

二次元圧密理論と農道の沈下解析

塩 光 輝

I はじめに

軟弱な地盤上に構造物を築造する場合つねに圧密による沈下が問題となる。とくに農業土木では軟弱な沖積地を対象とする場合が多く圧密沈下解析は不可欠の問題である。ところで現場で行われている圧密解析は殆どの場合一次元の解析であって、二次元ないし三次元の解析は少ないのが現状であろう。しかし軟弱層が比較的うすく、広い範囲の地域に盛土を行うときなどは別として、局部的な載荷を行う場合に一次元の圧密解析を適用させるのは相当の無理がある。たとえば農道の沈下解析を一次元で行うと最終沈下量についてはほぼ妥当な結果を得るが、時間沈下量は実測と推定値でかなりの差を生じ、一般に実測の方が相当早く沈下が進行する。

したがって局部的な載荷や水平方向の排水が問題となる場合には二次元ないし三次元の圧密解析が必要とされる。実際には農道や水路など平面ヒズミ状態のものが多く、二次元解析で満足される場合が多い。

しかしこれまで考えられている多次元解析は理論・計算ともに難解であり、これが一般の設計に反映されない主な原因ともなっている。著者はこの論文において簡潔な二次元圧密理論を提示し、容易に解析し得る計算法を示した。また実際に農道の試験盛土による沈下量を実測し、著者の計算法との比較を行うことによってその妥当性を検証した。

II これまでの多次元圧密解析法について

Taylorらは初期間ゲキ水圧分布が σ_z の分布に近い形である場合のT-U曲線を用いて沈下の計算を行った。これは一次元圧密理論における境界条件を変えただけであり、二次元圧密としての理論的根拠がない。Rendu-

lic¹⁾はTerzaghiが一次元圧密方程式を導いたのと同様な手順でこれを三次元に拡張し三次元の圧密基本式を導いた。ここでは圧密係数 C_v が一定とされているのが問題であるが、この理論をもとにして二次元放射流れとなるサンドドレーンの計算が行われている(例えばBarronの方法など)。

Gibson²⁾らはこの方法で円形等分布荷重の計算を行い、載荷面が透水であれば三次元沈下が一次元の場合よりずっと早く進行するというを明らかにした。またAboshiら³⁾は同理論において載荷面と同じ円筒状の仮想排水層を考え、等価排水直径による近似沈下解析を行った。

Biot⁴⁾は三次元弾性理論によってより一般的な三次元圧密基本式を導いた。この理論は一次元の圧密に使用した仮定をそのまま取り入れたTerzaghi, Rendulicらの三次元理論と比べ、理論的に厳密でありよりすぐれたものといえる。これによる三次元理論の解はMcNamee⁵⁾, Gibson⁶⁾, Mandel⁷⁾, Biot⁸⁾, 赤井⁹⁾らが求めているが、これらは半無限地盤を対象にしているなど特定の条件に限られるものである。また三次元圧密にはせん断変形による沈下が含まれることを考慮した理論もあるが、いまだ確立したものはない。さらにBiotの理論を基にした有限要素法による三次元圧密解析が最近目ざましく進歩している。しかし有限要素の計算には多大の労力と時間を要し、またそのマトリクスの演算には大型計算機が不可欠であるため余り現場に即した簡単な計算法とは云えない面がある。したがって有限要素法による圧密解析はまだ研究的な性格が強く、たとえば農道などの沈下問題に適用されている例は見うけられない。

このようにこれまでの多次元圧密解析法を概観すると、比較的簡単な解析手法の場合は理論的に薄弱すぎる傾向

があり、一方 Biot のように厳密な理論の場合は解を求めるのが困難となり、特定の条件にのみ適用できる解がいくつか知られているにすぎない。たとえば実際上問題となる有限深さの粘土層の圧密に関しては Gibson と Shiffman¹⁰⁾ や山口ら¹¹⁾ の論文があげられるのみであるがこれらの論文でも Gibson らの解析には数学的な問題があるとされ、¹¹⁾ また山口らでは全層の透水係数を一定とした限界がある。したがって今後の課題としては理論的に明確であり(若干の仮定条件を含めてもよしとする)、しかも現場の設計に簡単に利用できる比較的容易な解析手法が望まれる。

著者の方法は理論的な基礎を Rendulic におくものであるが、理論的に明確さを期しながら一般の二次元圧密に拡張したものである。また基本式の解法は Carrillo¹²⁾ による方法を、実際の計算上必要となる水平方向排水の考え方は Aboshi³⁾ の等価排水距離による方法をそれぞれ参考にし、それらを二次元圧密の場合に一般化した。

Ⅲ 二次元圧密理論

いま二次元の広がりをもった圧密層中に Fig. 1 のような微少部分を考える。このような微少部分に応力の増加が生じ圧密排水される場合の基本式を導く。この場合の仮定条件としては、

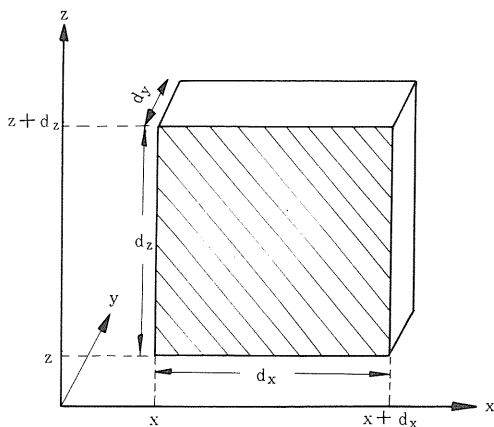


Fig. 1 圧密層中の微少部分
Soil element

- 1) 圧密層は均質の材料からなり等方弾性体である。
- 2) 排水は鉛直方向(z方向)と水平方向(x方向)の両方向から行われ、z-x平面と直角方向(y方向)からの排水はない。
- 3) y方向にはヒズミが生じない(平面ヒズミ状態)。したがって微少部分のy方向の長さ dy ははじめから式の誘導にあたり単位長さを考える。
- 4) 圧密層は完全に水で飽和されている。

この微少部分が dt 時間に ΔV の体積変化をしたとすると、ヒズミ(体積ヒズミ)に関しては

$$\Delta V = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} dt \cdot dx \cdot dz \quad (1)$$

一方排水による体積変化は、z および x 方向の流速をそれぞれ V_z, V_x とすると

$$\begin{aligned} \Delta V = & \left(V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \right) dx \cdot dt - V_z dx \cdot dt + \\ & \left(V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right) dz \cdot dt - V_x dz \cdot dt \\ \therefore \Delta V = & \left(\frac{\partial V_z}{\partial z} + \frac{\partial V_x}{\partial x} \right) dx \cdot dz \cdot dt \quad (2) \end{aligned}$$

(1)式と(2)式を等しいとおいて

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = \frac{\partial V_z}{\partial z} + \frac{\partial V_x}{\partial x} \quad (3)$$

ここで z および x 方向の透水係数をそれぞれ k_z, k_x とし、また微少部分に発生する過剰間ゲキ水圧を u とすると、

$$\left. \begin{aligned} V_z &= -\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \\ V_x &= -\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

つぎに平面ヒズミ場の等方弾性体における有効応力とヒズミとの関係から

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_z &= \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma'_z - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma'_x \right) \\ \epsilon_x &= \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma'_x - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma'_z \right) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\epsilon_y = 0, \quad \sigma_y' = \nu (\sigma_x' + \sigma_x') \quad (6)$$

ここに

ϵ_z, ϵ_x および ϵ_y ; z, x および y 方向のヒズミ
 σ_z', σ_x' および σ_y' ; z, x および y 方向の有効応力
 ν ; ポアソン比
 E ; 縦弾性係数

ところで体積ヒズミ ϵ_v は

$$\epsilon_v = \epsilon_z + \epsilon_x + \epsilon_y = \epsilon_z + \epsilon_x \quad (7)$$

より、これに(5)式を代入すると

$$\epsilon_v = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} (\sigma_z' + \sigma_x') \quad (8)$$

全応力と有効応力および過剰間ゲキ水圧については、次の関係が成立するものとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_x' + u \\ \sigma_x &= \sigma_x' + u \\ \sigma_y &= \sigma_y' + u \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ここに σ_z, σ_x および σ_y はそれぞれ z, x および y 方向の全応力である。

(9)式の和を計算すると

$$\begin{aligned} \sigma_z + \sigma_x + \sigma_y &= \sigma_z' + \sigma_x' + \sigma_y' + 3u \\ &= \sigma_z' + \sigma_x' + \nu(\sigma_z' + \sigma_x') + 3u \\ \therefore \sigma_z + \sigma_x + \sigma_y &= (1+\nu)(\sigma_z' + \sigma_x') + 3u \end{aligned} \quad (10)$$

したがって(8)式に(10)式を代入すると

$$\epsilon_v = \frac{3(1-2\nu)}{E} \left(\frac{\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y}{3} - u \right) \quad (11)$$

ところで(11)式の右辺中 $(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)/3$ は全応力の平均値(平均全応力)である。山口らによれば Biot の厳密理論から得られる圧密の初期と終期における平均全応力の値の比は、 $3(1-\nu)/(1+\nu)$ であるが、 $\nu \rightarrow 0.5$ で 1 に近づき、平均全応力の変化は余り大きくないと考えられる¹¹⁾。したがってこれが圧密中一定に保たれると考え、(11)式を t で微分すると

$$\frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} = -m_v \frac{\partial u}{\partial t} \quad (12)$$

ただし

$$m_v = \frac{3(1-2\nu)}{E} \quad (\text{一定})$$

(4)式と(12)式を(3)式へ代入し、 k_z, k_x をそれぞれ一定として計算すると

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_z}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_x}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (13)$$

または

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (14)$$

ここに C_v, C_h はそれぞれ z および x 方向の圧密係数(一定)であり、それぞれ

$$C_v = \frac{k_z}{\gamma_w m_v}, \quad C_h = \frac{k_x}{\gamma_w m_v} \quad (15)$$

(13)式または(14)式が二次元圧密の基本式である。

つきにこの基本式の解を Carrillo の方法¹²⁾ にならって求める。(14)式の解 u は

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (16)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (17)$$

の解をそれぞれ u_z, u_x とすると

$$\frac{u}{u_0} = \frac{u_z}{u_0} \cdot \frac{u_x}{u_0} \quad (18)$$

で与えられる。

ここに u_0 は初期過剰間ゲキ水圧(一定と仮定)である。なぜならば(18)式より

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} &= \frac{u_x}{u_0} \cdot \frac{\partial u_z}{\partial t} + \frac{u_z}{u_0} \cdot \frac{\partial u_x}{\partial t} \\ &= \frac{u_x}{u_0} C_v \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} + \frac{u_z}{u_0} C_h \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} \\ &= C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_h \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \end{aligned}$$

ここで平均圧密度で表わせば

$$\left. \begin{aligned} U &= 1 - \iint \frac{u}{u_0} dx dz \\ U_z &= 1 - \int \frac{u_z}{u_0} dz \\ U_x &= 1 - \int \frac{u_x}{u_0} dx \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

ここに U , U_z および U_x はそれぞれ二次元, z 方向および x 方向の平均圧密度である。

(18式より)

$$\begin{aligned} \iint \frac{u}{u_0} dx dz &= \iint \frac{u_z}{u_0} \cdot \frac{u_x}{u_0} dx dz \\ &= \int \frac{u_z}{u_0} dz \cdot \int \frac{u_x}{u_0} dx \end{aligned} \quad (20)$$

これに(19式)を代入すると

$$1 - U = (1 - U_z)(1 - U_x) \quad (21)$$

または

$$U = 1 - (1 - U_z)(1 - U_x) \quad (22)$$

(21式)または(22式)が求める解である。

すなわち二次元圧密の平均圧密度 U は, (16式)および(17式)で定義された z および x 方向の平均圧密度 U_z , U_x の値から定まることを示している。

IV 二次元圧密の計算法

(22式)を用いて二次元圧密の時間沈下量を求める方法について述べる。(22式)の右辺中 U_z , U_x はそれぞれ(16式)および(17式)で定義された一次元の圧密度である。したがって z および x 方向の時間係数 T_v , T_h を求めれば U_z , U_x は一義的に決定され, (22式)によって二次元圧密度 U が定まる。

いま z および x 方向とも両面排水とし, ある時刻 t における時間係数を考えると

$$T_v = \frac{C_v t}{(H/2)^2}, \quad T_h = \frac{C_h t}{(D/2)^2} \quad (23)$$

ここに T_v , T_h はそれぞれ z および x 方向の時間係数, H および D はそれぞれ z および x 方向の最大排水距離,

ただし H は圧密層厚と等しい。

T_h と T_v との比を α とおき, (23式)と(19式)によって計算すれば

$$\alpha = \frac{T_h}{T_v} = \frac{k_x}{k_z} \left(\frac{H}{D}\right)^2 \quad (24)$$

となる。

ここで水平方向の排水距離 D について考える。 D を理論的に厳密に定めるのはかなり大変な問題であり, また数多くの実例に基づいた検証が必要とされる。そこでここでは等価排水距離の考え方によって, つぎのように問題を単純化した場合の D を採用することにする。

いま Fig. 2 のように排水が圧密層の中心線を中心に

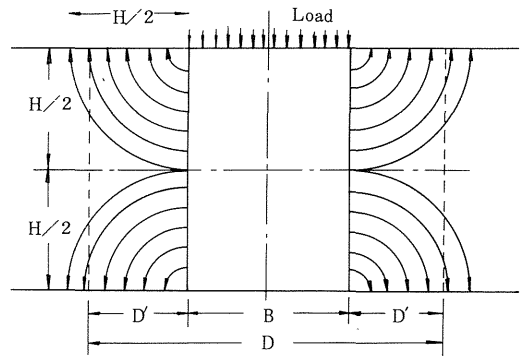


Fig. 2 二次元圧密の流線 (両面排水)
Schematic flow curve of two-dimensional consolidation

して上下左右対象に行われるものとし, 圧密層の上下の排水面から最終的に排水されるものとする。このときこの流線網の描く断面積と等しくなる水平方向の距離を D' (等価排水距離) とすれば

$$D' \times H = \pi \left(\frac{H}{2}\right)^2 \div 2$$

$$\therefore D' = (\pi/8)H = 0.393H \quad (25)$$

したがって水平方向の全排水距離 D は, 載荷巾を B とすると

$$D = 2 \times D' + B = 0.786H + B \quad (26)$$

(26)式を(24)式へ代入すれば

$$\alpha = \frac{k_x}{k_z} \left(\frac{1}{0.786 + B/H} \right)^2 \quad (27)$$

となり、 α は鉛直および水平方向の透水係数 k_z 、 k_x と圧密層厚 H および載荷巾 B によって決定される。 k_z 、 k_x は適当な土質試験（たとえば鉛直および水平方向の透水試験など）から具体的な値を求める。 H と B は設計条件によって定まる値である。

いま鉛直方向の時間係数 T_v を基準にして考えれば

$$T_h = \alpha \cdot T_v$$

より、 T_v における圧密度 U_z と $\alpha \cdot T_v$ における圧密度 U_x を求め(22)式に代入すれば任意の T_v に対する二次元圧密度 U が決定される。 T_v の値はふつうの一次元圧密試験から求めた C_v 値によって計算される。

このようにして求めた時間係数 T_v と二次元圧密度 U の関係を示したのがFig. 3である。Fig. 3は α が大きい

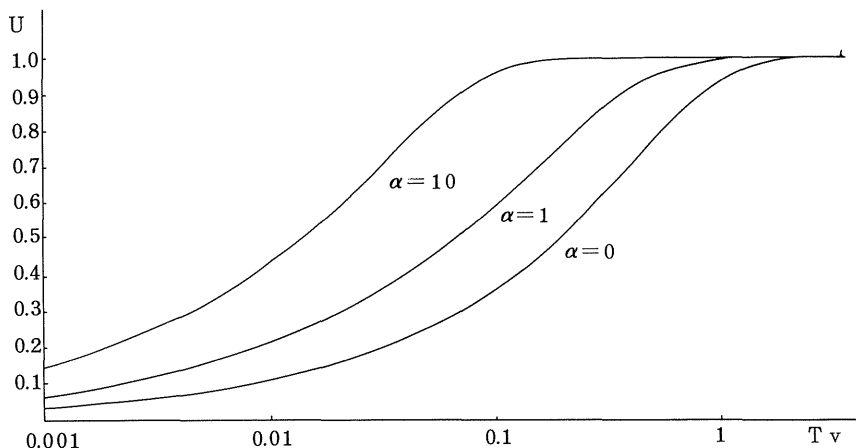


Fig. 3 $T_v - U$ curve

くなればなるほど U が大きくなり、圧密が早く進行することを示している。 α が0のときは水平方向の排水は行われず一次元圧密と一致する。

なお(27)式によれば $B/H \rightarrow \infty$ のとき、すなわち $B \rightarrow \infty$ か $H \rightarrow 0$ のときは $\alpha \rightarrow 0$ となり、圧密層厚に比べて載荷巾が広い場合は一次元圧密として取扱いうるというこれまでの考え方に一致する。また逆に $B/H \rightarrow 0$ のとき、すなわち $B \rightarrow 0$ か $H \rightarrow \infty$ のときは $\alpha = 1.62 (k_x / k_z)$ という一定の値となる。このことは二次元圧密の進行速度が無際限に大きくならないということと、載荷が集中荷重のときも同様に取扱いうるというこの方法の利点を示している。

V 農道の沈下事例

1. 調査の概要

茨城県南の霞ヶ浦流域一帯には大河川の後背湿地や谷津田の中～下流域に軟弱な泥炭層が広く分布している。このような泥炭層上につくられる農道のなかには不陸や舗装部分の破損を招くことがしばしばあり、沈下に対する十分な配慮が必要とされる。

本調査地域である茨城県谷和原村福岡地区においても延長約3kmの基幹農道予定地には厚さ2～3mの泥炭層が堆積し、農道の上載荷重による沈下が懸念された。そこでその対策としてあらかじめ農道の自重と交通荷重とを合わせた盛土荷重を載荷して圧密沈下させ安定化を計るプレローディング方式が提案され、試験盛土による

調査を行った。すなわち基幹農道予定路線上の2カ所に 試験盛土区 (N区とS区) を設定し, Fig. 4 のように

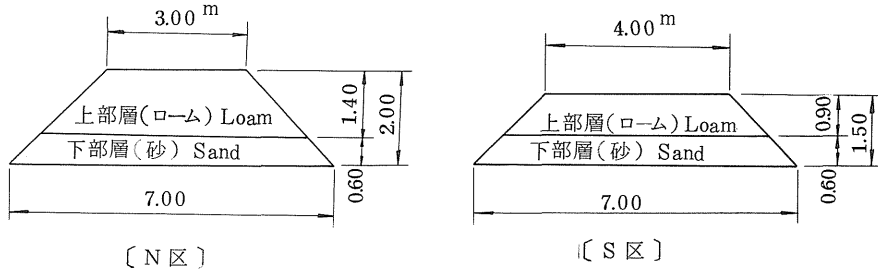


Fig. 4 試験盛土断面
Style of embankment

盛土断面を変えた2種類の盛土が行われた。延長はN区 S区とも40mである。

盛土は下部と上部の2層に分け, 下部層には砂 (成田層の山砂, $\gamma_t = 1.63$), 上部層には関東ローム ($\gamma_t = 1.32$) を使用した。下部層の砂は沈下後も路床の一部としてそのまま使用できるものとした。

農道直下の各地層別沈下量をみるため, 各地層の境界ごとにスクリー式沈下板を設置した。盛土直下にはT型沈下板を設置した。また田面高に及ぼす影響をみるため, 農道周辺には1~5mおきに沈下杭を設置し, 農道から50mはなれた地点までの田面高の変化を調べた。さらに各地層に生ずる間ゲキ水圧の変化をみるため各

地層の中央部にスタンドパイプ式地下水位管 ($\phi 30$ mm) を埋設した。農道から50mはなれた地点には地下水位管 ($\phi 60$ mm) を設置し自由地下水位の変化をみた。

なお沈下板の上部は盛土施工中の作業性を考慮してチェーンを連結し, チェーンにつけたマークの沈下を水準測量によって追跡した。また地下水位管についても上部はビニールホースとし, 水位の変化は電気接触式水位計によって調べた。

このほか土中の応力増加やブルの転圧力をみるための土圧計と側方変位を調べるためのフレキシブルパイプを設置した。これらの観測器の配置を Fig. 5 に示した。

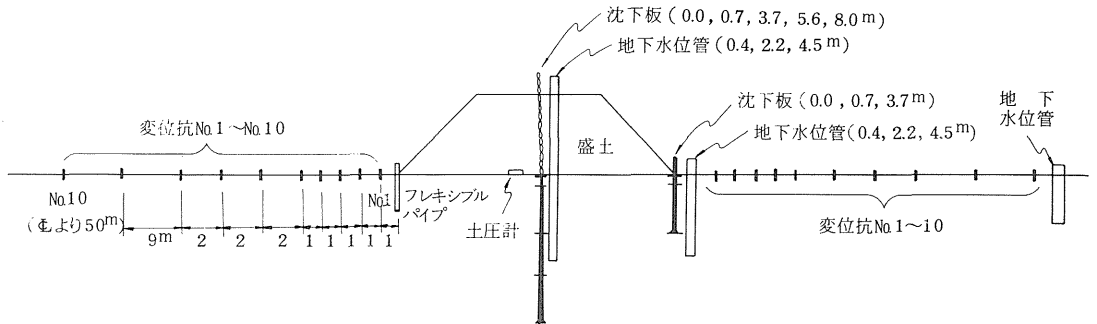


Fig. 5 観測器設置図
Set of equipments for observation

2. 調査区域の地質状況

本地域は小貝川の左岸沖積低地でN値が殆ど0の軟弱な腐植層（泥炭層）が広く分布している。地質断面はボーリング調査によれば Fig.6 のようになり、泥炭層の

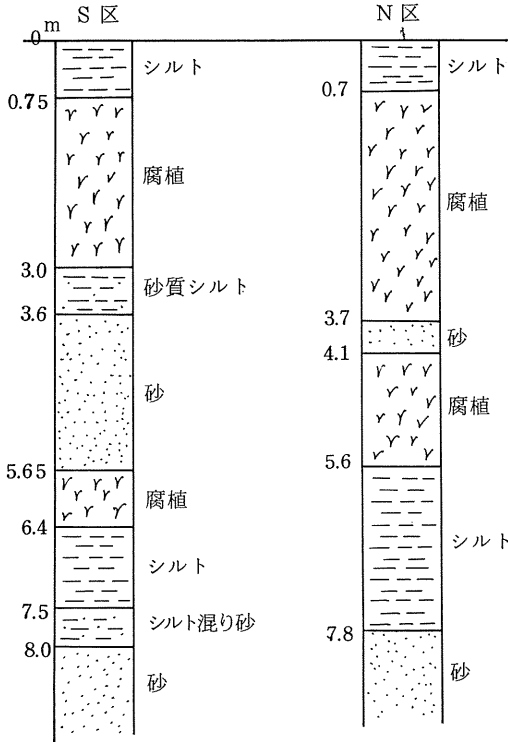


Fig.6 地質柱状図
Geologic column

厚さはN区で3.0m, S区で2.25mである。この泥炭層が沈下板の観測によって主たる圧密層であることが確認された。泥炭層の上部には比較的締め固まったシルト層が分布し、盛土砂が直接泥炭層中に埋没するのを防ぐ、いわばシートの役割を果たしている。泥炭層の下部には砂・シルトおよび泥炭の各層が堆積しているが、その層序・層厚は場所による変動が激しい。

以上の各層は小貝川の河成堆積物と考えられ、河川流況の変化に対応した混合層である。地表面下8.0m以深には洪積世の海成堆積物と考えられるよく締った砂層が堆積し、本地域の基盤層となっている。

3. 泥炭層の土性

Table 1 に圧密層を構成する泥炭の土性を示した。

Table 1 圧密層の土性
Nature of soil in Consolidation layer

分類	type	泥炭 Pt
真比重	G_s	2.1 ~ 2.4
自然含水比	w	172 ~ 298%
間ゲキ比	e	3.7 ~ 6.5
飽和度	S_r	100%
	LL	223
	PL	102
	PI	121
	C_c	1.7
単位体積重量	γ_t	1.2g/cm ³
透水係数(鉛直)	k_z	8.1 × 10 ⁻⁵ cm/min
“ (水平)	k_x	9.3 × 10 ⁻⁴ cm/min

本地域の泥炭においても他の一般的な泥炭とほぼ同じような性質が示されている。すなわち自然含水比, 間ゲキ比, 有機物含有量がかなり高く, 単位体積重量, 真比重が小さい。またセニ質分が明瞭に認められ, 一部には分解が進んで黒泥化しているものもある。

透水性は割合小さく水平方向が10⁻³ cm/min, 鉛直方向が10⁻⁴ cm/min程度である。圧縮性はきわめて大きく C_c は2~5を示している。圧密係数 C_v については10⁻¹ cm²/min程度となっているが, これは一般の泥炭に比べると大きいように思われる。また圧密試験では二次圧密が大きくでている。

4. 沈下量の実測値

1) 盛土部の沈下量

Fig.7とFig.8に沈下板の実測沈下量を示した。これをみるとN区, S区とも0mLの沈下量が最も大きく, つづいてN区0.7mLとS区0.75mLが大きい。これら上部2つの沈下板よりも下位にある沈下板はN区, S区とも殆んど沈下をしていない。

これを各層別の最終沈下量で示したのがTable 2である。Table 2の第2層は地質柱状図における泥炭層であ

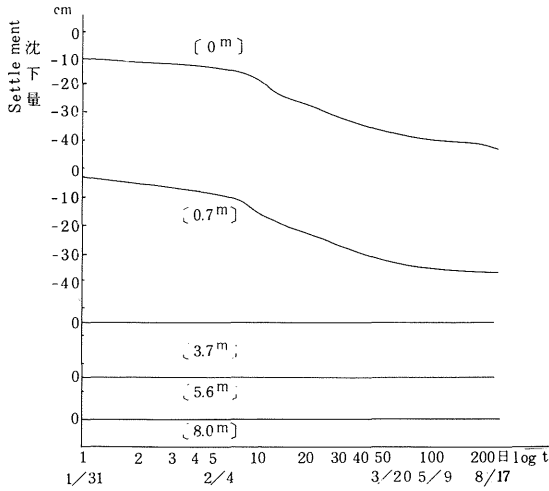


Fig. 7 N区沈下板時間沈下曲線
Time-settlement curve of the settlement plate (N district)

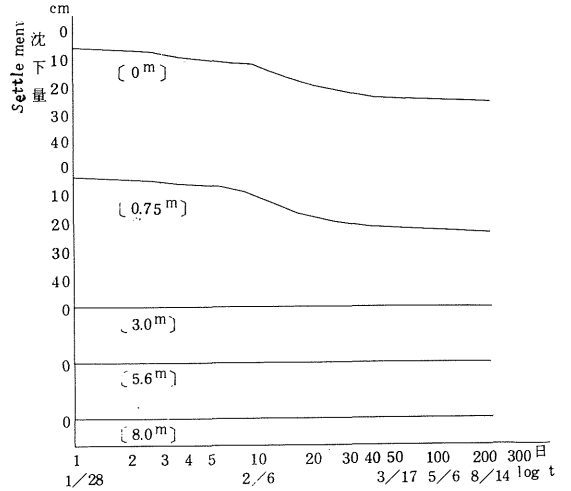


Fig. 8 S区沈下板時間沈下曲線
Time-settlement curve of the settlement plate (S district)

Table 2 各層別最終沈下量
Final settlement of each layer

	表層 N区 0~0.7m S区 0~0.75m		第2層 N区 0.7~3.7m S区 0.75~3.0m		下層	全層の沈下量	
	土	ノリ尻	土	ノリ尻		土	ノリ尻
N区	5.4 cm	3.0	32.2	11.3	≒ 0	37.6	14.3
S区	3.6 cm	3.0	22.6	9.9	≒ 0	26.2	12.9

って、盛土による圧密沈下を支配的にうける圧密層となっていることがわかる。また第2層の沈下量はほぼ層厚に比例した値となっている。

2) 田面高の変化

Fig. 9, 10, 11, 12 に周辺田面に立てた変位杭の時間沈下量を示した。これを農道からの距離別に最終沈下量を整理したのがTable 3である。

Table 3 田面高の変化
Variation of the level of Paddy field

	ノリ尻 (No. 1杭)			ノリ尻より1m (No. 2杭)			ノリ尻より2m (No. 3杭)			ノリ尻より20m (No. 9杭)		
	E側	W側	平均	E側	W側	平均	E側	W側	平均	E側	W側	平均
N区	-17.3	-19.6	-18.5	-4.3	-4.8	-4.6	-0.1	+0.8	+0.4	+1.9	+3.9	+2.9
S区	-8.7	-11.1	-9.9	-1.3	-2.6	-2.0	+1.5	+1.1	+1.3	+1.9	+2.9	+2.4

(- 沈下, + 上昇)

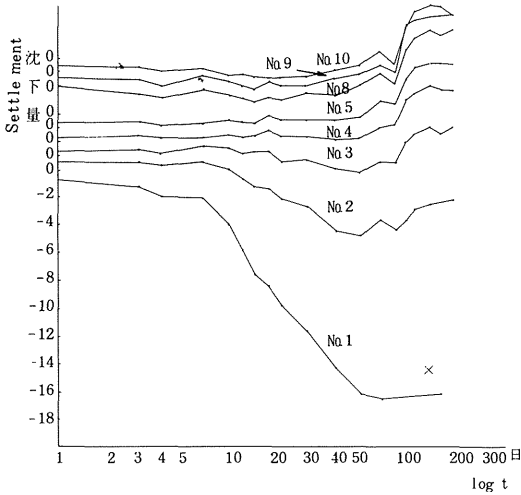


Fig. 9 変位杭 (NE) の時間沈下曲線
Time-settlement curve of paddy field (NE)

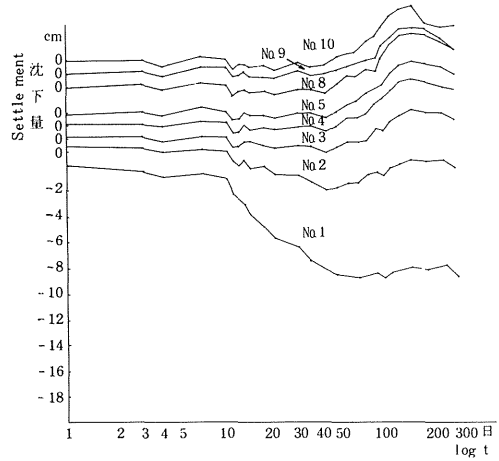


Fig. 11 変位杭 (SE) の時間沈下曲線
Time-settlement curve of paddy field (SE)

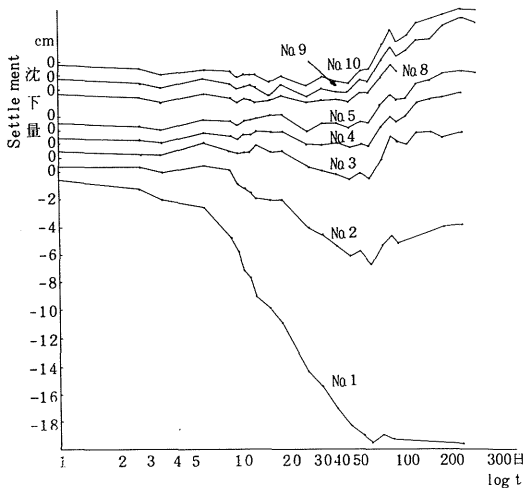


Fig. 10 変位杭 (NW) の時間沈下曲線
Time-settlement curve of paddy field (NW)

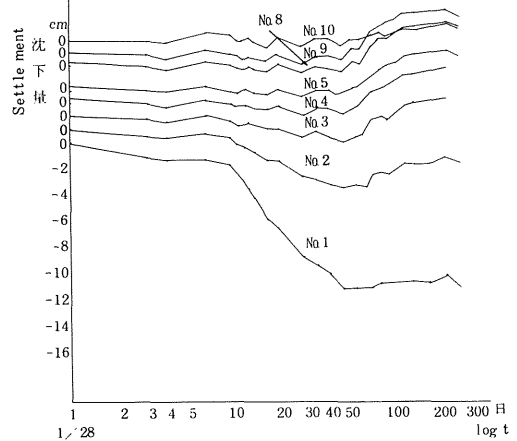


Fig. 12 変位杭 (SW) の時間沈下曲線
Time-settlement curve of paddy field (SW)

田面高は農道のノリ尻より 2 m までは盛土による影響をうけて沈下しているが、それより離れたところでは影響をうけていない。むしろ地下水位の上下による影響を強くうけ、地下水の変動に対応した田面高の変化をして

いる。これを道路中心から 50 m 離れた NE No. 10 と SE No. 10 の田面高について比較してみたが Fig. 13 である。測定値によれば地下水位が 1.3 m 上昇することによって田面高は N 区、S 区とも 4.8 cm 程度の上昇がみられる。

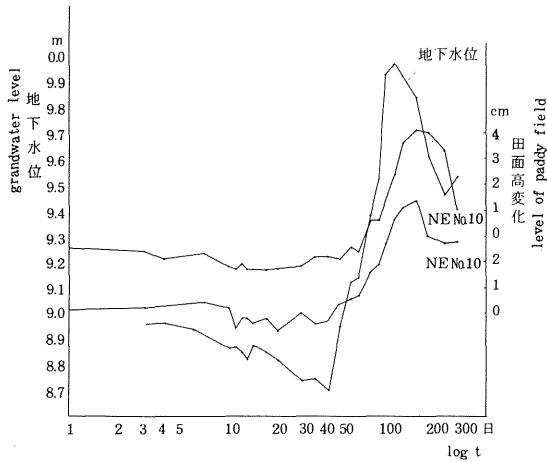


Fig. 13 地下水水位と田面高の変化
Variation of level of grand water and paddy field

3) 断面の変形

最終沈下量観測ののちN区とS区盛土部の中央部を掘削し、断面の変形の様子を確認した。また圧密進行中における断面変形は農道とノリ尻部の沈下量の比較と、フレキシブルパイプの観測によって追跡した。

その結果によれば盛土下部の沈下量は中心部の方がノリ尻よりも大きく、ノリ尻の最終沈下量は中心部の沈下量に対してN区で約4割、S区で約5割の値であった。このようにN区とS区で比率が異なるのは圧密層厚の違いによって地中の応力分布が異なるからであろうと思われる。

また盛土材は鉛直方向に沈下したのみで横方向への流亡は見られなかった。これに対応して地盤の変形も鉛直方向のみであり、横方向のいわゆる膨れ上がりは生じなかった。周辺田面高の観測によっても、盛土部の沈下に引きずられて生じた沈下はあっても、表面の膨れ上がりは認められなかった。したがって盛土部が極端に沈下するような場合にはむしろ周辺田面には引張性キレツの発生が考えられる。

このような沈下の特徴は泥炭が主としてセシ質が堆積した構造からなるため、鉛直方向の圧縮による変形に対して横方向の変位が殆ど生じないという性質、すなわ

ちポアソン比が殆ど0に近いことによると考えられる。

VI 実測沈下量と計算沈下量との比較

N区とS区の圧密層に対し、圧密時間沈下量の実測値(盛土中心部)と本論文で示した二次元の理論計算値とを比較したのがFig. 14, Fig. 15である。また計算に使用した圧密層の設計条件をTable 4に示した。

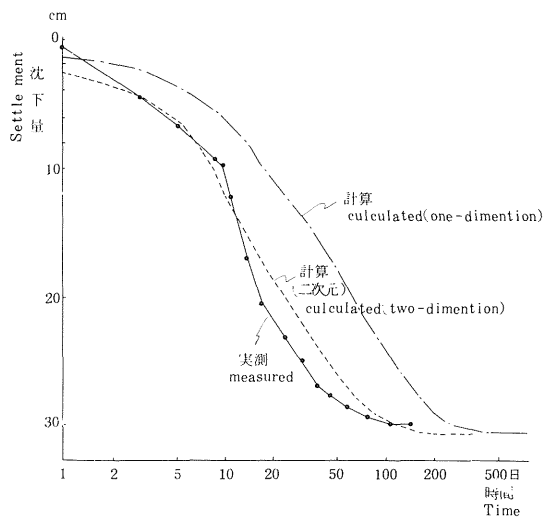


Fig. 14 時間-沈下量曲線 (N区)
Time-settlement curve (N district)

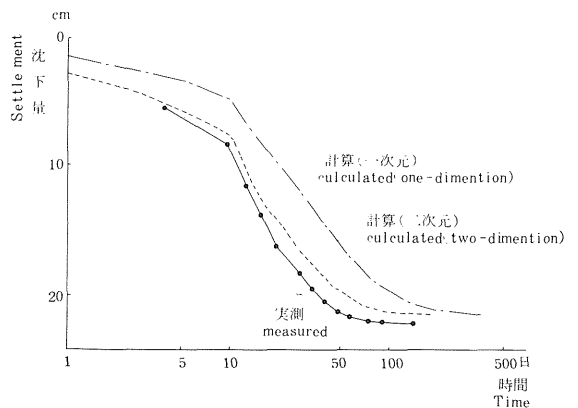


Fig. 15 時間-沈下量曲線 (S区)
Time-settlement curve (S district)

Table 4 設計条件
Constant for calculation

	A 断面	B 断面
圧密層厚H	3.0	2.25 m
盛土巾B	7.0	7.0 m
水平排水距離D	9.36	8.77 m
k_x/k_z	1.15	1.15
α	1.18	0.757

N区, S区とも著者の二次元圧密解析による方法は実測値とのよい対応を示している。このことは著者の導いた比較的簡易は理論と計算手法によっても、かなりよく現場の沈下を推定できることを証明している。

またこれらの図には一次元の圧密として取扱った場合の計算値も示したが、これでは圧密速度は非常に遅い結果となり殆ど適用できるものではないことが判明した。なおこの一次元圧密の計算に使用した時間圧密度の関係は、初期過剰間ゲキ水圧の分布が線型の場合のものである。またこの場合の最終沈下量は二次元弾性体における Boussinesq 理論より地中の平均増加応力 ΔP を求め

$$\Delta H = \sum m_v H \Delta P$$

から計算したものである。 ΔP には動的荷重も加えた評価がされている。

図から明らかなように最終沈下量の計算値と実測値は殆ど一致し、最終沈下量については一次元の取扱いでも充分実用に供せるものであることがわかった。

VII ま と め

本論文において二次元圧密の理論と簡易な計算法を提示した。また農道の試験盛土を行った結果から、その沈下量の実測値と理論計算値との比較を行い、著者の提案した計算法の妥当性を検証した。得られた知見をまとめると

- 1) 二次元圧密における平均圧密度は

$$U = 1 - (1 - U_z)(1 - U_x) \quad (22)$$

で与えられる。ただし U_z , U_x はそれぞれ鉛直および水

平方向の一次元圧密度である。

- 2) U_z , U_x を計算するに必要な水平方向と鉛直方向の時間係数の比 α は

$$\alpha = \frac{T_h}{T_v} = \frac{k_x}{k_z} \left(\frac{H}{D} \right)^2 \quad (24)$$

で与えられる。ただし k_z , k_x はそれぞれ鉛直および水平方向の地盤の透水係数、 H と D はそれぞれ鉛直および水平方向の最大排水距離である。

- 3) 水平方向の排水距離 D は等価排水距離の考えによって

$$D = 0.786 H + B \quad (26)$$

で表わされる。ただし B は載荷巾である。

- 4) 農道試験盛土の沈下量実測値と著者の二次元圧密理論による計算値はよい一致を示した。また一次元圧密による時間沈下量の推定は殆ど実用に供さないものであるが、最終沈下量については一次元の解析でも充分であることが判明した。

最後に本論文の農道試験盛土における計画と施工および調査において多大のご便宜をはかっていただいた茨城県土浦土地改良事務所工務第2課の片岡満男課長(当時) 間宮松郎課長, 木沢英雄係長, 根本進技師(当時), 馬淵次男技師(当時), 主浜孝明技師の各氏に心からの感謝の意を表する次第です。

引 用 文 献

- 1) Rendulic, L. : Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwässerten Tonzylindern, Wasserwirt. u. Tech., 1-38 (1935)
- 2) Gibson, R. E. and P. Lumb : Numerical Solution of Some Problems in the Consolidation of Clay, Proc. Instn. Civ. Engrs., Vol. 1, pp. 182-198 (1953)
- 3) Aboshi, H. and H. Monden : Three-dimensional Consolidation of Saturated Clay, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., 1-559 (1961)
- 4) Biot, M. A. : General theory of three-di-

- entional consolidation, *J. Appl. Phys.*, Vol. 12, pp. 155-164 (1941)
- 5) McNamee, J. and R. E. Gibson : Displacement functions and linear transforms applied to diffusion through porous elastic media, *Quart. Journ. Mech. and Appl. Math.*, 13 - Pt 1-98 (1960)
- 6) Gibson, R. E. and J. McNamee : The consolidation settlement of a load uniformly distributed over a rectangular area, *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech.*, 1-297 (1957)
- 7) Mandel, J. : Consolidation des couches d'argiles, *Proc. 4th Int. Soil Mech.*, Vol. 1, pp. 360-367 (1957)
- 8) Biot, M. A. : Consolidation settlement under a rectangular load distribution, *J. Appl. Phys.*, Vol. 12, pp. 426-430 (1941)
- 9) 赤井浩一 : 堤体二次元圧密の研究 — 堤体基礎の間げき圧分布 —, *土木学会論文集*, Vol. 16, pp. 51 (1953)
- 10) Gibson, R. E., P. L. Schiffman and S. L. Pu : Plane strain and axially symmetric consolidation of a clay layer on a smooth impervious base, *Quart. J. Mech. and Appl. Math.*, Vol. 23, pp. 505-520 (1970)
- 11) 山口柏樹・村上幸利 : 有限粘土層の多次元圧密について, *土木学会論文集*, Vol. 204, pp. 71-81 (1972)
- 12) Carrilo, N. : Simple two- and three-dimensional cases in the theory of consolidation of soils, *J. Math. Phys.*, 21-1 (1942)

The Theory of the Two-dimensional Consolidation and the Settlement Analysis of a Farm Road

KOHKI SHIO

In this paper, the author proposes the theory and the method for estimating the time-settlement value of the two-dimensional consolidation in a saturated elastic clay layer, and also the author strengthens the theory by comparing the result with the actual settlement of a farm road. The main results of the theory are:

1. Two-dimensional consolidation ratio is

$$U = 1 - (1 - U_z)(1 - U_x)$$

where U_z and U_x are the vertical and horizontal one-dimensional consolidation ratios, respectively.

2. The ratio of the horizontal time factor to the vertical is

$$\alpha = T_h/T_v = K_x/K_z (H/D)^2$$

in which, K_z and K_x are the vertical and horizontal permeabilities of soil, and H and D are the vertical and horizontal drainage distances, respectively.

3. Horizontal drainage distance D is obtained by the idea of the equivalent drainage distance as

$$D = 0.786 H + B$$

where B is the width of loading.

4. The actually measured value of the settlement of the farm road agrees well with the value calculated from the author's two-dimensional theory.

(Sci. Rep. Fac. Agr. Ibaraki Univ. No. 27, 95~106, 1979)