

ネガティブフリクションを考慮した杭基礎工法

PILE FOUNDATION DECREASING NEGATIVE SKIN FRICTION

岡 部 達 郎*

By Tatsuo OKABE

1. はじめに

最近、土木技術者の間でネガティブフリクション (Negative Skin Friction; 以下 N.F. とする) が大きい問題となってきた。これは土木構造物が軟弱な地盤沈下地帯に建設せざるを得ないケースが多くなったためであるが、この N.F. の主な原因には都市近郊における工業用水の過剰汲み上げが考えられる。一方、N.F. が原因と考えられる構造物の破壊¹⁾も生じており、設計の段階で慎重にこれを考慮する必要性が生じている。

N.F. について最初に言及したのは K. Terzaghi²⁾ (1930) といわれている。K. Terzaghi は、オランダの干拓地において 60 ft の軟弱な地盤を貫いて砂層に打設された基礎杭を有する構造物が著しく沈下し破壊したことに関連して述べている。その後、理論および実験の両面から多くの研究がなされてきたが、この N.F. については複雑な要因が関係し、全体的には十分な現象解明がなされていないのが現状である。これらの研究のうち理論的な分野については多くの研究があるが、現場実験は比較的少なく、Buisson, Plomp, & Mieslo (1948)³⁾, Florentin & Heutean (1948)⁴⁾, Bjerrum & Johansen (1952)¹⁰⁾, 岡部達郎 (1957)⁴⁾, 森下兼治 (1960)¹¹⁾, 鋼杭研究委員会 (1969)⁹⁾ などがある。これは N.F. の測定実験には多大な費用と長期にわたる日数を要するためであり、比較的成功した例としては、岡部⁴⁾と鋼杭研究委員会⁹⁾のものといわれている。

この論文では、後述のごとく非常に軟弱な地盤沈下地帯に武蔵野大自動化ヤード (面積 100 万 m², 総工費約 280 億円) を建設したときに生じた N.F. の問題に対して構造物の安全性を確保するとともにその合理的な設計を行うために、長期間 (約 3 年) にわたる本格的な N.F. の測定試験を行ったことを述べている。さらに N.F. が

作用している杭に対する載荷試験から設計上における活荷重、死荷重の取り扱い方に対する考え方を示した。そしてこれらの結果をもとに N.F. が作用する軟弱な地盤沈下地帯における新しい杭基礎工法を開発し、施工後における観測結果からその新しい工法が N.F. を低減し、機能を十分に発揮していることを確認した。また N.F. が作用する杭において、先端地盤の剛性と中立点の位置、最大軸力の大きさなど、N.F. の特性について若干の考察を加えた。

2. N.F. の測定試験と結果

(1) 従来の試験

N.F. の最も本格的な測定試験としては鋼杭委員会によるもの⁹⁾があるが、この試験の概要は次のとおりである。

① N.F. 発生の原因となる杭周辺の地盤沈下は、自然地盤沈下だけを考える。

② 打設された杭先端地盤の剛性は比較的 low、 N 値が 20 程度である。

その結果 N.F. に関して次のことが明らかとなった。

① 打設された杭の中立点は、一定期間後に下方から上方に収束していく。

② 中立点の位置は、圧密土層中の杭長 (l) に対する杭頭部から中立点までの距離 (l_a) について見ると、杭先端地盤の剛性すなわち杭の沈下に関係なく、 $0.73 < l_a/l < 0.78$ の範囲にある。

しかし N.F. の性状には杭先端地盤の剛性、杭周辺地盤の沈下状況が大きく影響するものと考えられるので、本研究では特にこの点を考慮して次の試験を行った。

(2) 試験の概要

本試験が行われた場所は埼玉県三郷市付近に建設され

* 正会員 工博 日本国有鉄道建設局長

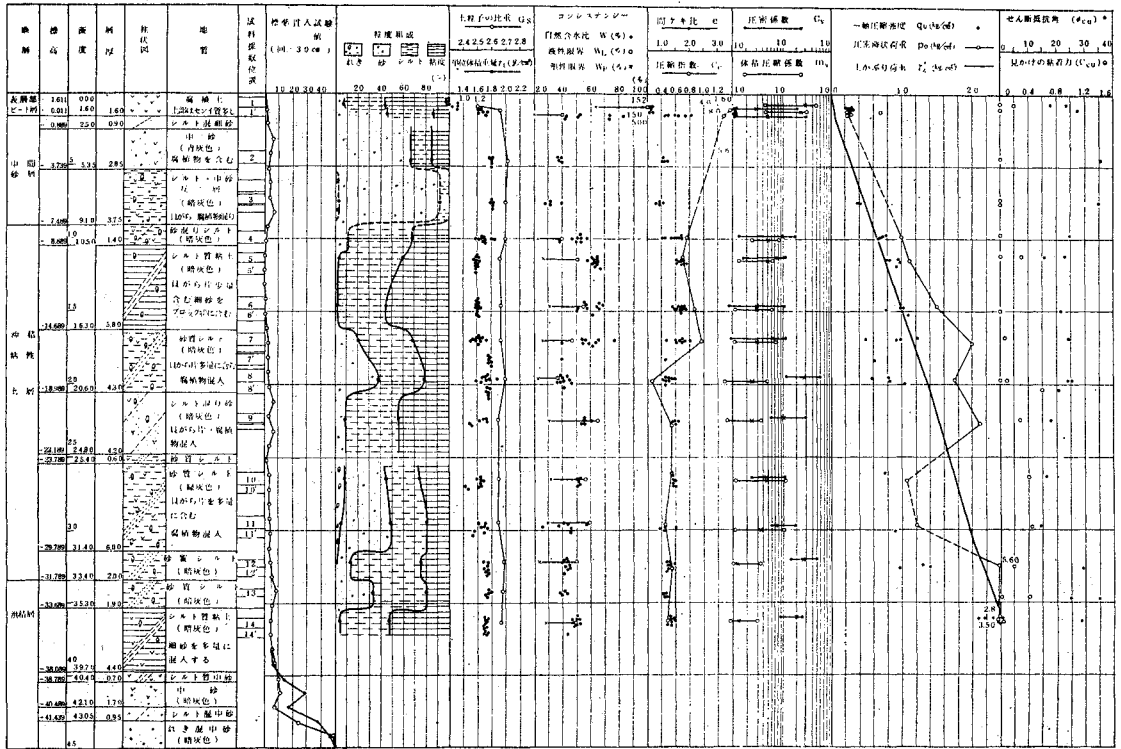


図-1 地盤状態

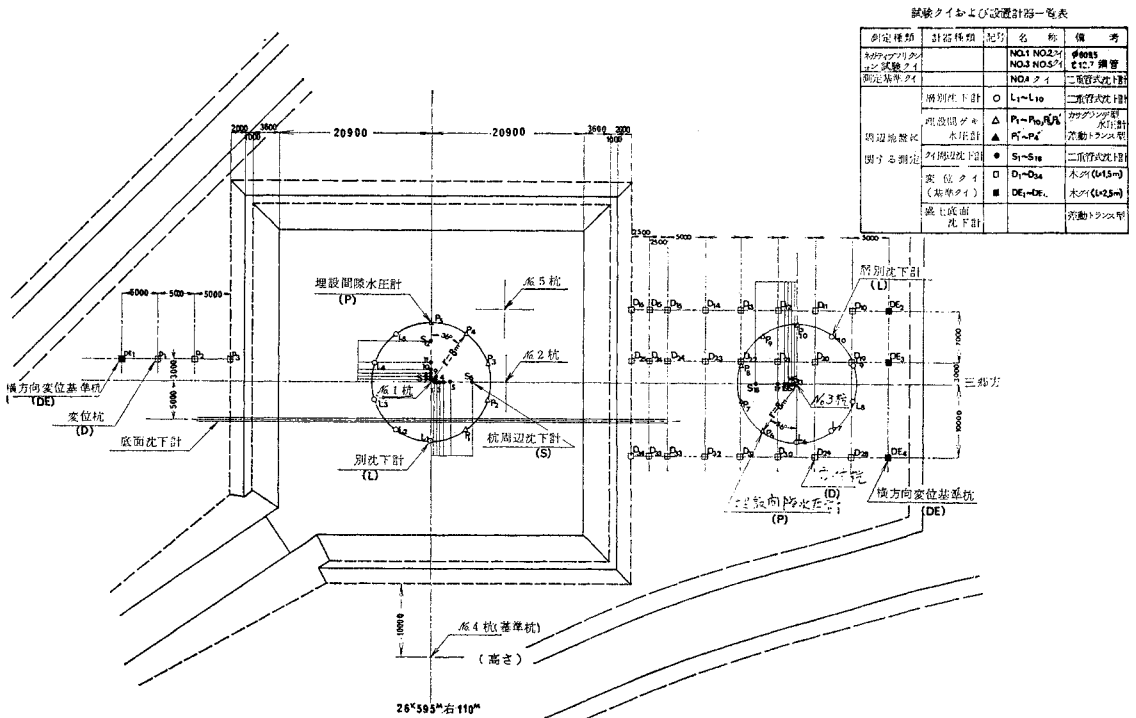


図-2 試験杭配置図

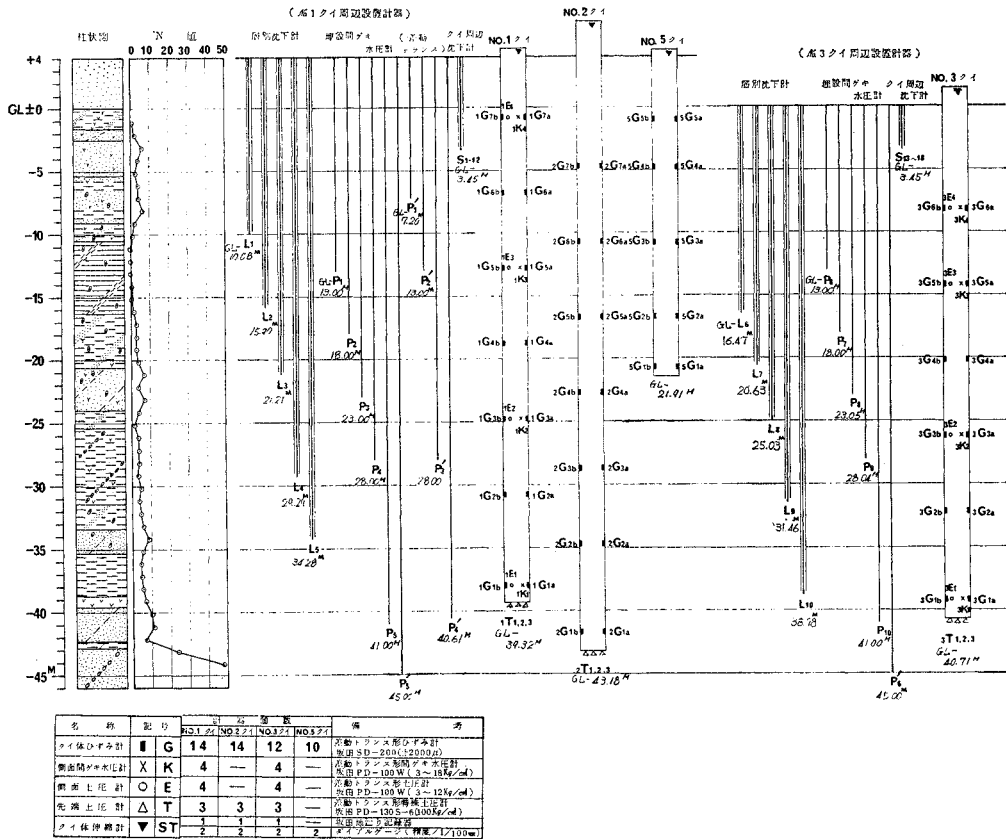


図-3 試験杭および計器一覽図

ている国鉄武蔵野操車場内の一画であるが、地盤条件は-40 m まで N 値が 10 よりも小さい軟弱な沖積層が続いており、自然地盤沈下も年間に 10 cm 近くも生じている(図-1)。

そしてこの地盤中に 4 本の試験杭を打設したが、(1)で述べた現象を把握するために 3 本の杭は、高さ 4 m 幅 40 m×40 m の盛土中に、1 本の杭は、原地盤中に打設し、さらに盛土中の杭については、2 本の支持杭と 1 本の摩擦杭とするとともに、支持杭の 1 本は他方比べて先端地盤剛性を低くしている(図-2)。また各杭に発生する N.F. を測定するために差動トランス型ひずみ計などの各種の計器を設置したが、その詳細については図-3 のとおりである。

(3) 長期観測試験

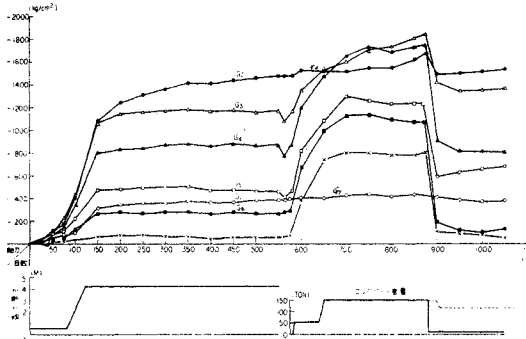
図-4~7 は N.F. によって各杭に生ずる軸力の経時変化を示したものであるが、それによると盛土中で N 値が 40 と硬い支持層に強く打設された No. 2 杭は、打設後約 3 年で $\sigma_{s2}=2220 \text{ kg/cm}^2$ となっており鋼管杭(STK 41)の許容応力 $\sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$ をはるかに越えている。一方、表-1 に示すように同じ盛土中に打設

された杭であるが、先端地盤剛性が低い No. 1 杭(N 値 10)は $\sigma_{s1}=1460 \text{ kg/cm}^2$ で、 $\sigma_{s1}/\sigma_{s2}=0.60$ となっており、相当に N.F. が小さい。また No. 2 杭に比べて比較的軟らかい支持層(N 値 30)に達し、原地盤に打設された No. 3 杭では $\sigma_{s3}=1150 \text{ kg/cm}^2$ で $\sigma_{s3}/\sigma_{s2}=0.57$ と N.F. が小さい。そして杭の先端地盤剛性が最も低く、摩擦杭である No. 5 杭では $\sigma_{s5}=560 \text{ kg/cm}^2$ で、 $\sigma_{s5}/\sigma_{s2}=0.25$ と非常に N.F. は小さい。

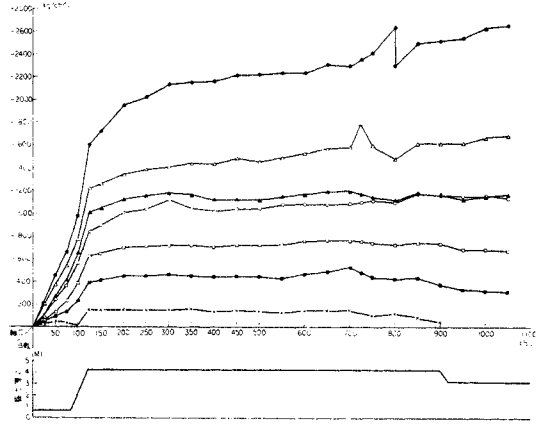
図-8~11 は N.F. による各杭の軸方向応力分布を示したものである。No. 1, 2, 5 杭では地表近くの部分において時間の経過とは逆に軸力が減少しているが、下方の最大軸力は増加している。これは、杭頭部付近で杭と地盤との間に空隙ができていことから、この部分では杭周辺地盤のせん断変形が大きく、土のせん断抵抗力がピーク値を越えて小さくなったためと思われる。また杭の深度方向平均単位面積当たりの N.F. も No. 2 杭においては $f_2=7.1 \text{ t/m}^2$ となっており、従来の設計施工指針(案)の $f=2 \text{ t/m}^2$ よりもはるかに大きく、他の杭においても同様である。

杭試験の場所は年間に大体 85 mm 程度の自然地盤沈下をしているが、図-12~15 は試験杭と周辺地盤との

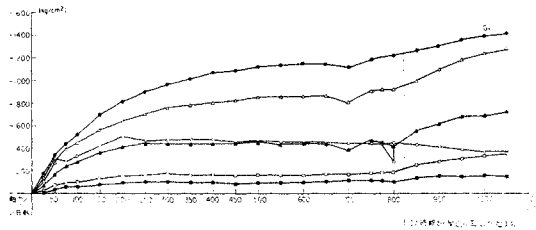
凡 例 × G7 △ G3
 ■ G6 ● G2
 □ G5 ○ G1
 ▲ G4



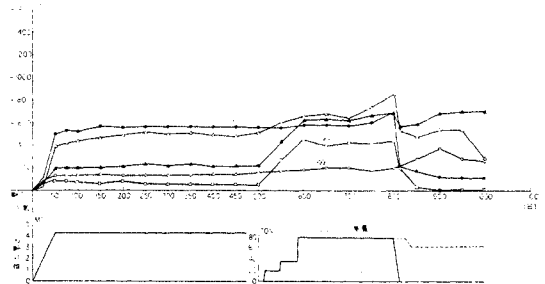
図—4 杭軸応力測定結果 (No. 1 杭)



図—5 杭軸応力測定結果 (No. 2 杭)



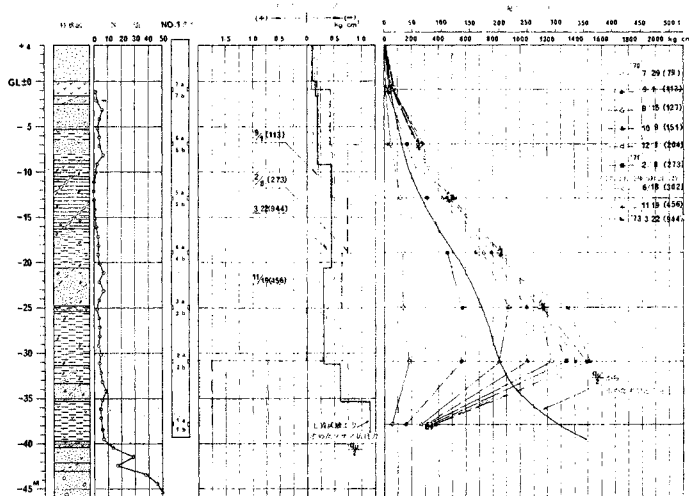
図—6 杭軸応力測定結果 (No. 3 杭)



図—7 杭軸応力測定結果 (No. 5 杭)

表—1 各杭に生ずる N.F. の性状比較

杭 番 号	軸 応 力 (kg/cm ²) t = 500 日	平均周面摩擦力 (t/m ²) t = 500 日	中立点の位置 (la/l) t = 500 日	杭先端沈下量 (cm) t = 700 日
No. 1	$\sigma_{s1} = 1460$	$f_1 = 5.1$	0.90	13.0
No. 2	$\sigma_{s2} = 2220$	$f_2 = 7.1$	0.90 以上	4.6
No. 3	$\sigma_{s3} = 1150$	$f_3 = 4.5$	0.76	4.0
No. 5	$\sigma_{s5} = 560$	$f_5 = 3.4$	0.73	33.0



図—8 軸方向応力分布の推移—No. 1 杭

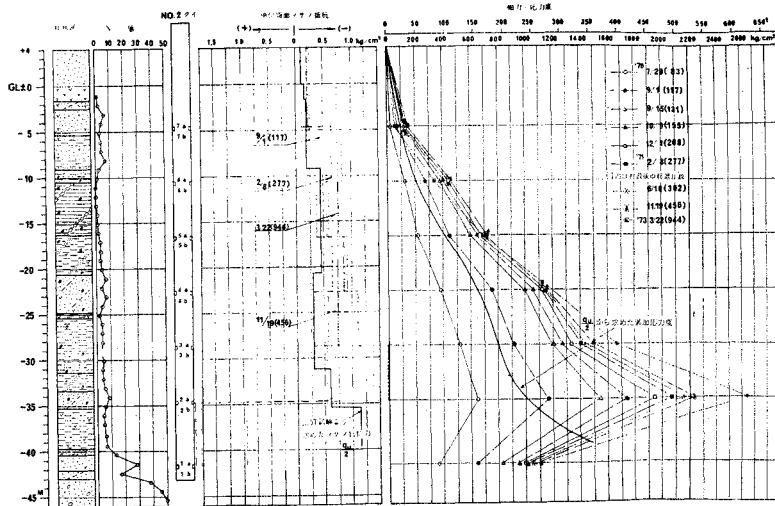


図-9 軸方向応力分布の推移—No. 2 杭

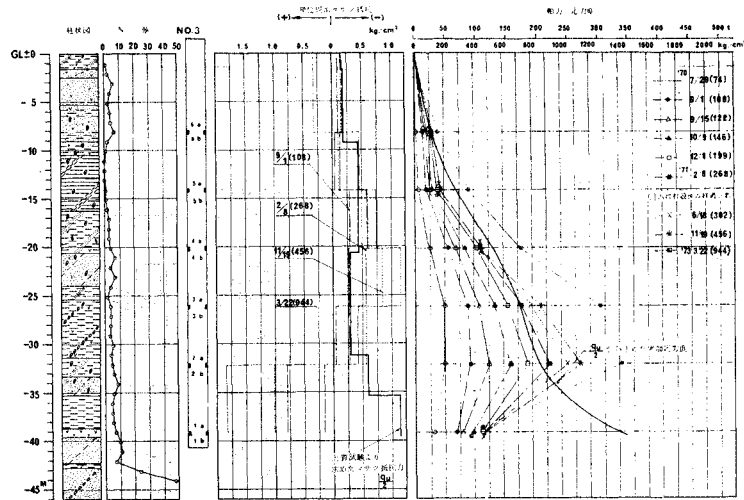


図-10 軸方向応力分布の推移—No. 3 杭

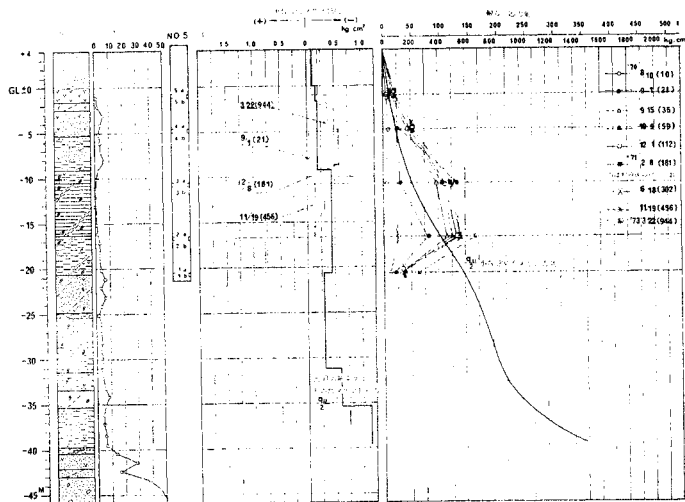
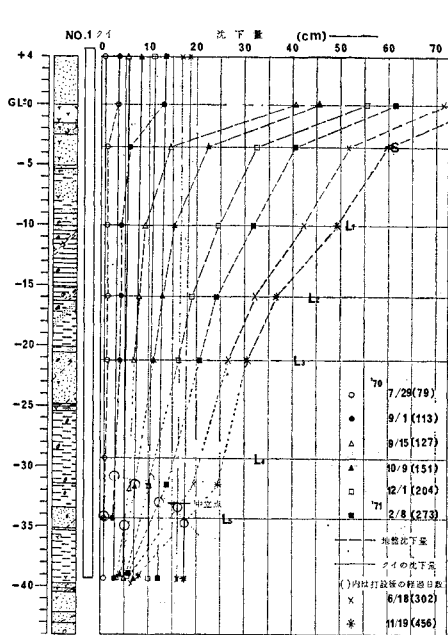
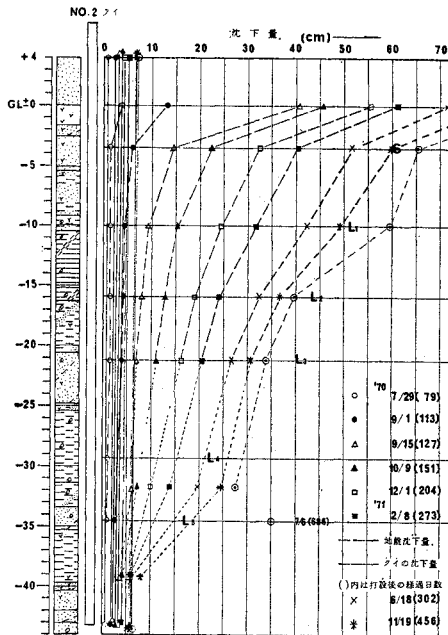


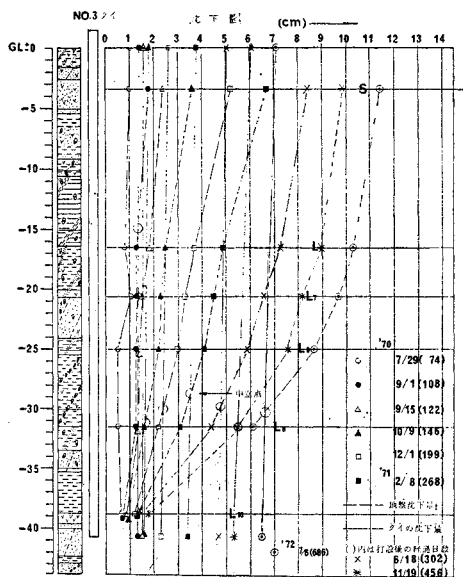
図-11 軸方向応力分布の推移—No. 5 杭



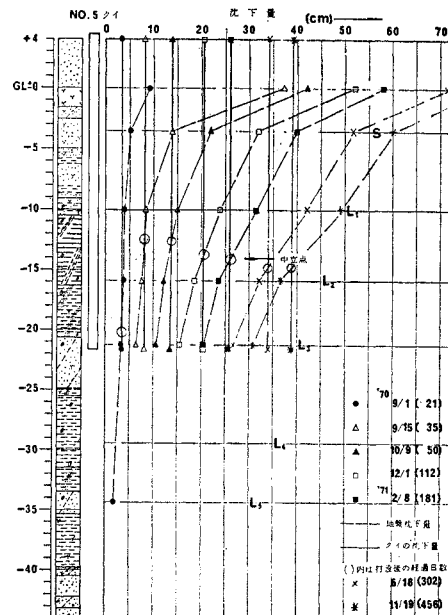
図一12 地盤沈下量と杭沈下量の関係—No. 1 杭



図一13 地盤沈下量と杭沈下量の関係—No. 2 杭



図一14 地盤沈下量と杭沈下量の関係—No. 3 杭



図一15 地盤沈下量と杭沈下量の関係—No. 5 杭

相対沈下から求めた中立点の位置を示したものである。これによると No. 2 杭が最も下方にあり、No. 5 杭が最も上方にあることがわかる。

また 図一16 はその中立点の時間的変化を示したものであるが、杭先端地盤の剛性が最も高い No. 2 杭で中立点は 0.9 以上であり、最も低い No. 5 杭は 0.73 と

なっており、その中間である No. 1, No. 3 杭ではおのの 0.90, 0.76 となっている。このことから杭先端地盤の剛性が高いほど、中立点は下方にあることがわかる。その中立点が杭打設より一定期間後に下方に移動していることは、時間の経過とともにおのこの最大軸力が増加していることと密接な関係があると思われる。

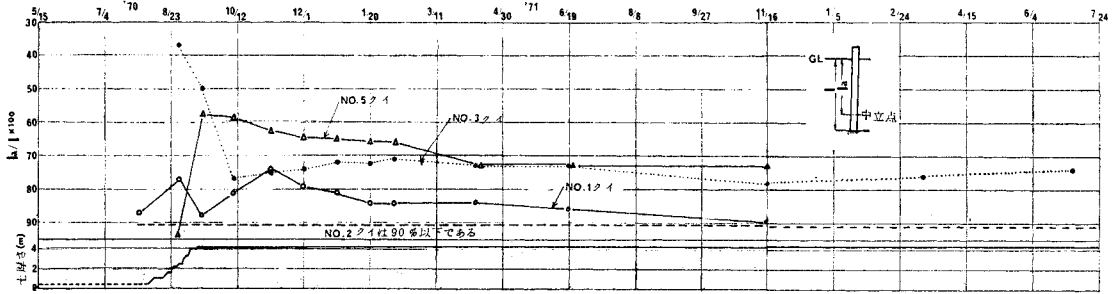


図-16 各杭の中立点の推移

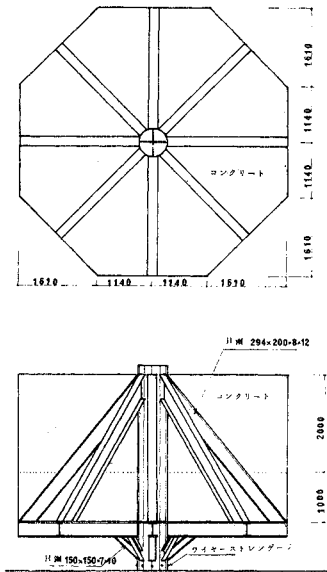


図-17 長期鉛直載荷装置 (No. 1 杭)

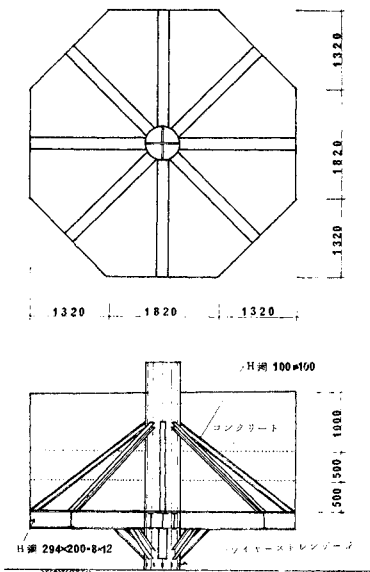


図-18 長期鉛直載荷装置 (No. 5 杭)

一方、杭先端の沈下量は表-1のように No. 5, No. 1, No. 2 の順に小さくなっており、沈下が大きいほど N.F. が小さいと思われる。これは杭先端の沈下により杭が周辺地盤よりも沈下をするために、中立点が上方に移動し、N.F. が解放された結果、最大軸力が小さくなるからと思われる。そこで N.F. が作用する軟弱な地盤沈下地帯における杭基礎の設計においては、中立点の位置および N.F. 値は、杭周辺地盤の沈下条件 (杭打設箇所が盛土中か原地盤)、杭先端地盤の剛性によって大きく左右され、硬い支持層に打設された完全支持杭では、支持層上面までを N.F. が作用する領域とし、N.F. も現在の設計指針 ($f \leq 2 \text{ t/m}^2$) の数倍の値を用いるべきであると思われる⁵⁾。

(4) 長期鉛直載荷試験

軟弱な地盤沈下地帯に打設された基礎杭には、非常に大きな N.F. が作用することが (3) の試験で明らかとなったが、この杭に構造物の死荷重が作用したときに

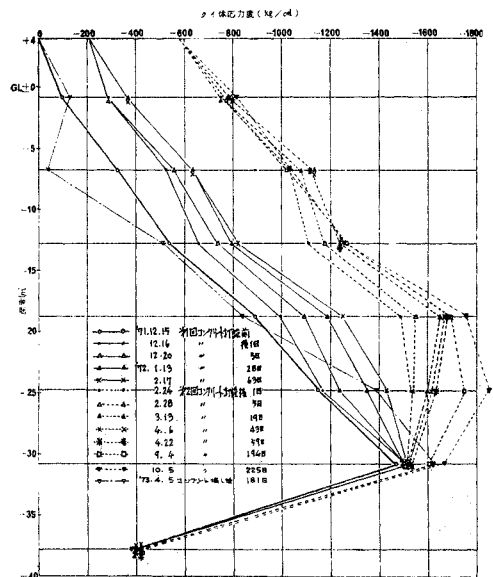


図-19 杭体応力度分布 (No. 1 杭)

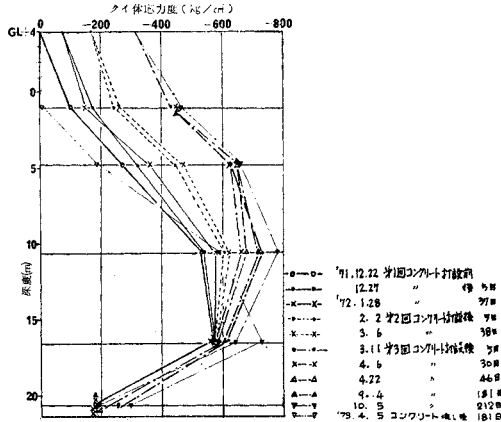


図-20 杭体応力度分布 (No. 5 杭)

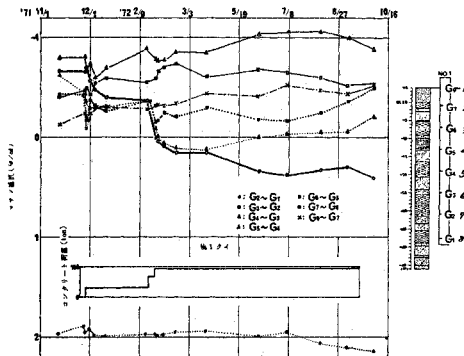


図-21 長期載荷試験による周面摩擦力の推移

N.F. はどのように変化するか、また設計の段階でこの死荷重をどう考慮するかは重要な問題である。

その目的でこの試験を行ったが、図-17, 18 に示す載荷装置で No. 1 杭と No. 5 杭におおの 140 t, 70 t のコンクリート荷重を載荷し、 $t=300$ 日間放置した間に各種の測定を行った。その結果、図-4, 7, 19, 20 に示すように杭の軸力の経時変化および軸方向の応力分布を見ると、地表面付近 (ひずみ計 $G_1 \sim G_3$) では短時間のうちに軸力が増加し、載荷荷重にほぼ等しい応力だけ増加していることがわかる。一方、杭先端の深い部分 (ひずみ計 G_4, G_5) では増加の速度も遅く、軸力もそれほど増加しないが、漸次増加する傾向にある。

また、コンクリート荷重を載荷したときに杭に働く周面摩擦力は図-21 のように変化しており、地表部に近い所では、コンクリート荷重が軸力として加わるために顕著に増加しているが、中立点から下は余り変化していない。これは N.F. が作用している杭に荷重が作用するとこの程度の載荷日数 (300 日) では、杭の弾性圧縮などにより中立点が若干上方に移動して正の摩擦力の領域が増加するだけで、中立点付近の深さまでで上部荷重が吸収されて、杭先端には載荷重は伝達しないと思われる。

中立点の移動については、最大軸力の変化状態から考えると、載荷により一度上方に移動した中立点は、時間の経過とともに下方に移動している。これは時間の経過とともに杭周辺の地盤が再び沈下を始めることによって、中立点が下方に移動するためと思われる。一方、除荷を行った場合には、載荷によって増加した軸力は減少し、杭上部において載荷前よりも減少している現象が見られる。

そこで長期鉛直載荷試験から N.F. が作用している杭では、死荷重を N.F. に加えた状態で設計し、杭先端地盤支持力、最大軸力点における杭体の応力を検討する必要があると思われる。

(5) 短期鉛直載荷試験

この試験は N.F. が作用する杭に短期的な活荷重が作用したときの N.F. の状態を調べ、設計上における活荷重の取り扱い方を決めるために行ったものである。

方法としては図-22 に示すように、No. 1 杭に 140 t を 2 か月間載荷した後に活荷重は油圧ジャッキで与え $P=$

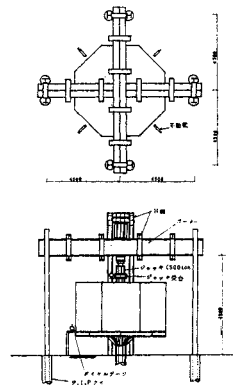


図-22 短期鉛直載荷装置

図-23 に示すように繰返し載荷をしても、杭頭の沈

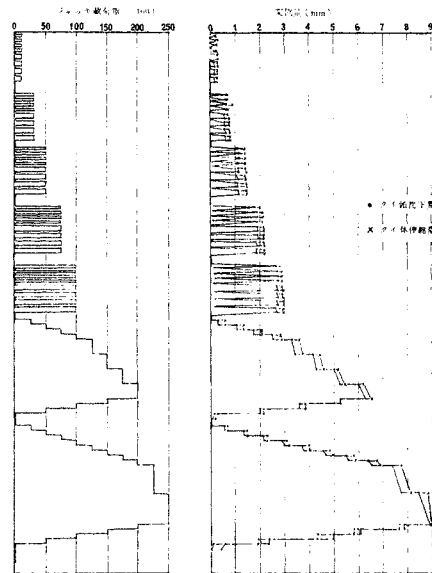


図-23 杭頭荷重～杭頭沈下量・杭体圧縮量関係

下量と杭体の圧縮量は大体同じであり、杭の沈下は繰返しによっても増加しない。このように短期繰返しをしても軸力の増加はほとんど見られず、除荷するとともに軸力にもどっている。また短期繰返し载荷による周面摩擦力の変化を見ると、繰返すことによる摩擦力の減少はほとんど見られない。すなわち短期的な荷重は载荷前の中立点付近までの摩擦力で吸収されてしまい、それ以深の杭先端までは伝達しないことがわかる。

そこで短期鉛直载荷試験から N.F. が作用している杭では、普通一般に作用する程度の設計活荷重は杭先端地盤支持力、最大軸力に影響を及ぼさないで、考慮する必要がないと思われる。

3. N.F. を低減した杭基礎工法

(1) 群杭式基礎工法

N.F. の測定試験から明らかとなったように、軟弱な圧密層を貫いて硬い支持層に強く打設された完全支持杭では、中立点は支持層上面にくるとともに非常に大きい N.F. が作用する。そこで通常の杭基礎工法では、次の関係が成立し、上部構造荷重を支持できず、杭基礎として使用できない。

$$(上部構造荷重) + (N.F.) > (杭先端地盤支持力)$$

この N.F. は杭周辺の地盤が杭よりも相対的に沈下することによって生ずるものであるが、杭を中心としたある半径内 (r_e ; 影響圏) の土が杭にぶら下がったものと考えられる。そこで2本の杭を $r' < r_e$ の状態で打設した場合には、1本当りの杭に作用する N.F. は小さくなる(図-24)⁵⁾。打設する杭本数をさらに増すと、杭1本当りの N.F. はますます低減される。図-25はこの原理による群杭工法を模式的に示したのであるが、これによると b, c, d 杭には a 杭に比べて小さい N.F. が作用するので、支持杭として使用できる。しかし a 杭には大きい N.F. が作用するのでフーチングと結合させず、安全杭として下方にスライドできる構造とする必要

(a) 1本するとき (b) 2本するとき

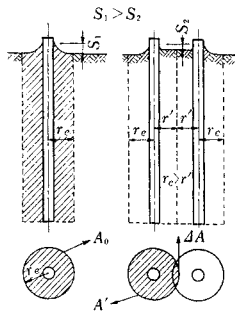


図-24 N.F. の低減状態

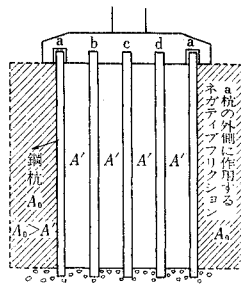


図-25 群杭配置図

がある。

群杭式基礎工法は N.F. の観測試験を行った場所のすぐ近くであり、同じ武蔵野操車場を横断する跨線道路橋 (T.L=20, 延長 300 m, 幅員 6.5 m) の橋脚基礎に用いられたが、この橋脚の設計荷重は $P=3000\text{ t}$ と非常に大きいので長期観測から得られた N.F. を用い、杭の先端面積に応じた支持力を計算すると径が 3 m 以上のケーソンか、ウエルが必要となるが、施工性 (工期, 工費) の面を検討すれば、この群杭式基礎工法が最も優れていることが明らかとなった。

設計の詳細は次のとおりであり、この工法は図-26, 27 に示すように、10.6 m × 9.6 m の八角形フーチング中に 38 本の鋼管杭 ($l=40\text{ m}$, $\phi 711.2\text{ m/m}$, $t=12.7\text{ m/m}$) を杭中心間隔 $d=2\phi=1.5\text{ m}$ で打設したもので、この d はできるだけ影響半径より小さくなるように打設限度まで狭めた限界値である。なお前述の試験から r_e を計算すると次のようになる。

$$r_e = \sqrt{\frac{\phi \bar{f}_n}{\bar{\gamma}} + \frac{\phi^2}{4}} = 1.72\text{ m}$$

ϕ : 杭の直径

\bar{f}_n : 中立点までの N.F. の平均値

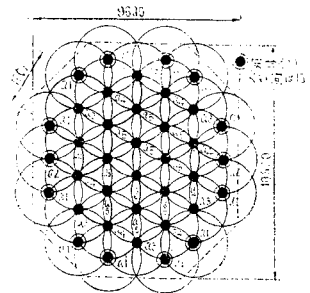


図-26 群杭配置図

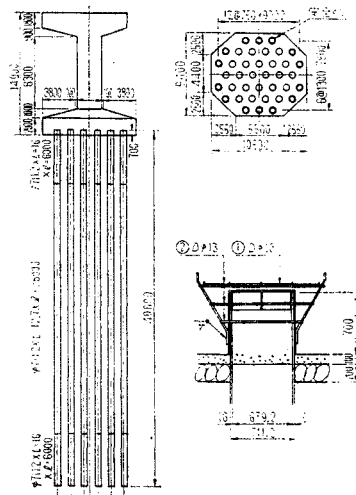


図-27 群杭式基礎説明図

表-2 杭の種類と負担する土の重量

杭の種類	各杭の面積比	各杭の負担する土の重量 (t)
安全杭	$\frac{a_1}{A}=0.038$	$F_1=9809 \times 0.038=372$ t
安全杭	$\frac{a_2}{A}=0.026$	$F_2=9809 \times 0.026=258$ t
支持杭	$\frac{a_3}{A}=0.023$	$F_3=9809 \times 0.023=229$ t
支持杭	$\frac{a_4}{A}=0.020$	$F_4=9809 \times 0.020=197$ t
支持杭	$\frac{a_5}{A}=0.019$	$F_5=9809 \times 0.019=187$ t

\bar{F} : 中立点までの土の単体重量の平均値

そこでこの群杭効果を考慮して各杭の影響円から決定される分担率から N.F. を計算すると表-2 のようになり、表中で安全杭と称している外側の a_1, a_2 杭には $NF_1=372$ t, $NF_2=258$ t であるが、内側の支持杭には $NF_3=229$ t, $NF_4=197$ t と相当に低減され、小さい値となっているので N.F. を考慮しても安全に上部設計荷重を支持できるのである。試験結果から杭の先端地盤支持力は $Q=350$ t となるので、次のように群杭 1 本当り 100 t 程度の設計荷重を負担することができる。

$$F_s = \frac{Q - N.F.}{P} = \frac{350 - 239}{100} \div 1.2$$

またフーチングの外縁に近い a_1, a_2 杭はネガティブフリクションが大きく、内側の杭に比べて沈下量が大きくなるのでフーチングと結合すると、下方に引張られてフーチングを破壊したり、内側の杭に過大な鉛直力を伝達する可能性がある。そこで a_1, a_2 タイプの杭 14 本は、フーチングと結合せずキャップを被せてスライドできるようにし、 a_1, a_2 杭は N.F. 以外の鉛直力は支持しないが水平力には抵抗する構造とした。なお群杭式基礎工法は前述のように N.F. に対しては有効であるが、杭間隔を小さくするので水平地盤反力係数を次のように低減した⁵⁾。

$$k = \alpha k = 0.67 k$$

k : 低減しないときの水平地盤反力係数

α : 低減係数

$$\alpha = 1.0 \quad (\phi > 3d \text{ のとき})$$

$$\alpha = \frac{1}{3} + \frac{d - \phi}{3\phi} \quad (\phi < 3d \text{ のとき})$$

群杭を打設するには若干の困難が伴ったが、大体当初の工程通り施工できたので、この工法は上部設計荷重が 3000 t 前後と大きく、また N.F. も非常に大きい場合に、有効な工法であると思われる。

(2) 二重管式杭基礎工法

群杭式基礎工法の場合と同じく軟弱圧密層に打設された杭には、巨大な N.F. が作用するので、たとえ設計荷

重が小さくても通常の杭基礎工法では、上部構造物を安全に支持できない。

この工法は、基礎杭に短い外管と長い内管とで形成される二重管を用いるが、実際に構造物を支持するのは内管の方で、外管は N.F. だけを負担し、地盤とともに沈下してその N.F. を内管に伝達させない。すなわち図-28 に示すように、二重管を用いないで内管一本だけを支持杭として使用した場合、 a 線で表わされるように軟弱層中のすべての N.F. が内管に作用し、それだけで杭先端支持力が食われてしまい、設計荷重を支持できない。一方、二重管杭の場合には、外管の部分に作用する N.F. は外管自身で負担し、内管はそれだけ N.F. が低減されるので上部設計荷重を支持でき、そのときの N.F. は b 線の状態になっている。

このため外管に作用する N.F. が内管に伝達されず、外管は下方にスライドするように、外管と内管の間にはスペーサーを杭の延長方向 6 m ごとに方向性を考慮して円周方向に 8 個設置した。

二重管式杭基礎工法は、前述の跨線道路橋の取付部であるスパン 30 m の合成桁の橋脚基礎に用いられたが、詳細設計は次のとおりである。図-29 のように橋脚の基礎には、 $l=42.1$ m, $\phi 711.2$ m/m の内管と $l=24$ m, $\phi 812.8$ m/m の外管からなる 2 本の鋼管杭が用いられたが、内管の先端は杭先端支持力の増大と二重管の施工性を考えて外管と同じ径にした。なお二重管による効果は次のとおりである(表-3)。

① 二重管工法を用いないとき

$$\begin{aligned} Q - (P + F_n) &= Q - \{P + (F_i + F_0)\} \\ &= 420 - \{100 + (300 + 400)\} \\ &= -380 < 0 \end{aligned}$$

∴ 杭先端地盤支持力が不足し、基礎杭として使用できない。

② 二重管工法を用いるとき

$$\begin{aligned} Q - (P + F_i) &= Q - \{P + (F - F_0)\} \\ &= 420 - \{100 + (700 - 400)\} \end{aligned}$$

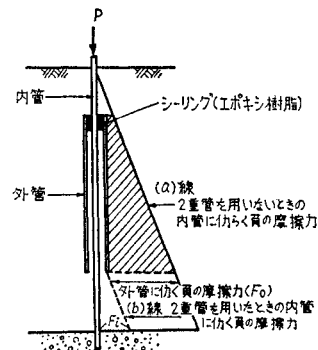
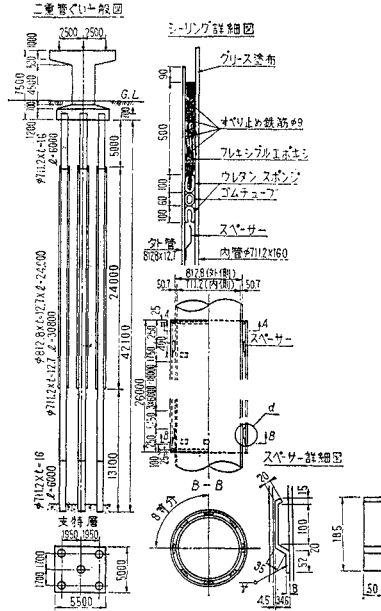


図-28 二重管による負の摩擦力の低減状態



図—29 二重管式杭基礎説明図

表—3 二重管の設計条件

上部荷重 (P)	先端地盤 支持力 (Q)	ネガティブフリクション	
		内管 (F _i)	外管 (F _o)
100 t	420 t	300 t	400 t

$$=20$$

$$F_s = \frac{Q - F_i}{P} = \frac{420 - 300}{100} = 1.2$$

∴ 杭先端地盤支持力が十分なので基礎杭として使用できる。

ここで地震時における内管の安全性は、次のように検討した。計算にあたっては、水平地盤反力係数を $k_H = 1.0 \text{ kg/cm}^3$ 、外管の部分は $k_H = 0.0 \text{ kg/cm}^3$ とし、Chang の弾性理論を用いて計算を行うと、地上から 6 m の深度では、変位がほとんど生じないので外管を内管の杭頭から 6 m 地中に下げることにした。これによって外管と内管の間隙は、設計値通りに保たれ、外管と内管が密着することはなく、鋼製のスペーサーによって外管と内管は安全に維持される。なお地震時における水平力を外管から内管に安全に伝えるため、また外管と内管の間に土砂が流入し、それが沈澱、堆積、固結化して外管と内管の間に摩擦力が働き、外管に作用する N.F. が内管に伝

表—4 シーリング材の物性

物 性	強 度
圧縮強度	$\sigma_c = 127 \text{ kg/cm}^2$
破壊ひずみ	$E_f = 50 \%$
粘着摩擦力	$f = 12.5 \text{ kg/cm}^2$ (B)

達されないように、表—4 の物性を有する弾性体のエポキシ樹脂でシーリングを行っている。また、内管についてはシーリング部分に一応全地震力が集中するとして、部材断面の検討を行い、十分安全性を保つようにするとともに、外管と内管の間にあるスペーサーが完全に作用しない場合を考慮して内管の座屈についても検討を加えた。

なお外管が内管をスライドする現象は次のとおりである。外管の上部におけるシーリング材は、粘着力 ($f = 12.5 \text{ kg/cm}^2$) と滑り止め鉄筋で外管とほぼ一体となっている。一方内管の表面には、グリスを十分に塗布しているので、シーリング材と内管の表面には粘着力が作用しない。そこで N.F. が外管に作用して外管が下方に引張られても、その N.F. が内管に伝達しないようになっている。すなわちこのエポキシ樹脂によるシーリング材は外管に作用する水平力を内管に伝えるが、N.F. を内管に伝達しないので、その分だけ低減効果を発揮するのである。

以上のように二重管式杭基礎工法は、設計荷重が比較的小さく、水平荷重よりも鉛直荷重で基礎形式が決定され、また巨大な N.F. が作用して通常の杭基礎工法が用いられないような条件下で非常に有効な工法と思われる。

4. 施工結果と N.F. に対する一考察

巨大な N.F. が作用する軟弱な地盤沈下地帯における対策工法として前述の 2 つの工法を開発し、実構造物に適用したが、ここではこれらの基礎に設置された試験杭からの観測結果をもとに、新工法の妥当性と N.F. の性状に関する一考察を行った。

(1) 群杭式基礎の施工と結果

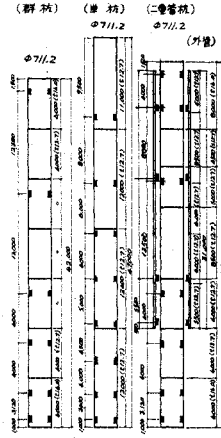
この杭基礎工法は前述のように跨線道路橋の跨線部に用いられたが、観測には 2 つの橋脚(P₁, P₂)を選定した。観測の内容は主に N.F. の低減効果を調べるのが目的であり、① 杭の軸方向荷重分布、② 杭頭荷重分布を測定するために 図—30、表—5 に示すように差動トランス型のひずみ計をセットした。測定計器の保護上、鋼管杭の先端は閉鎖型としたが、軟弱地盤中に非常に狭い間隔で杭を打設するので施工は困難であったが、杭打設後に -40 m の鋼管内に潜り、無事に計器をセットすることができた。図—31—34 は N.F. による杭軸応力の経時変化を示したものであるが、最大軸力を見ると打設後 $t=300$ 日後で構造物を支持する 5 C は $\sigma_s = 200 \text{ kg/cm}^2$ 、外側の安全杭 2 D では $\sigma_s = 530 \text{ kg/cm}^2$ となっている。また杭頭に作用する荷重が杭軸方向に全部伝達されたと仮定して、これを N.F. の軸力から引いて示したのが

表-5 杭の仕様、杭の断面性能、ひずみ取付位置、ひずみ計数量

橋脚名称	杭形式	杭番号	試験杭名称		計測位置		
			名称	軸力	杭頭荷重		
P ₄	群杭	36	1 D	10	2		
		32	3 C	10	2		
		26	2 C	10	2		
		20	1 C	10	2		
		14	H 1	1	1		
		8	H 2	1	1		
		5	H 3	1	1		
		12	H 4	1	1		
		19	H 5	1	1		
		33	H 6	1	1		
		38	H 7	1	1		
		P ₅	群杭	28	2 D	10	2
				24	6 C	10	2
				20	5 C	10	2
16	4 C			10	2		
12	H 8			1	1		
8	H 9			1	1		
29	H 10			1	1		
26	H 11			1	1		
23	H 12			1	1		
17	H 13			1	1		
A ₂	二重管杭	M 1	1	1	1		
		M 2	1	1	1		
		M 3	1	1	1		
		M 4	1	1	1		
		M 5	1	1	1		
		M 6	1	1	1		
P ₈	二重管杭	2	K 1	1	1		
		3	K 2	1	1		
		4	L A	12	2		
P ₇	二重管杭	1	K 3	1	1		
		2	3 B	12(8)	2		
		3	2 A	12	2		
		4	3 A	12	2		
		5	K 4	1	1		
P ₀	二重管杭	1	1 B	12(8)	2		
		3	2 B	12(8)	2		
		5	K 5	1	1		
		試験管杭		F	16		

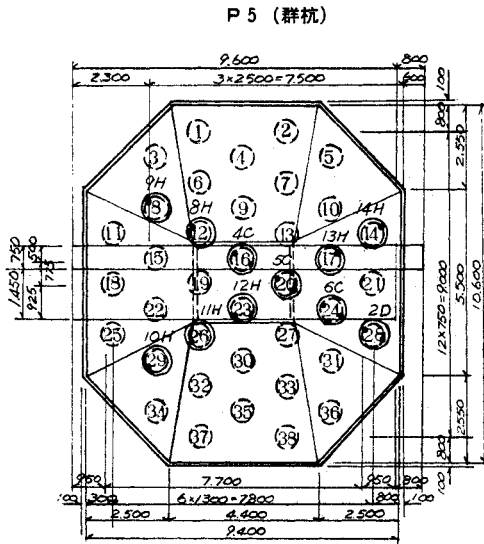
(鋼管の断面性能)

群杭	二重管杭	群杭	二重管杭	断面性能	
				外径	内径
群杭	二重管杭	群杭	二重管杭	711.2	12.7
群杭	二重管杭	群杭	二重管杭	711.2	16.0
群杭	二重管杭	群杭	二重管杭	349.4	5940
群杭	二重管杭	群杭	二重管杭	319.2	6290



(各杭の仕様および計測取付位置)

(注) 左表の群杭の計測位置は()内に示した値は外管に取付けた要する長さ。



○ --- 試験杭
 H --- 杭頭荷重測定杭
 C&D --- 軸力測定杭
 ● --- 杭頭荷重計取付位置

図-30

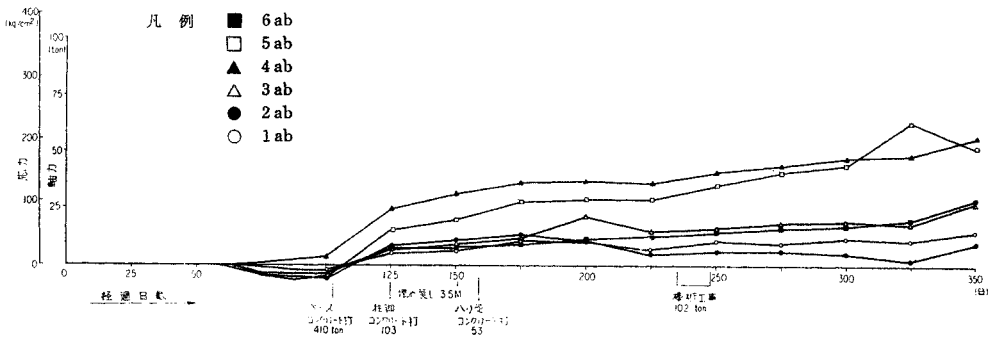


図-31 杭体ひずみ計測定結果 (P₅-5 C)

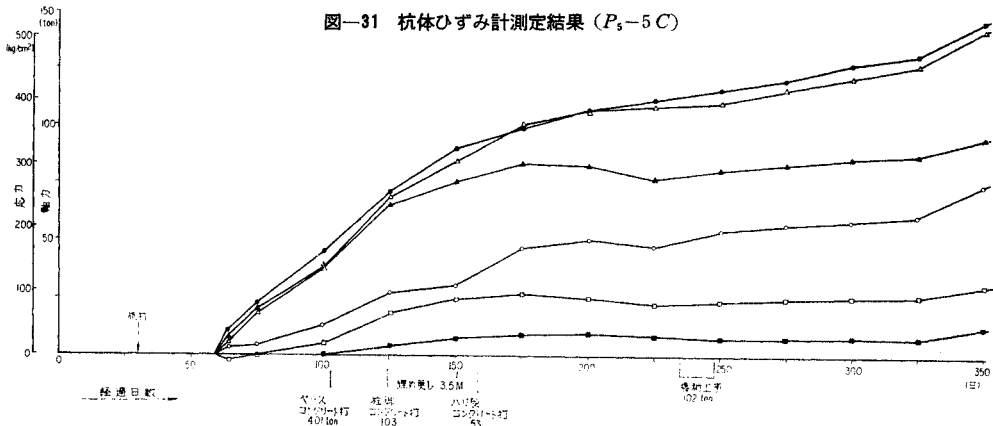


図-32 杭体ひずみ計測定結果 (P₅-2 D)

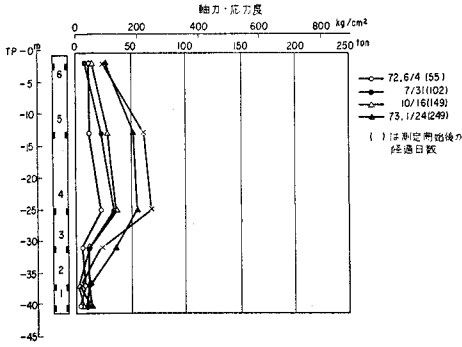


図-33 杭軸応力測定結果 (Ps-5C)

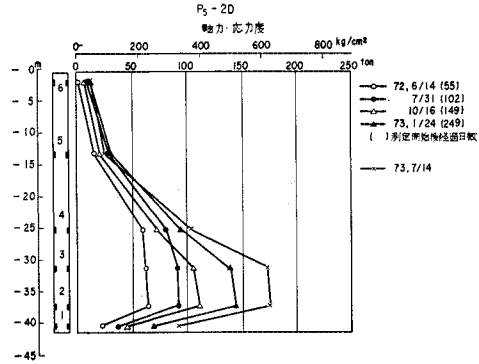


図-34 杭軸応力測定結果 (Ps-2D)

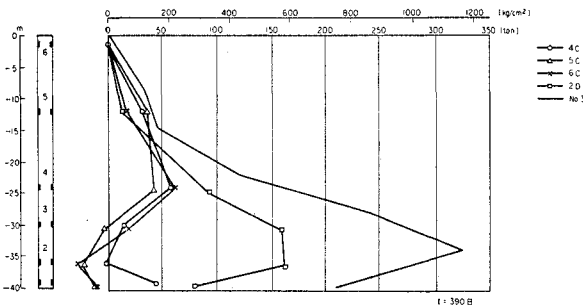


図-35 群杭に作用するネガティブフリクション

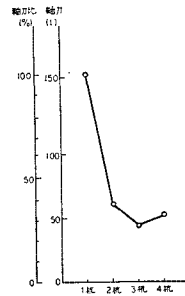


図-36 群杭効果 (No. 3 杭に対する比)

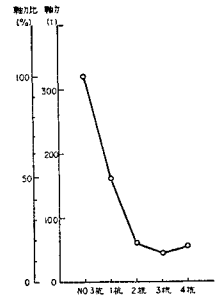


図-37 群杭効果 (安全杭 に対する比)

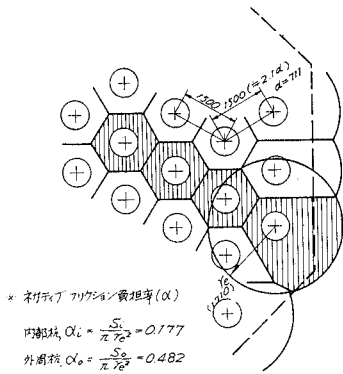


図-38 群杭におけるネガティブフリクションの負担

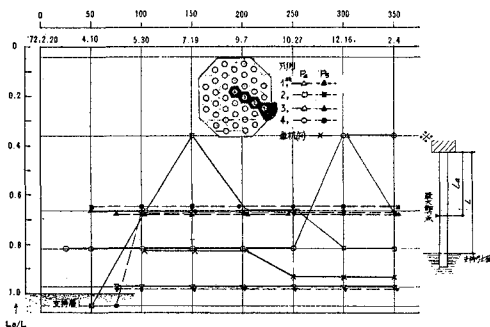


図-39 群杭における最大軸力点の推移

図-35 であり、このときに同じ打設条件である No. 3 の試験杭と比較して見ると、打設後 $t=390$ 日において、外側の杭においては 50%、内側の杭においては 15% 前後にも N.F. が低減されていることがわかる (図-36)。また外側の安全杭に対して内側の支持杭は N.F. が 40% 前後に低減されており、群杭における N.F. の計算値とよく合っている (図-37, 38)。

N.F. の負担率 (α)

$$\text{内部杭 } \alpha_i = \frac{S_i}{\pi r_e^2} = 0.177$$

$$\text{外周杭 } \alpha_o = \frac{S_o}{\pi r_e^2} = 0.482$$

$$m = \frac{\alpha_i}{\alpha_o} = \frac{0.177}{0.482} = 0.37$$

このように群杭効果による N.F. の低減効果は顕著であり、支持杭として内部杭はその機能を十分に発揮していることがわかる。

また群杭における最大軸力点から中立点を考えると、内部杭の最大軸力位置は $0.3 < l_a/l < 1.0$ と広範囲にわたっており、一定の傾向は見られないが、図-39 からも考えて、内部杭の最大軸力点 (中立点) は杭先端から 10m~20m ($0.4 < l_a/l < 0.7$) の範囲にあり、外周杭に比べてかなり上部にあるものと思われる。一方、外周杭の最大軸力点は、硬い地盤に打設された No. 2 の

試験杭と同じく $l_a/l > 0.9$ 以上の支持層上面にあると思われ、この点からも中立点が上部にある内部杭では N.F. が小さく、群杭効果が発揮されていることがわかる。

群杭の軸力は、群杭内部の地盤沈下に従って若干増加する傾向にあるが、内部地盤は杭間隔を狭く打設され、相当に強制圧密されているので、N.F. は、今後それほど増加しないと考えられる。

これらの結果から群杭において、N.F. による軸力の増加速度は、群杭に囲まれた内部地盤の沈下状況に大きく左右され、杭本数、杭間隔、杭長などにより異なることが予想される。また群杭の軸力の大きさは、杭の配置によって決まる負担率および杭打設による地盤強度の変化によって大きく左右されると思われるが、杭間隔をさらに狭めこはこの群杭効果をさらに顕著なものにすると思われる。そこで大きい N.F. が作用する軟弱な地盤沈下地帯においては、施工性の面からケーソン、ウェル

よりも効果的である場合が考えられる。

(2) 二重管式杭基礎の施工と結果

この杭基礎は前述の跨線道路橋の取付部に用いられたが、観測には3つの橋脚 (P_8, P_9, P_{10}) を選定した。観測の内容は群杭の場合と同様であり、図-40、表-5 のように差動トランス型のひずみ計を設置した。二重管杭の場合も先端閉鎖型であるために試験杭打設は困難であったが、群杭と同様な方法にて計器をセットすることができた。

図-41, 42 は二重管杭に作用する N.F. の経時変化を示したものであるが、打設後約 300 日後で外管に作

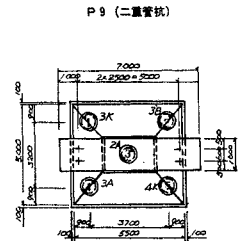


図-40 P9 (二重管杭)
K...杭頭荷重測定杭
◎...試験杭

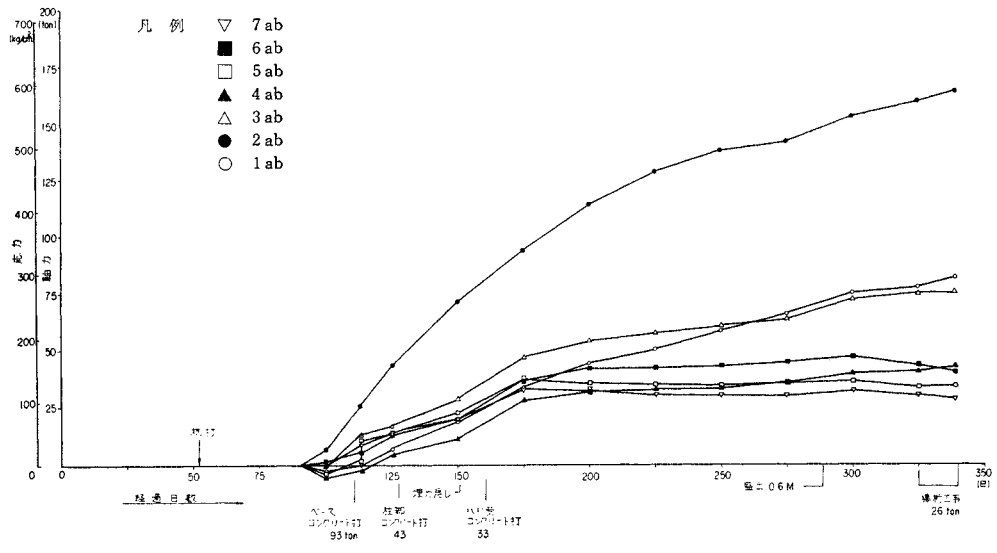


図-41 杭体ひずみ計測定結果 (P_9-3B , 内管)

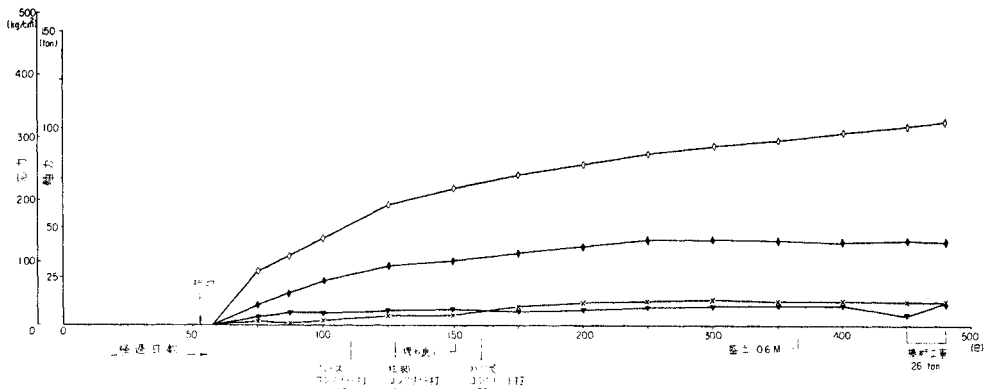


図-42 杭体ひずみ計測定結果 (P_9-3B , 外管)

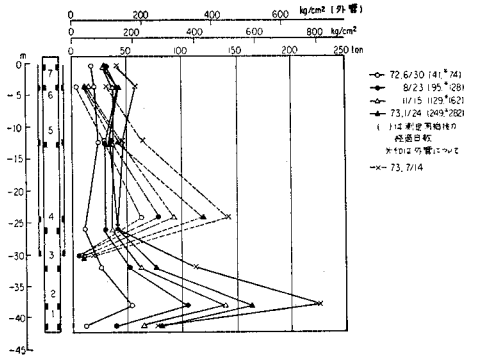


図-43 杭軸力測定結果 (Ps-3B)

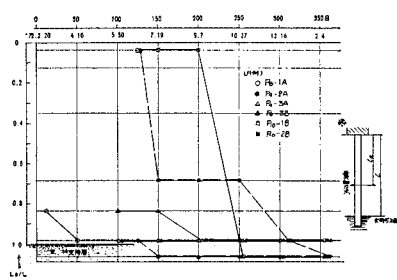


図-45 2重管杭内管の最大軸力点の推移

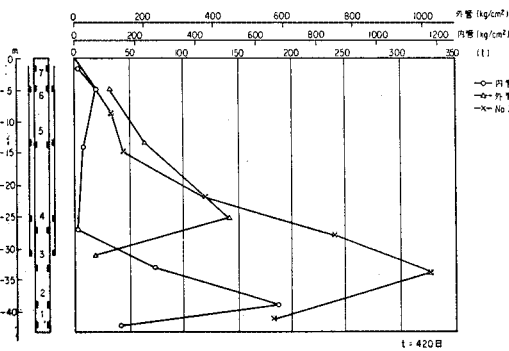


図-44 二重管杭に作用するネガティブフリクション

用する最大 N.F. は $\sigma_s=370 \text{ kg/cm}^2$ 、内管は $\sigma_s=600 \text{ kg/cm}^2$ となっている。また杭基礎周辺の盛土による地盤の圧密沈下、橋桁架設によって N.F. または杭軸力が急激に増加していることがわかる。図-43 は二重管に作用する軸方向分布を示したものであるが、支持層に強く貫入している内管の軸力分布形状は完全支持杭形式の No. 2 の試験杭と同じ傾向を示しており、中立点も $l_a/l \gt 0.90$ となっている。軟弱層の中間に打ち止っている外管は、No. 5 杭と同じ摩擦杭の形状をしており $l_a/l=0.80$ となっている。そこでこの外管は N.F. の増加とともに沈下しているものと思われる。

図-44 は軸力から杭頭荷重を引いた軸力分布形状を示したものであるが、二重管による N.F. の低減効果は十分発揮されていると思われる。ここで原地盤中に打設され支持層までに達している No. 3 の試験杭と比較すると、次式に示されるように内管の最大軸力 (NF_i) と外管の最大軸力 (NF_o) を加えたものと、同じ時期の No. 3 の試験杭の最大軸力 (NF) がほぼ等しくなっている。すなわち外管が負担する分だけ N.F. が低減され、設計どおりに二重管式杭基礎として機能しているわけであり、 $NF_i/NF=175/325=0.54$ と実際に構造物を支持している内管には、No. 3 杭に比べ 50% 位しか N.F. が作用していないことになる。

さらにこの二重管杭の外管による N.F. の低減効果は、時間の経過とともに自然地盤沈下も進行し、N.F. も増大することを考えるとさらに顕著なものになると思われる。

$$NF_o + NF_i = 141 + 181.7 = 321.7 \text{ t}$$

$$\cong NF = 321 \text{ t}$$

また杭打設後における中立点の移動について見ると、図-45 に示すように支持層に強く打設されて実際に構造物を支持している内管では、時間とともに下降する傾向があり、一定期間ではほとんど支持層上面付近にあるものと思われる。また外管は図-44 に見られるように、330 日経過時において、自然地盤沈下条件下の No. 3 杭、先端地盤剛性の低い No. 5 杭とよく一致しており $l_a/l=0.8$ となっている。

そこで大きい N.F. が作用する軟弱な地盤沈下地帯における構造物基礎の設計で、水平力よりも鉛直力が決まり、比較的設計荷重が小さい場合には、この二重管式杭基礎は非常に有効であると思われる。

5. むすび

以上、国鉄武蔵野ヤードにおける N.F. の長期観測、および N.F. が作用している杭に対する長期および短期繰返し載荷試験から N.F. の性状とそれを低減した杭基礎工法を述べてきたが、これをまとめると次のとおりである。

(1) N.F. による杭最大軸力を決定するのに重要な役割を果たす中立点の位置は、杭先端の沈下の性状と密接なる関係がある。すなわち杭先端地盤の剛性によって大きく左右され、剛性が高いほど中立点は深く、低いほど浅くなり、中立点の位置はだいたい $0.80 \leq l_a/l \leq 1.00$ と表わされ、杭先端地盤剛性が高いほど N.F. は大きくなる。

(2) N.F. 発生の原因となる杭周辺の沈下も中立点の位置に大きい影響を与え、原地盤上の盛土中に打設された杭は、原地盤に打設された場合に比べて、大きい圧密沈下が生じるので中立点も下方にくることにより、大

きい N.F. が杭に作用することになる。そこで、盛土中に基礎杭を施工する場合には、盛土の圧密沈下がほとんど終了したことを確認して行うべきである。

(3) 杭打設をしてかく一定期間後に中立点の変動は少なくなり、上方から下方へと収束するように思われる。そして先端地盤剛性の非常に高い杭では、支持層上面まで N.F. が作用する領域とすべきである。また摩擦杭は完全支持杭に比べ N.F. が小さいので、上部設計荷重が比較的小さく、構造が沈下に対応できるものであれば、N.F. 低減対策工法としては有効である。

(4) N.F. による平均周面摩擦力は $f=7.1 \text{ t/m}^2$ におよぶことから、今後の設計においては従来の $f \leq 2 \text{ t/m}^2$ にある程度の余裕を見たものとすべきであろう。

(5) N.F. が作用している場所での基礎杭の設計において、活荷重は杭先端地盤支持力、最大軸力には関係ないが、死荷重は N.F. と同様に荷重として取扱うべきである。

(6) N.F. 低減対策工法として群杭式基礎工法は非常に有効であり、鉛直設計荷重が大きいときケーソン、ウェルなどに比べて施工性の面で優れている。また、観測によれば群杭効果も計算値通りに十分に発揮されている。

(7) 二重管式杭基礎工法も N.F. 低減対策工法としてその機能を十分に発揮しているので、N.F. が作用する軟弱地盤沈下地帯において比較的鉛直設計荷重が小さい杭基礎には効果的である。

なお今回の論文は、施工時期などの関係から観測結果を十分に解析できず、定性的な検討に終わったが、さらに一般的なネガティブフリクションの性状と土質定数との関係を求めるために、現在、観測を継続するとともに各種の土質試験を行っているので、今後機会があればそれを報告したいと思っている。またネガティブフリクシ

ンが作用する地盤条件のもとで基礎杭を設計する場合には、(1) 杭先端地盤の剛性、すなわち杭の沈下と中立点の位置、(2) ネガティブフリクションの算定方法などの非常に困難な問題があるが、今回の研究はこのような条件下のもとに重要な構造物を建設する際の計画→調査→設計→施工に関する1つの方向を示唆しているものと思われる^{6),7)}。

終りにこの大規模、かつ困難な試験、実施工事を遂行するに当りご協力いただいた、日本国有鉄道技術研究所、構造物設計事務所、東京第三工事局、清水建設株式会社の方々には深謝の意を表したいと思う。

参 考 文 献

- 1) 清水建設技術研究所：浦安町立南小学校不同沈下，昭和44年。
- 2) Terzaghi, K.: Die Setzung der Fundierungen und ihre Wirkung auf den Oberbau, De Ingenieur, 1935.
- 3) 日本建築学会：建築鋼ぐい基礎設計施工標準，昭和46年。
- 4) 岡部達郎：大阪環状線高架橋の設計について，土木技術，昭和31年。
- 5) 土質工学会：土質工学ライブラリー（鋼ぐい），昭和46年。
- 6) 岡部達郎・鬼頭 誠：武蔵野ヤードにおけるネガティブフリクションの実験，構造物設計資料，昭和46年。
- 7) 岡部達郎：軟弱な地盤沈下地帯における自動化ヤードの計画・設計およびこれに関連して行なった実験的研究，鉄道技術研究報告，昭和49年。
- 8) Plomp, A., M.C. Nieslo: Effect of drainage by well Point on Pile Foundations. 2nd I.C.S.M. & F.E.
- 9) Florentin, J., G.L. Heutean: About an Observed case of Negative Friction on Piles, Proc 2nd I.C.S.M. & F.E, Vol V, 1948.
- 10) Johannessen, I.J., L. Bjerrum: Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay, 6th I.C.S.M. & F.E.
- 11) 森下兼治：乙訓試験盛土内基礎杭試験報告書，日本道路公園，1961.

(1973.10.29・受付)