ に比例した直線となる。現場沈下データを整理するにあたっては、 $\log t$ に比例した直線部分が上述の middle 区間に相当するか、あるいは二次圧密か、をまず明らかにする必要があった。

middle 区間の平均的な傾き C_m は、

$$U = 1/3 \text{ のとき } \epsilon_1 = 1/3 \epsilon_f, t_1 = (0.5 C_p)^{1/\sigma}$$

$$U = 2/3 \text{ のとき } \epsilon_2 = 2/3 \epsilon_f, t_2 = (2.0 C_p)^{1/\sigma}$$

であるから、

$$C_m = (\epsilon_2 - \epsilon_1) / \log(t_2/t_1) = 0.554 \epsilon_f \delta \quad (31)$$

である。したがって、直線の傾きが上記の値に近いあるいは $U < 2/3$ であれば、これは middle 区間の値であると判断できる。

これらのことを念頭において、現場データを基に ϵ_f , δ , C_p , C_s を求めた。次に、これらの係数と室内試験から得られた予測値とを対比した。以下の検討にあたり、室内試験からの予測値にはサフィックス 1 を、また、現場データから得られた係数にはサフィックス f をつけている。

(1) ϵ_f , δ について

図-12 および 13 に示すように、 ϵ_f , δ とともに室内と現場は等しいとみなすことができる。すなわち、

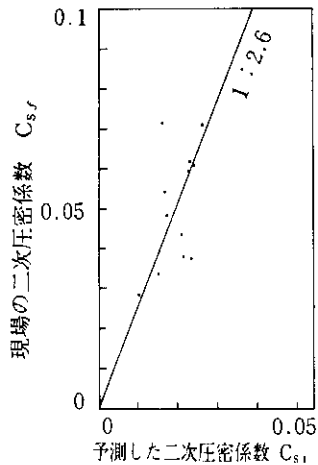


図-15 $C_{s,r}$ と C_{s1} との関係

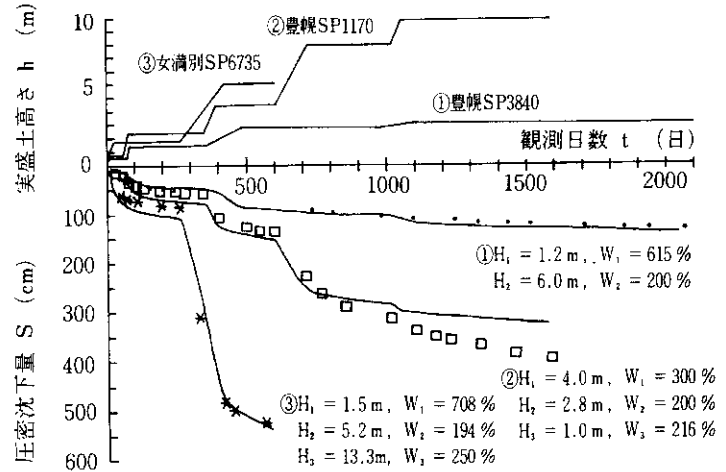


図-16 現場実測値による予測式の検証例

$$\begin{aligned} \epsilon_{r,r} &= \epsilon_{r1} \\ \delta_r &= \delta_1 \end{aligned} \quad (32)$$

(2) C_p について

C_p は、圧密係数 C_v と同様の性質を有する係数であり、層厚比率になんらかの影響を受けるものと考えられる。また、室内試験データは時間を分で整理していたので、これを日単位に換算する必要がある。以上のことから、 C_{p1} と $C_{p,r}$ は次式に示す関係にあると考えられる。

$$C_{p,r} = (H_r/H_1)^n \cdot C_{p1} \cdot 1440^{-\sigma} \quad (33)$$

ここに、室内試験の供試体の厚さ H_1 は 2.5 cm である。

層厚比率 ($H_r/2.5$) と $C_{p,r} / (C_{p1} \cdot 1440^{-\sigma})$ を両対数で比較すると、図-14 に示すとおりであり、両者の対数は比例関係にあるとみなせる。その比率、すなわち(33)式の n を求めるとほぼ 1.2 であった。したがって、現場の $C_{p,r}$ は次式で得られる。

$$C_{p,r} = 0.33 \cdot 1440^{-\sigma} \cdot C_{p1} \cdot H_r^{1.2} \quad (34)$$

(3) C_s について

現場データのうち、 $U > 2/3$ で明らかに $\log t$ に比例した沈下が生じているものを対象に $C_{s,r}$ を求め、 C_{s1} と対比すると、図-15 に示すとおりである。ややバラツキはあるが、両者は比例関係にあるとみなし、その比を求めると 2.6 である。したがって、 $C_{s,r}$ は次式で得られる。

$$C_{s,r} = 2.6 C_{s1} \quad (35)$$

(4) $t_{s,r}$ について

現場データの時間沈下曲線の後半部の傾きは、二次圧密曲線の傾きとほぼ近似していて、室内試験ほど明瞭に $t_{s,r}$ を求めることは困難である。 $\log t$ に比例し始める沈下量を目視で求めて圧密度 U を計算すると、おおよそ $U = 85 \sim 95\%$ であった。そこで、便宜的に $U = 90\%$ を二次圧密の開始点と考えると、 $t_{s,r}$ は次式で得られる。

$$t_{s,r} = (9 C_{p,r})^{1/\sigma} \quad (36)$$

5. 現場実測沈下データによる検証

精度の高い詳細な地盤データ、盛土施工状況、実測沈下データが得られている 13 ヲ所の現場を対象に、上述の結果を用いて予測式の検証を行った。

通常、現場における盛土施工は漸増的であり、一定放置期間後に繰返し盛土する段階施工となるのが一般的である。そこで、漸増载荷部分は近似図解法の考え方を適用し、各次の段階施工の沈下量は、施工直前の含水比と圧縮層厚を計算し、それを初期と考えて荷重増分に対する沈下量を求め、それ以前の沈下も継続して生じているものとして累積した。圧密荷重は、盛土荷重と舗装荷重を対象とし、道路盛土の場合は交通荷重として供用開始後に 1 t/m^2 を付加している。地盤内応力は、Osterberg の影響値を利用して求めた。

図-16 に紙面の都合で 3 例のみの検証例を示すが、13 ヲ所の現場すべての予測値が実測値とほとんど一致しており、予測式の精度がきわめて高いことが確認された。

6. おわりに

泥炭は工学的性質がきわめて不均質であり、わずかばかりのサウンディングやサンプリング結果で広大な泥炭地盤に対処するのは無謀かも知れない、と常々考えている。本報告では、そんな意味もあって数多くのデータを統計的に取扱い、マクロ的見地から当面利用できる沈下予測式を導きだした。本文中の各式を用いれば、圧密荷重と含水比のみで沈下予測が可能であり、圧密試験を必要としない。特に、ここで用いたデータは一定荷重で長期に载荷する圧密試験で得られたものであり、JIS 圧密

試験結果はほんの一部に利用しただけである。現在のところ、前述の「指針」でも泥炭に対してJISの圧密試験の実施を義務づけているが、今後、圧密試験の方法、結果の利用方法などを再検討する必要があると考えている。

参考文献

- 1) 能登繁幸：泥炭地盤の沈下量の予測に関する考察，土質工学会論文集，Vol.27，No. 2，pp.107～117，1987，and 泥炭地盤の新しい沈下予測方法，開発土木研究所月報，No. 423，技術資料，pp. 50～64，1988.
- 2) 泥炭性軟弱地盤対策工指針編集委員会：泥炭性軟弱地盤対策工指針，北海道開発技術センター，1988.
- 3) Juarez-Badillo, E.; General Compressibility Equation for Soils, Proc. 10th IC SMFE, Vol. 1, pp.171～178, 1981.
- 4) Juarez-Badillo, E.; General Time Volume Change Equation for Soils, Proc.11th ICSMFE, Vol. 2, pp.519～530, 1985.
- 5) Juarez-Badillo, E.; Postsurcharge Secondary Compression Equation for Clays, Canadian Geotechnical J., Vol.25, pp.594～599, 1988.
- 6) 佐々木晴美，能登繁幸，木元喬之：泥炭の工学的性質の特異性に関する考察，土質工学会有機質土に関するシンポジウム，pp.21～24，1977.
- 7) 例えば松尾 啓，大平至徳，山口晴幸：泥炭の二次圧密係数について，第18回土質工学研究発表会講演集，pp.245～246，1983.

APPENDIX 2 : 室内試験データとの比較検討に用いた現場沈下データ

No	沈下測定箇所	含水比	対象層厚	増加応力	観測日数
1	女満別 SP1869 第1層	625%	1.8m	0.195 kgf/cm ²	285 日
2	第2層	237	13.2	0.190	284
3	トイトッキ	400	3.7	0.484	111
4	望月寒川 SP1420 第1層	1000	3.1	0.296	42
5	第2層	430	2.4	0.255	42
6	ケリマイ	800	6.4	0.246	50
7	元村 締切堤	260	1.9	0.356	26
8	試験堤(I)	260	1.7	0.496	380
9	試験堤(II)	260	1.7	0.322	369
10	幌向 試験盛土	690	5.0	0.546	404
11	DS-1	600	5.0	0.190	78
12	円山 SP11060 第1層	500	2.2	0.352	293
13	第2層	320	2.1	0.341	293
14	角山 SP10975 第1層	460	1.3	0.655	342
15	第2層	200	3.6	0.635	342
16	豊幌 SP3310 第1層	525	2.0	0.335	628
17	第2層	156	2.6	0.331	628
18	SP3680 第1層	487	1.0	0.198	254
19	第2層	167	5.9	0.195	254
20	SP3840 第1層	615	1.2	0.321	276
21	第2層	200	6.0	0.319	276
22	月形 SP340(SD)	350	4.5	0.681	245
23	早来 SP4500	400	6.0	0.298	77
24	SP5220	300	5.0	0.253	70

APPENDIX 3 : 予測式の検証に用いた現場沈下観測データ

No	現場名	層	層厚	含水比	a	b	γ_s	観測日数
					段階数	各次盛土高さ		
1	月形橋取付SP340	1	5.3m	350%	13	3.25	1.7	2520日
		2	5.2	120	3	6.0/7.0/10.2		
2	豊幌 SP1170SD	1	4.0	300	16.2	4.2	1.45	1588
		2	2.8	200	5	0.8/2.4/4.5/9.0/10.8		
		3	1.0	216				
3	豊幌 SP3310	1	2.0	525	7.6	4.2	1.45	2307
		2	2.6	165	3	2.5/3.7/4.1		
		3	2.4	100				
4	豊幌 SP3680	1	1.0	487	6.2	5.1	1.45	2074
		2	5.9	167	3	0.4/1.8/2.8		
5	豊幌 SP3840	1	1.2	615	6.2	5.1	1.8	2075
		2	6.0	200	4	0.6/1.5/2.8/3.1		
6	円山	1	2.2	600	4.4	4.5	1.85	
		2	1.5	500	3	1.8/2.8/3.3		
		3	2.0	150				
7	女満別 SP6735	1	1.5	708	15	5	1.4	567
		2	5.2	194	2	1.85/6.1		
		3	13.3	250				
8	角山 SP10975	1	1.3	460	6	5.5	1.8	2530
		2	3.6	180	2	3.1/4.0		
9	ケリマイ	1	4.2	800	4.4	4.5	1.8	1068
		2	2.2	250	3	2.2/4.0/5.0		
		3	1.7	100				
10	十勝川トイトッキ	1	3.7	400	4.5	2.5	1.3	96
11	元村試験堤(I)	1	1.8	260	6.0	3.6	1.55	47
		2	1.6	90	1	3.0		
12	望月寒川 SP1420	1	2.0	750	3	4.5	1.48	307
		2	2.0	1260	3	2.0/3.2/4.3		
		3	2.0	430				
13	幌向試験盛土 (方形盛土)	1	4.0	800	3.3	2.5	1.5	632
		2	4.0	100	2	3.3/6.65		

*

*

*