枠基礎の鉛直支持力機構に関する理論および模型実験結果との比較検討

THEORY ON BEARING CAPACITY OF FRAMED FOUNDATION AND COMPARISON WITH MODEL TEST RESULTS

伊藤 淳志*, 山肩 邦男**

Atsushi ITO and Kunio YAMAGATA

Framed Foundation is made to confine lateral movement of the soil under the footing and increase the bearing capacity of the ground. This paper describes a theory on the bearing capacity and consideration on the load-settlement behavior of Framed Foundation. The conclusions are summarized as follows.

(1) The relationships between load and settlement of the footing, the distributions of settlement and axial force of inside soil at the model test are expressed exactly by using authors' theory which is led by finite difference method.

(2) On the bearing capacity, influence of the frictional resistance and the point resistance of frame are small, and the compressibility of inside soil and subsoil are dominating. The bearing capacity of Framed Foundation is equal to the spread foundation which depth is equal to that of frame.

(3) The settlement of the footing is sum of compression of inside soil and settlement of subsoil. The distributions of settlement of the ground can be shown as Fig. 11 and Fig. 12 in compliance with the depth of frame.

Keywords : foundation, bearing capacity, vertical load, settlement, model test

1. 序

基礎フーチング直下の地盤の周囲に、土の側方移動を拘束する枠を設けることによって、地盤の鉛直支持力を増大させる型式の基礎を、筆者らは枠基礎と呼んでいる。この枠基礎の鉛直支持力機構を解明するため、これまでに枠内土の挙動に関する基礎実験¹⁾や模型枠基礎の鉛直載荷実験²⁾を行ってきた。今回、これらの実験によって分かった支持力特性を考慮して、砂地盤を対象とした枠基礎の鉛直支持力機構の理論解を誘導したので、本論において報告する。

枠基礎と同種の基礎に関する理論的研究としては、これまでに発表されたものは比較的少なく、南³⁾、Kuzmanović ら⁴⁾、Broms ら⁵⁾の文献に、極限状態での応力の釣合いを考えた支持力式や土の体積圧縮係数を導入した沈下量の算定式が提案されている程度であった。

筆者らは文献¹⁾において、鋼管で側方拘束された砂柱の圧縮挙動に関して、差分方程式を誘導する方式による理論解を提示し、計算値と実験結果とを比較することによって、理論解の妥当性の検討を行った。その結果、本

解析法によって、砂柱の応力および変形の状態をかなりよい精度で表現できることが分かった。本論における枠基礎の鉛直支持力機構の理論解は、上記の解析法を基本として、さらに枠および枠内土の先端抵抗特性、および枠と外周地盤との摩擦抵抗特性をも考慮できるように拡張したものである。

本論では、まず理論式の誘導過程を示し、次いで模型実験²⁾を対象とした数値計算によって、本理論解の妥当性の検討を行う。さらに、実験および解析結果をもとに、枠基礎の荷重～沈下特性に関する総括的な考察を行うこととした。

2. 理論解

2.1 基本的仮定

ここで対象とする枠基礎の型式として、以下の2種類を考慮する。

- ① 基礎フーチングと枠とが分離しており、建物荷重が枠内土のみに作用する「分離型」(図-1(a))
- ② 基礎フーチング直下に枠が設置されており、建物荷

* 関西大学 助手・工修

** 関西大学 教授・工博

Research Associate of Kansai University, M. Eng.

Professor of Kansai University, Dr. Eng.

図一 樁基礎の型式

重が樁と樁内土とに同時に作用する「一体型」(図一(b))

樁基礎の支持力に関連する要素は、樁、樁内土および外周地盤の3つに大別できる。理論式の誘導にあたり、これらの要素の特性および要素相互間の特性として、以下の仮定をおくこととした。

- i) 樁は完全弾性体とする。
- ii) 樁内土の鉛直応力 σ_v と鉛直ひずみ ε_v とは、図一2(a)のごとく非線形関係を示すものとする。この際、 σ_v は同一深さにおいては等分布とし、土圧係数 K は一定と仮定する。側方拘束された砂柱の圧縮特性に関する筆者ら¹⁾や Schultze ら⁶⁾の実験結果によれば、 σ_v と ε_v とは両対数紙上でほぼ直線関係を示し、 σ_v の増加に伴って土の剛性は増大する。したがって、この特性を表現できるように同図の曲線関係を仮定した。また、樁と地盤との摩擦抵抗の評価に必要な土圧係数 K については、樁は水平方向に変位しないものとして、静止状態を仮定した。この場合、荷重の増加過程においては、 K はほぼ一定値とみなしてよからう^{7)~9)}。
- iii) 樁先端および樁内土先端に非線形のばねを想定し、これらの抵抗 p_p および p_{sp} がそれぞれの沈下量 S_p および S_{sp} との間に示す関係を、図一2(b)のごとく仮定する。樁先端と樁内土先端とでは、それらの剛性、断面

形状、中心からの距離等によって、抵抗と沈下量との関係は異なる^{10), 11)}。したがって、各々独立した非線形ばねを考えた。なお、樁先端肉厚部が薄く、その抵抗を無視できる場合は、これを0とする。

- iv) 樁と外周地盤および樁と樁内土との間には摩擦抵抗が作用するものとし、これらの摩擦応力を f_o および f_i とする。 f_o と樁の沈下量 S との関係および f_i と樁~樁内土間の相対変位 ΔS との関係として、図一2(c)のごとく非線形関係を仮定する。一般に、摩擦応力は地盤の応力の大きさによって、その最大値が規定される。したがって、 $f_o \sim S$ 関係については、 f_o の最大値を地表面からの深さに1次比例するものと考えて、曲線形状を仮定した。しかし、樁と樁内土との抵抗については、荷重の増加に伴って樁内土の応力が増大するため、 $f_i \sim \Delta S$ 関係は一義的には定まらない¹⁾。そこで、本理論では各荷重段階において、樁内土の水平応力 $\sigma_h (=K\sigma_v)$ に対応した $f_i \sim \Delta S$ 関係曲線が成立つものと仮定することとした。

2.2 理論式の誘導

図一3(a)のごとく樁および地盤を n 層に区分し、各区分での釣合い方程式を誘導する。なお、ここで使用する記号を表一に示しておく。

まず、樁について以下の式が成立つ(図一3(b), (c)参照)。ただし、圧縮力および沈下量を正とする。

$$-\frac{S(j+1)-S(j)}{h(j)} = \frac{R(j+1)+R(j)}{2AE} \dots\dots\dots (1)$$

ただし、

$$R(j) = R(1) - \sum_{l=1}^{j-1} \left\{ \frac{f_i(l+1)+f_i(l)}{2} \phi_l + \frac{f_o(l+1)+f_o(l)}{2} \phi_o \right\} h(l) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $h(l)$ の変化は無視するものとした。また、

$$\left. \begin{array}{l} \text{分離型の場合: } R(1)=0 \\ \text{一体型の場合: } R(1)=\alpha P_0 \quad (0 \leq \alpha \leq 1) \end{array} \right\} \dots\dots (3)$$

(2) 式を (1) 式に代入すると次式となる。

$$-\frac{S(j+1)-S(j)}{h(j)} = \frac{1}{2AE} \left[2R(1) \right]$$

(a) 樁内土の鉛直応力～鉛直ひずみ関係

(b) 樁および樁内土の先端抵抗～先端沈下量関係

(c) 樁と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係

図一 2 基本的仮定

図—3 解析モデル

$$\begin{aligned}
 & - \sum_{i=1}^{j-1} \{f_i(l+1) + f_i(l)\} \phi_i h(l) \\
 & - \sum_{i=1}^{j-1} \{f_o(l+1) + f_o(l)\} \phi_o h(l) \\
 & - \frac{f_i(j+1) + f_i(j)}{2} \phi_i h(j) \\
 & - \frac{f_o(j+1) + f_o(j)}{2} \phi_o h(j) \Big] \dots \dots \dots (4)
 \end{aligned}$$

ただし、 $j=1$ の場合は、

$$\begin{aligned}
 & - \frac{S(2) - S(1)}{h(1)} = \frac{1}{2AE} \left\{ 2R(1) - \frac{f_i(2) + f_i(1)}{2} \phi_i h(1) \right. \\
 & \quad \left. - \frac{f_o(2) + f_o(1)}{2} \phi_o h(1) \right\} \dots \dots \dots (5)
 \end{aligned}$$

樁先端における非線形のばねを考えると、 $R(n+1) = AkS(n+1)$ なる境界条件より次式が成立つ。

$$\begin{aligned}
 AkS(n+1) = R(1) - \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{f_i(l+1) + f_i(l)}{2} \phi_i \right. \\
 \left. + \frac{f_o(l+1) + f_o(l)}{2} \phi_o \right\} h(l) \dots \dots \dots (6)
 \end{aligned}$$

表—1 記号一覧

記 号	単 位	説 明
P_0	kgf	載荷荷重
$R(j), R_s(j)$	kgf	j 点での樁および樁内土の軸方向力
α	0	$R(1)/P_0$ ($0 \leq \alpha \leq 1$)
A, A_s	cm ²	樁および樁内土の断面積
$E, E_s(j)$	kgf/cm ²	樁および j 区間での樁内土の弾性係数 (樁内土は非線形)
ϕ_i, ϕ_o	cm	樁の内周長さおよび外周長さ
$h(j)$	cm	j 区間の区間長さ
$S(j)$	cm	j 点での樁の沈下量
$\Delta S(j)$	cm	j 点での樁と樁内土との相対変位
$f_i(j)$	kgf/cm ²	j 点での樁と樁内土との間の摩擦応力
$f_o(j)$	kgf/cm ²	j 点での樁と外周地盤との間の摩擦応力
k, k_s	kgf/cm ³	樁先端および樁内土先端のばね常数 (非線形)
$\beta_i(j), \beta_o(j)$	kgf/cm ³	$f_i(j)/\Delta S(j), f_o(j)/S(j)$

次に、樁内土についても同様にして、

$$\begin{aligned}
 & - \frac{S(j+1) - \Delta S(j+1) - \{S(j) - \Delta S(j)\}}{h(j)} \\
 & = \frac{R_s(j+1) + R_s(j)}{2A_sE_s(j)} \dots \dots \dots (7)
 \end{aligned}$$

ただし、

$$R_s(j) = R_s(1) + \sum_{i=1}^{j-1} \frac{f_i(l+1) + f_i(l)}{2} \phi_i h(l) \dots \dots \dots (8)$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} & \text{分離型の場合: } R_s(1) = P_0 \\ & \text{一体型の場合: } R_s(1) = (1 - \alpha)P_0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9)
 \end{aligned}$$

(8) 式を (7) 式に代入すると次式となる。

$$\begin{aligned}
 & - \frac{S(j+1) - \Delta S(j+1) - \{S(j) - \Delta S(j)\}}{h(j)} \\
 & = \frac{1}{2A_sE_s(j)} \left[2R_s(1) + \sum_{i=1}^{j-1} \{f_i(l+1) + f_i(l)\} \phi_i h(l) \right. \\
 & \quad \left. + \frac{f_i(j+1) + f_i(j)}{2} \phi_i h(j) \right] \dots \dots \dots (10)
 \end{aligned}$$

ただし、 $j=1$ の場合は、

$$\begin{aligned}
 & - \frac{S(2) - \Delta S(2) - \{S(1) - \Delta S(1)\}}{h(1)} \\
 & = \frac{1}{2A_sE_s(1)} \left\{ 2R_s(1) + \frac{f_i(2) + f_i(1)}{2} \phi_i h(1) \right\} \dots \dots \dots (11)
 \end{aligned}$$

樁内土先端における境界条件 $R_s(n+1) = A_s k_s \{S(n+1) - \Delta S(n+1)\}$ より次式が成立つ。

$$\begin{aligned}
 & A_s k_s \{S(n+1) - \Delta S(n+1)\} = R_s(1) \\
 & + \sum_{i=1}^n \frac{f_i(l+1) + f_i(l)}{2} \phi_i h(l) \dots \dots \dots (12)
 \end{aligned}$$

ここで、摩擦応力と相対変位あるいは沈下量との間には以下の関係がある。

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} & f_i(j) = \beta_i(j) \Delta S(j) \\ & f_o(j) = \beta_o(j) S(j) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13)
 \end{aligned}$$

ただし、一体型の場合、 $\Delta S(1) = 0$ 。したがって、 $f_i(1) =$

0。

以上より、分離型の場合、 $S(j)$ および $\Delta S(j)$ ($j=1 \sim n+1$) の $(2n+2)$ 個の未知数に対して、 $(2n+2)$ 個の連立方程式が成立つ。また、一体型の場合、 $S(j)$ ($j=1 \sim n+1$)、 $\Delta S(j)$ ($j=2 \sim n+1$) および α の $(2n+2)$ 個の未知数に対して、 $(2n+2)$ 個の連立方程式が成立つ。解法としては、基本的仮定で述べたごとく棒内土の鉛直応力とひずみとの関係、摩擦応力と相対変位との関係および先端抵抗と先端沈下量との関係が非線形であるため、以下の手順により解を求める。

- i) $E_s(j)$, $\beta_d(j)$, $\beta_o(j)$, k および k_s に初期値 (例えば、関係曲線上の単位の応力に対応した点と原点とを結んだ直線の勾配) を与えて連立方程式を解き、 $S(j)$ および $\Delta S(j)$ を求め、このときの j 点での各応力を計算する。
- ii) すべての j 区間での棒内土の鉛直応力～ひずみ関係、すべての j 点での摩擦応力～相対変位関係および先端抵抗～先端沈下量関係が、仮定した曲線関係を満足していれば求める解である。
- iii) 上記の関係中、1つでも満足しない j 区間または j 点があれば、その計算段階でのひずみまたは沈下量に対応した関係曲線上の勾配を新たな常数として再計算を行う。この方法を繰り返し行い、最終的に ii) の関係がすべて満足された状態が得られれば、これが求める解である。

3. 解析例

本章では、既報の模型実験²⁾のうち棒根入れ長さ内径比 $L/D=4$ の分離型および一体型の載荷試験を対象とした数値計算を行い、実験結果との比較検討を行う。

模型実験は、内径 $\phi 1480$ mm、深さ 1700 mm の鋼製土槽内に作製した砂地盤に、内径 $D=150$ mm、外径 162 mm、先端肉厚 6 mm のアルミニウム製二重管 (各厚さ 0.8 mm) の模型棒を建込み、鉛直載荷試験を行ったものである。地盤は、1.2 mm のふるい目を通過した淀川砂を土槽下部からの圧力水でボイリングさせた後、自然排水することによって作製した。その結果、単位体積重量 $\gamma=1.475$ gf/cm³、相対密度 $D_r=35\%$ 、含水比 $w=4.57\%$ のほぼ均一な地盤となっている。なお、模型実験の詳細については文献 2) を参照されたい。

3.1 解析に用いた諸常数

棒の弾性係数は模型棒の軸方向加力検定試験によって得られた $E=7.3 \times 10^5$ kgf/cm² を採用した。また、地盤の諸常数は以下の方法により決定した。

(1) 棒内土の鉛直応力 σ_v と鉛直ひずみ ϵ_v との関係

図—4 は、模型実験での棒のひずみより算出した棒内土の軸方向力分布および沈下板による沈下量分布を滑らかな曲線で近似し、 $0.5D$ ごとの区間で算出した σ_v と ϵ_v との関係を、両対数紙上に示したものである。ただし、

軸方向力・沈下量ともに値が小さく、計算誤差の大きい第 1 荷重階および載荷板近傍の局所的な応力の乱れが大きい最上部の $0.5D$ の区間¹⁾については除外してある。同図より、実験値にはある程度のばらつきが見られるものの、分離型と一体型とはほぼ同様の関係のあることが分かる。図中の実線および破線は、それぞれの実験値を最小二乗近似して求めた直線であって、解析にはこれらの関係式を採用した。なお、同図には Schultze ら⁶⁾が砂の初期間隙比との関係で提案した関係直線 (一点鎖線) および対応する相対密度での上限線と下限線 (点線) とを併記しておいた。筆者らの実験値はおおむね Schultze らの提案する範囲に含まれるが、直線の勾配には違いが見られる。

(2) 棒および棒内土の先端抵抗と先端沈下量との関係

図—5 に、模型実験における棒先端の抵抗 p_p ～沈下量 S_p 関係および棒内土先端の抵抗 p_{sp} ～沈下量 S_{sp} 関

図—4 棒内土の鉛直応力 σ_v ～鉛直ひずみ ϵ_v 関係図

図—5 棒および棒内土の先端抵抗 p_p , p_{sp} ～先端沈下量 S_p , S_{sp} 関係図

係を示した。同図において、杵先端と杵内土先端とは、沈下量の大きい範囲で抵抗値にかなりの差が見られるが、それぞれの分離型と一体型との間には顕著な差は認められない。図中の実線および破線は、各々の関係を双曲線関数で最小二乗近似した曲線である。先端抵抗～先端沈下量関係については、高次関数による近似¹²⁾も考えられるが、ここでは曲線の初期勾配や極限値の明確な Kondner 型の双曲線関数¹³⁾を採用することとした。同図より、各曲線は実験値とよい対応を示していることが分かる。

(3) 杵と地盤との間の摩擦応力と相対変位との関係

図-6 は、分離型の载荷実験における杵外周面の平均摩擦応力 f_o と杵の沈下量 S との関係をプロットしたものであって、実験値を前項と同様の双曲線関数¹⁴⁾で最小二乗近似した曲線を実線で併記した。同一沈下量での f_o が深さに一次的に比例するものとすれば、同曲線は杵の中央深さ ($L/2=30$ cm) での $f_o \sim S$ 関係と考えることができる。

そこで、地盤の拘束圧と摩擦応力との関係を評価するため、中型単純せん断試験機¹⁵⁾を用いてアルミニウム板と砂との摩擦試験を実施した。この試験機は、アルミニウム板を貼り付けた加圧板の上に、内法長さ 300 mm、幅 200 mm、高さ 150 mm のせん断箱 (厚さ 20 mm の鋼製フレーム 6 段重ねで、各フレーム間に 5 mm の隙間を設けてある) を設置したものであって、加圧板でせん断箱内の砂供試体に拘束圧をかけた後、最上段のフレームに毎分 1 mm の変位速度でせん断力を加えることができる。砂供試体は、模型実験の地盤とほぼ等しい相対密度となるよう、多重ふるい付きサンドレイナーによって作製した。またアルミニウム板は、模型杵と同じ表面粗さ ($R_{\max} \approx 2.0 \mu\text{m}$, 基準長さ 0.8 mm) のものを使用した。図-7 は、3 種類の拘束圧 σ_n のもとでの試験結果を示したものであって、横軸は最下段フレームとアルミニウム板との相対変位 δ_s を、縦軸は摩擦応力度 τ を表している。図中の実線は $\sigma_n = 1.095 \text{ kgf/cm}^2$ の結果を双曲線関

図-6 杵外周面の平均摩擦応力 f_o ～杵の沈下量 S 関係図

数で最小二乗近似して求めた曲線である。この曲線式を基準として、 σ_n の比率で τ が増減するものと仮定して他の σ_n の場合を描いたのが同図中の点線である。各実験値と曲線とはよい対応を示していることが分かる。

以上より、杵外周面については、図-6 の $f_o \sim S$ 関係曲線を基準として、各節点深さでの地盤の水平応力 $K\gamma Z$ (Z : 地表面からの深さ) の大きさに応じて次の関係曲線が成立つものとした。

$$f_o = \frac{S}{75.0S + 7.59} \times \frac{K\gamma Z}{K\gamma L/2} \quad (14)$$

また杵内面については、(14) 式と同様の (15) 式を採用することとし、杵内土の水平応力 $K\sigma_v$ の大きさに対応して関係曲線が変化するものとした。

$$f_i = \frac{\Delta S}{75.0 \Delta S + 7.59} \times \frac{K\sigma_v}{K\gamma L/2} \quad (15)$$

ここで、 K 値は文献 9) の静止土圧係数に関する実験結果を参考として、Jaky¹⁶⁾ の提案式による $K = 1 - \sin \phi = 0.46$ ($\phi = 33^\circ$: 三軸圧縮試験によって求めた地盤の内部摩擦角) が杵の内外の全長にわたって成立つものとした。

なお、一体型については、外杵のひずみ測定値に乱れが見られたため²⁾、 f_o は分離型の場合と同等として、(14)

図-7 摩擦試験での摩擦応力度 τ ～相対変位 δ_s 関係図

図-8 摩擦応力 f_i の補正係数 $C \sim Z/D$ 関係図 (一体型)

図—9 分離型の計算値と実験値との比較図

図—10 一体型の計算値と実験値との比較図

式をそのまま採用した。また f_i についても、(15) 式を採用することとしたが、実験値ととの間の誤差が生じたため、以下の補正を行った。図—8 は、前述 (1) の滑らかな曲線近似による枠内土の軸方向力分布から求めた $0.5 D$ 区間ごとの平均摩擦応力の、(15) 式による f_i に対する比 C と Z/D との関係を示したものである。ただし、摩擦応力が小さく計算誤差が大きい第 1 および第 2 荷重階と上部 $1 D$ 間の値は除外してある。同図より、ある程度のばらつきはあるものの、 C は深さに伴ってほぼ直線的に減少していることが分かる。この原因については不明確であるが、フーチング底面直下の局部応力などによるものと推察される。ここではこれらの値を直線で最小二乗近似した図中の実線の関係を補正係数 C として、(15) 式に乗じて解析に採用することとした。

3.2 解析結果

分離型の計算結果を図—9 に、一体型の計算結果を図—10 に、実験値と併せて示す。各々 (a) 図は、載荷荷重 P_o 、枠内土先端抵抗 R_{sp} 、枠先端抵抗 R_p および枠外周面摩擦抵抗 R_{or} と基礎フーチング（載荷板）の沈下量 S_o との関係、(b) 図は、枠内土の沈下量 S_s および枠の沈下量 S の Z/D 方向の分布を、また (c) 図は、枠内土の軸方向力 R_s の分布を示したものである。なお、

一体型については、前述のごとく外枠のひずみ測定値に乱れがあるため、図—10(a) の R_{or} の実験値は、分離型の場合と同等として算出してある。(a) および (b) 図より、分離型・一体型ともに、計算値は実験値と非常に一致を示していることが分かる。(c) 図においては、実験値にある程度の乱れが見られるものの、計算値と実験値とはかなりよい対応を示していると言える。

以上より、本理論解によって、模型枠基礎の鉛直載荷実験における荷重～沈下量関係や枠内土の沈下量分布および軸方向力分布を十分に精度よく表現できることが分かった。

4. 枠基礎の荷重～沈下特性

模型実験²⁾および今回の理論解析の結果より、枠基礎の荷重～沈下特性として、枠外周面の摩擦抵抗および枠先端肉厚部の抵抗の影響は小さく、枠内土および枠内土先端下部地盤の圧縮性が支配的とみてよい。その際、枠内土の軸方向力および枠と枠内土との相対変位は、分離型では枠内土の上端および先端より中央深さに向かって、一体型では枠内土先端より上方に向かってそれぞれ減少し、ある距離においてほぼ 0 に収束する。ただし、この距離は、枠の内径および表面粗度、枠内土の土質条

件などによって当然変化するものと考えられる。したがって、以下この値を L_c と表現し、各型式での杵の根入れ長さ L の違いによる荷重～沈下特性に関して考察する。

(1) 分離型

$L < 2L_c$ の場合を図-11(a) に、 $L \geq 2L_c$ の場合を図-11(b) に示した。図中の記号 S_F は、杵を剛体とみなしての沈下量を表す。いずれも、杵内土は中央深さにおいて杵と固定されたのと同等の状態で上端および先端より圧縮される。 $L < 2L_c$ の場合、杵内土の軸方向力 R_s は中央深さにおいて0にはなりきらない。したがって、基礎フーチングの沈下量 S_0 は、杵で拘束された $L/2$ の長さの地盤の圧縮量の2倍と、下部地盤の沈下量との和となる。 $L \geq 2L_c$ の場合は、杵内土上端および先端よりそれぞれ L_c 付近で R_s は0に収束し、以遠の中央部分は初期の地盤状態のまま、杵とともに剛体的に沈下する。 S_0 は、杵で拘束された上下各 L_c 間の地盤の圧縮量と、下部地盤の沈下量との和と考えることができる。

(2) 一体型

杵内土は上端が杵と固定された状態で先端より押上げられる。 $L < L_c$ の場合と $L \geq L_c$ の場合とに分けられ、杵内土の圧縮状態は、2倍の根入れ長さをもった分離型での下半分と等しい。すなわち、図-12に示した関係が成り立つ。同図(b)の $L \geq L_c$ の場合には、杵内土先端より L_c の位置で R_s は0に収束し、それ以浅では載荷荷重の100%を杵が支持する。 S_0 は(a)、(b)いずれの場合も、杵内土の圧縮量と下部地盤の沈下量との和となることは、分離型の場合と同様である。

(3) 杵のみに荷重が作用した場合

比較として、杵のみに荷重が作用した場合を考える。 $L < L_c$ の場合と $L \geq L_c$ の場合とに分けて図-13に示した。杵内土は上端が開放された状態で先端より押上げられる。 $L < L_c$ の場合は、杵と杵内土上端とにずれを生じ、杵内面の摩擦抵抗が發揮されにくい。 $S_0 (= S_F)$ は、杵外周面の摩擦抵抗および杵先端肉厚部の抵抗によって規定される沈下量の割合が比較的大きい。 $L \geq L_c$ の場合は、杵内土の閉塞効果により、杵内土上端と杵とが一体となって沈下する。 R_s は先端より L_c の位置で0に収束し、一体型の場合と同等の荷重～沈下性状を示す。

以上において、 L_c 間の杵内土の圧縮量は、側方拘束状態の土の圧縮試験あるいは理論解析によって評価することができる。この場合、文献1)の実験結果および解析結果にも見られたように、荷重の増加に伴って杵内土の剛性は増大し、杵が健全である限り、粒子破壊に至るまで堪えることができる。したがって、支持力的には、載荷面が杵の先端深さにあって、外周面の摩擦抵抗が等しい直接基礎と同等と評価できる。また、杵内土の圧縮量は、基礎フーチングの沈下量に対してかなり小さく、

図-11 分離型杵基礎の沈下性状

図-12 一体型杵基礎の沈下性状

図-13 杵のみに荷重が作用した場合の沈下性状

沈下量の大部分を杵内土下部地盤の沈下が占める。このため、分離型と一体型とでは、同一荷重時の沈下量の差は小さい。定量的には、杵根入れ長さが $2L_c$ 以上の場合、分離型の方が上部 L_c 間の杵内土の圧縮量分だけ一体型より沈下量が大きいと考えることができる。

5. 結 語

以上本論文では、杵基礎の鉛直支持力機構に関する理論解を提示し、模型実験の結果と比較することによって、

理論解の妥当性の検討を行った。また、既報^{1),2)}の実験結果を含めて、杵基礎の荷重～沈下特性の総合的な考察を行った。結論として、以下のことが指摘できる。

- ① 杵および地盤に区分法を適用し、差分方程式を誘導する方式による本理論解によって、模型実験での荷重～沈下量関係や杵内土の沈下量分布および軸方向力分布をよい精度で表現できた。
- ② 杵基礎は、杵外周面の摩擦抵抗および杵先端肉厚部の抵抗の影響は小さく、杵内土および杵内土先端下部地盤の圧縮性が支配的である。その際、杵内土は荷重の増加に伴って剛性が増大するため、支持力的には、杵の根入れ長さと同じ根入れの直接基礎と同等と評価された。
- ③ 基礎フーチングの沈下量は、杵内土の圧縮量と下部地盤の沈下量との和であって、沈下量の大部分を下部地盤の沈下量が占めるものの、載荷型式および杵根入れ長さの違いによって、図—11 および 図—12 に示す地盤の沈下量分布になるものと結論づけられた。

参考文献

- 1) 伊藤淳志, 山肩邦男: 鋼管で側方拘束された砂柱の応力・変形特性の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第392号, pp.98~107, 昭和63年10月
- 2) 伊藤淳志, 山肩邦男: 杵基礎の模型実験結果ならびに杵内土の挙動に関する考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第409号, pp.123~132, 平成2年3月
- 3) 南 和夫: 筒基礎の研究, 日本建築学会論文報告集, 第39号, pp.1~17, 昭和24年11月
- 4) Kuzmanović, B.O. and Balla, A.: Spread footings on "reinforced" soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, No.3, pp.318~326, 1970.8
- 5) Broms, B.B., Ivmark, G. and Mattson, A.: Tubular Elements as Foundation for Structures, Proc. 10th ICSMFE, Vol.2, pp.61~66, 1981.6
- 6) Schultze, E. and Moussa, A.: Factors affecting the Compressibility of Sand, Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.335~340, 1961.7
- 7) 山原 浩: 鋼管ぐいの閉塞効果と支持力機構 (その2), 日本建築学会論文報告集, 第97号, pp.34~41, 昭和39年4月
- 8) Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H.: K_0 -OCR Relationships in Soil, Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.108, No.GT6, pp.851~872, 1982.6
- 9) 山肩邦男, 伊藤淳志, 奥野哲也: 鋼管で側方拘束された砂柱の静止土圧係数, 第24回土質工学研究発表会, pp.1427~1430, 平成元年6月
- 10) 山肩邦男: 建築基礎工学, 朝倉書店, pp.129~133, 平成2年4月
- 11) 岸田英明, 高野昭信: 砂地盤中の埋込み杭先端部の接地圧分布 (その2. 接地圧分布と埋込み杭の先端支持力の関係), 日本建築学会論文報告集, 第261号, pp.25~40, 昭和52年11月
- 12) 山肩邦男, 伊藤淳志: 場所打ちコンクリート杭の極限先端荷重および先端荷重～先端沈下量曲線について, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1279~1280, 昭和61年8月
- 13) Kondner, R.L.: Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils, Jour. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115~143, 1963.2
- 14) 山肩邦男, 永井興史郎: 杭の周面摩擦応力度 f ～沈下量 S 関係の近似式とその統計値, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2315~2316, 昭和56年9月
- 15) 山肩邦男, 小椋仁志, 伊藤淳志, 加藤史彦: 中型単純せん断試験機を用いた砂～モルタル板間の摩擦試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.1409~1410, 平成元年10月
- 16) Jáký, J.: Pressure in Silos, Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.103~107, 1948.6

(1990年9月26日原稿受理, 1990年12月5日採用決定)