

# 砂地盤中の単杭のp-y関係のモデル化

神田 政幸<sup>1</sup>・竹村 次朗<sup>2</sup>・日下部 治<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>2</sup>正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科(〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1)

<sup>3</sup>正会員 Ph.D 東京工業大学教授 工学部土木工学科(〒152-8552東京都目黒区大岡山2-12-1)

本研究では、水平力を受ける砂地盤中の単杭の水平地盤反力-水平変位関係( $p$ - $y$ 関係)に与える地盤の相対密度、杭径の影響を明らかにすることを目的として、一連の違心模型実験装置を用いた分割杭の水平載荷実験を実施した。得られた $p$ - $y$ 関係を双曲線にてモデル化し、これを用いて別途実施した単杭の杭頭水平載荷実験を広範囲にシミュレート可能であることを示した。この結果を利用して $p$ - $y$ 関係の一つである、バイリニア型 $p$ - $y$ モデルの適用性・問題点を検討した。また双曲線型 $p$ - $y$ モデルのパラメータとなる初期地盤反力係数および極限地盤反力の評価を試みた。

**Key Words :** single pile, lateral resistance,  $p$ - $y$  curve, sand, relative density, ,pile diameter, centrifuge model test

## 1. 序論

現在、水平力を受ける杭基礎の設計では、地盤をバネと仮定したWinklerモデルを用いるのが一般的である。この方法は比較的計算モデルが簡易であり、設定パラメータがFEMと比較して少なく、考慮した水平変位以内では、得られる解に設計者間のばらつきが少ない利点がある。1995年の阪神淡路大震災<sup>1),2)</sup>を契機としてこのクラスの大地震では水平変位を許容する設計体系に移行しつつある<sup>3),4)</sup>。それに伴い杭の水平地盤反力と水平変位関係である $p$ - $y$ 関係も線形から非線形領域まで包括したモデルが必要となり、最近になって大変位を考慮した杭基礎の水平抵抗に関する研究が増加してきた<sup>5),6)</sup>。一方、基礎設計を取り巻く現状は、世界的に仕様設計から限界状態設計法を代表とする性能設計に移行しつつあり<sup>7)</sup>、震災を被る可能性が高い我が国では、大地震時の杭基礎を含む基礎の水平抵抗挙動、特に小変位から大変位までの連続的な変形の把握および評価が急務となっている<sup>5),7),8)</sup>。これらを踏まえ、杭基礎の設計法の問題点・課題を列挙すると以下のようになる。即ち、(1)小変位から大変位時の杭基礎の $p$ - $y$ 関係の蓄積、(2)現行設計法で用いられる $p$ - $y$ 関係の各パラメータの設定、並びにこの影響の把握、そして(3)正確な $p$ - $y$ 関係の評価とモデル化である。

(1)については、最近になって比較的大きな水平変位を杭基礎に与えた現場水平載荷実験が増加してきたが、小変位から大変位までの連続的な杭基礎の $p$ - $y$ 関係の評価には至っていない。杭基礎の水平載荷実験による $p$ - $y$ 関係の評価では、曲げモーメントの深さ方向の微分および積分をそれぞれ2回行うことにより $p$ - $y$ 関係を導くことが常套手段として用いられてきた。この場合杭の曲げモーメントの深さ方向の変化が比較的大きな杭頭付近では、微分および積分には誤差は入りにくいが、変動の小さな杭深部では特に微分の際に誤差が入りやすく、得られる地盤反力の信頼性はあまり高くない<sup>9)</sup>。以上のことと加え、実地盤内の土の強度および剛性のばらつきは他の土木材料と比較して大きく、このため現場での杭基礎の水平載荷実験より得られる $p$ - $y$ 関係に影響すると考えられる多くの要因(杭径、深さ、地盤の物性、例えば内部摩擦角 $\phi$ や弾性係数 $E$ )を定量的に評価することは非常に難しい。

(2)は現行設計法で定められた $p$ - $y$ 関係の変動の影響についての報告がないという問題である。これまで杭の $p$ - $y$ 関係に関する研究では、水平載荷実験の結果と比較し、提案モデルの適用性を述べたものが主であった。(1)で述べた $p$ - $y$ 関係のばらつきを考慮しつつ、入力値の変化によって予測値がどの程度変化するかということは設計法の信頼性という点で極めて重要である。

(3)は、杭のp-y関係の正確な評価方法の確立という点であるが、今後考慮すべき荷重レベルの増大、それに伴う水平変位の増加、また杭の大口径化に加え、さらに動的解析をも念頭に入れたp-y関係の評価が重要課題となっている。このような点を考慮した正確なp-y関係のモデル化、つまり杭と地盤との相互作用の評価があつてこそ、現在進められている杭基礎の信頼性設計法や限界状態設計法といったより高度な設計体系の確立へと結びつくものと考えられる。

前報<sup>10),11)</sup>では比較的密な砂地盤中の単杭の水平抵抗を対象として、そのp-y関係における初期地盤反力係数および極限地盤反力に及ぼす杭径や深さの影響を調べることを目的とし、分割杭による水平載荷実験を遠心力場にて実施し、比較的大きな変位までの水平抵抗と水平変位を計測し、直接的に単杭のp-y関係を求めた。この他に別途、単杭の水平載荷実験を行い、分割杭の水平載荷実験より求めたp-y関係を用いて単杭の水平載荷実験のシミュレーションを試み、分割杭によって得られたp-y関係の妥当性を検証し、以下のことが得られた。つまり、初期地盤反力係数は各点での初期鉛直有効応力の平方根にほぼ比例して増加する。同様に極限地盤反力も深さと共に増加するが、Broms(1964)<sup>12)</sup>が仮定した深さに対して直線的な増加とはならず、破壊メカニズムの変化と共に浅い部分では増加割合が徐々に大きくなり、その後直線的な増加傾向を示す。また、同一深さにおける初期地盤反力係数は杭径にほぼ逆比例するが、地盤反力係数を定める基準変位量を10mmとした場合には、地盤反力係数は換算杭径100~500mmの範囲でほぼ杭径の-3/4乗に比例し、Yoshida&Yoshinaka (1972)<sup>13)</sup>の実験結果を支持する結果となった。さらに初期地盤反力係数はnyで、極限地盤反力はnyDで無次元化することによって得られた無次元化した初期地盤反力係数および極限地盤反力は換算杭径nDの増加と共に減少する、いわゆる寸法効果があることを示した。ここでnは遠心加速度比、γは土の単位体積重量、Dは模型杭径である。以上の2つのパラメータ、即ち初期地盤反力係数および極限地盤反力を用いた双曲線により単杭のp-y関係を精度良く表すことができることを示した。次にこれを用いて剛性の異なる単杭の水平載荷挙動を杭頭変位が杭径の20%と比較的大きな水平変位まで精度良く予測することを示し、分割杭によって直接計測されたp-y関係の妥当性を確認した。

本報告では、砂地盤中の水平力を受ける単杭を対象とし、種々の遠心力場のもと模型寸法である杭径Dを10mmおよび20mmと変化させ、さらに地盤の相対密度D<sub>r</sub>についても比較的緩い相対密度60%の砂地盤においても分割杭の水平載荷実験を行い、単杭のp-y関係を求めた。分割杭により得られたp-y関係より初期地盤反力係数k<sub>hi</sub>および極限地盤反力p<sub>max</sub>を求め、これらに与える相対密度D<sub>r</sub>、換算杭径nDおよび深さzの影響をD<sub>r</sub>=85%の密な地盤での結果と比較した。また、初期地盤反力係数および極限地盤反力をパラメータとする双曲線にてモデル化し、これとあわせて現行設計の代表的なp-y関係の一つであるバイリニア型p-yモデルの地盤反力係数k<sub>hb</sub>および極限地盤反力p<sub>maxb</sub>を変動させ、単杭の水平載荷実験と比較し、k<sub>hb</sub>およびp<sub>maxb</sub>の変化が単杭の水平抵抗挙動に及ぼす影響について論じ、最後に双曲線型p-yモデルの主要パラメータであるところの初期地盤反力係数および極限地盤反力を試みた。

数k<sub>hi</sub>および極限地盤反力p<sub>max</sub>を求め、これらに与える相対密度D<sub>r</sub>、換算杭径nDおよび深さzの影響をD<sub>r</sub>=85%の密な地盤での結果と比較した。また、初期地盤反力係数および極限地盤反力をパラメータとする双曲線にてモデル化し、これとあわせて現行設計の代表的なp-y関係の一つであるバイリニア型p-yモデルの地盤反力係数k<sub>hb</sub>および極限地盤反力p<sub>maxb</sub>を変動させ、単杭の水平載荷実験と比較し、k<sub>hb</sub>およびp<sub>maxb</sub>の変化が単杭の水平抵抗挙動に及ぼす影響について論じ、最後に双曲線型p-yモデルの主要パラメータであるところの初期地盤反力係数および極限地盤反力を試みた。

## 2. 水平力を受ける単杭の水平抵抗に関する相似則

はじめに実物の1/nの幾何学的に相似である模型杭を実物と全く同じ土質構成で作製し、これをnGの遠心加速度場において場合の実物と模型の関係を考える。遠心力場における深さzの土の自重による鉛直有効応力σ<sub>v</sub>は添字pを実物、mを模型とすると

$$\sigma_{vm}' = \gamma_m' \cdot z_m = n \gamma_p' \cdot \frac{z_p}{n} = \sigma_{vp}' \quad (1)$$

となる。模型と実物の材料構成が同じで、同一の応力-ひずみ関係が仮定できれば、鉛直有効応力が等しいことから両者の水平土圧も等しくなる。したがって、すべての方向について有効応力が実物と同一となる。一方、土要素のひずみεおよびこれを長さで積分した変形量Sは

$$\epsilon_m = \epsilon_p \quad (2)$$

$$S_m = S_p / n \quad (3)$$

となる。水平力が杭頭に作用する場合、単杭の各点での水平変位yは長さの次元を有することから模型と実物には、

$$y_m = y_p / n \quad (4)$$

の関係がある。このとき模型および実物の地盤内に生じるひずみは等しく、同一の応力-ひずみ関係を仮定していることから地盤反力pは、

$$P_m = P_p \quad (5)$$

となる。地盤反力pの最大値である極限地盤反力p<sub>max</sub>についても同様に、

$$P_{max,m} = P_{max,p} \quad (6)$$

を得る。地盤反力係数k<sub>h</sub>については、

$$k_{hm} = \frac{P_m}{y_m} = \frac{P_p}{y_p/n} = nk_{hp} \quad (7)$$

となり、遠心模型内の地盤反力係数 $k_{hm}$ は実物の地盤反力係数 $k_{hp}$ の $n$ 倍となる。

遠心模型内での杭の $p$ - $y$ 関係を直線で近似し、以下の $p$ - $y$ 関係を遠心力場における土の単位体積重量 $n\gamma$ と杭径 $D$ の積で除すと、

$$P_m = k_{hm} y_m \quad (8-1)$$

$$(P_m/n\gamma D_m) = (k_{hm}/n\gamma)(y_m/D_m) \quad (8-2)$$

$$(P_p/\gamma D_p) = (k_{hp}/\gamma)(y_p/D_p) \quad (8-3)$$

となり、

$$k_{hm}/n\gamma = k_{hp}/\gamma \quad (9-1)$$

$$y_m/D_m = y_p/D_p \quad (9-2)$$

$$P_m/n\gamma D_m = P_p/\gamma D_p \quad (9-3)$$

を得る。したがって、模型における $k_{hm}/n\gamma$ ,  $y_m/D_m$ および $P_m/n\gamma D_m$ は実物の地盤反力係数 $k_{hp}$ , 水平変位 $y_p$ および地盤反力 $P_p$ を無次元化した $k_{hp}/\gamma$ ,  $y_p/D_p$ および $P_p/\gamma D_p$ と等しくなり、これらのパラメータを選択することにより、異なる遠心力場 $nG$ での地盤反力係数 $k_{hm}$ , 水平変位 $y_m$ および地盤反力 $P_m$ を実物寸法で比較できることになる。本研究ではこれらの無次元量を用いて結果の整理を行った。

一方、同一の弾性係数 $E$ を有する模型杭、実杭の曲げ剛性 $EI$ の相似則は、断面2次モーメント $I$ に依存する。つまり、杭径 $D$ については模型と実物で、

$$D_m = D_p / n \quad (10)$$

の関係があり、長さの4乗の次元を有する断面2次モーメント $I$ は、

$$I_m = I_p / n^4 \quad (11)$$

となる。したがって、曲げ剛性 $EI$ は、

$$EI_m = EI_p / n^4 \quad (12)$$

となる。本研究に關係する $nG$ 場での遠心模型と重力場の実物に関する相似則を実物と同じ材料を用いた場合についてTable 1に示す。ここで、同じ長さのディメンジョンを有する粒子寸法に関する相似率が長さの相似率と異なることになり、この影響即ち粒子寸法効果が実験結果に現れる可能性があることに注意しなくてはならない。

Table 1 Similitude rule in centrifuge modeling

	Proto-Type	Model
Acceleration	1	$n$
Mass	1	$1/n^3$
Force	1	$1/n^2$
Moment	1	$1/n^3$
Flexural rigidity	1	$1/n^4$
Stress	1	1
Strain	1	1
Unit weight, Coefficient of subgrade reaction	1	$n$
Length	1	$1/n$
Grain size	1	1

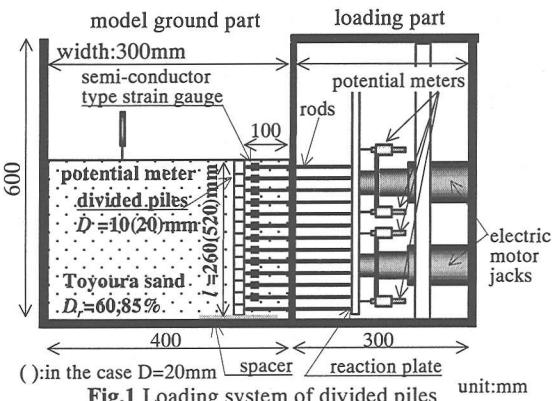


Fig.1 Loading system of divided piles unit:mm

### 3. 種々の地盤条件での分割杭の水平載荷実験

#### (1) 分割杭および載荷システム

分割杭<sup>11)</sup>は高さ20(40)mm、直径10(20)mmの円形コラムおよびこのコラムと推力用ジャッキを繋ぐロッドからなり、地盤反力はロッドに張り付けた半導体ひずみゲージにて、水平変位はロッド端部の反力板に取り付けたポテンショメータにて測定している。なお、括弧内の数値は直径20mmの分割杭の場合を示す。Fig.1に示すように分割杭を鉛直方向に13個並べ单杭を模し、電動ジャッキにて強制変位を反力板に与えることによって单杭の $p$ - $y$ 関係を測定した。なお、分割杭、載荷システムの構成および性能の詳細については前報<sup>11)</sup>に述べられている。

#### (2) 模型地盤の作製

地盤材料は土粒子密度 $\rho_s=2.645\text{g/cm}^3$ 、最大間隙比 $e_{max}$ 、最小間隙比 $e_{min}$ がそれぞれ0.973、0.609の豊浦砂である。予め遠心模型実験装置のプラットホーム上に設置した剛性容器内の土層スペース( $L400\times W300\times H600\text{mm}$ )に空中落下法にて相対密度 $D_r=85$ 、60%を目標に模型砂地盤を作製した。作製後、相対密度を測定したと

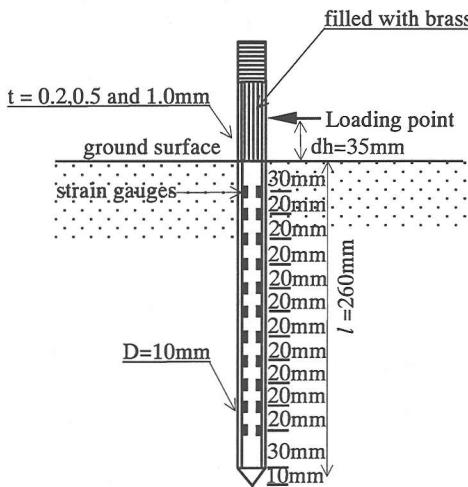


Fig.2 Modeled pile

ころ目標相対密度 $D_r=85\%$ はサンプル数28について81～92%の範囲にあり平均値が86.6%，標準偏差 $\sigma$ が2.5%であった。一方、 $D_r=60\%$ はサンプル数23について56～66%の範囲内にあり、平均値が61.3%，標準偏差 $\sigma$ が2.6%であった。サンドホッパーを用い作製した砂地盤の地盤強度のばらつきを調べた研究<sup>14),15)</sup>によると、同一の作製方法を用いた場合、相対密度が±2.5%の範囲内では模型地盤の力学特性と相対密度 $D_r$ の間には相関はなくほぼ同一の地盤強度と見なせ、計測相対密度の差は相対密度の算出のための土層重量、体積計測誤差の影響であるとの結論を得ている。本研究では相対密度の最大値および最小値の範囲は $D_r=85 \pm 5\%$ 、 $60 \pm 5\%$ 程度と広いものの、標準偏差 $\sigma$ は2～3%と小さく、平均値を中心にして狭い範囲で計測相対密度が分布した。

今、土層重量を $W$ 、面積を $A$ 、土粒子の比重 $G_s$ 、土層の高さを $H$ とすると、土層の相対密度 $D_r$ は以下で計算される。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{1}{e_{\max} - e_{\min}} \left\{ e_{\max} - \left( \frac{G_s \gamma_w H A}{W} - 1 \right) \right\} \quad (13)$$

式(13)において、層厚 $H$ および重量 $W$ で全微分をとると、

$$dD_r = \frac{1}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot \frac{G_s \gamma_w A}{W^2} (-WdH + HdW) \quad (14)$$

となる。本研究では土層断面積 $A=300 \times 400\text{mm}$ 、平均的な土層重量は $D_r=85\%$ で $W=944.7\text{N}$ 、 $D_r=60\%$ で $W=896.0\text{N}$ であり、土層の層厚 $H=540\text{mm}$ である。使用した秤の最小計測質量は $dW=5\text{g}$ 、表面の整形不良による層厚の誤差は最大 $dH=2\text{mm}$ とすると、 $D_r=85\%$ で $dD_r=1.7\%$ 、 $D_r=60\%$ で $dD_r=1.8\%$ の計測誤差が生じることとなる。式(14)中の第1項および第2項を比較すると、そ

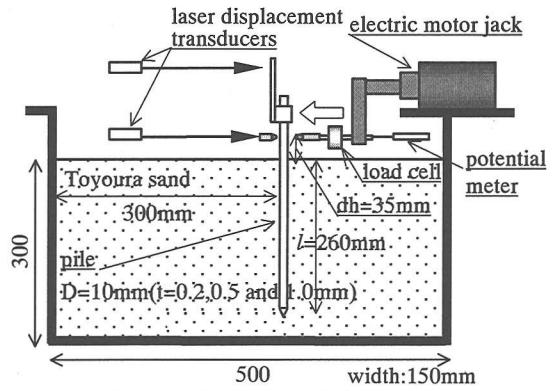


Fig.3 Loading system of single pile

れぞれの絶対値は第1項が第2項より大きいことから計測相対密度のばらつきは地盤表面の凹凸による体積計測誤差の影響が重量計測誤差の影響より大きいことは明らかである。以上の考察より本研究で同一条件のもと作製した模型砂地盤は、同一の遠心力場では地盤強度の差は小さく、本研究で行った分割杭の水平載荷実験ではむしろ地盤中に局所的に存在する地盤強度の違いから生じる地盤反力の差をできるだけ小さくする正確な地盤作製法が必要となる。本研究ではこのようなばらつきを考慮して同一実験条件の分割杭の水平載荷実験を少なくとも2回行い再現性を確認した。

### (3) 実験方法および載荷方法

空中落下法により、鉛直に並んだ分割杭の上面まで模型地盤を一様に作製した後、所定の遠心加速度 $nG$ 場まで上昇させ、毎分0.1Dの載荷速度にて杭径 $D$ の50%以上の水平変位を分割杭に付与させた。遠心加速度は重力場、10(5)、25(12.5)および50(25)Gと変化させている。なお、 $D_r=85\%$ 、 $D=20\text{mm}$ 、 $n=25$ のケースはジャッキの載荷能力の限界に達したため杭径 $D$ の20%までしか載荷できなかった。Table2(a)に分割杭による水平載荷実験の条件を示す。

### (4) 单杭の杭頭水平載荷実験

本研究では分割杭の水平載荷実験とほぼ同一の地盤に対して单杭の杭頭水平載荷実験を行い、これに對して分割杭の水平載荷実験から得られた $p-y$ 関係を用いてシミュレーションを実施している。Fig.2に单杭の水平載荷実験に用いた模型杭を示す。外径 $D=10\text{mm}$ のステンレス鋼管から成り、肉厚 $t=0.2\text{mm}$ 、 $0.5\text{mm}$ 、 $1.0\text{mm}$ の3種類の曲げ剛性の異なる模型杭(曲げ剛性 $EI$ はそれぞれ $15.2$ 、 $34.7$ 、 $59.6\text{Nm}^2$ )を用いた。

**Table 2(a)** Conditions for divided pile loading tests

Test code	Pile diameter $D$ (mm)	Relative density $D_r$ (%)	Centrifugal acceleration ratio $n$	Test code	Pile diameter $D$ (mm)	Relative density $D_r$ (%)	Centrifugal acceleration ratio $n$
H00011_1	10	89	1	H60011_1	10	65	1
H00011_2		89		H60011_3		62	
H00011_3		88		H60011_5		65	
H00101_1		91	10	H60101_1		62	10
H00101_2		92		H60101_2		65	
H00101_3		89		H60101_3		65	
H00251_1	20	84	25	H60251_1	20	62	25
H00251_2		87		H60251_2		63	
H00251_3		89		H60251_3		62	
H00501_1		88	50	H60501_1		66	50
H00501_2		88		H60501_2		63	
H00501_3		86		H60501_3		63	
H00501_4	30	85	1	H60501_4	30	57	1
H00501_5		88		H60012_1		59	
H00501_9		86		H60012_2		60	
H00012_1		83		H60012_3		59	5
H00012_2		84	5	H60052_1		59	
H00012_3		86		H60052_2		59	
H00052_1	40	85	12.5	H60122_1	40	59	12.5
H00052_2		88		H60122_2		56	
H00122_1		88		H60252_1		58	25
H00122_2		89	25	H60252_2		58	
H00122_3		81		H60252_3		60	
H00252_1		85	25				
H00252_2		85					

**Table2(b)** Conditions for single pile loading tests

Test code	Pile diameter $D$ (mm)	Pile thickness $t$ (mm)	Flexural rigidity $EI$ ( $Nm^2$ )	Relative density $D_r$ (%)	Centrifugal acceleration ratio $n$
H0001102	10	0.2	15.2	85	1
H0001105		0.5	34.7	86	1
H8501110		1.0	59.6	88	1
H8510102		0.2	15.2	88	10
H8510105		0.5	34.7	88	10
H0025105		0.5	34.7	83	25
H8550102		0.2	15.2	88	50
H8550105		0.5	34.7	88	50
H8550110F		1.0	59.6	87	50
H6001102		0.2	15.2	62	1
H6001105		0.5	34.7	60	1
H6010105		0.5	34.7	63	10
H6025102		0.2	15.2	60	25
H6025105		0.5	34.7	61	25
H6050102		0.2	15.2	60	50
H6050105F		0.5	34.7	60	50
H6050110F		1.0	59.6	60	50

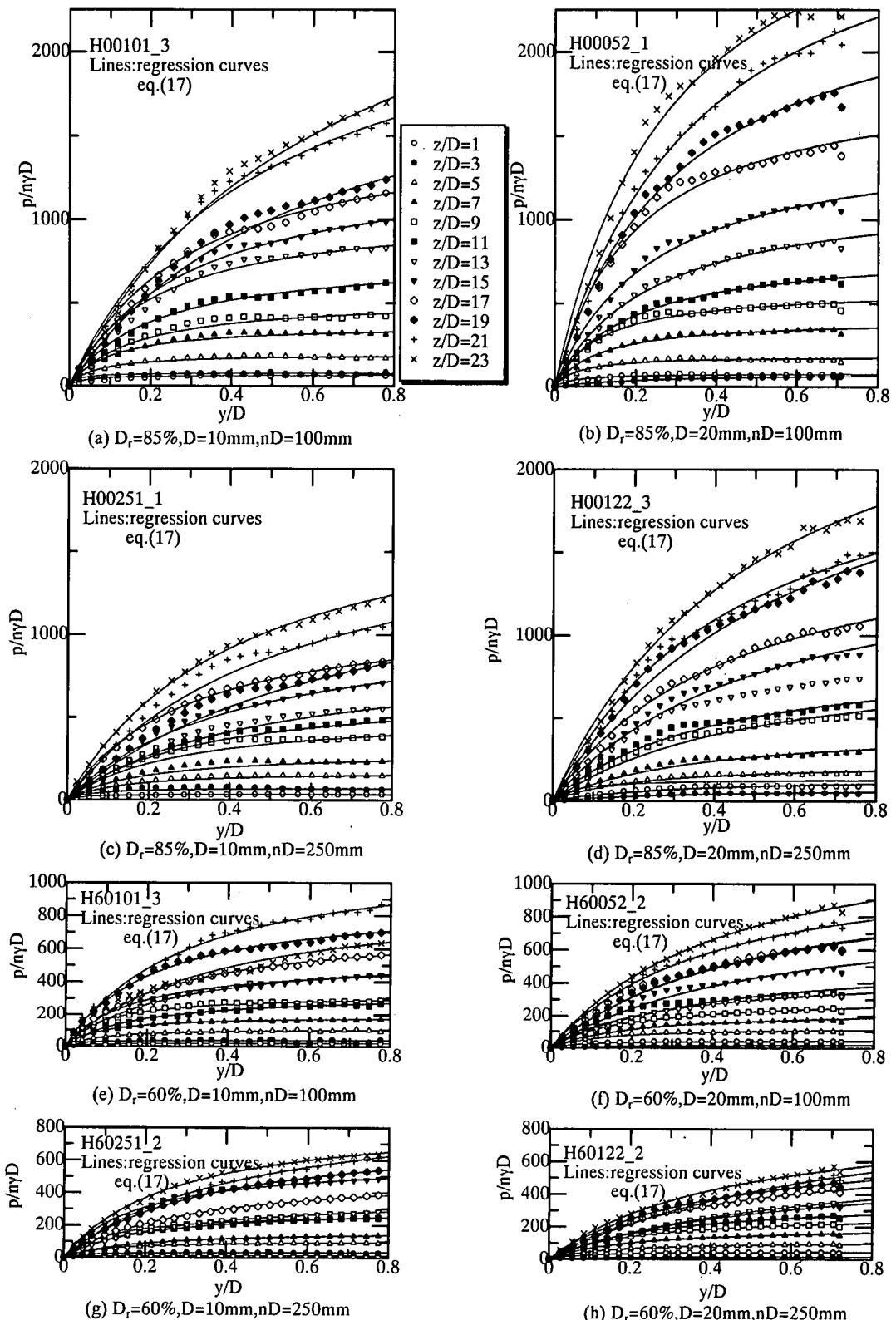


Fig.4 Relationships between  $p/nyD$  and  $y/D$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ )

載荷中の杭体に生じる曲げひずみを測定するために、1力所につき2枚のひずみゲージ(共和KFG-2-350-C1-16)を深さ方向に11力所鋼管内面に貼付し載荷点から地盤表面にあたる部分には、杭頭部での曲げによるたわみを極力小さくするために真鍮を埋め込み杭の曲げ剛性を向上させた。これをFig.3に示すような剛性容器内の所定の位置にセットし、分割杭の水平載荷実験と同様の方法で地盤を作製した。なお、その根入れ長 $l$ は260mmである。模型地盤作製後、遠心加速度を上昇させ所定の遠心加速度に到達した後、剛性容器に取り付けた電動ジャッキにて載荷高さ $dh=35\text{mm}$ の点に毎分0.1Dの載荷速度で、計測した杭体の最大ひずみが約1000 $\mu$ となるまで水平変位を付与し、その後除荷を行っている。単杭の水平載荷実験の条件をTable2(b)に示す。なおテストコードにFが付く実験ケースは杭体が破壊するまで杭頭水平載荷を行った。載荷中、載荷点の水平変位 $Y_0$ はボテンシャル式変位計(データインストルメント社)で、載荷点の杭の回転角は2つのレーザー変位計(キーエンスLB-01)で、杭頭水平反力はロードセル(共和LU-20KSB34D)にてそれぞれ計測した。

#### 4. 実験結果および考察

##### (1) 単杭の $p-y$ 関係、初期地盤反力係数および極限地盤反力に与える相対密度、杭径の影響

模型杭径 $D=10(20)\text{mm}$ を用いて10(5)および25(12.5)Gの遠心加速度場にて相対密度 $D_r=60, 85\%$ と変化させた際、得られた $p-y$ 関係をFig.4(a)～(h)にそれぞれ示す。隣り合った図(a)(b), (c)(d), (e)(f)および(g)(h)はそれぞれ換算杭径 $nD$ が100mmあるいは250mmで新しい、いわゆるmodeling of modelsの結果である。なお、地盤反力 $p$ 、および分割杭の水平変位 $y$ は $nyD$ および $D$ でそれぞれ無次元化した。若干のばらつき、例外もあるが深いほど地盤反力は大きくなり、 $D_r=85\%$ の $p-y$ 関係は $D_r=60\%$ のそれより明らかに大きい。また、載荷初期には地盤反力は載荷変位に対して直線的に増加し、比較的浅い部分では杭径の1～2%程度で地盤反力の増加割合が低下する非線形性が確認でき、さらに載荷すると極限地盤反力 $p_{max}$ に達し、地盤反力はほぼ水平となる。一方、深い部分では載荷と共に徐々に地盤反力の増加割合は低下するものの、杭径 $D$ の80%の水平変位を与えても地盤反力はなお増加している。同一水平変位 $y/D$ における無次元化した地盤反力の大きさは換算杭径 $nD$ の増大に伴い減少することがわかる。

modeling of modelsを比較すると $D_r=85\%$ において模型寸法が大きい $D=20\text{mm}$ の $p-y$ 関係は $D=10\text{mm}$ のそれより

大きくなり、一方 $D_r=60\%$ では若干 $D=20\text{mm}$ の $p-y$ 関係が逆に小さくなっている。 $D_r=85\%$ の場合、圧縮性は小さくせん断によりむしろ膨張し、圧縮性が大きな $D_r=60\%$ に比べると杭の変位に伴う地盤の変位はかなり遠方まで及ぶことが考えられる。分割杭から壁面までの距離 $S$ は $D=10\text{mm}, 20\text{mm}$ の双方でほとんど差はないが、 $D_r=85\%$ では、杭径 $D$ を10mmから20mmに大きくしたことで、容器壁面までの距離 $S$ と杭径 $D$ の比 $S/D$ が小さくなり容器壁面の影響が $p-y$ 関係に現れたものと考えられる。この影響は、応力レベルの小さな $nD=100\text{mm}$ で顕著である。

前報<sup>11)</sup>では比較的密な砂地盤中の単杭の $p-y$ 関係を双曲線にてモデル化を行った。今回新たに行つた $D_r=60\%$ についても同様に初期部にわずか杭径 $D$ の1%程度ではあるが直線部が存在し、その後載荷に伴い地盤反力の増加割合は徐々に低下していく。また、この傾向は $z/D$ の小さな浅いところほど顕著である。これらは $D_r=85\%$ で得られた特徴と定性的には同様のものであり、 $D_r=60\%$ の緩詰め砂地盤中の単杭の $p-y$ 関係も双曲線に近い形状となることが推察された。

本研究では実測 $p-y$ 関係の初期部の傾き、即ちFig.4で得られる地盤反力が水平変位に対して直線的に増加する領域の勾配を初期地盤反力係数 $k_{hi}$ と定義した。Fig.5(a)～(d)は無次元化した初期地盤反力係数 $k_{hi}/ny$ と深さ $z/D$ の関係を両対数軸上にプロットし、換算杭径 $nD$ 毎に表示したものである。横軸 $z/D$ はその点での初期鉛直有効応力 $\sigma_{v0}'$ を $nyD$ で除したものと同様である。これよりばらつきはあるものの初期地盤反力係数の対数は深さの対数に対して直線的に増加し、密な地盤から比較的緩い地盤での初期地盤反力係数の深さに関する傾きはほぼ等しいことがわかる。また、明らかに同一 $z/D$ における無次元化した初期地盤反力係数は換算杭径 $nD$ の増加と共に低下する、いわゆる寸法効果(応力レベルによる寸法効果)が見られる。なお、 $D_r=60\%, nD=10\text{mm}$ のケースでは載荷初期部で大きなばらつきが見られ信頼できる初期地盤反力係数を得ることができなかった。弾性係数が $E_s$ である半無限弾性地盤上の梁(載荷幅 $D$ 、曲げ剛性 $EI$ )と等価な地盤反力係数 $k_h$ は、地盤のポアソン比 $\nu$ を用いて、式(15)で表されている<sup>16), 17)</sup>。

$$k_h = 0.65 \frac{E_s}{(1-\nu_s)D} \sqrt{\frac{E_s D^4}{EI}} \quad (15)$$

一方、現行設計法<sup>3), 4)</sup>における地盤反力係数は弾性係数 $E_s$ の1乗および杭径 $D$ の-3/4乗に比例する形をとる。また、砂の弾性係数 $E_s$ が有効拘束圧の平方根に比例する研究成果<sup>18), 19)</sup>を考慮すれば、初期地盤反力係数は弾性係数の関数であり、有効応力つまり深さの平方根にはほぼ比例することが推察できる。

上述した考察から無次元化した初期地盤反力係数 $k_{hi}/ny$ について式(16)に示す指數関係を仮定し、Fig.5の

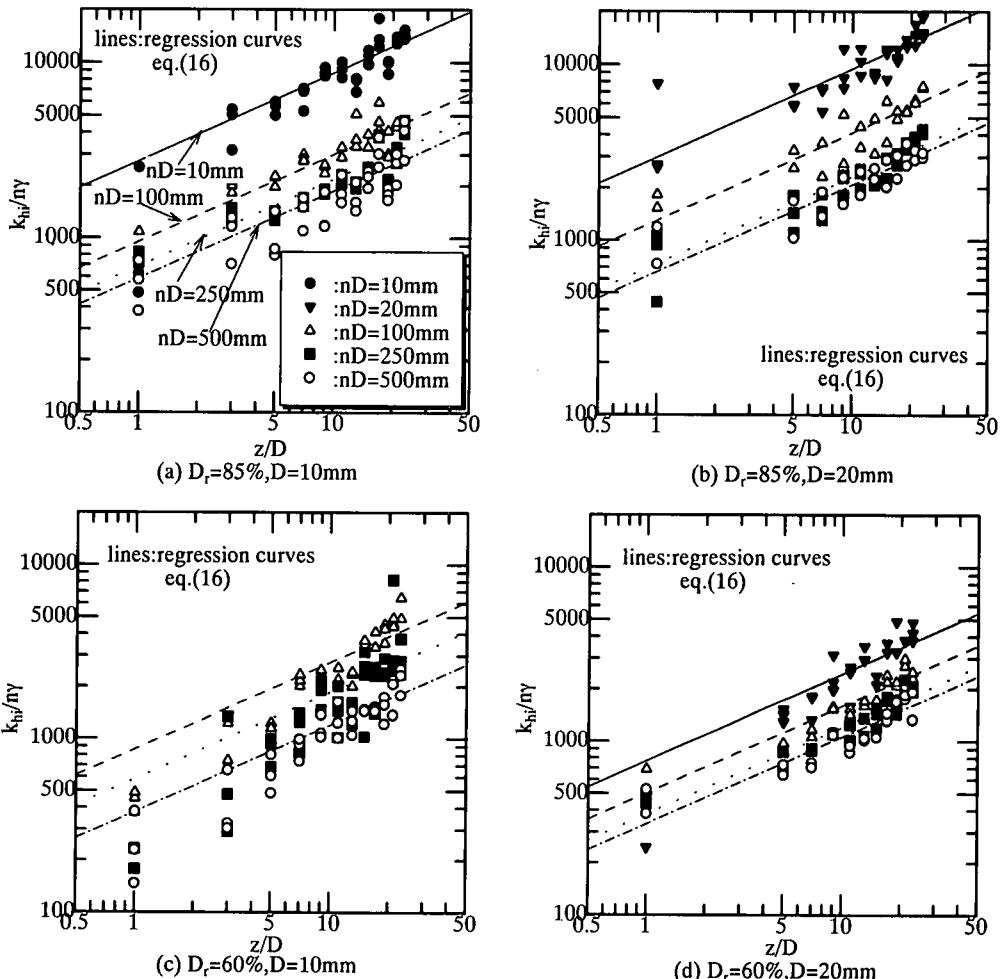


Fig.5 Relationships between  $k_{hi}/n\gamma$  and  $z/D$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ )

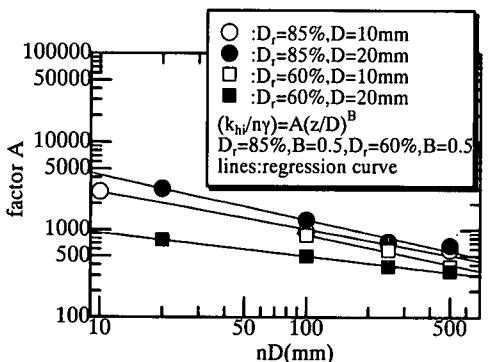


Fig.6 Relationships between factor A and nD

直線で示すように最小自乗法によりフィッティングを行つた<sup>11)</sup>。

$$k_{hi}(z)/n\gamma = A(z/D)^B \quad (16)$$

ここで、 $A$ 、 $B$ は換算杭径、地盤条件によって変化するパラメータであり、本研究の範囲では $D_r=85\%$ 、 $60\%$ とともに

ほぼ $B=0.5$ となった。 $A$ には遠心加速度比 $n$ 、つまり換算杭径 $nD$ の影響および地盤の相対密度の影響が含まれる。

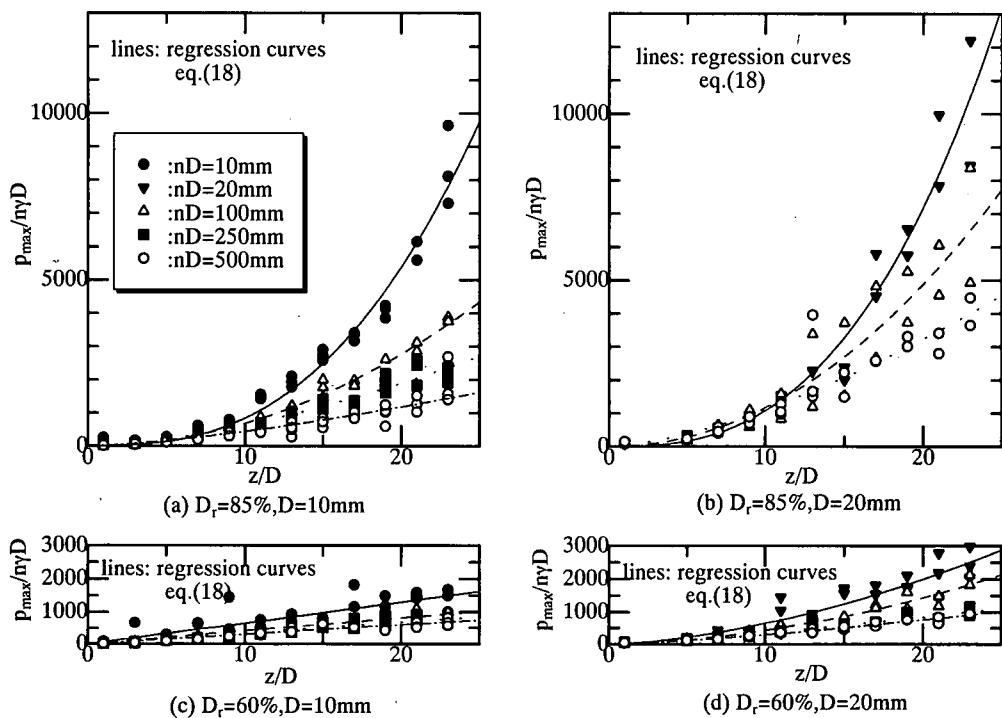
得られた $A$ を換算杭径 $nD$ に対して両対数軸にプロットしたものをFig.6に示す。 $A$ の対数は $nD$ の対数に対してほぼ直線的に減少することがわかる。 $nD$ が等しいmodeling of modelsで述べたように $D_r=85\%$ 、杭径 $D=20\text{mm}$ の $A$ (初期地盤反力係数)に壁面の影響が含まれ $D=10\text{mm}$ のそれより大きくなっている。一方、壁面の影響の少ない $D_r=60\%$ の場合、杭径 $D=10\text{mm}$ の $A$ が $D=20\text{mm}$ のそれより若干大きくなっている。これは粒子寸法効果によるものと考えられる。しかし、この傾向は $nD$ の増加、つまり応力レベルの増加によって小さくなり、 $nD=500\text{mm}$ ではほとんど壁の影響、および粒子寸法効果の影響も小さなものとなった。Fig.6の $D_r=60, 85\%$ それぞれにおいて、同一の $nD$ に対する $A$ の値の小さなものは容器壁面や粒子寸法効果の影響が小さいと判断し、 $D_r=85\%$ では $D=10\text{mm}$ を、 $D_r=60\%$ では $D=20\text{mm}$ の結果を用いて、 $nD$ の両対数軸

Table 3 Parameter A,B

$D_r$ (%)	$nD$ (mm)	Regression curve for test data				Proposed	
		$D = 10\text{mm}$		$D = 20\text{mm}$		$D = 10, 20\text{mm}$	
		$A$	$B$	$A$	$B$	$A$	$B$
85	10	2766	-	-	-	2755	-
	20	-	-	2994	-	2043	-
	100	951	0.5	1301	0.5	1020	0.5
	250	688	-	735	-	687	-
	500	588	-	661	-	509	-
60	10	-	-	-	-	926	-
	20	-	-	770	-	769	-
	100	867	0.5	501	0.5	500	0.5
	250	584	-	380	-	391	-
	500	378	-	334	-	324	-

Table 4 Parameter a,b

$D_r$ (%)	$nD$ (mm)	Regression curve for test data			
		$D=10\text{mm}$		$D=20\text{mm}$	
		$a$	$b$	$a$	$b$
85	10	1.78	2.68	-	-
	20	-	-	2.04	2.73
	100	6.67	2.01	10.3	2.06
	250	15.9	1.60	33.3	1.53
	500	16.7	1.42	-	-
60	10	15.0	1.50	-	-
	20	-	-	15.2	1.63
	100	20.9	1.23	7.41	1.76
	250	20.2	1.19	18.3	1.28
	500	27.3	1.03	11.5	1.40

Fig.7 Relationships between  $p_{\max}/nyD$  and  $z/D$  ( $D_r=85\% \& D_r=60\%$ )

上の直線近似より $A$ の値を求め、その値を後の単杭の杭頭水平載荷実験のシミュレーションで採用した。採用値をTable3にまとめて示す。

前述の通り得られた $p-y$ 関係は双曲線に非常に近いことを考慮して、上記で求めた初期地盤反力係数 $k_{hi}/ny$ と $nD$ の関係および式(17)に示す無次元化した双曲線を用いて、この曲線のもう一つのパラメータである最大値、つまり極限地盤反力 $p_{\max}/nyD$ を最小自乗法により求めた。

$$\frac{p(z, y)}{nyD} = \frac{(k_{hi}(z)/ny)(y/D)}{1 + \frac{k_{hi}(z)/ny}{p_{\max}(z)/nyD}(y/D)} \quad (17)$$

ここで、 $p(z, y)$ は深さ $z$ 、杭の水平変位 $y$ のときの水平地盤反力、 $k_{hi}(z)$ は深さ $z$ の初期水平地盤反力係数、 $p_{\max}(z)$ は深さ $z$ の極限地盤反力である。Fig.4(a)～(h)にはフィッティングを行った結果を実線で示してある。

以上求めた無次元化した極限地盤反力 $p_{\max}/nyD$ と深さ $z/D$ の関係を換算杭径 $nD$ 毎にFig.7(a)～(d)にそれぞれ示す。これらの図より極限地盤反力は深さの増加に対し、比較的浅い部分ではその増加割合が漸増し、深い部分ではほぼ直線的に増加する傾向が伺える。また、 $D_r=85\%$ 、 $60\%$ の同一 $z/D$ に対する極限地盤反力 $p_{\max}/nyD$ は明らかに $D_r=85\%$ の密な地盤の方が大きい。

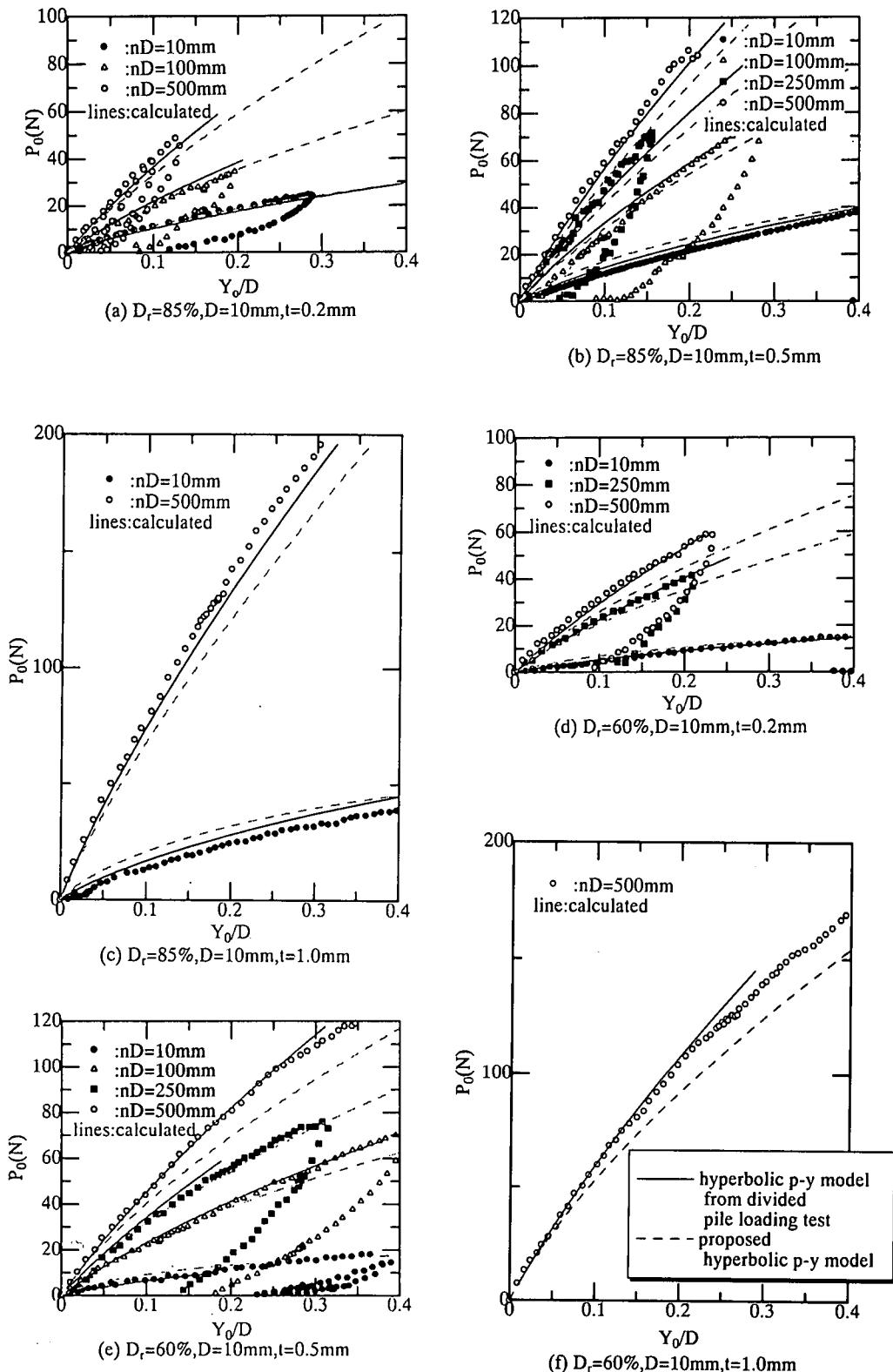


Fig.8 Relationships between  $P_0$  and  $Y_0/D$  ( $D_r=85\%$ & $60\%$ )

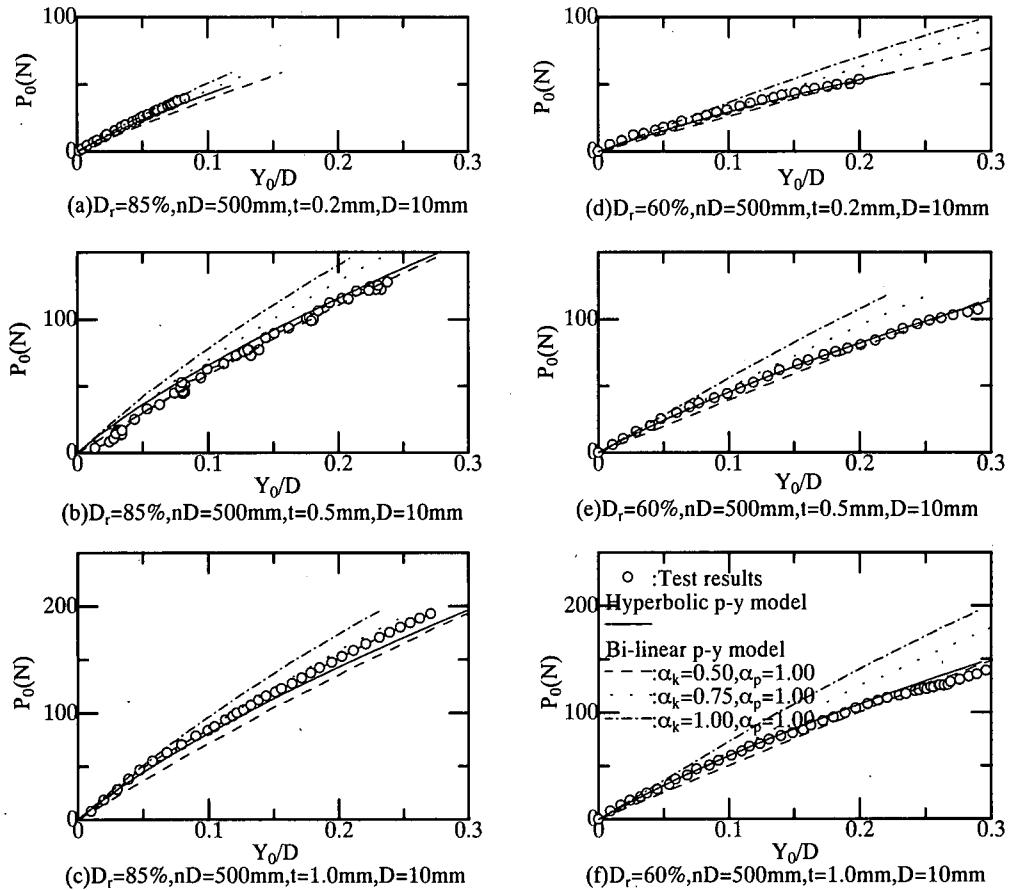


Fig.10 Effect of  $\alpha_k$  on  $P_0$ - $Y_0$  relationship

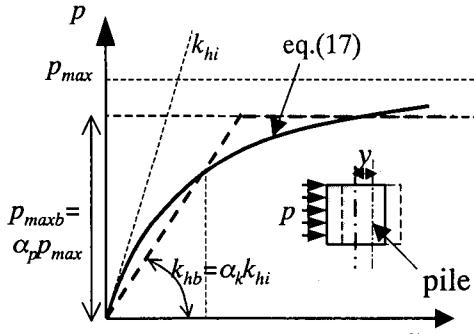


Fig.9 Definition of  $\alpha_k$  &  $\alpha_p$  in bi-linear p-y model

このような深さおよび地盤密度の変化に対する極限地盤反力の変化は極限地盤反力が地盤の破壊メカニズムに強く依存するためと考えられる。即ち、浅い領域で比較的杭周囲の有効応力が小さな場合や密な砂地盤ではダイレイティブな全般せん断破壊形態に近く、深い領域の有効応力が大きな場合、あるいは緩い砂地盤では $p$ - $y$ 関係にピークを持たない局所せん断破壊形態となる。同一

の $z/D$ における極限地盤反力は換算杭径 $nD$ の増加と共に低下する寸法効果が見られ、相対密度 $D_r=85\%$ が $D_r=60\%$ より顕著となった。前報<sup>11)</sup>と同様に本研究においても無次元化した極限地盤反力 $p_{max}/n\gamma D$ と深さ $z/D$ の関係を以下の指指数関係によって近似した。

$$p_{max}(z)/n\gamma D = a(z/D)^b \quad (18)$$

ここで、 $a$ および $b$ は地盤条件および破壊メカニズムの変化によって変化するパラメータであり、実験では遠心加速度比 $n$ 、つまり換算杭径 $nD$ および地盤の相対密度 $D_r$ の影響がこれらに関係することになる。このようにして求めた回帰曲線をFig.7に示してあるが、遠心加速度が1~50G、つまり換算杭径 $nD$ が10~500mmと変化することにより、 $a$ は $D_r=85\%$ では1.78~33.3、 $D_r=60\%$ では7.41~27.3に変化した。一方 $b$ は $D_r=85\%$ で2.68~1.42、 $D_r=60\%$ では1.76~1.03まで変化した。 $D_r=60\%$ では回帰曲線の相関係数 $R$ が $D_r=85\%$ より低くなったもののすべてで相関係数 $R$ は0.9以上となっている。これらをまとめてTable4に示した。

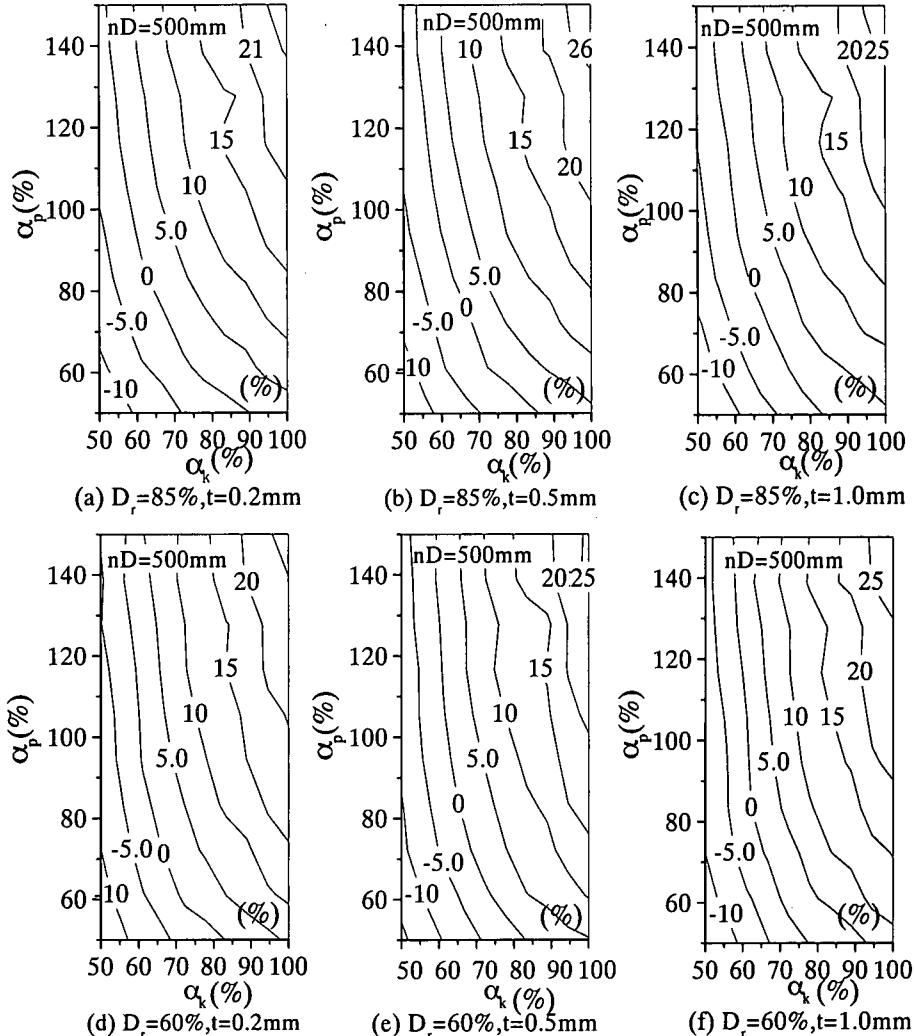


Fig.11 Effect of  $\alpha_k$  and  $\alpha_p$  on  $P_0$ - $Y_0$  relationship

## (2) $p$ - $y$ 関係の双曲線近似とバイリニア型 $p$ - $y$ モデル

前節において分割杭から得られた  $p$ - $y$  関係を用いて、式(16)(17)(18)およびパラメータ  $A, B, a, b$  を用いて双曲線型  $p$ - $y$  関係が得られた。本節ではこの  $p$ - $y$  関係の妥当性を確認し、バイリニア型  $p$ - $y$  モデルとの比較を行った。即ち単杭の基礎方程式である式(19)にこれらを代入し、境界条件として地盤表面の杭頭部に生じる曲げモーメント  $M$ 、およびせん断力  $S$  を与え、水平力-載荷点変位の関係 ( $P_0$ - $Y_0$  関係)、曲げモーメント分布、地盤反力分布、杭のたわみ分布を算出し、別途行った単杭の水平載荷実験との比較を行った。

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Dp(y, z) = 0 \quad (19)$$

ここで、 $EI$  は杭の曲げ剛性である。単杭の杭頭水平載荷実験と分割杭の水平載荷実験の両者では杭の変形モードに違いが存在する。この変形モードの違いが杭の  $p$ - $y$  関係に影響を及ぼすことが考えられるが、本研究では杭の変形モードの違いよりも地盤密度、深さおよび杭径

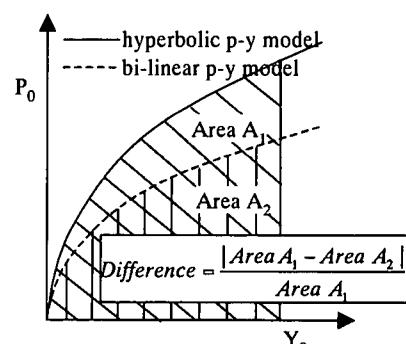


Fig.12 Difference of  $P_0$ - $Y_0$  relations

一で違いが存在する。この変形モードの違いが杭の  $p$ - $y$  関係に影響を及ぼすことが考えられるが、本研究では杭の変形モードの違いよりも地盤密度、深さおよび杭径

の影響に着目した。Fig.8(a)～(f)に $P_o-Y_o$ 関係を示す。ここで実験結果を点で、上述した計算結果を実線で表している。また、併記した破線についても計算結果であるが、詳細については5章において説明する。なお、図中で載荷点変位 $Y_o$ について杭径 $D$ により無次元化した。これより初期の非常に小さな水平変位から $P_o-Y_o$ 関係には非線形性が表れ、この傾向は同一の剛性を有する杭では、換算杭径 $nD$ の小さい方が顕著となっている。また、杭径 $D$ の約20%の水平変位を杭頭部に与えた際にも、実験結果と解析結果は比較的良好一致した。紙面の都合上曲げモーメント分布については示さなかったが、これらも $P_o-Y_o$ 関係と同様に実験結果と解析結果は良い一致を示すことを確認している。以上より双曲線型 $p-y$ モデルは本研究の範囲内、つまり換算杭径 $10 < nD < 500\text{mm}$ 、地盤の相対密度60%および85%では、ほぼ妥当であると言える。

この双曲線型 $p-y$ モデルの結果とFig.9に示すバイリニア型 $p-y$ モデルの初期部の傾き $k_{hb}(=\alpha_k k_{hi})$ および $p_{maxb}(=\alpha_p p_{max})$ を変化させた予測結果との比較を行った。Fig.10(a)～(f)に相対密度 $D_r=85, 60\%$ 、換算杭径 $nD=500\text{mm}$ の $P_o-Y_o$ 関係の予測結果を実験結果と共に示す。図にはバイリニア型 $p-y$ モデルでは $\alpha_p=1.0$ と一定とし、 $\alpha_k$ を0.5, 0.75, 1.00と変化させたものを示した。バイリニア型 $p-y$ モデルの $\alpha_k=0.75$ では初期部で実験並びに双曲線型 $p-y$ モデルの結果と比較的良い対応を示し、 $\alpha_k=0.5$ では $P_o-Y_o$ 関係の後半部で良く対応している。これは変位に対して連続的に剛性が変化する $p-y$ 関係の非線形性の影響をバイリニア型 $p-y$ モデルでは完全には捉えきれないこと意味し、考慮する水平変位量に応じてバイリニア型 $p-y$ モデルの初期部の傾き $k_{hb}$ を決定すべきであることを示唆している。Fig.11(a)～(f)には相対密度 $D_r=85$ および60%、換算杭径 $nD=500\text{mm}$ の場合についてバイリニア型 $p-y$ モデルと双曲線型 $p-y$ モデルの $P_o-Y_o$ 関係の比較を行った。この図では横軸にパラメータ $\alpha_k$ 、縦軸に $\alpha_p$ をとり、ある $\alpha_k, \alpha_p$ の組み合わせに対してFig.12に示すように双曲線型 $p-y$ モデルの $P_o-Y_o$ 関係とバイリニア型 $p-y$ モデルの $P_o-Y_o$ 関係を $Y_o/D=0.3$ までそれぞれ積分した面積 $A_1, A_2$ の差と双曲線型 $p-y$ モデルの面積 $A_1$ の比をセンターとして示した。これより $\alpha_k$ の減少と共に実験結果に一致した $P_o-Y_o$ 関係を得るために $p_{maxb}$ を増加させなければ、一致した結果を得られないことがわかる。また、これらの関係は杭の剛性の変化、地盤の相対密度の変化に対しドラスティックには変化せず、ほぼ同様の関係が存在することがわかる。

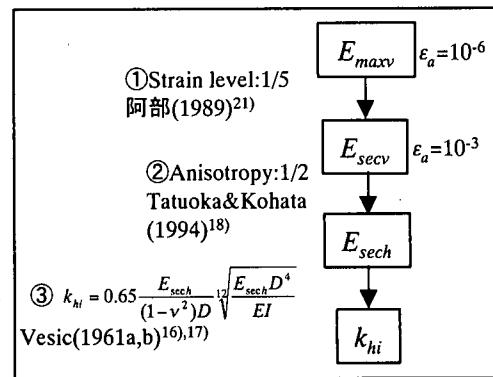


Fig.13 Determination of  $k_{hi}$

## 5. 初期地盤反力係数と極限地盤反力の評価

### (1) 初期地盤反力係数と弾性係数

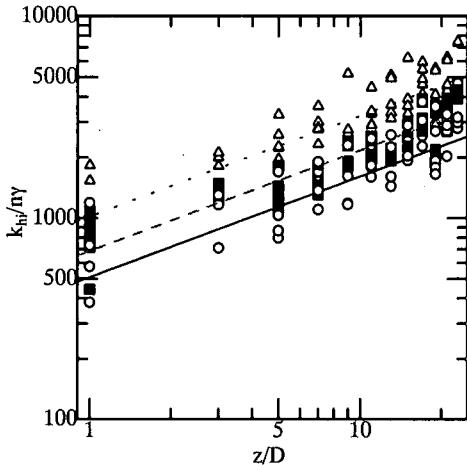
先に初期地盤反力係数は地盤の弾性係数と密接な関係があることは述べた。砂の鉛直方向の弾性係数 $E_{maxv}$ は一般的に式(20)で表せることが知られている<sup>18)</sup>。

$$\frac{E_{maxv}}{p_r} = Af(e) \left( \frac{\sigma_v}{p_r} \right)^{m_v} \quad (20)$$

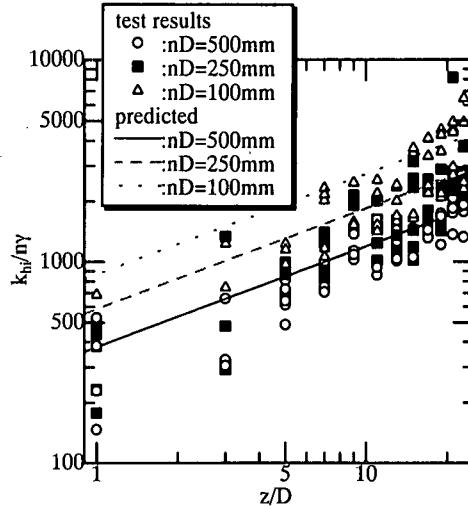
ここで、 $p_r$ は基準応力、 $A$ および $m_v$ は実験定数でTatsuoka & Kohata<sup>18)</sup>、濱谷ら<sup>19)</sup>の結果によると $A=2.08 \times 10^4, m_v=0.5$ で、 $f(e)$ は間隙比関数と呼ばれ、豊浦砂の場合Hardin & Richart<sup>20)</sup>が提案した式(21)がよく用いられる。

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (21)$$

ここで、 $e$ は間隙比である。これよりFig.13に示す手順により初期地盤反力係数を求めた。つまり、応力依存性と地盤の相対密度の影響を考慮した弾性係数 $E_{maxv}$ を式(20)(21)より求め、単杭の $p-y$ 関係において初期地盤反力係数が得られるひずみレベルを考慮して割線弾性係数 $E_{secv}$ を求めた。ひずみレベルとして $\epsilon_a=10^{-3}$ と仮定し、阿倍<sup>21)</sup>の研究成果を参考に $E_{secv}$ は $E_{maxv}$ の1/5に低減した。採用したひずみレベルは設計で用いられるひずみレベルである $E_{sg}$  ( $\equiv 1/10 E_{maxv}$ )が $10^{-2}$ レベルであり<sup>19)</sup>、これよりも小さなひずみレベルとして中程度のひずみレベルである $10^{-3}$ を選択した。また空中落法により作製した砂地盤は構造異方性とこれにより生ずる誘導異方性が存在し、水平方向の弾性係数は鉛直方向の弾性係数より小さくなる。ここではこの低減係数としてTatsuoka & Kohata<sup>18)</sup>の研究による水平方向と鉛直方向の弾性係数の比である1/2を用いた。Fig.14に分割杭の水平載荷実験より求めた初期地盤反力係数と上述した水平方向の割線弾性係数よりVesicの研究<sup>16), 17)</sup>である式(15)を用いて計算した初期地盤反力係数を比較して示した。 $D_r=60\%$



(a)  $D_r=85\%$



(b)  $D_r=60\%$

Fig.14 Relationships between  $k_h/ny$  and  $z/D$  ( $D_r=85\%$  &  $D_r=60\%$ ) .

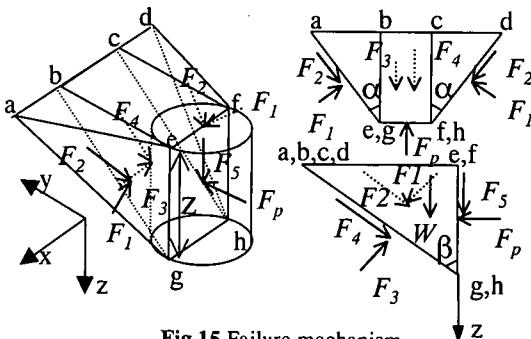


Fig.15 Failure mechanism

および85%ともに予測結果は実験結果とよく一致しており、単杭の初期地盤反力係数はひずみレベルおよび異方性を考慮することにより予測可能であると言える。

## (2) 極限地盤反力

本研究では極限地盤反力 $p_{max}$ を杭前面に土くさびを仮定した極限平衡法により求めた。Fig.15にその破壊メカニズムを示す。Reese et al.<sup>22)</sup>や岸田・中井<sup>23)</sup>も同様な破壊メカニズムを用いているが、杭前面の土くさびと杭で作用する摩擦力は無視した破壊メカニズムであった。本研究では杭前面と土くさび間に作用する力 $F_p$ に比例するせん断力 $F_s$ が土くさびの鉛直下向に働き、土くさび側面には静止土圧 $F_1$ が作用し、砂の内部摩擦角 $\phi'$ がフルモビライズすると仮定し、土くさびの運動方向と逆向きに働く $F_2=F_1\tan\phi'$ を考慮し $p_{max}$ を求めた。ここで摩擦係数を $\mu$ とし、各作用力を整理すると

$$F_1 = \frac{1}{6} K_0 \gamma \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} z^3 \quad (22)$$

$$F_2 = \frac{1}{6} K_0 \gamma \tan \phi' \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} z^3 \quad (23)$$

$$F_s = \mu F_p \quad (24)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma D \tan \beta z^2 + \frac{1}{3} \gamma \tan \alpha \tan^2 \beta z^3 \quad (25)$$

となる。これに土くさびの下面に作用する $F_3$ 、 $F_4 (=F_3 \tan \phi')$ を用いて以下のy方向およびz方向の力の釣り合い式を求め、式(22)～(27)より $F_p$ について解いた。  
y方向の釣り合い式

$$\begin{aligned} & F_2 \cos \beta + F_4 \sin \beta - 2F_1 \sin \alpha \\ & + 2F_2 \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \cos \alpha - F_p = 0 \end{aligned} \quad (26)$$

z方向の力の釣り合い式

$$\begin{aligned} & -F_3 \sin \beta + F_4 \cos \beta \\ & + 2F_2 \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} + \mu F_p + W = 0 \end{aligned} \quad (27)$$

その結果、極限地盤反力 $p_{max}$ は杭背面に作用する主働土圧を考慮して式(28)で表せる。

$$p_{max} = \frac{d}{dz} \left( \frac{F_p}{D} \right) - K_A \gamma z \quad (28)$$

したがって、

$$p_{max} = \gamma z \left[ \left\{ \frac{1}{A} (B' + C' + D' + E') \right\} - K_A \right] \quad (29)$$

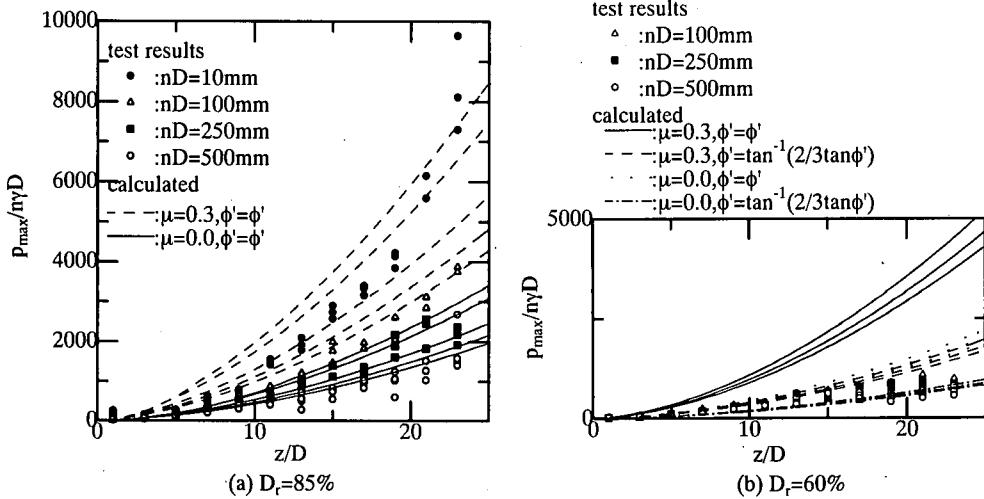


Fig.17 Relationships between  $p_{\max}/nyD$  and  $z/D$

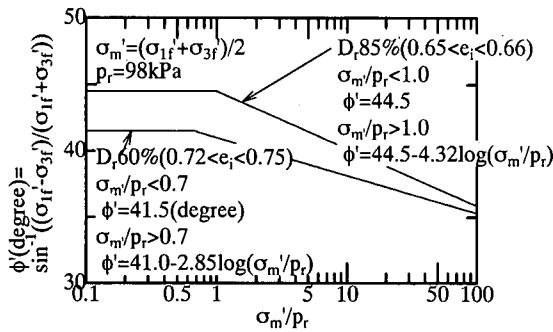


Fig.16 Relationships between  $\phi'$  and  $\sigma_m'$   
 (Toyoura sand: triaxial compression test)

$$\frac{p_{\max}}{\gamma D} = \frac{z}{D} \left[ \left\{ \frac{1}{A} (B' + C' + D' + E') \right\} - K_A \right] \quad (30)$$

$$A = \cos \beta (\tan \beta - \tan \phi') - \mu \cos \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta)$$

$$B' = K_0 \left( \frac{z}{D} \right) \sin \beta (\tan \phi' - \tan \beta) \times$$

$$\left[ \tan \alpha - \tan \phi' \sin \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} \right]$$

$$C' = K_0 \left( \frac{z}{D} \right) \frac{\sin \beta \tan \phi'}{\cos \alpha} \cos \left\{ \tan^{-1} \left( \frac{\tan \beta}{\cos \alpha} \right) \right\} (1 + \tan \phi' \tan \beta)$$

$$D' = \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta)$$

$$E' = \left( \frac{z}{D} \right) \tan \alpha \tan \beta \sin \beta (1 + \tan \phi' \tan \beta)$$

が得られる。Fig.15に示す両側のくさびの形状を与える角度  $\alpha$  の変動に対して  $p_{\max}$  は極小値をとらないことから、この問題に対して Reese et al.<sup>22)</sup> や岸田・中井<sup>23)</sup>らは、

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \quad (31)$$

を仮定しており、ここでも同様の仮定を用いた。なお内部摩擦角  $\phi'$  は Fig.16 に示すように de Beer<sup>25)</sup>, Kusakabe et al.<sup>26)</sup> と同様に平均主応力  $\sigma_m'$  ( $=1/2(\sigma_1' + \sigma_3')$ ) の対数に対して減少する応力依存性を有するものとした。

Fig.17(a)(b) に実験結果と解析結果を示す。なお、杭と土くさびの摩擦係数  $\mu$  は Uesugi<sup>24)</sup> の研究成果を参考に、本研究で使用した模型杭表面は比較的滑らかであることから最小値に近い値として  $\mu=0.0, 0.3$  の 2通りを選択した。図中、縦軸に極限地盤反力  $p_{\max}$  を、横軸に初期鉛直有効応力  $\sigma_{v0}'$  を取り、応力レベルの異なる換算杭径  $nD$  每に示した。また、 $D_r=60\%$  については Terzaghi<sup>27)</sup> の提案にならって  $\phi'=\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$  に低減した計算結果も示している。 $D_r=85\%$  については、 $\mu=0.0$  の解析結果は換算杭径  $nD=10\text{mm}$  を除いて換算杭径  $nD$  の違いおよび深さ  $z/D$  の違いをほぼ捉えている。一方、 $\mu=0.3$  は過大な極限地盤反力を与えた。これに対し  $D_r=60\%$  については  $\mu=0.0$ 、 $\phi'=\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$  が実験結果より若干小さいものの最も一致した結果を与えた。これは仮定したくさび形の破壊メカニズムを保持できずに、 $\phi'$  が土くさび内で発揮されなかつたためと推測でき、本研究では  $\phi'$  を Terzaghi が提唱するように  $\tan^{-1}(2/3\tan\phi')$  に低減することによって良好な結果が得られた。

### (3) 提案した双曲線型 $p-y$ 関係による単杭の水平載荷実験のシミュレーション

5.(1)(2)で求めた初期地盤反力係数  $k_{hu}$  および極限地盤反力  $p_{\max}$  をもとに、式(17)で示された双曲線型  $p-y$  モデルを用いて単杭の水平載荷実験のシミュレーションを再度実施した。得られた  $P_o-Y_o$  関係を Fig.8 に破線で示す。 $D_r=85\%$  についてはほぼ実験結果と解析結果

果は一致するものの、 $D_r=60\%$ については換算杭径 $nD$ が大きくなるほど解析は実験より $P_0$ を過小評価している。しかしながら、広範囲に砂地盤の相対密度、換算杭径、杭剛性を変化させた単杭の水平載荷実験を比較的良くシミュレートしており、本研究で示した砂地盤中の単杭の $p-y$ 関係を双曲線にてモデル化し、その初期地盤反力係数、極限地盤反力の評価法によりほぼ妥当な結果が得られることを示した。

## 6. 結論

本研究では、砂地盤中の単杭の $p-y$ 関係に及ぼす地盤の相対密度、杭径の影響を明らかにし、現行設計法で用いられるバイリニア型 $p-y$ 関係との比較を行うことを目的として、単杭の $p-y$ 関係を直接計測することができる分割杭を用いて水平載荷実験を遠心力場内で実施した。この結果、以下の結論を得た。

- ① 初期地盤反力係数 $k_{hi}$ には、換算杭径 $nD$ の増加と共に初期地盤反力係数が低下する寸法効果が存在する。また、同様に極限地盤反力 $p_{max}$ にも換算杭径 $nD$ の増加に伴い極限地盤反力が低下する寸法効果が存在し、 $p_{max}$ に関する寸法効果は $D_r=85\%$ の方が $D_r=60\%$ より顕著である。
- ② 相対密度 60%、85% および 10mm < 换算杭径  $nD < 500\text{mm}$  の範囲において、単杭の $p-y$ 関係を双曲線型 $p-y$ 関係でモデル化することにより、少なくとも杭径の 20% 程度の杭頭水平変位まで単杭の水平載荷実験をシミュレート可能である。
- ③ バイリニア型 $p-y$ 関係では変位に対して連続的に剛性が変化する $p-y$ 関係の非線形性の影響を充分に評価することは難しい。
- ④ 初期地盤反力係数は地盤の弾性係数にほぼ比例し、弾性係数に与える地盤の相対密度、異方性、ひずみレベルおよび杭径の影響を考慮することによって評価できる。
- ⑤ 極限地盤反力は杭前面に土くさびを仮定した極限平衡法および $\phi'$ の応力依存性を取り込むことによって評価可能であるが、特に相対密度の小さな場合には、土くさびの形成が困難となり、地盤内で発揮される $\phi'$ は小さくなる。今回の場合 Terzaghi の提唱した $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi')$ を用いることにより多少地盤反力が過小評価となるが良好な結果を得た。

## 参考文献

- 1) Matsui,T.&Oda,K.: Foundation damage of structures, *Soils and Foundations*, Special ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17th 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.189-200, 1996.
- 2) Karube,D.&Kimura,M.: Damage to foundations of railway structures, *Soils and Foundations*, Special ISSUE on Geotechnical Aspects of the January 17th 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.201-210, 1996.
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説「基礎構造物・抗土圧構造物編」、丸善, 1997.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説「I共通編」「IV下部工編」, 1997.
- 5) 幸左賀二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷実験, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.249-260, 1998.
- 6) 五瀬伸吾: 水平荷重を受ける杭基礎の挙動予測と設計への適用に関する研究, 九州大学学位論文, 1997.
- 7) 日下部治, 神田政幸: 特集建築基礎設計の将来動向「海外における基礎設計法の動向」, 基礎工, Vol.24, No.8, pp.16-19, 1996.
- 8) Kuwabara,F.,Aoki,H.&Kishida,H.: Towards limit state design standards for pile foundations, *Proc. of Int. Symp. on Limit State Design in Geotech. Eng.*, Danich Geotech. Inst., Copenhagen, Denmark, Vol.2/3, pp.523-532, 1993.
- 9) 沢口正俊, 山田恭央: 地盤の非線形性を考慮した短杭の水平挙動に関する研究, 土質工学会論文報告集, Vol.28, No.2, pp.164-176, 1988.
- 10) Kouda,M.,Okamoto,M.,Takemura,J.&Kusakabe,O.: Direct measurement of  $p-y$  relationship of piles in sand, *Proc. of Int. Symp. on Centrifuge98/IS-Tokyo '98*, Vol.1, pp.551-556, 1998.
- 11) 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治: 遠心模型実験による砂地盤中の単杭の $p-y$ 関係の測定, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.355-369, 1999.
- 12) Broms,B.B.: Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.90. No.SM2, pp.27-63, 1964.
- 13) Yoshida,I.&Yoshinaka,R.: A method to estimate modulus of horizontal subgrade reaction for a pile, 土質工学会論文報告集, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1972.
- 14) 岡本道孝, 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治: シングルホッパーを用いた空中落下法による模型地盤の作製について, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, III, pp.752-753, 1998.
- 15) JGS Domestic Committee on TC2 and 18 International Collaborators: Tentative report of cooperative test on preparation of sand for centrifuge modelling, *Int. Symp. on Centrifuge98/IS-Tokyo '98*, Tokyo, 1998.
- 16) Vesic,A.B.: Bending of beams resting on isotropic solid, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1961.

- 17) Vesic,A.B.: Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis, *Proc. of 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng.*, Vol.1, pp.845-850, 1961.
- 18) Tatsuoka,F.&Kohata,Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, *Proc. of Int. Symp. on Pre-failure Deformations of Geomaterials*, Balkema, Vol.2, pp.947-1066, 1994.
- 19) 濵谷啓,小高猛司,龍岡文夫: 講座地盤材料の小ひずみでの非線形性と地盤変形問題への適用「3.地盤材料の変形特性(その1)」, 土と基礎, Vol.45, No.4, Ser.471, pp.59-64, 1995.
- 20) Hardin,B.O.&Richart,F.E.Jr: Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of the SMF Div.*, ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537, 1963.
- 21) 阿部文洋: 微小ひずみレベルにおける平面歪み圧縮での砂の変形特性, 東京大学修士論文, 1989.
- 22) Reese,L.C.,Cox,W.R.&Koop,F.D.: Analysis of lateral loaded piles in sand, *Proc. of 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conf.*, Texas, pp.473-480, 1974.
- 23) 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, No.281, pp.41-55, 1979.
- 24) Uesugi,M.: Friction between dry sand and construction materials, Doctor thesis. Tokyo Institute of Technology, 1987.
- 25) deBeer: The scale effect in transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity and settlement of piles and caisson foundations, *Geotechnique*, Vol.13, No.1, pp.39-75, 1963.
- 26) Kusakabe,O.,Yamaguchi,H.&Morikage,A.: Experiment and analysis on the scale effect of  $N_y$  for circular and rectangular footings, *Proc. of Int. Symp. on Centrifuge'91*, pp.179-189, Balkema, Rotterdam, 1991.
- 27) Terzaghi,K.: *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, 1943.

(1999.5.14 受付)

## MODELING AND EVALUATION OF P-Y CURVES OF SINGLE PILE IN SAND

Masayuki KODA, Jiro TAKEMURA and Osamu KUSAKABE

In order to obtain effect of relative density  $D_r$ , pile diameter  $D$  and depth  $z$  on  $p-y$  curves of single pile in sandy ground, a series of divided pile loading tests and single pile loading tests were conducted in geotechnical centrifuge. Relative density  $D_r$ , centrifuge acceleration ratio  $n$  and model pile diameter  $D$  were selected as test parameters. It was found that obtained  $p-y$  curves from divided pile loading test could be modeled by hyperbolic  $p-y$  curves and single pile loading tests result could be reasonably simulated by the hyperbolic model. The applicability of bi-linear  $p-y$  curve were investigated by comparing with test results. Finally, method of evaluation on the coefficient of subgrade reaction  $k_{hi}$  and ultimate subgrade reaction  $p_{max}$  were proposed.