

場所打ち杭の大変形水平挙動に関する研究

LARGE DEFORMATION BEHAVIORS OF Laterally LOADED CAST-IN-PLACE PILES

木村 亮* 幸左賢二**

by makoto KIMURA, kenji KOSA,

伊藤恭平*** 坂本眞徳****

kyohei ITO and masanori SAKAMOTO

In order to clarify the ultimate state of lateral resistance of pile foundation, it is useful to have a lateral loading test for real piles until they reach a breaking point. However, there have been few examples of such experiment. Before an old entrance ramp pier of Hanshin Expressway in Osaka was demolished, two types of static lateral loading test for its cast-in-place pile foundation (1m in diameter) were conducted.

This paper reports the test results and the stress transfer method of analyzing the ultimate state of lateral resistance of cast-in-place piles which takes account of non-linear behaviours of piles and their surrounding ground.

1. まえがき

現行の杭基礎の設計法については、設計荷重を対象とした弾性解析にもとづいて基礎の安定度照査（変位、支持力）と杭本体の許容応力度設計が行われている。一方、昭和61年度制定の土木学会コンクリート標準示方書においてはコンクリート構造物の設計法として限界状態設計法がはじめて導入され、わが国でも限界状態設計法的な観点から設計手法の見直しを図っていくとする気運が高まっている。杭基礎をはじめとする基礎構造物についても例外ではなく、とくに終局限界状態における設計法の確立に向けて各種機関にて精力的な調査研究が進められている状況にある。

しかしながら、杭の水平方向の挙動に関して言えば、破壊まで試みた実験例として模型杭によるものが若干例あるのみで、実杭に至ってはほとんどないのが現状であった。そこで、阪神公団では、阪神高速道路・旧梅田入路の撤去工事に際して、その橋脚基礎である杭径1.0mの場所打ち杭を対象として、単杭および直列2本組杭の終局時までの静的水平載荷試験を実施した。この実験の目的は、実際の場所打ち杭を使って破壊に至るまで水平載荷を行うことにより、地盤と杭体の終局水平抵抗挙動を明確にするとともに、単杭、直列2本組杭における挙動の相違を確認することにより、群杭における破壊性状についての基礎データを得るというものであった。

* 工修 京都大学助手 工学部 交通土木工学科 (〒606 京都市左京区吉田本町)

** Ph.D 阪神高速道路公団 工務部設計課 係長 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

*** 工修 (株)建設技術研究所 大阪支社 技術第四部 課長代理 (〒540 大阪市中央区大手前1-2-15)

**** 中央復建コンサルタンツ(株) 第三設計部第三課 係長 (〒532 大阪市淀川区東三国3-5-26)

また、解析にあたっては、地盤の非線形特性として水平方向地盤反力係数は変位量の $-1/2$ 乗に比例するという慣用式を用いた場合、載荷点変位は微小変形領域については過大評価となり、大変形領域においては過小評価となることがわかった¹⁾。そこで、杭の塑性領域までも考慮した解析手法を提案するためには、地盤の特性として弾性域と塑性域の両面を考慮した弾塑性モデルを用いる必要があることから、建設省土木研究所において提案された地盤の支持機構として初期勾配と極限抵抗を同時に表現することができるバイリニア型モデル²⁾を採用するものとし、杭体についても非線形性を考慮するものとした。

本報告では、実杭による場所打ち杭の水平載荷試験結果について示すとともに、本研究の特徴である地盤と杭体の非線形性を考慮した解析の方法とその結果について述べるものである。

2. 実験概要

2-1. 試験杭の諸元

今回試験対象となった杭は、単杭、直列2本組杭ともに杭長 $l=25.0\text{m}$ 、杭径 $\phi 1.0\text{m}$ の場所打ち杭である。設計段階における杭の基本諸元と設計定数をそのまま解析に使用することはできないことから、単杭の載荷試験終了後に杭体部を地表面下数メートルにわたり掘り起こし、コンクリートおよび鉄筋の性状について採取されたコアによりコンクリートの圧縮強度および静弾性係数の測定と、鉄筋のかぶり深さ測定および引張強度試験が行われた。これにより設定された試験杭の基本諸元と設計定数を表-1に示す。なお、本試験杭の配筋については、単杭、直列2本組杭ともに同様であり、杭頭よりそれぞれ4 m、5 mの位置に段落し部がある。

表-1. 試験杭の基本諸元と設計定数

項 目	内 容
コンクリート	設計強度 $\sigma_{28} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
	(実測値*) $\sigma_{28} = 400 \text{ kgf/cm}^2$
	弾性係数 $E_c = 2.7 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
鉄 筋	(実測値*) $E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
	規 格 S S D 49
	許容応力度 $\sigma_{sa} = 1,600 \text{ kgf/cm}^2$
配 筋	降伏点強度 $\sigma_{sy} = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$
	(実測値*) $\sigma_{sy} = 3,500 \text{ kgf/cm}^2$
	上 部 D22-24本 (鉄筋かぶり10cm)
	下 部 D19-24本 (")

2-2. 載荷試験の方法

試験杭については、単杭、直列2本組杭のそれぞれに対して単独の橋脚基礎を用いるものとし、ともに5本群杭中の中から試験杭の設定を行うものとした。そのため既設のフーチングを撤去することにより杭頭を露出させ、さらに周辺地盤の及ぼす影響を低減させるため土質工学会の基準³⁾により前面土についても杭径の5倍の範囲にわたり2.7m程度掘り下げるものとした。

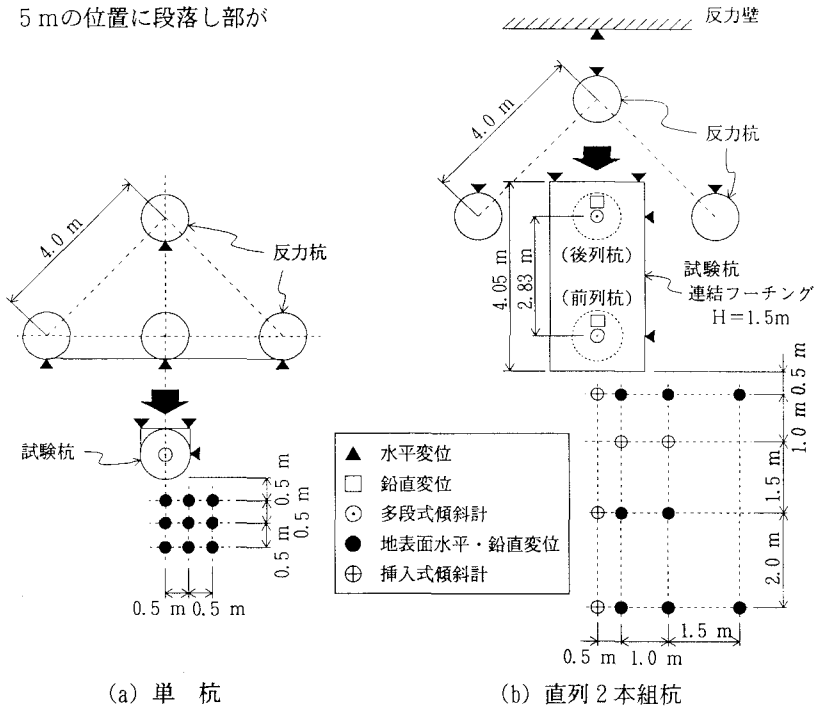


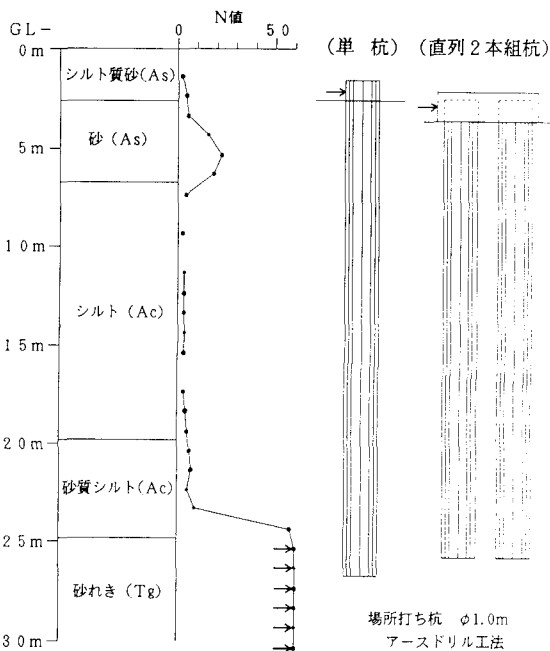
図-1. 載荷装置と計測項目

また、載荷時における反力の支持方法としては、単杭の場合試験杭以外の杭を反力杭とし、組杭の場合にはさらに鋼矢板による反力壁を設けることにより対処した。なお、試験杭の杭頭条件は、単杭は自由とし、組杭については新たに連結フーチングを設置することにより固定とした。

試験の方法と計器の配置については、図－１に示すとおりである。載荷高さは、単杭と組杭に対しそれぞれ地表面より0.50m、0.75mとした。載荷の最大荷重としては油圧式電動オイルジャッキを用いることにより、杭体あるいは地盤が終局に至るまでとした。載荷方法は1方向多サイクル方式によるものとし、単杭の場合における荷重ステップおよび荷重の保持時間については土質工学会の基準³⁾にしたがうものとし、組杭については単杭の試験結果を踏まえた上で荷重ステップを小さくし、また、挿入式傾斜計測定のため保持時間は若干長くした。計器類の設置については、場所打ち杭の載荷試験を行う場合試験杭の施工に先立って鉄筋計、コンクリートひずみ計、固定式多段的傾斜計等を設置するのが一般的であるが、本試験杭はこれまで供用されていた既設杭であることから測定項目に限りが生じた。計測項目については図－１に示すとおり、水平荷重、水平・鉛直変位、杭体傾斜角、杭周辺地盤の地表面変位（組杭についてはさらに地中変位）とした。なお、杭体傾斜角の測定にあたっては、杭中心をコーポリングした上で固定式多段傾斜計の挿入を行ったのちグラウト材を注入して固定するものとした。配置間隔については変位が大きいと推定される杭上部は1.0mピッチと密に配置し、下部においては2.0mピッチとした。

2－3. 地盤特性について

試験位置における地盤条件については、既存の調査資料では不明確であったことから改めて土質調査を行うものとした。調査結果より試験地における土質構成は、図－２に示されるとおり上層部はN値15程度の沖積砂質土層となっており、GL-7.0mからGL-25.0mの約18m区間はN値3程度の軟弱な沖積粘土層、それ以下は硬い洪積砂レキ層を形成している。試験杭は支持杭の形態をとっており支持地盤である洪積砂レキ層へ約2.0m程度の根入れとなっている。



図－２. 地盤条件と試験杭との関係

また、解析に対する基礎データの収集として、標準貫入試験の他に孔内水平載荷試験、一軸・三軸圧縮試験等が実施されている。試験結果の一覧は表－２のとおりである。ここで、粘着力およびせん断抵抗角は三軸圧縮試験（UU）、変形係数については孔内水平載荷試験による値を示す。

表－２. 物理・力学試験結果

地 層 名	砂	シルト	シルト	シルト
深 度 h	—	GL-7.50m	GL-10.00m	GL-15.50m
定 数	—	-8.30m	-10.80m	-16.30m
土 粒 子 n の 比 重	—	2.664	2.649	2.656
一 軸 圧 縮 応 力 qu (kgf/cm ²)	—	0.747	0.899	1.047
粘 着 力 c (kgf/cm ²)	—	0.47	0.45	0.39
せん断抵抗角 φ (度)	—	0	0	0
変形係数 Eo (kgf/cm ²)	62.8 (GL-5.5m)	22.7 (GL-8.5m)	19.6 (GL-11.5m)	23.5 (GL-14.5m)

3. 水平荷重実験結果

3-1. 荷重～変位関係

単杭，直列2本組杭ともに杭体～地盤系の破壊近くまでの荷重が行われた。水平荷重試験における載荷点の荷重～変位関係を図-3 (a), (b)に示す。これより単杭，組杭ともに弾性領域としての基準変位量(10mm)をはるかに越え，杭体～地盤系の非線形性として塑性化が進行していることがわかる。

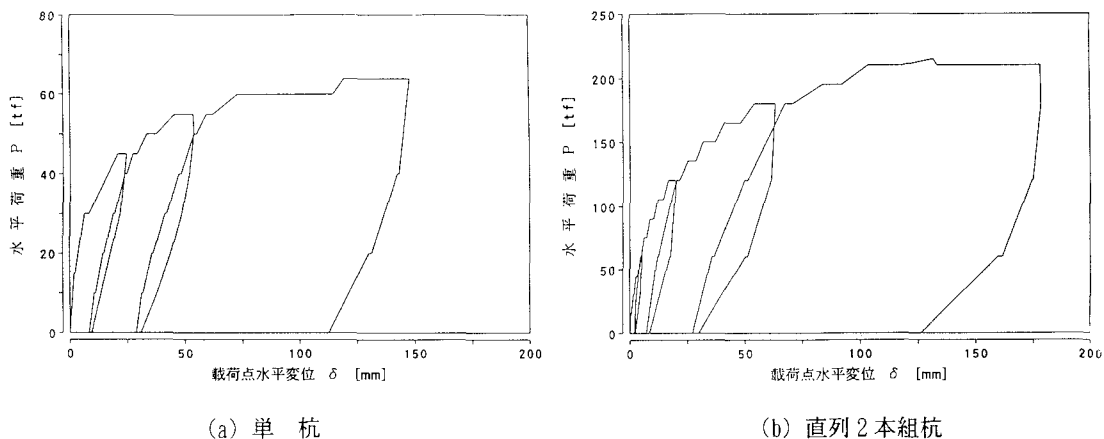


図-3. 荷重～変位関係図

さらに，荷重～変位関係をワイブル曲線による最小2乗近似にて両対数表示したのが図-4である。これによるとどちらもB，Cという2つの折れ点が認められる。B点については，単杭の場合 $P=30\text{tf}\sim40\text{tf}$ 付近，組杭の場合 $P=80\text{tf}\sim90\text{tf}$ 付近となっており，また，C点については，単杭の場合 $P=50\text{tf}\sim60\text{tf}$ 付近，組杭の場合 $P=160\text{tf}\sim180\text{tf}$ 付近となっている。これらの折れ点の荷重値は，杭体と地盤の非線形性によって関係付けられることが考えられる。

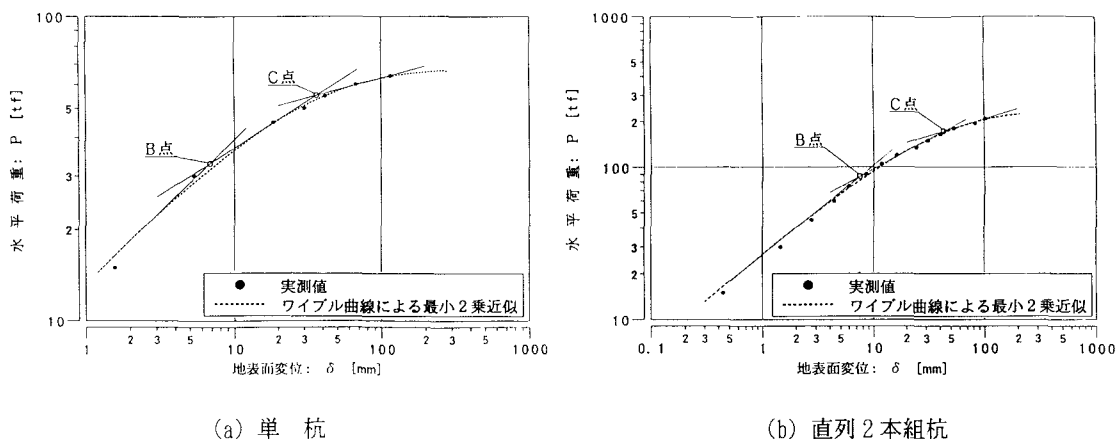


図-4. 荷重～変位関係の両対数表示図

3-2. 杭の変形挙動

杭体の水平変位について，杭軸中心に沿って設置した多段式傾斜計の傾斜角から評価することにより求めた結果を図-5に示す。ここで変位量の算出方法については，杭先端の変位を境界条件として(変位 $\delta=0$)，各点での傾斜角の測定値を上方に順次積分することにより杭の変位分布を求め，さらに実測載荷点変位をも

とに変位分布を比例配分して補正を施している。図-5から以下のことが読み取れる。

- 1) 単杭では、杭の不動点深さが各荷重段階で変化しており、荷重増加にともない次第に浅くなる傾向を示す。
- 2) 2本組杭でも、不動点深さは荷重に応じて変化し、また、前列杭の不動点は後列杭に比べて深い。

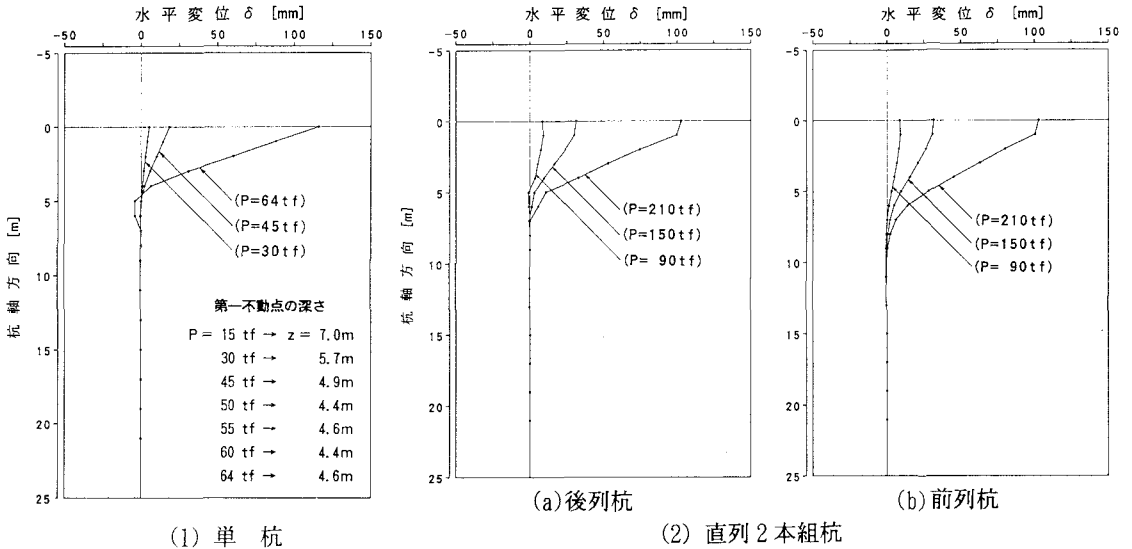


図-5. 実測により求めた杭体の変位図

一般に、杭の水平抵抗に關する地盤は杭の特性値にもとづき地表面から $1/\beta (= \sqrt[4]{4EI/k_H D})$ の範囲であると言われている。ここに、 $1/\beta$ は深さ (cm) の次元をもち、地盤反力係数 k_H と杭体の曲げ剛性 EI との相関関係によって変化する。つまり k_H は地盤変位の増大とともに低下する傾向を示し (k_H 値のひずみ依存性)、また杭体の曲げ変形の進行にともない曲げ剛性も低下するため (杭体の非線形性)、この両者の非線形性の進行度に応じて $1/\beta$ の値が変わっていくことになる。ここで、杭体が弾性体であると仮定すると、 k_H の低下にともない $1/\beta$ は深くなるはずである。ところが、単杭載荷試験においてはこれとは逆に、荷重の増大に従い不動点深さが浅くなっている。この傾向は、杭体の曲げ剛性 EI の低下が、地盤の非線形性に関する $k_H D$ よりも影響度が大きかったことを示唆するものと考えられる。

また、組杭載荷試験における前列杭と後列杭の不動点深さの違いについては、いわゆる群杭としての影響のほかに、ラーメン構造系としての正負の軸方向力に応じて各杭体の曲げ非線形特性が異なることにより生じたものと類推される。

3-3. 試験後の外観性状

単杭については、載荷試験後杭体部を地表面から 6.0m 程掘り起こし、コンクリートおよび鉄筋の性状調査とともに外観状況調査を行っている。単杭における試験後の外観状況を図-6に示す。

ひびわれは、杭頭より深さ 2m~5m 付近の間に集中しており、最大ひびわれ幅は深さ 4m 付近で 7.0mm (2ヶ所) であった。また、深さ 4m 付近において、圧壊ともいえるコンクリートの浮き部分が見られた。これは、まさに杭体の断面変化点付近に位置するものであり、杭体-地盤系の終局状態において、杭体の塑性化の進行度合いが想像できる。

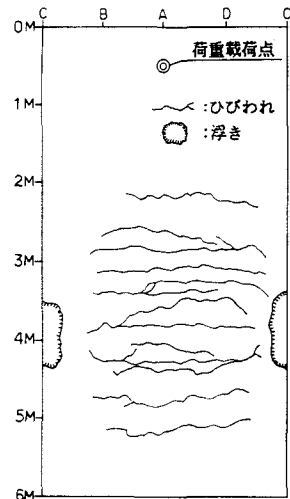


図-6. 単杭の外観性状図

4. 非線形性を考慮した水平方向弾塑性解析

4-1. 非線形性のモデル化

非線形解析に先立ち、実測の荷重～変位関係から算定した逆算 k 値を用い、杭体の曲げ剛性を一定とした多層系骨組構造モデルによる線形解析を実施した。しかし、単杭の載荷試験結果における第1不動点の位置が荷重増加によって次第に深くなる傾向、終局時近傍における地中内の杭の変位分布性状、また、組杭における前列杭と後列杭の不動点深さの違いなど、線形解析では到底説明できないことがわかった。この理由として、逆算 k 値は杭頭荷重～杭頭変位の関係のみ支配されているため、各層の非線形化の程度に応じた杭の深さ方向の変形性状を説明するには無理があること、また、試験後の単杭の外観調査からもわかるように、最大荷重に至るまでの間に杭本体は明らかに強く非線形化しており、これと地盤の非線形化が連成しあって杭の断面力再分配と変位分布の変化をもたらしていたことなどが考えられる。そこで、地盤と杭本体の非線形特性を考慮した解析について以下に述べる。

(1) 地盤の非線形特性

各層における地盤の非線形性をモデル化する方法として、まず、以下の慣用式が考えられた。

$$k(y) = k_{h0} y^{-1/2}, \quad p(y) = k(y) y = k_{h0} y^{1/2}$$

ここに、 k_{h0} 、 y 、 $k(y)$ 、 $p(y)$ はそれぞれ、基準変位量1cmに対応する k 値、任意位置での杭の水平変位量、変位 y に対応する k 値、変位 y に対応する水平方向地盤反力度を示す。ところが、これを用いて解析を行った結果、載荷点変位は微小変位領域では実験値を過大に評価し、大変形領域では逆に過小評価していることがわかった¹⁾。そこで、これらの解析結果をもとに、建設省土木研究所において提案された地盤の非線形性を図-7に示すようなバイリニア型モデル²⁾として扱うものとした。

任意深さ x における各層の水平方向の非線形性を次式により表現する。

$$\begin{aligned} p(x, y) &= \alpha_k D k_h(x) y \quad (y \leq \alpha_p p_p / \alpha_k k_h) \\ &= \alpha_p D p_p(x) \quad (y > \alpha_p p_p / \alpha_k k_h) \end{aligned}$$

ここに、 $p(x, y)$ 、 D 、 $k_h(x)$ 、 $p_p(x)$ はそれぞれ、変位 y に対応する水平方向地盤反力度、杭径、基準変位量 $D/100$ に対応する水平方向地盤反力係数、クーロン受働土圧強度を示し、 α_k 、 α_p はバイリニア特性を記述する非線形パラメータとしてそれぞれ、割線地盤反力係数 k_h の倍率である地盤反力度の初期勾配、クーロン受働土圧強度 p_p の倍率である地盤の抵抗強度を規定するものである。なお、ここでクーロン受働土圧強度 p_p は、道示⁴⁾におけるケーソン基礎（常時）に相当する値を仮定した。

(2) 杭体の非線形特性

杭本体の各断面における非線形特性については、軸方向力 N と曲げモーメント M を受ける円形RC断面に対して、曲げ変形理論を適用して得られる曲げモーメントー曲率関係（ $M-\phi$ 関係）を、①原点、②コンクリートのひびわれ開始時（C）、③引張鉄筋の降伏開始時（Y）、④断面の終局時（U）の4点を結ぶトリリニア曲線で近似するものとした。これは、道示⁵⁾においてRC橋脚の地震時保有水平耐力の検討に用いられる方法と基本的に同様の手法である。なお、軸方向力の取扱いについては、単杭が $N=0$ の場合を想定したのに対し、組杭では、前列、後列杭に発生する軸力の変動に対し $\pm 10tf$ ごとに設定を行った。

図-8、9に単杭および組杭における杭断面の曲げモーメントー曲率曲線を示す。

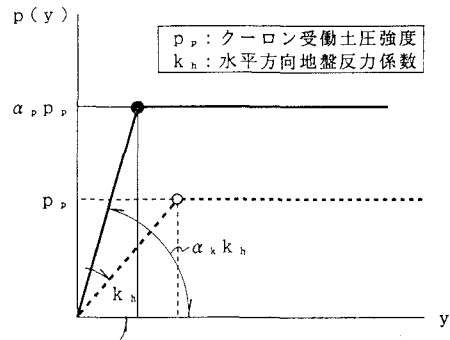


図-7. 地盤のバイリニア型モデル

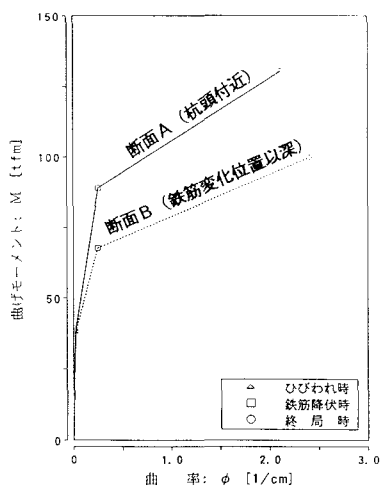
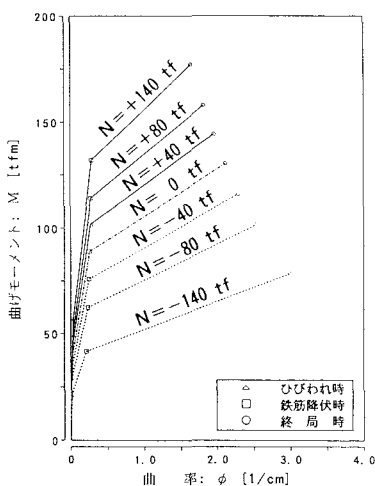
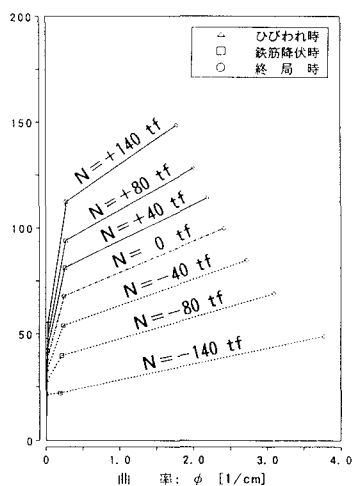


図-8. 杭断面の
曲げモーメント-曲率曲線(単杭)



(a) 断面A (杭頭より5.0m付近)



(b) 断面B (杭頭付近)

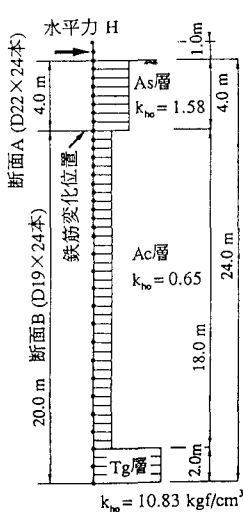
図-9. 杭断面の曲げモーメント-曲率曲線(組杭)

(3) 解析の手法

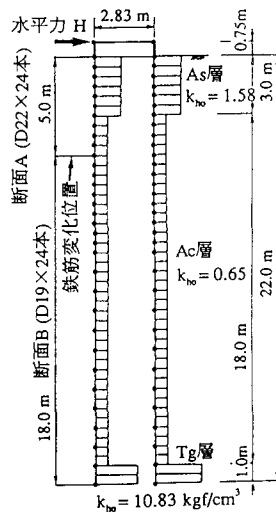
(1), (2)において定義した地盤および杭体の非線形特性を、フレーム系に適用することにより非線形解析を行うものとする。解析手法の要点を以下に示す。

- 1) 杭体-地盤系を非線形バネ(=地盤)支点上の非線形はり(=杭体)としてモデル化する。
- 2) 非線形解析手法として荷重伝達法を適用する。この方法は線形解析を基本としているが、杭体の剛性変化による非線形性は内力の不釣り合い力を等価な外力として処理し、また、地盤バネの非線形性も同様に、線形地盤反力と非線形地盤反力の差を外力として処理する方法による。

ここで、解析に使用した非線形解析モデルを図-10に示す。地盤バネはバネ支点として離散化し、 k_b 値は地盤調査結果から求めた値を用いた。また、組杭における杭先端の支持条件には、フーチングの回転を考慮するため鉛直バネを設けた。ここで鉛直バネについては、道示⁴⁾の評価式にしたがい算出した。断面A、断面Bの各断面における杭体のM-φ関係については、前述のとおり単杭の場合は軸力 $N=0$ での値を用い、組杭の場合は変動する種々の軸方向力に依じた値を用いることで評価するものとした。



(a) 単杭



(b) 直列2本組杭

図-10. 非線形解析モデル

4-2. 非線形解析結果

(1) 単杭の解析

地盤のバイリニア型モデルのパラメータである α_k 、 α_p の判定にあたっては、簡単な試算の後、 α_k の値が荷重～変位関係における初期勾配を拘束していることが確認できたため、まず α_k の最適値として $\alpha_k = 3.0$ を設定し、つぎに α_p の値を徐々に変化させることにより実験値との近似解を推定するという方法によった。このようにして解析を行った結果、 $\alpha_k = 3.0$ 、 $\alpha_p = 2.5$ の場合において、実杭の挙動をかなり精度よく表現させることができた。

図-11に荷重～変位関係の解析結果を示す。これによると、微小変形領域、大変形領域ともに非常に実験値に合致していることがわかる。

また、地中内における分布性状として、曲げモーメント分布、水平変位分布、地盤反力度分布の解析結果を図-12～14に示す。図-12では曲げモーメント分布の解析値とともに杭体の抵抗値として、ひびわれ時、鉄筋降伏時、終局時の曲げモーメントを合わせて示した。この実験では曲げモーメントの実測値が得られていないために実験による検証はできないが、 M_{max} は主鉄筋の断面変化位置よりやや浅い位置で発生しており、また断面変化位置の断面が先行して降伏曲げモーメントに達する状況がうかがえる。これは実験後の調査においてこの付近の曲げひびわれが卓越していた事実を説明するものといえよう。(図-6)

図-13の変位分布の解析結果によると、荷重の増加にともなう第1不動点深さの変化はあまりみられず、地表面より3.0～3.5mの範囲となっている。これを傾斜計による実測結果(図-5)と比較すると、とくに $P=50\text{tf}$ 以降の分布状況によく適合していることがわかる。

図-14の地盤反力度分布では、地盤の塑性化の進行が杭上部付近で留まっていることがわかる。これより杭体-地盤系の終局状態への移行において、地盤の塑性化に先行して杭体が終局状態に達していたものと判断できる。

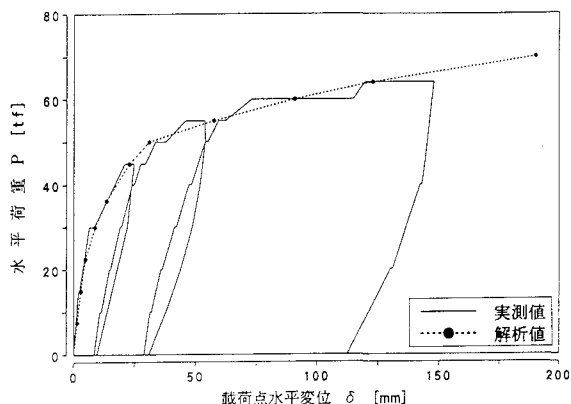


図-11. 非線形解析による荷重～変位関係(単杭)

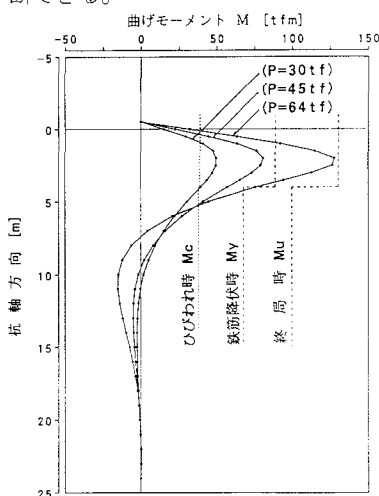


図-12. 非線形解析による
曲げモーメント分布(単杭)

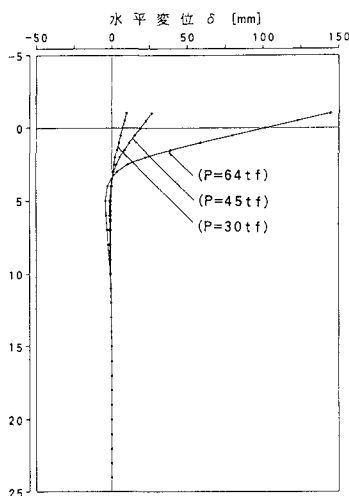


図-13. 非線形解析による
水平変位分布(単杭)

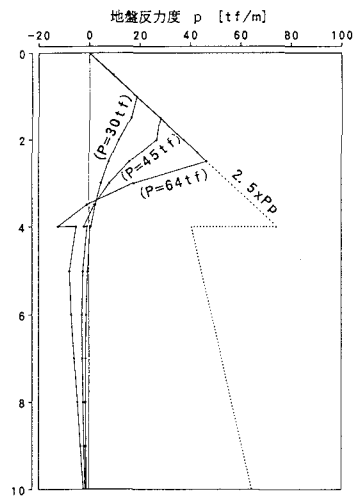


図-14. 非線形解析による
地盤反力度分布(単杭)

(2) 直列2本組杭の解析

組杭については、前列、後列杭に発生する軸方向力の変動に対応した $M-\phi$ 曲線をモデル化することにより、単杭と同様に α_k 、 α_p の値を変化させながら実験値に適合した非線形パラメータ α_k 、 α_p の判定を行った。検討の結果、前列杭では $\alpha_k=3.0$ 、 $\alpha_p=2.5$ 、後列杭においては $\alpha_k=3.0$ 、 $\alpha_p=1.0$ の場合において、図-15に示すとおり実杭の挙動をかなり精度よく表現することができた。これについては以下のように推測される。

- 1) 直列2本組杭の α_k は前列・後列杭ともに同一であり、かつ単杭で判定した値と同じである。
- 2) 前列杭の α_p は受働側の地盤抵抗が単杭の場合と同様であると考えられるため、単杭と同じ値になり、後列杭の α_p については前列杭よりも小さくなるものと考えられる。

また、地中内における分布性状として、曲げモーメント分布、水平変位分布、地盤反力度分布の解析結果を図-16～18に示す。図-16では、単杭と同様、曲げモーメント分布の解析値とともに、ひびわれ時、鉄筋降伏時、終局時の曲げモーメントを合わせて示した。解析結果による限りでは、前列杭の曲げモーメントが卓越しており、仮にこの結果が実杭の挙動を表しているとするれば、終局荷重近傍での杭本体の設計においてもこの状況を考慮する必要があるものと考えられる。

また、図-17の水平変位分布については、荷重の増加にともなう第1不動点深さの変化はあまり認められなかったが、実験結果における前列・後列杭の不動点位置の差についてはほぼ説明できている。

図-18の地盤反力度分布では、実験による荷重～変位関係との近似解として設定した前列杭と後列杭における α_p の相違により、地盤の極限抵抗の違いをうまく評価できていることがわかる。また、単杭とは違って地盤の塑性化がかなり進行していることが類推できる。

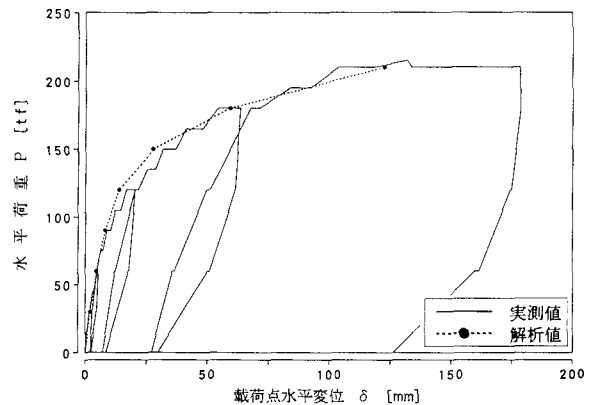
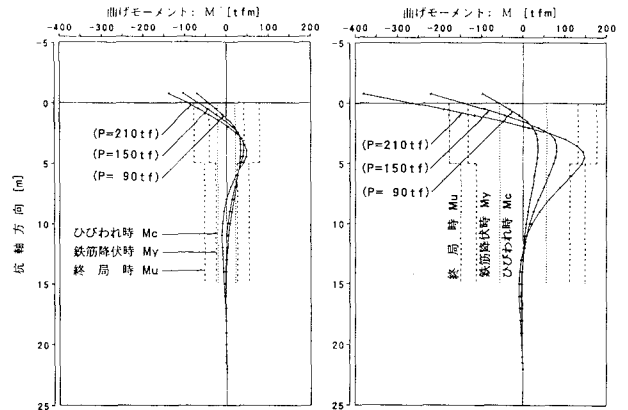


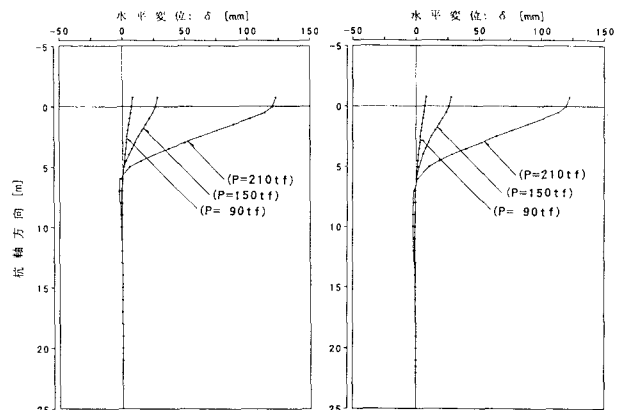
図-15. 非線形解析による荷重～変位関係



(a)後列杭

(b)前列杭

図-16. 非線形解析による曲げモーメント分布（組杭）



(a)後列杭

(b)前列杭

図-17. 非線形解析による水平変位分布（組杭）

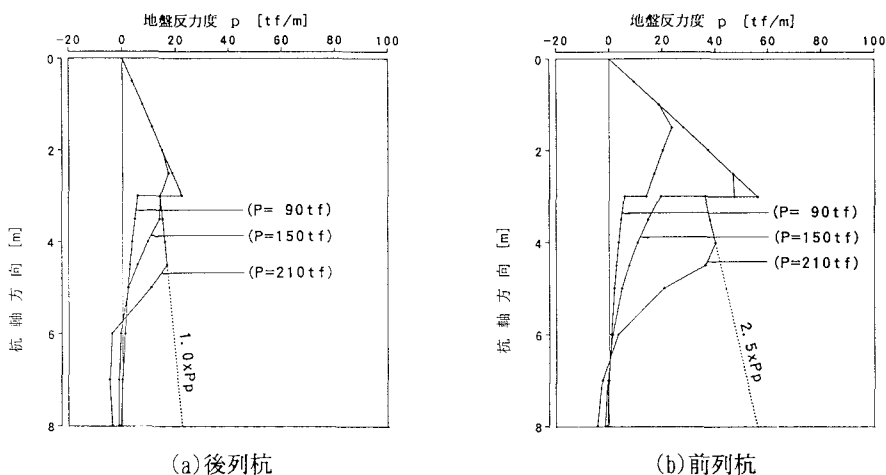


図-18. 非線形解析による地盤反力度分布（組杭）

5. まとめ

今回実施された場所打ち杭の水平載荷試験では、荷重が保持できない極限状態までの載荷試験を行い、大変形時の挙動を概ね実験的に明らかにすることができた。また、地盤と杭体の非線形性を考慮した弾塑性解析として、地盤についてはバイリニア型モデル、杭体についてはM- ϕ 関係をトリリニア曲線で近似するという方法により検討を行ったが、以下のようなことが指摘された。

- ①単杭、組杭ともに荷重～変位関係、地中内における杭の水平変位分布をほぼ説明することができた。
- ②単杭と直列2本組杭の実験により、単杭試験に適合するよう定めた α_k 、 α_p を直列2本組杭の前列杭にそのまま適用し、かつ後列杭の α_{p2} のみを低減させることにより、直列2本組杭の挙動を精度よく再現することができた。
- ③②より、直列2本組杭の群杭効果による終局時近傍の荷重分担は、 α_p すなわちバイリニアモデルにおける地盤抵抗の上限値の違いにより評価できる可能性がある。

本研究を通じて、単杭や直列2本組杭の水平方向終局挙動についての数値解析的な評価法が、ある程度可能になったものと考えられる。しかしながら、実杭における水平載荷試験結果はまだ少なく、今後さらに群杭効果、地盤種別に応じたパラメータの検討、また、パラメータの理論的な検証、交番繰返し載荷の挙動把握などに対する実験的・解析的研究の蓄積が望まれるところである。

本報告は、（財）阪神高速道路管理技術センターの“杭の水平抵抗に関する調査研究会”での研究成果を取りまとめたもので、調査研究会委員の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献：

- 1) 木村・中林・浜田・友永・伊藤：場所打ち杭の大変形水平載荷時の挙動，第27回土質工学会，1992年6月
- 2) 建設省土木研究所：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，1992年3月
- 3) 土質工学会：クイの水平載荷試験方法・同解説，1983年10月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編），1991年2月
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），1991年2月

（1992年9月21日受付）