



粘性土地盤に載る建築構造物の沈下過程に関する解析的研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 室蘭工業大学 公開日: 2014-03-04 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 土屋, 勉, 大築, 和夫 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/1085

粘性土地盤に載る建築構造物の沈下過程に関する解析的研究

その他（別言語等） のタイトル	Analytical Study on the Settlement Process of Structures on Cohesive Soils
著者	土屋 勉, 大築 和夫
雑誌名	室蘭工業大学研究報告. 理工編
巻	34
ページ	55-74
発行年	1984-11-30
URL	http://hdl.handle.net/10258/1085

粘性土地盤に載る建築構造物の沈下過程に 関する解析的研究

土 屋 勉・大 築 和 夫

Analytical Study on the Settlement Process of Structures on Cohesive Soils

Tsutomu TSUCHIYA and Kazuo OHTSUKI

Abstract

The purpose of this paper is to investigate the settlement process of structures which are supported by the friction piles or spread foundations on cohesive soils.

Three-dimensional element is derived from the effective stress principle, and four structure-foundation models are analyzed by the finite element method.

The results are summarized as follows : a large amount of differential settlements occur at undrained stage, although the total settlement of structures is made up of an undrained component and a consolidation component. The total settlements and the differential ones are significantly affected by the rigidity of piles and that of superstructures, respectively. And further, the friction piles are effective to reduce the differential settlements of structures at drained stage.

1. は じ め に

軟弱地盤地域における建築構造物の基礎として、深部の良質な砂れき層に杭支持させる方法がこれまで一般的に行われてきたが、周辺地盤沈下により種々の弊害も生じている。このため、最近では摩擦杭の利用や表層地盤を改良して直接基礎を採用するといった試みも幾つか見られるようになった。これらの工法による構造物の沈下量は比較的大きくなることから、事前に沈下量をできるだけ正確に予測すると共に、それに基づいて構造物の不同沈下に対する配慮を行うことが重要である。

不同沈下の計算手法に関する研究は古くから試みられており、現在まで幾つかの手法が報告^{1)~8)}されているが、精度や汎用性の不足から一般の構造物への適用が難しいのが現状である。これらの手法には、次のような共通する問題点が含まれているものと思われる。すなわち、①本来三次元的な現象である地盤の圧密を Terzaghi の一次元圧密モデルとしているため、水平方向の圧密や非排水変形が解析されないこと、②地中の応力伝播を半無限弾性地盤における

Boussinesque 問題として扱っているため、地盤の異質性が考慮できないこと、③直接基礎や支持杭基礎を対象としており、摩擦杭基礎への応用が難しいこと、等である。

そこで本論文では、先ず上記の問題点を取り除くための三次元圧密要素を誘導し、それを用いてメッシュ分割および時間刻みについて考察した後、上部構造の剛性とその支持型式を異にする4種の建築構造物モデルを三次元有限要素解析し、それらの沈下過程の諸性状について比較検討した。

2. 圧密要素の作成および精度の検討

通常の粘性土地盤においては、載荷重によって鉛直変位と同時に側方変位も発生するので、建築構造物の沈下を正確に算定するには非排水せん断変形（即時沈下）と排水変形（圧密沈下）の両者を考慮して三次元問題として扱う必要があるものとする。そこで、筆者は両者の変形を解析に取り入れるために Christian⁹⁾ が三角形要素に適用したと同様の有効応力概念を新たに直方体要素に導入した。更に、予備解析としてこの要素を用いて解析する際のメッシュ分割および時間刻みについて検討した。

2.1 三次元圧密要素

節点変位に関する単位要素は図-1に示す8節点直方体要素である。過剰間隙水圧については、分割数が多くなると後述する差分式の収束性が非常に悪くなる傾向がみられたので、できるだけ節点を少なくするために要素中央位置（図-1の⑨節点）で表わすことにした。なお、粘土は飽和されており、粘土骨格は等方弾性体、粘土中の流体水は非粘性・非圧縮の完全流体と仮定した。以下に単位要素マトリックスを誘導する。

全応力を $\{\sigma\}$ 、有効応力を $\{\sigma'\}$ 、過剰間隙水圧を $\{p_w\}$ とすると、有効応力の概念より、

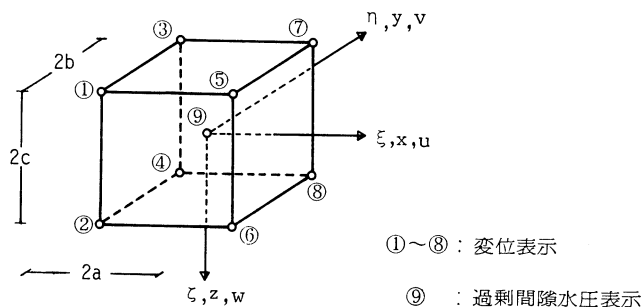


図-1 三次元圧密要素

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{p_w\} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \text{ただし, } \{\sigma\} &= \{\sigma_x \ \sigma_y \ \sigma_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}\}^T \\ \{\sigma'\} &= \{\sigma'_x \ \sigma'_y \ \sigma'_z \ \tau_{xy} \ \tau_{yz} \ \tau_{zx}\}^T \\ \{p_w\} &= \{p_w \ p_w \ p_w \ 0 \ 0 \ 0\}^T \end{aligned}$$

次に、弾性マトリックスを [D]、歪度を $\{\varepsilon\}$ とすると、

$$\{\sigma'\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (2)$$

ただし、

$$[D] = \frac{E'_s}{(1-\nu'_s)(1-2\nu'_s)} \begin{bmatrix} 1-\nu'_s & & & & & \\ \nu'_s & 1-\nu'_s & & & & \\ \nu'_s & \nu'_s & 1-\nu'_s & & & \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu'_s}{2} & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu'_s}{2} & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu'_s}{2} \end{bmatrix} \begin{matrix} \\ \\ \text{Sym} \\ \\ \\ \end{matrix}$$

E'_s : 粘土骨格の弾性係数, ν'_s : 粘土骨格のポアソン比

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \varepsilon_z \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx}\}^T$$

載荷重を $\{p\}$ 、物体力を $\{b\}$ 、変位量を $\{f\}$ とすると、仮想仕事の原理より、

$$\begin{aligned} \int_s \{P\}^T \cdot \Delta\{f\} ds + \int_v \{b\}^T \cdot \Delta\{f\} dv &= \int_v \{\sigma\}^T \cdot \Delta\{\varepsilon\} dv \\ &= \int_v \{\sigma'\}^T \cdot \Delta\{\varepsilon\} dv + \int_v \{P_w\}^T \cdot \Delta\{\varepsilon\} dv \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、要素内任意位置の変位量は変位関数 [N] を用いて次のように表わす。

$$\{f\} = [N] \cdot \{\delta\} \quad (4)$$

ただし、 $\{f\} = \{u \ v \ w\}^T$

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & N_2 \cdots N_8 & 0 & 0 \cdots 0 & 0 & 0 \cdots 0 \\ 0 & 0 \cdots 0 & N_1 & N_2 \cdots N_8 & 0 & 0 \cdots 0 \\ 0 & 0 \cdots 0 & 0 & 0 \cdots 0 & N_1 & N_2 \cdots N_8 \end{bmatrix}$$

$$N_i = (1 + \xi \cdot \xi_i) \cdot (1 + \eta \cdot \eta_i) \cdot (1 + \zeta \cdot \zeta_i) / 8$$

$$\xi = x/a, \ \xi_i = x_i/a, \ \eta = y/b, \ \eta_i = y_i/b, \ \zeta = z/c, \ \zeta_i = z_i/c$$

$$\{\delta\} = \{u_1 \ u_2 \cdots u_8 \ v_1 \ v_2 \cdots v_8 \ w_1 \ w_2 \cdots w_8\}^T, \ i = 1, 2, \dots, 8$$

全ての節点で変位が与えられれば、要素内任意位置の歪度 $\{\varepsilon\}$ は弾性論より、

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{\delta\} \quad (5)$$

$$\text{ただし, } [B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial y} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial z} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial z} & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial z} & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial z} & 0 & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} \end{bmatrix}$$

ここで, (3)式に(2), (4), (5)式を代入し, 節点力を $\{F\}$ として整理すると,

$$\begin{aligned}
 \{F\} &= \int_V [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dv \cdot \{\delta\} + \int_V [B]^T \cdot \{P_w\} dv \\
 &= [K_E] \cdot \{\delta\} + [K_P] \cdot \{H\} \tag{6}
 \end{aligned}$$

ただし, $\{F\} = \{X_1 \ X_2 \ \dots \ X_8 \ Y_1 \ Y_2 \ \dots \ Y_8 \ Z_1 \ Z_2 \ \dots \ Z_8\}^T$

X_i, Y_i, Z_i : i の節点の x, y, z 方向節点力

$[K_E]$: 有効応力の剛性マトリックス

$[K_P]$: 過剰間隙水圧マトリックス $= [K_{pu} \ K_{pv} \ K_{pw}]^T$

$$[K_{pu}] = E_v \cdot b \cdot c [-1 \ -1 \ -1 \ -1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1]^T$$

$$[K_{pv}] = E_v \cdot a \cdot c [-1 \ -1 \ 1 \ 1 \ -1 \ -1 \ 1 \ 1]^T$$

$$[K_{pw}] = E_v \cdot a \cdot b [-1 \ 1 \ -1 \ 1 \ -1 \ 1 \ -1 \ 1]^T$$

$\{\delta\}$: 節点変位

$\{H\}$: 過剰間隙水圧の比例係数

$$H = P_w / E_v, \quad E_v = E_s / 3(1 - 2\nu_s)$$

(6)式の数値は 24 であるのに対して未知数は 25 であるので, ここで流量に関する連続の式を導入する。直方体要素の体積歪を ϵ_v とすれば,

$$\begin{aligned}
 \epsilon_v &= \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \\
 &= \left[\frac{\partial N_1}{\partial x} \ \frac{\partial N_2}{\partial x} \ \dots \ \frac{\partial N_8}{\partial x} \ \frac{\partial N_1}{\partial y} \ \frac{\partial N_2}{\partial y} \ \dots \ \frac{\partial N_8}{\partial y} \ \frac{\partial N_1}{\partial z} \ \frac{\partial N_2}{\partial z} \ \dots \ \frac{\partial N_8}{\partial z} \right] \{\delta\} \tag{7}
 \end{aligned}$$

(7)式の両辺に $E_v \cdot 8 \ abc$ を乗ずると,

$$E_v \cdot 8 \ abc \cdot \epsilon_v = [K_p]^T \cdot \{\delta\} \tag{8}$$

(6)式と(8)式を連立させると, 最終的に(9)式に示す三次元圧密要素マトリックスが求まる。

$$\begin{Bmatrix} F \\ \vdots \\ E_v \cdot 8abc \cdot \varepsilon_v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_E] & [K_P] \\ \vdots & \vdots \\ [K_P]^T & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta \\ \vdots \\ H \end{Bmatrix} \quad (9)$$

非排水状態においては、(9)式で $\varepsilon_v = 0$ を代入することによって節点変位（非排水変位）と初期過剰間隙水圧を算定することができる。

次に、排水状態における ε_v を算定する手法について述べる。

Biot の多次元圧密方程式¹⁰⁾ はダルシーの法則から求めたものであり、次のように体積歪と過剰間隙水圧の関係を表わしている。

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} &= \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + \frac{\partial Q_z}{\partial z} \\ &= \frac{1}{\gamma_w} (k_x \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2}) \end{aligned} \quad (10)$$

ただし、 Q_x, Q_y, Q_z : x, y, z 方向の流量

$$Q_x = k_x \cdot i = k_x \cdot \frac{\partial p_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial x}{\partial x}$$

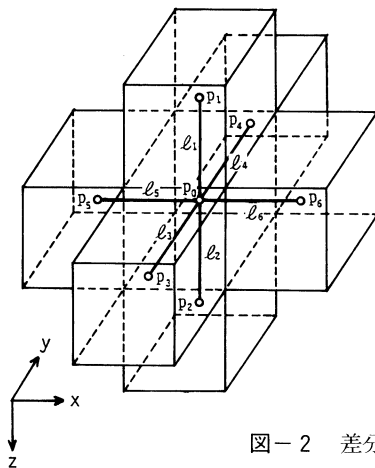
$$Q_y = k_y \cdot i = k_y \cdot \frac{\partial p_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial y}{\partial y}$$

$$Q_z = k_z \cdot i = k_z \cdot \frac{\partial p_w}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial z}{\partial z}$$

k_x, k_y, k_z : x, y, z 方向の透水係数

i : 動水勾配, γ_w : 水の単位体積重量

ここで、図-2 のように格子を設けて、(10)式を差分化して微小時間 Δt 後の体積歪を数値計算する。すなわち、(10)式の各項は、



- p_0 : 求めようとする直方体要素内の過剰間隙水圧
- $p_1 \sim p_6$: 隣接する直方体要素内の過剰間隙水圧
- $l_1 \sim l_6$: 中央の要素と隣接する要素との図心距離

図-2 差分の格子

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \doteq \frac{\varepsilon_v(t+\Delta t) - \varepsilon_v(t)}{\Delta t} \quad (11)$$

$$\frac{\partial^2 p_w}{\partial x^2} \doteq \frac{(p_6 - p_0)/l_6 - (p_0 - p_5)/l_5}{(l_5 + l_6)/2} \quad (12)$$

$$\frac{\partial^2 p_w}{\partial y^2} \doteq \frac{(p_4 - p_0)/l_4 - (p_0 - p_3)/l_3}{(l_3 + l_4)/2} \quad (13)$$

$$\frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \doteq \frac{(p_2 - p_0)/l_2 - (p_0 - p_1)/l_1}{(l_1 + l_2)/2} \quad (14)$$

(11)~(14)式を(10)式に代入して整理すると、

$$\begin{aligned} \varepsilon_v(t+\Delta t) = \varepsilon_v(t) + \Delta t \cdot \frac{2}{\gamma_w} \left\{ \frac{l_5(p_6 - p_0) - l_6(p_0 - p_5)}{l_5 \cdot l_6 (l_5 + l_6)} \cdot k_x \right. \\ \left. + \frac{l_3(p_4 - p_0) - l_4(p_0 - p_3)}{l_3 \cdot l_4 (l_3 + l_4)} \cdot k_y + \frac{l_1(p_2 - p_0) - l_2(p_0 - p_1)}{l_1 \cdot l_2 (l_1 + l_2)} \cdot k_z \right\} \end{aligned} \quad (15)$$

故に、(15)式で $\varepsilon_v(t+\Delta t)$ を求め、先の(9)式に代入することで Δt 時間後の節点変位と過剰間隙水圧をステップバイステップに求めることができる。

2.2 予備解析

2.2.1 解析モデル

精度の検討は、すでに精解が求められている(16)式に示す Terzaghi¹⁰⁾ の一次元圧密問題の解と比較することによって行う。

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} = C_v \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (16)$$

ただし、 m_v : 体積圧縮係数

C_v : 圧密係数

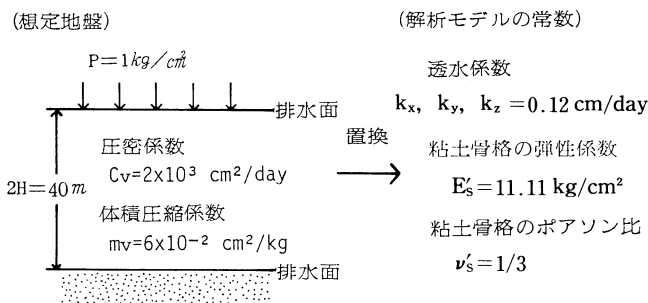


図-3 解析地盤の設定

粘性土地盤に載る建築構造物の沈下過程に関する解析的研究

表-1 解析モデル名および分割型式

モデル名	R2	R4	R6	R8	I8	R12	R16	
分割型式	1/2	1/4	1/6	1/8	1/16	1/12	1/16	
		"	"	"	1/8	"	"	
		"	"	"	"	1/4	"	"
		"	"	"	"	"	"	"
	1/2	"	"	"	"	1/4	"	"
		"	"	"	"	1/8	"	"
		1/4	1/6	1/8	1/16	1/16	1/12	1/16
		"	"	"	"	"	"	"

表-2 全層圧密度 ※下段は理論値との比

Tv	0.01	0.05	0.10	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	
理論値	0.113	0.252	0.357	0.504	0.698	0.816	0.887	0.931	
本解析値	R2	0.026	0.125	0.234	0.414	0.656	0.799	0.882	0.931
		0.230	0.496	0.655	0.821	0.940	0.979	0.994	1.000
	R4	0.051	0.205	0.334	0.498	0.695	0.812	0.885	0.929
		0.451	0.813	0.936	0.988	0.996	0.995	0.998	0.998
	R6	0.071	0.240	0.354	0.503	0.696	0.814	0.885	0.930
		0.628	0.952	0.991	0.998	0.997	0.998	0.998	0.999
	R8	0.087	0.250	0.357	0.504	0.697	0.815	0.886	0.930
		0.770	0.992	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999	0.999
	R12	0.106	0.253	0.357	0.504	0.698	0.815	0.887	0.930
		0.938	1.004	1.000	1.000	1.000	0.999	1.000	1.000
	R16	0.112	0.253	0.357	0.504	0.698	0.815	0.887	0.931
		0.991	1.004	1.000	1.000	1.000	0.999	1.000	1.000

解析した地盤は、図-3に示すように両面排水状態にある層厚40mの正規圧密粘性土地盤とした。なお、この地盤では実時間 t (day) と時間係数 T_v の間には $t=2000 \cdot T_v$ の関係がある。

解析モデルの記号と鉛直方向の分割型式の一覧を表-1に示した。モデル名のRおよびIはそれぞれ等分割および不等分割であることを表わし、数字は分割数を表わす。

2.2.2 分割数・分割法の検討

表-2は、地盤を2~16等分割したときの全層圧密度について本解析値と理論値を比較したものである。なお、解析値はいずれも時間刻みを $\Delta t=2$ 日として計算したものであり、理論値はフーリエ級数の100項までを採用した。理論値との比が0.98となる境界を表中に破線で示したが、 T_v および分割数が増加する程本解析値が理論値に近似していくことが分る。また、 $T_v=0.01$ においてはR16を除く全てのモデルの精度は悪いが、 $T_v=0.05$ になるとR8以上のモデルでの誤差は1%未満である。更に、終局状態に近い $T_v=1.0$ においては全モデルが理論値にほぼ等しい。 $T_v=0.01$ の時点は実時間で $t=20$ 日に相当するが特別にこの期間を問題にすることが無い限り、実用的には8分割程度のモデルで圧密沈下過程を十分に表わすことができる

と考える。

図-4は、各深さにおける圧密比についてR4, R8, R16と理論値を比較したものである。それによると、表-2の全層圧密密度の場合と同様に、 T_v および分割数の増加する程近似する傾向があるが、 T_v の小さい期間においては排水面に近い位置程理論値と異なる分布となる。これは T_v の小さい期間では排水面近傍の分布勾配の変化が非常に大きいためと考えられたことから、この部分の分割を細かくしたI8モデルについて解析し比較した。その結果、 $T_v=0.01$ では等分割としたR8に比べてI8モデルの値が理論値に極めて近似するようになった。しかし、圧密全過程について両者を比較すると図-5のようになり、 $T_v=0.025$ 以降ではI8の方がR8よりも理論値とかなり

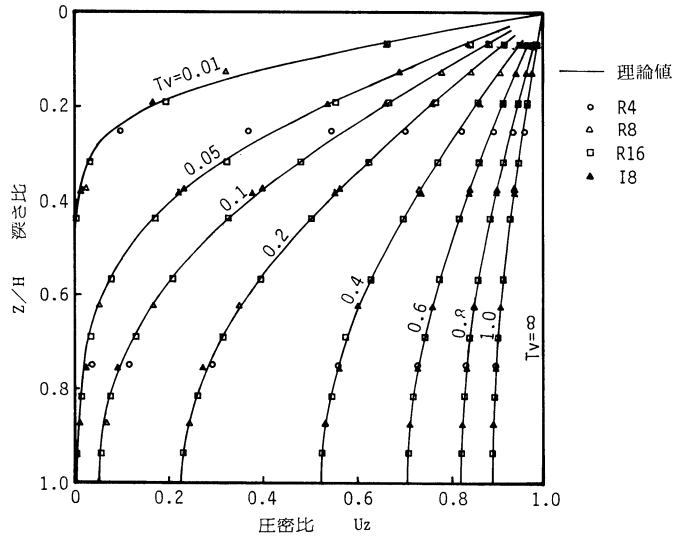


図-4 各時点における圧密比分布

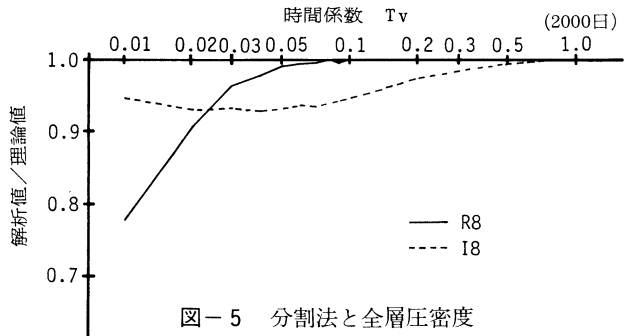


図-5 分割法と全層圧密密度

りかけ離れている。これは、圧密分布勾配の変化が大きい領域が T_v の増加と共に排水面近傍から中央部に移動するために、I8では中央部分割を粗くしたことによる悪影響が顕著になったものと思われる。

以上の事から、 T_v の小さい期間だけを問題にする場合には、排水面近傍を細かく分割する必要があるが、圧密全過程の解析においては全層にわたり等分割とする方法が良いと判断できる。

2.2.3 時刻刻みの検討

図-6は、時刻刻みを $\Delta t=5\sim 50$ 日まで変化させた時のR8モデルの全層圧密密度について、理論値との比をプロットしたものである。なお、 $\Delta t>50$ 日では発散して解が得られなかった。 Δt が大きくなると解が振動するようになり、解が安定するまでの T_v も大きくなる。最終状態だけを問題にするなら、 $\Delta t=50$ 日としても解が得られることになるが、 $T_v=0.05$ 以降の圧密過程

を知るには $\Delta t=30$ 日程度が限界であると思われる。

表-3は、図-6と同様の方法で各モデルの限界の Δt についてまとめたものである。それによると、不等分割にした場合や分割数を多くした場合は限界の Δt が小さくなるのが分る。このことから複雑な間隙水圧分布を示すような場合は、 Δt をかなり小さくする必要があるものと推察される。なお、R8において透水係数 k を2倍にした場合は $\Delta t=20$ 日が限界であった。これは k を2倍にすることによって、 $t=(H^2/c_v) \cdot T_v$ の係数が1/2になり圧密速度が大きくなったためと思われる。

R8モデルでは $\Delta t=30$ 日で解が得られることが分ったが、図-7は Δt を更に小さくしていった場合の全層圧密度を比較したものである。それによると、30日、20日、10日と Δt を小さくするにつれて全般的に理論値に近づく傾向があるが、更に5日、2日、1日と Δt を小さくしても $\Delta t=10$ 日の場合とほとんど同じ結果になった。このことから、解が収束する限界に近い Δt を選定することが解の信頼性も良く、最も効率的であると云える。

3. 構造物モデルの挙動

地盤に前章の圧密要素を使用し、図-8に示すような上部構造の剛性とその支持型式を異にする4種類の構造物モデルについて解析し、非排水状態および排水状態の挙動について比較検討した。

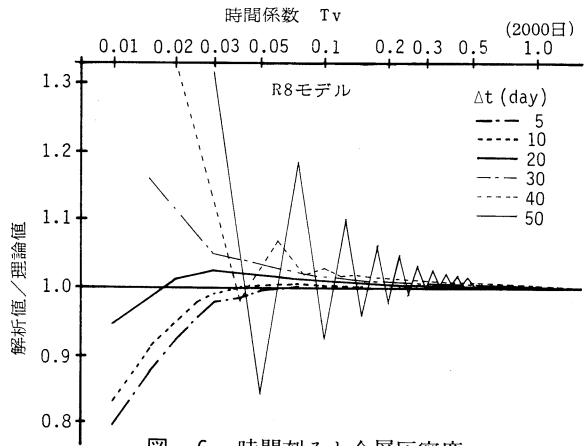


図-6 時間刻みと全層圧密度

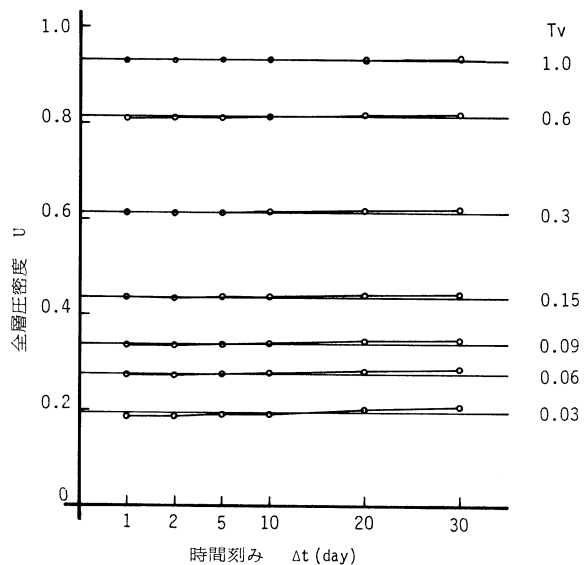


図-7 全層圧密度と時間刻みの関係

表-3 時間刻みの限界値 (day)

R4	R8	R16	I8
50	30	10	10

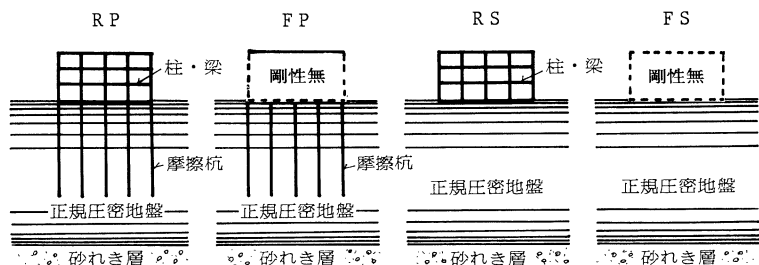


図-8 上部構造と基礎型式

3.1 解析モデルおよび解析方法

正規圧密粘土地盤に載る均等で無限に広がる建物群を解析の対象とした。したがって、建物中央位置と隣接建物間に対称条件を適用して、全体の1/4の領域について計算を行った。メッシュ分割は前章の検討結果を基に、図-9に示すように鉛直方向は等8分割とし、水平方向は上部構造のスパン数や演算時間のことも考慮して等5分割とした。なお、このような分割方法を用いた場合の圧密過程の限界時間刻みは $\Delta t=1$ 日であった。計算は時間係数 $T_v=1$ に相当する $t=2000$ 日までを行った。更に、終局状態の値を知る目的で要素内の過剰間隙水圧を0とした解析も実施した。

解析モデルの諸元を表-4に示すが、以下にこれらの構成要素と主な仮定について記す。

(1) 上部構造：4×4スパン3層の立体骨組であり、柱・梁部材には図-10に示す軸力、二軸曲げおよびねじり剛性を考慮した単位要素¹²⁾を用いた。なお、建物は瞬時に完成するものと仮定し、基礎底面における自重は 5 t/m^2 とした。

(2) 杭：建物中央部、辺部、隅角部にそれぞれ4本、2本、1本の摩擦杭($l=25\text{ m}$ の高強度PC杭)を配置し、杭1本当りの負担荷重が等しくなるようにした。単位要素は上部構造と同じである。

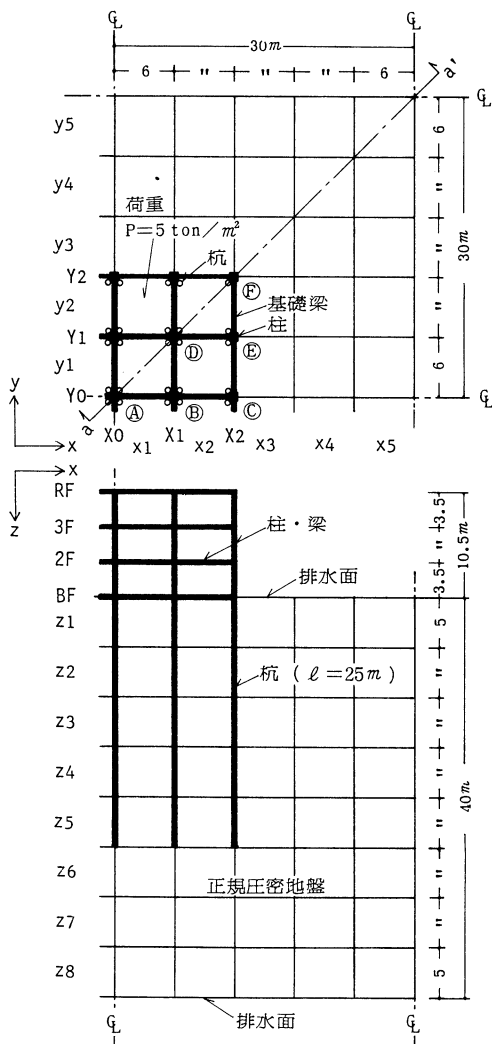


図-9 RPモデル

表-4 解析モデルの諸元

モデル名		RP	FP	RS	FS
上部構造の剛性		有	無	有	無
基礎型式		摩擦杭		直接	
上部構造	基礎梁断面 (cm×cm)	40×120		40×120	
	2, 3, R階梁断面 (")	40×80		40×80	
	柱断面 (")	60×60		60×60	
	ヤング係数 E_c (kg/cm ²)	2.1×10^5		2.1×10^5	
	剪断弾性係数 G_c (")	0.9×10^5		0.9×10^5	
杭	外径 D (cm)	40			
	肉厚 t (cm)	6.5			
	ヤング係数 E_p (kg/cm ²)	4.2×10^5			
	剪断弾性係数 G_p (")	1.8×10^5			
地	水中単位体積重量 γ' (t/m ³)			0.7	
	透水係数 k_x, k_y, k_z (cm/day)			0.12	
盤	ヤング係数 E_s' (kg/cm ²)			11.11	
	ポアソン比 ν_s'			1/3	

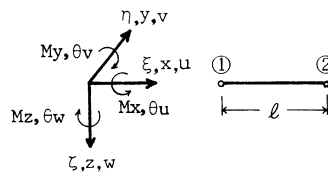


図-10 梁要素

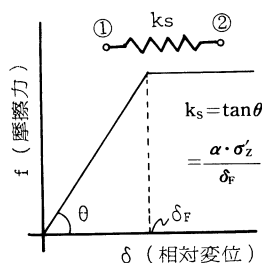


図-11 すべり要素

(3) 地盤：地盤の諸常数や使用した単位要素は前章に記したものと同一である。

(4) 杭と地盤の境界：杭と地盤の境界には摩擦力和すべりの関係を表わすバネを設けた。このバネ係数 k_s は図-11に示すように、杭と地盤の相対変位が δ_F 以下では地盤の鉛直方向有効応力度 σ'_z の一次関数であり、 δ_F に達すると $k_s = 0$ になるものと仮定した。これらの常数については、実大杭によるネガティブフリクションの実測値をまとめた文献¹³⁾を参考にして、ここでは $\delta_F = 3$ cm および $\alpha = 0.3$ と仮定した。上記の摩擦力～すべり関係は非線型となるので、本論文では全体の剛性マトリックスを変化させる代わりに、等価節点力を加えて計算する手法を用い、全過程を非排水状態および排水状態についてそれぞれ 100 ステップおよび 2000 ステップに分けて解析した。

3.2 解析結果および考察

3.2.1 非排水状態の挙動

A) 過剰間隙水圧 p_w , 有効応力度 σ'_z , 杭体軸力 N_p ：建物荷重は過剰間隙水圧 P_w , 地盤の鉛直方向有効応力度 σ'_z および杭体軸力 N_p によって支持される。図-12～図-14は、対角断面(図-9の a～a' 断面)におけるこれらの分布について示したものである。

図-12によると、直接基礎をもつ RS や FS の P_w は建物の直下 (z 1 層) で最大となり、この位置より深く或いは周辺へと遠ざかるにつれて小さな値となる。最大値を示す要素は前者が建物隅角部であり、後者は建物中央部である。それに対して杭基礎をもつ RP や FP では杭先端直下の要素 (z 6 層) で最大となり、周辺程小さな値となる。また、杭に囲まれた部分の z 2～ z 5

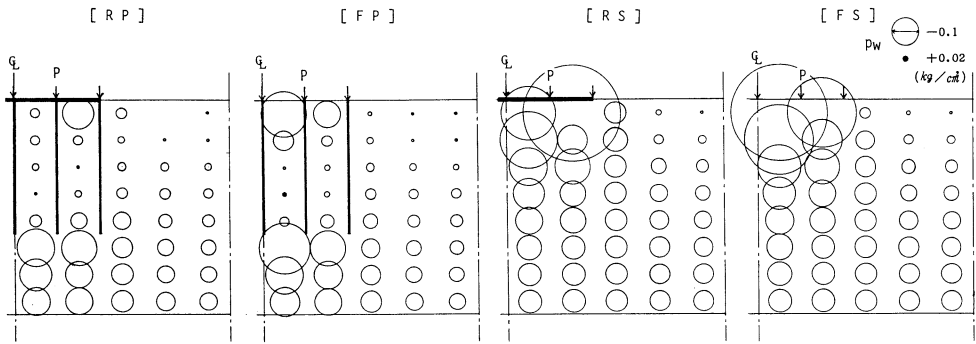


図-12 初期過剰間隙水圧分布 P_w (a-a' 断面)

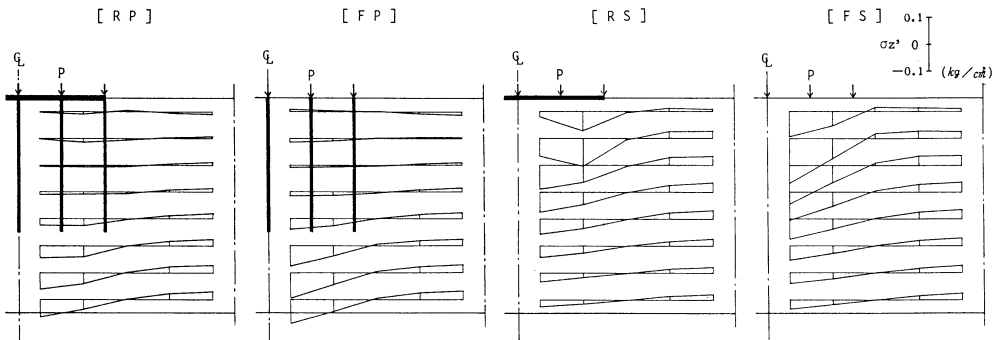


図-13 鉛直方向の有効応力度分布 σ'_z (a-a' 断面)

層では極めて小さな値となっている。

図-13の σ'_z 分布によると、RPとFPのz1層の一部を除いて、建物の位置するところで圧縮力、建物周辺地盤で引張力を示す。これらの値はRSやFSではz2~z3層で最大となり、そこから深く或いは浅くなる程小さくなる。それに対してRPやFPでは杭先端以深の要素(z7~z8層)で最大となり、z1~z5層の値は極めて小さい。

図-14は杭1本当りの杭体軸力 N_p を示したものであるが、FPでは④~⑥の各杭の N_p はほぼ同じような分布となる。それに対して、RPでは隅角部⑥の値は中央部④に比べて極めて大きくなっているため、杭体の1/2にわたり周面摩擦力がフルモビライズの状態に達している。なお、FPでは④および⑥の杭先端付近にこの状態が生じている。また、RPの⑥杭頭部とFPの各杭頭部の値がそれ以深の軸力よりわずかに小さくなるのは、杭と地盤のすべりが逆向きになったためである。これは、上記 σ'_z の最大値が地表面よりも幾分深い位置に発生するため、この付近では杭体にネガティブフリクションが発生する状態になっているものと思われる。なお、杭の負担する建物荷重の割合を計算すると、杭頭においてRPで72%、FPで68%であった。

B) 接地圧 C_p , 絶対沈下 w , 相対沈下 δ : 図-15の接地圧 C_p は基礎底面に作用する鉛直力を

粘性土地盤に載る建築構造物の沈下過程に関する解析的研究

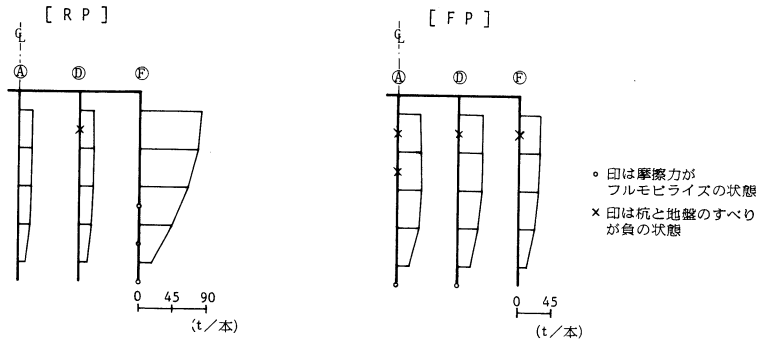


図-14 杭体軸力分布 N_p (a-a'断面)

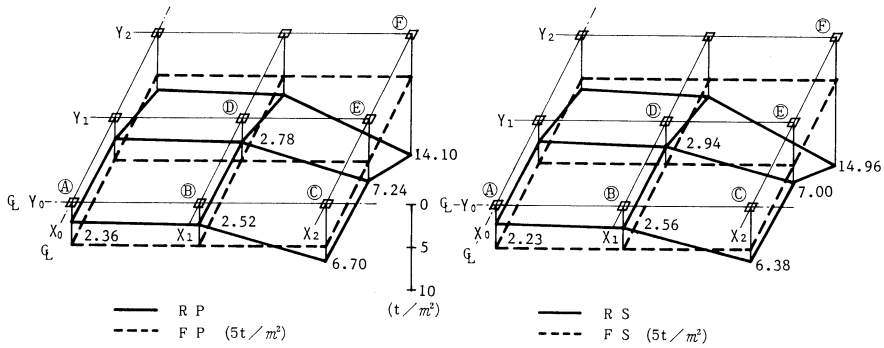


図-15 接地圧分布 C_p

それぞれ各柱の負担面積で除して算定したものである。それによると、FPおよびFSはたわみ性荷重であるのでいずれも 5 t/m^2 と一定であるのに対して、RPやRSについてみると建物中央付近の④、⑤、⑥ではその約 $1/2$ 倍、辺部の③、⑦では約 $4/3$ 倍、隅角部の⑧では約 3 倍にもなっている。このような接地圧の違いは上部構造と地盤の相対剛性の影響によるものであり、RSに比べて相対剛性の小さいRP(杭の存在が地盤の剛性を全体的に高めていると考えられる)の方が中央部と端部の接地圧の差が若干小さくなっているものと思われる。

図-16は即時沈下分布であるが、全体的にFS, RS, FP, RPの順に小さくなっている。特に、杭基礎をもつRPおよびFPの沈下量はそれぞれRSおよびFSの約 $1/2$ である。次に、各柱間の相対沈下量を比較した表-5によると、FS, FP, RS, RPの順に小さくなっている。特に、上部構造の剛性のあるRPおよびRSではFPおよびFSに比べて $1/5$, $1/10$ と極めて小さい。また、各モデルとも中央部の $X_0 \sim X_1$ 間 (δ_{AB} , δ_{BD} , δ_{CE}) よりも端部の $X_1 \sim X_2$ 間 (δ_{BC} , δ_{DE} , δ_{EF}) の値が大きいことや、中央部の Y_0 新面 (δ_{AC}) が端部の Y_2 断面 (δ_{CF}) の値よりも大きいこと等が分る。以上のことから、構造物の絶対沈下を減少させるには基礎杭が特に有効であり、相対沈下を減少させるには上部構造の高い剛性が特に有効であると云える。

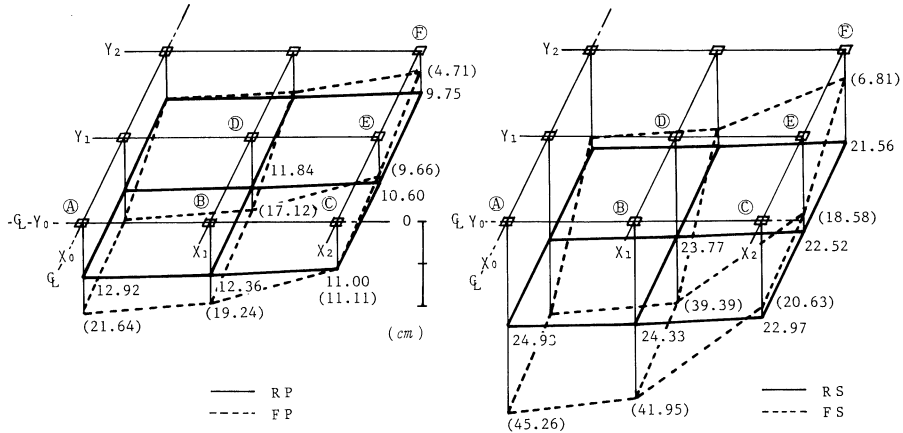


図-16 即時沈下分布

表-5 相対沈下量 (cm)

RPの()はFPとの比
RSの()はFSとの比

モデル	δAB	δBC	δCE	δEF	δBD	δDE	Y_0 断面 δAC	Y_1 断面 δBE	Y_2 断面 δCF
RP	0.56	1.36	0.40	0.85	0.52	1.24	1.92 (0.18)	1.76 (0.18)	1.25 (0.20)
FP	2.40	8.13	1.45	4.95	2.12	7.46	10.53	9.58	6.40
RS	0.60	1.36	0.45	0.96	0.56	1.25	1.96 (0.08)	1.81 (0.08)	1.41 (0.10)
FS	3.31	21.32	2.05	11.77	2.56	20.81	24.63	23.37	13.82

3.2.2 排水状態の挙動

A) 過剰間隙水圧 P_w , 有効応力度 σ'_z , 杭体軸力 N_p : 図-17はRPおよびRSモデルについて、建物中央部 (x_1, y_1) と建物から遠く離れた場所 (x_5, y_5) における深度毎の P_w と σ'_z 経時変化を示したものである。先ずRPについてみると、排水面に近い①や⑧要素の P_w は時間と共に急激に減少するが、中央付近の⑤では $t=100$ 日まで増加した後徐々に減少している。③では最初わずかに減少した後 $t=200$ 日まで増加し、再び減少するようになる。また、③'ではこのような増減を繰り返した後、 $t=300$ 日以降より単調減少となる。このように、場所により p_w の挙動は大きく変化しており、図-4に示した一次元圧密状態と比べて非常に複雑である。 σ'_z も多少の増減を繰り返しながら推移するが、終局時の σ'_z は非排水時の p_w よりも⑥および⑧要素を除いて小さくなっている。これは杭体軸力が時間と共に増加することにより、杭の周辺地盤による荷重分担が減少するため、非排水時の p_w よりも終局時の σ'_z が小さくなるのに対して、⑥および⑧のような杭直下の要素では杭の分担した増加軸力が伝達されるため、逆に大きくなったものと思われる。次にRSについてみると、 P_w は①や⑧の要素では時間と共に急減するが、その他の要素では $t=100$ 日程度までほぼ一定の値を示した後、徐々に減少している。 σ'_z は

粘性土地盤に載る建築構造物の沈下過程に関する解析的研究

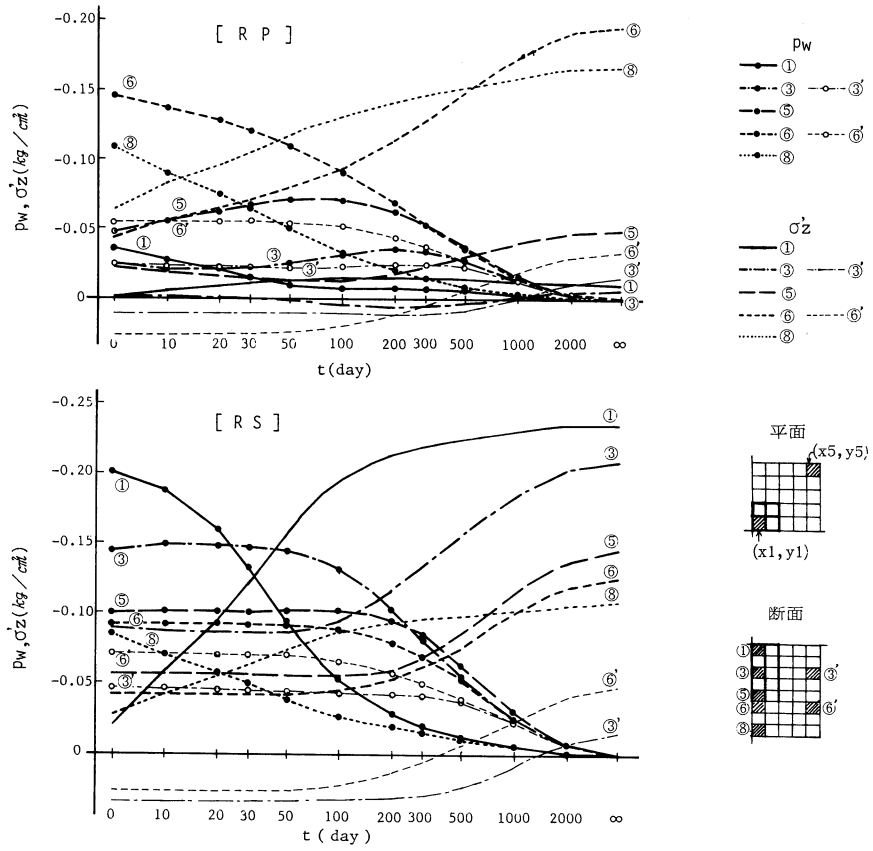


図-17 間隙水圧, 有効応力度の経時変化

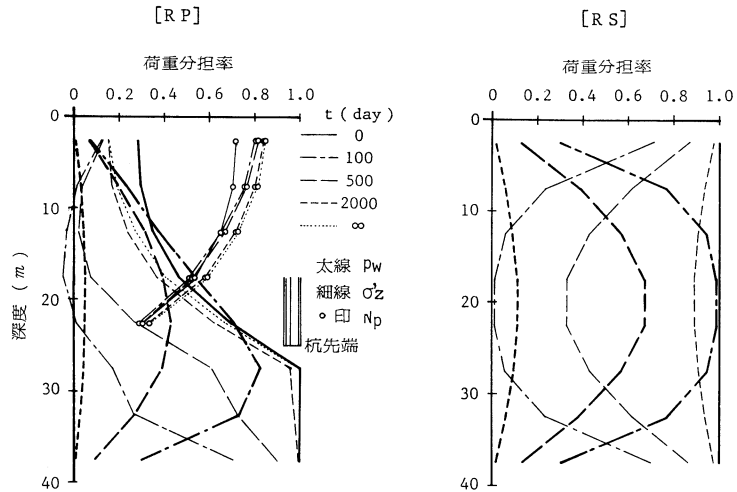


図-18 過剰間隙水圧 P_w , 有効応力度 σ_z , 杭体軸力 N_p

p_w の増減と概ね逆の推移となる。なお、FP および FS の経時変化はそれぞれ RP および RS の傾向と概ね似ているが、 (x_i, y_i) 要素の値が RP に比べて大きく、建物中央部地盤への応力の集中が著しい傾向がみられた。

図-18 は p_w , σ'_z , N_p による断面全体の建物荷重分担率を、0 日(非排水状態)、100 日、500 日、2000 日、 ∞ (終局状態)についてプロットしたものである。それによると、RS では Terzaghi の一次元圧密として求めた値と一致するのに対して、RP では杭による分担率が高く全体的な分布もかなり異なる。すなわち、図-17 の RP でもみられたが、排水が始まると $z3 \sim z5$ 層の P_w が $t=100$ 日まで一旦増加している。これは、 $z1 \sim z3$ 層までほぼ一定であるが杭先端に近くと急増するという非排水状態の p_w 分布の影響を受けたものと思われる。なお、 N_p による荷重分担率は、杭頭において非排水時に 70%程度であったものが p_w が減少したことによって終局時には 85%程度まで増加している。

B) 接地圧 C_p , 絶対沈下 w , 相対沈下 δ : 表-6 は図-15 と同様にして各柱位置における接地圧の経時変化を算定したものである。それによると、排水の初期においては各柱位置の値がそれぞれ複雑な挙動を示すが、 $t=100$ 日以降についてみると、RP では①, ②, ④で増加し、③, ⑤, ⑥で減少傾向となるのに対して、RS では①, ②, ④で減少し、③, ⑤, ⑥で増加傾向となる。このように、RP と RS では中央部と端部の各柱位置における接地圧の推移が全く逆になっていることが注目される。

表-6 接地圧 C_p (t/m²)

t(day) 位置 モデル		0	100	500	2000	∞
		R P	①	2.36	2.36	2.38
②	2.52		2.53	2.57	2.68	2.70
③	6.70		6.81	6.75	6.65	6.64
④	2.77		2.79	2.85	3.00	3.01
⑤	7.24		7.33	7.29	7.21	7.19
⑥	14.10		13.44	13.28	12.72	12.67
R S	①	2.24	2.43	2.36	2.35	2.35
	②	2.56	2.57	2.51	2.51	2.51
	③	6.38	6.64	6.64	6.64	6.64
	④	2.95	2.72	2.68	2.67	2.67
	⑤	7.00	6.92	6.96	6.96	6.96
	⑥	14.98	15.46	15.75	15.81	15.81

表-7 および図-19 は各柱位置の絶対沈下量 w と相対沈下量 δ を示したものである。それによると、建物中央部の圧密沈下は FS, RS, FP, RP の順に小さくなり、即時沈下の場合と同様である。圧密沈下と即時沈下の割合を比較すると、RP や RS では各柱位置ともほぼ同じであるのに対し、FP や FS ではその比が中央部で 0.5~0.8, 端部で 2 程度となっている。

次に、 δ の経時変化を比較すると、時間と共に RS は微増し、FS は非排水時の値の 1.3 倍程度になるのに対し、RP では逆に減少し、FP では微増した後 $t=500$ 日あたりから停滞してむしろ減少する。このように、排水状態における相対沈下量 δ は FS を除いて極めて小さいのが特徴的である。

上記のように、接地圧や相対沈下量の経時変化の傾向が各モデルによって大きく異なることについては、次のように考えられる。図-20 は RP モデルについて、基礎底面荷重 N_B および

粘性土地盤に載る建築構造物の沈下過程に関する解析的研究

表-7 絶対沈下 W および相対沈下 δ (cm)

モデル		t(day)	0 (即時沈下)	100	500	2000	∞	圧密沈下
R P	W A		12.92	16.43	20.04	23.08	23.48	10.56
	B		12.36	15.87	18.48	22.55	22.95	10.59
	C		11.00	14.53	18.17	21.31	21.72	10.72
	D		11.84	15.36	18.98	22.07	22.47	10.63
	E		10.60	14.15	17.80	20.96	21.37	10.77
	F		9.75	13.37	17.04	20.25	20.67	10.92
	δ AC		1.92	1.90	1.87	1.77	1.76	-0.16
	CF		1.25	1.16	1.13	1.06	1.05	-0.20
	AF		3.17	3.06	3.00	2.83	2.81	-0.36
F P	W A		21.64	26.43	30.31	33.28	33.65	12.01
	B		19.24	23.73	27.55	30.53	30.92	11.68
	C		11.11	14.96	18.58	21.66	22.07	10.96
	D		17.12	21.31	25.08	28.09	28.48	11.36
	E		9.66	13.32	16.85	19.91	20.33	10.67
	F		4.71	7.97	11.42	14.48	14.93	10.22
	δ AC		10.53	11.47	11.73	11.62	11.58	1.05
	CF		6.40	6.99	7.16	7.18	7.14	0.74
	AF		16.93	18.46	18.89	18.80	18.72	1.79
R S	W A		24.93	33.84	41.28	48.61	49.95	25.02
	B		24.33	33.26	40.69	48.02	49.36	25.03
	C		22.97	31.89	39.29	46.61	47.95	24.98
	D		23.77	32.73	40.14	47.46	48.81	25.04
	E		22.52	31.45	38.84	46.16	47.50	24.98
	F		21.56	30.47	37.84	45.15	46.49	24.93
	δ AC		1.96	1.95	1.99	2.00	2.00	0.04
	CF		1.41	1.42	1.45	1.46	1.46	0.05
	AF		3.37	3.37	3.44	3.46	3.46	0.09
F S	W A		45.26	60.08	70.28	78.07	79.42	34.16
	B		41.95	55.45	65.07	72.79	74.14	32.19
	C		20.63	29.53	37.71	45.24	46.58	25.95
	D		39.39	51.75	60.86	68.50	69.85	30.46
	E		18.58	26.82	34.63	42.08	43.43	24.85
	F		6.81	12.76	19.62	26.90	28.24	21.43
	δ AC		24.63	30.55	32.57	32.83	32.84	8.21
	CF		13.82	16.77	18.09	18.34	18.34	4.52
	AF		38.45	47.32	50.66	51.17	51.18	12.73

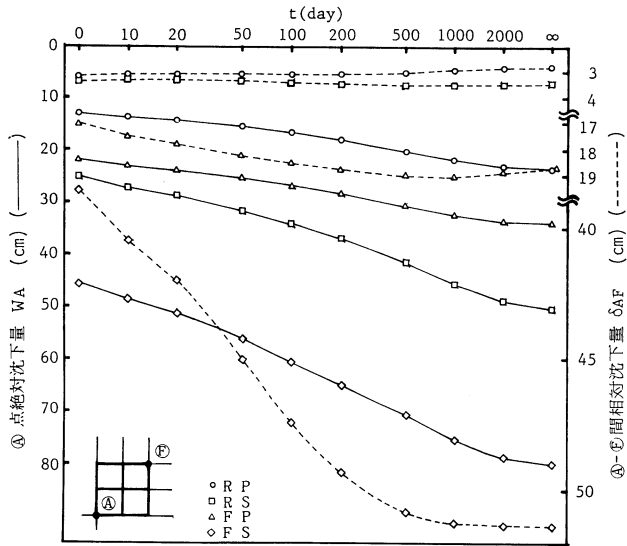


図-19 絶対沈下量及び相対沈下量の経時変化

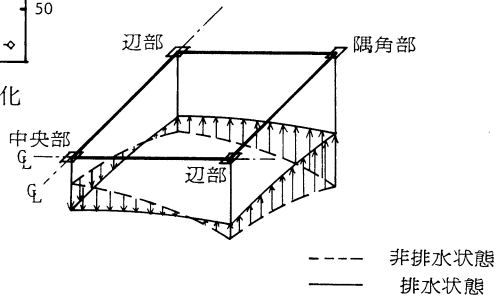


図-21 基礎底面荷重 (接地圧) の変化

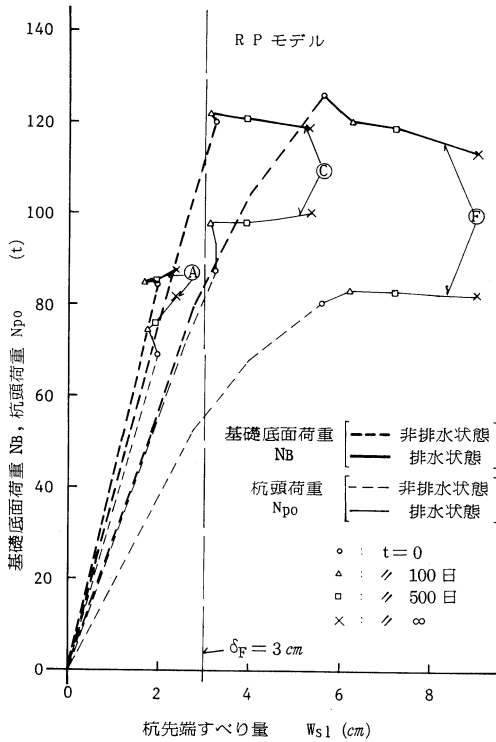


図-20 基礎底面および杭頭荷重と杭先端すべり量の関係

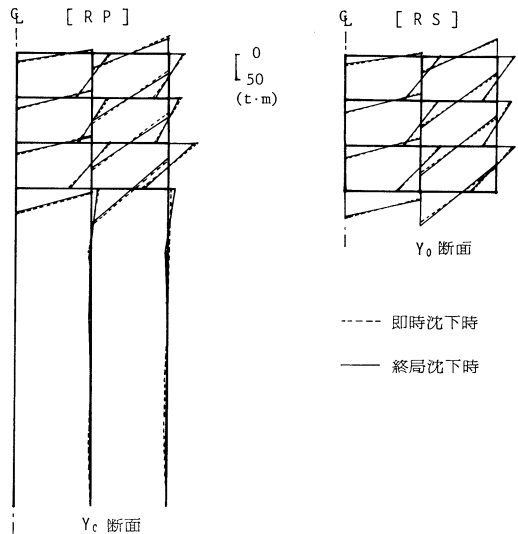


図-22 上部構造および杭の付加モーメント

杭頭荷重 N_{po} と杭先端すべり量 w_{s1} の関係をプロットしたものである。それによると、 w_{s1} の増加と共に④では排水状態でも N_{po} が増加するのに対して、⑥では排水後ほぼ一定の値を示し、③では $t=100$ 日以降でほぼ一定となっている。このように N_{po} の挙動がそれぞれ異なるのは、図-11 に示した摩擦力～すべり量関係が非線型であり、特に w_{s1} の δ_F に達する時期が各柱位置で異なるためと考えられる。このため、上部構造を介して基礎底面荷重の再配分が行われ、図-21 に示したようにまだ δ_F に達していない④位置の N_B は増加するのに対し、すでに δ_F に達した③および⑥位置の N_B は減少するものと思われる。また、③および⑥位置の w_{s1} の増加によって④位置の沈下量と③および⑥位置の沈下量との差が縮まり、その結果 RP の相対沈下 δ が減少するものと思われる。また、FP では上部構造の影響は無いが δ_F に達する時期や過剰間隙水圧の消散曲線が各柱位置毎に異なることが表-7 の沈下挙動になったともと思われる。それらに対して、RS では上記のような支持力性能に変化をおよぼす要因が無いため非排水時の沈下傾向を保ったものと考えられる。

C) 上部構造への付加応力：図-22 は非排水時と終局時について、相対沈下によって柱・梁・杭に付加される曲げモーメントを示したものである。RP の δ は終局時の方が非排水時よりも小さくなるため、終局時のモーメントは端杭の杭頭とその位置の基礎梁を除いていずれも非排水時の値よりも減少している。それに対して、RS では中央部の 2～R 階の梁を除いて、終局時の値が非排水時の値よりわずかに増加している。なお、これらのモーメントから柱・梁の曲げ応力度を計算すると $\sigma_f=150 \text{ kg/cm}^2$ 程度になるところもあり、これらの値の評価については今後の課題である。

4. ま と め

以上、三次元圧密要素を導き予備解析すると共に、構造物モデルの沈下過程の性状について考察したが、その結果をとりまとめると次のとおりである。

- (1) 有限要素メッシュ分割は、時間係数の小さい期間だけを問題にする場合は排水面近傍を細かくする必要があるが、圧密全過程を解析する場合には全層を等分割とする方式が良い。
- (2) 差分式で体積歪を計算する場合は、解が収束する限界に近い時間刻みを選定することが解の信頼性も良く効率的である。
- (3) 粘性土地盤における構造物の沈下を算定するには、非排水変形（即時沈下）と排水変形（圧密沈下）の両者を考える必要がある。
- (4) 構造物の相対沈下は大部分が非排水変形によるものである。
- (5) 構造物の絶対沈下および相対沈下を減少させるには、それぞれ基礎杭および上部構造の剛性が特に有効である。
- (6) 杭と地盤のすべり量が構造物の接地圧および相対沈下の推移に大きく影響する。

(7) 摩擦杭は時間と共に相対沈下を減少させる働きがあるため、不同沈下対策として有効な手段になるものと思われる。

現在、本解析法を実在構造物で検証すると共に、構造物の沈下過程の性状を更に明確にするために種々の条件について検討を進めている。

終りに、本研究を行うに当りご助言を賜りました北海道大学教授・小幡守博士、ならびに卒業研究として解析にご協力頂いた本学大学院生・内田哲也氏に感謝の意を表します。

(昭和 59 年 5 月 17 日 受理)

参 考 文 献

- 1) 横尾義貫・山肩邦男：“地下粘土層の圧密による構造物の不同沈下について”，建築学会論文集 50 号，(1955)
- 2) 大崎順彦：“不同沈下による上部構造応力の理論解および実用近似解法”，建築研究所研究報告 No. 18，(1956)
- 3) 松浦 誠：“構造物の剛性を考慮した不同沈下の実用算定法”，建築学会論文報告集 66 号，(1960)
- 4) 芳賀保夫：“不同沈下におよぼす建物の剛性等の影響について 第 1 報～第 6 報”，建築学会論文報告集 205・206・207・208・218・219 号，(1973～1974)
- 5) Fraser, R. A. and Wardle, L. J.：“Numerical Analysis of Rectangular Rafts on Layered Foundations”，Geotechnique 26 (4), (1976)
- 6) Chamecki, S.：“Soil-Structure Interaction in the Analysis of Raft Foundations”，Arch. Inz. Ladowej 25 (4), (1979)
- 7) 中田啓一・山肩邦男：“くい基礎をもった建築構造物の沈下に関する理論的研究 第 1 報～第 2 報”，建築学会論文報告集 274～275 号，(1978～1979)
- 8) 松浦 誠・山本春行：“軟弱地盤上のベタ基礎を有する構造物の不同沈下に関する解析的研究”，建築学会論文報告集 331 号，(1983)
- 9) Christian, J. T.：“Undrained Stress Distribution by Numerical Method”，Proc. A. S. C. E., SM6, (1968)
- 10) 最上武雄 他：“土木学会監修 土質力学”，技報堂，(1969)
- 11) 赤井浩一・田村 武：“多次元圧密問題に対する非線型応力-ひずみ理論の適用”，京大防災研究所年報第 19 号 B，(1976)
- 12) H. C. マーチン著・吉識雅夫監訳：“マトリックス法による構造力学の解法”，培風館，(1967)
- 13) 井上嘉信・小林幸男・玉置克之：“杭に働く負の摩擦力の性状に関する考察”，清水建設研究所報，24 号，(1975)
- 14) 玉置克之・土屋 勉：“施工時の建物の沈下実測結果および沈下推定に対する現位置試験結果の適用性の検討”，清水建設研究所報 35 号，(1982)