

細径鋼管により地盤補強した基礎の沈下挙動とその予測法

第1報 基礎の沈下挙動と補強地盤の支持力特性

FOUNDATION SETTLEMENT ON THE REINFORCED GROUND BY SLENDER PIPES AND ITS PREDICTION METHOD

Part 1 Foundation settlement and bearing capacity of reinforced ground

若命善雄*, 榎並 昭**, 真島正人***, 長尾俊昌****

Yoshio WAKAME, Akira ENAMI, Masato MAJIMA and Toshiaki NAGAO

In order to study the foundation settlement and the bearing capacity of the ground reinforced by slender steel pipes, laboratory and in-situ vertical loading tests were conducted. The result can be summarized as follows.

The reinforcement of ground by pipes decreases the settlement of foundation and increases the bearing capacity of the ground. These effects are more remarkable when longer pipes are used, and when soil layer near the pipes end are harder than the surface layer. If pipes having the ultimate bearing capacity of 1.5tf or more per pipe are installed such that there is two pipes in every area interval of 45×60cm, the reinforced ground having long term allowable bearing capacity of 5tf/m² or higher can be obtained. However, the long term allowable bearing capacity of a reinforced ground can't be obtained by simply summing up the long term allowable bearing capacity of the pipes and of the unreinforced ground.

Keywords: slender steel pile, foundation settlement, reinforced ground, bearing capacity, model test, in-situ loading test
細径鋼管, 基礎の沈下, 補強地盤, 支持力, 模型実験, 原位置載荷実験

1. まえがき

軟弱地盤上に建設される戸建て住宅の沈下障害を防止するため、これまで杭基礎をはじめとして、井桁基礎、表層混合処理、柱状混合処理、こま型基礎など数多くの基礎工法や地盤改良工法が考案され¹⁾²⁾、模型実験や原位置実験などによって得られた基礎の沈下挙動や支持力特性についても幾つか報告されている³⁾⁴⁾⁵⁾。

筆者らは、基礎スラブ直下の地盤中に直径約5cmの細径鋼管を密に設置して地耐力増加を図る、小規模建物用の基礎地盤補強工法を開発した。

この工法については、昭和63年に建築センター評定を取得し⁶⁾、既に400棟以上の住宅に適用しているが、開発過程において室内模型実験、原位置実験によりその効果を確認した。本論文では、工法の概要、模型載荷実験と原位置載荷実験によって得られた基礎の沈下挙動と補強地盤の支持力特性、および、補強地盤の長期許容支持力推定法について述べる。

2. 工法の概要

本工法は、許容支持力度3tf/m²程度の地盤上の布基礎直

下に、最大長さ5.5mの細径鋼管（以下鋼管とよぶ）を40～60cmの間隔で貫入し、地盤と鋼管の複合作用（地盤の耐力+地盤と鋼管との周面摩擦力+鋼管先端支持力）により地耐力を増加させ、3tf/m²用の基礎に代って、5tf/m²用の基礎を採用しようとするものである。表1に使用する鋼管の仕様を、図1に代表的な適用事例を示す。

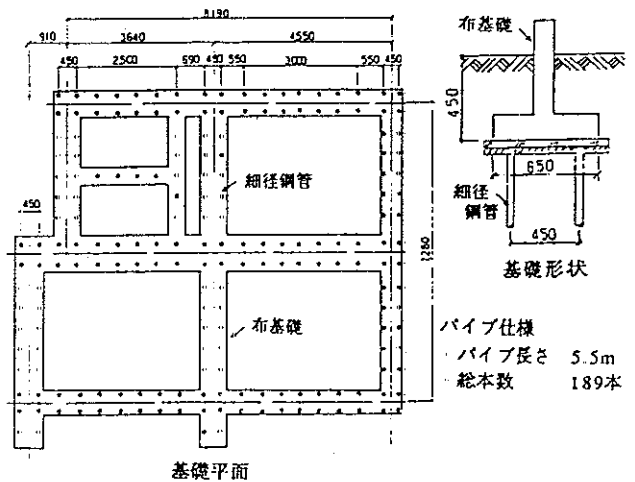


図1 代表的な適用事例

* 大成建設(株)技術研究所
** 日本大学理工学部建築学科 教授・工博
*** 大成建設(株)技術研究所 主任研究員
**** 大成建設(株)技術研究所 研究員

Technology Research Center, Taisei Corporation
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering,
Nihon Univ., Dr. Eng.
Senior Research Eng., Technology Research Center, Taisei Corporation
Research Eng., Technology Research Center, Taisei Corporation

基礎設計に当っては、まず建設地内でスウェーデン式サウンディング試験を行う。その結果、鋼管の極限支持力が1.5tf/本以上となる、下記2タイプの地盤である場合のみ本工法を適用する。

- 1) 地表面から深さ6mまでの範囲に $W_{sw} \leq 100\text{kgf}$ の軟弱粘性土層が1m以上存在し、深さ6m以深には $N_{sw} \geq 40$ の良好な土層が続いている地盤。この際、鋼管を $N_{sw} \geq 40$ の土層に50cm以上貫入させる(図2(a)参照)。
- 2) $N_{sw} \geq 40$ の土層の出現深度は6m以深であるが、6m以浅に表2に示す土層が存在する地盤。この際の鋼管長さは5.5mとする(図2(b)参照)。

表1 鋼管の仕様

径	48.6mm
肉厚	2.4mm
長さ	5.5m以下
材質	一般構造用炭素鋼 (JIS G 3444) 溶融亜鉛メッキ (JIS H 8641)

表2 N_{sw} と層厚の関係

N_{sw} 値	層厚(h)
0 ($W_{sw}=100\text{kgf}$)	5m以上
10	4m以上
15	3m以上
20	2m以上
25	1m以上

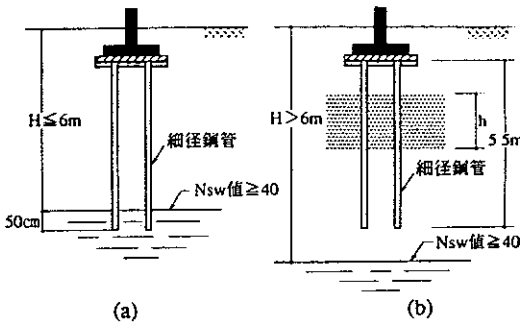


図2 本工法を適用する地盤

3. 基礎の沈下挙動と補強地盤の支持力特性

鋼管を貫入した地盤(以下補強地盤とよぶ)上に基礎スラブ(以下基礎とよぶ)を設置すると、図3に示すような支持機構が形成される。すなわち、基礎を含む建物重量は、基礎より直接地盤に伝達されるものと、鋼管を介して地盤に伝達されるものの2経路で地盤に伝達される。そして、鋼管周面と地盤との摩擦力と鋼管先端地盤の支持力により基礎の沈下は減少し、補強地盤の支持力は見掛け上増加すると予想される。これらの効果を確認するため、室内模型実験と原位置実験を行った。

3.1 室内模型実験

3.1.1 実験概要

均質な粘性土を圧密養生して作製した模型地盤中に、前述の鋼管を模したアルミ製パイプを鉛直に埋設した後、基礎を模した剛な載荷板を地表面に設け、これを重錘により加力する方法によって載荷実験を行った。この際、載荷板隅角部の沈下量を摺動抵抗型変位計、パイプの軸力分布をひずみゲージにより計測し、パイプ長、地盤強度、荷重度の違いが、載荷板の沈下挙動、補強地盤の支持力特性に及ぼす影響について調査した。

(1) 模型地盤と土槽

地盤材には市販のカオリン粘土を使用した。模型地盤は、この粘土を含水比120%まで加水混合してペースト状にした後、土槽内に厚さ1mとなるように詰め、 0.2kgf/cm^2 、または、 0.4kgf/cm^2 の荷重度で2ヶ月間圧密養生して作成した。試料土の物理的性質を表3に、試料土の圧密特性を表4に示す。土槽の寸法は、幅1.2m×2.0m、高さ1.2mである。この土槽は、図4に示すように、最大4室まで仕切ることが可能で、側壁と底板は、圧密養生の際に、地盤中の過剰間隙水圧が上下方向と水平方向より消散できるような構造になっている。なお、実験時には、壁内の水位は常に地盤表面とほぼ同一レベルに保たれている。

表3 試料土の物理的性質

商品名	比重	液性限界	塑性限界	塑性指数	粒度組成	
					1μ 以下	9%
ASP-200	2.629	82.25%	29.41%	52.84	5μ 以下	50%
					75μ 以下	100%

表4 試料土の圧密特性

初期間隙比	含水比	圧縮指数	圧密荷重	体積圧縮係数	圧密係数
e_0	$\omega_0(\%)$	C_c	$P_c(\text{kgf/cm}^2)$	$M_v(\text{cm}^3/\text{kgf})$	$C_v(\text{cm}^2/\text{day})$
3.15	120.0	0.58	0.2	0.35	93.3
			0.4	0.17	90.4

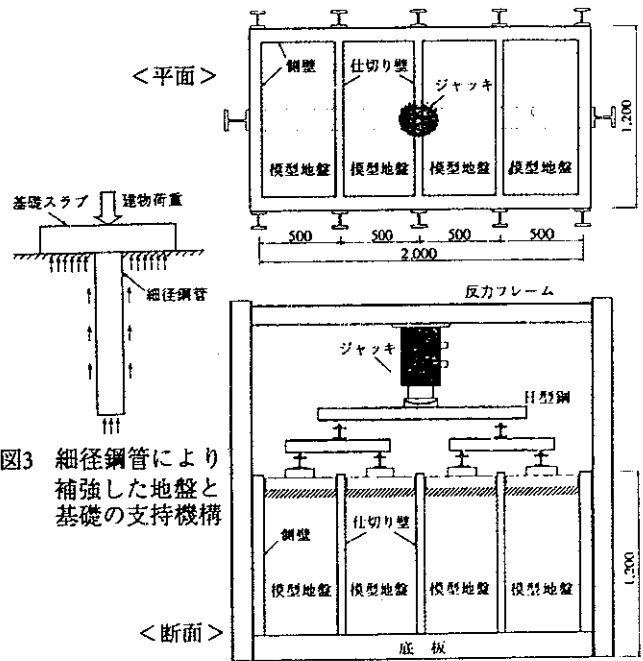


図4 土槽の平・断面図

図3 細径鋼管により補強した地盤と基礎の支持機構

(2) パイプの諸元と設置

アルミ製パイプ(以下パイルと呼ぶ)の寸法は、外径34mm、内径32mm、長さ240mm、または480mmである。パイル内面には、図5に示すようにひずみゲージが貼付されている。パイルの設置は圧密荷重を載荷後45日目に行い、直径34mmのケーシングを圧入しながら内部の土をオーガーにより排出し、所定の深度に達したらケーシ

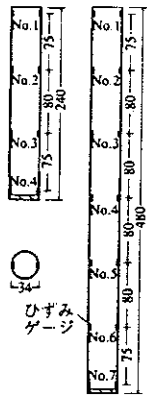


図5 ひずみゲージの貼付位置

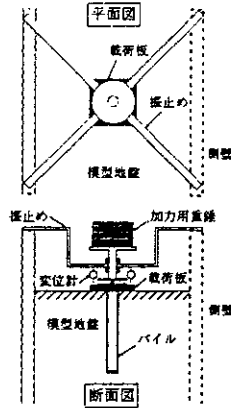


図6 載荷実験装置の概要図

グを引き抜き、その孔にパイルを挿入する方法により行った。パイル設置後、再び元の荷重で約15日間圧密養生してパイル周囲の土の乱れの影響を少なくした後、載荷実験を行った。

(3) 載荷実験装置と載荷方法

載荷実験には、図6に示す装置を用いた。載荷は、 0.025 kgf/cm^2 の荷重増分で終局まで段階的に載荷（沈下量が5分間に $5/100 \text{ mm}$ 以下となったら次の荷重段階に移行）する方法によって行った。なお、パイルのみの載荷実験も実施しており、この際の載荷は $0.5 \text{ kgf} \sim 2 \text{ kgf}$ の荷重増分で終局まで段階的に加力する方式とした。

(4) 実験の種類

一連の実験では、圧密荷重（2種類： $0.2, 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ ）パイル本数（3種類： $0, 1, 2$ 本）、載荷板寸法（3種類： $0, 10, 20 \text{ cm}$ 角）、パイル長（2種類： $24, 48 \text{ cm}$ ）をパラメータとし、合計12ケースの実験を行った。実験ケース名と実験条件を表5に一括して示す。

表5 実験ケースと実験条件

実験ケース名	実験条件				載荷タイプ
	載荷板幅 (cm)	パイル本数	パイル長 (cm)	圧密荷重 (kgf/cm ²)	
P-S-2	—	1	24	0.2	A
P-L-2	—	1	48	0.2	A
P-S-4	—	1	24	0.4	A
P-L-4	—	1	48	0.4	A
R1-S-2	10	1	24	0.2	B
R1-L-2	10	1	48	0.2	B
R1-S-4	10	1	24	0.4	B
R1-L-4	10	1	48	0.4	B
S-10-2	10	0	—	0.2	C
S-10-4	10	0	—	0.4	C
R2-L-4	20	2	48	0.4	B
S-20-4	20	0	—	0.4	C

A: パイルのみ B: パイル+載荷板 C: 載荷板のみ

(5) 圧密終了時の地盤物性

2種類の荷重度PC (0.2 kgf/cm^2 , 0.4 kgf/cm^2) で60日間圧密養生した後の最終的な圧密沈下量は前者で約10cm、後者で約16cmとなった。この地盤のほぼ中央部から深さ5cmごとに試料を採取し、含水比試験、圧密試験を実施すると共に、土槽内でベーンせん断試験を実施した。図

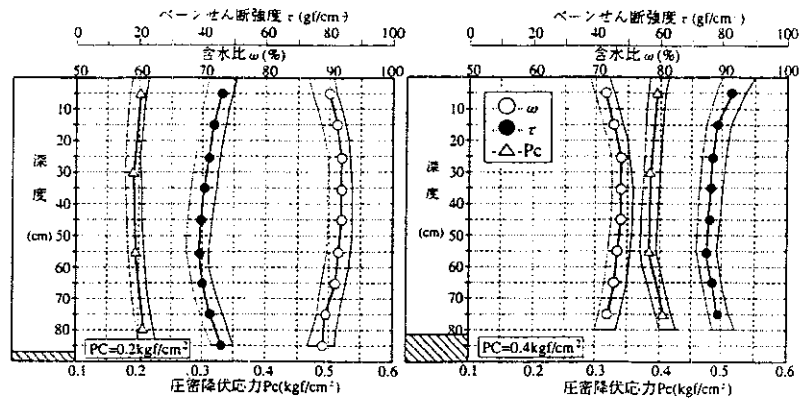


図7 地盤物性値の深度方向分布

7に各物性値の深度方向分布を示すが、実験ケースごとに、最大10%程度の物性値のばらつきが認められた。

3. 1. 2 載荷実験結果

(1) 荷重-沈下量関係

図8に載荷荷重と各荷重段階における載荷板の最終沈下量（隅角部4点の平均値）との関係を示す。同図中には、タイプAの結果も示してある。図9に、タイプB Cの載荷板の沈下量を S_B, S_C として、パイルによる載荷板の沈下低減率 ($1 - S_B/S_C$) と荷重度との関係を示す。また、表6に、極限荷重 P_u 、 $\log P - \log S$ 関係より求めた降伏荷重 P_y 、タイプCに対するタイプA, Bの P_u の比 (P_{uA}/P_{uC}), (P_{uB}/P_{uC})、および、タイプA, Cの和に対するタイプBの P_y の比 (P_{yB}/P_{yAC}) と P_u の比 (P_{uB}/P_{uAC})を示す。ただし、 P_{uA} は、タイプAについては最大荷重、タイプB, Cについては載荷板の沈下量2cmに対応する荷重とした。

これらの図表より、以下の点が明らかとなった。

- 1) パイルを設置することにより載荷板の沈下量は減少し、補強地盤の支持力は増加する。
- 2) パイル設置による沈下低減率 ($1 - S_B/S_C$)、支持力増加率 (P_{uB}/P_{uC}) は、タイプCの極限荷重に対するタイプAの極限荷重の比 (P_{uA}/P_{uC}) が大きいほど高くなる。すなわち、地盤条件が同一の場合には、パイルが長く、パイル1本の支配面積が小さいほど沈下低減率、支持力増加率は高くなる。
- 3) パイルによる沈下低減率は、荷重の増加および沈下量の進行とともに高くなる。
- 4) 地盤強度が異なっても沈下低減率、支持力増加率に明確な差異は認められない。
- 5) 極限荷重時におけるタイプA, Cの荷重の和に対するタイプBの荷重の比 (P_{uB}/P_{uAC}) は $0.90 \sim 0.97$ の値を示すのに対し、降伏荷重時における荷重の比 (P_{yB}/P_{yAC}) は $0.78 \sim 0.85$ の値を示し、いずれのケースも (P_{yB}/P_{yAC}) より (P_{uB}/P_{uAC}) の方が大きくなっている。

(2) パイルの軸力分布と摩擦力分布

図10に実験ケースP-L-4 (タイプA) とR1-L-4 (タイプB) の各荷重段階におけるパイルの軸力分布を、図11に

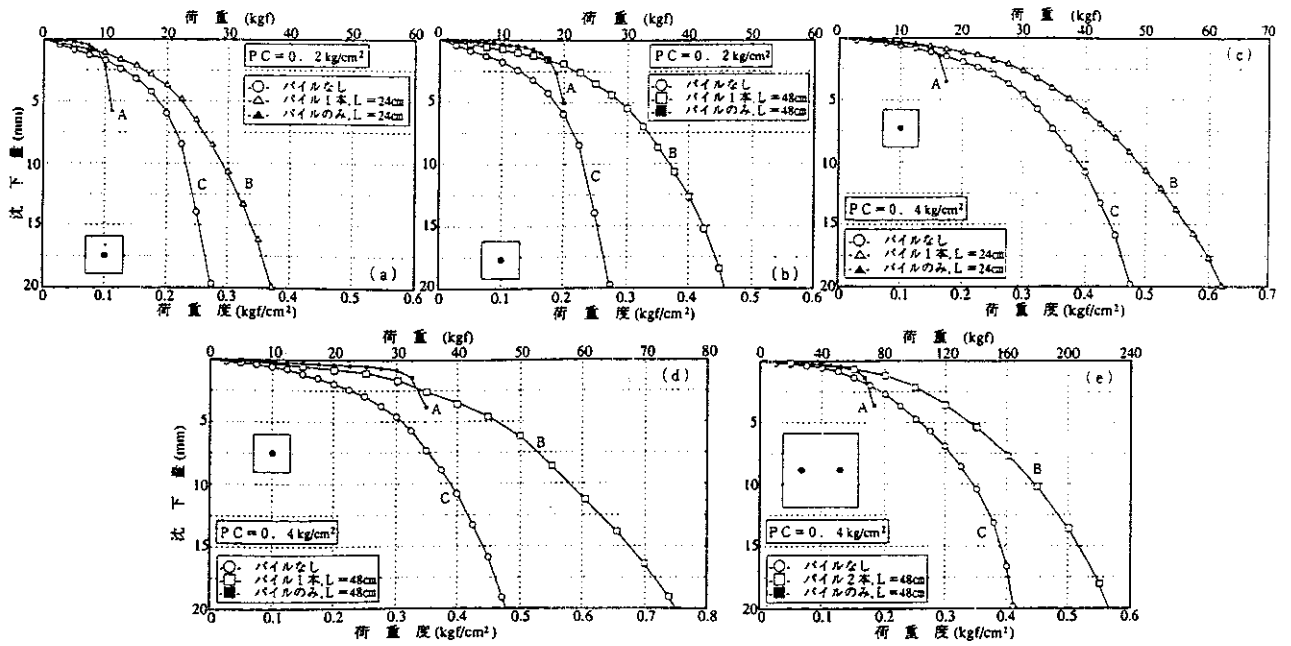


図8 載荷板の荷重-沈下量関係

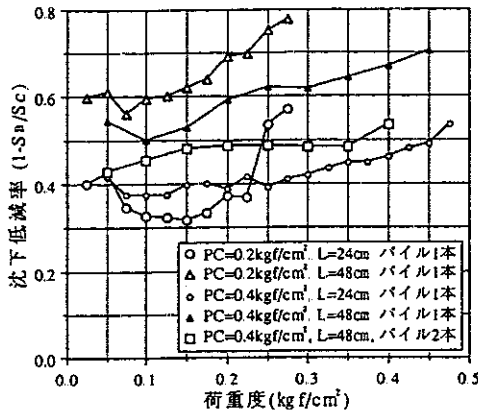


図9 沈下低減率-荷重関係

表6 $P_u, P_y, (P_{uA}/P_{uC}), (P_{uB}/P_{uC}), (P_{yB}/P_{yAC}),$
および (P_{uB}/P_{uAC}) の比較表

実験ケース名	P_u (kg/cm ²)	P_y (kg/cm ²)	$\frac{P_{uA}}{P_{uC}}$	$\frac{P_{uB}}{P_{uC}}$	$\frac{P_{yB}}{P_{yAC}}$	$\frac{P_{uB}}{P_{uAC}}$
P-S-2	11.5	9.0				
P-L-2	20.5	18.2				
S-10-2	27.5	17.7				
R1-S-2	36.5	21.6	0.42	1.33	0.81	0.94
R1-L-2	46.0	30.2	0.75	1.67	0.84	0.96
P-S-4	18.0	15.2				
P-L-4	36.0	31.2				
S-10-4	46.5	29.6				
R1-S-4	62.5	39.1	0.39	1.34	0.85	0.97
R1-L-4	74.0	48.2	0.77	1.60	0.78	0.90
S-20-4	164.0	98.2				
R2-L-4	223.0	130.8	0.44	1.36	0.82	0.95

代表的な荷重段階でのパイル周囲の単位長さ当たり平均摩擦力分布を示す。また、図12にパイル頭部の軸力に対するパイル先端部の軸力の比率（荷重先端到達率）とパイル頭部の軸力との関係を示す。

これらの図より、以下の点が明らかとなった。

1) タイプAとタイプBの軸力分布、摩擦力分布には大きな違いが認められる。すなわち、前者では全ての荷重領

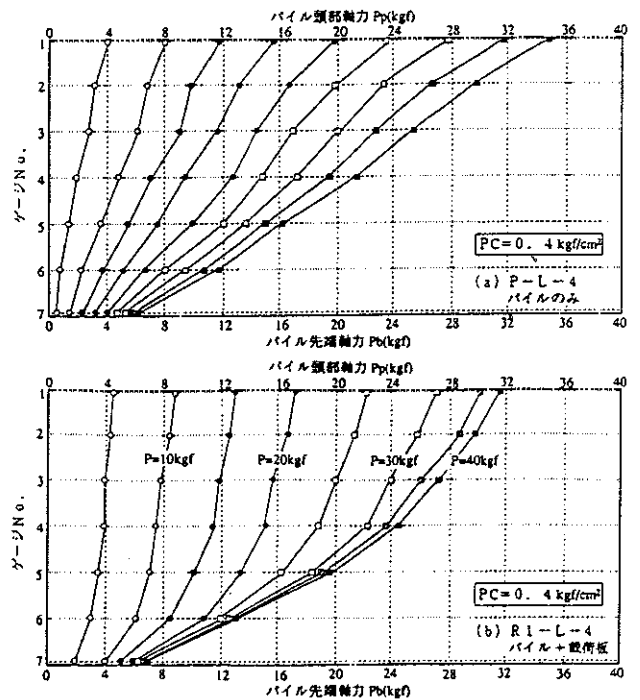


図10 パイル軸力分布

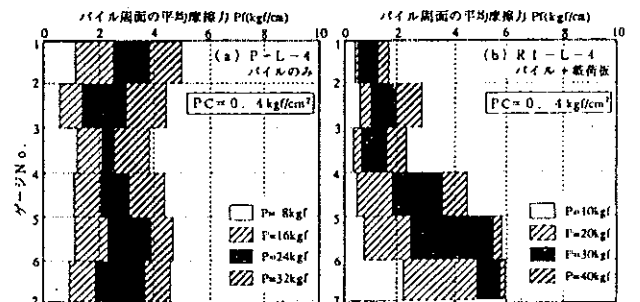


図11 パイル周囲の平均摩擦力分布

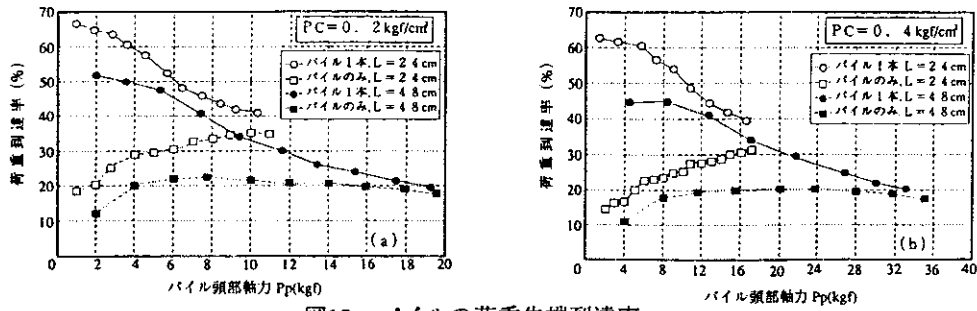


図12 パイルの荷重先端到達率

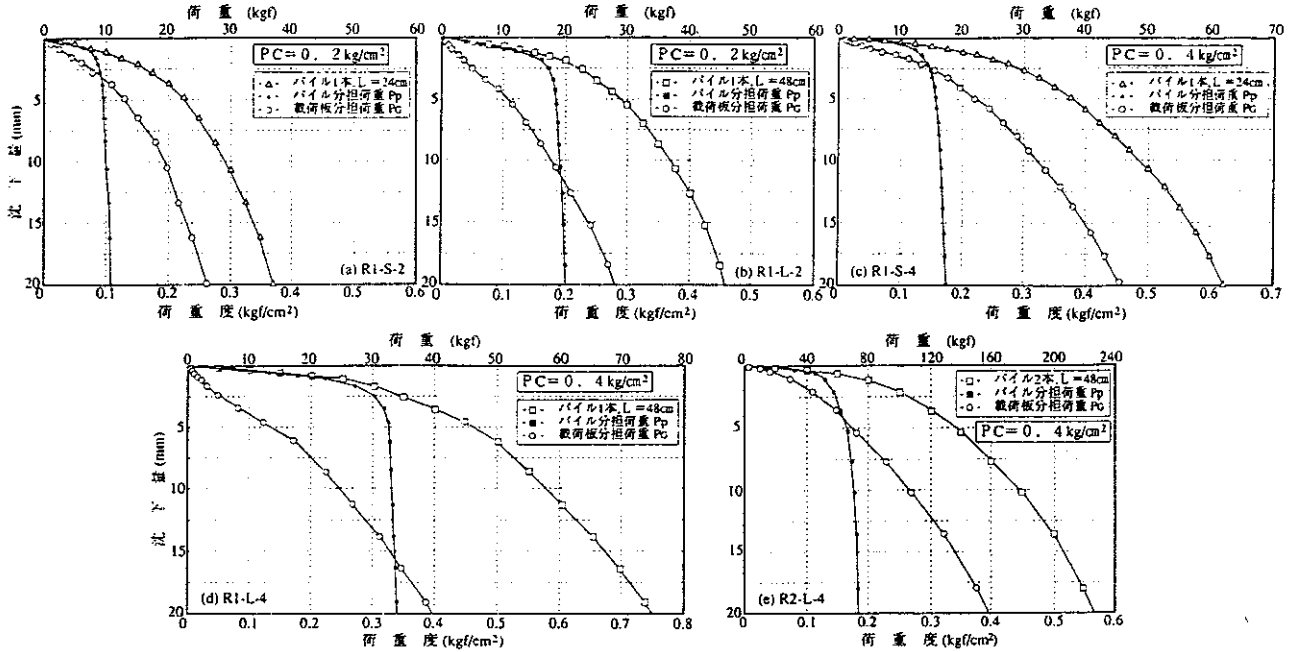


図13 P, P_p, P_G-沈下量関係

域ではほぼ直線的な軸力分布（様な摩擦力分布）になるのに対し、後者ではパイル先端に近い位置ほど軸力低下量が大きくなる（摩擦力が大きい）。

- 2)パイルが長いほど荷重先端到達率は減少する。
- 3)タイプAよりタイプBの方が荷重先端到達率は大きく、前者では荷重度の増加とともに僅かに増加するか一定となるのに対し、後者では荷重度の増加に伴い減少し、最終的に両者はほぼ同じ値に収れんする。

(3) 地盤とパイルとの荷重分担

図13に、タイプBについて、載荷荷重P、パイル頭部の軸力P_p、地盤が直接分担する荷重P_G (= P - P_p) と沈下量との関係を示す。また、図14にP_p/P_G (荷重分担比) と荷重度との関係を、図15にP_p/P_Gと沈下量との関係を示す。これらの図より、タイプBの実験について以下の点が明らかとなった。

- 1)地盤が直接分担する荷重P_Gよりパイルが分担する荷重P_pの方がより小さな沈下量で降伏状態に達し、P_pが降伏した以降においては、増分荷重の大部分を地盤が直接分担する。
- 2)パイル頭部の軸力P_pは、図8中に示したタイプAの降伏荷重より僅かに小さな荷重で降伏状態に達する。すな

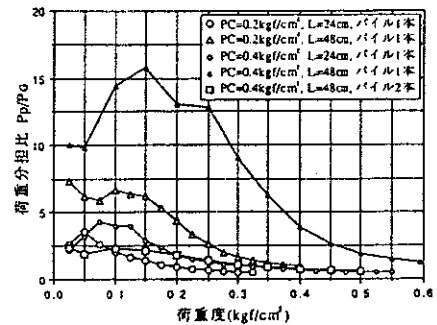


図14 荷重分担比と荷重度との関係

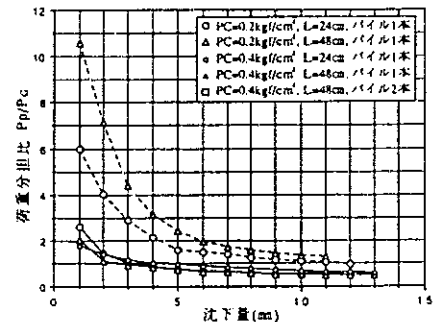


図15 荷重分担比と沈下量との関係

わち、タイプAのバイルよりタイプBのバイルの方が僅かに小さな荷重で降伏状態に達する。ただし、両者の極限荷重はほぼ一致する。

3) 荷重および沈下量の増加に伴い荷重分担比は低下し、一定値に収れんする。この一定値は、タイプA,Cの極限荷重の比(P_{uA}/P_{uC})にほぼ相当している。

4) (P_{uA}/P_{uC})が大きいほど、同一荷重レベル・沈下レベルでの荷重分担比も大きくなる傾向を示す。

3. 1. 3 実験結果に対する考察

(1) 載荷板の沈下性状と地盤の支持力

摩擦杭と直接基礎を併用することにより、構造物の沈下量を抑制するという考え方やその効果については既に報告されている^{9),10)}。したがって、バイルを設置することにより載荷板の沈下量が低下する現象は事前に予想された結果であるが、今回の実験により、沈下抑制効果だけでなく補強地盤の支持力が増加する効果をも期待でき、しかも、タイプA,Cの極限荷重の比(P_{uA}/P_{uC})が大きいほど、両効果が顕著であることが確認できた。したがって、地盤条件が同一の場合には、バイルが長く、バイル1本の支配面積が小さいほど、バイル設置の効果が増加する。逆に、地盤条件が異なる場合でも、(P_{uA}/P_{uC})に大きな違いがなければバイル設置の效果に顕著な差は生じない。バイルの条件が同一で、 $P_c=0.2\text{kgf/cm}^2$ と 0.4kgf/cm^2 の地盤のバイル設置效果に顕著な差が認められないのは、(P_{uA}/P_{uC})に大きな違いがなかったことに起因していると考えられる。

一方、極限荷重時におけるタイプA, Cの荷重の和に対するタイプBの荷重の比(P_{uB}/P_{uAC})が $0.90\sim 0.97$ の範囲となる(1に極めて近い)こと、タイプBが極限状態に達する荷重レベル以前にバイルは既に極限状態に達し、極限状態でのバイルの分担荷重がタイプAの極限荷重 P_p に極めて近いこと、バイルと地盤との荷重分担比は荷重(または沈下量)の増加とともに各々の極限荷重の比に収束すること、土質性状に10%程度のばらつきがあったこと、更には、図8の沈下曲線より沈下量2cm以降も載荷を継続すれば(P_{uB}/P_{uAC})は若干増加すると予想されることなど考慮すると、補強地盤の極限支持力度 q_{rd} を、未補強地盤の極限支持力度 q_d 、バイル1本の極限支持力 P_d 、バイル1本数の支配面積 A を用い、式(1)によって近似することが可能と考えられる。

$$q_{rd} = q_d + P_d/A \quad \text{----- (1)}$$

これに対し、タイプA,Cの降伏荷重の合計値に対するタイプBの降伏荷重の比(P_{yB}/P_{yAC})は1よりかなり小さな値を示す。したがって、補強地盤の降伏荷重を未補強地盤とバイル各々の降伏荷重の和によって表すことはできない。これは、図8から明らかなように、降伏荷重に対応する沈下量がタイプAとタイプCとで著しく異なっていることに起因している。以上のことから、補強

地盤の許容支持力度については、地盤とバイルの各々の極限支持力度または降伏荷重度を同一の安全率で除して算定するより、各々を異なった安全率で除して算定するのが適当と考えられる。

(2) バイルの軸力(摩擦力)分布

タイプAでは深さ方向に対しほぼ直線的な軸力分布(摩擦力一定)となるのに対し、タイプBではバイル先端に近い位置ほど軸力の減少量(摩擦力)が大きくなる。タイプBのバイルの軸力分布形状は、渡井らが実施した摩擦杭を併用した直接基礎に対する実測結果¹¹⁾と良好な対応を示している。また、バイルの荷重先端到達率については、タイプAでは荷重が増加しても大きな違いは認められないが、タイプBでは荷重の増加とともに減少し、最終的に前者の値に収れんする。この原因は、地盤とバイルとの相対変位が前者では深さ方向でほぼ一定となるのに対し、後者ではバイル先端ほど大きく、摩擦力もバイル先端に近い位置ほど早い時期に降伏するためと考えられる。図16と図17は、これらの関係を模式的に示したものである。図16(a)はバイルの鉛直変位分布、同図(b)は地盤の鉛直分布を表しており、タイプAでは(a)が地盤とバイルとの相対変位量となるが、タイプBでは(a),(b)の差、すなわち、(c)がバイルと地盤との相対変位量となる。この相対変位量の違いにより、両者の摩擦力分布には図17(a),(b)のような違いが生じることになる。

以上のことから、以下2項目が推察される。

1) タイプAとタイプBのバイルとでは、同一沈下量を生じたときの荷重は、摩擦力がバイル全長において同程度に発揮されるタイプAの方が当然大きくなるが、極限

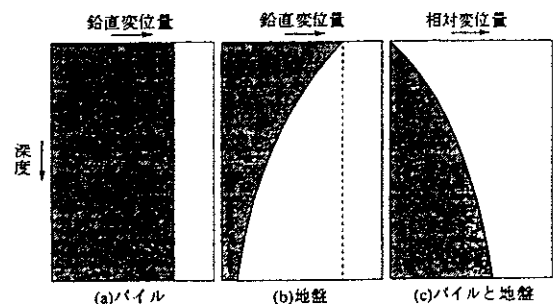


図16 鉛直変位量と相対変位

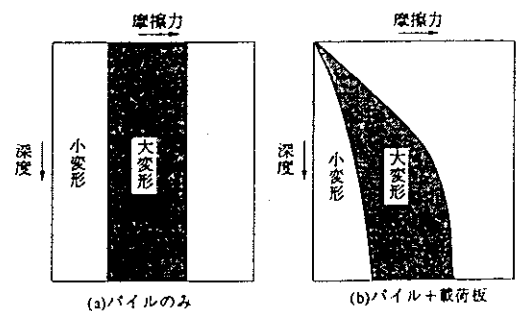


図17 バイルの摩擦力分布の比較(均一地盤)

まで荷重すればタイプBのバイルの分担荷重はタイプAのバイルの極限支持力にはほぼ収れんする。

2) バイルによる荷重板の沈下低減効果は、荷重板に作用した荷重の一部がバイルによって分担され、この分担荷重がバイル周面摩擦力とバイル先端の反力として地盤に伝達される際に生じる現象である。すなわち、荷重板底面とバイルから地盤へ荷重が伝達される位置までの間の地中応力が未補強地盤より補強地盤の方が小さくなるため、この間の地盤の沈下量が減少することによって生じる。また、タイプBではバイル先端部に近い位置ほどバイルと地盤との相対変位が大きくなり、摩擦力が有効に発揮される。したがって、バイルが長いほど、また、荷重板直下よりバイル先端付近の地盤が硬いほどバイルから地盤への荷重伝達位置が深くなり、沈下低減効果は増大する。

(3) 地盤とバイルとの荷重分担

タイプBの荷重板とバイルとの荷重分担比 $N(=P_p/P_d)$ は荷重レベルによって大きく異なり、バイルが降伏する荷重付近を境界として徐々に低下し、最終的には一定値に収れんする。Nが荷重度の増加とともに低下する現象は石灰バイルによる複合地盤の荷重試験¹³⁾によっても確認されていることから、バイル状に改良または補強した複合地盤に共通した現象と考えられる。一方、この一定値を N_d とすれば、表6、図13~図15、および、バイルの分担する荷重が最終的にはバイルのみの極限支持力に収れんすると予想されることから、 N_d を未補強地盤の極限支持力 q_d 、バイル1本の極限支持力 P_d 、バイル1本数の支配面積 A を用い、式(2)によって近似することが可能と考えられる。

$$N_d = P_d / q_d \cdot A \quad \text{----- (2)}$$

3. 2 原位置実験

3. 2. 1 実験概要

実地盤中に細径鋼管（以下バイルと呼ぶ）を埋設した後、実大寸法の布基礎の一部を模した鋼製荷重板を地盤上に設置し、これを段階的に加力する方法と、バイルのみを段階的に加力する方法により原位置荷重実験を行った。この実験の目的は、室内実験によって明らかとなった基礎の沈下挙動と地盤の支持力特性、バイルと地盤と

の荷重分担特性などを実地盤において確認するとともに、補強地盤の長期許容支持力度の目標値 5tf/m^2 以上を確認することにある。

(1) 実験の種類と地盤性状

4ヶ所の地盤において表7に示す3種類の荷重実験を

表7 実験の種類

荷重タイプ	内容	備考
A	バイル(1本)のみ	○
B	バイル(2本)+荷重板	
C	荷重板のみ	

表8 実験ケースと実験条件

実験ケース名	実験条件		
	荷重板幅 (cm)	バイル本数	バイル径 (mm)
No.1	A	1	5.5
	B	2	5.5
	C	0	—
No.2	A	1	5.5
	B	2	5.5
	C	0	—
No.3	A	1	2.5
	B	2	2.5
	C	0	—
No.4	A	1	2.5
	B	2	2.5
	C	0	—

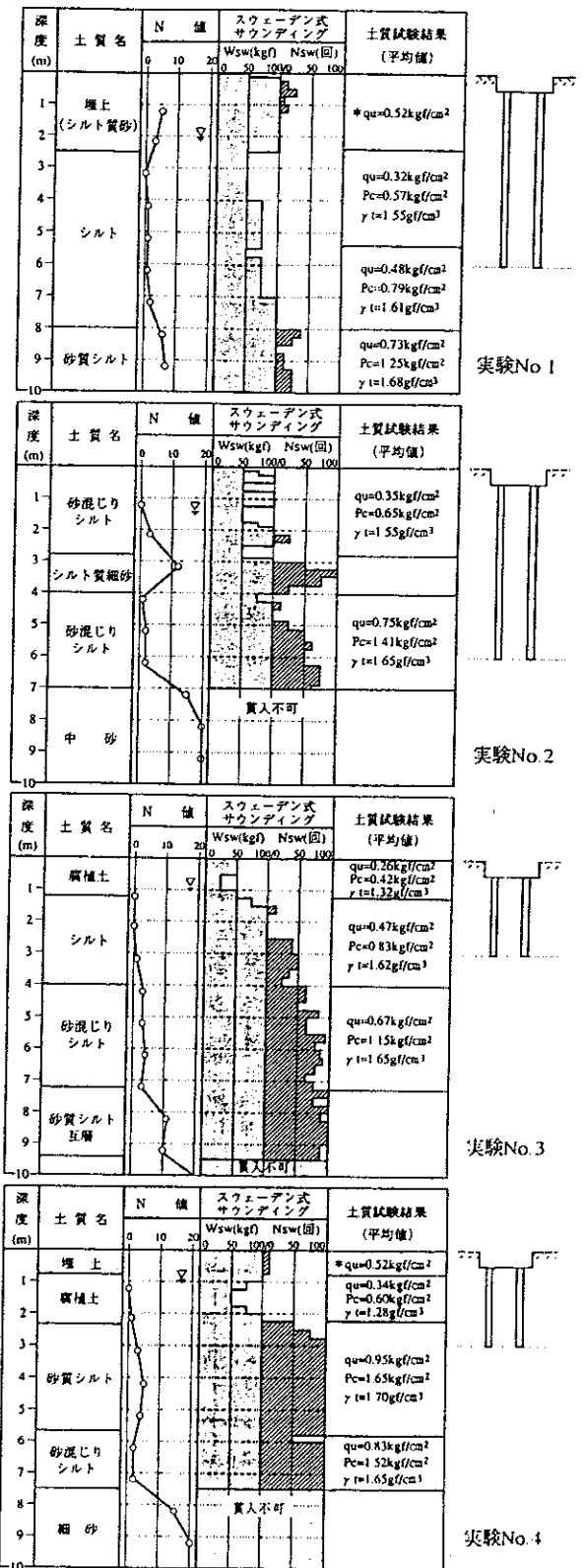


図18 実験地盤の土質特性 *N=10として推定

行った。表8に実験ケース名と実験条件を、図18に各地盤の土質柱状図、スウェーデン式サウンディング結果および土質試験結果を示す。同図中にはパイルの設置深度も示してある。なお、いずれの地盤も、スウェーデン式サウンディングを2ヶ所、ボーリング（サンプリングを含む）を1ヶ所を実施したが、No.1とNo.4の埋土層については土質特性と層厚に、かなりのばらつきが認められた。

(2) パイルの仕様と設置方法

実験には表1に示す仕様のパイルを用いた。タイプBの実験に用いたパイルの頭部内面には杭頭軸力を測定するためのひずみゲージが貼付されている。

パイルの設置は、まず、パイル先端部に地盤への貫入を容易にするためのコーンを嵌合した後、パイルを電動モーターの回転力と自重（800kgf）により所定の深度まで貫入させる方法によって行った。なお、パイル設置から2週間以上経過した後、載荷実験を行った。

(3) 載荷実験装置と載荷・計測方法

載荷実験には図19に示す装置を用い、載荷方法、荷重の移行、計測項目、計測方法、沈下量の計測時間などは土質工学会編「地盤の平板載荷試験法」¹³⁾、「クイの鉛直載荷試験基準」¹⁴⁾に準拠した。

荷重の計測にはブルーピングリング式荷重計、沈下量

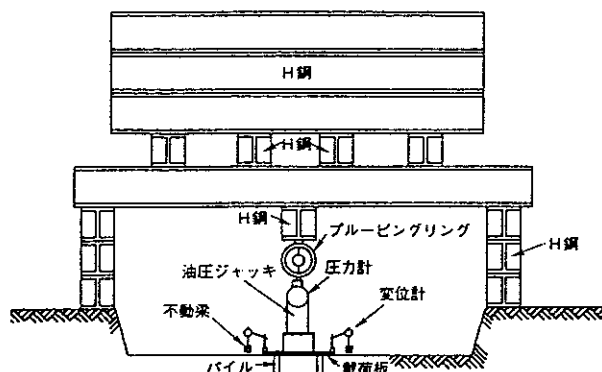


図19 載荷実験装置

表9 p_y , (p_{yA}/p_{yC}) , (p_{yB}/p_{yC}) , および (p_{yB}/p_{yAC}) の比較表

実験ケース名		p_y (tf/m^2)	$\frac{p_{yA}}{p_{yC}}$	$\frac{p_{yB}}{p_{yC}}$	$\frac{p_{yB}}{p_{yAC}}$
No.1	A	6.5	0.92	1.81	0.94
	B	12.9			
	C	7.1			
No.2	A	8.9	1.53	2.10	0.82
	B	12.2			
	C	5.8			
No.3	A	7.4	1.12	1.84	0.86
	B	12.1			
	C	6.6			
No.4	A	8.6	0.84	1.20	0.65
	B	12.2			
	C	10.2			

の計測には摺動抵抗型変位計を使用した。沈下量の計測位置は、タイプAがパイル頭部1ヶ所、タイプB,Cが載荷板隅角部4ヶ所とした。なお、最大荷重はタイプAが2tf、タイプB,Cが6tfとした。

3. 2. 2 載荷実験結果

図20に荷重度-沈下量関係を示す。ただし、Aは載荷タイプA（パイル1本）の荷重-沈下量関係の荷重を2倍してパイル2本分に換算し、更に、この荷重をタイプB, Cの載荷板の面積で除して荷重度とした結果を表している。logp-logS関係より求めた降伏荷重度 p_y 、タイプCに対するタイプA,Bの p_y の比 (p_{yA}/p_{yC}) 、 (p_{yB}/p_{yC}) 、および、タイプA,Cの和に対するタイプBの p_y の比 (p_{yB}/p_{yAC}) を表9に示す。また、図21に同一沈下レベルにおけるタイプCに対するタイプBの荷重度の比（荷重増加率: p_B/p_C ）と沈下量との関係を、図22にタイプCに対するタイプBの沈下低減率 $(1-S_B/S_C)$ と荷重度との関係を示す。一方、図23に、タイプBについて、パイルと地盤との荷重分担比 $N(P_B/P_G)$ と荷重度との関係を示す。ただし、 P_B は杭頭部の軸力、 P_G は載荷荷重 P と P_p との差 $(=P-P_G)$ を表している。

これらの図表より、以下の点が明らかとなった。

- 1)タイプCの降伏荷重度 p_y は約6~10 tf/m^2 であるのに対し、タイプBの p_y は12~13 tf/m^2 を示しており、 p_y の1/2を長期許容支持力度とすれば、タイプBではいずれも5 tf/m^2 以上の長期許容支持力度が得られている。
- 2)いずれの実験とも、タイプBの p_y はタイプA,Cの p_y の和より小さくなる。
- 3)パイルによる沈下低減率、荷重増加率、荷重分担比は、タイプCの p_y に対するタイプAの p_y の比 (p_{yA}/p_{yC})

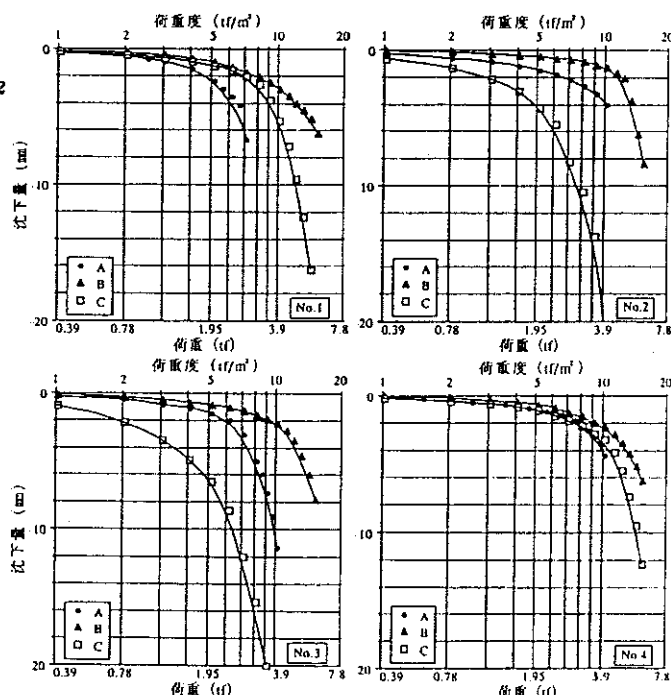


図20 荷重度-沈下量関係

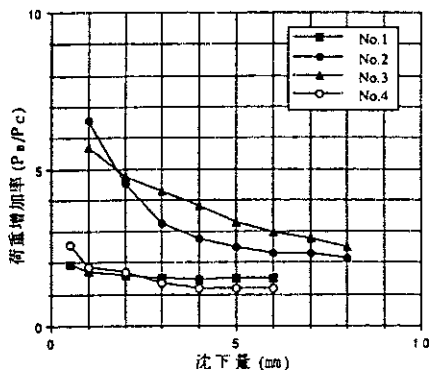


図21 荷重増加率-沈下量関係

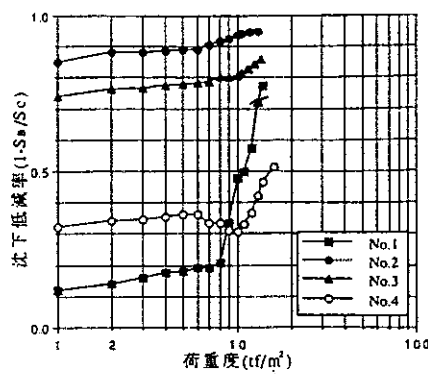


図22 沈下低減率-荷重関係

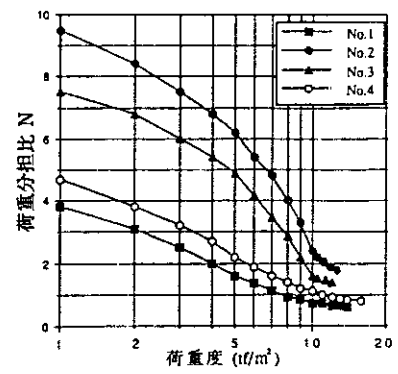


図23 荷重分担比-荷重量関係

が大きいくほど高くなる傾向を示す。因みに、設計荷重レベル (5tf/m^2) での沈下低減率は、 (p_{yA}/p_{yC}) が1以下となるNo.1, No.4で0.18~0.36、 (p_{yA}/p_{yC}) が2前後となるNo.2, No.3で0.78~0.88となり、沈下低減効果に著しい差が認められる。

4) パイルによる荷重増加率、荷重分担比は、沈下の進行あるいは荷重量の増加とともに低下し、最終的にはある一定値に収れんする傾向にある。

5) パイルによる沈下低減率は、荷重量とともに増加する。特に、No.2, No.3に比較して沈下低減効果の小さいNo.1, No.4については、降伏荷重を越えた荷重領域で急激に増加する。

3. 2. 3 実験結果に対する考察

(1) パイルの設置効果

パイルによる沈下低減率、荷重増加率、荷重分担比は、タイプCの p_y に対するタイプAの p_y の比 (p_{yA}/p_{yC}) が大きいくほど高くなる傾向を示している。

原位置載荷実験では、反力の都合上、全ケースについて極限支持力を確認できたわけではないが、 (p_{yA}/p_{yC}) が大きいくほどタイプCの極限支持力に対するタイプAの極限支持力の比 (q_{uA}/q_{uC}) も大きくなると予想されるので、多層地盤においても室内模型実験での均一地盤の場合と同様、パイルによる沈下低減率、支持力増加率、荷重分担比は、 (p_{yA}/p_{yC}) が大きいくほど高くなると思えることができる。

一方、3.1.3(2)で推察した如く、表層がその直下の土層より硬い場合 (No.1, No.4) にはパイルの設置効果は小さく、逆に、表層がその直下の土層より軟らかく、かつ、パイル先端付近の土層がその上部より硬い場合 (No.2, No.3) にはパイルの設置効果が大きくなることが確認された。すなわち、図16に示したタイプA, Bのパイルと地盤との相対変位の相違により、パイル頭部付近よりパイル先端部の土層が硬い地盤の方が、パイル先端支持力や摩擦力が有効に発揮され、その設置効果は高くなる。また、図22によると、降伏荷重以前に沈下低減効果の小さかったNo.1, No.4についても降伏荷重以降、すな

わち、沈下が急増する荷重以降において沈下低減効果も急増することから、沈下の増加とともにパイル周囲摩擦力が有効に発揮される範囲は次第に上方に移行すると考えられる。

(2) 補強地盤の支持力

タイプBの p_y がタイプA, Cの p_y の和より小さくなる現象は室内実験と同様な傾向であり、タイプBの長期許容支持力度(降伏荷重量の1/2)をタイプA, C各々の長期許容支持力度(降伏荷重量の1/2)の和として算出すると、補強地盤の長期許容支持力度を実状より過大評価することが、実地盤においても確認された。

一方、今回の実験では、極限支持力度を確認できなかったことや、各タイプ of 地盤性状にばらつきがあったことから、タイプBの極限支持力度がタイプA, Cの極限支持力度の和として近似できるか否かを確認するには至らなかった。しかし、タイプA, Cがほぼ極限状態まで載荷されたNo.1, No.3に着目すると、タイプBの p_y を3/2倍した値^(注1)とタイプA, Cの最大荷重量の和が比較的良く対応する。したがって、各タイプの地盤にばらつきがなく、かつ、極限状態まで載荷すれば、タイプBの極限支持力度はタイプA, Cの極限支持力度の和に近似するものと考えられる。

なお、地盤条件やパイル長さの異なる4ヶ所の載荷実験により、タイプBではいずれも 5tf/m^2 以上の長期許容支持力度が得られたことから、表1の仕様のパイルを基礎スラブ面積 $0.39\text{m}^2(0.60 \times 0.65\text{m})$ 当り2本設置し、かつ、パイル1本当りの極限支持力を 1.5tf 以上確保できれば、 3tf/m^2 程度であった地盤の長期許容支持力度を 5tf/m^2 以上にできることが確認された。

4. 補強地盤の長期許容支持力度推定法

4. 1 長期許容支持力度推定法の提案

補強地盤の極限支持力度 q_{ra} は、パイルを設置していない地盤(以下未補強地盤とよぶ)の極限支持力度 q_d とパイルの極限支持力度 $p_{d/A}$ との和、すなわち、式(1)

により近似することが可能と考えられる。

これに対し、補強地盤の降伏荷重 q_{ry} は未補強地盤とパイルの降伏荷重 $q_y, P_y/A$ の和より小さくなり、当然、 q_{ry} の1/2を長期許容支持力度とした q_{ra} についても同様な結果になる。これは、パイルと地盤との荷重分担比 N が荷重レベル（または沈下レベル）により著しく異なることに起因している。すなわち、補強地盤の支持力に対するパイルと地盤の支持力の貢献度は荷重レベルにより異なる。この点を考慮すると、式(1)の右辺の第1項(= q_d)と第2項(= P_d/A)とを同じ安全率 F_s で除した式(3)を用いて q_{ra} を算定するより、 q_d と P_d/A に対して異なった比率(部分安全率に相当する係数)を設定した式(4)により q_{ra} を算定するのがより実状に合った方法と考えられる。この方法は、杭の許容鉛直支持力を算定する際に、杭先端の極限抵抗力と杭周面の極限摩擦抵抗力との寄与する割合を考慮する方法¹⁹⁾とほぼ同一の考え方に基づいている。

$$q_{ra} = q_d/F_s + (P_d/A)/F_s \quad \text{----- (3)}$$

$$q_{ra} = q_d/F_{s1} + (P_d/A)/F_{s2} \quad \text{----- (4)}$$

式(4)の F_{s1} 、 F_{s2} を求める当たり、極限状態の荷重分担比 N_d に対する任意の荷重レベルでの N の比(= N/N_d)を β とすれば、実験結果より $N_d \leq N$ 、すなわち、 $1 \leq \beta$ となる。また、補強地盤を載荷板により加力した場合には地盤部分よりパイルの方が低荷重領域で降伏し、かつ、同一荷重で未補強地盤と補強地盤とを加力した場合には、地盤が直接分担する荷重は当然前者の方が大きくなる。したがって、式(4)では $1 \leq F_{s2} \leq F_s \leq F_{s1}$ とする必要がある。ここで、パラメータ m と β を用いて、 F_{s1}, F_{s2} と F_s との関係を式(5)、式(6)によって表すと、 $1 \leq F_{s2} \leq F_s \leq F_{s1}$ の条件を満足させることが可能となる。ただし、 $0 \leq m$ とし、 $m=0$ または $\beta=1$ の条件は、常に $N=N_d$ となることを意味し、 $F_{s1}=F_{s2}=F_s$ となる。また、 $\beta=\infty$ の条件では $F_{s1}=\infty$ 、 $F_{s2}=1$ となる。式(5)、(6)の F_{s1} 、 F_{s2} を式(4)に代入すると、 q_{ra} を式(7)によって表すことができる。

$$F_{s1} = F_s^{\beta^m} \quad \text{----- (5)}$$

$$F_{s2} = F_s^{(1/\beta)^m} \quad \text{----- (6)}$$

$$q_{ra} = q_d/F_s^{\beta^m} + (P_d/A)/F_s^{(1/\beta)^m} \quad \text{----- (7)}$$

4.2 F_{s1} 値および F_{s2} 値の試算

通常、地盤の長期許容支持力度 q_a は極限支持力度 q_d を安全率 $F_s=3$ で除して算定される¹⁹⁾。これと同様に、式(5)、(6)についても $F_s=3$ を採用すると、 $1 \leq F_{s2} \leq 3 \leq F_{s1}$ となる。すなわち、補強地盤の長期許容支持力度のうち、地盤部分とパイルの分担率 $1/F_{s1}$ 、 $1/F_{s2}$ は、各々の極限支持力に対して、前者が $0 \sim 1/3$ 、後者が $1/3 \sim 1$ となる。図24は、 $F_s=3$ とした場合の許容支持力分担率 $1/F_{s1}$ 、 $1/F_{s2}$

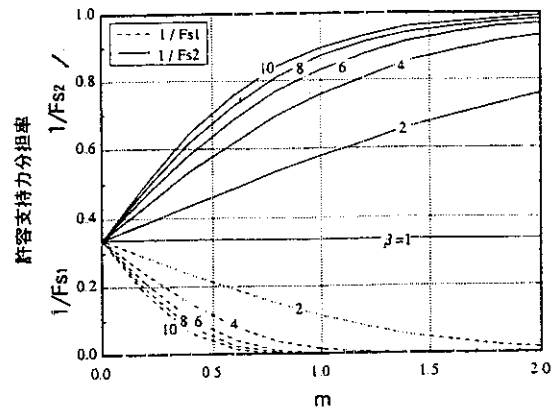


図24 $F_s=3$ とした場合の許容支持力分担率 $1/F_{s1}, 1/F_{s2}$

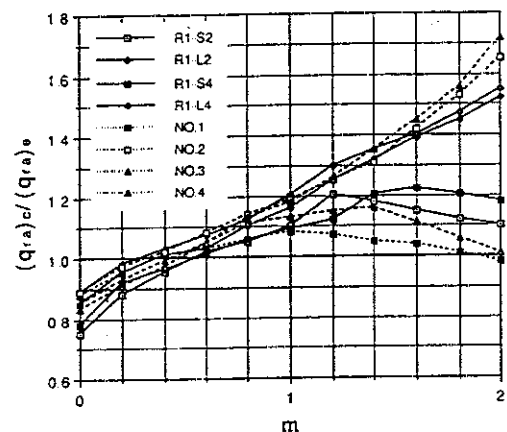


図25 $(q_{ra})_c / (q_{ra})_e$ と m との関係

F_{s1} 、 $1/F_{s2}$ と m との関係を、 β をパラメータとして示したものである。同図より、 $m=0$ の場合には $1/F_{s1}=1/F_{s2}=1/3$ となるが、 m の増加に伴い、前者は1に漸近し、後者は0に漸近にすることがわかる。したがって、 F_{s1}, F_{s2} を決定するためには m と β を同定する必要がある。

そこでまず、室内載荷実験と原位置載荷実験によって得られた補強地盤の降伏荷重 q_y の1/2を長期許容支持力度 $(q_{ra})_e$ とし、 $(q_{ra})_e$ 付近の荷重レベルにおける β (= N/N_d)を求めると、実験条件によりばらつきがあるものの、ほぼ $2 < \beta < 4$ 、平均的には $\beta \approx 3$ となる。

次に、載荷実験によって得られた未対策地盤とパイルの降伏荷重 $q_y, P_y/A$ の3/2倍を各々の極限支持力度 $q_d, P_d/A$ と仮定し、 $F_s=3$ 、 $\beta=3$ 、 $0 \leq m \leq 2$ の場合について、 $q_d, P_d/A$ を式(7)に代入して補強地盤の長期許容支持力度 $(q_{ra})_c$ を求め、 $(q_{ra})_c / (q_{ra})_e$ と m の関係を示すと図25のようになる。同図によると、 $0.9 \leq (q_{ra})_c / (q_{ra})_e \leq 1.1$ 、すなわち、 $(q_{ra})_c$ と $(q_{ra})_e$ が10%程度の誤差範囲内となる m の領域はほぼ $0.2 < m < 0.6$ となる。この領域における F_{s1} 、 F_{s2} の値は、式(5)、(6)より各々 $4.0 \sim 8.0$ 、 $1.8 \sim 2.4$ となる。特に、ばらつきの少ない室内実験結果によると、各々の平均値は5および2前後となる。したがって、 q_{ra} をほぼ式(8)のように表すことができる。

$$q_{ra} \approx q_d/5 + (P_d/A)/2 \quad \text{----- (8)}$$

m、β共にかなりの幅があることから、式(8)によって求めた q_{ra} の誤差も地盤条件やパイルの設置条件によりかなり異なると考えられるが、この考え方を拡張すれば、パイルと地盤の各々の降伏荷重から補強地盤の長期許容支持力を推定することも可能になると考えられる。

5. 結論

本論文では、細径鋼管（以下パイルとよぶ）により補強した地盤上の基礎の沈下挙動と地盤の支持力特性を、室内載荷実験と原位置載荷実験の結果に基づいて検討し、更に、補強地盤の長期許容支持力推定法を提案した。本論文の結論を総括的に示すと以下ようになる。

1)基礎直下の地盤をパイルで補強することにより、基礎の沈下量を低減させ、補強地盤の支持力を増加させることができる。沈下低減効果、支持力増加効果は未補強地盤の極限支持力に対するパイルの極限支持力（パイルの極限支持力を支配面積で除した値）の比が大きいほど著しい。

2)パイルのみ載荷した場合とパイルを設置した基礎を載荷した場合とは、パイルの深さ方向の周面摩擦力分布に著しい違いが生じる。すなわち、前者ではパイル全長にわたって摩擦力がほぼ均等に発揮されるのに対し、後者ではパイル先端ほど有効に発揮される。この原因は、パイルと地盤との相対変位の違いによるものである。したがって、表層部よりパイル先端付近の土層が硬い地盤の方がパイル設置の効果は大きい。

3)補強地盤の極限荷重をパイルと未補強地盤の極限荷重の和によって近似できても、補強地盤の降伏荷重をパイルと未補強地盤の降伏荷重の和によって近似することはできない。これは、地盤が直接分担する荷重とパイルが分担する荷重の比が荷重レベル（または沈下レベル）により著しく異なることに起因している。

4)直径48mmのパイルを基礎スラブ面積 0.39m^2 ($0.60\text{m} \times 0.65\text{m}$)当り2本設置し、かつ、パイル1本当りの極限支持力を $1.5t_f$ 以上確保できれば、 $3t_f/\text{m}^2$ 程度であった地盤の長期許容支持力を $5t_f/\text{m}^2$ 以上に高めることが可能である。

5)通常、地盤の長期許容支持力は極限支持力を安全率 $F_s(=3)$ 、または、降伏荷重を安全率 $F_s(=2)$ で除して算定されるが、補強地盤の長期許容支持力については、パイルと地盤との荷重分担比、あるいは、各々の沈下性状を考慮すると、未補強地盤とパイルの極限支持力（または降伏荷重）を同一の安全率 F_s で除して算定するより、未補強地盤の極限支持力（または降伏荷重）を F_s 以上の値(F_{s1})、パイルの極限支持力（または降伏荷重）を F_s 以下の値(F_{s2})で除した値の和によって

算出した方が適当と考えられる。因みに、室内載荷実験によると、極限支持力に対しては $F_{s1} \approx 5$ 、 $F_{s2} \approx 2$ となった。

6. あとがき

本論文では、基礎スラブ直下の地盤に細径鋼管を1本および2本設置した場合の基礎の沈下挙動と補強地盤の支持力特性について述べたが、本工法を低層建物に適用する場合には、図1に示した如く、布基礎直下に多数の細径鋼管が設置される。このような条件での、基礎の長期的な沈下挙動と補強地盤の支持力特性を調査するための原位置載荷実験も実施している。

そこで、第2報では、上記実験結果について述べると共に、補強地盤-基礎系の沈下予測法とこの予測法を用いた実測沈下量のシミュレーション解析結果について報告する予定である。

終りに、原位置実験を実施するにあたり、多大なご支援を頂いた大成建設(株)住宅事業本部の関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 特集 低層・戸建住宅の基礎、基礎工 Vol. 15 No. 7, pp. 2~95, 1987
- 2) 特集 住宅の基礎(戸建住宅の基礎)、基礎工 Vol. 20, No. 12, pp. 2~98, 1992
- 3) 岩尾ほか：有明粘土地盤における住宅基礎実大載荷実験。土と基礎。Vol. 34, No. 6, pp. 29~35, 1985
- 4) 安川ほか：軟弱地盤におけるこま型基礎の支持特性。第32回土質工学シンポジウム発表論文集。pp. 49~54, 1987
- 5) 佐藤ほか：超軟弱地盤における小規模建物用基礎の載荷実験。第27回土質工学研究発表会講演集。pp. 1707~1708, 1992
- 6) 若命善雄：特集・日本建築センター評定工法設計事例 1984年、RES工法による低層建物基礎の設計・施工例、基礎工 Vol. 13 No. 12, pp. 80~85, 1985
- 7) 若命善雄、真島正人：複合地盤の支持力機構に関する実験的研究(その1),(その2),(その3),(その4)、第17,18,19,20回土質工学会研究発表会、1982,1983,1984,1985
- 8) J.B. Burland et al.: Behavior of foundation and structures, Proc. of 9th ICSMFE, Vol. 2 pp. 495~506, Tokyo, 1977
- 9) 加倉井ほか：沈下抑止杭を用いた併用基礎の設計と実測。20回土質工学会研究発表会、pp. 1173~1174, 1986
- 10) 角ほか：フローティング基礎と杭を併用した建物の挙動(その3-長期計測結果) 日本建築学会大会学術講演梗概集。pp. 1457~1458, 1989
- 11) 渡井ほか：摩擦杭を併用した直接基礎の挙動(その5-軟弱沖積層地盤における実測例) 日本建築学会大会学術講演梗概集。pp. 1455~1456, 1989
- 12) 光成ほか：特殊石灰パイルによる複合地盤の載荷実験(その2)、27回土質工学会研究発表会、pp. 1465~1466, 1992
- 13) 土質工学会：地盤の平板載荷試験方法、同解説。1983.1
- 14) 土質工学会：クイの鉛直載荷試験基準、同解説。1971
- 15) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp. 217~220, 1988
- 16) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針。pp. 119~120, 1988

注

注1) タイプBについては、極限状態まで載荷されていないため、極限荷重の概略値を p_y の3/2倍として推定した。

(1993年5月10日原稿受理、1993年10月27日採用決定)