

## 杭のネガティブフリクションに関する実験的・解析的研究

AN EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY ON  
THE NEGATIVE FRICTION OF PILES

西 好一\*・江刺靖行\*\*・吉田保夫\*\*\*・島本正雄\*\*\*\*

By Koichi NISHI, Yasuyuki ESASHI, Yasuo YOSHIDA  
and Masao SHIMAMOTO

## 1. 序 論

厚く堆積する軟弱地盤上に建設される重要構造物に対しては、杭材の品質向上、長尺の鋼管杭の出現および杭打ち機の発展の結果として、一般には堅固な層を支持地盤とする杭基礎形式を採用することが多い。周知のように、杭基礎の支持機構は上部構造物から伝達された荷重を、杭周面上で上部構造物に対し上向きに作用する摩擦力（正の摩擦力）と杭先端地盤の支持力に期待するものであるが、地盤が地下水のくみ上げや載荷盛土などにより沈下を生じると正の摩擦力が消滅し、下向きの摩擦力（負の摩擦力、ネガティブフリクション：以後 N.F. と略称する）が卓越するようになる。

この N.F. による被害例はかなり以前から報告<sup>1)</sup>されており、土質基礎工学上の大きなテーマの1つでもあった。したがって、これに関する研究も種々な角度から実施され、数多くの成果があげられている。Terzaghi-Peck<sup>2)</sup>によると N.F. は杭周面積と平均せん断強さの積として求められ、また Ahu<sup>3)</sup> は最大軸力が発生する中立点位置を杭と地盤の相対沈下が0の点という観点から N.F. を検討することを提案している。地盤沈下と杭周面に作用するせん断応力の関係に着目した初期の理論的研究としては、杭周辺地盤内の微小部分の力の平衡状態から出発した針生<sup>4)</sup>、Habib<sup>5)</sup> の考え方があげられる。また地盤の粘弾性論的な物性を考慮した研究が別所<sup>6)</sup>、渡辺<sup>7)</sup> により行われた。杭と土との間の摩擦特性を導入し、杭近傍の力のつり合いから杭に作用する N.F. を求める方法としては、Seed and Reese<sup>8)</sup> による力のつ

り合い式に基づく沢口<sup>9)</sup> の研究があげられる。伊藤・松井<sup>8)</sup> は杭の沈下により生じる N.F. の減少について考察し、杭先端地盤剛性を考慮した杭先端軸力の減少率を提案している。杭の任意点に作用するせん断応力から、Mindlin の弾性解を援用して杭周辺の応力分布を推定し、杭体軸力を算定する手法が Poulos<sup>9)</sup>、山肩<sup>10)</sup> により展開された。一方、数値解析手法の発展に伴い杭と地盤の相互作用を考慮する方針から、有限要素法を用いた研究が伊藤<sup>8)</sup>、木村<sup>11)</sup>、Walker<sup>12)</sup> により行われた。以上の研究は、単杭を対象としたものであるが、実際の構造物は群杭として支持されることが多いためそれに関する研究もいくつかみられる。Zeevaert<sup>13)</sup>、山肩<sup>14)</sup> は、等間隔で無数に打設された群杭に作用する N.F. を杭近傍における力のつり合いから深さ方向の鉛直土圧の低減式を誘導し、さらにこれに基づき群杭における軸力の低減効果についての考え方を提示した。遠藤<sup>3)</sup> は、単杭に作用する最大軸力に着目し、これを杭周辺の土の重量に変換し、等価重量負担半径の考えから群杭の低減率を算定する方法を提案している。

上記した理論的・解析的研究と並行して、実物大杭を用いた現場実験も数多くみられる<sup>3), 15)~17)</sup>。これらの現場実験では、おもに Bjerrum の提案式<sup>18)</sup> と群杭効果および杭先端地盤の硬軟による中立点位置の変動について考察が加えられ、その結果は現行設計指針の中に取り入れられている状況にある。

以上のような理論面および現場実測に基づく既往の研究により、N.F. の特性がかなり明らかにされてきたといえるが、N.F. の発生機構と関連する杭周面でのせん断特性の把握、それに基づく群杭効果の評価法など基本的な問題も残されているように思われる。また、大型送電鉄塔などのように、基礎の微小な変形が上部構造物に与える影響が大きい場合、杭基礎の変形に対する精度の高い予測手法の確立も重要な課題であろう。本研究は、これらの点に着目して、大型模型実験、現場実験および

\* 正会員 工修 (財) 電力中央研究所土木技術研究所  
地盤耐震部\*\* 正会員 工博 (財) 電力中央研究所土木技術研究所  
地盤耐震部長

\*\*\* (財) 電力中央研究所土木技術研究所地盤耐震部

\*\*\*\* (株) 東京電力工務部

それらを対象とした数値解析を実施し、N.F.の基本的特性と杭基礎変形に関する予測手法および計算値と実測値との比較について述べたものである。

## 2. 模型実験による杭周面せん断特性

### (1) 試料, 実験装置および方法

使用した試料は、表-1(a), (b) および図-1に示す物理諸量を有する粘性土と川砂である。これらの強度・変形特性を三軸圧縮試験機により調べた。粘性土に関しては、液性限界程度の含水比でよく練返した後、小型圧密土槽(高さ48cm, 直径89cm)へ搬入し、0.5 kg/cm<sup>2</sup>の圧密圧力のもとで1週間圧密したものを切り出して供試体とした。砂質土に関しては、相対密度を3通りに変えて試験を実施した。三軸圧縮試験(C $\bar{U}$ :粘性土, D:砂)による有効内部摩擦角( $\phi'$ )、および等方圧縮試験により得られた圧縮指数( $\lambda$ )、および膨潤指数( $\kappa$ )の値を表-2に示す。

図-2に用いた実験装置の概略を示す。土槽は高さ1m, 内径2m, 厚さ6mmの鋼製板で作成されており、土槽側面には図に示す8か所に直径3cmの排水用ポラスストーンが設けられている。土槽底部には杭と杭体軸力測定用ロードセル(容量:1t)を連結するための円孔(直径12cm)が13か所設けられており、単杭および群杭の場合にも適用できるようになっている。土槽上部には鋼製のふたが取り付けられるが、その頂部には空気抜きコック、加圧装置と結合するコックおよび加圧用のゴム袋が備え付けられている。鋼製ふたの内側は、ゴム袋内の空気を排除しやすくするために円錐形状となっている。加圧はコンプレッサーから送られた空気圧をレギュレータにより所定の圧力に調整し、圧力タンク内で水圧に変換しゴム袋を介して行う。圧力タンクの側面には、ビューレットが取り付けられており土槽内の地盤沈下量が測定できるようになっている。なお、ゴム袋内の空気や水を排除するために、真空ポンプへ連結できる経路を有しており、載荷前にはゴム袋内をほぼ真空状態にすることができる。これは加圧による沈下量測定をより確かなものにするために行うものである。

使用した杭は、長さ80cm(粘性土)、1m(砂質土)、外径10.15cm, 肉厚4.1mmの鋼杭である。単杭の実験では杭表面が黒皮のままの杭、一方、群杭は5本一組で

実験を行ったが、そのうちの1本はピッチ1.5mm, ねじ山の高さ1mmのねじを切った杭を用いて杭表面粗度の影響をみることにした。

実験方法について以下に述べる。粘性土の場合、まず杭を所定の位置に設置し、土槽下部に5cmの砂を敷く。その後、液性限界程度の含水比でよく練返し土槽内へ搬入する。杭に接する粘性土層の高さは75cmである。粘性土層上部には20cmの砂層を敷き、さらに、10cm厚の載荷板(木製)を設置して、上部からの荷重が均等に伝達されることを期待した。杭の設置位置は、単杭の場合は土槽の中央部であり、群杭の場合は土槽中央部に中心杭を設置し、その周辺に4本の杭を杭間隔が2.5Dおよび4.0D(D:杭径)となるように配置した。粘性土層には、間隙水圧計(容量:2kg/cm<sup>2</sup>)および土

表-1(a) 使用した粘性土の物理的性質

液性限界 $W_L(\%)$	46.2
塑性限界 $W_P(\%)$	32.3
塑性指数 $I_p$	13.9
土粒子比重 $G_s$	2.67

表-1(b) 使用した砂の物理的性質

土粒子比重 $G_s$	2.701
最大間隙比 $e_{max}$	0.991
最小間隙比 $e_{min}$	0.688
均等係数 $U$	2.44
有効径 $D_{10}(\text{mm})$	0.18

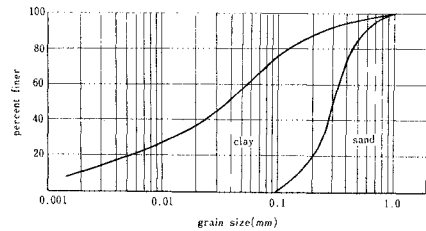


図-1 用いた試料の粒度分布曲線

表-2 使用した粘性土および砂の力学的定数

	$\phi'(^{\circ})$	$\lambda$	$\kappa$	
粘性土	36.9	0.147	0.044	
砂	$D_r=31\%$	38.4	0.0098	0.0010
	$D_r=59\%$	40.8	0.0062	0.0013
	$D_r=90\%$	49.4	0.0058	0.0028

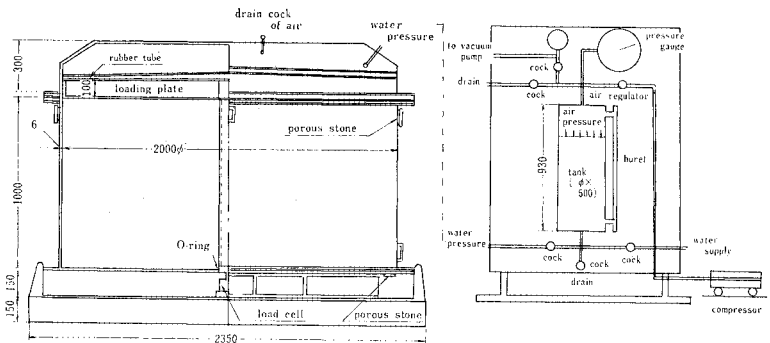


図-2 実験装置の概要

圧計（鉛直方向、容量： $2 \text{ kg/cm}^2$ ）を杭近傍、土槽側壁付近に粘性土層の中央部および最深部にそれぞれ埋設した。計器類および杭配置の一例を図-3に示す。図に示すように杭頭部および杭下端部においては、杭径よりやや大きい径の鋼管を設置し、周辺砂層による摩擦力が伝達されないようにしている。圧密圧力は原則として  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  と  $1.67 \text{ kg/cm}^2$  の2段階に分けて作用させた。

砂質土の場合は、土槽最下部に  $5 \text{ cm}$  厚の砂層を敷き、その上に  $25 \text{ cm}$  厚の粘性土層を作成し、さらに乾燥砂を粘性土層上部から  $70 \text{ cm}$  の高さまで充填した。その概要および埋設計器配置の一例を図-4に示す。砂層下部に粘性土層を設けたのは、砂層の沈下を十分に生じさせることと、砂層の沈下により N.F. が生じるのは砂層下部に圧密層が存在する場合にみられることを想定したものである。実験は単杭と群杭であり、群杭は5本1組、杭間隔は  $2.5D$  で行った。砂充填後、砂層を飽和させるために砂層表面に放水し、飽和させた後に実験を開始した。圧密圧力は、 $0.48, 0.6, 1.19$  および  $1.67 \text{ kg/cm}^2$  の4段階に分けて負荷している。現場密度試験によると、砂層の間隙比 ( $e$ ) は  $0.87 \sim 0.90$  の範囲であった。

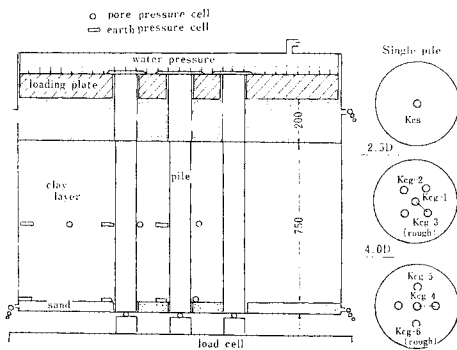


図-3 計器類および杭配置の一例  
(粘性土：群杭)

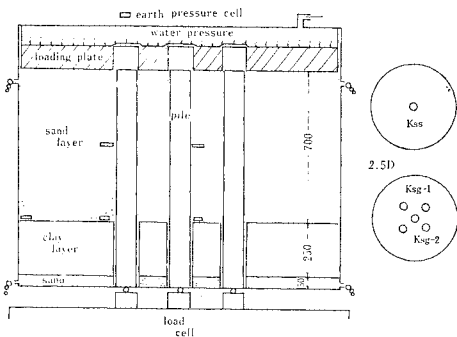


図-4 計器類および杭配置の一例  
(砂：群杭)

## (2) 実験結果

粘性土における単杭の場合の杭先端軸力、沈下量および間隙水圧（土槽中央部：単杭周辺）の経時変化を図-5に、一方砂における場合の杭先端軸力と沈下量の経時変化を図-6に示した。粘性土の場合、軸力の増加は各ステップとも20日間程度でほぼ収束状態に到達しており、それぞれ  $200 \text{ kg}$  および  $650 \text{ kg}$  の最大軸力が測定された。この最大軸力が発揮される時期は、間隙水圧の変化が収束する時期とほぼ一致している。なお、載荷直後における間隙水圧は載荷圧力とほぼ一致しており、粘性土地盤は飽和状態にあるものとみてよい。一方、砂の

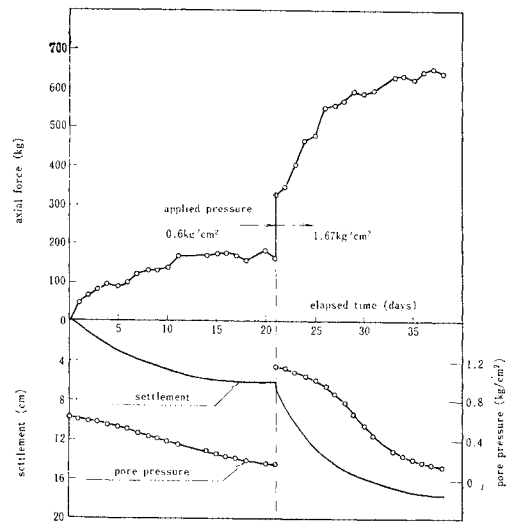


図-5 杭先端軸力、沈下量および間隙水圧の経時変化（粘性土：単杭）

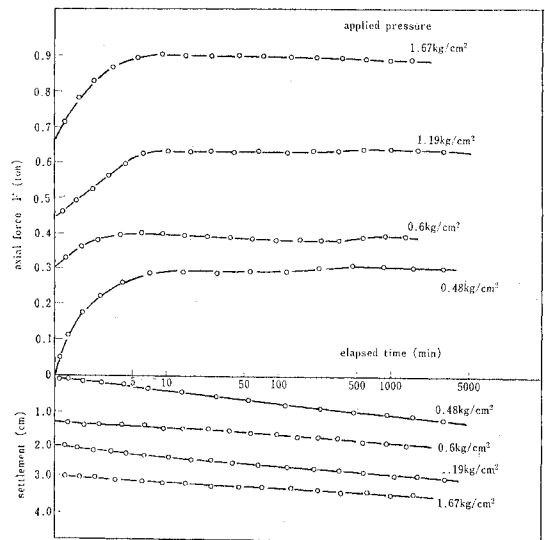


図-6 杭先端軸力、沈下量の経時変化（砂：単杭）

場合、最大軸力に到達する時間は、たかだか 10 分程度であり、載荷に要した時間を考慮すれば、載荷終了とほぼ同時期に最大軸力が発揮されるものとみてよい。各ステップにおける最大軸力はそれぞれ 295 kg, 400 kg, 620 kg, および 900 kg であった。

図-7 および 図-8 には、粘性土および砂における群杭の実験結果の一例を示す。表-3 には、群杭の実験で得られた最大載荷圧力に対する各杭の最大軸力および単杭の最大軸力との割合を示した。粘性土の場合、杭間隔が  $2.5D$  では中心杭、周辺杭ともに単杭の場合より小さな最大軸力が示されているが、 $4.0D$  になると周辺杭での最大軸力は単杭の場合とほぼ一致している。また、

杭表面粗度の影響も明らかに示されている。

群杭による軸力低減効果の顕著な、各中心杭における粘土層および砂層最下部での土圧の経時変化を示したの

表-3 群杭と単杭の最大軸力比 (粘性土, 砂)

土の種類	杭間隔	杭の位置	最大軸力比 (%)
粘性土	$2.5D$	中心杭	75.4
		周辺杭	90.3
		周辺杭 (表面:粗)	94.9
粘性土	$4.0D$	中心杭	95.1
		周辺杭	103.1
		周辺杭 (表面:粗)	117.4
砂	$2.5D$	中心杭	93.3
		周辺杭	98.9

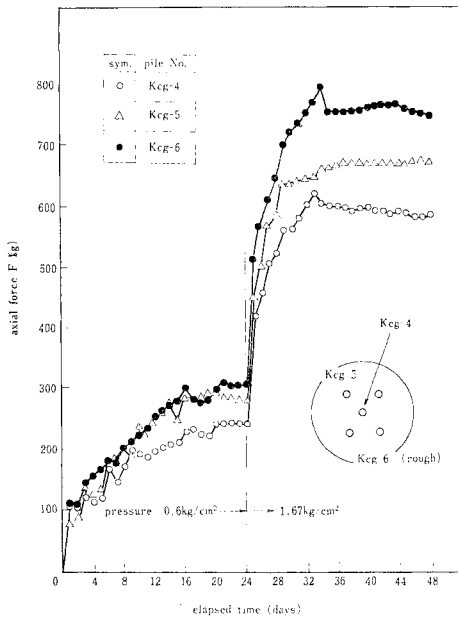


図-7 杭先端軸力の経時変化 (粘性土: 群杭,  $4.0D$ )

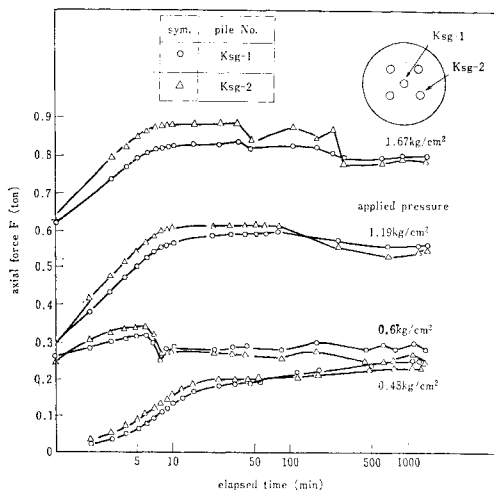


図-8 杭先端軸力の経時変化 (砂: 群杭,  $2.5D$ )

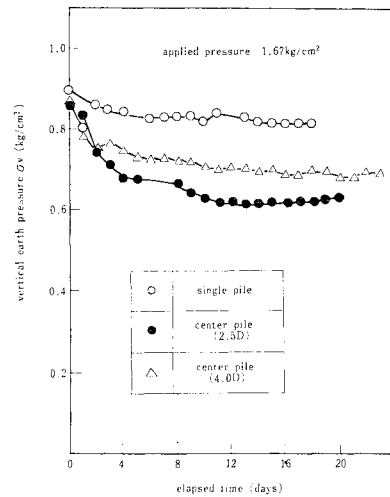


図-9 杭下端部における鉛直土圧の経時変化 (粘性土: 中心杭と単杭)

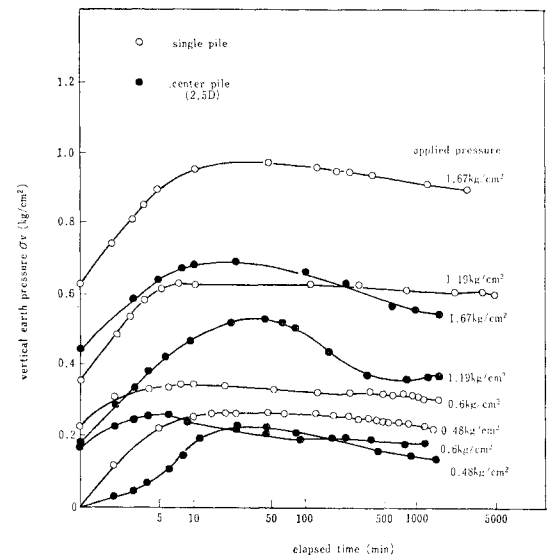


図-10 杭下端部における鉛直土圧の経時変化 (砂: 中心杭と単杭)

が図-9 および 図-10 である。単杭の場合においても 載荷圧 (1.67 kg/cm<sup>2</sup>) に対し、粘性土では 27.5%, 砂では 41.9% 程度の土圧低減がみられるが、杭間隔が密になればその傾向は助長され、粘性土においては 2.5 D の場合載荷圧力 (1.67 kg/cm<sup>2</sup>) の 45.5%, 4.0 D の場合は 39.0% および砂においては 59.3% 程度の土圧低減がみられた。なお、土槽側壁付近で実測された土圧は、いずれの実験でも 載荷圧の 5% 程度の減少がみられたが、杭周辺での減少割合に比べて大きな値ではないものと考えられる。

(3) 単杭における杭周面せん断特性

上記した杭体発生軸力と沈下量のデータから、粘性土の場合を取り上げ杭全体にわたり平均的に作用しているであろうせん断応力 ( $\bar{\tau}$ ) を求め、有効鉛直土圧 ( $\bar{\sigma}_v'$ ) との関連について整理してみる。 $\bar{\tau}$  は、測定軸力を初期の杭長から沈下量を差し引いて計算した杭周面積で除して求める。一方、杭全体に平均して作用しているであろう有効鉛直土圧 ( $\bar{\sigma}_v'$ ) は、実測鉛直土圧の深さ方向の分布を考慮して平均化した値から間隙水圧を差し引くことにより求めている。なお、間隙水圧はその分布を第1近似として実測間隙水圧をとる放物線を表示し、深さ方向の平均値を求めている。

以上のようにして求めた  $\bar{\tau}$  と  $\bar{\sigma}_v'$  をプロットしたのが 図-11 である。圧密の進行により  $\bar{\sigma}_v'$  が増加するとそれに伴い  $\bar{\tau}$  が増加し、あるせん断応力以上になると  $\bar{\tau}/\bar{\sigma}_v'$  がほぼ一定の割合で  $\bar{\tau}$  が増加する様子が見える。図中には土の静止土圧係数 ( $K_0$ ) と  $\tan \phi'$  を乗じた値を勾配として有する直線を示しておいた。ここに、 $K_0$  は Jaky の提案式 ( $=1 - \sin \phi'$ ) に基づいている。実験で示された  $\bar{\tau}/\bar{\sigma}_v'$  の値は、この値より低くほぼ 70% 程度であることが示されている。図に示したせん断特性は、 $K_0$  の値を固定して考えると  $\tan \phi'$  の低下、すなわち杭周面部で発揮される摩擦角が土自体のそれよ

り小さいことによるものとして説明される。しかし、杭周辺部に生じている現象は、主応力軸の回転などにみられるように複雑であり、 $\phi'$  の低下だけでは議論できない点もみられる。

いま、杭にせん断応力が作用していない状態から圧密沈下が始まり、杭に N.F. が作用していく場合を考えよう。沈下が生じると杭周辺の主応力は徐々に回転していき、一般に鉛直方向の有効応力 ( $\sigma_v'$ ) と最大有効主応力 ( $\sigma_1'$ )、および水平方向の有効応力 ( $\sigma_h'$ ) と最小有効主応力 ( $\sigma_3'$ ) の方向は一致しない。すなわち、この状態で  $\sigma_h'$  と直交する方向にせん断応力 ( $\tau$ ) が杭に作用することになる。このとき、最大主応力面と有効鉛直応力 ( $\sigma_v'$ ) との間の角度を  $\alpha'$  (反時計回りを正) で表わす。地盤と杭の相対沈下がある値以上になると、十分にせん断抵抗力が発揮されるが、杭と地盤間のせん断強度特性がモール・クーロンの規準で与えられるとすれば、 $\alpha' = 45^\circ - \phi'/2$  で表わされるので、 $\sigma_v'$ 、 $\sigma_h'$ 、 $\tau$  は有効最大および最小主応力 ( $\sigma_1'$ 、 $\sigma_3'$ ) を用いて次式で表わされる。ただし、杭-地盤間で発揮される有効内部摩擦角 ( $\delta$ ) は地盤のそれに等しいものとしておく。

$$\sigma_v' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \sin \phi' \quad \dots\dots(1)$$

$$\sigma_h' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') - \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \sin \phi' \quad \dots\dots(2)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \cos \phi' \quad \dots\dots(3)$$

一方、 $\sigma_1'$  と  $\sigma_3'$  との間には、 $\sigma_3' = \sigma_1' \cdot N_\phi^{-1}$  ( $N_\phi = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi')$ ) の関係があるので、これと上式とから次式を得る。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi' \\ &= K \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots(4) \end{aligned}$$

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \quad \dots\dots(5)$$

すなわち、 $\sigma_h'$  は  $K$  で表わされる係数に  $\sigma_v'$  を乗じた値で表わされることになる。

図-12 は、式 (5) および地盤の静止土圧係数に関

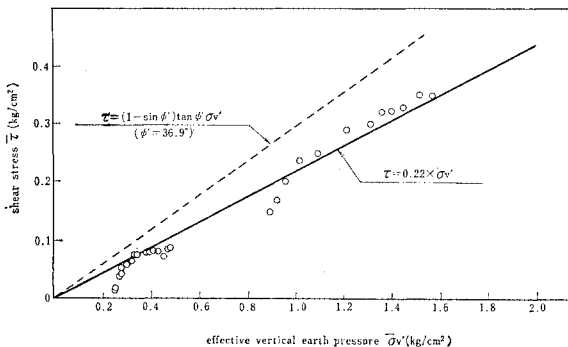


図-11 杭周に作用する平均せん断応力 ( $\bar{\tau}$ ) と平均有効鉛直土圧 ( $\bar{\sigma}_v'$ ) の関係 (粘性土: 単杭)

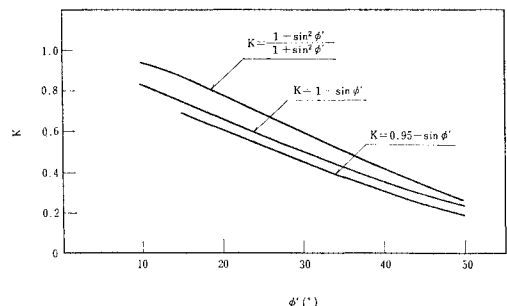
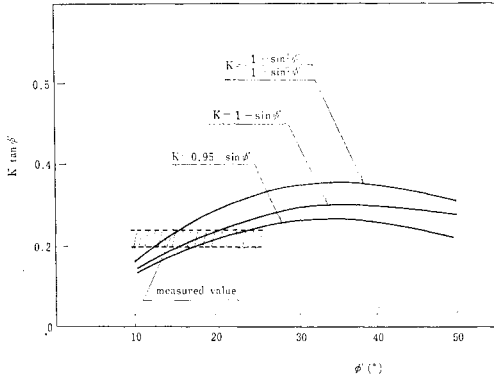


図-12 静止土圧係数 ( $K_0$ ) と有効内部摩擦角 ( $\phi'$ ) の関係

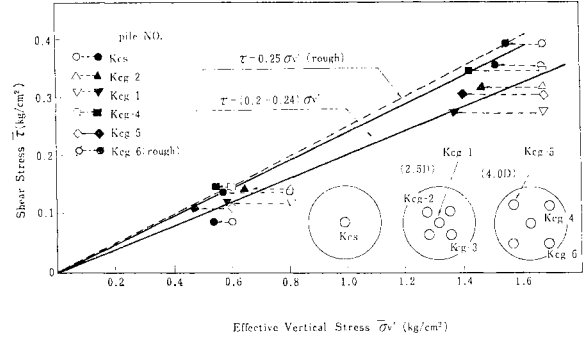


図—13  $K_0 \cdot \tan \phi'$  と有効内部摩擦角の関係

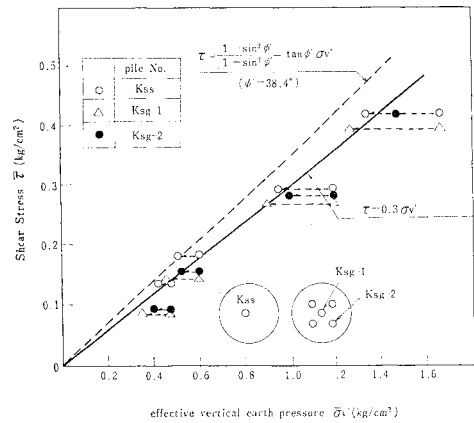
する半経験式，すなわち Jaky の式および Brooker-Irrend の式<sup>(9)</sup> ( $K_0 = 0.95 - \sin \phi'$ ) から求められる  $K_0$ -値と有効内部摩擦角 ( $\phi'$ ) の関係を示したものである。これらから，式 (5) による  $K_0$  が最も大きく，Brooker-Irrend 式が最も低い値を与えることがわかる。また，この傾向は  $\phi'$  が小さいほど顕著である。他方， $K_0$ -値に  $\tan \phi'$  を乗じた値を  $\phi'$  との関係で示すと 図—13 を得る。図によれば  $\phi'$  が小さいほど上 3 式で得られる値の差は小さくなる傾向にある。一般に，杭と地盤との間で発揮される摩擦角 ( $\delta$ ) は土自体のそれより低いことが知られているので， $K$ -値の算定式はいずれを用いても有意の差はないといえよう。ただし，N.F. に関しては式 (5) は安全側の値を与えるといえる。なお，図—13 中には粘性土に関する単杭と群杭の実験から求められる  $K$ -値を示した。実測値はある幅をもつが，図によると  $\delta$  はほぼ  $15^\circ \sim 20^\circ$  の範囲にあり，この値は粘性土自体のもつ  $\phi'$  のほぼ 40% から 55% 程度であることが示されている。

#### (4) 群杭における杭周面せん断特性

群杭の場合の杭周面に作用するせん断特性を評価するために，単杭の場合と同様な整理を試みたのが 図—14 (a), (b) である。ただし，軸力が変化する過程は無視し，最大軸力発生時点のみに着目している。図中，白抜き記号で示したのは載荷圧力と  $\bar{\tau}$  の関係であり，黒塗りの記号で示したのは実測有効鉛直土圧分布から  $\bar{\sigma}_v'$  を求め，それに対して  $\bar{\tau}$  をプロットしたものである。すなわち，載荷圧力と  $\bar{\sigma}_v'$  との差が深度方向の平均的な有効鉛直土圧減少分を与える。実測値による  $\bar{\sigma}_v'$  と  $\bar{\tau}$  との関係を見ると，ややばらつきはみられるが，その勾配は単杭，群杭を問わずほぼ等しく，粘性土の場合  $0.2 \sim 0.24$ ，砂質土の場合  $0.3$  が得られた。これは，杭周で発揮されるせん断応力は有効応力表示によるせん断応力評価式： $\tau = \alpha \cdot \sigma_v'$  ( $\alpha : K \cdot \tan \phi'$  に相当) により単



(a) 粘性土：単杭と群杭



(b) 砂：単杭と群杭

図—14 杭周に作用する平均せん断応力 ( $\bar{\tau}$ ) と平均有効鉛直土圧 ( $\bar{\sigma}_v'$ ) の関係

杭および群杭に対して算定し得ることを立証している。したがって，群杭効果の大きな要因の1つとして杭周辺部での有効鉛直土圧の低減効果がせん断応力の減少をもたらすものと考えることができよう。なお，図—14 (b) 中には式 (5) で表示される直線も示しておいた。式 (5) は杭表面近傍で成立するものであり，式中の  $\sigma_v'$  は実験で得られたそれとは幾分異なることが予想されるが，後述する有限要素解析結果の 図—30 に示されるとおり，その差はほぼ無視し得るものと判断できる。そこで， $\sigma_v'$  として実測結果を用いて式 (5) により  $\delta$  を求めると  $22^\circ$  が得られる。この値は砂の  $\phi'$  の約 57% に相当する。また，図—14 (a) 中には杭表面粗度の高い杭における  $\bar{\tau} \sim \bar{\sigma}_v'$  関係もプロットしてある。これより，粗度の影響がみられ， $\alpha$  として  $0.25$  が得られている。

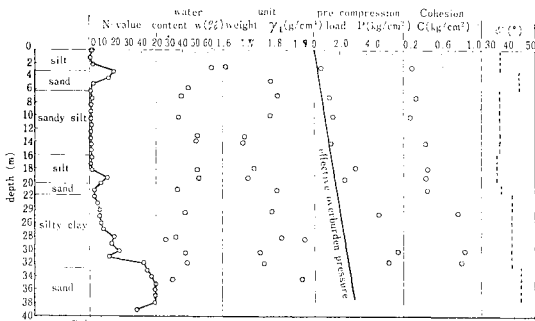
### 3. 現場実測による N.F. 特性

#### (1) 現場実験の概要

載荷盛土による実物大杭の N.F. に関する現場実験が，

東京電力により昭和 52 年 9 月から約 1 か年にわたり実施された。実験実施地点は埼玉県戸田市内に位置する変電所建設予定地点である。実験箇所では杭打設に先がけて各種原位置試験（標準貫入試験，孔内加圧試験）および各地層での試料採取が行われた。詳細な室内試験（圧密試験，一軸および三軸圧縮試験（ $\bar{C}U$ ， $D$  試験）も実施され，地盤を構成する土質材料の強度・変形特性が調べられた。地盤の概要とともに，室内試験の結果を図一 15 に示しておく。なお，実施地点付近での自然地盤沈下量は，戸田市全域にわたる地下水くみ上げの規制により昭和 50 年以降，ほぼ停止している状況にある。

実験に使用した杭は， $D=609.6\text{ mm}$ ， $t=9.5\text{ mm}$  の鋼管杭であり，杭先端は閉端とした。これを盛土直下に



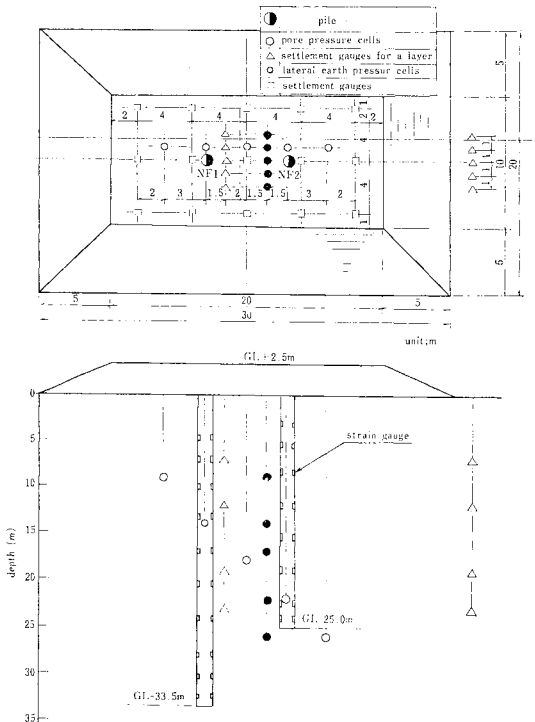
図一 15 地盤の概要と各種室内試験の結果

2 本（支持杭：NF 1 (GL-33.5 m)，摩擦杭：NF 2 (GL-25.0 m)) 打設し，支持地盤の硬軟が N.F. に及ぼす影響を把握することとした。杭打設に先がけて耐衝撃型のひずみゲージ（応用計測製）を，NF 1 に 20 点および NF 2 に 16 点取り付けている。地盤中に埋設した計器は，層別沈下計（2 重管式，盛土中央部，のり尻部にそれぞれ 5 点），間隙水圧計（応用地質製：5 点），側方土圧計（応用地質製：5 点）であり，地表には沈下計（15 点）が配置されている。図一 16 には，杭および各種埋設計器の配置状況を示した。今回の現場実測の特徴の 1 つは，地盤内側方応力を測定項目の中に取り入れた点である。これは 2. でも述べたように側方応力が杭周面せん断特性に直接関与していること，および側方土圧は圧密や振動履歴に依存し，地盤の強度・変形特性に大きな影響を及ぼすこと，したがって杭-地盤系の変形解析を行う際の初期条件として重要な役割を果たすことなどを勘案したことによる。

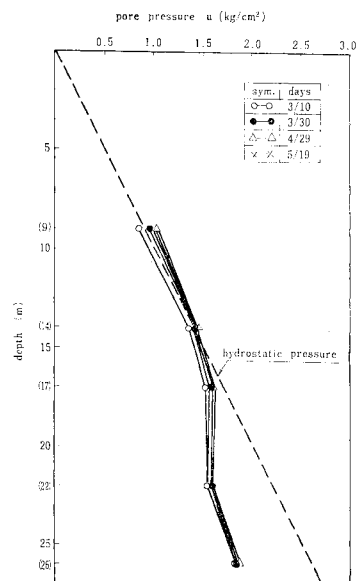
載荷盛土は，図一 16 に示したように，幅 30 m，奥行き 20 m，高さ 2.5 m である。現場密度試験から盛土材料の単位体積重量として  $1.98\text{ g/cm}^3$  が得られている。実験は，まず 50 cm の盛土を行った後，杭の打設および各種埋設計器の設置を行い，その後 145 日経過した昭和 53 年 3 月 25 日から約 20 日間にわたり 2 m の盛土を行っている。

(2) 実験結果

図一 17 は，日数をパラメーターにして実測間隙水圧の深度分布を示したものである。図中，破線は静水圧分布を示す。2 m 載荷盛土前の間隙水圧分布をみると，



図一 16 杭および各種埋設計器の配置



図一 17 実測間隙水圧の深度分布とその経時変化

GL-17 m 付近まではほぼ静水圧に近い値を示すが、それ以降では急激な低下を示している。しかし、実験中の地下水くみ上げによる地盤沈下はほとんど生じていないことを考え合わせると、図で示す間隙水圧分布は載荷盛土前においてほぼ平衡状態に達しているものと考えられる。図-18 は、計器埋設後 110 日目の側方土圧の深度分布を示したものである。図中には全側方土圧とともに有効側方土圧、間隙水圧、有効鉛直土圧および孔内加圧試験により得られた有効側方土圧もあわせて表示してある。この図に基づいて求めた静止土圧係数 ( $K_0$ ) の深度分布を示したのが 図-19 である。図中には参考のために Alpan<sup>20)</sup> が室内試験に基づき提案した  $K_0$  も併記してある。図によると、GL-7 m での側方土圧計による値を除外すれば、Alpan 式による値と実測値との間にはきわめてよい対応がみられることが示されている。

図-20 には、盛土底盤部で測定された地盤沈下量の経時変化を示す。なお、沈下計は 2 m の盛土中に設けられ、盛土が完了する 11 日前から測定が開始されてい

る。沈下は昭和 53 年 9 月付近ではほぼ収束状態にあり、そのときの沈下量は最大で 23.5 cm、最小で 16.0 cm であった。地盤中の各深度における層別沈下の深度分布を示したのが 図-21 である。GL-17 m を境に沈下量の大きさとその増加傾向が急変しているが、これはこの付近から比較的硬質な地盤が存在することと一致している。

以上の地盤内応力・沈下性状のもとで得られた杭体軸力の深度分布とその経時変化を示したのが 図-22 (a), (b) である。軸力は、同一深度における 2 枚のひずみゲージにより測定された値の平均値をとってプロットしたものである。軸力の増加がほぼ収束したとみなされる昭和 53 年 9 月 25 日時点での杭体最大軸力および杭先端軸力は、NF1 で 220 t, 140 t, NF2 で 110 t, 66 t であり、杭先端地盤の硬軟の差が明瞭に現われている。このときの実測杭頭沈下量は NF1 で 7 mm, NF2 で 29 mm であり、これから杭体の圧縮量を差し引くと杭先貫入量として NF1, NF2 のそれぞれに対し、2.8 mm および 27.8 mm が算定された。また中立点位置 (最大軸

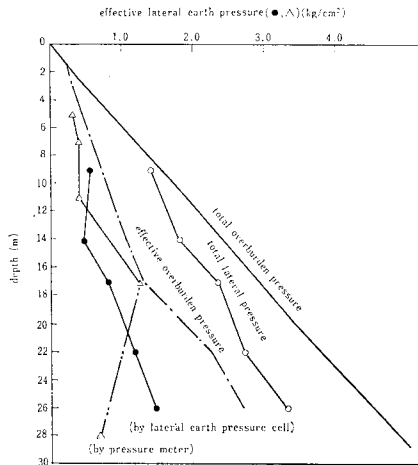


図-18 実測側方土圧の深度分布

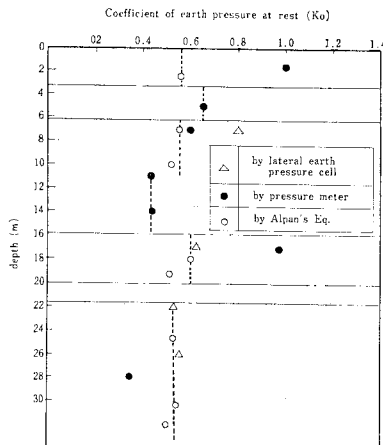


図-19 静止土圧係数 ( $K_0$ ) の深度分布

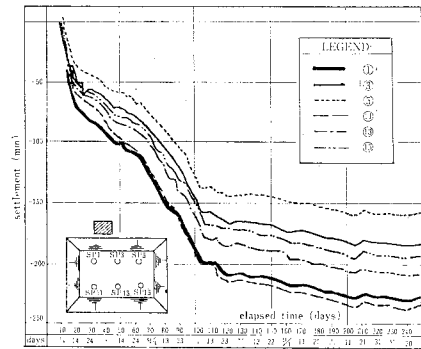


図-20 地表面沈下量の経時変化

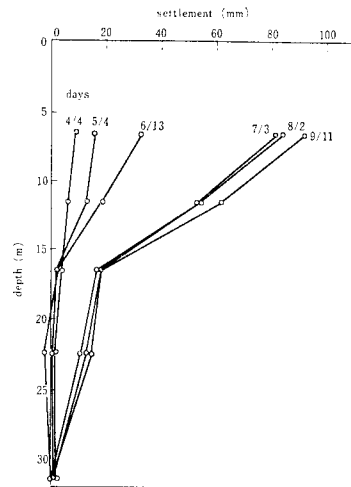
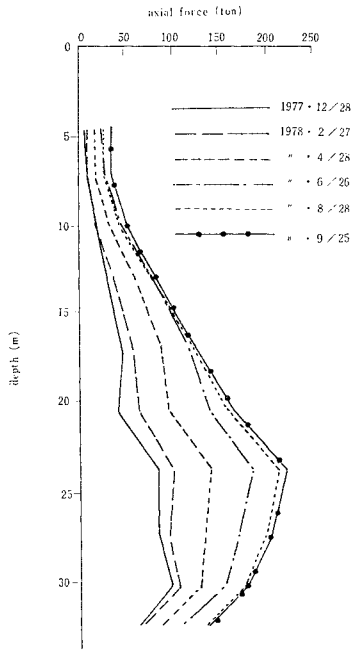
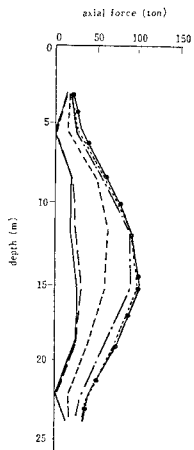


図-21 層別沈下の深度分布





(a) NF1



(b) NF2

図-22 杭体軸力の深度分布とその経時変化

力発生深度/杭長)にも差がみられ、最大軸力発生時点でのそれは、NF1、NF2 に対しそれぞれ 0.72 および 0.61 であった。

(3) 杭周に作用するせん断応力

軸力の深度分布(杭打設後320日経過時点)から、各深度におけるせん断応力( $\tau$ )を算定し、その深度分布を示したのが図-23である。図中には、一軸圧縮試験から求められた粘着力( $c_u$ )および盛土による強度増加( $\frac{4c_u}{4p} = 0.3, 4p = 0.495 \text{ kg/cm}^2$ )を考慮した場合の  $c_u$

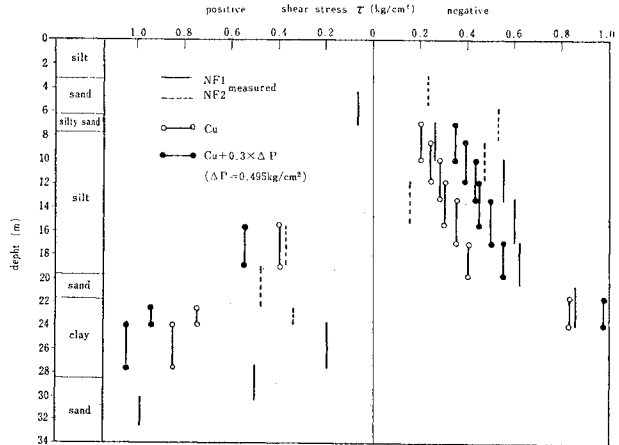


図-23 実測せん断応力の深度分布

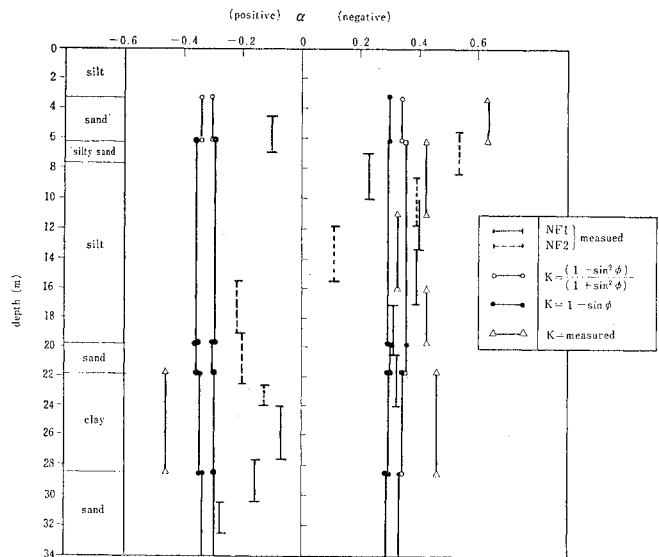


図-24  $\tau/\sigma'_v (= \alpha)$  の深度分布

も併記した。図をみると、中立点付近を除いて実測せん断応力は  $c_u$  よりも全体的に大きな値となっている。一方、せん断応力( $\tau$ )と有効鉛直土圧( $\sigma'_v$ )の比( $\alpha$ )を深度方向にプロットしたのが図-24である。図中には、式(5)、Jakyの式および実測値による静止土圧係数(図-19)に  $\tan \phi'$  を乗じて求めた値( $\alpha$ )も併記してある。ここに、 $\phi'$  は図-15に示した土自体の有効内部摩擦角を用いた。図によると、中立点以浅での負のせん断応力状態では、中立点付近を除いて式(5)および実測  $K_0$  を用いて算出した  $\alpha$ -値の間に実測せん断応力に基づく  $\alpha$ -値がプロットされていることがわかる。一方、Jakyの式による  $\alpha$ -値は実測値を過小評価するようである。中立点付近および以深では、いずれの算定法によってもせん断応力を過大評価する傾向にあるが、図-21で示した層別沈下からもしられるように、GL-17m

以深では沈下が急激に減少しているため、杭と地盤との相対変位が、杭-地盤間の摩擦角を十分に発揮させるほど生じていないことによるものと考えられる。

このように、杭-地盤間の相対変位を考慮しない場合中立点付近のせん断応力を過大評価する傾向にあるが、有効応力に基づく方法は、粘着力を用いる全応力法よりは実測値との対応はよいといえる。また、過圧密比の大きい粘性土層が存在する場合には、式(5)の適用性は失われるので実測による  $K_0$  を用いて杭周面せん断応力を推定する方法は有用なものといえよう。

4. 群杭効果の簡易算定法

2. で述べた実験結果から N.F. の発生機構をまとめたのが図-25 である。すなわち、圧密沈下前において杭周辺には、地盤内の初期応力状態  $(\sigma_{v0}', \sigma_{h0}')$  が存在し、載荷盛土などにより地盤内応力が増加すると圧密の進行につれて杭周にはせん断応力が作用していくことになる。ただし、杭打設時の地盤内応力の変化は考慮していない。図中、圧密に伴い  $\tau = \alpha \cdot \sigma_v'$  線にせん断応力が到達した後は、 $\alpha =$ 一定の状態

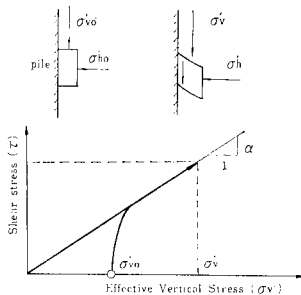


図-25 圧密に伴う杭周せん断応力の増加過程

でせん断応力が発生することになる。しかし、実際には単杭の場合でも土圧の低下がみられるので作用するせん断応力は次式で表わされよう。

$$\tau = \alpha \cdot (\sigma_v' - \Delta\sigma_{v,i}^s) \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $\Delta\sigma_{v,i}^s$  は単杭における有効鉛直土圧の減少分を表わす。

同様に群杭の場合は、有効鉛直土圧の減少分が単杭と比較して大きくなるため、作用するせん断応力は小さくなる。すなわち、

$$\tau = \alpha \cdot (\sigma_v' - \Delta\sigma_{v,i}^g) \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $\Delta\sigma_{v,i}^g$  は群杭における有効鉛直土圧の減少分であり、 $\Delta\sigma_{v,i}^g > \Delta\sigma_{v,i}^s$  である。

上記のせん断特性に基づき、群杭効果による軸力低減効果の評価法について以下に述べる。単杭の場合を考えると、任意深さ  $(z)$  での杭周辺における有効鉛直土圧  $(\sigma_v'(r_0, z)_s; r_0: 杭の半径)$  は、次式で表わされるものとする。

$$\sigma_v'(r_0, z)_s = r_i' \cdot z + \beta(z) \cdot q(z) \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $r_i'$  は土の有効単位体積重量であり、 $z$  は地表

面からの深度を表わす。  $q$  は地盤沈下を生じさせる荷重強度であり、 $\beta$  はそれに対する低減割合である。  $\beta$  は 0 から 1.0 の間にあり、一般に深さ  $z$  の関数と考えられる。上式より、杭周辺部での有効鉛直土圧減少分  $(\Delta\sigma_v'(r_0, z)_i^s)$  は、

$$\Delta\sigma_v'(r_0, z)_i^s = (1 - \beta(z)) \cdot q(z) \dots\dots\dots (9)$$

となる。

群杭による軸力低減効果は、式(8)で表わされる  $\sigma_v'(r_0, z)_s$  よりさらに減少するという観点から以下の仮定を設けて議論を進める。

仮定 1)

任意深さ  $(z)$  で単杭の中心から半径  $r$  の点における鉛直方向の有効鉛直土圧減少分  $(\Delta\sigma_v'(r, z)_i^s)$  は、半径  $r$  に反比例して減少する。すなわち、

$$\Delta\sigma_v'(r, z)_i^s = \frac{r_0}{r} (1 - \beta(z)) q(z) \dots\dots\dots (10)$$

仮定 2)

群杭中の対象とする杭における  $\Delta\sigma_v'(r, z)_i^g$  は、各杭の存在によって生じる  $\Delta\sigma_v'(r, z)_i^s$  の重ね合わせにより求めることができる。

仮定 3)

杭-地盤間の摩擦特性は、剛・塑性的なものとする。すなわち、 $(\sigma_v'(r_0, z) - r_i' \cdot z)$  が 0 より大であればせん断応力は式(6)あるいは式(7)で算定されるものとする。

仮定 4)

杭先端は完全に固定されている。

式(8)、(10)より、単杭の場合、任意深さ  $(z)$  での杭中心から  $r$  離れた点での  $\sigma_v'(r, z)_s$  は、

$$\sigma_v'(r, z)_s = r_i' \cdot z + q(z) - \frac{r_0}{r} (1 - \beta(z)) q(z) \dots\dots\dots (11)$$

と表わされる。一方、群杭の場合は仮定 2) より任意深さ  $(z)$  において着目する杭(これを“1”で表わす)の周辺部での有効鉛直土圧  $(\sigma_v'(r_0, z)_g)$  は、杭の本数を  $m (\geq 2)$  とすると 図-26 を参照して次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_v'(r_0, z)_g &= r_i' \cdot z + q(z) - \left( 1 + r_0 \cdot \sum_{n=2}^m \frac{1}{r_{1,n}} \right) \\ &\quad \cdot (1 - \beta(z)) q(z) \\ &= r_i' \cdot z + q(z) - \eta \cdot (1 - \beta(z)) \cdot q(z) \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

ここに、

$$\eta = \left( 1 + r_0 \cdot \sum_{n=2}^m \frac{1}{r_{1,n}} \right)$$

である。  $\eta$  は杭の幾何学的配列のみにより決定される定数であり、単杭においては 1.0、群杭においては 1.0 より大なる値をとる。

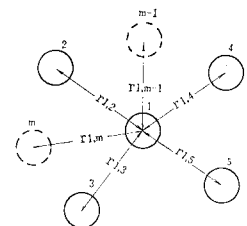


図-26  $\eta$  の算定に用いる杭間距離

式(12)より、 $\sigma_v'(r_0, z)_g$

が圧密沈下前の有効鉛直土圧 ( $r_t' \cdot z$ ) より大なる条件, すなわち杭周辺で沈下が生じ, せん断応力が発生するための条件:  $q(z) \cdot \{1 - \eta(1 - \beta(z))\} \geq 0$  より, 次式が得られる.

$$1 - \eta \cdot (1 - \beta(z)) \geq 0 \dots \dots \dots (13)$$

また, 上式で等符号の場合を考えると  $q(z)$  のもとで N.F. が発生するであろう限界深さ ( $z^*$ ) は, 次式のように表わされる.

$$z^* = \beta^{-1} \left( 1 - \frac{1}{\eta} \right) \dots \dots \dots (14)$$

N.F. による杭の最大軸力 ( $F_{Nmax}$ ) は,

$$F_{Nmax} = 2\pi r_0 \int_0^{z^*} \alpha \cdot \sigma_v'(r_0, z) dz \dots \dots \dots (15)$$

と表わされるので, 単杭および群杭での最大軸力比 ( $F_{Nmax,g}/F_{Nmax,s}$ ) は次式で与えられる.

$$\begin{aligned} \frac{F_{Nmax,g}}{F_{Nmax,s}} &= \frac{2\pi r_0 \int_0^{z_g^*} \alpha \cdot \sigma_v'(r_0, z)_g dz}{2\pi r_0 \int_0^{z_s^*} \alpha \cdot \sigma_v'(r_0, z)_s dz} \\ &= \frac{\frac{r_t'}{2} \cdot z_g^{*2} + \int_0^{z_g^*} q(z) \{1 - \eta(1 - \beta(z))\} dz}{\frac{r_t'}{2} \cdot z_s^{*2} + \int_0^{z_s^*} q(z) \cdot \beta(z) dz} \dots \dots \dots (16) \end{aligned}$$

上式中,  $g, s$  は群杭および単杭をそれぞれ意味する. 上式が, 仮定 1)~4) のもとで得られる軸力低減率を評価する一般式である. この式で  $q(z)$  および  $\beta(z)$  を  $z$  の関数として表示すれば積分が可能となり, 陽な形で  $F_{Nmax,g}/F_{Nmax,s}$  が求められる. しかし,  $q(z)$  は別としても  $\beta(z)$  は杭周辺部の応力状態に依存し, 簡単ではないと思われるので, 以下のように別の観点から議論を進めることにする.

いま, 式 (16) 中の積分項は  $z_g^*$  および  $z_s^*$  の関数として表示され, かつそれらは式 (14) から幾何学的な杭の配置を示す  $\eta$  により表示されるので, 式 (16) は  $r_t', q, \eta$  をパラメーターとして,

$$\frac{F_{Nmax,g}}{F_{Nmax,s}} = f(r_t', q, \eta) \dots \dots \dots (17)$$

により表わされる.

さて, 種々な載荷荷重および地盤条件のもとでの既往の実測例および模型実験結果から  $F_{Nmax,g}/F_{Nmax,s}$  と  $\eta$  との関係を表示すると 図-27 を得る. 図中, 現場実測例 C, D, E はそれぞれ国鉄東京第三工事局<sup>15)</sup>, 川崎製鉄<sup>16)</sup>および清水建設<sup>17)</sup>によるものであり, C, D は載荷盛土下で, また E は自然地盤沈下地帯で行われた実験である. 図をみると多少のばらつきはみられるが, 載荷および地盤条件のいかんにかかわらず  $F_{Nmax,g}/F_{Nmax,s}$  は  $\eta$  によりユニークに決定されることが示されている. すなわち, 群杭における軸力低減割合は杭の配置状況のみにより評価し得る可能性を示しており, 実用上有用なものであるといえよう. なお, 図中の実線で示した  $F_{Nmax,g}/F_{Nmax,s}$  と  $\eta$  の関係を示すと以下のようである.

$$\frac{F_{Nmax,g}}{F_{Nmax,s}} = 1.0 - 0.546 \times \log_e \eta \dots \dots \dots (18)$$

### 5. 有限要素法による N.F. の解析

ここでは, 模型および現場実験を対象とした有限要素法による N.F. の解析結果, および計算値と実測値との比較について述べ, 杭-地盤系の相互作用に着目した一解析手法を示す.

#### (1) 地盤材料の構成式

有限要素法などの高度な数値解析手法を用いて, 地盤-構造物系の応力・変形解析を行う場合, それに見合った精度の高い構成式の導入が肝要である. 特に, 地盤材料は非線形性が著しく応力経路や圧密履歴依存性を示し, またダイレイタンシー特性を示すので計算の入力条件である応力-ひずみ特性に関しては十分な吟味が必要とされる. 本解析では, これら固有の諸特性を考慮した構成式, すなわち砂質土に関しては西・江刺の提案式<sup>21)</sup>を, 粘性土に関しては Roscoe らによる提案式<sup>22)</sup>を使用した. これらは, いずれも弾・塑性理論に基づくものであり, 降伏関数, 塑性ポテンシャルおよび硬化関数の設定により誘導されたものである. 必要な材料定数は, 砂の場合  $G', \phi', \phi_m', \lambda, \kappa$  の 5 個であり, 粘性土の場合  $\phi', \lambda, \kappa$  の 3 個である. ここに,  $G'$  は  $\tau_{oct}/\sigma_m'$  ( $\tau_{oct}$ : 正八面体せん断応力,  $\sigma_m'$ : 有効平均主応力) と  $\tau_{oct}^{\phi}$  (塑性正八面体せん断ひずみ) 曲線の初期接線勾配であり,  $\phi_m'$  はダイレイタンシーによる体積変化が最大圧縮を示す点での有効内部摩擦角である. 図-28 (a), (b) には 図-15 で示した GL-5.2~6.2 m, GL-8.5~9.3 m の地点で採取された試料における三軸圧縮試験結果 (D テ

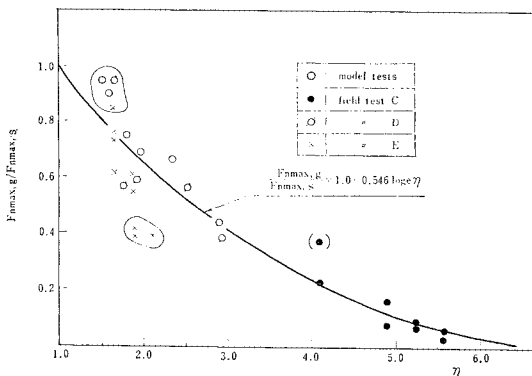
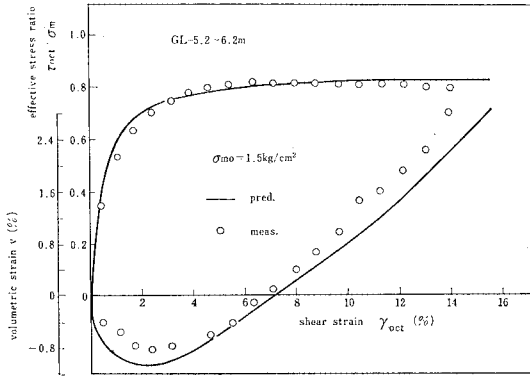
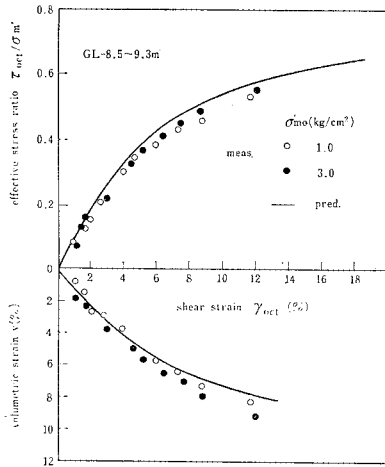


図-27 実験結果に基づく  $F_{Nmax,g}/F_{Nmax,s}$  と  $\eta$  との関係



図—28 (a) 砂の応力-ひずみ曲線の一例 (実測値と予測値の比較：D試験)



図—28 (b) 粘性土の応力-ひずみ曲線の一例 (実測値と予測値の比較：D試験)

スト)と両構成式による予測曲線との比較を示した。用いた材料定数は表—4 に示してある。図に示すとおり、両構成式は数少ない材料定数により、比較的よい近似度で応力-ひずみ特性を予測し得ることが特徴である。

(2) 杭-地盤間におけるすべり現象の導入

一般に、杭と地盤などのように剛性の異なる材料が混在した境界値問題を取り扱う場合、剛性差に起因する異種材料間の不連続変形を考慮していかねばならない。ここでは、Goodman らが提案したジョイント要素<sup>23)</sup>を使用することとした。このモデルは、異種材料間に4節点を有する厚さのない要素を配置し、各節点間での相対せん断変位 ( $\rho_s$ ) と要素内せん断応力 ( $\tau$ ) の関係、および相対垂直変位 ( $\rho_v$ ) と有効垂直応力 ( $\sigma'$ ) との関係で剛性マトリックスを構成するものである。この要素を用いる場合、 $\tau/\rho_s (=k_s)$  と  $\sigma'/\rho_v (=k_v)$  の評価が問題となるが、これに関しては次のようにモデル化することとした。まず、 $k_s$  に関してはせん断応力が  $\tau = \sigma' \cdot \tan \delta$  の

条件を満足するまでは、 $\tau/\sigma'$  と  $\rho_s$  は線形関係、すなわち  $k_s = c \cdot \sigma'$  ( $c = \tan \delta / \rho_c$  :  $\rho_c$  は  $\tau = \sigma' \cdot \tan \delta$  を満足するときの限界すべり量)として与え、それ以降は非常に小さな値 ( $1 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ ) をとるものとした。 $\tau/\sigma'$  と  $\rho_s$  の関係をこのように与えれば、仮に  $\tau \geq \sigma' \tan \delta$  となった場合、次のステップでは  $\Delta c = 0$ ,  $\Delta \sigma' > 0$  であり、続いてのステップで  $\tau < \sigma' \tan \delta$  を満足すれば  $k_s = c \cdot \sigma'$  を用いて  $\tau$ ,  $\sigma'$  が算定されるので、この手順を step by step で進めれば模型実験で示された圧密の進行に伴う  $\tau$  の増加傾向を近似的に表現することができる。一方、 $k_v$  は杭と地盤との間に剝離が生じないようにするために大きな値 ( $1 \times 10^7 \text{ kg/cm}^3$ ) を与え解析中一定とした。

(3) 模型実験を対象とした数値解析

対象としたのは、粘性土における単杭の場合である。杭は模型実験に用いた諸元を有するそれと等価な剛性 [ $EA = 2.63 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E$  はヤング率 ( $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ),  $A$  は杭断面積 ( $12.55 \text{ cm}^2$ )]をもつ中実円筒形とし、ポアソン比は0.2とした。計算は軸対称解析とし、最大圧密圧力 ( $1.67 \text{ kg/cm}^2$ )を14ステップに分割して行うが、各ステップにおいては地盤は排水状態で進むものとした。したがって、計算結果と実験結果との比較は圧密終了時点に着目して行った。ジョイント要素に含まれる摩擦角 ( $\delta$ ) は、図—13 に示した実験結果より  $15^\circ$  とした。限界すべり量 ( $\rho_c$ ) に関しては不明な点が多いため、3ケースを考え比較検討することにした。なお、すべりを許さない場合の解析も実施した。用いた材料定数は、 $\phi' = 36.9^\circ$ ,  $\lambda = 0.147$ ,  $\kappa = 0.044$  および  $\rho_c = 3.0, 5.0, 10.0 \text{ mm}$  である。地盤内初期応力は、粘性土が正規圧密状態にあることを勘案して  $K_0 = 0.4$  とし、その有効単位体積重量 ( $\gamma'_s$ ) は  $0.7 \text{ g/cm}^3$  とした。

載荷圧力 0.6 および  $1.67 \text{ kg/cm}^2$  のもとで得られた計算軸力の深度分布を、杭先端で実測された軸力とともに示したのが 図—29 である。計算結果をみると軸力は深度方向に増加するが、土槽底面に近づくにつれてその増加傾向は漸減することを示しており、土槽底面の拘束の影響がみられる。設定した限界すべり量との比較でみると、それが小さいほど杭体軸力はいくぶん大きくなる傾向にあるが、すべりを考慮しない場合ほど顕著な差はみられない。実測杭先端軸力との比較でみると、計算値は実測値の83~165%を示しその対応はよいといえる。図—30 は、杭周辺部で実測された有効鉛直土圧 ( $\sigma'_v$ ) の深度分布を実測値とともに示したものである。計算結果は実測値をいくぶん下回っているが、深度が増大するにつれて減少する傾向にあり実測傾向とよく対応していることが明らかである。

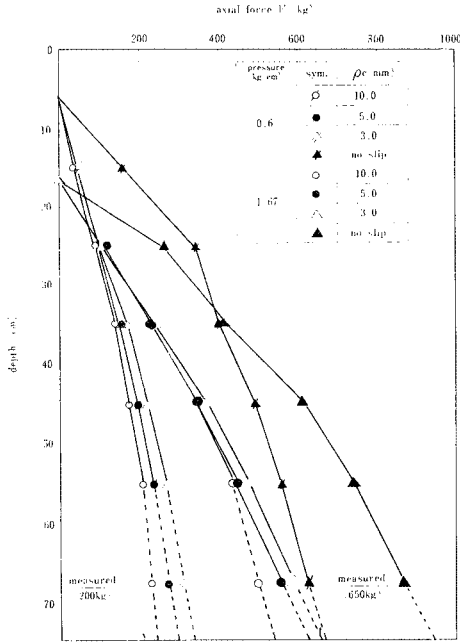


図-29 計算軸力の深度分布

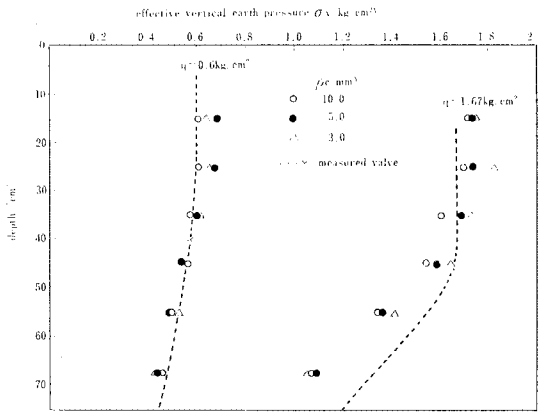


図-30 杭周辺における有効鉛直土圧の計算値と実測値との比較

(4) 現場実験を対象とした数値解析

対象としたのは、GL-33.5 m および GL-25.0 m に打設された支持杭 (NF1) と摩擦杭 (NF2) である。計算は模型実験の場合と同様、軸対称解析であり杭のモデル化も同様に行った。要素分割図を 図-31 に示す。地盤は 7 層に区分し各層の材料定数は 表-4 に示すように与えた。ジョイント要素に含まれる  $\delta$  は既往の実験結果を参考にして、粘性土、砂質土にかかわらず  $\delta = \tan^{-1}(0.7 \times \tan \phi')$  として与えた。また、 $\rho_c$  が解析結果に及ぼす影響はそれほど大きくないことが示されたので、粘性土に関しては 5 mm、砂質土に関しては 3 mm とした。荷重条件は、杭打設後に行われた高さ 2 m の盛土

を対象とし、それ以前の盛土 (50 cm) による軸力の増加は考慮せず実測値との比較もそれに対応した形で行うことにした。盛土の範囲は 3 次元的な広がり有しているが、簡単化のために対象とする杭を中心とし、同一の盛土荷重を有する軸対称の载荷盛土形状に置き換えている。荷重は 10 ステップに分割し、模型実験の場合と同

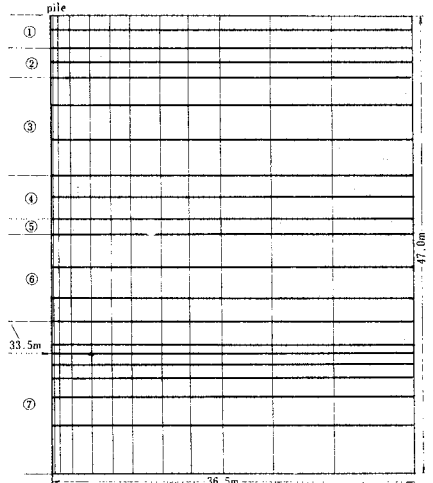


図-31 要素分割図 (現場実験)

表-4 計算に用いた材料定数

地層番号	深度 (m)	$\phi'(^{\circ})$	$\phi_m'(^{\circ})$	$\lambda$	$\kappa$	$G'$
1	0 ~ 3.0	36.9	—	0.265	0.096	—
2	3.0 ~ 6.2	43.9	34.6	0.023	0.008	200.0
3	6.2 ~ 15.9	36.9	—	0.170	0.062	—
4	15.9 ~ 20.1	35.7	—	0.188	0.070	—
5	20.1 ~ 21.7	37.5	36.5	0.023	0.008	50.0
6	21.7 ~ 32.7	41.5	—	0.184	0.054	—
7	32.7 ~	44.9	35.6	0.0105	0.0064	150.0

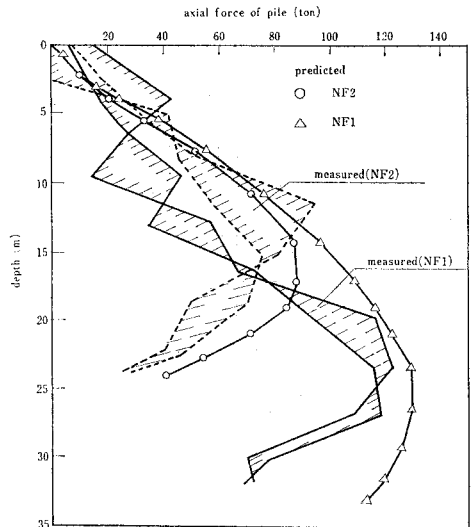


図-32 杭体軸力の計算値と実測値との比較

様に各ステップで地盤は排水状態で進むものとした。計算の初期条件を与える地盤内応力としては、原位置測定結果に基づき 図-19 中に破線で示した値を使用した。

図-32 は杭体軸力の深度分布を実測値と計算値の比較で示したものである。計算結果によると、NF2 の場合中立点位置は実測値と比較してやや杭先端寄りに生じているが、杭先端地盤の硬軟を反映して支持杭および摩擦杭の差が明瞭に示されており、特に NF1 の場合は実測値との対応はよいものといえる。一方、杭体最大軸力および杭先端軸力をみると、NF1, 2 ともに実測結果よりいくぶん大きな値が計算されているが、深度方向の分布傾向は比較的良好一致を示している。NF2 の場合を例にとり、杭周に作用するせん断応力の深度分布を示したのが 図-33 である。図中には実測せん断応力も示してある。図をみると、GL-4m 付近でのせん断応力がほかの深度のそれに比べて大きく計算されているが、これはこの深度付近に存在する砂層内への盛土による応力伝達が著しいことによるものであり、実測値も同様な傾向を示している。全体的にみても、深度分布の傾向および大きさともにより一致を示していることがわかる。以上の計算杭体軸力およびせん断応力のもとで得られた、杭頭沈下量および杭先端貫入量は NF1, 2 のそれぞれに対し、3. (2) で述べた実測値の 163%, 132% および 93%, 85% であり、変形についても良好な一致がみられた。

## 6. 結 論

大型模型実験および現場実測から N.F. の基本的特性を明らかにし、杭周面せん断特性および群杭効果についての考察を行った。また、模型および現場実験を対象とした F.E.M. による杭-地盤系の相互作用解析を実施し、N.F. による杭体変位に関する一解析手法について述べ

た。本研究で得られた結果を要約すると以下のようである。

(1) 杭先端を完全固定した単杭の模型実験から、杭周面に作用するせん断特性を明らかにした。すなわち、地盤の沈下とともに杭周に作用するせん断応力は増加するが、ある程度沈下が進んだときのその増加傾向は圧密により増加する有効鉛直土圧と線形関係にある。

(2) 群杭の実験においても単杭の場合と同様のせん断特性を示すが、杭間の拘束により有効鉛直土圧が減少するため杭周に作用するせん断応力も減少し、これが群杭効果の大きな一因であることを明らかにした。

(3) 現場実測結果から、杭周に作用するせん断応力の算定には有効応力法が有用であることを示した。

(4) 有効応力法による場合、杭周辺部での応力状態に着目して誘導した式 (5) あるいは直接、測定された有効側方土圧を用いることにより、精度よくせん断応力を算定することができることを示した。

(5) (2) の結論に基づく理論展開および模型・現場実験の再整理から、杭の幾何学的配置条件のみにより算定し得る群杭効果算定式を新たに提案した。

(6) 模型実験 および 現場実験を対象とし、杭-地盤間のすべり特性ならびに地盤材料の弾・塑性構成式を用いた杭-地盤系の有限要素解析を実施した。その結果、計算値は実測値とよい対応を示し、N.F. による杭基礎の変形問題に対して有力な手法の1つとなり得ることが示された。

謝 辞：本研究は東京電力(株)工務部水路課のご援助のもとで進められたものであり、現場実験、数値解析にはそれぞれ東電設計(株)および構造計画研究所(株)のご協力を得た。ここに記して関係各位に深甚の謝意を表する次第である。

## 参 考 文 献

- 1) Garlanger, J.E. and T.W. Lambe : Proceedings of a Symposium on Downdrag on Piles, Research Report R 73-56, Soil-331, Department of Civil Eng., M.I.T., Cambridge, Nov., 1973.
- 2) Terzaghi, K. and R.B. Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, pp. 473~474, 1948.
- 3) 鋼グイ研究会：ネガティブフリクション，土質工学会，pp. 259~271, 1969.
- 4) 別所多喜次：鉄道高架橋構造に関する研究，京都大学学位請求論文，pp. 54~75, 1961.
- 5) Watanabe, S., H. Tanaka and M. Nasu : Negative Skin Friction acting on Pile, Proc. 5th Int. Cong. on Rheology, Vol. 2, pp. 569~578, 1969.
- 6) Seed, H.B. and L.C. Reese : The Action of Soft Clay Along Friction Piles, Proc. ASCE., Vol. 81, No. 842, pp. 1~28, 1955.
- 7) Sawaguchi, M. : Approximate Calculation of Negative

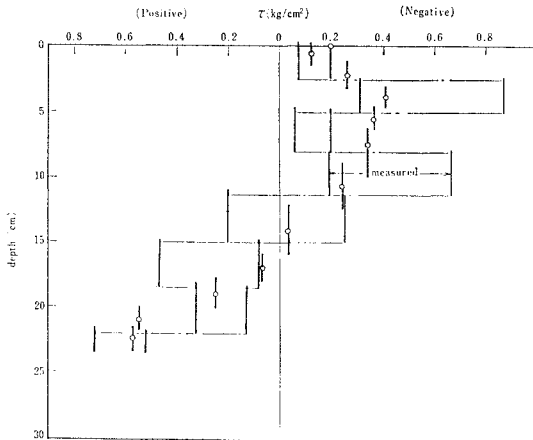


図-33 杭周せん断応力の計算値と実測値との比較

- Skin Friction on a Pile, Soils and Found., Vol. 11, No. 3, pp. 31~49, Sept., 1971.
- 8) 伊藤富雄・松井 保：杭に作用するネガティブフリクションの研究，土木学会論文報告集，第221号，pp. 49~58, 1974.
  - 9) Poulos, H.G. and E.H. Davis : Prediction of Down-drag Forces in End-Bearing Piles, Proc. A.S.C.E., Vol. 101, No. GT 2, pp. 189~204, 1975.
  - 10) 横尾義貫・山肩邦男・長岡弘明：単ぐいに作用する Negative Skin Friction の理論解，日本建築学会論文報告集，第133号，pp. 31~37, 1967.
  - 11) 木村 孟・成田国朝・甲斐総治郎：ネガティブフリクションの FEM 解析，第8回土質工学研究発表会，pp. 431~434, 1973.
  - 12) Walker, L.K. and P. Darvall : Some Aspects of Drag-down on Piles, Proc. 2nd South-East Asian Conf. on Soil Eng., Singapore, pp. 121~136, 1970.
  - 13) Zeevaert, L. : Reduction of Point Bearing Capacity of Piles Because of the Negative Friction, 1st Pan-American Conf. on S.M.F.E., pp. 1145~1152, 1959.
  - 14) 横尾義貫・山肩邦男・長岡弘明：群杭に作用する Negative Skin Friction の理論解，日本建築学会論文報告集，第150号 pp. 51~57, 1968.
  - 15) 岡部達郎：ネガティブフリクションを考慮した杭基礎工法，土木学会論文報告集，第241号，pp. 521~524, 1975.
  - 16) 堤 一高・根井基雄：ネガティブフリクションの測定結果について，土と基礎，No. 881, pp. 49~55, 1975.
  - 17) 井上嘉信・小林幸男：近接杭による負の摩擦力の軽減効果，第10回土質工学研究発表会，pp. 521~524, 1975.
  - 18) Johannessen, I.J. and L. Bjerrum : Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock due to settlement of the Surrounding Clay, Proc. 6th I.C.S. M.F.E., Vol. II, pp. 261~264, 1965.
  - 19) Brooker, E.W. and H.O. Ireland : Earth Pressures at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical J., Vol. II, No. 1, pp. 1~15, 1965.
  - 20) Alpan, I. : The Empirical Evaluation of the Coefficient  $K_0$  and  $K_{0R}$ , Soils and Foundations, Vol. VII, No. 1, pp. 31~40, 1967.
  - 21) Nishi, K. and Y. Esashi : Stress-Strain Relationships of Sand Based on Elasto-Plasticity Theory, Proc. JSCE, No. 280, pp. 111~122, 1978.
  - 22) Roscoe, K.H. and J.B. Burland : On the Generalized Stress-Strain Behaviour of 'Wet' clay, Eng. Plasticity, Cambridge Univ. Press., pp. 535~609, 1968.
  - 23) Goodman, R.E., R.L. Taylor and T.L. Brekke : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE., Vol. 94, SM 3, pp. 637~659, 1968.

(1979.12.24・受付)