

終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験

幸左賢二¹・鈴木直人²・木村 亮³・木村 嘉富⁴・森田 悠紀雄⁵

¹正会員 工博 阪神高速道路公団 工務部 (〒 541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町四丁目一番三号)

²正会員 工修 (株) 建設技術研究所 大阪支社 (〒 540-0008 大阪府大阪市中央区大手前一丁目二番十五号)

³正会員 工博 京都大学大学院工学研究科助教授 (〒 606-8317 京都市左京区吉田本町)

⁴正会員 建設省土木研究所 (〒 305-0000 茨城県つくば市大字旭一番地)

⁵正会員 (株) 基礎地盤コンサルタンツ (〒 550-0011 大阪府大阪市西区阿波座 1-11-14)

杭基礎の限界状態設計法を確立するためには、基礎が終局状態に至る挙動を明確にし、それを評価する解析手法の開発が必須である。解析手法については、これまでもいくつかの手法が提案がされているが、それを確認する実験は模型試験が多く、実杭規模での群杭試験はわずかであった。解析手法の実物規模の基礎への適用性や、杭配置や杭間隔等の群杭効果を評価するためには、実杭基礎での検証が必要である。そこで、著者らは9本群杭(場所打ちコンクリート杭)を用いた実物杭基礎の大規模な水平載荷試験を実施し、終局状態に至るまでの杭基礎の挙動を評価した。さらに、解析による実験の再現を試み、非線形解析手法の検証および、その設計定数の設定法の検討を行なった。

Key Words: single pile, pile groups, horizontal load, large deformation

1. はじめに

杭基礎は3次元粒状体である地盤内に打設された杭をフーチングで連結した、高次不静定構造系である。水平荷重に対する杭基礎の挙動は、地盤のひずみ依存性、杭前面地盤の塑性化、杭間の地盤を介した相互作用や杭体の非線形挙動など、非常に複雑な現象を伴うものである。

この構造系を忠実に評価するためには高度な解析技術が必要とし、例えば木村ら¹⁾は3次元弾塑性FEM解析により、その挙動の解明を行なっている。しかし、実際の設計に適用する場合、設計上の精度および簡便性を考慮すると、比較的簡易なモデルによって評価することが望まれる。

このような理由から、従来の杭基礎は弾性床上の梁と考へた弾性地盤反力法で設計されている(図-1)。また、想定する荷重レベルが小さかったことから、基礎に有害な残留変形を生じさせないように許容変位量を規定したうえで、地盤と杭体を線形体として扱ってきた。

しかし、大地震時においては、杭および地盤は弾性領域を超え、塑性領域の挙動となり、これらの非線形性を解析に取り入れる必要がある。ここで、場所打ち杭、鋼管杭等の杭体に関しては、非線形特性およびその算定法がある程度明らかにされているが、地盤の非線形性に

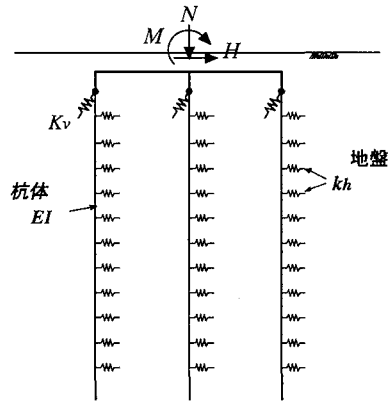


図-1 杭基礎の解析モデル

関しては、杭との3次元的な相互作用により非常に複雑な挙動となり、これまで多くの解析手法が研究・提案されてきた。

地盤の非線形性を考慮した解析手法としては、極限地盤反力法、非線形弾性地盤反力法、複合地盤反力法があげられる。このうち、極限地盤反力法は基礎の変位が算定できず、また、弾性地盤反力法は杭前面地盤の塑性化を評価できない欠点を持つ。そこで、地盤の塑性化が地表面から進行していく過程を再現でき、多層系にも適用

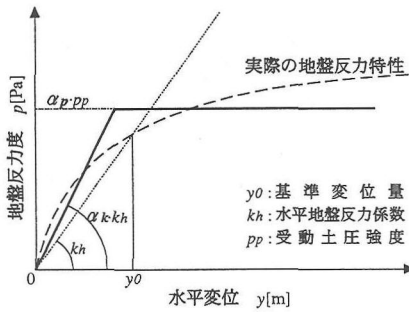


図-2 地盤のバイリニアモデル

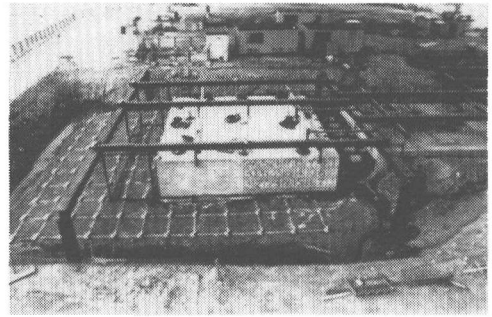


写真-1 群杭荷重試験状況

可能な複合地盤反力法が、杭基礎の大変形問題を評価する上で最も一般に用いられている²⁾。

複合地盤反力法は、ある深さにおける水平地盤反力-水平変位関係 ($p-y$ 曲線) をなんらかの方法で与え、非線形解析によって計算する方法である。 $p-y$ 曲線の与えかたには種々の方法が研究・提案されており、基準化されたものには API³⁾ や DNV⁴⁾ があげられる。これらは地盤反力度の極限值と数点のコントロールポイントを設定し、その間を曲線や直線で補間して $p-y$ 曲線を設定する方法である。しかしその設定方法はやや煩雑であり、一般的な基礎の設計法としては適当とはいえない。岸田・中井⁵⁾ や岡原ら⁶⁾ は $p-y$ 曲線を最も単純なバイリニア型に理想化している。バイリニアモデルは初期勾配と地盤反力度の上限値により規定されるが、岸田らは地盤反力度の上限値を、杭前面土のくさびの抵抗より求める方法をとっている。一方、岡原らは初期勾配を水平地盤反力係数の α_k 倍とし、地盤反力度の上限値を受働土圧強度の α_p 倍とすることによりバイリニアモデル(図-2)を規定し、水平荷重試験との比較のうえ、その適用性を報告している。この水平地盤反力係数と受働土圧強度を基準としたバイリニアモデルは、地中連続壁基礎設計施工指針⁷⁾にも導入されている。

岡原らの提案しているバイリニアモデルは、水平地盤反力度とクーロン受働土圧強度をもとに簡易的に設定できるという利点を持つが、設計法として導入する場合、係数 α_k, α_p を理論的、実験的検証のうえ決定する必要がある。しかし、これまで終局近傍まで試みた水平方向荷重試験は模型実験が数例あるのみで、実杭を用いた実験例はわずかであった。

そこで、著者らは実杭基礎(場所打ち杭 $\phi 1200\text{mm}$, 9本群杭)を用いて、終局状態まで荷重した大規模な水平荷重試験を実施し⁸⁾、限界状態設計法の確立にむけた検討を行なった。主な着眼点は以下のとおりである。

1. 実物大の基礎を用いて、杭基礎が終局状態に達するメカニズムを解明する。

2. 地盤をバイリニアモデルとした非線形骨組解析手法の、実基礎への適用性を検証する。
3. 既往の荷重試験結果とあわせて係数 α_k, α_p を同定し、設計に用いる α_k, α_p 値の提案を行なう。また、群杭効果が α_k, α_p に与える影響およびその評価法を検討する。

2. 岸和田旧港水平荷重試験概要

橋梁架設用ベント基礎として打設された実杭(場所打ち杭 $\phi 1200\text{mm}$, 9本群杭)を対象に、杭体が終局状態に達するまで水平荷重試験を実施した(写真-1)。また、群杭効果の影響を評価するために、同時に単杭試験も実施した。この実験の主な着眼点は、次のとおりである。

1. 実物の杭基礎が終局状態に至る挙動を把握する。
2. 実験データを整理し、杭体曲げモーメント、地盤反力度など終局挙動評価のための基礎データを得る。

実験場所は荷重試験のおよそ3年前(1992年)に埋立てられた大阪府岸和田港の若齢埋立地である。表層を構成する埋立層は約13mの層厚を有し、最大礫径が30cm程度の巨礫を含む砂礫埋立層である。埋立層以深は洪積地盤が35m以深まで推積しており、基礎杭は深度31.4m付近に打ち止めされている。表層埋立層のN値はかなりばらついているが、礫打ちによる影響を考えると、 $N=5\sim 10$ 程度である。また、メナールプレシオメーターを用いて測定した変形係数は $E_b \approx 1.0\text{MPa}$ であり、極めてルーズな砂礫層である。

荷重試験の概要を図-3に示す。ベント基礎である3基のフーチングのうち試験杭以外の2基のフーチングを連結して反力体とした。

水平荷重試験は6台の油圧ジャッキを用いて一方向多サイクル繰り返し方式で、最大荷重容量30MN、最大可能変形量は50cmに設定した。なお、荷重時にはフーチ

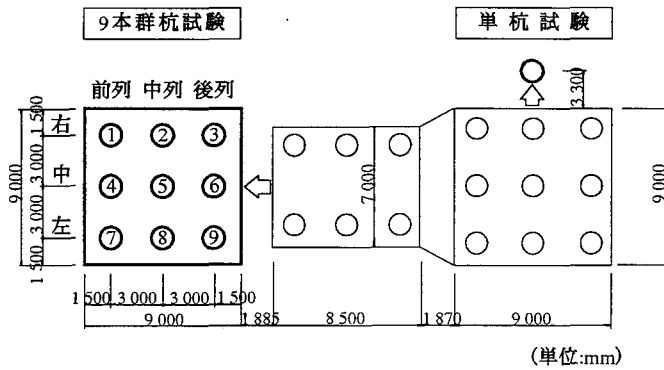


図-3 載荷試験の概要

コンクリート	設計基準強度	$\sigma_{cc}=23.5\text{MPa}$
鉄筋	呼び強度	$\sigma_{st}=29.4\text{MPa}$
	規格	SD345
	規格降伏点	$\sigma_{ys}=24.3\text{MPa}$
軸方向鉄筋	杭頭部	SD29-24本
配筋	鉄筋変位深	SD22-12本

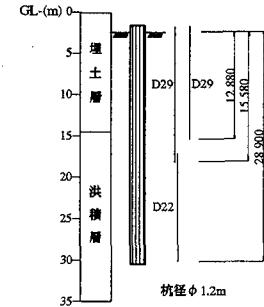


図-4 試験杭の諸元

表-1 主な計測項目

単杭	載荷重-載荷点水平変位関係
	試験杭地中部変位分布
	周辺地盤地中部変位分布
群杭	杭主鉄筋ひずみ
	載荷重-載荷点水平変位関係
	試験杭地中部変位分布 (3本)
	周辺地盤地中部変位分布 (6箇所)
	地表面変位分布
	杭主鉄筋ひずみ (9本)
フーチング鉛直変位 (7箇所)	

ング前面の抵抗を除去するために、試験体の前方はフーチング下面まで排土した。杭体の諸元および実施した計測項目を図-4、表-1に示す。

3. 単杭の水平載荷試験結果

載荷重 $P = 1.2\text{MN}$ 程度 (杭径の20%程度) に達するまで載荷を行ない、計測値を得ることができた。図-5に載荷重と載荷点高さで測定した杭頭の水平変位関係を示す。最大荷重時まで、変位の急激な進行はみられず、耐荷力を有していることがわかる。

載荷重が $0.68 \sim 0.73\text{MN}$ 間で変位が急増し、その後 $0.73 \sim 0.98\text{MN}$ では変位増は小さくなっている。載荷装置はジャッキ→ロードセル→スペーサー→杭体の順に荷重を伝達する構造としていたが、 0.73MN 載荷中にスペーサーに損傷が生じた。その際一時的に 0.73MN 以上の載荷重が作用していた可能性がある。

また、 0.98MN 以上の荷重では $0 \sim 15$ 分間の変位が大きくなり、荷重が大きくなるに従ってクリープ変形が進行しているのがわかる。図-6は杭体の地中部変位を多段式傾斜計から求めたものである。載荷重が 1.2MN 時の地表面位置での変位は、約 16cm 程度であり、図-5に示した荷重-変位関係とほぼ一致している。杭体の変位は深さ 6m 付近に第一不動点があり、その深度は荷重の増加にかかわらずほぼ一定となっている。

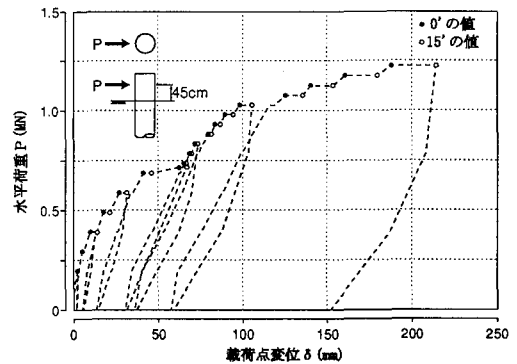


図-5 荷重変位曲線 (単杭)

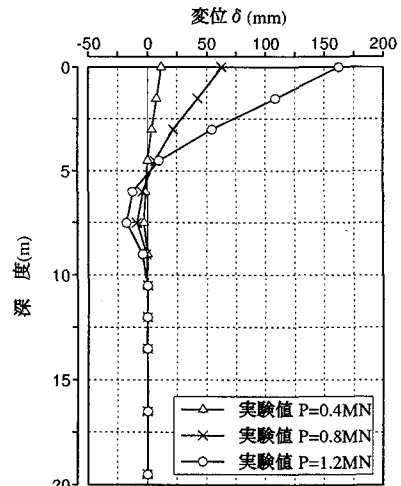


図-6 地中内変位分布

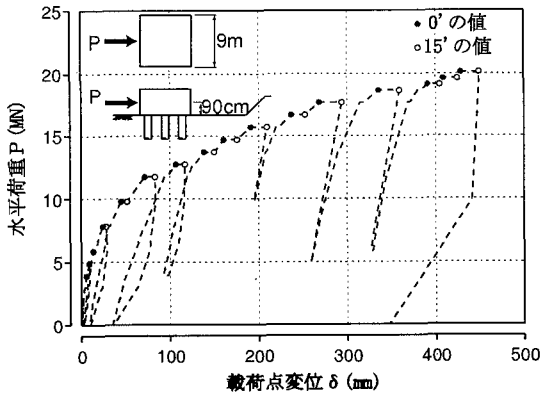


図-7 荷重変位曲線(群杭)

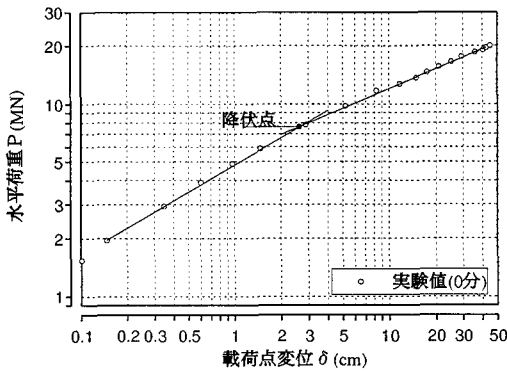


図-8 荷重変位曲線の包絡線(両対数)

4. 群杭の水平載荷試験結果

(1) 群杭の変位測定結果

ほぼ最大ジャッキストロークに相当する水平変位 $\delta = 43\text{cm}$ (杭径の約 40%), 載荷重 $P = 20\text{MN}$ まで載荷を行なった。試験体前面中央部での水平変位測定結果と載荷重との関係は 図-7 である。変位の急激な進行はみられず、本杭基礎は最大荷重時にもなお耐荷力を有していることがわかる。

図-8 に、対数表示した荷重-変位曲線の包絡線を示す。 $P = 7.8\text{MN}$ 付近に変曲点が見られ、変位が進行していることがわかる。この荷重-変位曲線上の折れ点を杭基礎全体としての弾性限界(降伏点)と考えることができる。

また、図-9 に多段傾斜計を用いて測定した杭体の水平変位深度分布を示す。変位の深度分布を見ると、埋立層境界付近から水平変位が生じており、不動点の位置については、載荷重の増大にかかわらずほぼ一定であった。これは、杭の特性値 $\beta (= \sqrt[4]{k_h D / 4EI})$ が一定であ

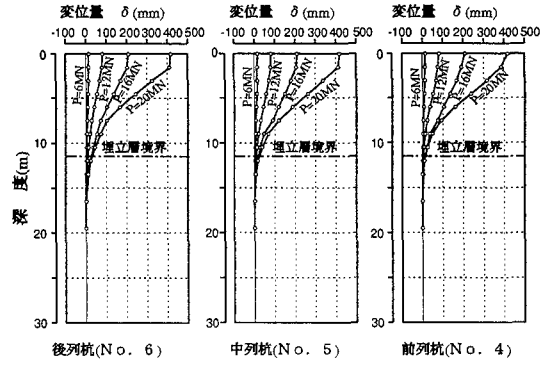


図-9 地中内変位分布

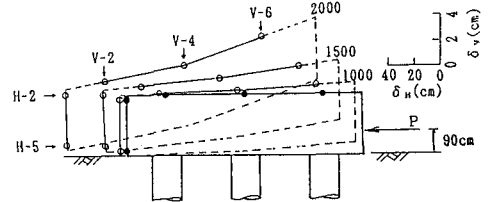


図-10 フーチングの変位挙動

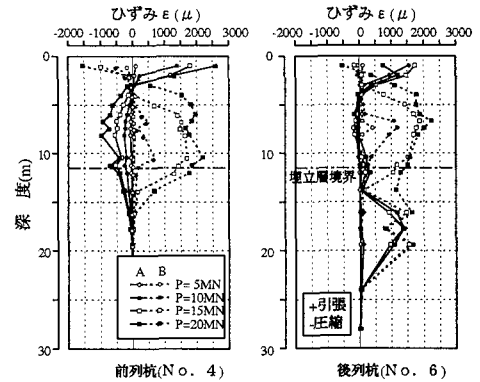
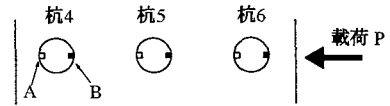


図-11 杭体の軸方向鉄筋ひずみ分布

ることを示唆しており、地盤の塑性化による地盤パネ k_h の低下と、杭体の剛性低下の両者が同程度に進行しているためと考えられる。

図-10 に接触型変位計で測定したフーチングの回転変位測定結果をもとにした、フーチングの変位挙動を示す。水平力を受けたフーチングは浮き上がりつつ回転を生じたことを示している。フーチング鉄筋の最大ひずみは 120μ 程度であり、ほぼ剛体的な挙動をしたと考えることができる。

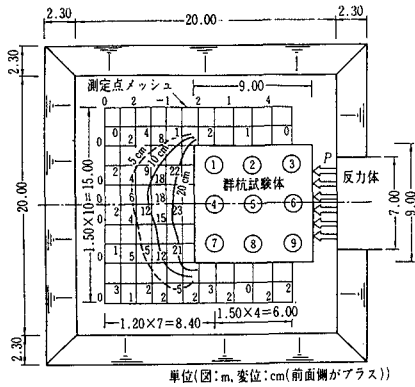


図-12 測定地表面水平変位分布

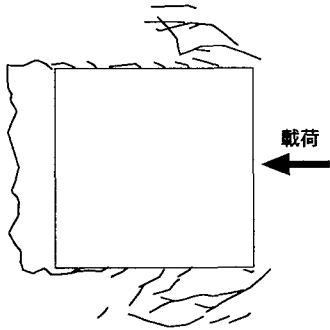


図-13 地表面ひびわれ状況

(2) 杭体の軸方向鉄筋ひずみ測定結果

図-11 に杭体の軸方向鉄筋ひずみの深度分布を示す。ひずみは正が引張で負が圧縮を示す。地中部での最大ひずみは深度8m付近で生じ、最大 $\epsilon_{max} \approx 2200 \mu$ に達している。杭頭部の方に大きなひずみが発生し、載荷重 $P = 20\text{MN}$ 時には $\epsilon_{max} \approx 2600 \mu$ に達している。前列杭と後列杭ではひずみの分布形状が大きく異なっている。前列杭では曲げにより正負のひずみが生じているのに対し、後列杭では大きな引張り軸力が作用しているため、引張りひずみが卓越している。

(3) 地盤地表面の変位分布と杭頭部の観察結果

図-12 は載荷試験終了直後に測定した試験体周辺地盤地表面の水平変位測定値である。地表面変位は前列杭から前方6D(約7m)の範囲まで生じているが、明りょうな滑り面は確認できず、試験体の前面では約10cmの隆起を測定した。

図-13 に地表面のひびわれ状況を示す。フーチング背面から45度方向に大きなクラックが生じており、群杭が一体となって挙動した状況がうかがわれる。

載荷終了後に杭頭部付近を側面から掘削して観察したところ、杭頭部には曲げ応力に起因する水平クラックの発生が確認できた(図-14)。

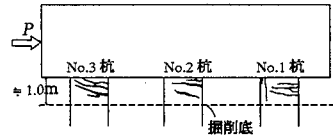


図-14 杭頭部のひびわれ状況

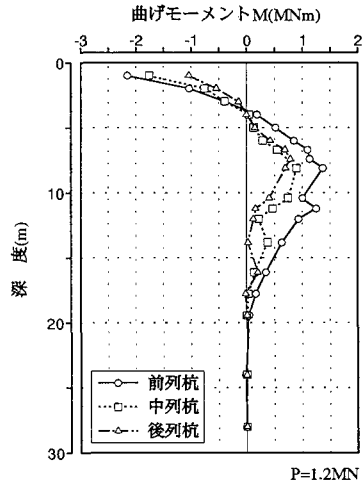


図-15 曲げモーメント分布

(4) 鉄筋ひずみデータに基づく考察

杭の各深度に設置された一対の鉄筋ひずみ ϵ_a, ϵ_b から平均ひずみ $\epsilon_m = (\epsilon_a + \epsilon_b)/2$ と曲率 $\phi = (\epsilon_b - \epsilon_a)/d$ (d : ひずみゲージ間距離) を求め、これより軸方向力 N と曲げモーメント M を算定した。この N, M の算定にあたっては杭体の非線形特性を無視できないことから、RC断面としての $M-N-\phi$ 関係を考慮して算定した。この手法により算定した曲げモーメント M を深度方向に1回微分することによりせん断力 S を算出し、さらに微分することにより地盤反力度が算出される。ここで、せん断力や地盤反力度は微分操作によるため測定誤差に非常に敏感である。そこで曲げモーメント分布を5次スプライン曲線で平滑化処理し、その曲線を1回および2回微分操作することによりせん断力、地盤反力度分布を求めた。

上述した手法により算定した曲げモーメント分布を図-15に示す。杭頭部曲げモーメント、地中部最大曲げモーメントとも、その絶対値は前>中>後列杭の順になっている。また、地中内最大曲げモーメントの発生深度は前列杭が深く後列杭になるに従い浅くなっている。これらの要因としては、フーチングの回転にともない生じた軸方向力の影響と考えられる。

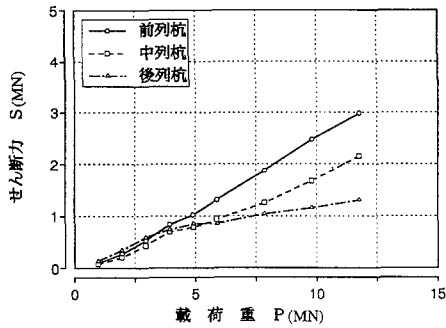


図-16 群杭各杭列のせん断力分担

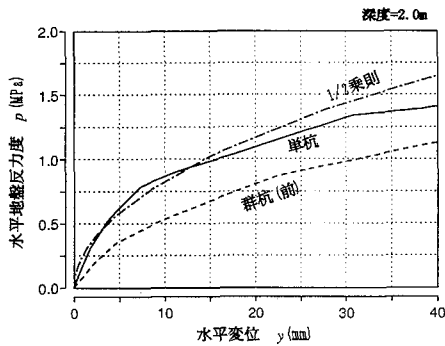


図-17 単杭, 群杭の $p-y$ 曲線

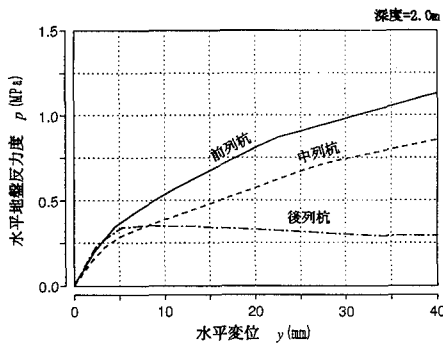


図-18 群杭各杭列の $p-y$ 曲線

群杭試験における各杭列のせん断力分担率を 図-16 に示す。各杭のせん断力は 載荷重 $P=4\text{MN}$ 程度まではほぼ一定に分担され、それ以降は 前>中>後列の順に分担率が変化する。

単杭および群杭の地表面付近(深さ 2m)の水平地盤反力度-水平変位曲線 ($p-y$ 曲線) を 図-17 に示す。初期勾配に着目すると、群杭の初期勾配が単杭の場合よりも低下していることがわかる。また、 $p-y$ 曲線はほぼ $1/2$ 乗則 ($p(\delta) = k_0\delta^{1/2}$) にしたがっており、地盤が抵抗力を失うことによる地盤反力度の頭打ちはみられなかった。これは、当該地盤が巨礫混じりの軟弱な埋立

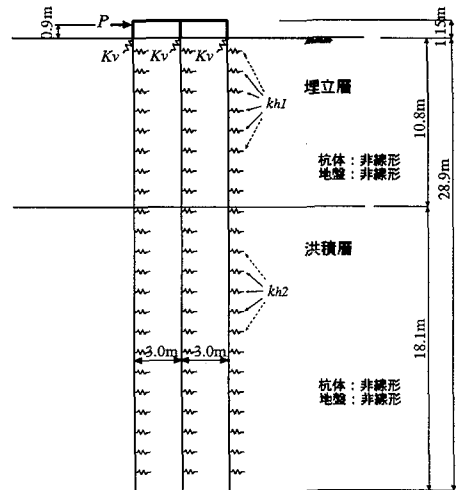


図-19 非線形解析モデル

て地盤で空隙に富んでおり、載荷範囲程度の地盤ひずみでは地盤抵抗力の上限値に達していなかったためと考えられる。

次に、群杭における前、中、後列の $p-y$ 曲線を 図-18 に示す。微小変形時にはほぼ等しい地盤反力度となっているが、変形が進行するにつれ、後列杭の地盤反力度が前列杭に比べ低下傾向にある。これは、前列杭の影響により、中、後列杭の前面地盤の抵抗力が低下したためと考えられる。

5. 非線形解析手法の適用性

(1) 非線形骨組み解析モデル

実験結果を解析的に再現することにより、解析手法の妥当性を検証し、杭基礎が終局状態にいたるメカニズムの解明を行なった。

図-19 のような、杭体を梁要素とし地盤を分布バネとした骨組モデルにより解析を行なった。ここで、フーチングは剛体として扱い、杭体と地盤バネには非線形特性を考慮するものとした。

地盤の非線形モデルは、実験結果の解析より得られた $p-y$ 曲線 ($1/2$ 乗則) を用いた場合と、バイリニアモデルの 2 種類について検討した。

杭体の非線形特性は鉄筋コンクリートのひびわれ、鉄筋の降伏、コンクリート圧壊を近似したトリリニアモデルとした。非線形特性を算定する際のコンクリートの応力-ひずみ関係は、横拘束筋の拘束効果を考慮したモデルとし、鉄筋の応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化を考慮したモデルとした。また、コンクリート、鉄筋の材料定数は材料試験値を用いた。

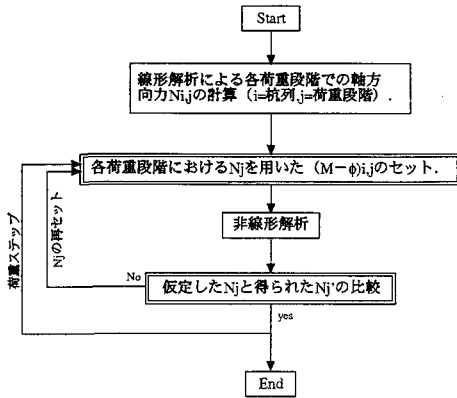


図-20 軸力変動を考慮した非線形解析フロー

杭頭部の鉛直バネは道路橋示方書・下部構造編(平成8年)⁹⁾に基づき算出した。本載荷試験の場合、杭体に作用する軸力は杭の鉛直支持力以下であったため、鉛直バネは線形体とした。

群杭の場合はラーメン構造となるため、水平載荷重の増加にともない杭に作用する軸方向力が増減する。杭体の曲げモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 関係) は作用する軸力に応じて変化し、また軸力も杭体の $M-\phi$ 関係に応じて変化する。そこで、荷重ステップ毎に発生する軸力を使用して再度 $M-\phi$ 関係を設定し、軸力が収束するまで繰り返し計算を行なった(図-20)。杭体に作用する軸方向力は周面摩擦力により深度毎に減少するものと考えられ、深度毎に分割して $M-\phi$ 関係を設定をすることが望ましい。しかし、杭体の非線形挙動は杭頭付近が支配的となるため、計算の簡便性を考え杭頭部の軸力を用いて杭体の $M-\phi$ 関係を求めるものとした。

(2) 1/2 乗則の $p-y$ 曲線による評価

前述の鉄筋ひずみデータに基づく地盤反力度の算定結果より、当該地盤の $p-y$ 曲線は、1/2 乗則に近い挙動をすることがわかったため、 $p-y$ 曲線を 1/2 乗則モデルに仮定して解析を行なった。基準となる地盤バネ k_0 は、最も実測に適合するように設定した。

図-21 の $P-\delta$ 曲線は、全荷重域にわたってよい整合が得られている。地盤の $p-y$ 曲線を適切に設定すれば、図-19 の骨組解析モデルで、杭基礎の大変形挙動の評価が可能であることがわかる。

図-21 中に解析上杭体の引張側鉄筋が降伏応力度に達した点を示す。 $P=7.65\text{MN}$, $\delta=29\text{mm}$ で解析上全列の杭体鉄筋(杭頭部)が降伏応力度に達した。この点は図-8 の荷重-変位曲線の変化点と対応しており、基礎全体系の降伏点(荷重-変位曲線の変化点)は、この場合、杭体の鉄筋降伏に支配されていたことがわかる。

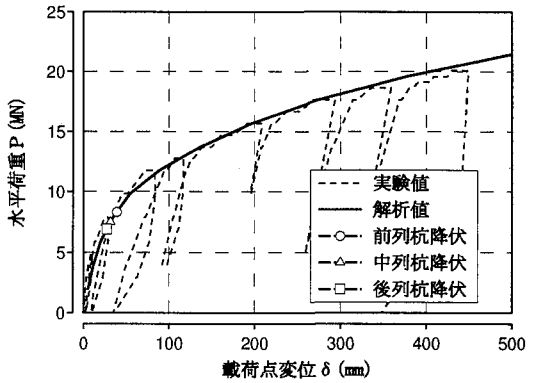


図-21 $P-\delta$ 曲線:

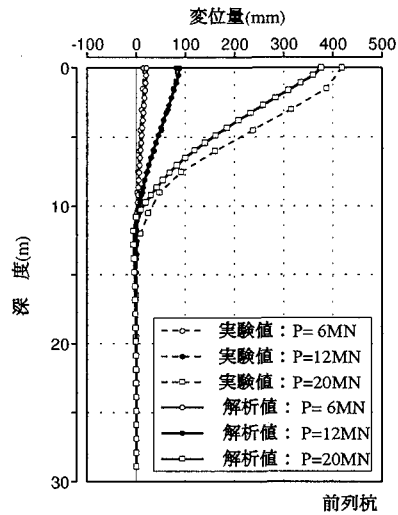


図-22 変位分布

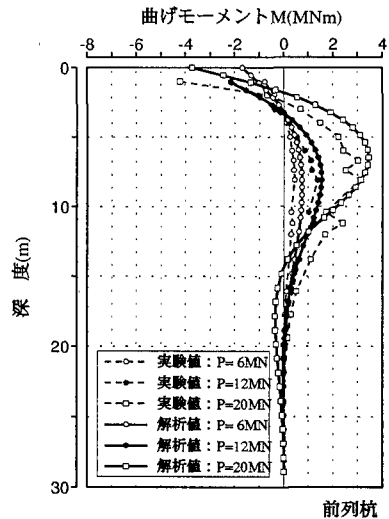


図-23 曲げモーメント分布

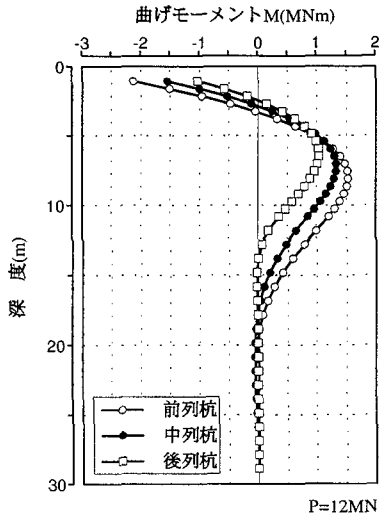


図-24 曲げモーメント分布

また、降伏点以降も基礎は耐荷力を有しており、最終的に $\delta \geq 400\text{mm}$ (降伏時変位に対する比率 $\mu=14$) でも安定を保っていることがわかる。

図-22 に示した地中内変位分布は、最大荷重時に若干整合が得られない箇所があるが、変位量、第一不動点の位置など、全荷重領域で変形モードの一致が得られている。図-23 に示したように最大曲げモーメント発生位置は若干浅く計算されるものの、ほぼ実測値とモード、最大値とも整合する結果となった。

図-24 に群杭各列の曲げモーメント分布を示す。実験で見られた性状(後列<中列<前列の順に曲げモーメントが大きくなる、最大曲げモーメント発生位置が後列のほうが浅くなる)が解析によっても再現できている。軸力変動を考慮しないモデルでは、このような曲げモーメント分布は得られず、このメカニズムとして以下のように説明できる。

後列杭は負の軸方向力により杭体の抵抗曲げモーメントが低下し、前列杭に先行して杭体が降伏する。その結果、後列杭の剛性が低下し、相対的に剛性の高い前列杭の曲げモーメントやせん断力の分担率が増加する。後列杭は杭体の剛性が低下することにより、最大曲げモーメント発生位置が浅くなる ($\beta = \sqrt{k_h D / 4EI}$ が大きくなる)。

(3) パイリニアモデルによる評価

前節では、1/2乗則の $p-y$ 曲線を用いることにより、実験結果との整合が得られた。しかし、既往の研究¹⁰⁾では、地盤反力度が上限値に達したことによる変位の急

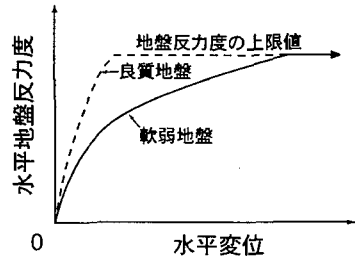


図-25 地盤反力度の非線形特性

激な増加を、1/2乗則では表現できないことが指摘されている。これは、文献¹⁰⁾の地盤は比較的良質であり地盤バネが硬いため、少ない地盤ひずみで地盤反力度の上限値に達するのに対し、本実験地盤は極軟弱なため、大きな地盤ひずみでも地盤反力度の上限値に達しなかったものと考えられる(図-25)。

通常の杭基礎は地盤反力度の上限値を設ける必要があると考えられるため、ここでは $p-y$ 曲線をパイリニアモデルで表し、その適合性を検討した。

パイリニアモデルは、水平方向地盤反力係数と受働土圧強度を基準とし、それぞれ α_k, α_p 倍して設定する。水平地盤反力度した。ここで、係数 α_k, α_p の物理的意味合いは次のようになる。

α_k : 水平地盤反力度係数 k_h は、基準変位量に(「道路橋示方書 VI 下部工編」⁹⁾では杭径の1%)おける割線勾配を用いている。パイリニアモデルにおける初期勾配は、それよりも微小な変形域に着目するため、 α_k はその補正係数である。

α_p : 受働土圧係数に乗ずる定数であり、杭前面地盤の抵抗幅を意味するものである。

このパイリニアモデルでは全領域にわたる一致が困難であったため、単杭、群杭とも杭径の10%程度までを目安に評価を行なった。図-26 に群杭の荷重-変位曲線を示す。その結果、単杭、群杭それぞれ α_k, α_p を0.5きざみで変化させると、表-2のように設定した場合に最も実験値との最小2乗誤差が小さくなる結果となった。このとき、基準とした水平地盤反力係数 k_h は逆算 k 値を用いた。群杭の α_k は同一地盤での単杭の α_k の1/2の値となっている。これは、鉄筋ひずみデータより得られた $p-y$ 曲線の初期勾配が低下していることと関係づけられる。また、群杭の α_p も単杭の α_p と比較して低下していることがわかる。

図-27 に地中内の変位分布(前列杭)を示す。P=12MN時には第一不動点位置がやや浅く計算されるが、概ね整合している。

表-2 α_k, α_p

	単杭	群杭
α_k	2.0	1.0
α_p	2.5	1.5

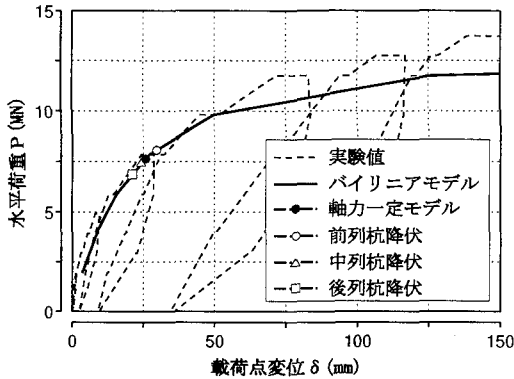


図-26 荷重-変位曲線(群杭)

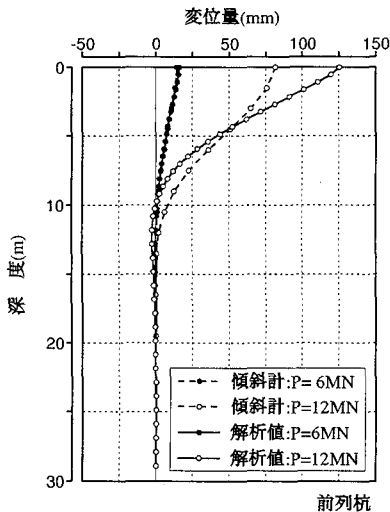


図-27 地中内変位分布

軸力変動を考慮した解析手法は、多くの計算時間を必要とし、また慣用の計算プログラムではこの問題に対応していないものも多い。そこで、軸力変動の影響を考慮しない場合について、その適用性を検討した。

その結果、軸力変動考慮の有無に係わらず、両者の荷重-変位曲線はほとんど一致する結果となった。

図-26 中に杭体鉄筋が降伏した点を示し、図-28 に降伏時の杭体曲げモーメント分布を示す。軸力変動を考慮した場合、負の軸力により降伏モーメントの低下し

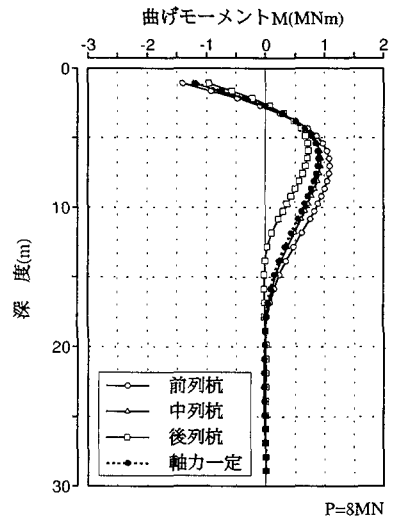


図-28 軸力変動の影響(曲げモーメント分布)

た後列杭から順次降伏に達するのに対し、軸力変動を無視した場合、 α_p が一定であれば各杭列の曲げモーメント分布は同一となり、全杭列は同時に降伏に達する。また、その荷重は軸力変動を考慮した場合の各杭列の中間的な値となっている。

以上より、杭径の10%程度の範囲であれば、地盤の非線形特性を簡単なバイリニアモデルとしても、杭基礎の大変形挙動を十分評価可能であることがわかる。また、荷重-変位曲線と、その降伏点のみに着目すれば、軸力変動を考慮せずとも評価可能である。しかし、各杭列の断面力分布は軸力変動の影響が大きく、個別の杭の断面力を評価するためには、軸力変動の影響を考慮する必要がある。

6. 非線形パラメータの検討

岸和田杭での検討により、地盤をバイリニアモデルとした非線形骨組解析の有効性が確認された。しかし、杭-地盤系の挙動は地盤構成、杭配置などにより変わると考えられ、また杭を構成する材料の特性、すなわち場所打ち杭、鋼管杭の断面特性の違いによる塑性領域での挙動の相違についても検討が必要である。

ここでは、既往の実杭あるいは模型杭の水平載荷試験のなかから、杭-地盤系がほぼ終局状態に達するまでの載荷を行った表-3の事例をとりあげ、前節の非線形骨組モデルに基づく弾塑性解析による挙動評価を行い、実験結果に適合する地盤の弾塑性パラメータ(α_k, α_p)を同定した。

表-3 既往の載荷試験

実験名	構造系	杭種	杭径	地盤
梅田杭 ¹⁰⁾	単杭/直列2本杭	場所打杭	1000mm	砂質土
土研群杭 ¹¹⁾	単杭~9本杭	鋼管杭	101.6mm	砂質土
土研単杭	単杭	場所打杭	1200mm	粘性土
安治川杭	単杭	場所打杭	2000mm	砂質土
首都高杭 ¹²⁾	単杭/9本杭	鋼管杭	318.5mm	砂質土
岸和田杭	単杭/9本杭	場所打杭	1200mm	砂質土

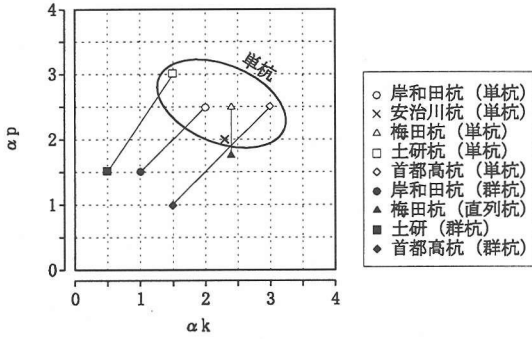


図-29 α_k, α_p 値

砂質系地盤の実験における α_k, α_p の関係を 図-29 に示す。単杭の場合 α_k, α_p 値は比較的ばらつきのない範囲にあり、平均値をとると $\alpha_k = 2.0, \alpha_p = 2.5$ と設定できると考えられる。群杭の α_k, α_p 値は単杭のそれにくらべ低下している。また、鋼管杭、場所打ち杭による相違は見られなかった。

ここでは、単杭の α_k, α_p を基準とし、群杭効率によりそれらが低下すると考え、次式を導入する。

$$\text{群杭の } \alpha_k' = \eta_k \cdot \alpha_k$$

$$\text{群杭の } \alpha_p' = \eta_p \cdot \alpha_p$$

ここで、

α_k, α_p : 単杭の α_k, α_p

η_k : α_k に対する群杭効率

η_p : α_p に対する群杭効率

群杭効率 η_k : 地盤バネの低下を表す係数である。水平地盤反力係数 k_h は載荷面積に依存する。群杭の場合、基礎全体として挙動することにより載荷面積が増加し、その結果 k_h が低下すると考えた。ここでは文献¹³⁾ に示される“見かけの載荷幅”の考え方をを用いて η_k の値を考察する。見かけの載荷幅の基本的な考え方は、荷重方向の基礎長 D の影響を考慮して k_h 評価上の載荷幅 B^* を実際の載荷幅 B (杭径) に対して割増すものである。

$$\text{見かけの載荷幅 : } B^* = (1 + \zeta)B$$

$$\zeta = 0.5(D/B)^{0.9}$$

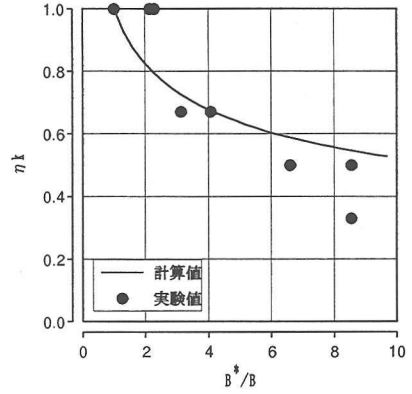


図-30 群杭効率 η_k

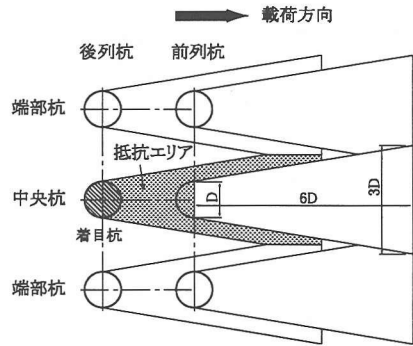


図-31 抵抗エリアの重なり

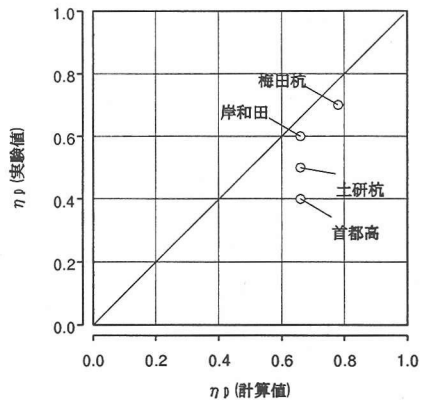


図-32 群杭効率 η_p

この見かけの載荷幅の考え方に従うと α_k の群杭効率 η_k は以下のように求められる。

$$\eta_k = (B^*/B)^{-9/32}$$

図-30 に実験値との比較を示す。概ね実験値と一致した傾向にあることがわかる。

群杭効率 η_p : 群杭効果により杭前面の地盤抵抗の上限値が低下することを表す係数である。ここでは、群杭効率は杭配置(構造的問題)によって決まる杭抵抗の有効面積(ここでは「抵抗エリア」という)が相互干渉によって減少することによって生ずると仮定する。すなわち、群杭効率 η_p は下式で表現できる。

$$\eta_p = \text{着目杭の抵抗エリア} / \text{単杭の抵抗エリア}$$

DIN4014¹⁴⁾では荷重作用方向の杭間隔が 6D (D:杭径)、直角方向の杭間隔が 3D の場合には群杭効果は生じないと規定されており、単杭の抵抗エリアを 6D × 3D の範囲と仮定した。図-31 に群杭の場合の抵抗エリアの考え方を示す。図中斜線の部分が着目杭の抵抗エリアである。前列杭および左右の杭により抵抗エリアが減少する。この考え方に従い全杭の η_p を算定し、平均値をとった結果を図-32 に示す。若干高めめの計算値を与えるが、概ね一致した傾向を与えていることがわかる。

7. まとめ

一連の実物大群杭水平載荷試験結果および解析結果を以下にまとめる。

1. 実杭基礎を用いて、杭頭変位 $\delta = 43\text{cm}$ (杭径の 40%) に至るまで水平載荷試験を実施した結果、耐荷力は漸増傾向を示した。また、荷重-変位曲線の降伏点は、解析上杭体の鉄筋が降伏応力度に達した点と一致している。
2. 杭体の曲げモーメントおよび、杭頭せん断力は、後列<中列<前列の順に大きくなる。これは、主に杭体に発生する正負の軸方向力によるものである。すなわち、負の軸方向力が作用する後列杭は曲げ耐力が低下し、先行して降伏する。その結果、相対的に剛性の低下した後列杭の荷重分担が低下する。
3. 群杭効果により、群杭の地盤バネは単杭に比べて低下している。また、群杭の中では中、後列杭の地盤反力度は前列杭に比較して低下している。
4. 杭体、地盤に非線形性を考慮した骨組解析手法が、実物大の群杭基礎に対しても適用可能であることが確認された。また、杭径の 10% 程度の領域までは、地盤の非線形特性をバイリニアモデルとしても十分評価可能である。

5. 荷重-変位曲線および、その降伏点のみに着目すれば、解析に軸力変動の影響を考慮せずとも評価可能である。しかし、個別の杭の断面力を評価する場合には、軸力変動を考慮した解析が必要である。

6. 既往の載荷試験で検証した結果、比較的ばらつきの少ない範囲で α_k, α_p が得られた。砂質系地盤の場合 $\alpha_k = 2.0, \alpha_p = 2.5$ と設定できる。

群杭の場合の α_k の低下率 η_k は“見掛けの載荷幅が減少する”と言う考え方で評価可能である。また、 α_p の低下率 η_p は“抵抗面積が減少する”と言う考え方で評価可能である。

謝辞: 本研究の実験や解析について、貴重な助言と指導を頂きました「阪神高速道路公団の杭の水平抵抗に関する研究会」の委員各位に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 足立紀尚, 木村亮, 亀井宏之: 3 次元弾塑性 FEM による実杭大変形水平載荷試験に関する挙動解析, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム 発表論文集, 1997.5.
- 2) 石田雅博: 土木設計における杭の水平支持力機構の考え方, 基礎工, pp.33-37, 1994.7.
- 3) American Petroleum Institute: API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - WSD, 21st Edition, pp.65-67, 1993.
- 4) DET NORSKE VERITAS: Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977.
- 5) 岸田英明, 中井正一: 地盤反力-変位関係の非線形性, 土と基礎, pp.21-28, 1977.8.
- 6) 岡原美知夫, 高木繁, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第 2919 号, 1991.
- 7) 社団法人 日本道路協会: 地中連続壁基礎設計施工指針・同解説, 1991.7.
- 8) 幸左堅二, 木村亮, 森田悠紀雄, 伊藤恭平: 場所打ち杭を用いた群杭の大変形水平載荷試験, 土と基礎, 1995.5.
- 9) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 p240, 1996.12.
- 10) (財) 阪神高速道路管理技術センター, 旧梅田入出路構造物に関する調査研究 報告書, 1992.3.
- 11) 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ュミレーション解析, 構造工学論文集, Vol.39A, 1993.3.
- 12) 斎藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易鋒: 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, 1993.3.
- 13) 岡原美知夫, 高木章次, 茶林一彦: 地中連続壁基礎の支持機構, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989.3.
- 14) Deutsches Institut Fur Normung : DIN4014, 1987.2.
- 15) (財) 阪神高速道路管理技術センター, 岸和田旧港水平載荷試験 実験報告書, 1994.3.
- 16) 木村亮, 幸左堅二, 伊藤恭平, 坂本眞徳: 場所打ち杭の大変形水平挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.39A, 1993.
- 17) 幸左堅二, 森田悠紀雄, 鈴木直人: 実杭基礎による大変形水平載荷試験と解析的検討, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム 発表論文集, 1995.5.

(1997.8.6 受付)

LATERAL LOADING TEST OF FULL-SCALED PILE FOUNDATION FOCUSED ON ULTIMATE BEHAVIOR

Kenji KOSA, Naoto SUZUKI, Makoto KIMURA, Yoshitomi KIMURA
and Yukio MORITA

In order to establish the limit state design method for pile foundations, it is necessary to develop the adequate analysis method that can fully express the ultimate behavior of pile foundations. Although several analysis methods for pile foundations have been proposed, mainly on the basis of small-scale model tests, the behavior of pile foundations is considered to be significantly influenced by the scale effect, the pile group effect, horizontal spacing of piles and so on. Authors executed the lateral loading test using the full-scaled 3-by-3 pile foundation with 1.2m of diameter, and traced its critical behavior up to the ultimate limit state. Based on the test results, the applicability of the nonlinear analysis model, considering both of soil reaction and $M-\phi$ properties of each pile, was precisely examined. And finally the design constants of nonlinear ground reaction characteristics were discussed including the past test results.