

杭基礎の水平方向大変形時の挙動に関する研究

STUDY ON THE BEHAVIOR OF PILE GROUPS UNDER LARGE LATERAL DEFORMATION

齊藤 亮¹ 飯古道則² 五瀬伸吾³ 易 鋒⁴

By Akira SAITOU, Michinori HANKO, Shingo GOSE, Feng YI

A series of experimental and analytical studies on the behavior of pile groups have been carried out in recent years. It is intended to propose a new method, for design purpose, which can consider the limited state of piles. This paper presents the results of a series of simulations on the results of an in-situ prototype group pile test. A new concept that the stiffness of soil between the rows of piles degrades during deformation has been proposed. In-cooperating with Poulos' definition of interaction coefficient and Randolph's equations, the new method gives satisfactory agreement of the load distribution with measured values. The elasto-plastic analysis (Rigid frame method) and the single elastic pile assumption, which assumes the coefficient of subgrade reaction and that of passive earth pressures are n times of that of single piles, give un-related α_p coefficient. The study in this direction is still going on.

1. はじめに

現在の道路橋杭基礎の設計では、大規模地震に対する照査法は用意されていない¹⁾。このことは、杭基礎の大変形時の抵抗特性(水平および鉛直方向)に関して未解明な問題を多く残していることによると考えられ、限界状態設計法を導入する際の大きな課題の一つとなっている。

道路橋基礎の限界状態設計法導入に関しては(社)日本道路協会で審議が続けられている。基礎の限界状態設計法について議論する場合、地盤条件のばらつき、どのような限界状態を考えるか、種々の評価式の精度や施工管理の品質など多くの問題点がある。その際、道路橋の終局状態(例えば、その機能である自動車などの通行ができない状態)を変位で推定する場合の杭基礎の影響を考慮すると、杭基礎自体の破壊の問題と同時に変位量の高い推定精度が求められる。したがって、大規模地震を想定した群杭の水平抵抗特性を把握しておくことは極めて重要なことであり、現在各方面で杭基礎の大変形時の実験研究が鋭意進められている。^{2),3),4),5),6),7)}

筆者らは、上記の一連の限界状態設計法導入に関する研究に資する目的で、ランプ橋を想定した実規模の杭基礎を屋外に構築し、1G(G: 重力の加速度)相当以上の水平荷重を載荷する群杭実験と単杭の鉛直・水平載荷実験を行った²⁾。本論文は、これらの実験の中で群杭の水平方向大変位実験結果の観察および解析結果をまとめたものであり、最終的には杭基礎の耐力照査法に関して一つの提案を行う予定である。

論文の内容は、これまで得られた実験結果の概要について述べ、次に群杭効果の中で、水平荷重に対する各杭の分担に関して Poulos の方法¹²⁾と Randolph の半経験式¹³⁾を拡張した検討結果を示している。また、群杭

¹ 首都高速道路公団工務部設計技術課(〒100 東京都千代田区霞が関1-4-1)² 首都高速道路公団第一建設部工務課(〒101 東京都千代田区岩本町3-2-4)³ 技術士(株)建設技術研究所東京支社技術第7部課長(〒103 東京都中央区日本橋本町4-9-11 第9中央ビル)⁴ 工博(株)建設技術研究所東京支社技術第7部(同上)

の変位量の推定や部材断面力の評価の方法として、地盤の弾塑性を考慮したラーメン計算法や群杭を一本の弾性体と仮定する方法が考えられ、これらの手法を用いた解析も行っている。

2. 実験に関する概要

実験は、単杭の押込み、引抜き、水平および群杭（杭の中心間隔を杭径の2.5倍とした9本杭）の水平抵抗の4種類に関して行った。杭の種類は表1に示す鋼管杭であり、打撃工法により設置した。単杭の水平載荷は地表面から50cmの位置、群杭は30cm杭を突出させ、フーチング底面から1.0mの位置（地表面から1.3mの位置）で載荷している。本節では群杭試験の結果を中心に、その概要について以下に述べる。

2.1 実験条件

地盤条件と杭長との関係および杭の諸元をそれぞれ図1、表1に示す。Bor-No.1は群杭の図心、No.2はこれから3.0m離れた位置のボーリング図である。地盤各層の室内試験結果を表2に示した。これから当該地盤は砂層系であると判断される。杭に付した記号はひずみ計の位置を示す。なお、荷重方向に対する杭配置と記号は図2とする。また、実験は実規模モデルであり、死荷重相当の鉛直荷重200tfを載荷した状態で水平荷重を載荷した。

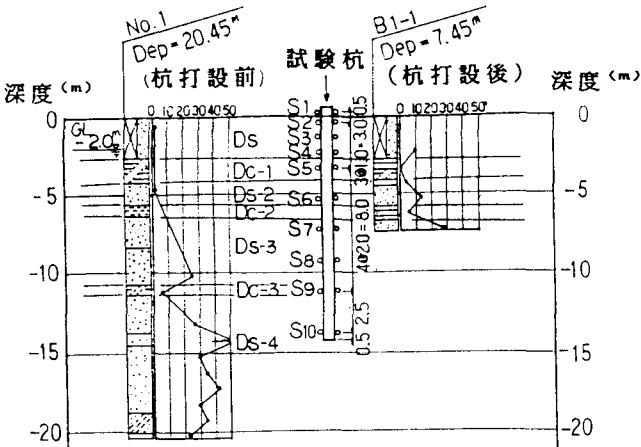


図1 土質断面図と杭の埋込み長さとの関係

表1 試験杭の諸元

項 目	内 容	概 要 図
杭 径	φ318.5mm	
肉 厚	t 6.9mm	
杭 長	l = 15.0m	
断 面 積	A = 101.4cm² (チヤンも含む)	
周 長	U = 125.0cm (チヤンも含む)	
断面二次 モーメント	I = 22320cm⁴ (チヤンも含む)	

2.2 実験結果の概要

(1) 群杭の変形性能

荷重載荷位置における群杭の水平抵抗曲線を図3に示した。最大抵抗240tfは、ジャッキが変位に追従できない時の水平荷重であり、降伏抵抗はlog R ~ log δ法、Δδ/Δlog t ~ R法およびδR ~ δ/D法で求めた降伏値の平均である。なお、解析では降伏荷重として160tfの値を用いて考察している²⁾。

群杭の水平方向変形性能について議論する場合、杭が複数であることや杭頭がフーチングに剛結されているなど構造が複雑であり、どの時点で極限抵抗と判断するかを明確にしておく必要がある。当該基礎は長尺の杭であり、極限抵抗は杭部材の破壊で決定されると推測される。単杭の載荷試験（杭頭自由）では引張りひずみが

1200 μ 付近で非線形性が強くなっており、この点で杭材は塑性ヒンジ化すると仮定し、この場合の荷重を杭頭自由部材の極限抵抗とする。

表 2 土質試験結果一覧表

層名 深度 m	埋土層 2.00~	腐植土層(砂) 5.00~	腐植土層(粘土) 6.50~	腐植土層(砂) 9.00~	木下層 11.50~
定数	3.00	5.75	7.50	9.80	12.10
自然含水率 W_n (%)	8.0	29.3	46.7	30.5	38.8
比重	2.759	2.647	2.636	2.687	2.706
砂・礫分 (%)	98	91	17	92	44
最大粒径 (mm)	19.10	0.84	2.00	2.00	0.84
均等係数 U_c	2.63	2.74	—	3.14	—
曲率係数 U_c'	0.98	1.30	—	1.35	—
固相密度 ρ_t (tf/m ³)	1.443	1.882	1.750	1.901	1.825
間隔比 e	1.065	0.819	1.210	0.845	1.058
飽和度 S (%)	20.7	94.7	100	97.0	99.2
一軸圧縮強度 qu (kgf/cm ²)	—	—	1.38~ 1.64	—	0.39~ 0.42
粘着力 C (kgf/cm ²)	0.017	0.28	—	0.086	—
せん断摩擦角 ϕ (°)	34.4	34.4	—	40.5	—

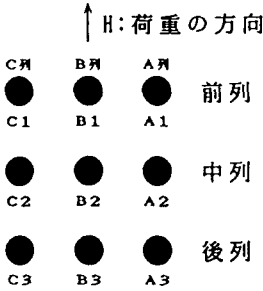


図 2 杭の配置と名称

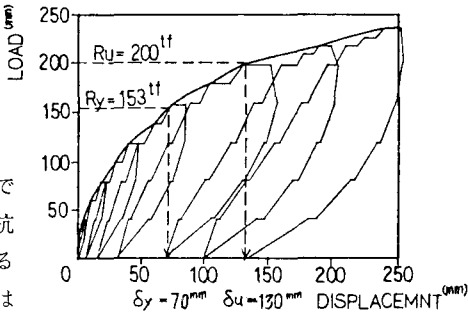


図 3 群杭の載荷位置抵抗曲線

次に杭頭剛結合の群杭は、一般的には、杭材の塑性が杭頭部で最初に生じ最終的には杭中間部の塑性で極限が決定される。群杭の極限抵抗は、この極限に至る杭部材の本数をどの程度とするかが課題となる。本実験では載荷不能の状態でも最後列の杭は健全であった(すなわち、全部の杭の破壊状態を想定することは非現実的)ことなどを勘案し、荷重の載荷方向の最前列杭の B_1 杭の地中間部の最大ひずみが約 1200 μ に達した時の荷重を極限抵抗と仮定する。

上述のように定義すると群杭の極限抵抗は $200tf$ ($\delta u = 120mm$, 杭頭における値) となり、この抵抗は荷重 1 G に相当する。したがって、群杭の塑性率は $\mu = \delta u / \delta y = 1.90$ ($\delta y = 63mm$, 杭頭における値) になる。

本実験の杭間隔は杭径の 2.5 倍であり、また実験では群杭で囲まれた地盤にひび割れは観察されなかったことから、地盤と杭とは一体となって挙動していることが類推される。したがって、群杭の全幅を基本とし、ひずみを変位量/基礎幅と定義すると、降伏変位、極限変位の性質は次のようになる。

降伏ひずみ = 3.8%, 極限ひずみ = 6.2%

(2) 群杭効果

図 4 は先に実施した単杭の載荷試験結果を利用して、(1) 式から変位に関する群杭効果 e_f を荷重段階毎に求めたものであり、1 に近いほど群杭効果は小さく、0 に近いほど大きいと表現する。これから、60tf (0.3G, 設計

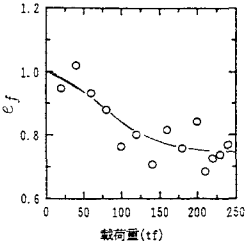


図 4 群杭効果

$$e_f = \text{群杭の荷重を杭本数で除した荷重に相当する単杭の変位} / \text{群杭の変位} \quad (1)$$

震度は 0.2G) 付近までは e_f は 0.9 程度以内であるが、その後急勾配で 0.75 前後に収束する。したがって、現

行の杭基礎の設計に用いる震度レベルでは、群杭効果は無視し得るほど小さいが、 $0.5G(100tf)$ 程度以上になると群杭効果は大きくなり、荷重あるいは変形の大きさによって群杭効果の影響を考慮する必要性を示唆している。

図5は杭頭部(M_1)と杭中間部(M_2)の曲げモーメントの変化を荷重段階毎に示したものである。同図から杭の位置の相違によって杭頭部のモーメントに差が生じ、荷重が大きくなるに従ってその差が大きくなる傾向が認められる。杭中間部については杭の位置による差は認められず、杭の曲げモーメントに関する群杭の影響は杭頭部について顕著に現れ、大変形時は水平力の分担に大きな差が生じることを示唆している。

(3) 各杭の水平力に関する分担

図6(1)は、前列の杭頭のせん断力の平均値を1とした時の各列の水平荷重の分担割合と杭頭ひずみ(杭頭変位/杭径 $\times 100$)との関係プロットしたものである。同図から設計震度レベルでは各列の分担割合はの差は20%程度以内であるが、荷重が大きくなると、その差は大きくなる傾向を示し、 $160tf$ (降伏荷重付近、 $0.8G$)では、前列:中列:後列の平均的な分担割合は1:0.6:0.4となっている。

図6(2)は横軸に杭列、縦軸に A_1 杭のせん断力を1とした場合の各杭の荷重分担割合を荷重毎にプロットしたものである。同図から次の傾向が認められる。

- ① 設計震度レベル($0.2 \sim 0.3G$)においては前列と後列の分担割合はほぼ等しく、中間列の分担割合が僅かに小さい傾向を示す。これは地盤を弾性と仮定する理論解の傾向と一致する。
- ② 荷重の増大に伴い、後列の杭の分担割合が急激に減少していく傾向がはっきりと認められる。

3. シミュレーション解析

3.1 杭頭せん断力の分担に関する検討

上部工からの地震力が杭基礎に作用した場合、荷重に対するそれぞれの杭の分担力を知っておくことは基礎の安全性を評価する上で非常に重要なことである。前節までの群杭に関する実験結果から、大変形時にお

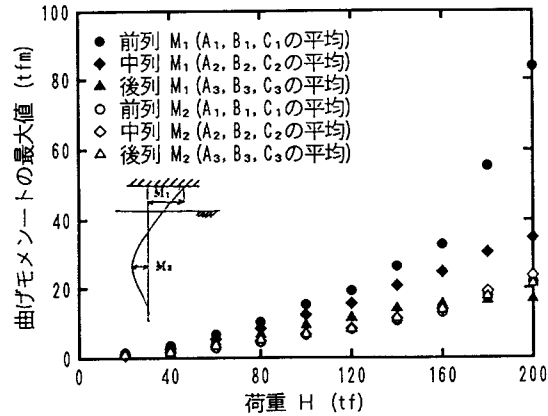
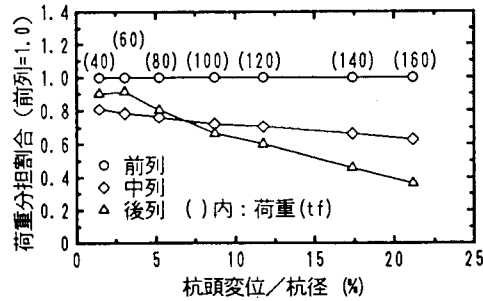
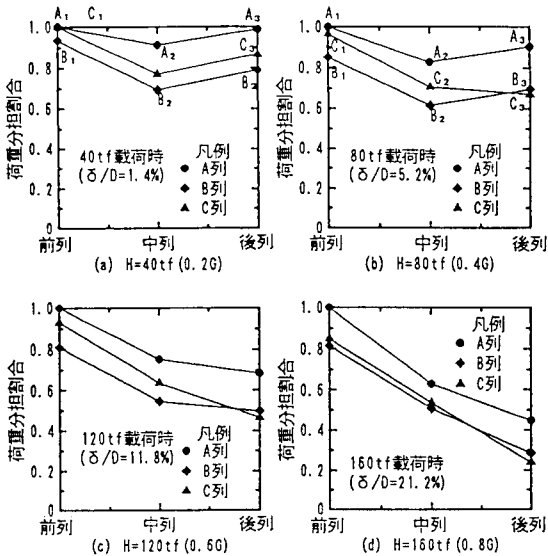


図5 曲げモーメントの最大値と荷重との関係



(1) 各列の荷重分担割合の変化 (前列の平均を1.0とした)



(2) 各杭の荷重分担割合の変化 (A_1 杭を1.0とした)

図6 荷重の分担割合の変化

る各杭の水平力に関する負担の割合は大きく異なることが判っている。この群杭効果は、隣接杭の干渉が主な要因と考えられる。この干渉の程度は、地盤が弾性状態と塑性状態とでは異なってくるが、実験結果の微小変形時と大変形時の分担力の差から推定される。ここでは、Poulos の考え方と Randolph の半経験式を利用して両者の状態での杭の分担力について考察する。

(1) 単杭の挙動

地盤反力係数 k の地盤に設置された曲げ剛性 $(EI)_p$ の杭に弾性床上の梁理論を適用すると、半無限長の杭として取り扱える限界長さ (l_c) は (2) 式で与えられる。

$$l_c = 4 \left(\frac{(EI)_p}{k} \right)^{1/4} \quad (2)$$

Hetenyi⁽¹¹⁾ は、この限界長さを用いて、水平荷重 H および曲げモーメント M が作用する単杭の水平変位 (u) とたわみ角 (θ) を (3)、(4) 式で表した。

$$u = \sqrt{2} \frac{H}{k} \left(\frac{l_c}{4} \right)^{-1} + \frac{M}{k} \left(\frac{l_c}{4} \right)^{-2} \quad (3)$$

$$\theta = \frac{H}{k} \left(\frac{l_c}{4} \right)^{-2} + \sqrt{2} \frac{M}{k} \left(\frac{l_c}{4} \right)^{-3} \quad (4)$$

Randolph は上式を基に、均質で剛性が深さ方向に直線的に増加する地盤に設置された杭を対象に水平荷重 H と曲げモーメント M を作用させ、多くの弾性 F.E.M. 解析を実施した。その結果、地表面における杭の変位とたわみ角を (5)、(6) 式で示した。

$$u = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.27 H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} + 0.3 M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right] \quad (5)$$

$$\theta = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.3 H \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} + 0.8 (\rho_c)^{1/2} M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-3} \right] \quad (6)$$

ここで、 E_p は杭の有効ヤング係数と呼び、(7) 式で与えられる。

$$E_p = \frac{(EI)_p}{\pi r_0^4/4} \quad (7)$$

ここで、 r_0 は杭の半径である。 G^* は地盤のせん断弾性係数 G とポアソン比 ν を用いて (8) 式で関係づけられるパラメータである。

$$G^* = G \left(1 + \frac{3}{4} \nu \right) \quad (8)$$

$$G_c = G_{lc/2}^* \quad (9)$$

$$\rho_c = \frac{G_{lc/4}^*}{G_c} \quad (10)$$

$$l_c = 2r_0 \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{2/7} \quad (11)$$

G_c と ρ_c との関係を図 7 に示す。

(5)、(6) 式は杭の変形に関する一般式であり、杭頭が自由の場合はそのまま用いることができる。

杭頭の回転が拘束されている場合の拘束モーメント M_f は

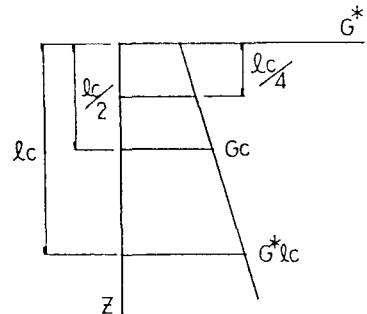


図 7 G_c 及び ρ_c の定義

$\theta = 0$ と置き, (12) 式で表される。

$$M_f = -0.375 \left(\frac{1}{\rho_c^{1/2}} \right) H \left(\frac{l_c}{2} \right) \quad (12)$$

以上から半無限長の杭の挙動 (u, θ) は杭と地盤の剛性の比 (E_p/G_c) とパラメータ G^* によって評価される。

(2) 杭の相互作用

Poulos によると n 本の杭の i 杭の変位は (13) 式で示される。

$$\delta_i = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} P_j \quad (13)$$

ここで, k は単杭のバネ定数 (H/u), P_j は j 杭に作用する水平力または曲げモーメント, α_{ij} は i 杭と j 杭の影響係数であり, 杭頭の結合条件によって次の 5 種類の値をとる。

- ① $\alpha_{\rho H}$: 水平荷重を受けた杭頭自由の杭の変位に対する影響係数。
- ② $\alpha_{\rho M}$: 曲げモーメントを受けた杭頭自由の杭の変位に対する影響係数。
- ③ $\alpha_{\theta H}$: 水平荷重を受けた杭頭自由の杭の回転に対する影響係数。
- ④ $\alpha_{\theta M}$: 曲げモーメントを受けた杭頭自由の杭の回転に対する影響係数。
- ⑤ $\alpha_{\rho F}$: 水平荷重を受けた杭頭固定の杭の変位に対する影響係数。

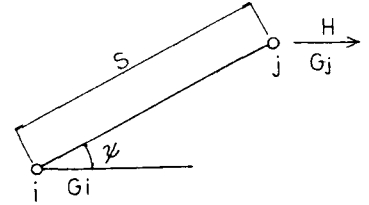


図 8 ψ の定義

Randolph は杭頭部を固定した条件で F.E.M. 解析を実施し, $\alpha_{\rho F}$ に関する (14) 式を求めた。

$$\alpha_{\rho F} \simeq 0.6 \rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \frac{r_0}{s} (1 + \cos^2 \psi) \quad (14)$$

ここで, s は杭の中心間隔を意味し, ψ は図 8 に示すように杭中心間を結ぶ直線と荷重の載荷方向とのなす角度を示す。もし, (14) 式が 0.5 より大きい場合は $\alpha_{\rho F}$ を $1 - (4\alpha_{\rho F})^{-1}$ に置き換える。杭頭が自由の場合の水平変位に関する影響係数は (15) 式で求められる。

$$\alpha_{\rho H} \simeq 0.5 \rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \frac{r_0}{s} (1 + \cos^2 \psi) \quad (15)$$

また, 各影響係数は次の関係をもつ。

$$\alpha_{\rho M} = \alpha_{\theta H} = \alpha_{\rho H}^2, \quad \alpha_{\theta M} = \alpha_{\rho H}^3 \quad (16)$$

(3) 地盤の弾塑性を考慮した Randolph の式の拡張

Randolph の方法は, 地盤を弾性体と仮定した Poulos の理論に基づいており, 隣接杭の影響は杭の位置と荷重の方向および地盤と杭との相対剛性のみに依存する。したがって, 図 8 において j 杭に H が作用したときの i 杭の変位と i 杭に H が作用したときの j 杭の変位とは等しくなる。しかしながら, i 杭は j 杭を押す方向であり j 杭は i 杭を引っ張る方向に働き, 地盤の性質を考慮すると塑性領域では両者の影響の程度は大きくことなってくることは十分予想されるところである。

また、群杭は杭頭部をフーチングによって結合されており、杭頭における各杭の変位量は同じであるが、地盤の抵抗である反力度は杭の位置によって異なってくる。すなわち、荷重方向に対して最前列の杭は半無限の地盤の抵抗を受けるが、前列より後にある杭は前方の杭による地盤の塑性化の影響を受け、地盤の抵抗の範囲は前列の杭より小さくなると思われる。この影響の程度は杭間隔によって異なり、前列の杭が最も大きな地盤の抵抗を受けると考えられ、このことは各杭の荷重の分担が異なってくることを意味する。

上記の影響を本論文では後列の杭に対して地盤のせん断弾性係数 G_c を低減し、Randolph の式を利用することによってシミュレートする。

(5), (6) 式と (13) 式から杭頭自由の杭の変形は (17), (18) 式で表される。

$$\delta_i = \frac{1}{(k_{\rho H})_i} \sum_{j=1}^n (\alpha_{\rho H})_{ij} H_j + \frac{1}{(k_{\rho M})_i} \sum_{j=1}^n (\alpha_{\rho M})_{ij} M_j \quad (17)$$

$$\theta_i = \frac{1}{(k_{\theta H})_i} \sum_{j=1}^n (\alpha_{\theta H})_{ij} H_j + \frac{1}{(k_{\theta M})_i} \sum_{j=1}^n (\alpha_{\theta M})_{ij} M_j \quad (18)$$

ここで、杭頭は剛結合されていることから $\theta_i = 0$ と置くと (19) 式が得られる。

$$\delta_i = \frac{1}{(k_{\rho F})_i} \sum_{j=1}^n (\alpha_{\rho H})_{ij} H_j \quad (19)$$

ここに、

$$\frac{1}{(k_{\rho H})_i} = 0.27 \left[\frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} \right]_i \quad (20)$$

$$\frac{1}{(k_{\rho M})_i} = 0.3 \left[\frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right]_i \quad (21)$$

$$\frac{1}{(k_{\theta H})_i} = \frac{1}{(k_{\rho M})_i} \quad (22)$$

$$\frac{1}{(k_{\theta M})_i} = 0.8 \left[\frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} (\rho_c)^{1/2} \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right]_i \quad (23)$$

$$\frac{1}{(k_{\rho F})_i} = \left[\frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left(0.27 - \frac{0.1125}{\rho_c^{1/2}} \right) \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} \right]_i \quad (24)$$

上式から、杭のバネ定数と影響係数は地盤のせん断剛性の関数である。図8において i 杭と j 杭の影響係数 α_{ij} の算定では、 i 杭に荷重が作用した場合の i 杭自身の影響係数に用いる剛性は G_{ci} とし、 j 杭からの影響の算定には G_{cj} を用いる。

シミュレーション解析に際しての適合条件は、各載荷重段階における変位を実験値と一致するように全体の地盤剛性を変化させ、各杭の杭頭作用力 P_i を求める。(25), (26) 式に適合条件式を示す。

$$H = P_1 + P_2 + \cdots + P_9 \quad (25)$$

$$\delta = \delta_1 = \delta_2 = \cdots = \delta_9 \quad (26)$$

ここに、 H は載荷重、 δ はフーチング底面の水平変位で既知である。したがって、地盤のせん断弾性係数 G_c は単に初期値として位置づけられ、各杭の分担力 ($P_1 \sim P_9$) が上式から求められる。

(4) シミュレーション結果

初期のせん断弾性係数 G_s の分布と値を図9に示した。ここで、 G_s の値は室内力学試験、分布はN値分布を参考とした。図10は荷重の載荷方向と杭配置および影響係数 α_{ij} とバネ定数を算出する際の地盤の剛性の考え方を模式的

に示したものである。Poulos の考え方は地盤を弾性体としていることからその比率は $G_1 : G_2 : G_3 = 1:1:1$ となる。

図11に降伏荷重である160tfを載荷した場合の計算結果を示す。同図には $G_1:G_2:G_3$ の比率を種々変化した場合の前列、中列および後列の荷重分担の割合を示している。各列の水平力の分担傾向は地盤の剛性の比率

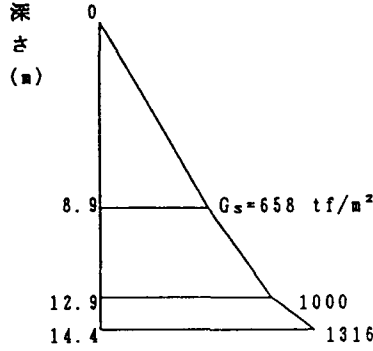


図9 初期剛性 G_s の分布

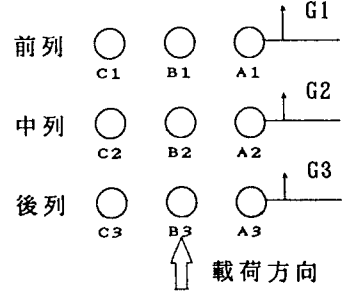


図10 剛性の比率の考え方

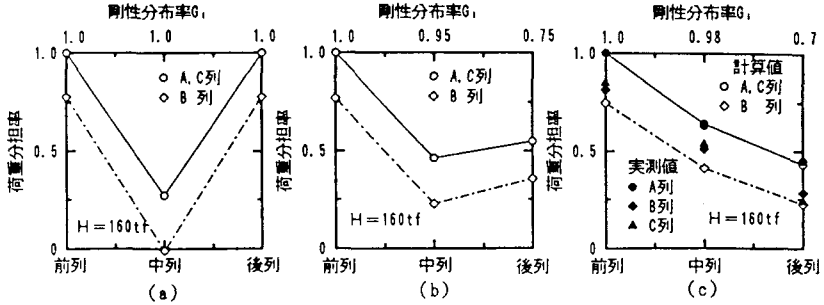


図11 地盤の剛性低下を考慮しない場合と考える場合の分担率のシミュレーション

に依存することが判る。地盤が弾性的場合 (図11(a)) は前列と後列の分担は同一で、中間列は前列、後列の干渉を受けて分担が小さい。このことは、実験結果である図6の載荷重が小さい場合の分担率の傾向と符合する。図11(c)のように各列の剛性の比率を変えることによって実験結果と計算値を比較的一致させることができる。

図12は各荷重段階 (降伏荷重で無次元化している) で最も実験値と計算値が適合する剛性の比率をプロットしたものである。これから次のことが判る。

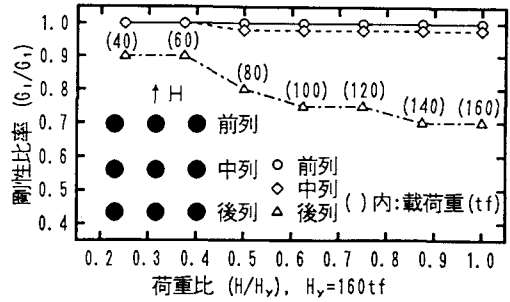


図12 各荷重段階で分担率をシミュレートした場合の各行の剛性の比

- ① 微小変位領域である $0.3G (H = 60tf)$ 付近までは剛性の比率を $1:1:0.9$ とすることによって分担力を評価できる。すなわち、現在の設計に用いられている中規模の地震力に対しては地盤を弾性体と仮定する方法は比較的適用性を有していると考えられる。
- ② 降伏荷重 ($0.7 \sim 0.8G$) 付近での剛性の比率は $1:0.98:0.7$ で実験値を良くシミュレートできる。このことは大変形時は地盤の塑性化の影響を考慮した群杭効果の評価の必要性を示唆している。

3.2 ラーメン計算によるシミュレーション解析

(1) 単杭に関する解析

図13は単杭に関する杭頭における載荷重と水平変位との関係をシミュレートしたものである。同図のパラメータ α_k は現行の道示Ⅳの地盤反力係数 K_H に対する比率を、 α_p はクーロンの受働土圧係数 K_p に対する比率を意味する。杭は弾性体であり、地盤の抵抗は K_H に杭幅を乗じた分布バネ、地盤反力度の上限値を受働土圧とし、それぞれに α_k 、 α_p を乗じて実験値と最も適合するパラメータを見つけようとするものである。同図から全領域にわたって $\alpha_p = 3.5$ 付近が最も適合度が高い。この α_p をもっと精度よく求めるため図14に $\alpha_k = 3.0$ の場合について、縦軸に計算変位と実測変位の比を、横軸に α_p とり載荷重をパラメータとした計算値をプロットした。水平荷重23tf付近が杭一本に対する1.0Gに相当することから、これ以下の荷重に着目する。また、降伏荷重は文献^{2),8)}から16～20tf付近と考えられ、これら荷重の範囲で近似度の高い α_p は3.8である。この場合は曲げモーメント分布についてもよい近似を示す。したがって、単杭の挙動を最もよくシミュレートするパラメータは、

$$\alpha_k = 3.0, \alpha_p = 3.8 \quad (27)$$

とする。

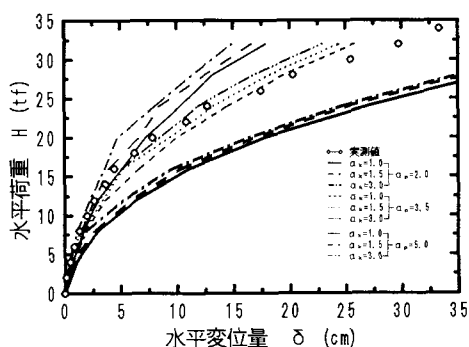


図13 α_k 及び α_p が変形性能に及ぼす影響(単杭)

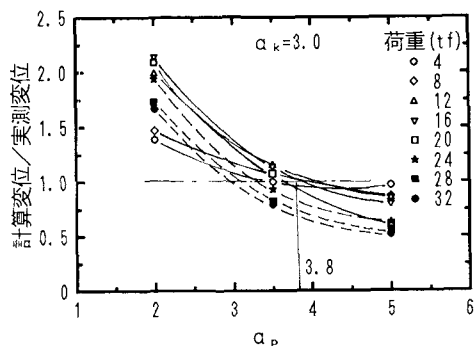


図14 水平変位の近似度と α_p との関係

(2) 群杭に関する解析⁹⁾

図15はラーメン計算モデルである。ここで、鉛直バネ係数 K_v の各杭の分担力や最大曲げモーメントの評価に及ぼす影響について検討する。図16(a)は横軸にB列の杭配置、縦軸に杭頭の軸ひずみを取り、水平荷重をパラメータとしてプロットしたものである。同図から中間の杭を支点とした回転変形をしていることが判る。1G(200tf)相当時の最大軸ひずみが押込み側(B_1)で590 μ 、引張り側(B_3)で350 μ となる。同図(b)は単杭の鉛直載荷試験で得られた杭頭軸ひずみと杭頭鉛直荷重の関係を示したものであり、これに同図(a)で得られた最大軸ひずみを適用すると、杭頭軸力は押込みで126tf、引抜きで72tfとなり、それぞれ降伏(押込み、引抜き)支持力の80、85%に相当する。同図(b)の関係から杭のヤング係数はほぼ $2.1 \times 10^6 (kgf/cm^2)$ となる。

単杭の鉛直載荷試験から得られた K_v (降伏支持力時の杭頭におけるバネ定数)は20500tf/mであり、これをラーメン計算の鉛直バネ定数として用いる。理由は次の通りである。図17(a)は縦軸に杭頭における計算せん断力の分担比(前列を1.0としている)と実測せん断力の分担比(各列の平均値、前列は1.0)との比を取り、横軸を K_v とし、計算値が K_v によってどのように変化するか(実測値は一定)調べたものである。これから K_v が約15000tf/m以上ではほとんど計算結果に影響しないことが判る。同図(b)は曲げモーメントに関するものであるが、せん断力と同様のことが言え、当該実験条件の場合計算結果に及ぼす K_v の影響は非常に小さいことが判る。したがって、図16(b)から群杭の杭頭荷重は、押込み・引抜きとも降伏支持力には至っておらず、杭頭軸ばね係数 K_v が降伏支持力まで低減していく傾向を考慮すると1G($H = 200tf$)までの荷重範囲に対して一定の $K_v = 20500tf/m$ を用いてよいと判断できる。 K_v は杭頭でのバネ定数であり、ラーメン計算はこの値

を杭先端で用いており、杭頭での変位を合わせるため杭体の断面積は無限とした。

図 18 は荷重と変位との関係について実験値と解析値とを比較したものである。単杭と同様 α_k, α_p をパラメータとした。解析条件は次のようにした。各列の地盤反力係数 K_H は同じ値 (道示 IV に α_k を乗じたもの) を用い、地盤反力度の上限値は、実験から得られた各列の荷重分担割合に応じて変えた。すなわち、前列を 1.0 とした場合、中間列を 0.6、後列を 0.4 とした。この比率は降伏荷重

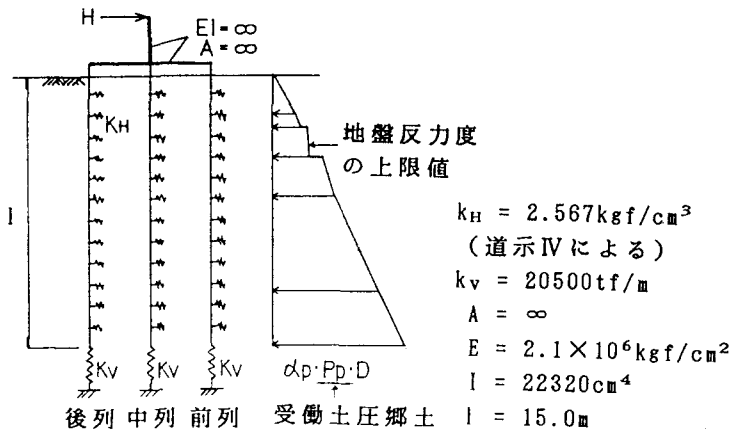


図 15 ラーメン計算モデル

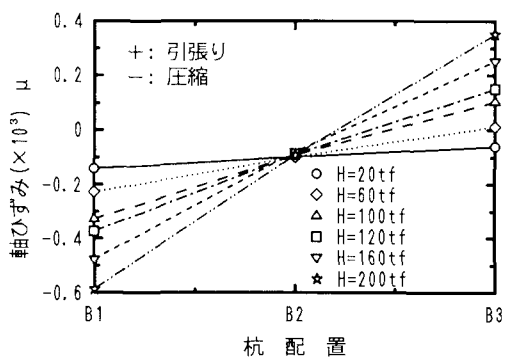


図 16(a) 杭配置と杭頭ひずみとの関係

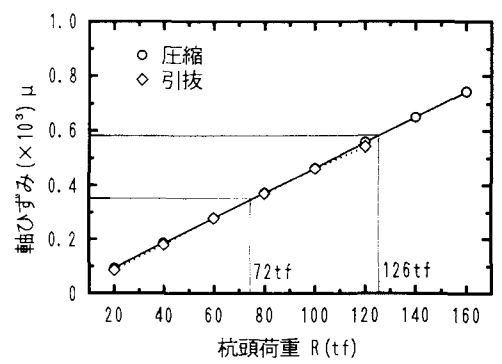


図 16(b) 単杭の鉛直載荷試験における軸ひずみと荷重との関係

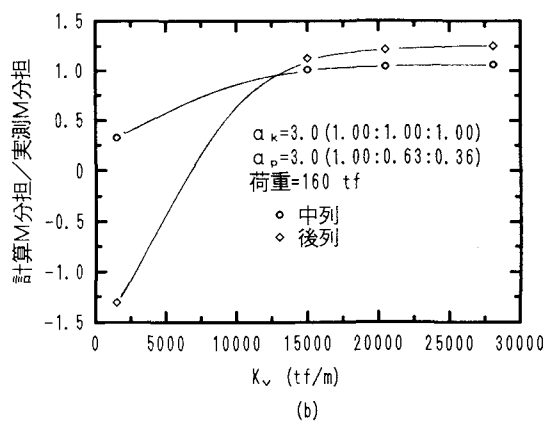
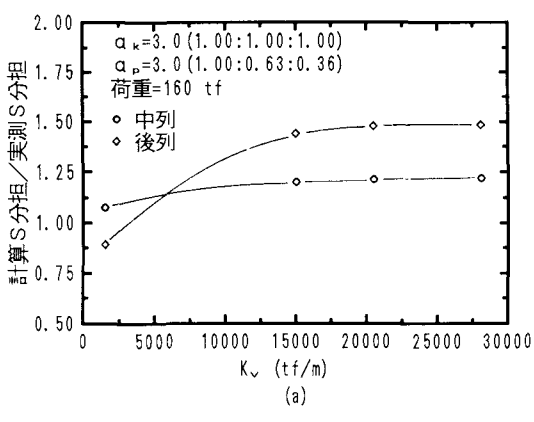


図 17 鉛直バネ K_v の影響

付近 ($H=160\text{tf}$) の値である。同図において地盤反力係数の荷重と変位との関係に及ぼす影響が小さいことが判る。図 19 は実験結果を最もシミュレートする α_p を求めるため縦軸に計算変位と実測変位との比を、横軸に α_p

をとったものである。これから、 $\alpha_p = 1.36$ の場合に実測値と計算値が一致している。 α_k を 3.0 としたのは地盤反力係数の大きさを単杭と合わせるためである。

図 20 は塑性域の深さと載荷重との関係の計算結果である。前列・中列・後列の順に塑性深さが深くなっており、地盤反力度の上限値の大きさに対応している。図 21 は最大曲げモーメント深さの変化であり、実験値と比較したものである。これから計算値は実験結果をよくシミュレートしていることが判る。実験値に杭列による差がない理由は測定精度（ピックアップの間隔）の問題か実際の現象かはっきりしない。塑性深さと最大曲げモーメント深さはほぼ対応しており、せん断力ゼロの位置を塑性深さと仮定する Broms の方法^{(14),(15)}の適用性を示唆している。¹⁰⁾

図 22(a), (b) は微小変位 ($H = 40tf$)、大変位 ($H = 160tf$) 時の曲げモーメント分布に関する実測値と計算値とを比較したものである。これから微小変位時、大変位時とも計算値は実測値に対して安全側であり、近似度もよいことが判る。また、 α_p の比率を同一とし、各列の地盤反力係数を分担割合に応じて変える方法もあるが、曲げモーメント分布について実験値と近似しない。以上からラーメン計算により実験結果を最もよくシミュレートするパラメータ α_k 、 α_p は次のようになる。

$$\alpha_k = 3.0, \quad \alpha_p = 1.36 \tag{28}$$

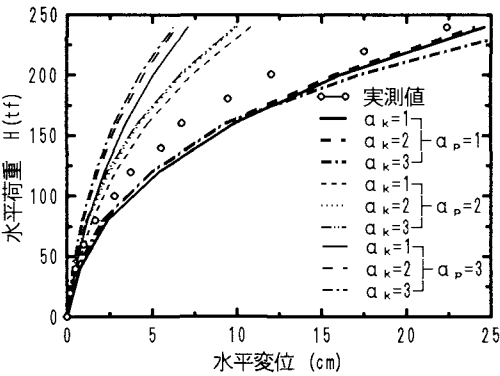


図 18 α_k 及び α_p が群杭の変形性能に及ぼす影響

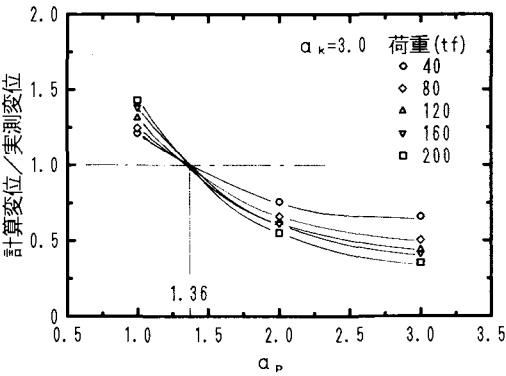


図 19 水平変位の近似度と α_p との関係

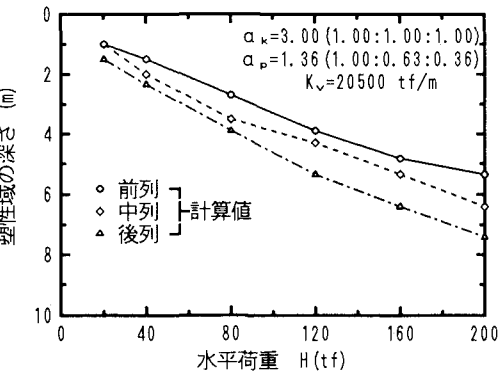


図 20 水平荷重の増加による塑性深さの変化

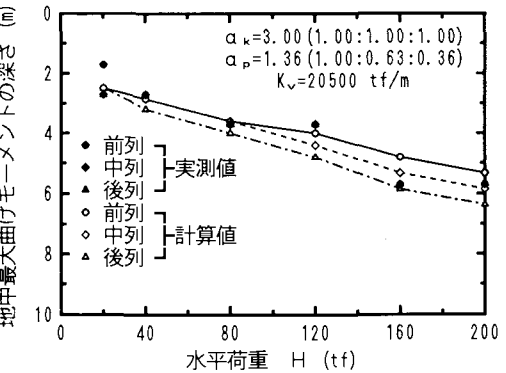


図 21 水平荷重の増加による地中最大曲げモーメント深さの変化

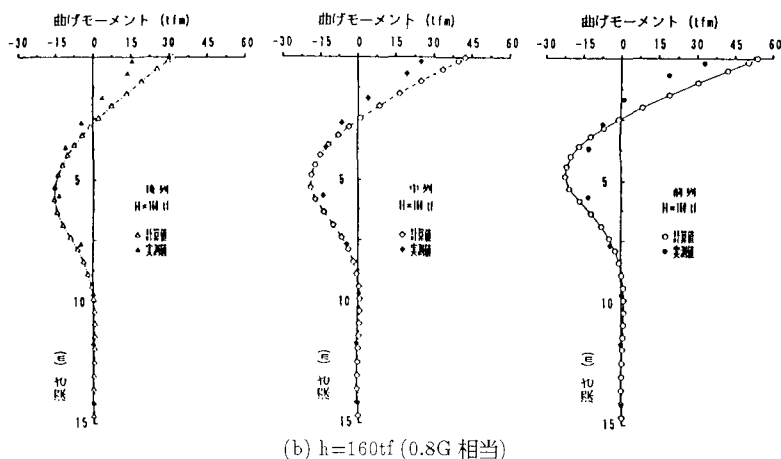
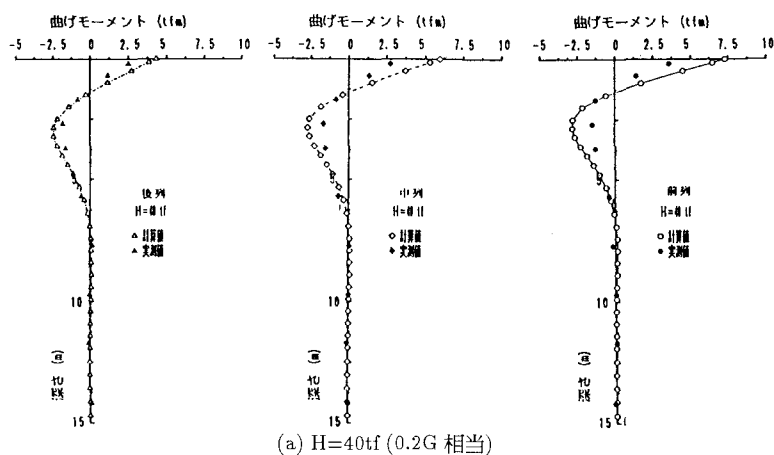
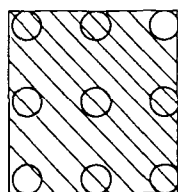


図 22 曲げモーメント分布の計算値と実測値との比較

3.3 群杭を一本の弾性体基礎と仮定した場合のシミュレーション解析

この方法は、地盤反力度の上限値である受働土圧領域と地盤反力係数 K_H を計算する際の基礎幅のとり方によって図 23 に示す 2 種類の考え方がある。同図(a) は杭幅を抵抗の基本とする考え方、(b) は基礎幅を抵抗の基本とする考え方であり、本解析では同図(a) の方法によりシミュレーションする。解析する際の地盤条件は前節のラーメン計算モデルと同じである。断面 2 次モーメントは杭自体および群杭図心と杭配置との関係から求めた。



n : 杭本数

D : 杭 径

$$K_H = n \cdot \alpha_K \cdot k_0 \cdot \left(-\frac{D}{30}\right)^{-3/4}$$

$$P_P = n \cdot \alpha_P \cdot \kappa_P \cdot \gamma \cdot h \cdot D$$

(a) 杭幅を基本とする考え方

$$K_H = \alpha_K \cdot k_0 \cdot \left(-\frac{B}{30}\right)^{-3/4}$$

$$P_P = \alpha_P \cdot \kappa_P \cdot \gamma \cdot h \cdot B$$

(b) 基礎幅を基本とする考え方

図 23 一本の弾性体とした場合の抵抗の考え方

図 24 は α_p が 0.45 の場合を例にとり、荷重と

変位との関係について実験値と解析値とを比較したものであり、地盤反力係数の変化に対して計算値の感度

が鈍い傾向が認められる。図 25 は $\alpha_k = 3.0$ とした場合に実測値と計算値との近似度の高い α_p を求めるための図である。これから $\alpha_p = 0.43$ のとき計算値が実測値を最もシミュレートしていると考えられる。

以上から群杭を一本の弾性体基礎と仮定した場合、最適のパラメータ α_k , α_p は次の値となる。

$$\alpha_k = 3.0, \quad \alpha_p = 0.43 \quad (29)$$

この場合、曲げモーメントは各杭の軸力に変換されることから曲げモーメントに関するシミュレートは行わない。したがって、この方法は基礎全体の変位量を推定するために用いる場合に有用である。

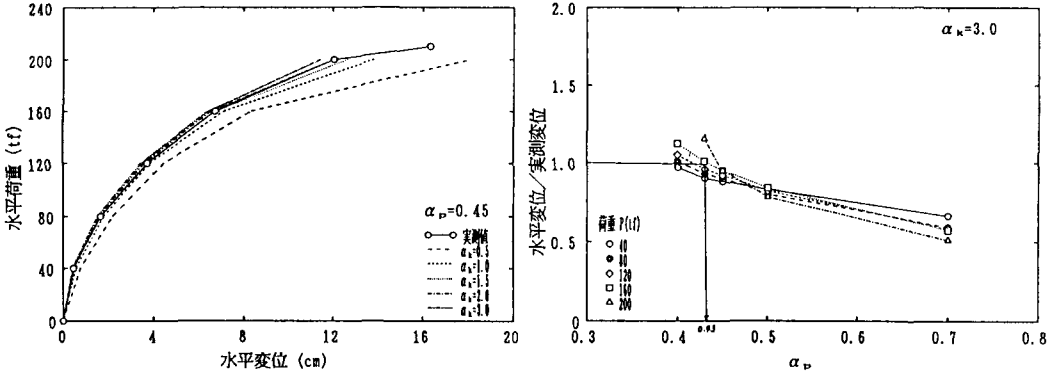


図 24 α_k 及び α_p が群杭の変形性能に及ぼす影響 (弾性体) 図 25 α_p が群杭の変形性能に及ぼす影響 (弾性体)

4. まとめ

実験および一連の解析から得られた結果の主な点は次のようになる。

- ① 水平変位に着目した群杭効果の大きさは、微小変形時（現行の設計震度レベル）と大変形時（大規模地震レベル）で異なる。実験（杭間隔 2.5D）では、前者の場合の群杭効果は 0.9 程度以内であるが、0.3G 以降急速に大きくなり、1G 付近で 0.75 前後に収束する。
- ② 実験から得られた水平荷重に対する各杭列の分担割合は、微小変形時と大変形時で異なる。前者の場合は、ほぼ前列：中列：後列 = 1:1:1 であるのに対して、後者（降伏荷重時、0.8G）は 1:0.6:0.4 に変化し、全体の水平荷重の約 50% を前列の杭が負担することを示している。
- ③ 実験では杭の曲げモーメントに関する群杭の影響は杭頭部に顕著に現れ、杭中間部については杭の位置の違いはモーメントの大きさに影響しない。
- ④ Randolph の式を用いて大変形時における各杭の水平荷重に対する分担割合を推定するためには、隣接杭の影響を評価する場合に地盤の塑性化を考慮する必要がある。大変形時に実験結果をシミュレートする地盤剛性の比は、前列：中列：後列 = 1:0.98:0.7 である。
- ⑤ 単杭の挙動を地盤の弾塑性を考慮したラメン計算により精度よく推定するパラメータ α_k , α_p はそれぞれ、3.0, 3.8 となり、群杭の場合は、3.0, 1.36 となる。また、計算による地盤の塑性深さと実験の最大曲げモーメント深さとはほぼ一致している。
- ⑥ 群杭を一本の弾性体として変位を精度よく推定する場合のパラメータ α_k , α_p はそれぞれ、3.0, 0.43 となる。

- ⑦ 地盤の弾塑性を考慮した計算では、基礎の変位や杭体の曲げモーメントの評価に対する地盤反力係数の感度は小さい。

5. おわりに

今回の研究で、大変形時は変位の推定のみならず杭の位置による水平力の分担に関して群効果を考慮する必要性が示された。今後はこれらの関係の普遍化を図る予定である。

また、微小変形時から大変形時までの荷重と変位の関係を地盤の弾塑性を考慮した計算法で実験結果をシミュレートする際のパラメータ α_p は、3種類（単杭、群杭；ラーメン計算と一本の弾性体への置換え）ある。これらの数値の違いは、単に平面的な杭配置の関係のみならず、それぞれの計算法により、地盤の塑性深さが異なる点なども関係していると考えられ、上記の普遍化の問題と密接に関連しており今後の課題である。

<参考文献>

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編・Ⅴ 耐震設計編 1990.2
- 2) 小笠原，飯古他：杭基礎の耐力に関する研究，第37回構造工学シンポジウム 1991.4
- 3) 飯古他：群杭の大変形時の設計法に関する研究，土木学会第46回年次学術講演会 平成3年9月
- 4) 岡原，高木他：群杭模型の大変形・水平載荷実験－群杭の杭頭荷重分担率について－，土木学会第46回年次学術講演会概要集 平成3年9月
- 5) 岡原他：群杭模型の大変形・水平載荷実験－地盤反力度～変位量特性について－，土木学会第46回年次学術講演会概要集 平成3年9月
- 6) 木村他：場所打ち杭の大変形水平載荷時の挙動，第27回土質工学研究発表会 平成4年5月
- 7) 西村他：模型杭基礎の大変形水平載荷試験（その1）、（その2），第27回土質工学研究発表会 平成4年5月
- 8) 飯古他：群杭の挙動に関する実験的研究，第27回土質工学研究発表会 平成4年5月
- 9) 山崎，飯古他：杭基礎の大変形時の設計法に関する研究（その2），土木学会第47回年次学術講演概要集 平成4年9月
- 10) 飯古他：杭の水平抵抗に関する実用的弾塑性性法の提案，第27回土質工学研究発表会 平成4年5月
- 11) Hetenyi, M. (1946), Beams on elastic foundations. Ann Arbor, University of Michigan Press.
- 12) Poulos, H.G. (1971), Behavior of laterally loaded piles: II-pile groups. J. Soil Mech. Fdn. Div. ASCE, Vol 98, No. SM4, 341-360.
- 13) Randolph, M.F. (1981), The response of flexible piles to lateral loading, Geotechnique 31, No. 2, 247-259.
- 14) Broms, B.B. (1964), Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, SM2, 27-62.
- 15) Broms, B.B. (1964), Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, SM3, 123-156.

(1992年9月21日受付)