

群杭の水平方向抵抗特性に関する研究

植木 博¹・齊藤 亮²・五瀬 伸吾³

¹正会員 首都高速道路公団 保全部 課長 (〒100 東京都千代田区霞が関 1-4-1)

²正会員 首都高速道路公団 第二建設部 (〒151 東京都渋谷区代々木 1-2-13)

³正会員 (株)建設技術研究所 技術第7部 次長 (〒103 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)

本研究は、杭の大規模地震時における水平方向支持力評価式を求めるために、群杭の水平方向荷重分担に関する新たな考え方を誘導し、室内模型実験を行ってこの考え方の妥当性を検証したものである。

新たに導入する考え方では、隣接杭の変形の影響を表現する相互作用係数 α_{ij} の他、隣接杭間地盤の塑性域の重複を反映した剛性低下係数 α_{gi} を考慮することとした。模型実験では、相互作用係数と剛性低下係数に関する実験式を誘導し、次いで、この式を用いて実験結果のシミュレーション解析を行い式の妥当性を検証した。

今回の模型実験結果によると、群杭の大変形時における荷重分担および変位量は、相互作用係数と剛性低下係数を考慮することによって評価が可能であることが判った。

Key Words : great earthquake, single pile, pile groups, horizontal load, large deformation, load distribution, interaction factor, stiffness reduction factor.

1. はじめに

現行の道路橋の地震時における杭基礎の設計は、杭および周辺地盤の変形挙動が概ね弾性域内に収まるような条件下で行われていることが多い¹⁾。しかし、地震時に杭周辺地盤が弾性的な挙動を示すのは地震力が小さい中小規模の地震時の場合が多く、現行の設計法は必ずしも杭に大変形が生じる可能性がある大規模地震を想定しているとは言い難い。

地盤が液状化した場合や橋台のような抗土圧構造物の場合を除けば、現行の設計法による杭基礎構築物が既往の地震によって安定が損なわれる程の被害を受けた事例はほとんどない。また、兵庫県南部地震においても道路橋の杭基礎の被害はほとんどが軽微であるとの報告もある²⁾。

したがって、現状では、現行の設計法が妥当であるとも考えられる反面、結果的に過大設計につながっている可能性もある。

平成2年2月改訂の道路橋示方書では、コンクリート橋脚の耐震設計において1G (G: 重力加速度 ≈ 980 gal) 相当の地震力に対する照査が取入れられた。しかし、これには大規模地震に対する基礎の設計法に関する考え方記述されておらず¹⁾、日本道路協会等の関係諸機関で活発な研究がなされているのが現状である(兵庫県南部地震の復旧設計用として最近大規模地震に対する考え方が基礎に取入れられている³⁾)。

最近の研究によると、大規模地震が発生した際には基

礎に大変形が生じる可能性があり、現行設計法を拡張した形で大規模地震時における杭基礎の設計を行うと、安全性を過大評価する可能性があることが判ってきた^{4), 5)}。また、群杭の場合は、杭の水平変位が大きくなると地震時の水平力を受け持つ各杭の分担力の差も大きくなることが指摘されており^{5), 6), 7), 8), 9)}、杭間隔や杭体変位量による地盤反力係数の一連な低減のみでは実態を正確に評価することができない可能性が高い(文献3)に一部この考え方方が取入れられている)。このため、大きな地震力が作用した場合の杭基礎の変形特性や杭体の安全性について実態に整合した評価法を検討することが、大規模地震の際の橋梁全体の安全性を論じる際にも極めて重要な。以上の観点から、本論文では、杭基礎の変形が比較的大きくなる場合の変形特性と各杭の荷重分担について新たな評価法を考察し、これを室内模型実験で検証できたので報告する。この評価法では、水平方向荷重分担に関する考え方において、従来の相互作用係数 α_{ij} (隣接杭の変位の影響)に加え、新たに剛性低下係数 α_{gi} (隣接杭間地盤の塑性域の重複による影響)を考慮することで、大変形時の群杭の挙動をより明確に説明可能なことを示し、実験式の導入によってこの考え方の妥当性を検証した。

図-1に本研究の基本的な考え方のフローを示す。

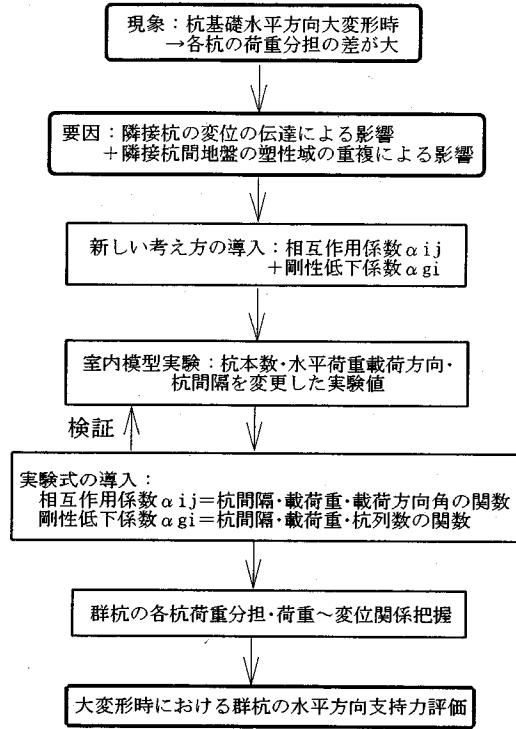


図-1 本研究における基本的な考え方フロー

2. 群杭の水平方向荷重分担に関する新しい考え方

Poulos の理論は¹⁰⁾、地盤を均一の弾性体として取り扱い、群杭の相互作用係数の評価についても地盤が弾性体の挙動をする微小変形時を仮定している。Randolph も¹¹⁾、この Poulos の考え方に基づいて杭間の相互作用の関係を導入している。Poulos によると n 本の杭の i 杭の変位は式 (1) で示される。

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

ここで k は単杭のバネ定数 (H/u : H は杭頭水平力、 u は杭頭水平変位)、 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 杭の影響係数である。今、図-2 に示すように j 杭に H の水平力が作用した場合の i 杭の水平変位と i 杭に H の水平力が作用した場合の j 杭の水平変位とは等しくなる。したがって、これらの手法から計算される水平方向の荷重分担は荷重方向に対しても対称になる。このことは、図-2 に示す 2 本の杭において引張る方向 ($\phi=0^\circ$) と押す方向 ($\phi=180^\circ$) での相互作用係数 α_{ph} が等しくなることを意味している。 α_{ph} は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で、式 (2) で示される。この式は多数の弾性 FEM 解析から導いている。

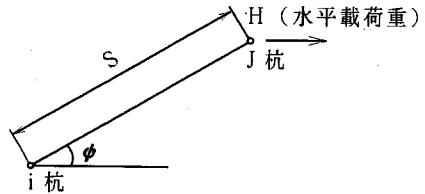


図-2 荷重方向角 (ϕ) と杭位置との関係

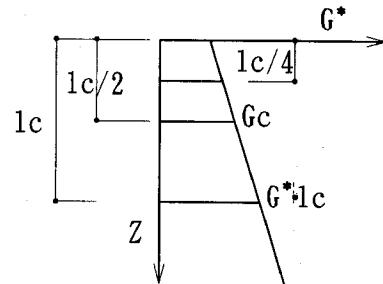


図-3 G_c 及び ρ_c の定義

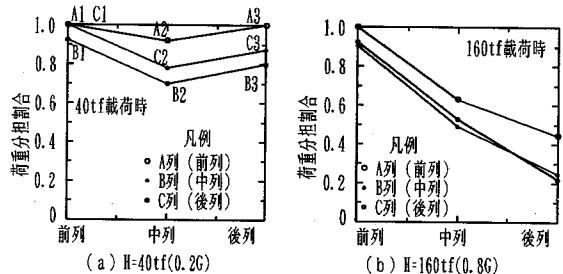


図-4 荷重の分担割合の変化⁷⁾

$$\alpha_{ph} = 0.5 \rho_c (E_p/G_c)^{1/2} r_0 / S (1 + \cos^2 \phi) \quad (2)$$

ここに、各記号の定義は図-3 および以下の通りである。

$$G^* = G \left(1 + \frac{3}{4} \nu \right), \quad G_c = G_{1c/2}, \quad \rho_c = G_{1c/4}^* / G_c,$$

$$I_c = 2r_0 (E_p/G_c)^{2/3}$$

G : 地盤のせん断弾性係数、 ν : ポアソン比、 E_p : 杭体の有効ヤング率、 r_0 : 杭の半径、 S : 杭間隔、 ϕ : 荷重方向角を意味する。

図-4 は各杭の水平荷重の分担割合の現場実験の結果 (鋼管 3×3 の 9 本杭) である⁷⁾。各列の A_i ($i=1, 2, 3$) は外側、中間外側を意味する。この結果からも変位が小さいとき ($H=40\text{tf}$) は、分担力は対称に近いが地盤の塑性化が進んで変位が大きい場合 ($H=160\text{tf}$) は非対称性が強いことを示している。しかしながら、現場実験の結果では各杭の荷重分担は非対称であり、荷重 (変形) の増大に伴い載荷方向に対する各杭の荷重分担の非対称性は強くなり、前列の杭が分担する荷重は後列時に最も多い杭の数倍に達する。

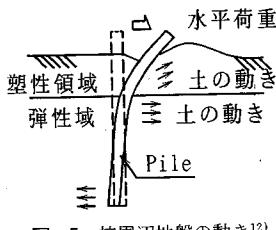


図-5 桧周辺地盤の動き¹²⁾

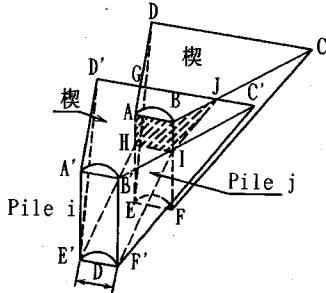


図-6 塑性域の重なり（文献 12 に加筆）

なお本論は大変形時の各杭列の荷重分担に着目したものであり、Randolph の考えに基づいた微小変形時に関する検討・考察は文献 7) で実施しておりこれを参照されたい。

杭が大変形した場合、地表面付近の地盤は塑性的挙動を示し、その下は弾性的挙動を示すと一般に考えられる¹²⁾。

図-5 に示すように杭周辺の地盤を 2 つのゾーンに分け、塑性の範囲の土は図-6 に示すように楔型に変形すると仮定し、土の終局抵抗は図中の楔型の受働抵抗に等しいとする。通常、杭基礎は剛なフーチングで連結されており各杭頭部の水平変位量は同一であることから楔 A' B' C' D' E' F' と楔部 A, B, C, D, E, F は同一の変形をすると仮定する。その際、同図から判るように杭間隔が十分離れていない場合、i 杭の前面の楔部分の土 (A' B' C' D' E' F') は前の杭 j の楔部 (A, B, C, D, E, F) と部分的に重なる (ABJGHI)。このため杭 i の前面地盤抵抗は杭 j の前面地盤の抵抗より小さくなると考えることができる。

したがって、荷重の載荷方向に対して最前列杭の地盤の抵抗（地盤反力度）は次の列の杭の地盤反力度より常に大きいと類推することができる。この塑性域の重なり合い等による地盤反力度の低減の影響を Randolph らの相互作用係数 (α_{ij}) と区別して剛性低下係数 (α_{gi}) として新しく導入する。

(1) 相互作用係数 α_{ij}

相互作用係数 α_{ij} は対象とする杭頭に荷重が作用して

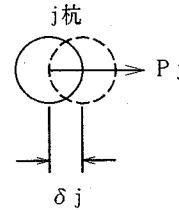
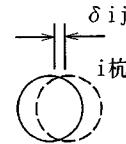


図-7 j 杭の変形に伴う隣接杭の変形

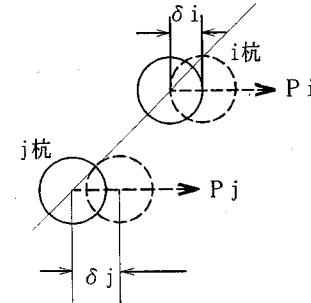


図-8 i 杭, j 杭それぞれに荷重が作用した場合の変形状態

いなくても隣接杭の変形による影響を表現する係数であり、地盤を完全弾性体と仮定すると Randolph の相互作用係数と一致する。しかし上述したように変形が大きくなると対象杭を引張る方向と押す方向とではその係数は異なってくる（相互作用係数は対称ではない）。ここでは杭 j の杭 i に対する相互作用影響係数 α_{ij} を、杭 j に荷重 P が作用した場合の杭 i の付加変位 δ_{ij} と荷重 P による単杭の変位 δ_j との比として定義する（図-7, 式(3))。

$$(\alpha_{ij})_P = [\delta_{ij}/\delta_j]_P \quad (3)$$

α_{ij} に対しては種々の影響要因が考えられ、式 (4) として表現できる。ここで式 (3) のサフィックス P は α_{ij} が荷重 P の関数であることを表現したものである。

$$\alpha_{ij} = f(S/D, \phi, P, G, (EI)_P, \dots) \quad (4)$$

ここに、 D は杭の直径、 P は杭頭荷重、 G は地盤のせん断弾性係数および $(EI)_P$ は杭の曲げ剛性を意味する。

(2) 剛性低下係数 α_{gi}

杭間隔が十分大きくなれば、上記の相互作用係数のみの重ね合わせでは群杭の変位を説明しきれない。今、図-8 に示す 2 本の杭 i, j にそれぞれ P_i, P_j なる杭頭荷重が作用して

いる状態を想定する。 P_i (P_j) による杭 j (杭 i) に発生する付加変位を δ_{ji} (δ_{ij}) とする。地盤は弾性体ではないため $\delta_{ji} \neq \delta_{ij}$ である。杭 i , 杭 j の杭頭変位をそれぞれ δ_i , δ_j とすると次式となる。

$$\delta_i = \delta_i^* + \delta_{ji}, \quad \delta_j = \delta_{ji} + \delta_j^* \quad (5)$$

ここで、 δ_i^* は杭前面地盤の塑性域の重なりによる前面地盤の剛性低下による影響 (δ_{gi}) を考慮した変位で式 (6) で表わされる。

$$\delta_i^* = \delta_{gi} + \delta_{ii} \quad (6)$$

δ_{ii} は単杭に杭頭荷重 P_i が作用した場合の変位とする。また、 δ_j^* も同様に表現できる。したがって、

$$\delta_i = \delta_{gi} + \delta_{ii} + \delta_{ji}, \quad \delta_j = \delta_{ji} + \delta_{gi} + \delta_{jj} \quad (7)$$

となる。この剛性の低下による影響係数を α_{gi} として式 (8) で表す。

$$(\alpha_{gi})_{P_i} = [\delta_{gi}/\delta_i]_{P_i} \quad (8)$$

上記の関係から式 (3), (8) を式 (7) に代入することによって式 (9) が得られる。

$$\begin{bmatrix} \delta_i \\ \delta_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1+\alpha_{gi}}{k_{si}} & \frac{\alpha_{ji}}{k_{sj}} \\ \frac{\alpha_{ji}}{k_{si}} & \frac{1+\alpha_{gi}}{k_{sj}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_i \\ P_j \end{bmatrix} \quad (9)$$

ここで、 k_{si} (k_{sj}) は単杭 i (j) の杭頭における単位水平変位量当たりの水平荷重 (杭頭バネ係数) を意味する。

剛性低下係数 α_{gi} は一般的に式 (10) に示す関数として表現できる。

$$\alpha_{gi} = g(n, m, S/D, P, G_s, (EI)_P, \dots) \quad (10)$$

上式の n , m は杭の列数と行数を意味する。

(3) 群杭の荷重分担および水平変位量の評価

相互作用係数 α_{ij} および剛性低下係数 α_{gi} を用いて群杭の荷重分担力と水平変位量を推定する式は式 (9) を拡張することによって式 (11) で表現することができる。

式中の $P_1, P_2 \dots P_n$ は杭頭に作用する水平荷重で各杭の荷重分担力を意味し、 δ は群杭の変位、 H は群杭に作用する水平力を意味する。

$$\begin{bmatrix} \frac{1+\alpha_{g1}}{k_{s1}} & \frac{\alpha_{12}}{k_{s2}} & \dots & \frac{\alpha_{1n}}{k_{sn}} & -1 \\ \frac{\alpha_{21}}{k_{s1}} & \frac{1+\alpha_{g2}}{k_{s2}} & \dots & \frac{\alpha_{2n}}{k_{sn}} & -1 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \frac{\alpha_{n1}}{k_{s1}} & \frac{\alpha_{n2}}{k_{s2}} & \dots & \frac{1+\alpha_{gn}}{k_{sn}} & -1 \\ 1 & 1 & \dots & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \\ \delta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ H \end{bmatrix} \quad (11)$$

群杭の場合には杭配列、杭の剛性および作用荷重は既知である。また、単杭の荷重～変位特性 ($P_i \sim \delta_{si}$: 杭頭バネ係数は荷重または変位によって変化する) が既知であるとすると、 α_{ij} および α_{gi} は荷重の関数と予想されることから各杭の荷重分担力および群杭の水平変位量

表-1 静的群杭の相互作用研究実験ケース

目的	本数	ϕ (°)	S/D	載荷方法	測定内容	適用
相対位置 の影響	2	0	2.5	水平方向 載荷	杭頭変位	一本杭 載荷
	2	45	2.5		杭体変形	
	2	90	2.5			
	2	135	2.5			
	2	180	2.5			
地盤剛性低 下の影響	1×3	0	2.0	水平方向 載荷	杭頭変位	各杭、 杭頭 変位は 同じ
	3×3	0	2.0		各杭の荷 重分担、 杭体変形	
	1×3	0	2.5			
	3×3	0	2.5	4.0		
	1×3	0	4.0			
	3×3	0	4.0			

表-2 模型杭の諸元

杭材	アルミニウム
杭径	$\phi 50$ (杭の直徑 mm)
厚み	$t = 1.5mm$
長さ	$L = 1750mm$
ヤング係数	$E = 7.72 \times 10^3$ kgf/cm^2
ポアソン比	$\nu = 0.345$

は荷重分担力の初期値を仮定し、繰り返し計算により求めることができる。

3. 相互作用係数 α_{ij} および剛性低下係数 α_{gi} の実験式の誘導

実験式を室内模型実験から誘導する。 α_{ij} , α_{gi} に関する影響要因は多く、その全てについて実験的に求めることは实际上不可能である。したがって、本論文ではある条件下での室内実験に基づき上記の 2 つの係数を誘導し、考え方の妥当性を検証することに主眼を置く。地盤は気乾状態の小名浜砂を用いており、各係数の次の要因について明らかにする。

α_{ij} : 杭間隔 (S/D), 載荷荷重 (P), 荷重方向角 (ϕ)
 α_{gi} : 杭間隔 (S/D), 載荷荷重 (P), 杭列数 (n)

(1) 室内模型実験の概要

実施した実験ケースを表-1 に示す。 α_{ij} を求める実験は杭頭を連結していない 2 本の杭 (杭頭自由) を用い、 α_{gi} については 9 本杭を杭頭ヒンジで連結したモデル (杭頭拘束モーメントの影響を排除するため) を用いた。

試験杭は半無限長の杭として評価できる $\phi 50$ mm, $t = 1.5$ mm, 杭長 1.75 m のアルミ製の中空筒杭とした。

表-2 に杭の諸元を示す。土槽は図-9 に示す 2×2.5

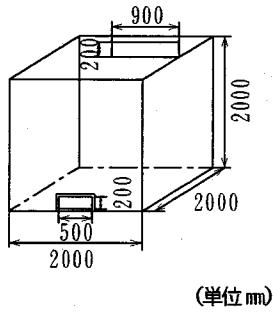


図-9 実験土槽の模式図

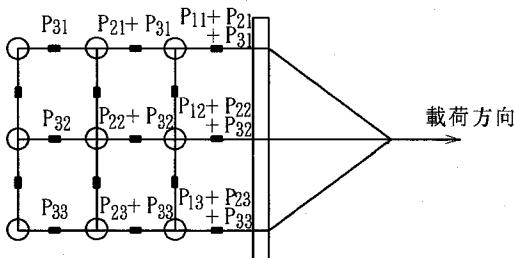


図-10 群杭の載荷方法の模式図（平面図）

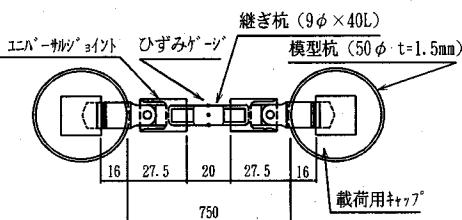


図-11 杭接続装置

$\times 2\text{ m}$ の鉄製の箱を用いた。杭の設置は杭先端を土槽底面に予めセットしたソケットに固定し、地盤築造中に杭間隔を一定に保つために杭頭を固定した状態で地盤を築造した。地盤は土槽上部に 2 mm のメッシュを置き一定の高さから一定の間隔でパケットを動かしながら砂を落下させることにより作成した（地盤の密度は 1.55 g/cm^3 であった）。荷重の載荷は載荷位置を地表面から 5 cm とし変位制御による单サイクル載荷とした。また、群杭の杭頭部はユニバーサルジョイントで連結し、杭頭拘束の影響を排除するため杭頭自由の状態にした（図-10 参照）。杭頭分担力はこのジョイントに貼り付けたひずみゲージの測定値から計算した。図-11 に杭頭部の接続の例を示す。なお、 α_{ij} の関係を求める際の荷重方向角 (ϕ) と杭位置との関係は図-12、群杭実験の杭配置と荷重の載荷方向との関係は図-13 の通りである。

杭間隔が $2.5D$ の場合の実験結果を図-14～16 に示す。図-14 は載荷杭と影響杭の荷重と変位との関係で

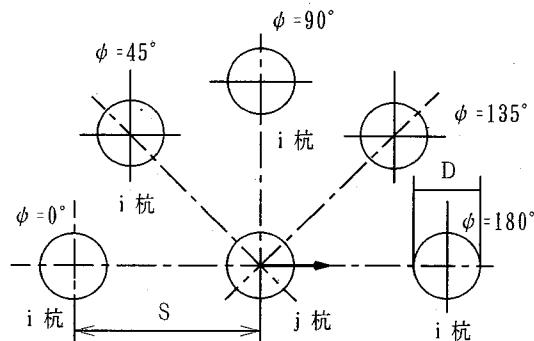


図-12 杭位置と載荷方法との関係

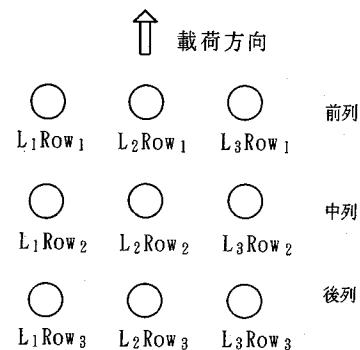


図-13 各杭の名称の定義

あり ($\phi=180^\circ$)、この関係から α_{ij} を求める。載荷杭の変位量は杭径程度を目安とした。図-15 は縦軸に α_{ij} 、横軸に載荷杭の杭頭変位量をプロットしたものである。これから、若干であるが変位量の増大に伴い α_{ij} が低減していく傾向が認められ、値としては $15\sim30\%$ の範囲にある。図-16 は群杭の変位と各杭の荷重の分担力との関係を示したものである。この図から杭頭の同じ変位に対する各列の分担の差は変位量の増大に伴い平均的に大きくなっていくことが判る。

(2) 相互作用係数 α_{ij} に関する実験式の誘導

a) 載荷荷重による影響

実験結果から α_{ij} と載荷荷重との関係は、杭間隔が同じ場合に荷重方向角 ϕ をパラメータとして図-17 に示すような関係がある。この関係は式 (12) の形で表現できる。

$$\alpha_{ij} = f_1 + g_1 \cdot (P/P_a) \quad (12)$$

ここに、 P_a は無次元化するための定数で 1 kgf とする。実験結果から求めた式中の f_1 , g_1 の値を表-3 に示す。

b) 杭間隔による影響

前項の f_1 , g_1 は杭間隔の関数であり、実験結果からその関数は図-18 のように模式的に表される。ここで、横軸を $1/(S/D)$ とした理由はこのように変換した方が

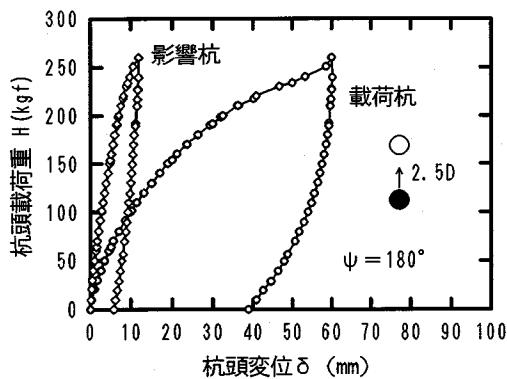


図-14 $S/D=2.5$, $\phi=180^\circ$ 時の荷重変位曲線

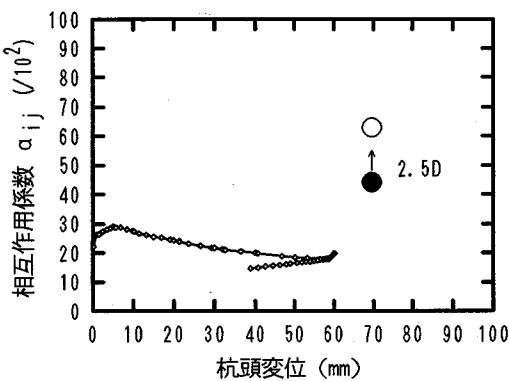


図-15 $S/D=2.5$, $\phi=180^\circ$ 時の相対影響変位曲線

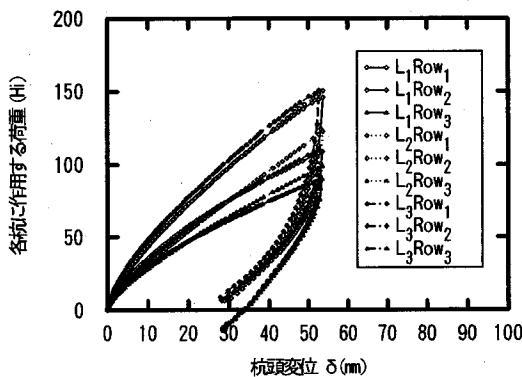


図-16 群杭(各杭)の荷重～変位の関係 ($3 \times 3, 2.5 D$)

関係をよく表現できるためである。 f_1 , g_1 がゼロの位置は全体の実験結果の傾向から判断して $S/D = 8$ の場合とした。

$$f_1 = f_2 + f_3/(S/D), g_1 = -(g_2 + g_3/(S/D)) \quad (13)$$

表-4に係数 f_2 , f_3 , g_2 および g_3 の値を示す。

c) 荷重方向による影響

これまでの影響要因をまとめると式(14)の関係となる。

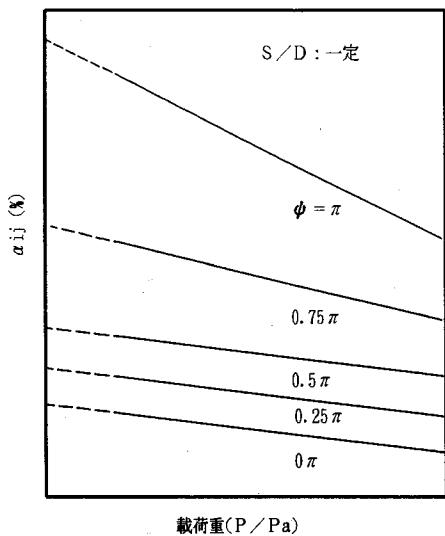


図-17 α_{ij} と載荷荷重との関係

表-3 f_1 , g_1 の実験定数

荷重方向 角ψ	係数 f_1, g_1	杭間隔 S/D			
		2.0	2.5	4.0	6.0
π	f_1	36.3	25.7	11.97	11.64
	$g_1 \times 10^{-2}$	-7.10	-4.46	-1.86	-1.78
0.75π	f_1	12.36	6.36	7.44	4.20
	$g_1 \times 10^{-2}$	-4.60	-1.93	-1.65	-1.78
0.5π	f_1	2.39	0.09	2.47	0.10
	$g_1 \times 10^{-2}$	-8.06	-2.24	-7.31	-4.18
0.25π	f_1	1.37	2.33	0.63	0.65
	$g_1 \times 10^{-2}$	-0.299	-0.694	-0.125	-0.0199
0π	f_1	0.90	0.36	0.38	0.10
	$g_1 \times 10^{-2}$	-0.149	-0.448	-0.0209	-0.0418

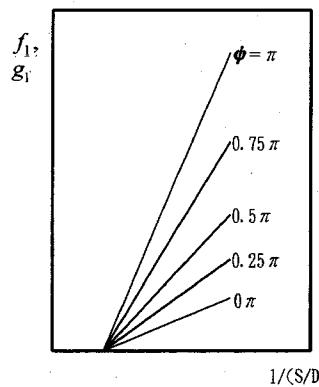


図-18 f_1 , g_1 と杭間隔との関係の模式図

表-4 f_2 , f_3 , g_2 および g_3 の実験定数

荷重載荷 方向 ψ	f_1		g_1	
	f_2	f_3	$g_2 \times 10^{-2}$	$g_3 \times 10^{-2}$
π	-12.10	96.80	-2.37	18.94
0.75π	-4.12	32.96	-1.11	8.87
0.5π	-1.71	13.71	-0.314	2.51
0.25π	-0.91	7.26	-0.186	1.49
0	-0.30	2.39	-0.0498	0.398

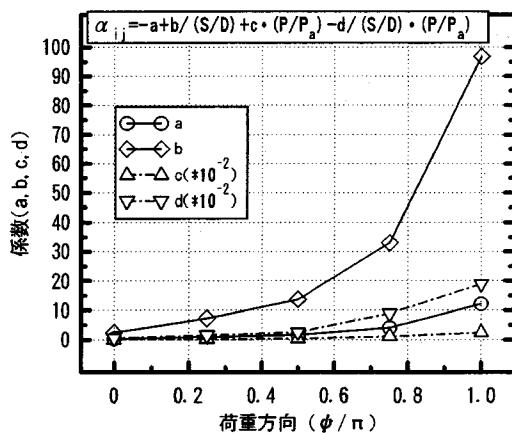


図-19 α_{ij} と荷重方向との関係

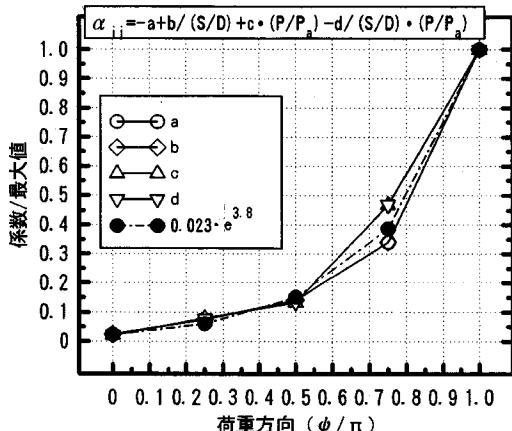


図-20 正規化した α_{ij} と荷重方向との関係

$$(\alpha_{ij})_\phi = -a + b/(S/D) + c \cdot (P/P_a) - d/(S/D) \cdot (P/P_a) \quad (14)$$

各係数の荷重方向角 (ϕ/π) との関係は図-19 のようにプロットされる。ここで、 $\phi=\pi$ の時の係数（最大値）で各係数を除すと荷重方向角との関係は図-20 の簡潔な形となる。 ϕ との関係は同図中の●点で各関係を代表する。

d) α_{ij} の実験式

前節までの結果をまとめると式 (15) で相互作用係数

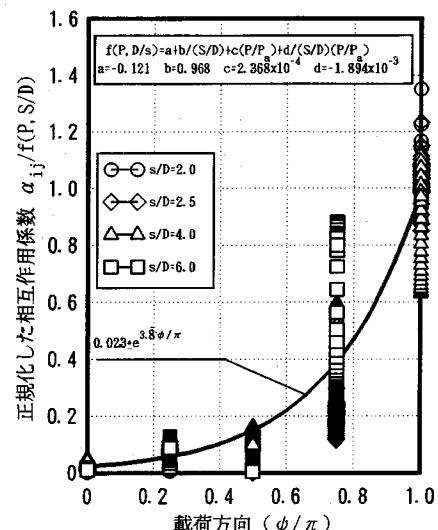


図-21 (a) 計算値と実測値との比較

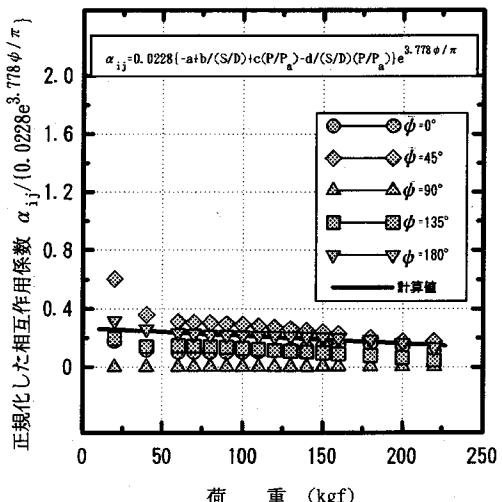


図-21 (b) 計算値と実測値との比較 ($S/D=2.5$)

α_{ij} を評価することができる。

$$\alpha_{ij} = 0.023 \cdot \{-a + b/(S/D) + c \cdot (P/P_a) - d/(S/D) \cdot (P/P_a)\} \cdot \exp(3.8\phi/\pi) \quad (15)$$

ここに、 $a = 0.121$, $b = 0.968$, $c = 2.368 \times 10^{-4}$, $d = 1.894 \times 10^{-3}$ となる。図-21 (a), (b) に実験値と計算値の関係を示す。計算値は図中のパラメータを正規化しているため直接的な比較にはなっていないが、よく実験の結果の傾向を評価できていることが判る。

(3) 剛性低下係数 α_{gi} に関する実験式の誘導

a) 変位量との関係

杭間隔 (s) が $2.5 D$ の場合について α_{gi} と変位量との関係を図-22 (群杭の変位量との関係), 図-23 (单

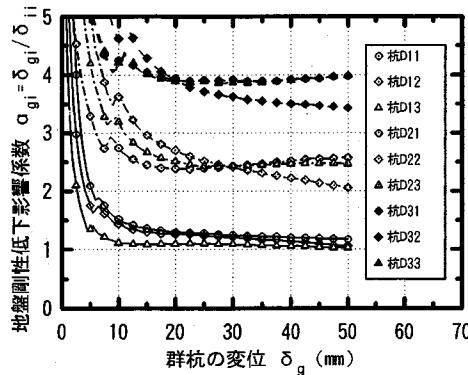


図-22 3×3 杭地盤剛性低下影響係数 ($S/D=2.5$)

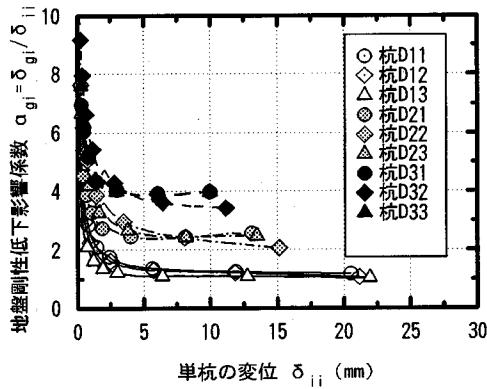


図-23 3×3 杭地盤剛性低下影響係数 ($S/D=2.5$)

杭の変位量との関係)に示す (D_{ii} は図-13 の LiRowi に対応). これから変位量が比較的大きくなると前列, 中列, 後列の順 (荷重方向に対して) に剛性低下係数が小さくなることが判る. 剛性低下係数は同一荷重時の单杭の変位量で除していることからその係数が小さいほど剛性低下の影響が大きいことを意味している.

单杭の変位量との関係は, 実験結果から式 (16) で表現できる.

$$\alpha_{gi} = A + B \cdot \delta_{ii} + C / \delta_{ii} \quad (16)$$

ここに, A , B , C は実験定数 (表-5 に実験値から求めた値を示す), δ_{ii} は单杭の変位量 (mm) である.

図-24 に中行 (L2Rowi) の結果を実測値と比較した例を示す. 実測値に対する近似度がよいことが判る. その他の杭間隔についてもよい近似が得られている.

b) 杭位置との関係

式 (16) の実験定数 (A , B , C) の杭位置および杭間隔との関係を最も表現できる平均的な値は次のようになる (表-5 の平均値).

$$A = 3.04 \quad B = 0.05 \quad C = 1.26$$

α_{gi} を式 (16) の右辺で正規化した値と杭位置との関係をプロットしたのが図-25 である. 図中で n は杭の

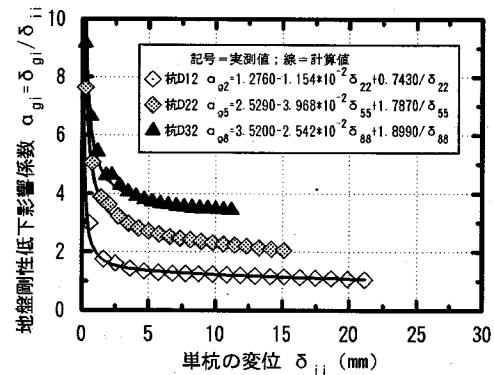


図-24 3×3 杭地盤剛性低下影響係数 ($S/D=2.5$) の比較

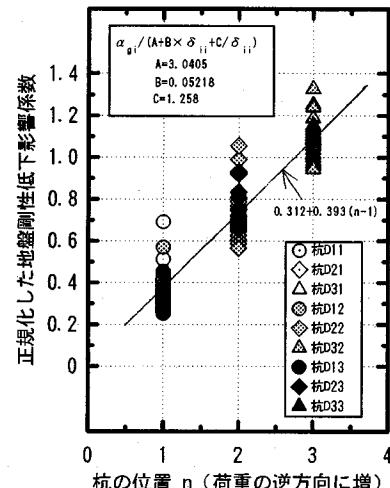


図-25 群杭地盤剛性低下影響係数 ($S/D=2.5$)

列番号を示し, 横軸の番号 3, 2, 1 は前列, 中列, 後列に対応する. 実験式は非常にばらついているデータを代表しているにすぎないが, 群杭の各杭の分担と荷重~変位量の関係を評価するのが目的であることから他の要因の影響等を勘案し, 同図中の式で杭列との関係を表現する. したがって, 杭位置との関係は式 (17) で表される.

$$\alpha_{gi} / (A + B \cdot \delta_{ii} + C / \delta_{ii}) = K_a + K_b \cdot (n - 1) \quad (17)$$

表-6 に杭間隔別の係数 (K_a , K_b) の値を示した.

c) 杭間隔との関係

式 (17) の右辺の係数 (K_a , K_b) は杭間隔の関数である. この係数と杭間隔との実験式と測定値との関係を図-26 に示す. 式 (18) で杭間隔と K_a , K_b との関係を評価することができる.

$$K_a = -1.43 + 8.7 / (S/D) - 10.9 / (S/D)^2$$

$$K_b = -0.28 + 3.0 / (S/D) - 3.2 / (S/D)^2 \quad (18)$$

(4) シミュレーション解析

相互作用係数 α_{ij} , 剛性低下係数 α_{gi} に関する実験式

表-5 実験定数 A, B, C の値

杭間隔	杭位置		実験定数		
	L	ROW	A	B × 10 ⁻²	C
2D	1	1	0.41	1.02	1.05
	2	1	2.36	-0.34	2.21
	3	1	3.03	7.41	1.23
	1	2	0.70	0.27	0.20
	2	2	1.51	-1.63	1.21
	3	2	3.39	-3.99	1.59
	1	3	0.59	1.02	0.32
	2	3	1.47	1.53	1.69
	3	3	3.06	3.02	1.29
2.5D	1	1	1.18	-0.28	1.19
	2	1	1.94	4.21	1.29
	3	1	3.52	3.32	1.11
	1	2	1.28	-1.15	0.74
	2	2	2.53	-3.97	1.79
	3	2	3.52	-2.54	1.90
	1	3	1.08	-0.30	0.43
	2	3	2.08	2.07	1.75
	3	3	3.40	4.40	1.28
4D	1	1	0.65	-1.38	0.09
	2	1	1.06	-0.80	1.14
	3	1	0.72	14.35	1.55
	1	2	0.62	-1.49	0.10
	2	2	1.46	-2.63	0.54
	3	2	1.51	5.56	1.16
	1	3	0.49	-1.23	0.10
	2	3	1.27	-1.30	0.82
	3	3	0.85	14.18	1.37

表-6 K_a , K_b の値

杭間隔	実験定数	
	K_a	K_b
2D	0.20	0.40
2.5D	0.31	0.39
4D	0.07	0.26

が前節までの検討で得られた。この実験式は杭間隔、杭列数、荷重の大きさおよび単杭の変位量の要因を考慮した一つの式で群杭の挙動を評価できることを示している。この式を用いて室内模型実験結果とのシミュレーションを行い式の妥当性に関する検証を行う。

図-27～29 は群杭の荷重と変位量との関係における計算値と実測値を杭間隔別に比較したものである。群杭

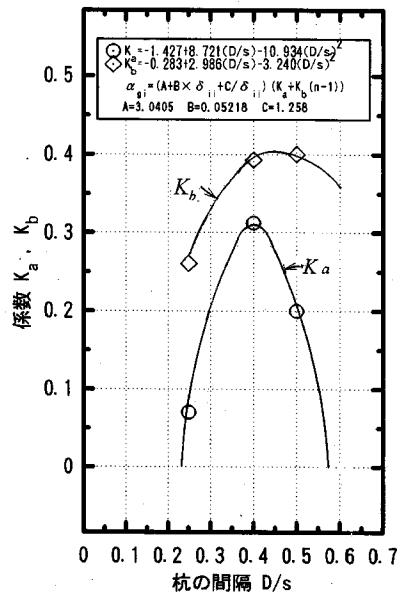


図-26 群杭の地盤剛性低下影響係数

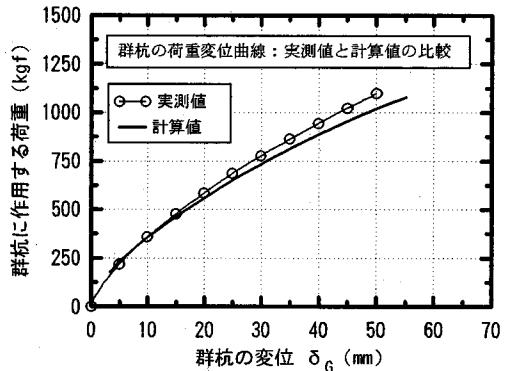


図-27 3×3杭の荷重一変位曲線 (S/D=2.0)

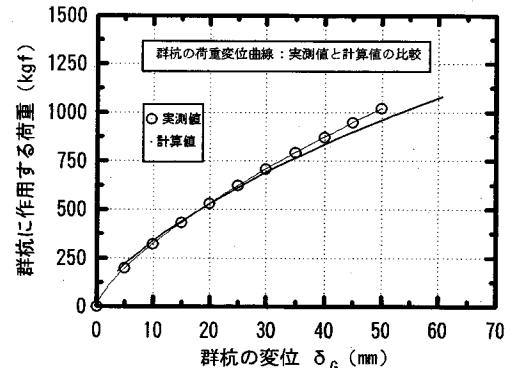


図-28 3×3杭の荷重一変位曲線 (S/D=2.5)

の変位量が 4 mm 以上でいずれもよく実験値の関係をシミュレートしていることが判る。微小変形時は測定の精度がよくないことから除外した。図-30～32 は杭頭荷重（または杭頭変位量）をパラメータとして各列の荷重

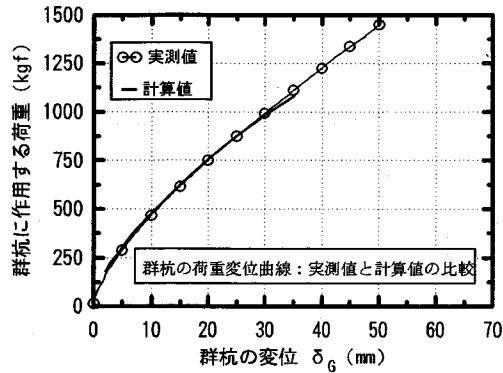


図-29 3×3 杠の荷重一変位曲線 ($S/D=4.0$)

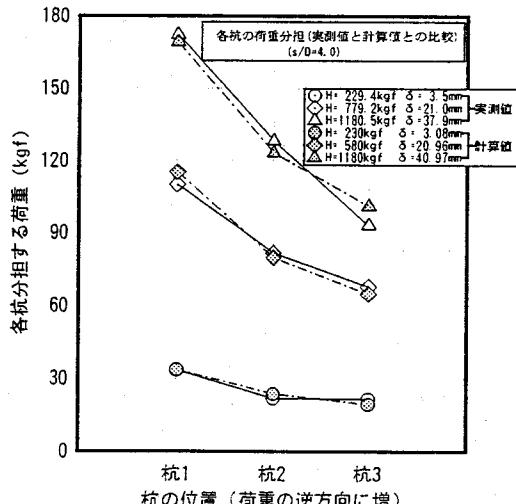


図-32 各杭の荷重分担 (実測値と計算値との比較) $4.0 D$

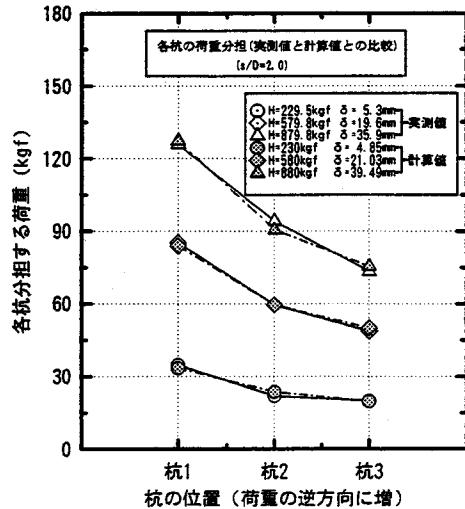


図-30 各杭の荷重分担 (実測値と計算値との比較) $2.0 D$

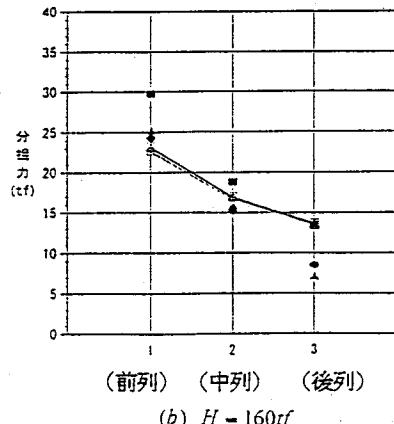
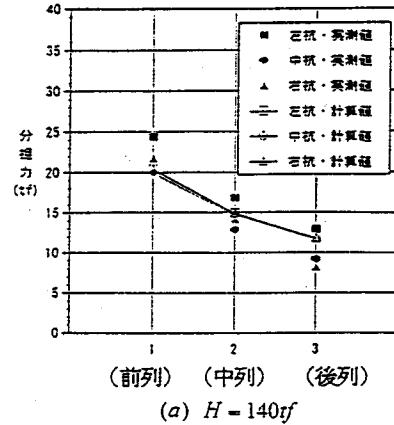


図-33 現場実験結果への本提案式の適用例

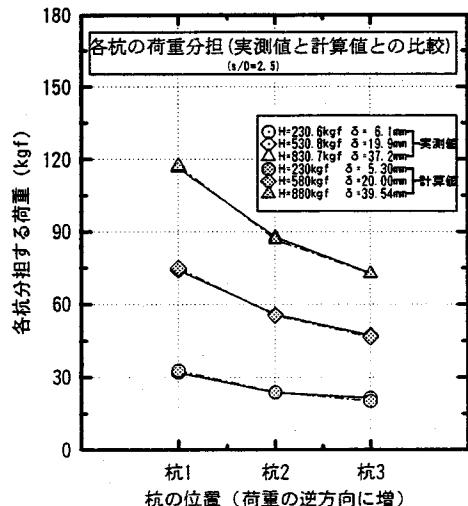


図-31 各杭の荷重分担 (実測値と計算値との比較) $2.5 D$

分担力の相違について実測値と計算値との比較を行ったものである。杭頭荷重が増大するに伴い荷重分担力が変化する傾向や荷重分担力の割合を計算値が実験値をよくシミュレートしていることが判る。

4. 実大杭による実験結果との比較

図-33は文献4), 5)の現場実験(鋼管 $\phi 318$, $t=9$ mmの9本杭)に本論文で提案した実験式を適用した場合の各水平荷重の分担力の1例を示したものである。現場実験は杭頭剛結であり、本提案実験式(杭頭自由)とは異なる。式(11)の k_s は単杭の水平載荷試験(杭頭自由)で得られた杭頭~荷重変位曲線から求めた値の2倍を用いている。2倍とした理由は、単杭を完全剛結とした場合の荷重と変位の関係から得られる k_s が弾性論では2倍になることによる。

同図から、1例ではあるが、杭頭剛結の場合の各杭列の荷重分担をほぼシミュレートできることが判る。荷重は降伏付近の値を用いている。

5. まとめ

本研究から得られた結論をまとめると以下のようになる。

(1) 群杭の大変形時の荷重分担および変位量を評価するためには、隣接杭の変形によって付加される変位の影響を考慮した純粋な相互作用係数と隣接杭同士の塑性域の重なりの影響を考慮した剛性低下係数の2種類の係数を導入する必要がある。また、地盤のせん断剛性で表現した従来のRandolphの荷重分担の式とは異なり、単杭のパネル係数を入れた式を提示し、より設計実務上取り扱いやすく述べた(単杭の水平載荷試験例は多く、ボーリングの土質柱状図程度の情報で単杭の概略の荷重変位曲線の予測も可能である、また、現行の道路橋示方書の地盤反力係数を使用することもできる)。

(2) 相互作用係数 α_{ij} は杭間隔 S 、杭頭作用力 P および荷重方向角 ϕ の関数として次式で表される。各係数は感度分析で50%以内の僅差を目安として本論中の値を修正している。

$$\begin{aligned}\alpha_{ij} = & 0.023 \cdot \{-a + b/(S/D) + c \cdot (P/P_a) \\ & - d/(S/D) \cdot (P/P_a)\} \cdot \exp(3.8\phi/\pi)\end{aligned}$$

$(a=0.12, b=1.0, c=0, d=0)$

(3) 剛性低下係数 α_{gi} は杭間隔 S 、杭頭変位 δ (または杭頭荷重 P)、杭列数 n の関数として次式で評価できる。

$$\begin{aligned}\alpha_{gi} = & (A + B \cdot \delta_{ii} + C/\delta_{ii}) \cdot \{K_a + K_b \cdot (n-1)\} \\ A = & 3, B = 0.05, C = 1.3\end{aligned}$$

$$K_a = 1.4 + 8.7/(S/D) - 11.0/(S/D)^2$$

$$K_b = -0.3 + 3.0/(S/D) - 3.0/(S/D)^2$$

以上の結論は気乾状態の砂地盤における杭頭ヒンジで D が一定の9本杭についてのものであり普遍性のある評価式を得るには残された検討課題が多い。しかし、これらの課題は実験、解析を蓄積していくことで解決できると考える。特に杭頭剛結の場合 Randolph が提示している変位に関する影響係数は杭頭ヒンジに対して単純に全体の係数が20%大きいだけで基本式は同一であり、この課題は変換係数の設定の問題だけのように思われる(上記に示したような形で杭頭剛結の現場実験をほぼシミュレートできた)。また、筆者らは3本の直列杭についてても実験・解析を行っており、3次元の弾塑性FEM解析で荷重分担、変位量の推定に関して評価しうることを示している^[13]。

謝辞:本研究を進めるに際し、実験、解析の両面から群馬大学の鶴飼恵三教授にご指導、ご助言を賜った。また、本研究の当初から首都高速道路公団工務部設計技術課の山崎和夫課長には多大なご援助をいただいた。ここに深甚の謝意を表します。

参考文献

- (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.
- 「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書」, 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会, 平成7年12月.
- 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), (社)日本道路協会, 1995年6月.
- 飯古道則, 関一弘:杭基礎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, pp.822-823, 1991年9月.
- 岡原美知夫, 木村嘉富, 高木繁, 大堀裕康:群杭の水平載荷試験およびシミュレーション解析, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1371-1384, 1993年3月.
- 小笠原政文, 飯古道則, 五瀬伸吾, 川口光雄:杭基礎の耐力に関する研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1467-1477, 1991年3月.
- 斎藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, Feng YI:杭基礎の水平方向大変形時の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1395-1408, 1993年3月.
- 木村亮:水平力を受ける群杭の挙動に関する基礎的研究, 京都大学学位請求論文, 1993.
- 山崎和夫, 植木博, 斎藤亮, 五瀬伸吾:群杭基礎の水平方向荷重分担に関する実験的研究, 土木学会第49回年次学術講演会, pp.1032-1033, 1994年9月.
- Poulos, H.G.: Behavior of laterally loaded piles : II-pile groups. J. Soil Mech. Fah. Div. ASCE, Vol.98, No. SM4, pp.341-360, 1971.
- Randolph, M.F.: The response of flexible piles to lateral

- loading, *Geotechnique* 31, No.2, pp.247-259, 1981.
- 12) 岸田英明, 中井正一:地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, 第281号, pp.41-53, 1979年7月.
- 13) 鶴飼恵三, 斎藤亮, 五瀬伸吾, 若井明彦:群杭・単杭の水平載荷実験と解析, 第7回計算力学シンポジウム論文集, pp.223-228, 1993.11.

(1995.2.20受付)

STUDY ON LATERAL RESISTANCE PROPERTIES OF PILE GROUPS

Hiroshi UEKI, Akira SAITOU and Shingo GOSE

An empirical equation that predicts the load distribution as well as the later deformations of laterally loaded pile groups from middle to large deformation has been derived in this paper. A new parameter α_{gi} (factor of stiffness reduction) that considers the superposition of the strain field in a soil layer, especially in the plastic zone, was introduced in the equation as well as the pure interaction factor α_{ii} between piles. As for the interaction factor α_{ii} , expressions based on elastic theory have been proposed by several researchers, the representative one was by Randolph. However, the test results show that under large deformation the interaction between piles was largely affected by the plasticization of soils.

The empirical equation was expressed as a function of pile internal distance, the number of pile rows, direction of load and load.

The expression was based on the test results of one kind of soils. The prediction gives good agreements with experiment data in load deformation relations and load distribution between piles.