

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

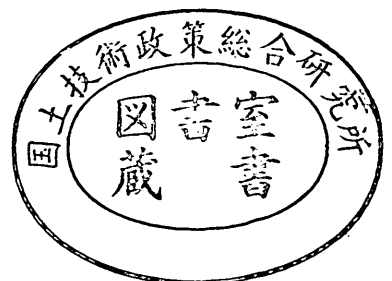
---

VOL. 23

NO. 2

JUNE. 1984

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第23巻 第2号 (Vol. 23, No. 2), 1984年6月 (June 1984)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 直立消波ケーソンの上床版に働く揚圧力 (第2報)  
——現地観測波圧データの解析——……………高橋重雄・谷本勝利…………… 3  
(Uplift Forces on a Ceiling Slab of Wave Dissipating Caisson with  
a Permeable Front Wall (2nd Report)—Field Data Analysis—  
……………Shigeo TAKAHASHI and Katsutoshi TANIMOTO)
2. 三次元の経験的固有関数による深淺図解析法……………加藤一正・吉松 晃……………27  
(A New Method of Three-Dimensional Empirical Eigenfunction Analysis for  
Contour Maps ……………Kazumasa KATOH and Akira YOSHIMATSU)
3. 海域底泥中のリンの挙動モデルについて……………堀江 毅・細川恭史……………49  
(Modelling of the Behaviors of Phosphorus in Sea Mud  
……………Takeshi HORIE and Yasushi HOSOKAWA)
4. 砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究……………荘司喜博……………75  
(Experimental Study on Lateral Resistance of a Pile with Embedded  
Head in Sand ……………Yoshihiro SHOJI)
5. 波の繰返しを受ける防波堤基礎地盤の安定性に関する研究 (第1報)  
——過剰間隙水圧の挙動解析——……………善 功企…………… 181  
(Study on the Stability of Subsoil under Breakwaters Subjected to Cyclic  
Wave Loading (1st Report)  
—Analysis on Wave-Induced Excess Pore Water Pressure—  
…………… Kouki ZEN)
6. 連続水ジェットによる岩盤掘削機構……………岩崎峯夫・秋園純一…………… 207  
(A Consideration of Rock Excavation Mechanism with Water Jets  
…………… Mineo IWASAKI and Junichi AKIZONO)

## 4. 砂地盤における地中杭の横抵抗に 関する実験的研究

荘 司 喜 博\*

### 要 旨

幅7 cm, 長さ60~80 cmの, ひずみゲージを取付けたたわみ性の大きい杭, および小型土圧計を取付けた剛性の大きい杭の2種類の杭を, 室内実験槽の砂地盤中に建て込み水平載荷実験を行った。実験ケースは杭頭の土被り厚が25 cm以下の範囲で, 杭頭の設置位置を変えたものである。

実験の結果, 杭頭が地表面以上に位置する杭である地上杭と杭頭が地中部に位置する杭である地中杭は, ともに地盤反力特性が,  $p=K(x)y^{0.5}$  という関係で表せることがわかった。ここに,  $p$ は横方向地盤反力 ( $\text{kgf}\cdot\text{cm}^{-2}$ ),  $y$ は杭の水平変位 (cm),  $x$ は深度 (cm),  $K(x)$ は深さ $x$ における横抵抗の大きさを表すもので, 地盤の横抵抗係数 ( $\text{kgf}\cdot\text{cm}^{-2.5}$ )と称する。また,  $K(x)$ は実験地盤では深さ方向に直線的に増加する傾向がみられた。そして, 地中杭の $K(x)$ は, 地上杭の $K(x)$ よりいくぶん大きい傾向がみられたが, ほとんど同程度であった。

以上の結果をふまえ, 地中杭の横抵抗の計算には, 地上杭と同じ $K(x)$ を用いて,  $p=K(x)\cdot y^{0.5}$ という関係があるものとして取扱うことを提示し, 実杭の場合の条件を想定して, これと異なる横抵抗の計算法との比較を行い, その優位性を示した。

---

\* 前・土質部 基礎工研究室長 (現・第五港湾建設局四日市港工事事務所長)

#### 4. Experimental Study on Lateral Resistance of a Pile with Embedded Head in Sand

Yoshihiro SHOJI\*

##### Synopsis

Horizontal load test was carried out on two types of piles with different embedded depth of pile head. One is a flexible pile with strain gauges and the other is a stiff pile with earth pressure cells. Both piles have the width of 7 cm and the length of 60~80 cm. According to the test results, the characteristics of soil reaction can be expressed by the relation of  $p=K \cdot y^{0.5}$  for both usual piles whose pile heads are above ground surface and embedded piles whose pile heads are under ground surface, where  $p$  is lateral subgrade reaction ( $\text{kgf} \cdot \text{cm}^{-2}$ ),  $y$  is horizontal displacement of a pile (cm) and  $K$  is subgrade coefficient of lateral resistance ( $\text{kgf} \cdot \text{cm}^{-2.5}$ ). Although  $K$  value of the embedded pile is a little larger than that of the usual pile, the difference is small. Furthermore, some calculation is carried out for prototype piles on the assumption of  $p=K \cdot y^{0.5}$ . Comparison between the results by the present method and those by the other analytical methods shows superiority of the former one.

---

\* Ex-Chief of Foundations Laboratory, Soils Division (Head of Yokkaichi Port Construction Office, the Fifth District Port Construction Bureau)

## 目 次

要 旨	75
1. ま え が き	79
2. 杭の横抵抗の計算法の現状	84
2.1 杭の横抵抗に関する既応の理論	84
2.2 地中杭の横抵抗の計算法の現状	92
3. 模型杭の水平載荷実験	93
3.1 実験の内容	93
3.2 実 験 結 果	99
3.3 考 察	108
4. 剛な杭の受ける横方向地盤反力測定実験	131
4.1 実験の内容	131
4.2 土圧計の検定	136
4.3 実 験 結 果	139
4.4 考 察	150
5. 地中杭の横抵抗の計算法	165
5.1 実験結果にみる横方向地盤反力特性	165
5.2 地中杭の横抵抗の計算法の提示	167
5.3 他の計算方法との比較	169
6. ま と め	174
7. あ と が き	174
参 考 文 献	176
記号一覧表	178

1. まえがき

けい船岸や護岸などの土留め機能を要求される構造物には、控え工を有する矢板式構造物がしばしば用いられる。控え工の構造様式は、控え版、控え矢板、控え直杭および控え組杭の4種類に大別できる<sup>1)</sup>(図-1.1参照)。このうち、控え矢板と控え直杭は比較的可とう(撓)性に富み、控え工の頭部が水平方向に相応の変位を生じた状態で抵抗を発揮し、控え工としての機能を発揮する特徴をもつため、たわみ性控え工と称せられる。たわみ性控え工をもつ矢板式構造物の例を図-1.2、図-1.3に示

す。たわみ性控え工の設計は、控え直杭の場合はもちろんのこと、控え矢板の場合についても、極端に短かく、控え版のような挙動をする場合を除き、杭としての設計を行うことが「港湾の施設の技術上の基準(以下、港湾の技術基準と称する)」に定められている<sup>2)</sup>。

港湾における杭の設計法は、久保<sup>3)</sup>や、林<sup>4)</sup>らの研究成果を取り入れた、いわゆる港研方式を標準としている(港研方式による計算法については2.に記述してある)。そして、それは水平な地表をもつ半無限地盤における静的荷重をうける単杭の設計法である。ところで、たわみ性控え工の杭の設計に、この方法を適用するには、い

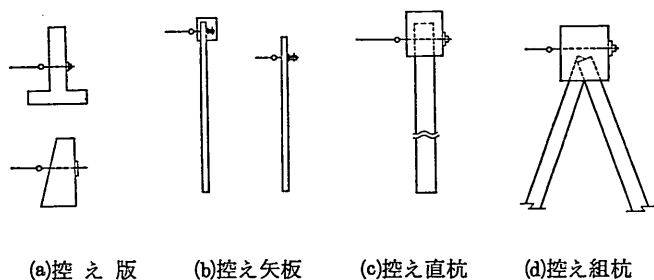


図-1.1 控え工の構造様式

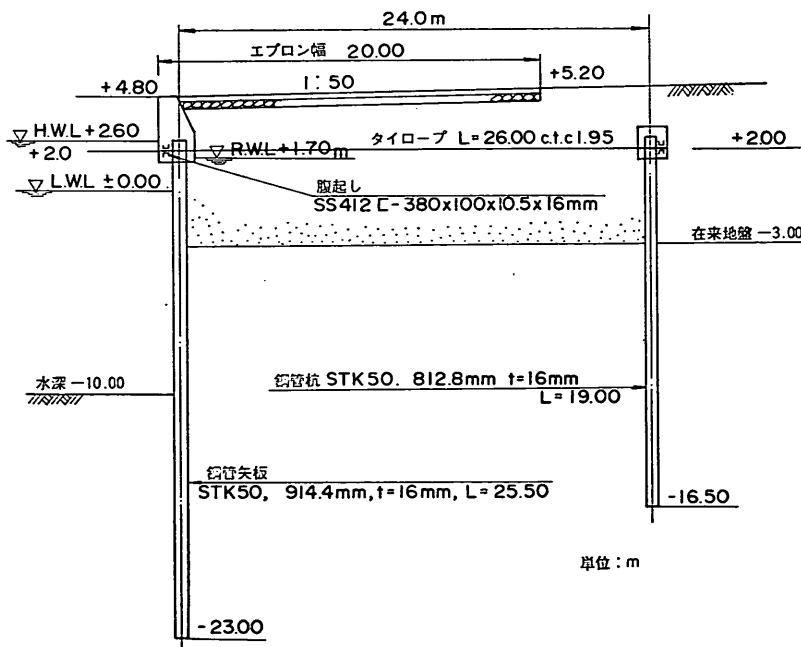


図-1.2 矢板式けい船岸の例(控え直杭)



砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

まえて、 $B$ が30cm以上である実際の杭の設計では $B$ にかかわらず地盤に対応する一定の常数を用いており、それを地盤の横抵抗常数と称している。そして、連続壁である控え矢板についての横抵抗の低減規定が示されていないので、単杭に対する地盤の横抵抗常数をそのまま用いることが多い。このようなことから、単杭から連続壁に至る、地盤の横抵抗常数の連続的な取扱いについて提

示できる研究が望まれる。

第2に、控え工の設置位置の問題がある。図-1.2、図-1.3に示されるように、控え工は、矢板壁本体とある距離をもって設置されている。仮に、控え工を、矢板壁本体に著しく接近した位置に設置すれば、控え杭または矢板の横抵抗を期待する地盤が、矢板壁に作用する土圧の原因となる矢板壁背後地盤と重なることとなり、十分な

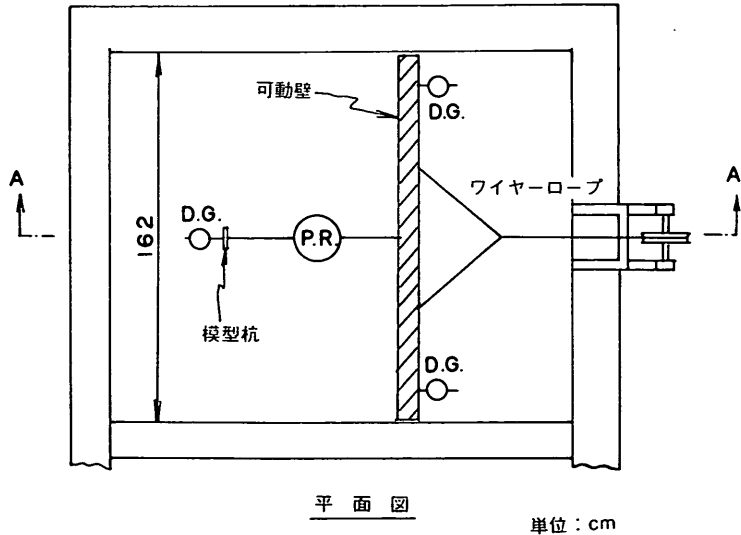
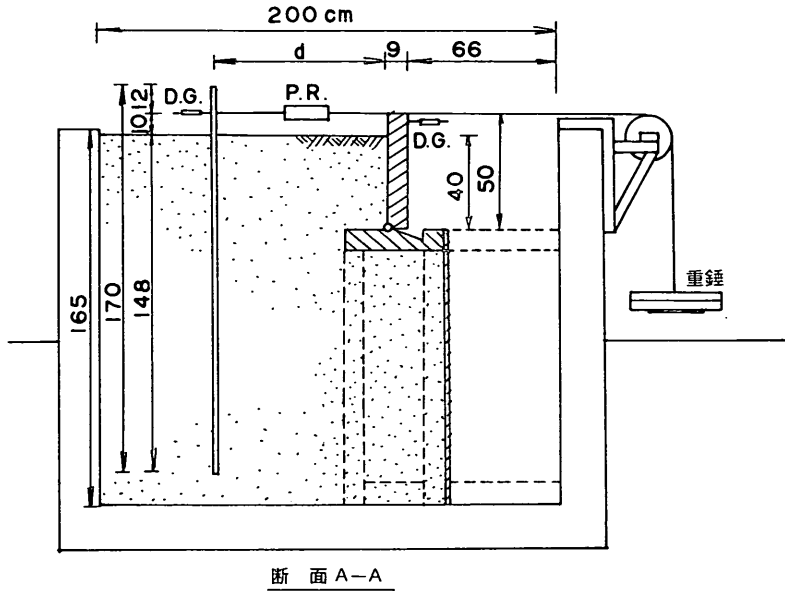


図-1.5 控え直杭に関する久保らの実験装置



抵抗を発揮せず控え工の機能を果たし得ないことは容易に推測できる。港湾の技術基準では、矢板壁背後の地盤の動きの影響を受けず、控え工の位置が十分に背後に離れている場合と実用上同程度に扱える限界位置を規定している。すなわち、図-1.4のように、タイロッドの取付点よりも  $l_{m1}/3$  深い杭面から引いた受働崩壊面と、海底面と本体矢板の交点からの主働崩壊面が、タイロッドと杭の取付点を含む水平面以下で交わらないように決定する。ここに、 $l_{m1}$  はタイロッドと杭の取付点を地表面とみなしたときの頭部自由杭の曲げモーメント第一ゼロ点の深さ(港研方式による)である。杭の受働崩壊面は、杭に働く土圧の三次元的な状態を考えたものでなく、連続壁体に作用する、二次元的な状態の土圧の受働崩壊角をもって引いた仮想の受働崩壊面である。また、控え矢板の場合には、矢板が長杭とみなせる場合は控え直杭の場合に準ずるとの規定になっている。このような規定は久保らの研究成果<sup>9)</sup> をとり入れたものである。久保らの行ったのは、図-1.5に示すような杭頭が地表面上に出ている状態の模型杭を用いて、図中の  $d$  を変化させたケースについて、模型矢板頭部に水平荷重を作用させて水平変位を与えるという実験である。そして、彼等の得た結論を言いなおすと、地表面よりも  $l_{m1}/3$  深い杭面から引いた受働崩壊面と矢板背面の主働崩壊面が地表面で交わ

るような位置より後方にあれば、実際の地表面に設置された杭と同じ挙動をするものと考えてよいというものであった。ところで久保らの実験の模型杭とちがって、実際の控えは、図-1.2、図-1.3の例でもあきらかなように、タイロッド取付点は地表面下の位置にあり、控え直杭または控え矢板は土被りを有して地中に埋っている。杭の設計実務に際しては、タイロッド取付点を杭頭とみなして、杭頭に横方向の荷重を受ける杭の計算を行う。そこで、本報告書では、真の杭の頭部という意味ではなく、計算モデルにおける杭頭という意味でタイロッド取付点を単に杭頭と、以降称するものとする。そして、実際の控え工にみられるように、杭頭が土被りを有して地中に埋った状態にある杭を地中杭と呼ぶこととする。これに対して、地表面以上に杭頭があるものを地上杭と呼ぶ。また、地上杭のなかでも杭頭がちょうど地表面にあり、杭の地上長  $h$  がゼロであるものを、 $h > 0$  の地上杭と特に区別する必要がある場合は地表面杭と呼ぶこととする。

久保らの得た結論を実際の控え直杭の設計に反映させる場合、大きな難点がある。それは地中杭の横抵抗の計算法がないことである。そこで、地中杭である控え直杭の杭頭を通る水平面を仮想の地表面と考え、地表面杭としての設計を行うという便法を前提として、久保らの実

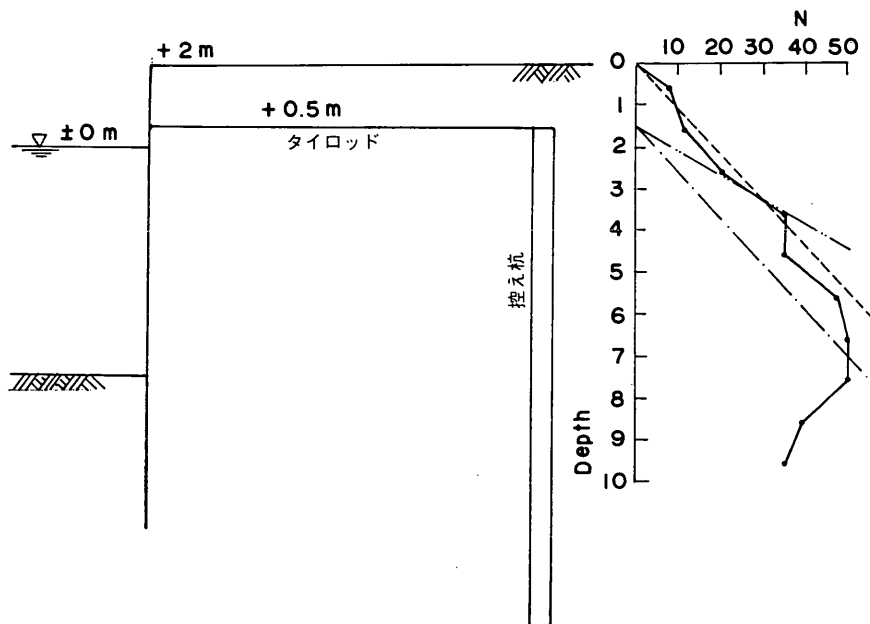


図-1.6 控え直杭の地表面杭としての計算例(久保らによる<sup>10)</sup>)

験の地表面と実際の杭頭を通る水平面を等価に考えたのが港湾の基準である。久保らは報告書において計算例<sup>10)</sup>をもって仮想の地表面杭の考え方を示しているが、その要点は次のとおりである。図-1.6のような $N$ 値が深さ方向に分布している地盤に地表面から1.5mの深さの位置に杭頭のある地中杭を設計するのに、モデルはその杭頭面を仮想の地表面とする地表面杭で代用する。そして、その場合に仮想の地盤の評価をするのに、実際の $N$ 値の分布を直線近似した破線と、平行な一点鎖線のような、 $N$ 値の分布を想定するのでは、地盤を過小評価しすぎるというので、二点鎖線のように $N$ 値の分布を仮定して、その $N$ 値の分布から港研方式のS型地盤としての横抵抗常数を設定している。なお、破線で示される $N$ 値をもつ地盤中の地中杭と、一点鎖線のような $N$ 値の分布をもつ仮想地盤の地表面杭とが、等価な挙動を示すかどうかは全く検証されていない。

港湾の基準の考え方はこのような近似的な仮想の地表面杭として控え杭を設計する前提にたったものであるので、真に適切な位置の決定がなされているかについては疑問がもたれる。以上のことを考えると控えの位置の設計の問題は、地中杭の横抵抗の計算法が確立されなければ困難なものと思われる。かりに、その計算法が未確立のまま実験などにより実証的に位置の決定法が解決されたとしても、控え杭そのものの適切な設計が出来ない点で問題が残る。

したがって、第3の問題として、地中杭の横抵抗計算法が未確立であることがあげられる。

第4には、地震時における設計法の問題があげられる。現状の地震時における設計法は、矢板壁本体に地震時の土圧を考慮すること、控えの位置を決定するのに地震時の土圧に対応した主働崩壊面、受働崩壊面を考慮することを除けば、安全率の値と矢板壁の許容変位量に違いがあるだけで、常時に対するのと同じ静的な計算法を適用している。この場合における横抵抗常数は常時と同じ数値を用いることが多い。現状のこのような地震時の設計法の適否に関しては、実際の大地震の被害状況から知見が得られる。最近の大地震で被害の大きかった新潟地震(1964.6.16)、十勝沖地震(1968.5.16)、宮城県沖地震(1978.6.12)、および日本海中部地震(1983.5.26)、は地震記録も得られており、設計上の問題点などの分析も行われ、報告されている<sup>11)~16)</sup>。地震の被害のなかには矢板壁本体背後が液状化することにより作用土圧が激増したり、控え工前面が液状化して、抵抗が激減することによるものがあるが、このような地盤の液状化を前提とした設計は実用上ありえないと考えてよい。したがっ

て、液状化に関しては良好な裏埋材などの材料を用いるとか、地盤改良をするなどの対策を行うなどの設計上の配慮をして、液状化を防止するという観点から取組むことになろう。したがって、ここでたわみ性控え工の設計上の問題を考えるにあたっては液状化の生じない条件下における地震時の問題点をとりあげることになる。そのような条件下における被害例からは控え直杭および控え矢板は他種の控え工に比較して、概して、矢板壁頭部の水平変位が大きく、被害が大きいことが判明している。そしてこれまで、設計上の問題として指適されてきたことを要約すると次の2つとなる。

①控え矢板のような連続壁の場合と控え直杭の場合のちがいをふくめて、常時における横抵抗とはちがった、より低減された、地震時の横抵抗のとり方をする必要がある。

②控えの位置については、常時に準じた方法で、地震時の位置の検討をしており、地震時の検討で位置が決まることから、地震時における位置の決定法に問題がある。

北島・上部<sup>17)</sup>は、たわみ性控え工の現行の設計法は、十分実用的であるが、改良の検討をする必要があるとしている。そして、改良の方向としては、横方向地盤反力係数を最大地盤加速度の関数としての減少係数によって、修正するということを提示している。

そのため、第3の問題としてあげた、静的荷重に対する地中杭の横抵抗の計算法を確立することができ、さらに、常時における控えの位置の決定法を設定することができれば、前述の減少係数のように地震時における横抵抗の減少効果を実用的に決定する方法を研究することにより、地震時の設計法の問題点の解決がなされるものと考えられる。以上4つの問題点がたわみ性控え工の設計における大きな問題である。これらのことから、地中杭の横抵抗の計算法の確立が、たわみ性控え工の問題点解決の最も基本的な事項であることがわかる。第1の問題点である杭の間隔の影響については、地中杭の横抵抗の計算法との関連については特に述べなかったが、従来の横抵抗の計算法が地上杭を前提としたものであるから、そこで議論されてきた横抵抗を表現するための諸係数や常数の設定手法等についても、地上杭を前提としたものであると極言することができよう。したがって、従来の諸係数や常数が地中杭であるたわみ性控え工に適用しうるものであるかどうか、現状では、判然とはしないということができる。したがって第一の問題点に関しても地中杭の横抵抗の計算法の確立が大きく関係しているということが言える。

本報告は、このような背景を考え、地中杭の横抵抗の計算法を確立するための第一歩として、砂地盤中に埋設された地中杭の横抵抗の特性を室内実験によって把握し、その結果をふまえて、実用的な単杭である地中杭の計算法を提案しようと試みた結果をとりまとめたものである。

## 2. 杭の横抵抗の計算法の現状

### 2.1 杭の横抵抗に関する既応の理論

#### (1) 杭の横抵抗の基本式

本節では、水平な地表面をもつ半無限地盤における単杭の横抵抗の計算法の現状を認識するために、既応の理論をふりかえる。そのために、まずここで杭の横抵抗の基本式を整理して示すことにする。

図-2.1に示すような、一部が地中に埋め込まれている鉛直な杭を考え、座標軸の原点を地表面と杭軸中心の交点にとり、 $x$ 軸、 $y$ 軸をそれぞれ杭中心軸とその直交方向にとる。この杭に水平力  $H_0(x)$  (kgf)、モーメント荷重  $M_0(x)$  (kgf・cm) および水平な分布荷重  $Q(x)$  (kgf/cm)が作用している状態を考える ( $H_0(x)$  と  $M_0(x)$  はある深さ  $x$  (cm) において作用する集中荷重である)。すると杭にはたわみ  $y$  (cm)、地盤には連続的な反力  $P$  (kgf/cm) が発生する。この反力が深さ  $x$  と、その点のたわみ  $y$  の関数として  $P=P(x, y)$  で与えられるものと仮定する。なお、 $y$  は杭の水平変位とも称せられるが、ここでは杭の横抵抗の計算に杭をはりとみなして取扱うことからたわみと称する。そして、微小変形するはりの理論を適用すると杭のたわみ曲線が満足すべき微分方程式である次式が導かれる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P(x, y) + Q(x) \quad (2.1)$$

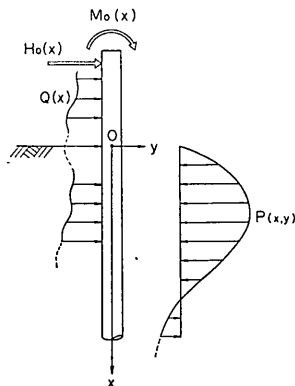


図-2.1 杭の座標系と作用する力の正の向き

ここに、 $EI$  は杭の曲げ剛性 (kgf・cm<sup>2</sup>)

地上部分においては、地盤反力はないので  $P(x, y)=0$  となるので、次式を得る。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - Q(x) = 0 \quad (2.2)$$

地中部分については、一般に  $Q(x)=0$  であるので、次式を得る。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P(x, y) = 0 \quad (2.3)$$

ここで、杭に作用する単位長さ当り地盤反力  $P(x, y)$  の代りに、杭の単位面積当りの地盤反力  $p(x, y)$  (kgf/cm<sup>2</sup>) を考える。

$$p(x, y) = P(x, y) / B \quad (2.4)$$

ここに、 $B$  : 杭幅 (cm)

すると式 (2.3) は、次式となる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Bp(x, y) = 0 \quad (2.5)$$

式 (2.5) が地中部の杭の横抵抗の基本式である。

地盤反力  $p(x, y)$  については数多くの提案がなされている。そして、杭の横抵抗理論も、地盤反力の取扱いによって各種の分類がある<sup>18)</sup>。ここでは、次のように大別する。

- ① 極限地盤反力法
- ② 弾性地盤反力法
  - 線形弾性地盤反力法
  - 非線形弾性地盤反力法
- ③  $p \sim y$  曲線法
- ④ 複合地盤反力法

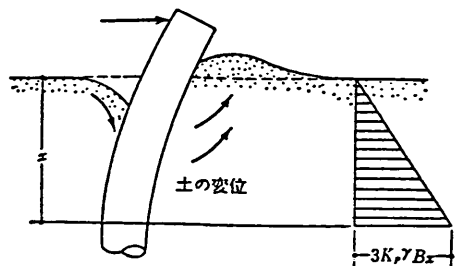
そして、以降において、各分類ごとに、おもな既応の理論の概要を紹介する。

#### (2) 極限地盤反力法

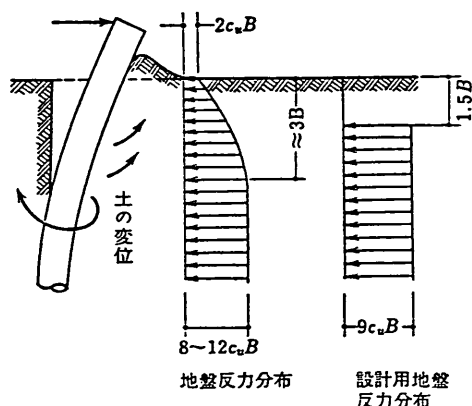
土の極限状態における地盤反力の分布形状を先験的に仮定し、杭に作用する外力との釣合いから杭の横抵抗を求めるものである。地盤反力  $p$  は

$$p = p(x) \quad (2.6)$$

のように  $x$  の関数で与えられ、杭のたわみ  $y$  に関係しない。この方法に属するものとしては、地盤反力を直線分布と仮定するものとして、Raes<sup>19)</sup>、岡部<sup>20)</sup>、Snitko<sup>21)</sup> などの方法がある。また、短杭に対する Broms の方法<sup>22)~24)</sup> も直線分布を仮定したものである。Broms の示した極限地盤反力分布は図-2.2に示すものである。図中の  $C_u$  は非排水せん断強さ (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $K_p$  はランキンの受動土圧係数、 $\gamma$  は土の単位体積重量 (kgf/cm<sup>3</sup>) をあらわす。Engel-物部の方法<sup>25)</sup> は、放物線分布の地盤反力を仮



(a) 砂質土中の杭



(b) 粘性土中の杭

図-2.2 極限地盤反力分布 (Broms による)

定するものであり、古くからケーソンの計算に用いられてきた。比較的軟弱な地盤に打ちこまれた控え工をもつ矢板けい船岸の矢板壁本体の計算に用いられるたわみ曲線法<sup>26)</sup>も、地盤反力分布を部分直線近似した極限地盤反力法と考えることができる。

極限地盤反力法は一般に根入れの短い杭で、地盤の破壊によって杭の横抵抗が決まるような場合に適用されるべきものである。そして、地盤の変形性状は考慮されていないので一般的な杭の変形問題を取扱うには不適な方法である。ただし、Engel-物部の方法は後述する線形弾性地盤反力法で、式(2.13)において  $m=1$  の場合  $k_{hm} = a$  とおき、式(2.7)に代入した場合の関係式  $p = axy$  が成立するものとする、仮定することによって、変形問題を扱うことができ、道路のケーソン基礎の設計に取入れられている<sup>27)</sup>。また、Broms は短杭だけでなく、より長い杭について、地中部の杭体に塑性ヒンヂが発生する状態を考え、それより上部の地盤は全域にわたって塑

性化すると仮定することにより、力とモーメントの釣合式から極限水平抵抗力と最大曲げモーメントが算定できることを示した<sup>28)</sup>。この短杭から長杭に至る Broms の方法は建築の設計法<sup>29)</sup>に全面的にとり入れられている。

(3) 弾性地盤反力法

たわみ  $y$  に応じて生ずる反力という意味で弾性地盤反力という呼称が用いられているものである。

地盤反力  $p$  は杭のたわみ  $y$  の  $n$  乗に比例するものと仮定され、次のような一般式で示される。

$$p = k(x)y^n \quad (2.7)$$

ここに、 $k(x)$  : 深さ  $x$  における  $p$  と  $y$  の関係を表す関数 ( $\text{kgf/cm}^{n+2}$ )、

$n$  : 指数,  $0 < n \leq 1$ 。

$y$  の指数  $n$  のとり方により、 $n=1$  の場合を線形弾性地盤反力法、 $n \neq 1$  の場合を非線形弾性地盤反力法と区別して呼ぶ。

a) 線形弾性地盤反力法

線形弾性地盤反力法の地盤反力は式(2.7)において  $n=1$  のとき  $k(x) = k_h(x)$  とおいて次式で示される。

$$p = k_h(x) \cdot y \quad (2.8)$$

ここに、 $k_h$  : 横方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )

線形弾性地盤反力法で最も簡便な方法は  $k_h$  が深さによらず一定であると仮定する方法である。この方法は、Y. L. Chang が杭頭固定とみなせる Feagin の現地実験結果<sup>30)</sup>を解析するのに最初に用いたものである<sup>31)</sup>。彼は、砂質土のような実際に  $k_h$  が深さ方向に比例して増大する地盤について、たわみ曲線の第1不動点の深さの地表面からの  $1/3$  の点における地盤反力係数をもって一定値とおくこと、および杭の根入長は十分長く半無限長とみなせるという仮定をおいて解析的に解く方法を示した。その後、この方法は任意の杭頭条件に対しても拡張され、さらに、有限長の杭の場合についても拡張された。現在では、拡張された方法をもふくめて Chang (チャン) の方法と呼ばれている。

チャンの方法の基本式は、地中部は式(2.5)に  $p(x,y) = k_h y$  を代入して次式となる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_h B y = 0 \quad (2.9)$$

また地上部では式(2.2)で  $Q(x) = 0$  とおいて、次式を得る。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (2.10)$$

式(2.9)と式(2.10)の一般解は次式で与えられ

$$y = \begin{cases} e^{\beta x}(C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) & (x \geq 0, \text{地中部}) \\ A_1 + A_2 x + A_3 x^2 + A_4 x^3 & (x < 0, \text{地上部}) \end{cases} \quad (2.11)$$

$$\text{ここに, } \beta = \sqrt[4]{k_h B / EI} (\text{cm}^{-1}) \quad (2.12)$$

$\beta$ は特性値と呼ばれる値であり、長さの逆数の次元をもつ。また、 $C_1 \sim C_4$ および  $A_1 \sim A_4$ は境界条件によって定まる積分定数である。したがって、杭頭および杭先端における境界条件と、地表面での連続条件によって、杭のたわみ曲線が一義的に決まる。

杭の根入れ長が十分長い場合は、実用上半無限長の杭として扱ってよいが、その境界長さは、一般に  $L = \pi / \beta$ 程度とされている。そして、この値より短い杭、すなわち、実用上半無限長となみせない杭を有限長の杭と呼ぶ。また、杭の根入れ長がさらに短くなり、 $L = 1 / \beta$ を下まわると杭の曲げ変形は微小となり、剛体的挙動をすること、せん断変形を無視した、チャンの計算法の適用は無理であることが知られている。

半無限長および有限長の場合の杭頭条件に対応した解は文献を参照<sup>32)</sup>されたい。

次に、地盤反力係数が深さ  $x$ の関数であるとする方法について述べる。

その1つは、 $k_h$ が次式のように地表面で  $k_h = 0$ である  $x$ のべき乗形式で与えられる場合である。

$$k_h(x) = k_{hm} x^m \quad (2.13)$$

ここに、 $k_{hm}$ ：横方向地盤反力係数の深さ方向の分布特性をあらわす係数  
(kgf/cm<sup>m+3</sup>)

$m=1$ の場合について、Cummings はたわみ曲線を4次のべき級数で表して曲げモーメントやせん断力を計算する方法を提案している。これは、チャンと同様に Feagin<sup>33)</sup>の現地実験結果を解折したものである<sup>34)</sup>。また Row はべき級数解法<sup>35)</sup>、Reese-Matlock は無次元差分法<sup>36)</sup>を行っている。Reese-Matlock の解は建築で、杭の変形を計算する場合の方法として取り入れられている<sup>37)</sup>。 $m=1$ の場合は、一般に  $n_h$ (kgf/cm<sup>3</sup>)の記号が用いられ、 $k_{hm} = n_h / B$ という関係になる。ここに、 $n_h$ は横方向地盤反力常数と称せられる。

任意  $m$ の場合については、Palmer<sup>38)</sup>,<sup>39)</sup>等が差分法、Matlock-Reese<sup>40)</sup>が無次元差分法、横山<sup>41)</sup>がべき級数解の逐次近似解法を提示している。

地盤反力係数を深さ  $x$ の関数とする方法で式(2.13)以外で与えられる場合については、松並の提案<sup>42)</sup>がある。

松並はたわみ性控え工のような地中に埋設された土被りを有する杭の設計のために次式のような地盤反力係数を

$$k_h = k_1 x' + k_2 \quad (2.14)$$

ここに、 $x'$ ：杭頭からの深さ(cm)

$k_1$ ：横方向地盤反力係数の深さ方向の増加率(kgf/cm<sup>4</sup>)

$k_2$ ：杭頭における地盤反力係数  
(kgf/cm<sup>3</sup>)

を考え、その場合の杭の横抵抗の級数解をもとめている。また、実際の設計にあたって、 $k_1, k_2$ を土圧強度と関連させて設定する方法を提示した。

その他に  $k_h(x)$ が  $x$ の任意の関数である場合について扱ったものとしては、Gleser<sup>43)</sup>の差分法、竹下の数値積分による解法<sup>44)</sup>などがある。

以上にあげた、地盤反力係数が  $x$ の関数である場合の解法は、解析的に解くことは困難であるため、その時々における各種の工夫された解法がとられたものであるが、現在では、電子計算機を利用する各種の数値計算法によって比較的容易に解くことができるものである。

多くの線形弾性地盤反力法のなかで、最も普及している設計法はチャンの方法である。その理由は数学的处理が最も簡単であるということと、地盤の特性を示すパラメーターが1つであるという工学的な実用性によるものと推測される。しかし、この計算法は場合によっては致命的といえる欠点をもっていることを指摘しなければならない。

その第1は、実際の杭の挙動を忠実に再現しないという基本的な欠点をもつことである。たとえば、式(2.8)を式(2.5)に代入して解いた解の特性は  $k_h(x)$ の深さ方向の分布形がどんなであれ、杭に作用する荷重とたわみに比例関係がある(つまり、 $k_h$ が深さ方向に一定とするチャンの方法に限らず、線形弾性地盤反力法すべてがこの特徴をもっている)。しかし実物の杭の水平載荷試験結果のすべての例において、荷重の増分よりもたわみの増分割合が荷重の増加とともに大きくなっており、たわみと荷重の比例関係は成立しない。また、たわみ以外の、たわみ角、曲げモーメント、せん断力などと荷重の関係も同様に比例関係にあるという解が得られ実際とは異なる。

第2には、チャンの方法で横方向地盤反力係数が深さによらず一定という仮定が、実際の地盤のにおいて成立しない場合が多い。たとえば、通常の砂地盤や正規圧密粘土地盤の場合には深さ方向に横方向地盤反力係数が増加しているのが常識であるということからも明白である。したがって、横抵抗の計算には実際の地盤の状態を

等価な、深さ方向に一定な仮定の  $k_h$  を用いなければならぬ。ただし等価といっても、すべての挙動を等価に表現する  $k_h$  が唯一存在するわけではなく、たとえば杭頭荷重と杭頭変位の実際の関係を表現する  $k_h$  と杭頭荷重と最大曲げモーメントの実際関係を表現する  $k_h$  とは、異なった値となる。

以上のような2つの欠点をもつチャンの方法を実用的にみて、有効とするような手段は、唯一のパラメーターである  $k_h$  のとり方を工夫することしかない。そこで、 $k_h$  のとり方について多くの研究と提案がなされてきた。ここで、そのおもな提案について紹介する。ところで、 $k_h$  と杭幅  $B$  との関係の考え方は——①無関係である、②  $B$  に反比例する、③  $B^{3/4}$  に反比例する——に大別できる。そして  $k_h$  のとり方についての提案も、杭幅との関係と対になって示されているので、その考え方ごとに分けて述べることにする。

①  $k_h$  が  $B$  に無関係と仮定する場合

横山は、後述される港研方式の横方向地盤常数  $k_h$  は  $B$  が約 30cm 以上になるとほぼ一定となるといふ、久保<sup>45)</sup> や沢口<sup>46)</sup> による実験結果を援用し、杭幅 30cm 以上では  $k_h$  が  $B$  に無関係と仮定した。そして水平載荷試験の結果から、地表面変位が 1 cm のときの  $k_h$  を逆算し、それと地表面から  $1/\beta$  の区間の平均の  $N$  値との関係を図(図-2.3)に整理し、 $k_h \doteq N/5$  の関係があることを示した<sup>47)</sup>。

また、横山はこれに先だち、杭の曲げ応力が実際の設計応力に近い 1000~1500kgf/cm<sup>2</sup> になるときの  $k_h$  を逆算し、それと、地表面から  $1/\beta$  の区間の平均の  $N$  値との関係を図に整理している<sup>48)</sup>。この図は、港湾の技術基準で港研方式によりがたい場合の方法としてあげているチャンの方法による  $k_h$  の決定法の1つとして利用されている<sup>49)</sup>。この場合にも前者と同様に  $k_h \doteq N/5$  の関係にあった。

②  $k_h$  が  $B$  に反比例するものと仮定する場合

テルツァギー (Terzaghi) は粘性土と砂質土に分けて次のような提案を行っている。

粘性土の場合は次式の関係にある  $\bar{k}_{h1}$  を提案している。

$$k_h = \frac{20\bar{k}_{h1}}{B} \quad (2.15)$$

ここに、 $\bar{k}_{h1}$  : 30cm × 30cm の正方形板に対する地盤反力係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

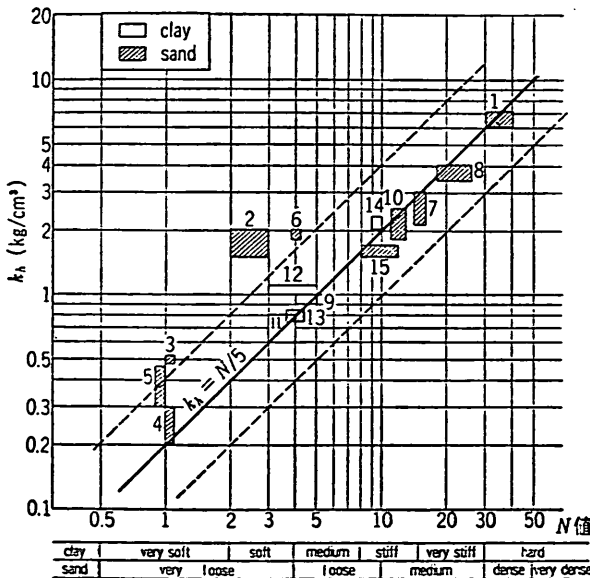
砂質土の場合は、深さ  $x$  に比例するものとして

$$k_h = n_h \frac{x}{B} \quad (2.16)$$

ここに、 $n_h$  : 横方向地盤反力常数(kgf/cm<sup>3</sup>)

の関係にある  $n_h$  を提案している。

砂質土の場合、 $k_h$  は深さの関数となり、このままではチャンの方法に導入できない。チャンは砂質土のように  $k_h$  が深さに比例して増加する場合でも、これを一様な  $k_h$



1. 八間堀川(建設省)
2. 戸畑(八幡製鉄)
3. 戸畑 K-I (港研)
4. 戸畑 L-II ( "
5. 戸畑 K-II ( "
6. 戸畑 K-III ( "
7. 戸畑 L-IV ( "
8. 戸畑 K-IV ( "
9. シェル扇島( "
10. 茨木川(道路公園)
11. 高川( "
12. 東京用品庫(国鉄)
13. 葛西橋(東京都)
14. 青山(住宅公園)
15. 園田(道路公園)

図-2.3  $k_h$  と  $N$  値との関係(横山による)

表-2.1  $E_0$  と  $\alpha$  の関係

地盤の変形係数 $E_0(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha(\text{cm}^{-1/4})$
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0=28N$ で推定した変形係数	0.2

を有するものとして計算するために、杭のたわみの第1不動点  $l_{y1}$  の1/3の深さの点における値をとることを提案している。ただし、 $l_{y1}$  が  $k_h$  の関数なので、 $k_h$  を決めるために繰返し計算を行う必要がある。 $\bar{k}_{h1}$ 、 $n_h$  についての具体的数値は文献<sup>50),51)</sup>によられたい。

③  $k_h$  が  $B$  の3/4乗に反比例するものと仮定する場合吉田・駒田<sup>52)</sup>は関東ロームで杭径の異なる一連の実験結果から  $k_h$  が  $B$  の3/4乗に反比例するとした。そして、吉田・吉中<sup>53)</sup>はボーリング孔内水平載荷試験などから得られる地盤の変形係数  $E_0(\text{kgf/cm}^2)$  を用いて推定する次式を提案した。

$$k_h = \frac{1}{1.2} E_0 \frac{1}{\sqrt[4]{B^3}} \quad (2.17)$$

今井<sup>54)</sup>は吉田らの実験結果と久保らの港研方式(後出)のもつ特徴をとり入れ、非線形弾性計算が可能とする方法を示した。すなわち  $k_h$  が杭の基準となる変位(たとえば地表面変位)  $y(\text{cm})$  や杭幅  $B$  の関数であるとして、多くの実験結果を解析した結果、 $k_h$  は吉田らの提案と同じく、 $B^{3/4}$  に反比例し、 $y^{0.5}$  (ここでの  $y$  は地表面変位)にも反比例するという結果を導いている。そして、LLTによるボーリング孔内載荷試験によって得られた地盤の特性値を用いて変位に応じた  $k_h$  を求め、くいの荷重-たわみ曲線関係のかなり広い範囲をうまく説明することができることを示した<sup>55)</sup>。

これらの研究成果は、1976年に改訂された道路下部構造設計指針・同解説・くい基礎の設計篇に全面的に取り入れられており、さらに道路橋示方書<sup>56)</sup>に継承されている。その概要は次のとおりである。ただし、記号は、原文献と同一ではない。

$k_h$  を地盤調査結果に基づいて推定する場合は次式によってよい。

$$k_h = k_0 y_s^{-1/2} \quad (2.18)$$

ここに、 $k_h$ : 横方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )、常時、地震時とも同じ値を用いる。

$k_0$ : 設計地盤面の変位量を  $1\text{cm}$  としたときの横方向地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )

で次式による

$$k_0 = \alpha E_0 B^{-3/4}$$

$E_0$ : 表-2.1に示す方法で求めた地盤の変形係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\alpha$ :  $E_0$  の求め方に対応する表-2.1に示す係数 ( $\text{cm}^{-1/4}$ )

$B$ : 杭幅 ( $\text{cm}$ )

$y_s$ : 設計地盤面(通常地表面)での基準変位量 ( $\text{cm}$ )。

なお、地震時の  $k_h$  としては、常時における設計地盤面の基準変位量をもとに設定した  $k_h$  と同一の値を用いることになっている。

b) 非線形弾性地盤反力法

非線形弾性地盤反力法の代表的なものは、港研方式といわれるものである<sup>57)</sup>。これは、港湾技術研究所の久保<sup>58)</sup>、林<sup>59)</sup>らが大規模な実験を行い、地盤の非弾性的性質を非線形弾性モデルで表現することにより、広範囲の杭の挙動を説明できることを確かめた、非線形計算法である。

地盤反力の基本式は式(2.7)において  $n=0.5$  とおいたもので、 $k(x)=K(x)$  とおきかえると次式となる。

$$\left. \begin{aligned} p &= K(x) y^{0.5} \\ K(x) &= k_m x^m \end{aligned} \right\} (4.19)$$

ここに、 $k_m$ : 地盤の性質で決まる係数

( $\text{kgf/cm}^{m+2.5}$ )

$m$ : 指数。1又は0

そして、 $m$ が1と0の場合に対応してS型地盤とC型地盤の2つの類型に分けられる。すなわち

S型地盤…… $N$ 値が深さと共に増加するような地盤。

(例)一様な密度の砂地盤や正規圧密の粘土地盤など。

$$p = k_s x y^{0.5} \quad (2.20)$$

C型地盤…… $N$ 値が深さによらず一定である地盤。

(例)表面の締まった砂地盤、大きな先行圧密を受けた粘土地盤など。

$$p = k_c y^{0.5} \quad (2.21)$$

ここに、 $k_s$  : S型地盤の横抵抗常数(kgf/cm<sup>3.5</sup>)

$k_c$  : C型地盤の横抵抗常数(kgf/cm<sup>2.5</sup>)

S型地盤かC型地盤かの判断は深い所まで考慮する必要がなく、頭部自由杭の場合の曲げモーメント第1ゼロ点または頭部固定杭の曲げモーメント第2ゼロ点の深さを  $l_{m1}$  とすると、大体、地表から  $(1 \sim 0.5)l_{m1}$  までの深さを考えれば十分であるとされている<sup>60)</sup>。

式(2.20)または式(2.21)を式(2.5)に代入して得られる港研方式の横抵抗をあらわす基本式の微分方程式は非線形であり解析的に解くことはできない。久保らはある基準となる杭について得られている、杭頭変位  $y_{100}$  と杭頭に作用する水平力  $T$  の関係、最大曲げモーメント  $M_{max}$  と杭頭に作用する水平力  $T$  との関係など諸種の関係(それぞれの関係の基準曲線と称する)から、相似則を用いて実際の杭の挙動を推定する実用的設計法を提案した<sup>61)</sup>。これらの基準曲線は当初、実測値やアナログ計算機による計算値が用いられていたが、その後、山下ら<sup>62)</sup>らによって下端固定の条件でデジタル計算機により数値計算で求められた36種類の基準曲線が整備された。そして、現在もこの基準曲線が港湾の技術基準に採用されている<sup>63)</sup>。

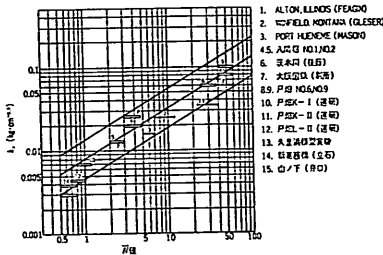


図-2.4  $k_s$  と  $\bar{N}$  の関係

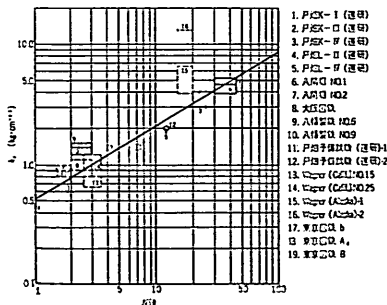


図-2.5  $k_c$  と  $N$  値との関係

港研方式における横抵抗常数の  $k_s$  と  $k_c$  は、それぞれ、 $N$  値の深さ方向の増加率  $\bar{N}$  と一定とみなせる  $N$  値との関係が、載荷試験の結果をもとに整理されて実用に供されている<sup>64)</sup>(図-2.4、図-2.5参照)。砂地盤の横抵抗常数  $k_s$  について、久保<sup>65)</sup>は杭幅 20cm 以上、沢口<sup>66)</sup>は 30cm 以上では、ほとんど一定になるという実験結果を得ている。そして実際の杭の設計では  $k_s$ 、 $k_c$  は杭の寸法にかかわらず、地盤特有の一定値をとるとした取扱いを行っており、港湾の技術基準<sup>67)</sup>ではそれぞれ、S型地盤における横抵抗定数、C型地盤における横抵抗定数という用語を用いている。

港研方式から得られる杭の横抵抗の重要な概念として杭の“有効長”がある。これは軸直角方向力に対して有効な抵抗を発揮している部分の長さであり、これ以上の根入れ長を有する杭は無限長の杭として取扱ってよい限界の長さである。また、有効長より根入れ長が大きいときは、杭の下部は地盤中に固定された形をとる。したがって、有効長とは杭の下端を固定の条件に保つために必要な最小の長さであると考えてもよい。港研方式では有効長として曲げモーメント第1ゼロ点(杭頭固定の場合は第2ゼロ点)の深さ  $l_{m1}$  の 1.5 倍をとることを提案しており、これより短い場合は短杭の取扱いをしなければならない。

沢口は横抵抗常数と地盤の土質力学諸定数との関連について研究しており次のような結論を得ている<sup>68)</sup>。

砂地盤の  $k_s$  と杭幅  $B$  の関係の理論的説明を行うとともに、実験結果によって、前述のように 30cm 以上の杭幅では、 $k_s$  はほぼ一定となる結果を得た。また、受働土圧との間に次の関係をみいだした。

$$k_s = 2K_p \cdot \gamma \quad (2.22)$$

ここに、 $K_p$  : Caquot-Kérisel による受働土圧係数<sup>69)</sup>

$\gamma$  : 土の単位体積重量(kgf/cm<sup>3</sup>)

粘土地盤の横抵抗常数について次の関係があることを圧力球根の考え方を使って導いている。そしてS型地盤における杭の載荷試験1例でこの関係が成立することを確認している。

$$k_c = C_a \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}} \quad (2.23)$$

$$k_s = \alpha \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}} \quad (2.24)$$

ここに、 $C_a$  : 粘土の非排水せん断強さ(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{50}$  : 粘土の非排水せん断強さの50%におけるひずみ



$\alpha : C_u$  の深さ方向の増加率(kgf/cm<sup>3</sup>)

以上、述べてきた、港研方式は、地盤の非線形な特徴をとりこんでいるため、実際の杭の挙動をよく説明するものであることが確かめられているが、特に、直杭さん橋やたわみ性ドルフィンのように大きなたわみを生ずる杭構造物のように、線形地盤反力法の適用が実用上も好ましくない場合において特に有効な設計法であるといわれてきた。しかし、この方法においても、地盤内でのたわみが相当大きくなったときに、地盤が塑性化して、地盤反力がある値以上にならないという、実際の状態を表現していないという問題点をもっている。久保は自ら、この点について指摘しており<sup>70)</sup>、 $B$ が30cmまでの大型模型杭の実験結果では、 $p \propto y^{0.5}$ の関係が成立しなくなり始める限界の $y$ が大体1.5cm程度であった。そして、実物の杭ではこの値が多少大きくなると思われるので、杭の地表面変位で数cm以内の場合には、 $p \propto y^{0.5}$ の関係からのずれは余り問題にしなくても良いと述べている。

(4)  $p \sim y$  曲線法

式(2.7)において  $n=1$  とした弾性地盤反力法はもちろん、地盤の非線形性を地盤反力-変位関係の非線形性としてとり入れて、 $0 < n < 1$  とした非線形弾性地盤反力法においても、地盤が塑性化して、地盤反力がある値以上にならないという実際の性質を表現することはできない。そこで、ある深さ  $x$  における地盤反力  $p$  を図-2.6に例示するように、極限地盤反力  $p_u$  に達するまで  $p$  は  $y$  の連続的な増加関数で表現し、 $p_u$  に達した時のたわみ  $y_c$  をこえる範囲では  $p = p_u$  という関係とすることによって、実際の地盤の性質を表現しようする方法が考えられた。一般にある深さ  $x$  における地盤反力-変位関係のことを  $p \sim y$  曲線と称するため、この方法は  $p \sim y$  曲線法と言われる。そして、この  $p \sim y$  曲線を土質試験結果をもとに推定する各種の方法が提案されている。実際の地

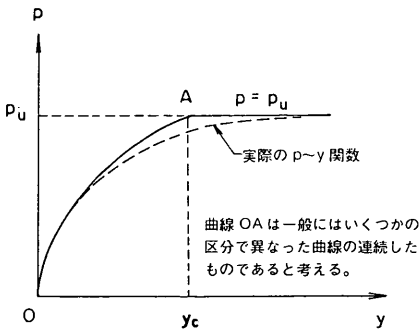
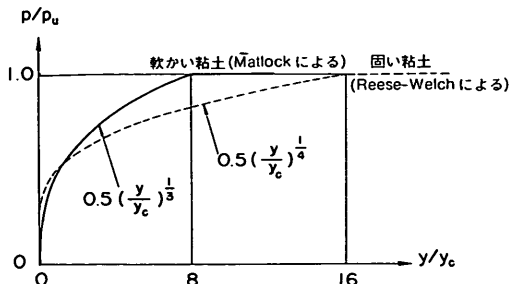


図-2.6  $p \sim y$  関係

盤の非線形性、不均一性および、地表面から始まる地盤の塑性化現象を忠実に考慮するためには、この方法の考え方が最も進んだものと考えられる。この方法では、繰返し収束計算を行うので、電子計算機の使用は不可欠となる。

この方法の要点は、 $p \sim y$  曲線の適切な設定であり、土質調査結果を用いた各種の推定法が提案されているが、その方法にまだ問題がないとはいえない。したがって、実用面での  $p \sim y$  曲線法の有効性は、単に、地盤の挙動を忠実に考慮するという考え方にこだわることなく  $p \sim y$  曲線の推定法の精度と電算機使用が不可欠という問題をあわせた総合的な評価のうえにたつた判断をする必要がある。なお、 $p \sim y$  法は、ある水平変位  $y$  に応じて地盤反力を生ずるといふ点からみれば弾性地盤反力法の範ちゅうに入るとみることもできるが、一方、 $y$  がある限界をこえた状態では極限地盤反力に達した状態になっているという点では後述する極限地盤反力法の基本的な考え方とも近い理論である。ここでは実際の地盤の特性により近い  $p \sim y$  関係を定めるといふ思想に着目して別途  $p \sim y$  曲線法という分類とした。以下に、代表的な2法をとりあげ紹介する。

McClelland-Focht<sup>71)</sup> は、1956年メキシコ湾岸ミシッピ-河口付近の海中粘土地盤に打設した鋼管杭の水平載荷試験を実施した。そして、この試験結果の  $p \sim y$  関係と同時に実施した土の圧密非排水三軸試験による応力  $\sim$  ひずみ関係との間に相関関係をみ出した。これが  $p \sim y$  曲線法の考え方の基礎となるものである。この考え方を拡張し、非線形な地盤反力-変位関係を  $p \sim y$  曲線と称し、杭の横抵抗の計算に取り入れる方法を示したのは、Reese-Matlock (1960年)<sup>72)</sup>、Reese-Cox (1969年)<sup>73)</sup> らである。そこでとられた計算方法は差分法であり、 $p \sim y$  曲線の推定は水平載荷試験によるのがよいとした。その後  $p \sim y$  曲線の推定法の研究が進められ、軟かい粘土については Matlock<sup>74)</sup> が、砂については Reese-Cox-Koop<sup>75)</sup> が、また固い粘土に対しては Reese-Welch<sup>76)</sup> が、おのおの提案している。そして、これらの考えはアメリカ石油協会 (American Petroleum Institute 略称 API) の海洋構造物に関する技術勧告 API RP2A<sup>77)</sup> (1976年) にもほとんどそのまま採用されている。この方法の特徴の1つは波浪のような繰返し荷重を受ける場合の  $p \sim y$  曲線の設定は静的荷重に対する場合と同一ではなく、低減されたものとなっていることである。そして、現在では海洋構造物の分野で広く用いられるようになっていいる。API RP2A にとり入れられている  $p \sim y$  曲線法については、原文献以外にも照介してある文献<sup>78), 79)</sup> があ



$y_c = 2.5\epsilon_c B$ ,  $\epsilon_c$  は CU 試験の極限応力の 1/2 に対応するひずみ

図-2.7 粘土の  $p \sim y$  曲線 (静的荷重に対する)

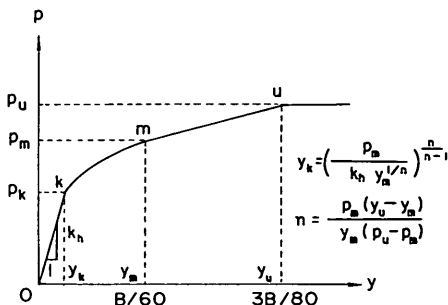


図-2.8 砂の  $p \sim y$  曲線 (Rees-Cox-Koop による)

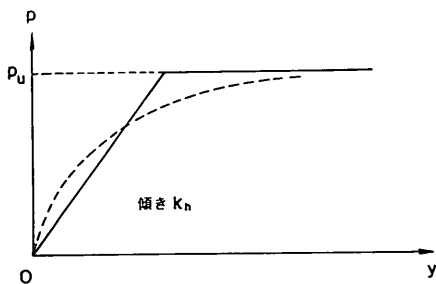


図-2.9 バイリニアの  $p \sim y$  関係 (岸田らによる)

るので、ここで、詳述することはしないで、 $p \sim y$  曲線の特徴をごく簡単に示すにとどめる。図-2.7は粘土地盤の場合の静的荷重に対する  $p \sim y$  曲線であるが、 $p/p_u < 1$  では、べき関数で表わされる1曲線であり、単純なものである。一方、砂地盤の場合は、図-2.8に示すように、3点  $k, m, u$  を通る4つの線群からなる複雑なものであり、 $k \sim m$ 間は放物線で、他は直線となってい

る。

岸田ら<sup>80),81)</sup>、図-2.9に示すような初期において地盤は弾性的に、ある限界に達すると塑性化するという単純化したバイリニア型の  $p \sim y$  曲線法の推定法を、日本の沖積地盤を対象として提案している。

地盤反力係数  $k_h$  は、等方弾性固体上のはりの曲げに関する Vesic の研究<sup>82)</sup>を、杭の問題に拡張して適用した Francis の提案<sup>83)</sup>と同様に次式が与えられるとした。

$$k_h B = 1.30 \frac{E_s}{1-\nu^2} \left( \frac{E_s B^4}{EI} \right)^{1/12} \quad (2.25)$$

ここに、 $k_h$  : 横方向地盤反力係数(kgf/cm<sup>3</sup>)

$E_s$  : 地盤の変形係数(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

そして、 $E_s$  は圧縮試験や、ボーリング孔内载荷試験結果の考察から次の実験式を導き、 $\nu$  は粘土に対しては 0.5を、砂に対しては、0.3をとることを提示した。

$$\text{粘土} : E_s = 170q_u \quad (2.26)$$

$$\text{砂} : E_s = 16N$$

ここに、 $q_u$  : 一軸圧縮試験強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験値

$p_u$ については、図-2.10に示す杭周囲の土の動きを考慮し、領域 I と II に分けて計算法を示した。I 領域は上載圧が小さく、土が前方および上方に動くとして、図-2.11(a)に示す、クサビ状の土塊の破壊パターンを、II 領域では図-2.11(b)に示す、対数らせんのすべり線をもつ破壊パターンを考えた。そして、粘土では  $\alpha = 0$ ,  $\beta = \pi/4$ , 砂では  $\alpha = \phi/2$ ,  $\beta = \pi/4 + \phi/2$  という仮定のもとに、剛性論により  $p_u$  を求める式を示した。その結果は、粘土に対しては非排水せん断強度  $C_u (= q_u/2)$  と静止土圧係数  $K_0$ , 砂に対しては内部摩擦角  $\phi$  と静止土圧係数  $K_0$  を与えることにより算出できるものとなっている。

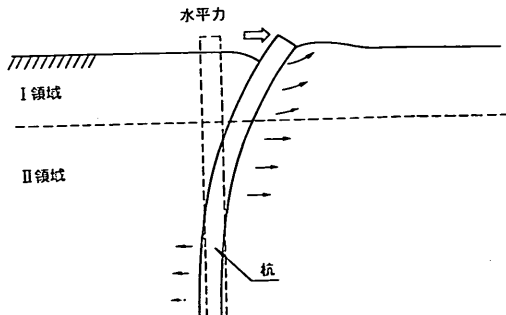


図-2.10 杭周囲の土の動き

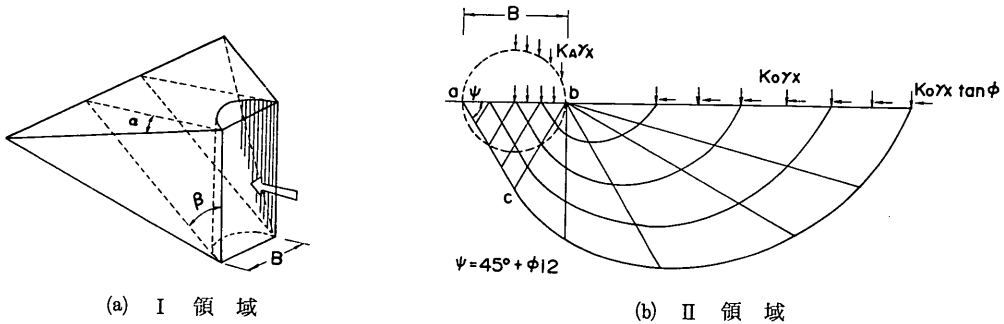


図-2.11 杭周辺地盤の破壊パターン

(5) 複合地盤反力法

この方法では、地表面付近の地盤は杭のたわみが大きいため、完全に塑性化するが、それよりも下方は弾性域にとどまっていると仮定する。そして前者を塑性領域、後者を弾性領域と称し、塑性領域には極限地盤反力法を、弾性領域には線形弾性地盤反力法を適用して、両者の境界での連続条件から杭の横抵抗を論ずるものである(図-2.12参照)。

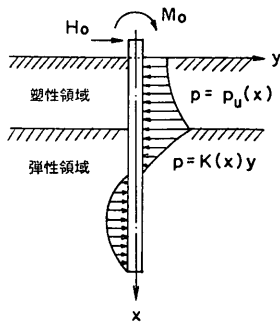


図-2.12 複合地盤反力法

この方法の1つの流れは、長の<sup>84)</sup>流れをくむ、弾性域での横方向地盤反力係数が深さによらず一定とするものである<sup>85)-91)</sup>。すなわち、長はpを次のように取扱って解析した。

$$p = \begin{cases} K_p \gamma x & (\text{塑性領域}) \\ k_h y & (\text{弾性領域}) \end{cases} \quad (2.27)$$

ここに、 $K_p$ : 受働土圧係数

もう1つの流れは、弾性域での横方向地盤反力係数が深さの関数であるとするもの<sup>92)-94)</sup>である。これは、竹

下がpを次のように仮定して取扱ったことにはじまる。

$$p = \begin{cases} K_p \gamma x \\ n_h x y \end{cases} \quad (2.28)$$

ここに、 $n_h$ : 横方向地盤反力係数の深さ方向の増加率(kgf/cm<sup>4</sup>)

これらの2つの系列に分けられる多くの研究は、長、竹下以外は塑性領域における地盤反力を直線分布ではなく、台形分布・放物線分布などの異なった分布形を仮定して解析を行っているものである。

複合地盤反力法は、地盤の塑性化を比較的手軽に考慮できるという長所があるが、極限地盤反力の設定のしかたにはあまい点がある。また、弾性領域に採られている線形弾性地盤反力法の有している問題は、いくぶんうすめられた形にはなっているものなお残っていると思われる。

2.2 地中杭の横抵抗の計算法の現状

前節(2.1)において述べてきた単杭の横抵抗の計算法は、最近提案された松並の方式を除けば、すべて地上杭(地表面杭をふくむ)の横抵抗の計算を念頭において提示されたものであると極言することができる。したがって、地中杭の横抵抗の計算を行うのに、地上杭の計算法を準用するというのがこれまでとられてきた方法である。たとえば、1.まえがきですでに言及したように、久保らが提示したこと<sup>95)</sup>に端を発している、タイロッド取付点をふくむ水平面を仮想の地表面と考えた港研方式(S型またはC型地盤として)による地上杭としての計算法がその例である。また、同じ仮想の地表面を考えたチャンの方法で計算することも、しばしば行われてきた。

上述の前者の方法については、久保らが自ら、「杭が地表面上に出ている場合と、多少挙動が異なるものと想像されるが、ここではこの点は考えず、従来の杭の計算

法をそのまま使うことにする”と述べており、地中杭の横方向地盤反力特性について確認されず、また、地中杭の挙動の実測値との対比も行わずに提示したもので、その後この点についての検討が行われてこなかった。その理由の1つは、現地規模の実験ではもち論のこと、室内実験の場合でも、杭本体、タイロッドなどすべてが地盤内に埋まった地中杭の状態では、水中載荷試験を行い正確なデータ取得をすることが、非常に難しいということにあると思われる。

後者の方法のチャンの方法を適用した場合については、線形地盤反力法のもつ特性からみて、地盤反力特性をよく反映させていないのものであろうことが容易に推測されるので、杭の挙動をよく表すという点では期待できないものであると思われる。また、実用的見地からみた有効性について、地中杭の挙動の実測値と比較するなどの方法による検討も行われていない。

松並は矢板式けい船岸のたわみ性控え工の設計法の問題をとりあげて、2.2において概要を示した地中杭を対象として杭頭でゼロでない値をもち、深さ方向に増加する、台形分布の横方向地盤反力係数を考えた解法を提示した。そして、土圧強度と関連させて横方向地盤反力係数を決定する方法を示した。これは、地中杭を対象とした横抵抗の計算法をはじめと取上げた点で評価されるものである。同計算法は線形地盤反力法である故に、杭の挙動をよく表現するという点で難点である。したがって、実用的見地から、実際の杭の設計を行う場合に有効かどうかという点で計算法を評価する必要がある。松並は、筆者らと共同で実施した矢板式けい船岸の控え直杭の位置を検討するための模型実験に<sup>96),97)</sup>における地中杭2例の実測挙動と計算結果の比較を行っている<sup>98)</sup>。そして、ある荷重段階における曲げモーメントの最大値と分布形に着目してよく一致するとしているが、検証例が少ない点で不十分と思われる。また、地上杭である実杭の載荷試験の結果を整理し、地盤の土圧強度と横方向地盤反力係数の関係図を示しており、これを設計に用いることを提案している。しかし、地上に杭よって得られた同関係を用いることが地中杭である実杭について有効であるかどうか疑問がある。

以上のように、現状の地中杭の横抵抗の計算法は、実際の地中杭の挙動をよく説明できるかという点に関して、難点があるか、または検証されていない。また、実用的な観点から有効性について検証されていないか、不十分である。

本研究は、このような現状を考えて、適切な単杭としての地中杭の横抵抗の計算法を提示することを試みたも

のである。その方法として、まず第一に、基本となる地中杭の横方向地盤反力の性質を把握することに重点をおいた。そのために、室内実験槽の砂地盤に地中杭の状態に建て込んだ、2種類の杭の水平載荷実験を行った。2種類の杭は、たわみ性の大きい、ひずみ計を取付けたものと、小型土圧計を取付けた剛性の大きいもので、杭幅は7cmである。その内容は3., 4.に記述されている。次に、この2つの実験結果をふまえて地中杭の横抵抗の計算法を提示し、他の方法との比較を行った。その内容は5.に記述されている。

### 3. 模型杭の水平載荷実験

#### 3.1 実験の内容

##### (1) 実験の概要

本実験は港湾技術研究所土質部基礎工研究室の実験棟内に常設されている実験槽において実施した。実験槽の大きさは図-3.1に示すように内りりで、幅1.5m、長さ1.6m、深さ1.5mである。実験は、この実験槽内につくられた砂地盤に設置された土被りを有する模型杭（試験杭と以下称する）と土被りを有しない模型杭（パイロッド杭と以下称する）に、あらかじめ杭頭に取り付けたタイロッドを介して水平方向の荷重を加え、模型杭に発生する曲げひずみ、タイロッド張力およびタイロッドの載荷側端の水平変位を測定するものである。載荷方法は、タイロッドに連結してある変位測定用治具に接続されている、滑車を通った鋼製ワイヤーの先端に垂錘によって重量を加えるものである。実験の種類は、試験杭の土被り厚とタイロッドの取付形式を変えたものである。

実験槽の鉄筋コンクリート壁には、鋼製のふたの取付いた内径2.8cmの円形断面の穴が複数あけてあり、実験条件に応じて適切な箇所のふたをはずして、タイロッドを実験槽外に水平に引き出すのに利用することができる

##### (2) 模型杭および載荷装置

模型杭は、図-3.2に示すように、長さ80cm幅7cm、厚さ0.4cmの鋼板（S S 41）を母材としたもので、両面に曲げひずみを測定するためのストレインゲージが1測定点あたり4枚はりつけてある。また、そのリード線は、ストレインゲージとともにアラルダイトでコーティングした状態で、杭の下端に集結させてある。杭の頭部には直径5mmの鋼棒が溶接されており、その両端に取り付けてあるボールベアリングを介して、タイロッドに接続されている。ボールベアリングは砂粒子等が入らないように防護された両面シールドのボールベアリングである。

模型杭の剛性（EI）と測定ひずみに対する曲げモーメントの換算係数を決定するための検定試験を行った。検

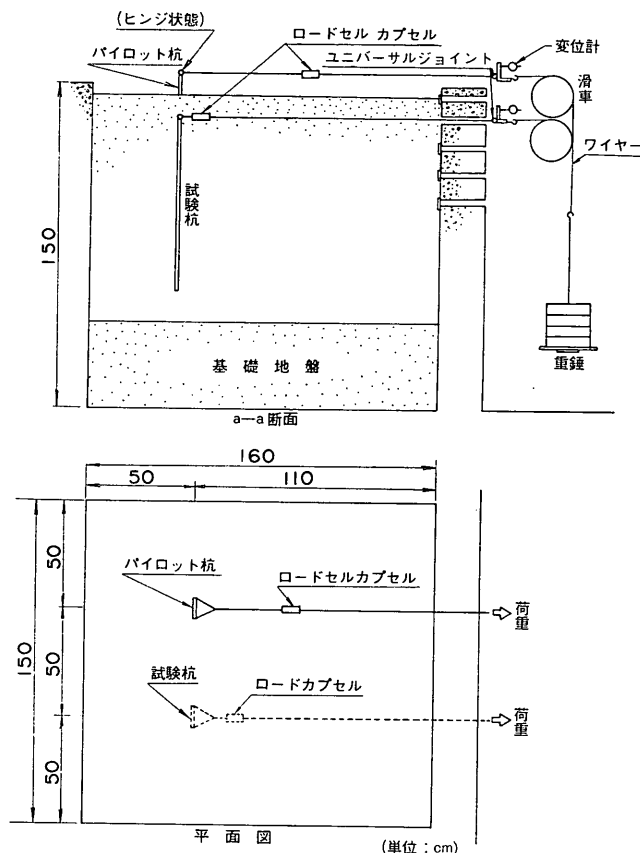


図-3.1 実験槽と実験装置概念図

定試験の荷重方法は模型杭を水平にし、両端近くを支承とする単純梁の状態に保持し、中央点荷重によって行った。荷重は両面について行い、片面ごとに1サイクル(0→5 kgf→10kgf→15kgf→10kgf→0)を3回繰返した。 $EI$  と各測定点(ストレインゲージ取付位置)の曲げモーメント換算係数は、各面ごとに第2と第3サイクルの各荷重段階の測定値をもとに最小二乗法によって求め、最終的に両面の平均値をもって模型杭の値とした。ただし、曲げモーメント換算係数は各測定点ごとの値の差が小さかったので、実験結果の整理にあたって作業を容易にするため測定点 No.1~No.9 の平均値を全測定点に適用した。

タイロッドの取付方法は2つの形式がある。第1の形式は、パイロット杭および後述するシリーズI, IIIの試験杭に用いられたもので、杭頭のシールボールベアリングに溶接で取付けたY形鋼棒(φ 6 mm)を介して、杭頭に荷重を伝えるものである(図-3.2(b)参照)。試験杭で

はY形鋼棒に直接にロードセルカプセルをねじ込みで取付けてあり、ロードカプセルの他端には直径6 mmの鋼棒であるタイロッドがねじ込みで取付けられており、変位測定用器具に接続されている。なお、このタイロッドには鉄筋コンクリート壁近くにおいて、長さ調整用のターンバックルが取付いている。一方、パイロット杭では、Y形鋼棒にターンバックルを介してタイロッドを約45cm接続し、このタイロッドにロードセルカプセルを取付けてある。そして、ロードカプセルの他端は、ねじ込みで取付けられたタイロッドにより変位測定用器具に連結されている。

第2の形式は後述するシリーズIIの試験杭に用いられたものである(図-3.2(c)参照)。これは杭頭両端のシールボールベアリングに、それぞれ短い鋼棒を介して、直接ロードセルカプセルをねじ込みで接続するものである。そして、おのおののロードセルの他端にねじ込みで取付けられたタイロッドは平行に配置されており、鉄筋

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

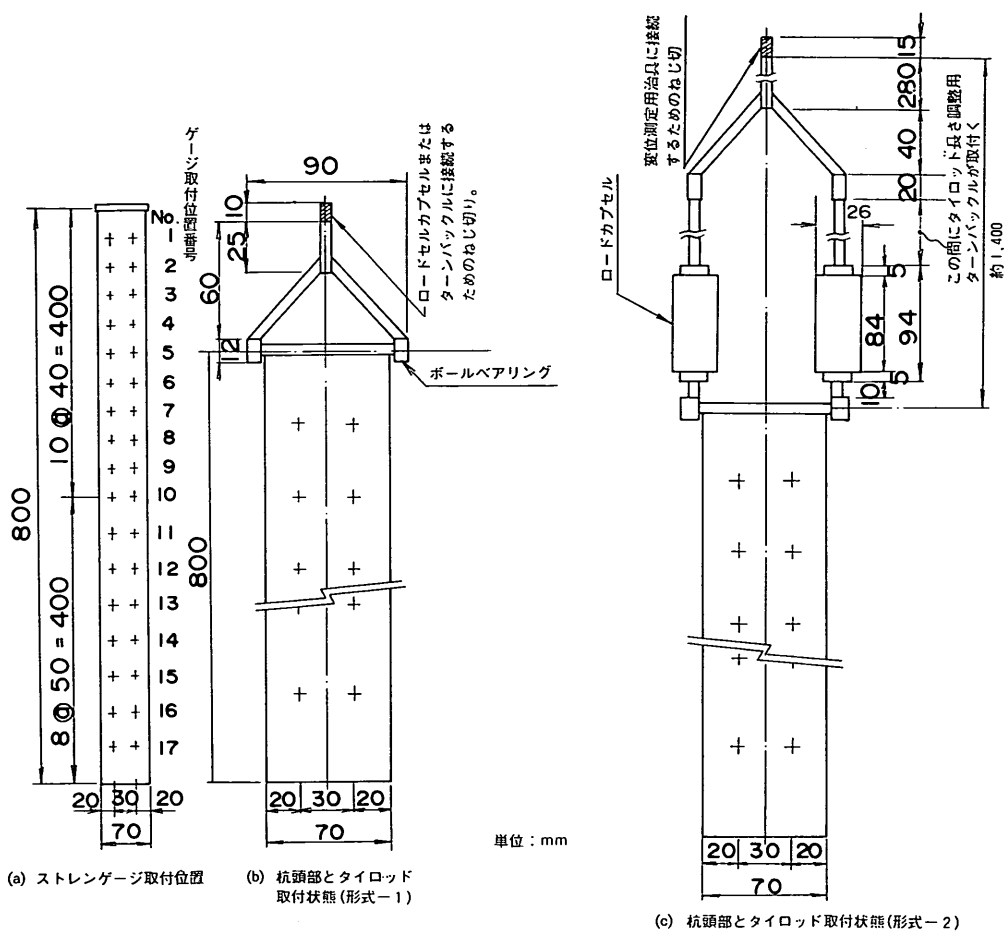


図-3.2 模型杭およびタイロッドの取付状態

コンクリート壁面に近いところでY形鋼棒に接続され、さらに、短いタイロッドにより変位測定用治具に接続される。2つのタイロッドの取付形式は写真-3.1~写真-3.4をみるとよくわかる。

変位測定用治具の本体は等辺山形鋼(75mm×75mm×9mm)を長さ8cmに切断し加工したものが本体になっており、タイロッド取付側に、ユニバーサルジョイントが取付いている。タイロッドはこのユニバーサルジョイント部にねじ込みで接続される。また、反対側には重錘竿をつりさげる鋼製ワイヤーを取付けることができるように加工されている。L型断面の鉛直部分の鋼製ワイヤー取付側の一面は念入りに研磨されており、この面にダ

イヤルゲージのセンサー部をあてて、タイロッドの水平変位を測定することにより、間接的に模型杭の杭頭変位を測定することができる。なお、変位測定用治具は鋼製ボールを利用した摩擦除去台に載せてあるので水平方向の移動は円滑であり、かつ鉛直方向の移動は拘束されている。

滑車の軸受は、L型鋼を組合せて加工した滑車取付治具(写真-3.1に滑車取付側からみた全景がのっている)に取付けられている。またこの滑車取付治具は、変位測定治具を載せている摩擦除去台の受台とダイヤルゲージ取付用の固定台をも兼ねており、実験槽の鉄筋コンクリート壁に固定してある。

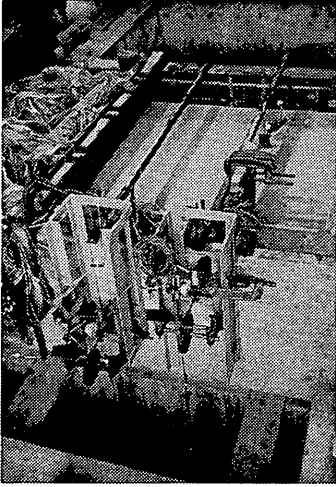


写真-3.1 模型杭の水平載荷試験の実施状況  
(載荷側からみたところ。右側にパイロット杭, 左側に試験杭が配してある。)

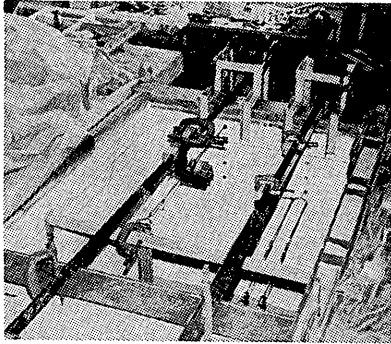


写真-3.2 模型杭の組立状態  
(模型杭の背後から載荷側の壁の方向を望む全景。ケース II-25 の組立完了時、砂地盤づくりのまえの状態。左側がパイロット杭, 右側が試験杭)

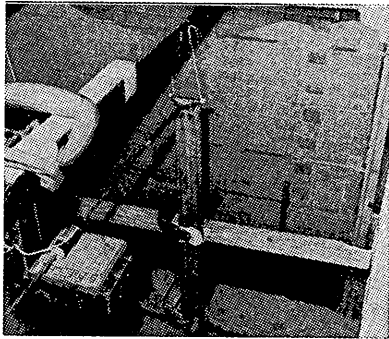


写真-3.3 パイロット杭の組立状態  
(パイロット杭のタイロッド形式-1の状況。写真左下部にロードセルカプセルとそれを受けている摩擦除去台がみえる。)

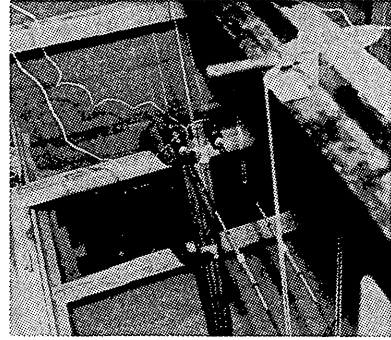


写真-3.4 試験杭の組立状態  
(シリーズIIのタイロッド形式-2の状態のもの。)

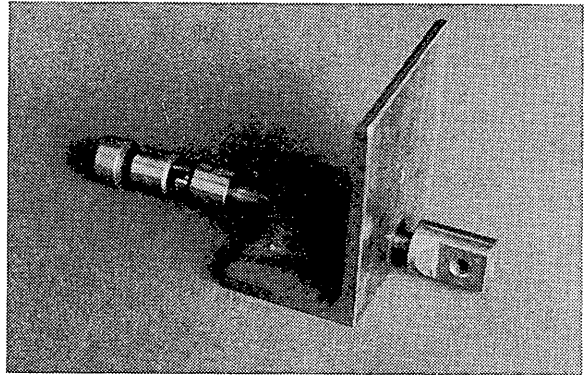


写真-3.5 変位測定用治具

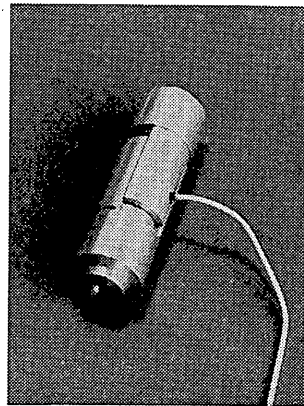


写真-3.6 ロードセルカプセル

表-3.1 実験の種類一覧

シリーズ名	ケースの呼称	試験		杭		パイロッド		実験地盤		状態	
		土被り $d$ (cm)	タイロッド 形式	最大荷重* (kgf)	杭の地盤 面上の 突出長 (cm)	タイロッド 形式	最大荷重* (kgf)	単位体積 重量 ( $10^{-3}$ kgf/ cm <sup>3</sup> )	間げき比 $e$	試験杭下端 と基礎地盤 との距離 (cm)	$y_{top}$ から 逆算した横 抵抗力 $k_y$ (kgf/cm <sup>3.5</sup> )
I	I-I-5	5	↑	44.19	9.3	形式-1	18.01	0.782	15	0.031	0.027
	I-I-10	10		55.29	10.8		17.31	0.807	10	0.028	0.024
	I-I-15	15		72.19	9.5		16.28	0.782	5	0.038	0.047
	I-I-20	20		80.14	9.5		19.94	0.778	0	0.031	0.036
	I-I-25	25		103.28	9.6		19.17	0.765	15	0.035	0.044
					I-I の平均	(1.489)	(0.783)		(0.033)	(0.036)	
II	I-II-5	5	↑	43.49	10.2	形式-1	16.17	0.772	15	0.027	0.024
	I-II-10	10		53.42	11.0		17.31	0.809	10	0.030	0.020
	I-II-15	15		74.97	9.5		16.28	0.800	5	0.029	0.023
	I-II-20	20		77.74	9.5		19.94	0.789	0	0.031	0.052
	I-II-25	25		72.75	9.5		19.17	0.769	15	0.028	0.024
					I-II の平均	(1.485)	(0.788)		(0.029)	(0.029)	
III	II-10	10	↑	56.15	8.6	形式-2	20.05	0.762	10	0.018	0.012
	II-15	15		60.71	8.6		20.05	0.783	5	0.027	0.030
	II-20	20		59.24	—		—	0.820	0	—	—
	II-25	25		65.86	8.5		20.25	0.774	15	0.031	0.044
							IIの平均	(1.488)	(0.785)		(0.025)
					I, II の平均	(1.487)	(0.785)		(0.030)	(0.031)	
III	III-0-1	—	—	—	0	形式-1	29.39	0.811		0.021	0.024
	III-0-2	—	—	—	0		27.29	0.817		0.020	0.020
						IIIの平均	(1.464)	(0.814)		(0.021)	(0.022)
						I, II, III の平均	(1.484)	(0.789)		(0.028)	(0.030)

\* :ブルーピングリングの読みによる



(3) 実験の種類

実施した実験の種類は表-3.1にまとめたとおりである。シリーズIは、試験杭のタイロッド取付形式が、杭頭部でY形鋼棒を直接取付け、ロードセルカプセルもこれにすぐ接続しているものである（形式-1と称する。(2)参照）。土被り  $d$  (cm) は5 cm から25cm まで5 cm ごとに変化させている。シリーズIのなかにシリーズI-IとI-IIがあるのは単に同じ条件のものを2シリーズ実施したので、区別するために名付けただけである。シリーズIIは試験杭のタイロッド取付形式が、杭頭両端にロードセルをそれぞれ1個ずつ計2個取付けて、これに接続するタイロッドを2本平行に延したものである（形式-2と称する。(2)参照）。土被りは10cm から25cm まで5 cm ずつ変化させた。

シリーズIIIは実際の試験では試験杭とパイロット杭の両方実施したのであるが、トラブルで試験杭の結果が使えないものであるため、パイロット杭のみを載せている。シリーズIIIはシリーズIとシリーズIIの場合と異なり、パイロット杭の突出長が0である点に留意されたい。

(4) 実験に用いた砂

実験地盤づくりに用いた砂は茨城県高萩海岸産である。粒径分布は図-3.3に示すとおりであり、有効径  $D_{10} = 0.39\text{mm}$ 、均等係数  $U_c = 2.0$  と比較的粗い、均等粒度の砂である。比重  $G_s$  は2.655である。

土質土学会基準案「砂の最大密度・最小密度試験方法」にもとづいて製作された自動化された最大密度試験装置<sup>99)</sup>と最小密度試験装置<sup>100)</sup>を用いて試験した結果、最大密度試験による試料の間隙比  $e_{\min} = 0.639$  (同乾燥密度  $\rho_{d\max} = 1.620 \times 10^{-3}\text{kg/cm}^3$ )、最小密度試験による試料の間隙比  $e_{\max} = 0.986$  (同乾燥密度  $\rho_{d\min} = 1.337 \times 10^{-3}\text{kg/cm}^3$ ) である。

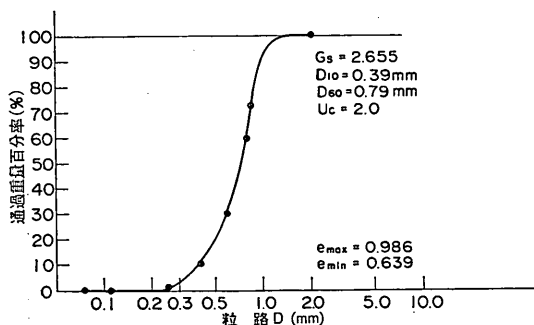


図-3.3 高萩砂の粒径加積曲線

(5) 模型杭の組立てと実験地盤づくり

実験地盤は気乾状態の砂を用いて行われた。最初に模型杭の横抵抗に影響を及ぼさない、試験杭の下端より下方のある範囲(表-3.1に具体的数値を示してある)までは、投入した砂をバイブレーターで締固めて、表面が平坦な極く密詰め状態にした。この範囲を基礎地盤と称する。この状態で模型杭とタイロッド等の組み立てを行う。まず初めに、数本の角材を載荷方向と直角方向、かつ水平になるように、また鉛直方向に適当な間隔となるよう、両側の壁の間に渡して固定する。次に角材を支保工として模型杭が所定の位置になるよう固定するとともに、実験槽の上方にタイロッドと平行になるように渡したL型鋼に杭頭を糸で連結し、吊下げる。これは地盤づくり中、杭が地盤中に埋っていない状態で、位置を固定するために使っている角材をとりはずしたときに、杭が糸でL型鋼につり下げることにより、自重による模型杭の沈下を防止するためである。次に、タイロッド(ロードセルカプセルを含む)を組み立て、杭頭部と連結するとともに、他端に変位測定用治具を取り付ける。この状態で、タイロッドの自重によるたわみを防ぐため、試験杭の場合は、数ヶ所において、実験槽上方のL型鋼と糸で連結する。同じく、パイロット杭の場合は、ロードセルカプセルの下面に、鋼製ボールを用いた摩擦除去台をあてがう。最後にロードセルに働く引張力が約0.4kgfとなるように軽くタイロッドを引張り、その状態を保つように変位測定用治具取付側の端部付近でタイロッドを固定し、模型杭およびタイロッドの組み立てが終了する(写真-3.2~写真-3.4参照)。なお、タイロッドを通した実験槽の鉄筋コンクリート壁の円孔が地表面下となる場合は、砂の漏出を封じるために円孔とタイロッドとの空隙にスポンジを軽く詰める。

次に地盤づくりは、一層の厚さが約20cmになるように静かに投入した砂を表面が水平となるようにならし、その後30cm×30cmの鋼板のタンパーを用いて、一様に軽くたたいて締固めるという作業をくりかえして行った。角材の支保工は、地盤づくりの進行とともに、地盤中に埋まらないように取りはずして行く。また、目標とする高さの地盤が造成された後に、模型杭およびタイロッドを吊り下げていた糸は切断する。なお、各層ごとに投入した砂の重量を測定しているため、作られた地盤の厚さを測ることによって地盤の単位体積重量が計算できる。

(6) 測定項目と測定方法

載荷実験中の測定項目は、タイロッド張力、タイロッドの変位および杭の曲げひずみである。

タイロッド張力は、外径2.6cm、長さ8.0cmのアルミ製のカプセル（ロードセルカプセルと称する）に内蔵してある小型ロードセルによって測定した。ロードセルカプセルは両端にメスネジが切つてあるので、タイロッドをねじ込みで取付けることができる。そしてロードセルカプセルを用いることにより、タイロッドに作用する引張力をロードセルに働く圧縮力として検出することができる。ロードセルカプセルの伸縮に対する内部の摩擦力の影響を消すため、シリコングリースを塗付してある。また、すき間から砂が混入しないように外周はビニールテープで軽くまいてある。

ロードセルは、直径2.0cm、高さ0.95cmの円盤形で、最大測定荷重100kgfの市販のものである（共和電業製LM-100KA）。

ロードセルの検定はロードセルカプセルに内蔵した状態にして、各実験ケースの前後に実施しており、データ整理は実験後の検定結果を用いている。なお、実験前後の検定による較正值の差はおおむね2%以下であった。検定方法は1端にフックのついた長さ約15cmのタイロッドをロードセルカプセルの両端にとりつけ、鉛直に吊るした状態で一端に重錘による載荷を行うという方法をとった。

実験中のタイロッドの変位は、タイロッドの載荷側端の変位測定用治具にあてた電気式ダイヤルゲージによって測定した。

杭の曲げひずみは、同一深度において各面それぞれ2個のストレインゲージによる4ゲージ方法で測定した。

測定は、タイロッド張力と杭の曲げひずみについては模型杭の組立てまえの状態から、タイロッドの変位についてはタイロッドの変位測定用治具側の端部付近を固定した状態から開始した。そして、それ以降、実験開始まで状態の変化に応じて、適宜測定している。ただし、載荷実験の初期状態は、地盤完成後に試験杭のタイロッド、および試験杭とパイロット杭の杭頭を吊り下げている糸を切断し、さらにタイロッドの変位測定用治具側の端部付近でのタイロッドの固定を解放した状態で1晩以上放置した後の状態をとった。

実験開始後の測定は各荷重段階において、タイロッドの変位の動きが1分間に1/100mm以下になってから2分間経過した時点において行った。

### 3.2 実験結果

#### (1) 実験結果の整理方法

測定項目のうち、タイロッド張力については、模型杭およびシリーズⅢのパイロット杭の場合、ロードセルカプセル周辺の摩擦抵抗、ロードセルカプセルの載荷方向

に直角な円形側面の試験杭側に作用する土圧の影響およびロードセルカプセルと杭頭の間にあるタイロッド（Y型鋼棒もふくむ）の抵抗（摩擦力が主体と思われる）などの影響が考えられるので、そのまま杭頭に作用する水平力とみなすには問題がある。しかし、ここでは、それらの影響の吟味はひとまずおいて、ロードセルによって得られた力（ただし、シリーズⅡの試験杭の場合、左右のロードセルによって得られた力の和）が、そのまま杭頭に作用する水平力  $T$ (kgf) と考えることとする。変位測定用治具にタッチさせたダイヤルゲージで測定したタイロッドの変位測定結果については、タイロッドの伸びの影響が小さいと仮定すれば無視しうる程度のものであるので、測定結果をそのまま杭頭の水変位  $y_{top}$  とみなすこととする。

杭の曲げひずみの測定値からは、検定の結果で定めた較正係数をかけて杭の曲げモーメント  $M$ (kgf・cm) を得ることができる。今回の実験では、ストレインゲージは試験杭の No.17の箇所1個だけが途中で故障したので、この箇所だけは生きている表裏1対による較正係数を用いて算出した値をその箇所の代表値とした。その他のゲージは全く故障なく極めて良好なデータがとれた。

以上のような方針で整理した結果を(2)において示す。

#### (2) 実験地盤の状態

実験地盤の状態は、地盤の単位体積重量 ( $\gamma$ ) でみると、 $1.461 \times 10^{-3} \sim 1.507 \times 10^{-3}$  kgf/cm<sup>3</sup>、間げき比 ( $e$ ) では、0.817~0.762の範囲になっており、全ケースの平均では、単位体積重量  $1.484 \times 10^{-3}$  kgf/cm<sup>3</sup>、間げき比 0.789であった(表-3.1参照)。相対密度  $D_r$  でみると0.487~0.646の範囲、全ケースの平均は0.568であった。

上述の物理的数値だけでは、実験地盤の横抵抗の程度、ばらつきなどについては判然としないので、パイロット杭の挙動から、横抵抗の程度を推定し、地盤状態をみる。その場合、地上杭（杭頭が、ちょうど地表面と一致するか、地上長を有する杭の総称として用いる）の横抵抗理論の媒介が必要であるが、ここでは、地上杭について従来の研究のなかで、最もよく、その挙動を説明するものと判断される久保の理論を採る。すなわち、実験地盤を港研方式のS型地盤と仮定して取扱う。（なお、久保の理論が今回のパイロット杭の実験結果をよく説明するか、どうかについての考察は3.3実験結果のところでも別途、取り上げることとする。）

すべての実験ケースについて、実験の  $T \sim y$  関係から逆算したS型地盤の横抵抗定数 ( $k_{s,y}$  とおく) と実験の  $T \sim M_{max}$  関係から逆算したS型地盤の横抵抗定数 ( $k_{s,M}$  とおく) をもとめた。理論による  $T \sim y$  関係は、 $T \propto y^{1/10}$ ,

$T \sim M_{max}$  関係は、 $T \propto M_{max}^{1/8}$  となるが、実験結果ではすべての  $T$  の範囲について、理論と実験結果があわない場合が出てくる。この場合は、最大荷重時に近い範囲の実験結果を説明する  $k_{sy}$ 、 $k_{sM}$  をもとめた。

表-3.1中に  $k_{sy}$  と  $k_{sM}$  を載せてある。また、ケース I-I シリーズとケース III シリーズについて実測値と逆算した  $k_{sy}$  または  $k_{sM}$  による理論曲線（直線となる）とを図-3.4～図-3.7に示した。なお、同図中の実線は  $k_{sy}$ 、破線は  $k_{sM}$  に対する理論曲線を示す。

また、 $T \sim M$  関係図において、 $k_{sy}$  と  $k_{sM}$  に対する理論曲線は接近して表示が困難な場合は  $k_{sM}$  に対する理論曲線のみを表示した。表-3.1中で  $k_{sy}$  と  $k_{sM}$  を対比してみると、大小の傾向は、どちらかが大きいというような一定した傾向はなく、ばらついている。また、絶対値は、 $k_{sy} = 0.020 \sim 0.038 \text{ kgf/cm}^{3.5}$ 、 $k_{sM} = 0.020 \sim 0.052 \text{ kgf/cm}^{3.5}$  の範囲にあり、ばらついている。シリーズご

とにみていくと、シリーズ III の 2 ケースがそろって  $k_{sy}$ 、 $k_{sM}$  と他のシリーズよりも小さいということが、特徴的である。

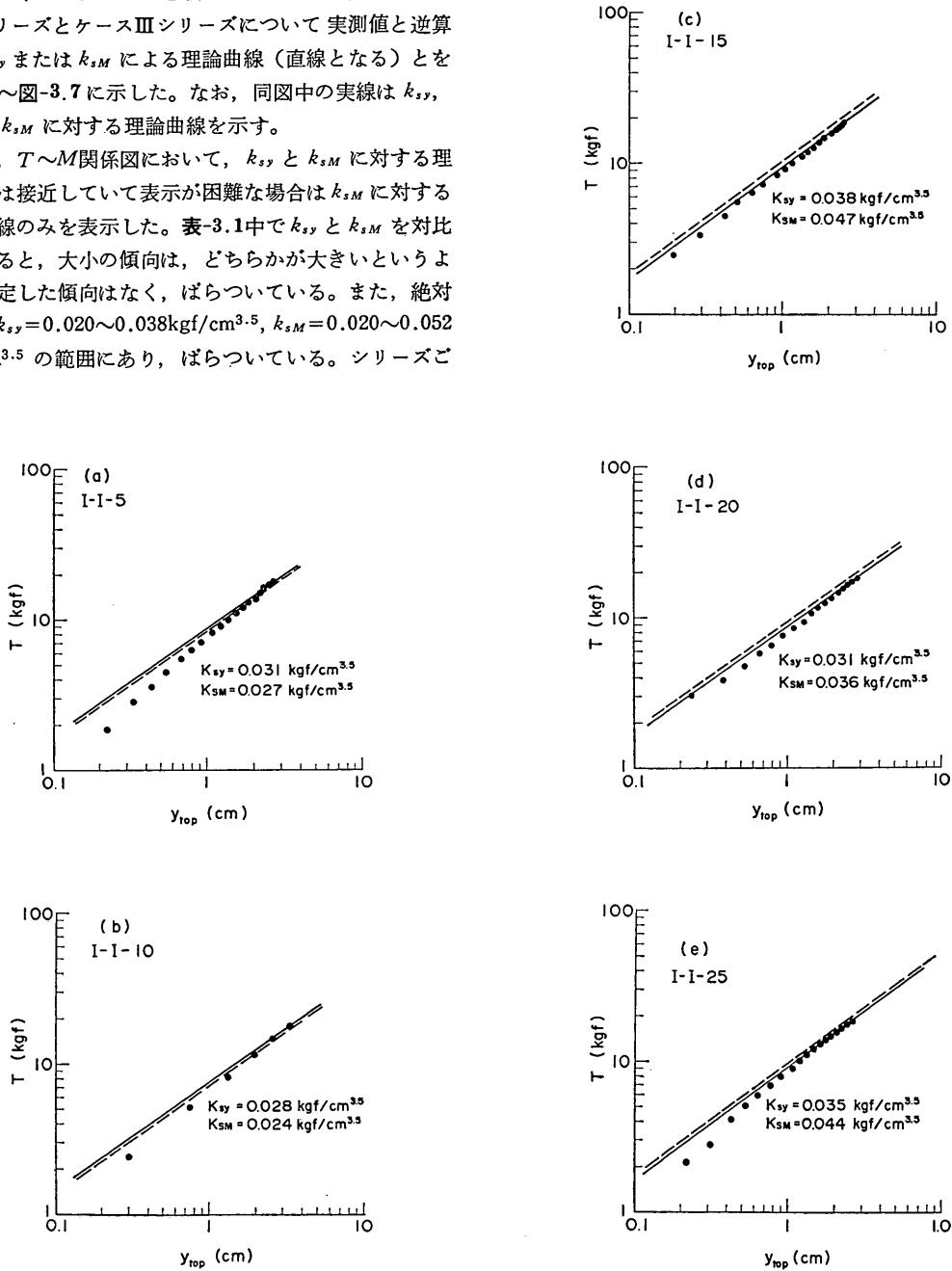


図-3.4 パイロット杭の  $T \sim y_{top}$  関係図 (ケース I-I シリーズ)

全ケースの平均をとると  $k_{sy}=0.028\text{kgf/cm}^{3.5}$ ,  $k_{sM}=0.030\text{kgf/cm}^{3.5}$  であり、シリーズIIIを除いたケースの平均をとると  $k_{sy}=0.030\text{kgf/cm}^{3.5}$ ,  $k_{sM}=0.031\text{kgf/cm}^{3.5}$  であった。

図-3.8と図-3.9は、それぞれ間げき比  $e$  と  $k_{sy}$  または  $k_{sM}$  の関係をプロットしたものである。図-3.8についてみると  $e$  が大きければ  $k_{sy}$  が小さいという、合理的な傾向というよりもむしろ、この図からでは、そういう明確な傾向があるとはいえないという方が正しいように思われる。そして、ケースIIIシリーズとケースII-10を除くと、 $e$  のちがいがにかかわらず、 $0.03\text{kgf/cm}^{3.5}$  付近にかたまっているようにもみられる。図-3.9については、 $k_{sy}$  の場合よりも、 $e$  の大きい場合に  $k_{sM}$  が小さいという傾向があらわれているようにみうけられるが、ケースII-10のような、はずれた例もあり、明確に断言できるほどではない。

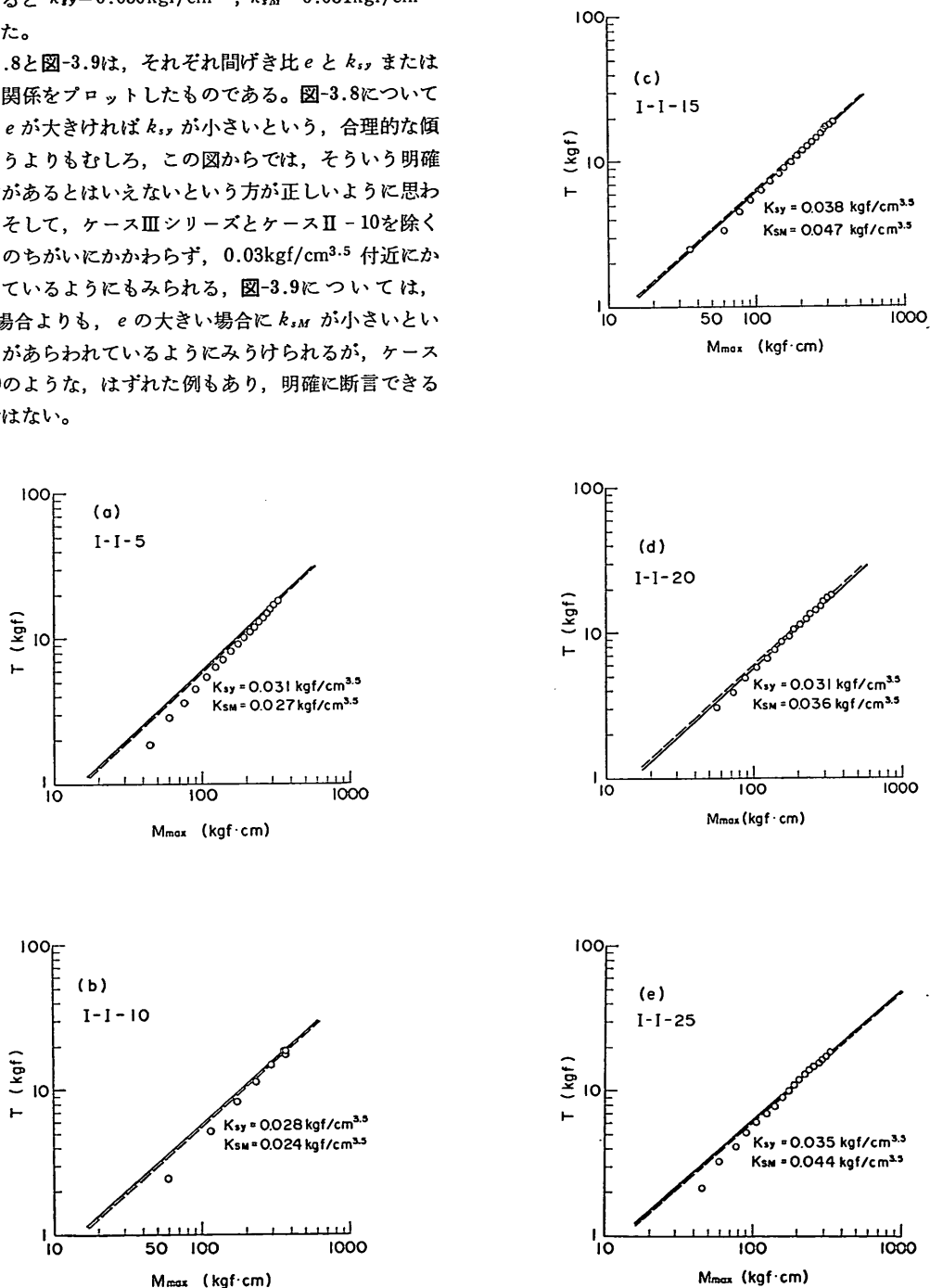


図-3.5 パイロット杭の  $T \sim M_{max}$  関係図 (ケース I-I シリーズ)

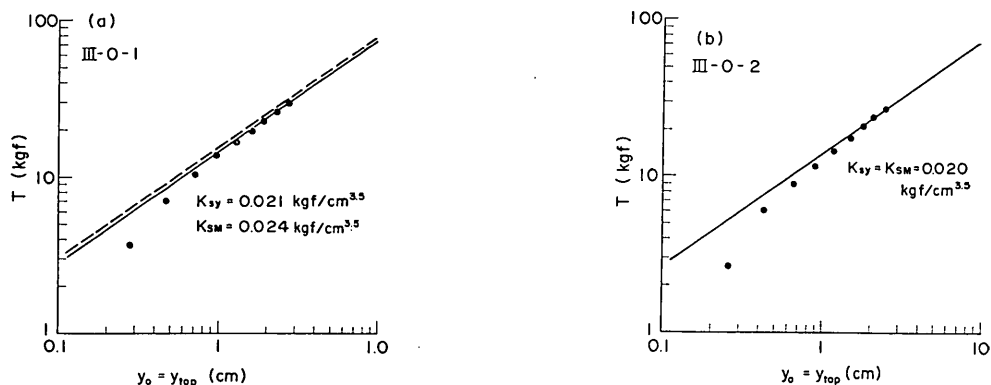


図-3.6 パイロット杭の  $T \sim y_{top}$  関係図 (ケースIIIシリーズ)

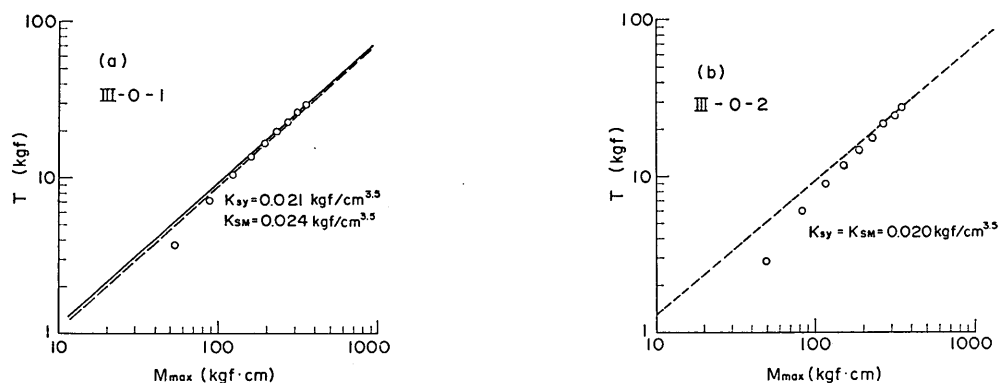


図-3.7 パイロット杭の  $T \sim M_{max}$  関係図 (ケースIIIシリーズ)

(2) 試験杭の挙動

a)  $T \sim y_{top}$  関係

はじめに、杭頭に作用する水平力  $T$  (kgf) と、杭頭の水平変位  $y_{top}$  関係を両対数目盛で整理したものを図-3.10～図-3.12に示す。なお、各図中には、各シリーズのパイロット杭の実験結果から逆算した  $k_{sy}$  と  $k_{sm}$  のうちの最大の値に等しいS型地盤の横抵抗定数をもつ、杭の地上長  $h=0$ 、すなわち、地表面杭の  $T \sim y_{top}$  理論曲線を併記してある。この理論曲線を地中杭である試験杭と比較対照する地上杭の挙動と想定する。これらの図から次のことがわかる。

① 同一の  $T$  に対する  $y_{top}$  を比較すると、 $T$  の小さな範囲を除いて、地中杭の  $y_{top}$  の方が地上杭より小さいことがわかる。すなわち、地中杭の横抵抗が大きく変形しにくいということである。そして各シリーズ内で土被り

の大小に着目すると、大局的には土被りの大きいほど  $y_{top}$  が小さく変形しにくい傾向にあるが、整然とした傾向ではない。

たとえば、ケースI-IシリーズのケースI-I-25とケースIIシリーズのケースII-25は図上で他の土被りの小さなケースの曲線と交叉した特異な曲線を呈している。これは  $T$  の小さな範囲では土被りの小さなケースよりも、大きな  $y_{top}$  を示し、ある値以上の  $T$  になって小さな  $y_{top}$  が生ずるということを示す。また、ケースI-IシリーズとケースI-IIシリーズで土被り15cmのケースの方が土被り厚の大きな、ケースI-I-20とケースI-II-20より、 $T$  のすべての範囲にわたって小さい傾向がみられる。また、ケースIIシリーズでは、土被り厚が10, 15, 20cmの順に  $y_{top}$  が小さく、変形しにくいという傾向をしめしており、土被り厚の順に、変形しにくい

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

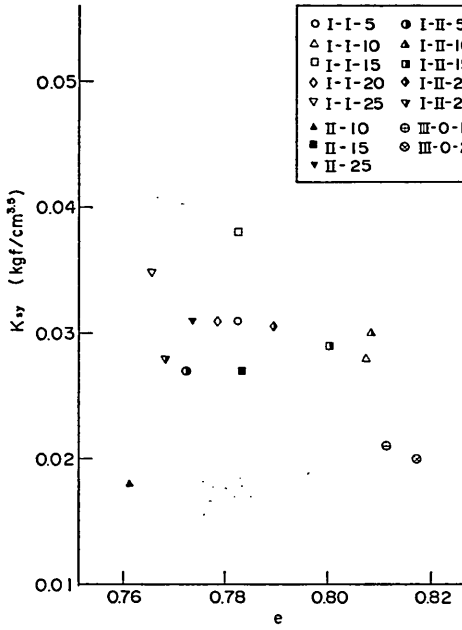


図-3.8  $k_{sy} \sim e$  関係図

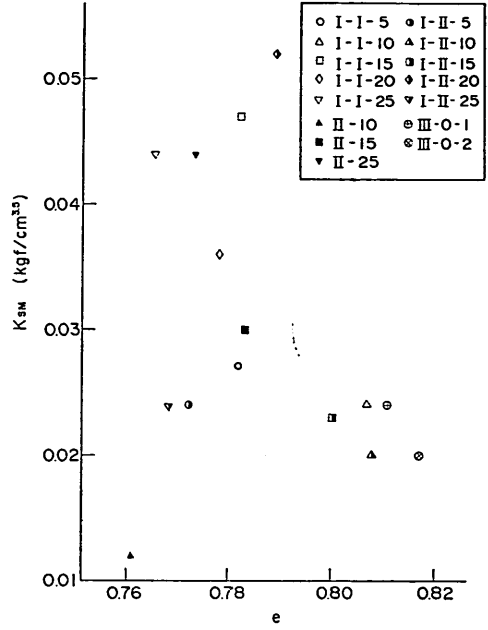


図-3.9  $k_{sm} \sim e$  関係図

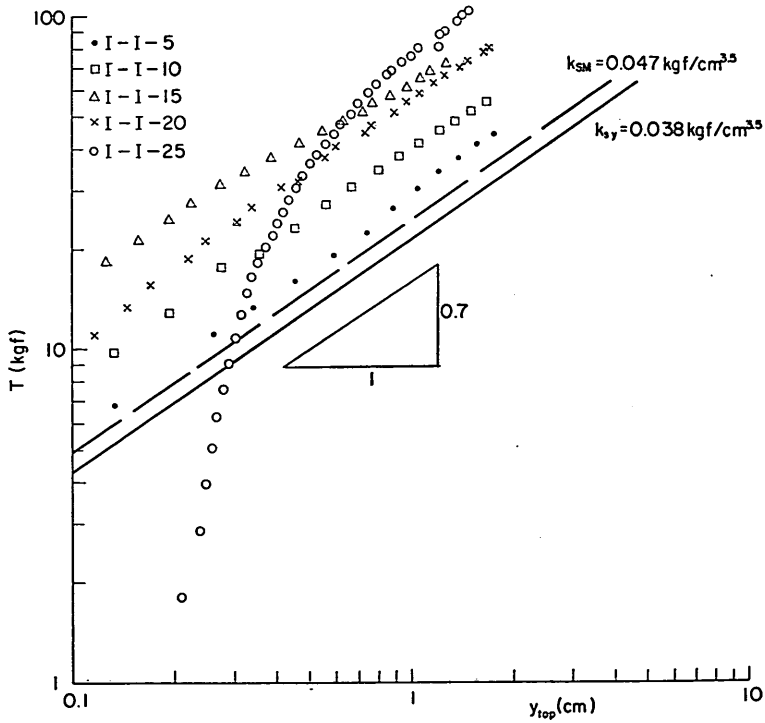


図-3.10 試験杭の  $T \sim y_{top}$  関係図 (ケース I-I シリーズ)

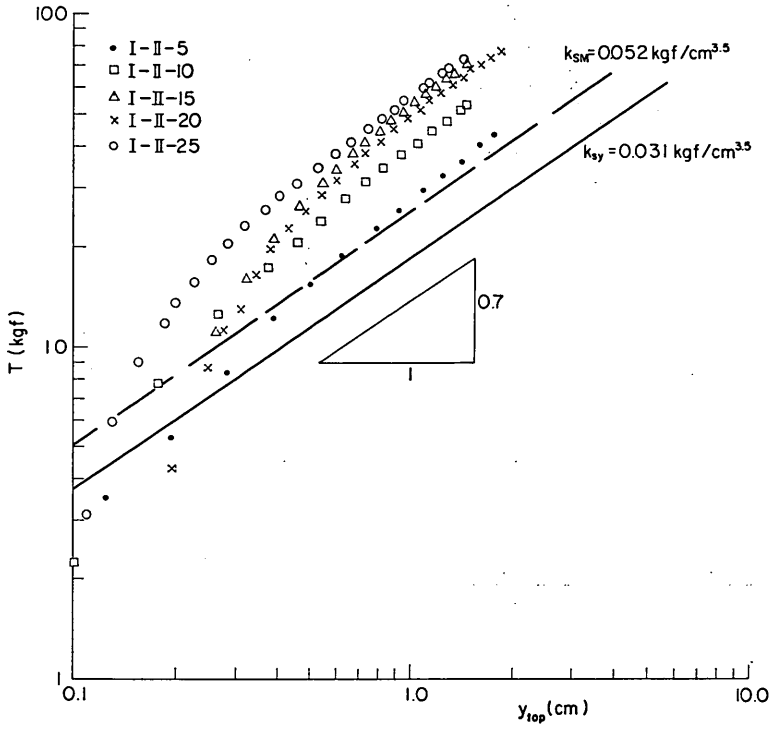


図-3.11 試験杭の  $T \sim y_{top}$  関係図 (ケース I-II シリーズ)

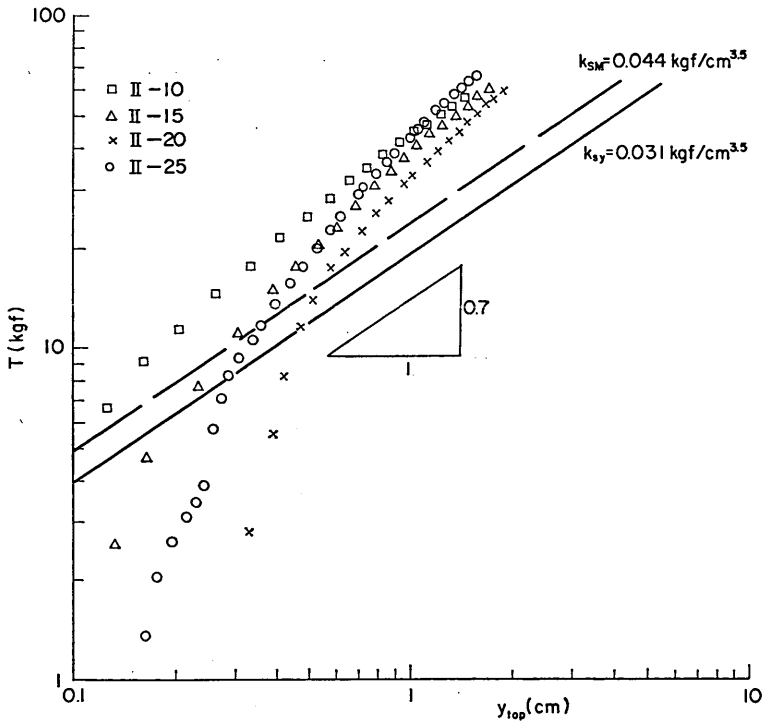


図-3.12 試験杭の  $T \sim y_{top}$  関係図 (ケース II シリーズ)

という傾向を示さない。

②  $\log T \sim \log y_{1.0}$  曲線の勾配に着目すると  $y_{1.0}$  が 0.1cm 程度の小さな状態から、おおむね一定の勾配を示しているものと、 $y_{1.0}$  が 0.4~0.5cm 程度以上にならないと、ほぼ一定の勾配にならないものに分けることができる。後者の代表的なものはケース I-I-25, I-II-15, I-II-20, ケース II-20, II-25 などである。

勾配がおおむね一定になった状態について着目する。S型地盤中の地上杭の  $\log T \sim \log y_{1.0}$  の理論曲線は 0.7 の勾配の直線となる。地中杭の勾配 (勾配はほぼ一定の範囲での) はこれに比較して大きいものもあれば、小さいものもあり、特に有意な傾向をみることはできない。

b)  $T \sim M_{max}$  関係

杭頭荷重  $T$  と杭に発生する最大曲げモーメント  $M_{max}$  (kgf-cm) の関係を両対数目盛で整理したものを図-3.13 ~ 図-3.15 に示す。なお、各図中には各シリーズのパイロット杭の実験結果から逆算した  $k_{sT}$  と  $k_{sM}$  のうち最大  $Q$  値と等しい S 型地盤の横抵抗常数をもつ、地表面杭の  $T \sim M_{max}$  理論曲線を併記してある。 $T \sim y_{1.0}$  関係と同様にこの理論曲線を地中杭である試験杭と対照する地上

杭の挙動と想定する。

① これらの図をみて、まず感ぜられるのは、図-3.10 ~ 図-3.12 の  $\log T \sim \log y_{1.0}$  の関係に比較して、はるかになめらかな、ほぼ直線に近い曲線を示していることである。地上杭の  $\log T \sim \log M_{max}$  の理論曲線は 7/8 の勾配の直線となる。その勾配と地中杭の  $\log T \sim \log M_{max}$  の実測値を比較すると土被りが 5 cm であるケース I-I-5, I-II-5 では、地上杭とほとんど同じ勾配を示す。しかし、土被りがさらに大きくなるとケース II-15 を例外として、7/8 よりもゆるい勾配を示すようになる。ケース I-I シリーズとケース I-II シリーズでは、最も緩い勾配で約 0.77 となっており、ケース II シリーズでは約 0.8 となっている。

② 同一の杭頭荷重  $T$  のとき発生する最大曲げモーメント  $M_{max}$  の値を比較すると地上杭に比較して地中杭がはるかに小さく、地中杭の横抵抗が地上杭のそれより大きいことを示している。そして、土被りの大きくなるほど、同一  $T$  に対する  $M_{max}$  が小さく、横抵抗が大きいことを示している。そして、ケース I-II シリーズのケース I-II-25 が土被り 20cm と 15cm のケースであるケース

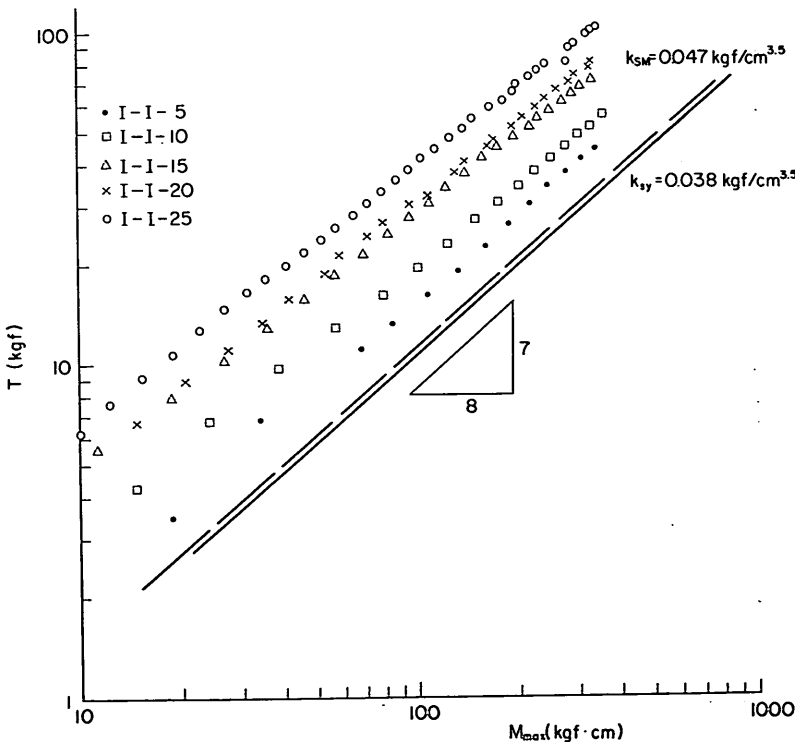


図-3.13 試験杭の  $T \sim M_{max}$  関係図 (ケース I-I シリーズ)



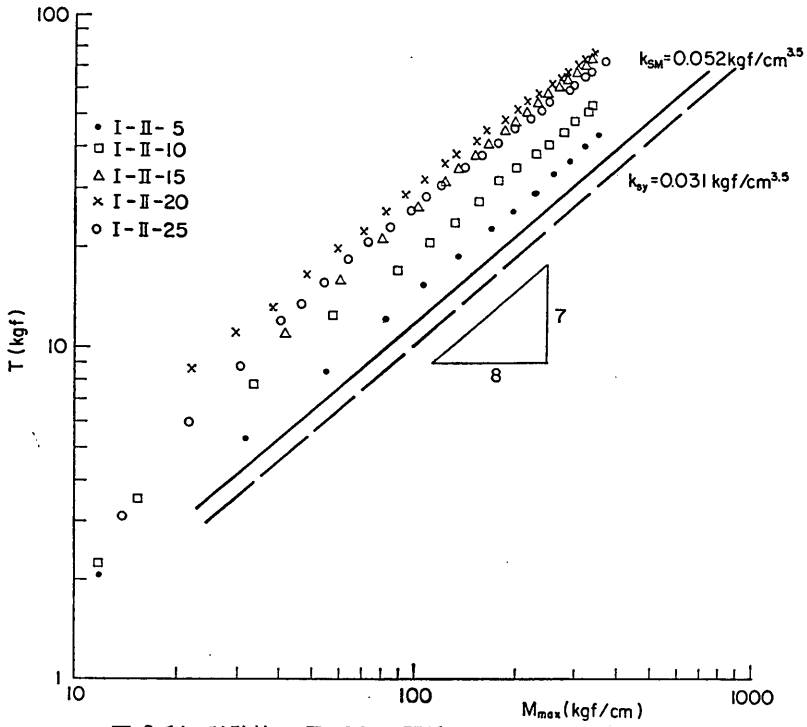


図-3.14 試験杭の  $T \sim M_{max}$  関係図 (ケース I-II シリーズ)

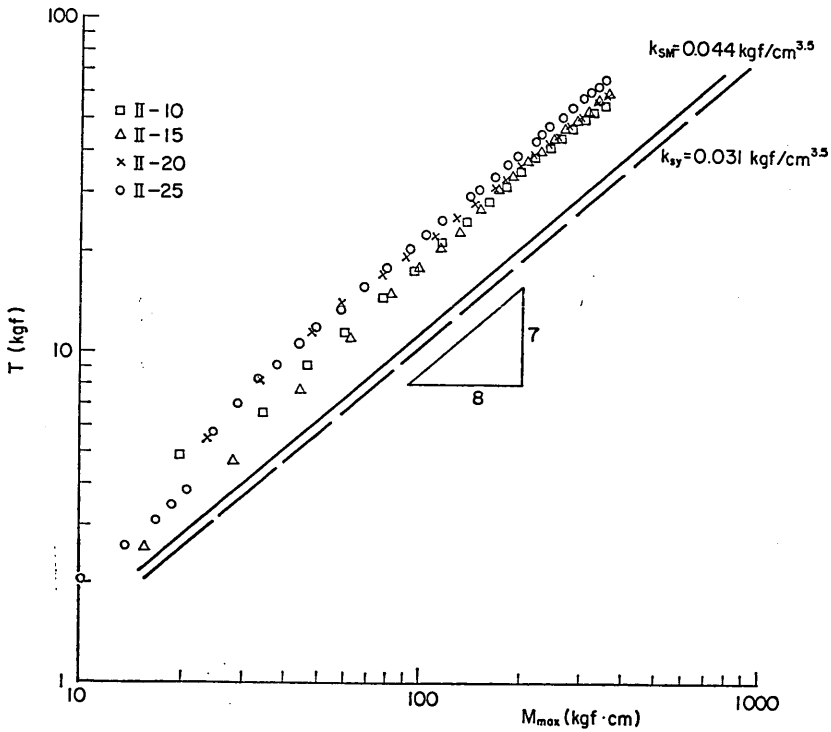
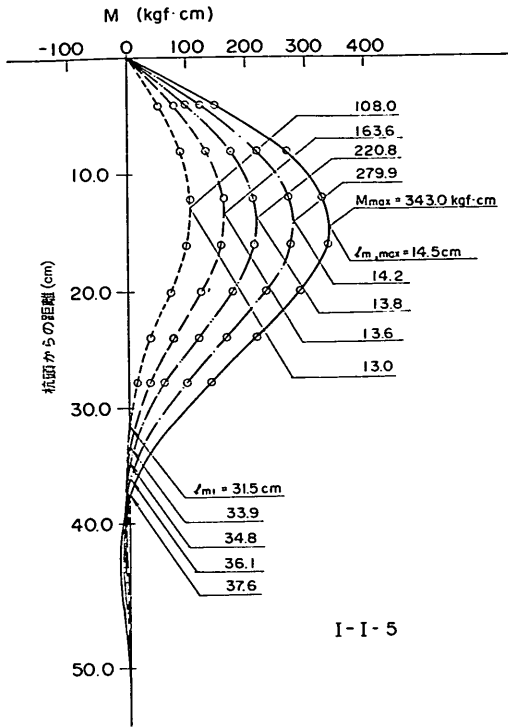
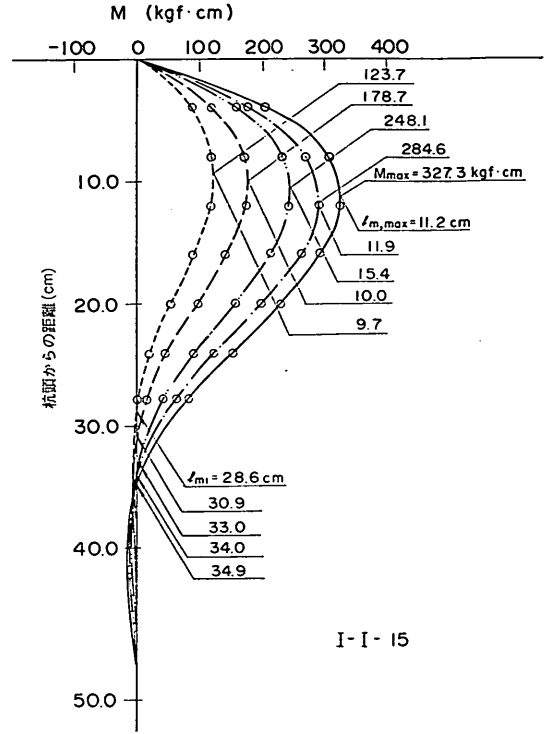


図-3.15 試験杭の  $T \sim M_{max}$  関係図 (ケース II シリーズ)

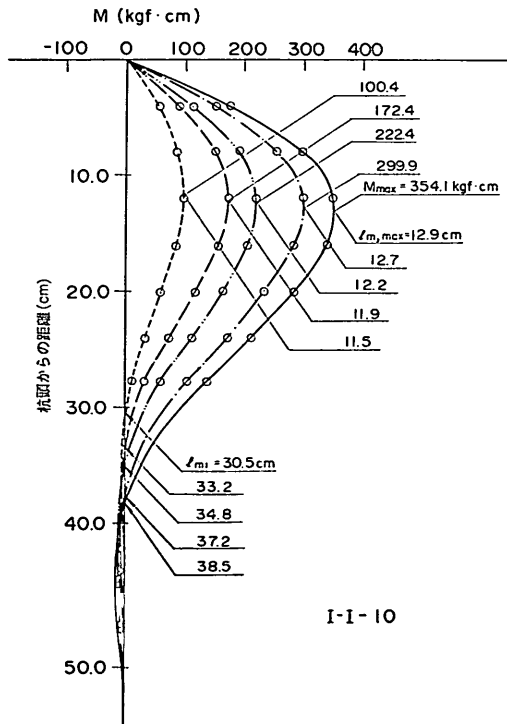
砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



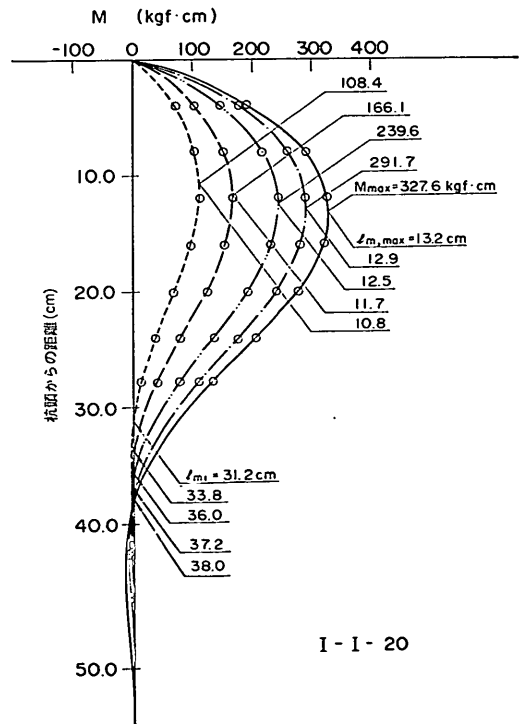
(a) ケース I-I-5



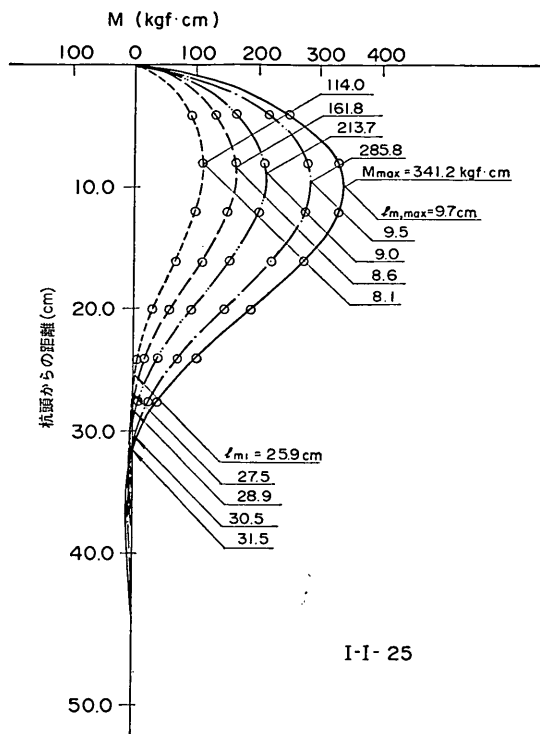
(c) ケース I-I-15



(b) ケース I-I-10



(d) ケース I-I-20



(e) ケース I-I-25

図-3.16 試験杭の曲げモーメント分布  
(ケース I-I シリーズ)

I-II-20, I-II-15より大きな $M_{max}$ になっていることと、ケースIIシリーズのケースII-15とII-20がほとんど差がないことが、わずかに例外となっている。

c) 曲げモーメントの分布

実測曲げモーメントの深さ方向の分布を整理した結果から、ケース I-I シリーズとケースIIシリーズについて図-3.16と図-3.17に例示する。曲げモーメントの実測値は、図-3.2中に示すストレングス取付点で示されているように、杭頭から 4 cm の点を最上部として、杭頭から 40 cm の範囲までは 4 cm 間隔で、それ以下は 5 cm 間隔の位置において取得されている。図-3.16と図-3.17に示した曲線は、曲げモーメントの実測値を後述される(pp. 112~113)多項式近似したものである。この近似度は極めて高いので、実測値はこの曲線上にきれいにのっている。また、近似した多項式から最大曲げモーメント発生位置の杭頭からの距離 $l_{m,max}$ と $M_{max}$ および、曲げモーメント第1ゼロ点の杭頭からの距離 $l_{m1}$ を計算した結果も同図中に示した。

なお、図示した最大の $M_{max}$ の発生しているステップは最大荷重時である。

図-3.16と図-3.17から、以下のことがわかる。

① 杭頭に作用する水平力が増え、最大曲げモーメントが増大するにしたがって、 $l_{m,max}$  および  $l_{m1}$  が変化して、増大する傾向があきらかにみられる。図-3.16(c)のケース I-I-15の第4ステップが第5ステップより大きな値を示している結果を、また図-3.17(d)のケース II-25の第3ステップにおける $l_{m,max}$ の値が、そのあとの第4, 第5ステップより大きくなっている結果を示しているが、これは上述の傾向を打ち消すほどのものではないと考える。むしろ、曲げモーメントの測定点の間隔が粗いことを考慮すれば、他のステップにおいて、 $l_{m,max}$  と  $l_{m1}$  の、変化がスムーズに変化している傾向が生じている結果が得られたことは、曲げモーメントの測定値の信頼性が高いことと、多項式近似の精度がよいことを示すものと判断すべきである。 $l_{m,max}$  と  $l_{m1}$  が変化するこの傾向は地上杭にみられる<sup>101)</sup>のと同じものである。

②  $l_{m,max}$  の変化と比較して、 $l_{m1}$  の変化の方が大きい。

③ 同程度の $M_{max}$ が発生している荷重ステップにおける $l_{m,max}$  および  $l_{m1}$  の値を各シリーズ内のケース間で比較してみる。ケース I-I シリーズをみると、ケース I-I-15を除外して考えると、土被り厚が大きくなるほど、同じ $M_{max}$ を生じているときの $l_{m,max}$  と  $l_{m1}$  が小さくなる傾向にある。ケース I-I-15のパイロット杭の $k_{sy}$ ,  $k_{sM}$  が大きいこと(表-3.1参照)、図-3.14をみるとケース I-I-15がケース I-I-20に接近していることなどを考えると、ケース I-I-15の地盤が、横抵抗の大きな地盤になっていたことが考えうる。したがって、ケース I-I シリーズ全体の傾向からみて、土被り厚が増すと $l_{m,max}$  と  $l_{m1}$  が小さくなるという傾向は一般的にはいえよう。

また、ケースIIシリーズについては、ケース I-I シリーズにみられるような、土被り増大に対応した $l_{m,max}$   $l_{m1}$  の変化の傾向は明確に出ていない。わずかに、ケース II-20の $l_{m1}$ が他の3ケースに比較して、小さくなっている傾向がみられる。

3.3 考 察

(1) 測定結果の信頼性

a) タイロッド張力

ロードセルによるタイロッド張力測定、本来の目的は杭頭に作用する水平力の把握にあることはいうまでもない。しかし、ケース I シリーズおよびケースIIシリーズのパイロット杭以外はすべて、ロードセルカップセルおよびタイロッドが実験地盤の砂に接しており、この影響

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

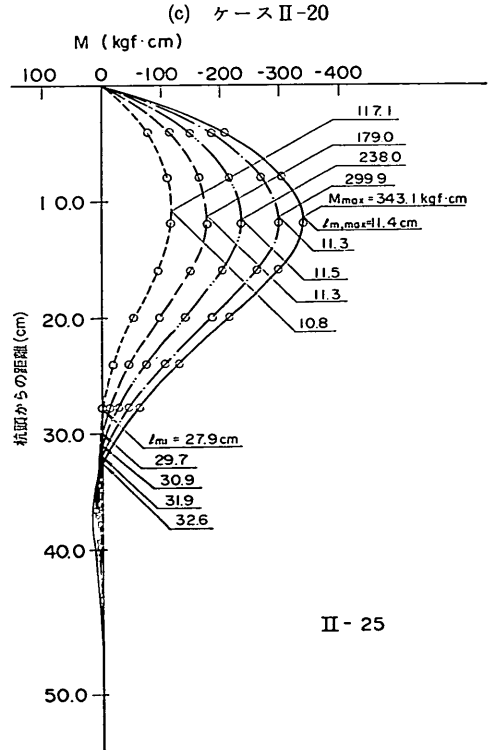
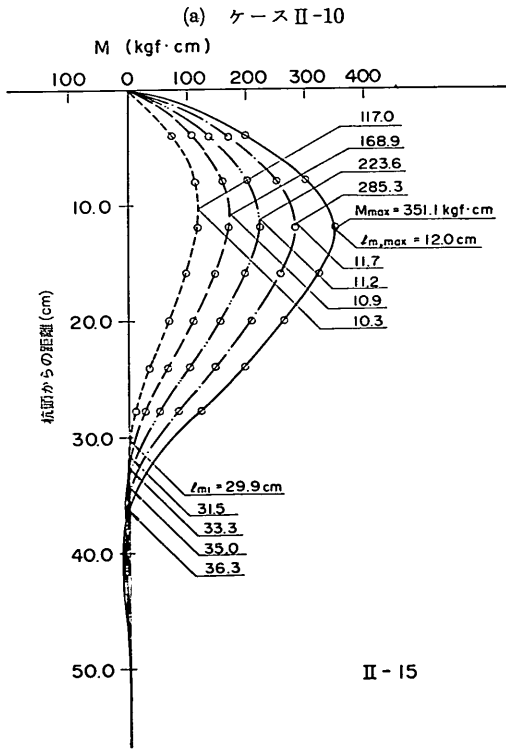
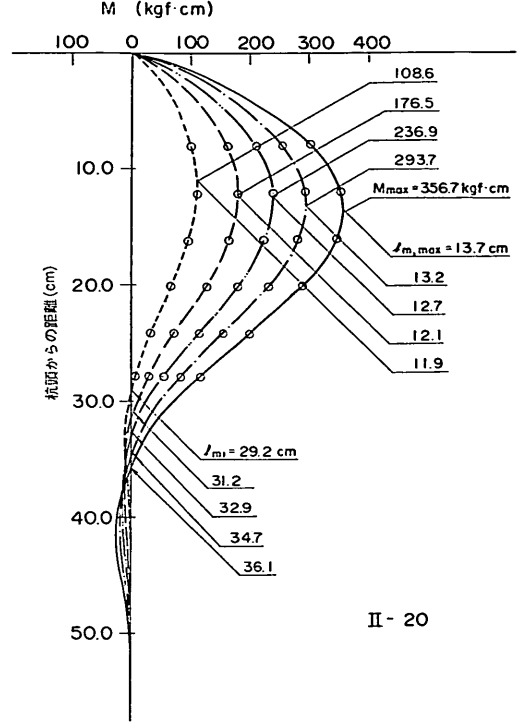
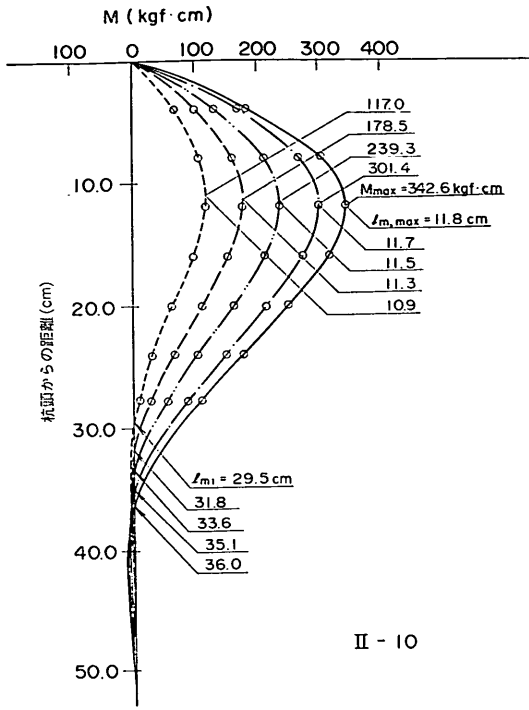


図-3.17 試験杭の曲げモーメント分布 (ケースIIシリーズ)

を無視することはできない。はじめにケース I シリーズの試験杭について考える。このケースでは、試験杭頭に取付けた Y 形鋼棒とロードセルカプセル部分に何らかの抵抗力が働き、ロードセルの測定値からそれらの抵抗力の値を差引いたものが、実際に有効な、杭頭に作用する水平力  $T$  であると考えなければならない。これらの抵抗力のメカニズムについては正確に考察することはできないが、鋼棒やロードセルカプセルの周面に作用する砂との間の摩擦力が主体であると想定し、仮に摩擦抵抗力と称することにする。この摩擦抵抗力のオーダー的な値をおさえるために、次のような実験を行った。すなわち、ケース I シリーズの試験杭の杭頭のボールベアリングに溶接して取付けてある Y 型鋼棒と同一の Y 型鋼棒を製作し、これにロードセルカプセルを取付け、さらにタイロ

ッドを接続したものを実験地盤中に埋めこみ、これを引張り载荷した。いいかえればケース I シリーズの試験杭と同様のタイロッド形式で試験杭がない状態の载荷試験である。タイロッドの埋設深さは試験杭の土被り厚と同じものを取り、5, 10, 15, 20, 25cm の 5 種類である。载荷方法は、模型杭の载荷と同一であるが、各ステップの増加荷重を小さくするため、小さな重錘を用いた。なお、タイロッドの変位は測定していない。実験地盤の作成は 2 回行い、おのおのに土被り 5, 15, 25cm の 3 種類と、土被り 10, 20cm の 2 種類の状態のタイロッド等を同時に埋込み、载荷は 1 種類ずつ行った。各実験地盤の単位体積重量は  $\gamma = 1.477 \times 10^{-3}, 1.471 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^3$ 、間げき比  $e$  は、0.798, 0.805 であった。

実験結果を図-3.18 に示す。縦軸は载荷重（载荷した重錘の重量）で、横軸はロードセルの検出値である。载荷重がある値に達してはじめてロードセルに力が作用することがわかる。そのおもな原因はロードセルと载荷壁の間のタイロッド部分における摩擦抵抗によるものと考えられる。そして、その値が相当に大きなものであることがわかる。荷重をさらに加えていくと载荷重の増加とともにロードセルの検出値が増して行く、その勾配は  $d=25\text{cm}$  のときはおおむね 1 : 0.8,  $d=10, 15, 20\text{cm}$  では、おおむね 1 : 1 である。プロットしてある最終荷重の状態が、タイロッドがすべり出した限界状態である。この最終時のロードセルの検出値がロードセルカプセルと Y 型鋼棒に作用する極限の摩擦抵抗である。そこ

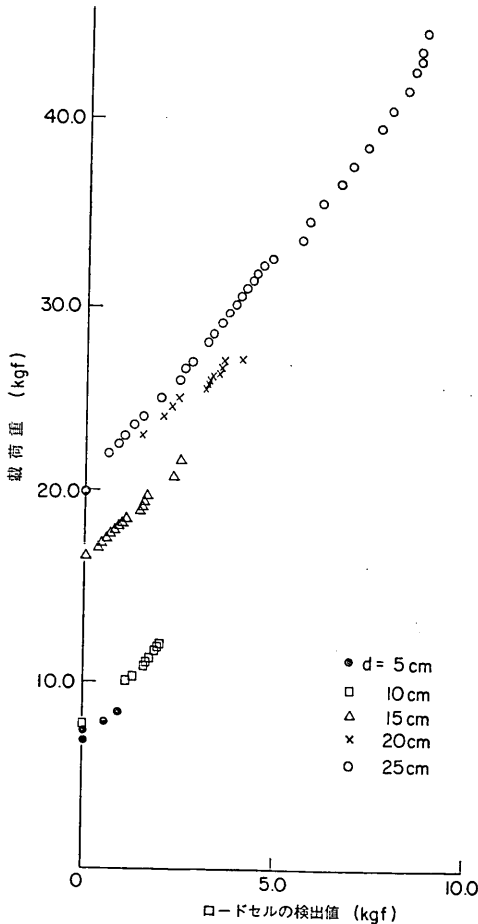


図-3.18 摩擦抵抗測定実験における载荷重とロードセルの検出値

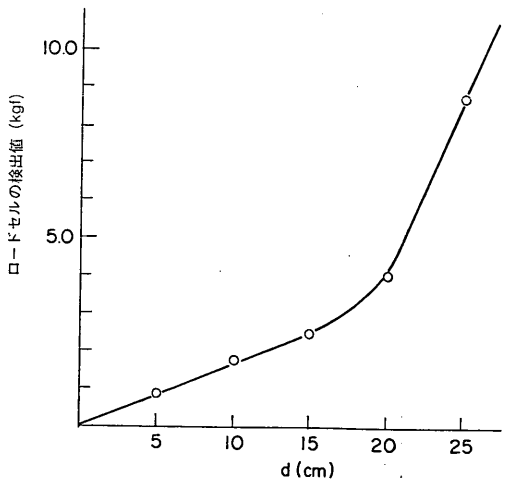


図-3.19 摩擦抵抗測定実験における土被り厚と終局時のロードセル検出値

でこのロードセルの検出値を摩擦抵抗として土被り厚で整理すると図-3.19となる。図-3.19中の摩擦抵抗の値は、タイロッドが完全に動き出した極限の状態のものであるのに対して、実際の試験杭では極限以前の状態にあるためこれよりも小さな値である可能性がある。一方、図-3.19中の摩擦抵抗の値は、杭の載荷試験中とは違って地盤に杭面から伝達された力が作用していない、いわば静止土圧に近い状態での地中応力が、Y形鋼棒やロードセルカプセルに作用している時の摩擦抵抗と考えることができる。試験杭の載荷試験中は、試験杭の前面地盤中の応力は、地盤反力によって非常に大きな値に達しているため、その点では図に示すより大きな摩擦抵抗を生じている可能性もある。いづれにしても、図-3.19は実際の試験杭の場合の値を示すものではなく、その目安と与えるものと考えべきである。このような、オーダーの摩擦力は試験杭におけるロードセルの検出値に比較すると無視しえないものである。したがって、ロードセルの検出値をそのまま杭頭に作用する水平力 $T$ と考えて考察をすすめることには問題がある。

ケースIIIシリーズのパイロット杭の場合には、Y形鋼棒とロードセルカプセルが完全に埋まっている場合でなく、また地表面近くの地中応力の値は大きなものとなっていないのでさほど大きな摩擦力が働かないと推測することができる。

次にケースIIシリーズの試験杭のタイロッド形式2の場合はロードセルカプセルが直接杭頭に連結されているので、ケースIシリーズの試験杭の場合のY形鋼棒による摩擦抵抗分がないため、相対的には小さな摩擦抵抗になっているものと推測される。また、ロードセルが杭前面中央に存在するケースIの場合には杭頭付近の砂が上方に変位しようとするのをさまたげるのに対してケースIIの場合は、そのような効果がすくないと推測されるので、ロードセルカプセルに作用する土圧の値もケースIの場合より、ずいぶん小さく、したがって摩擦抵抗も小さいものと推測することができる。しかし、いづれにしても、今後の考察にあたってはロードセルの検定値をそのまま杭頭に作用する水平力と考えることは適当ではない。

#### b) タイロッドの変位

変位測定用治具に変位計のセンサーを接触させて測定したタイロッドの変位は、杭頭の水平変位をとらえるためのものである。杭頭の水平変位を測定するには、地表面上に突出している杭の試験では、通常、杭頭で直接変位を測定することが多く、この場合の精度は極めて高い。しかし、今回の地中杭のような場合には直接杭頭の

変位測定することは困難であるため、タイロッド端の水平変位の測定を行ったものである。

タイロッド変位測定における誤差の生じる要因をあげると、①タイロッドの伸び、②タイロッドのたわみ。③変位測定用治具の回転、④ロードセルカプセルの遊び、⑤タイロッドの長さ調整用のターンバックルの遊び——などが考えられる。

タイロッドの伸びについては、タイロッド断面に一樣な100kgfの引張力が生じているときの伸びを試算すると0.019cmとなり、この程度の伸びは杭頭変位の2%以下となるので実質上無視できる。

タイロッドのたわみについては、糸で吊り下げる防止対策を施しているので大きくないが、仮に長さ120cmのタイロッドの中央で1cm程度下がった状態にあり、タイロッド張力が作用した後にたわみ0にもどったとすると約0.02cmの水平変位となる。

変位測定用治具の回転による変位測定誤差は、変位計のセンサーが変位測定用治具のはじの方に接触しているためタイロッドの延長上になく、タイロッド延長上の点から、約6.5cmの距離はなれた点にある。そのため変位測定用治具が回転すると、タイロッドの変位測定に誤差が生じることになる。その誤差の程度は角度で1~2°回転すると0.11~0.23cm生じることになる。このような回転の生じないように注意して、変位測定治具をささえる摩擦除去台および鋼製ワイヤーを通す滑車の位置のセットを行ったが、実際に回転が生じなかったかどうかを計測によって確認することはしなかった。

ロードセルカプセルは、両端のタイロッドが引張られるときに、内蔵されたロードセルに圧縮力を伝える構造になっており、逆に両端を押しつけると、最大0.2cm程度の遊びが生じるような構造になっている。模型杭の組立時にはタイロッド張力が約0.4kgfとなるように軽くタイロッドを引張り、ロードセルカプセルの遊びをなくするように配慮している。しかし、0.4kgfという力は大きなものではなく、地盤づくりの過程で模型杭の支保工を除去し、地盤づくりを行う過程で杭やタイロッドあるいはロードセルに作用する力によって、ロードセルカプセルに遊びが生じる可能性がある。実際に遊びが生じていたかどうかは確認されていない。

タイロッドの途中には、タイロッドの長さを調整するために、ターンバックが取り付けられている。このターンバックは長く使いこんだもので精密なものではない。そのため若干の遊びがあるものの、大きなものではない。また地盤づくりや、載荷試験にねじがゆるむという可能性は少ないと思われる。

以上、各要因について述べたが、どの要因についてもそれによって、測定誤差が生じたかどうか確認されていないので、それらの要因が複合して生じる可能性のある誤差の程度については、推定ができない。ただ、大きな誤差が入ってくるとすれば、変位測定治具の回転とロードセルカプセルの遊びによる可能性が高い。ところで、いずれの要因も、測定したタイロッドの変位を杭の水平変位とみなすには、杭の水平変位を過大に見積もることになるものばかりである。したがって、タイロッドの変位の測定値を杭頭の水平変位  $y_{top}$  とそのまま考えることは問題をふくんだものと言えよう。図-3.10～図-3.12において、実験の初期において、小さな荷重の範囲で、大きな変位が生じているケースが散見されることは、このことを裏づけるように感じられる。

c) 曲げモーメント

最後に杭に発生する曲げひずみ測定値によって得られる杭の曲げモーメントについて考える。全実験ケースを通じて、試験杭、パイロット杭ともに、ストレングージのトラブルは、試験杭の No.17 の 1 箇所を除いて発生しなかった。そして、試験杭の曲げモーメント実測値を示した図-3.16、図-3.17の各図および、後出するパイロット杭の曲げモーメント実測値を示した図-3.36をみると、滑らかな分布を示しており、特異と感じられる点がないことなどから、曲げモーメントについては極めてよいデータ取得ができたと判断される。試験杭の  $T \sim M_{max}$  関係(図-3.14～図-3.16)についてみると、どの実験ケースについても類似の傾向を示す曲線群となっており、 $T \sim y_{top}$  関係(図-3.10～図-3.13)のように特異なものもみられない。これも、曲げモーメントについて良好なデータが得られたことを傍証するものと思われる。したがって a) b) で述べた内容とあわせて考えると、今回の実測データで最も信頼できるのは曲げモーメントであるといえる。(2)においては、このことを念頭においた考察を行う。

(2) 曲げモーメント実測値による地盤反力特性の推定

a) 杭の水平変位と横方向地盤反力の推定

(1)ですでに述べたように今回の測定項目で最も信頼できると判断される杭に発生する曲げモーメントの実測値をもとに杭の水平変位と地盤反力の関係の推定を試みる。

杭にはりの理論を適用すると次式が成立する。

$$M = -EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.1)$$

$EI$ : 杭の曲げ剛性(kgf・cm<sup>2</sup>)

$x$ : 地表面からの深さ(cm)

$y$ : 深さ  $x$  における杭の水平変位(cm)

$M$ : 深さ  $x$  における杭の曲げモーメント (kgf・cm)

したがって、微分することによって次式を得る。

$$S = \frac{dM}{dx} = -EI \frac{d^3y}{dx^3} \quad (3.2)$$

$$P = \frac{dS}{dx} = -EI \frac{d^4y}{dx^4} \quad (3.3)$$

ここに、

$S$ : 深さ  $x$  における杭のせん断力(kgf)

$P$ : 深さ  $x$  における杭の単位長さ当りの地盤反力(kgf/cm),  $P = pB$

$p$ : 深さ  $x$  における杭の単位面積当りの地盤反力(kgf/cm<sup>2</sup>)

$B$ : 杭幅(cm)

また、積分することにより次式を得る。

$$i = \frac{dy}{dx} = \int \left( -\frac{M}{EI} \right) dx \quad (3.4)$$

$$y = \int \int \left( -\frac{M}{EI} dx \right) dx \quad (3.5)$$

ここに、

$i$ : 深さ  $x$  における杭のたわみ角(ラジアン)

ここで、実測の  $M$  をもとに式(3.3)による地盤反力  $P$  と式(3.5)による杭の変位を計算して両者の関係を推定することとする。

この計算には、基礎工研究室所有のプログラム INCL-L を用いた。このプログラムは、実測した曲げモーメントの分布を多項式で近似して、この多項式を 1 回、2 回と微分、1 回、2 回と積分することによって  $S$ 、 $P$  と  $i$ 、 $y$  を計算するものである。

多項式の次数は 4 次から 13 次までの間で最もよい近似度のものを 3 つ選定し、そのなかから杭頭曲げモーメントが 0 に最も近いものを選定した。積分に必要な境界条件は、杭下端でのたわみ角と変位が 0 という条件である。

その結果、得られた  $P$  を  $Bx$  で除した値  $P/Bx (= p/x)$  と、 $y$  の関係を両対数グラフで整理したものを図-3.20 に例示す。同図はケース I-I-25 の結果である。図中には、 $x = 25, 29, 33, 37, 41$ cm の点、すなわち、杭頭からの距離が 0, 4, 8, 12, 16cm の点しかプロットしていないが、これは、これより深い位置では  $y$  と  $P$  の値が小さくなり精度が極端に低下するためである。図-3.20 の各ステップは多項式の相関係数が 0.989 以上になっているものばかりであるが、 $p/x \sim y$  の関係は非常にばらついており、大局的にみて右上りの関係があるという特徴しかわからない。そこで、相関係数が 0.999 以上のも

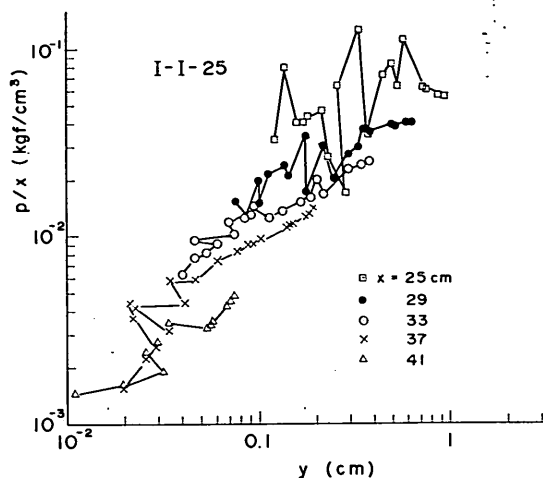


図-3.20  $p/x \sim y$  関係図 (INCL-L)

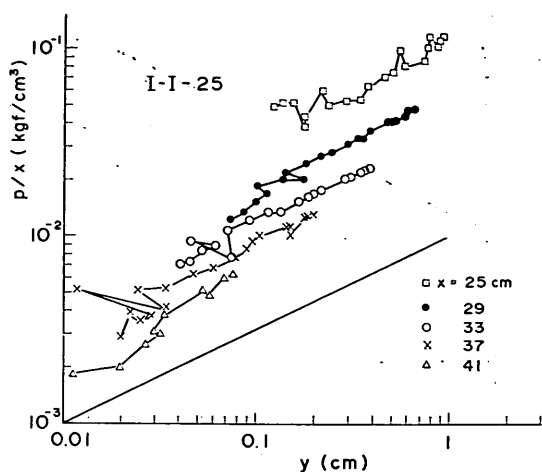


図-3.22  $p/x \sim y$  関係図 (INCL-L の  $y$  と CHAM による  $p$ )

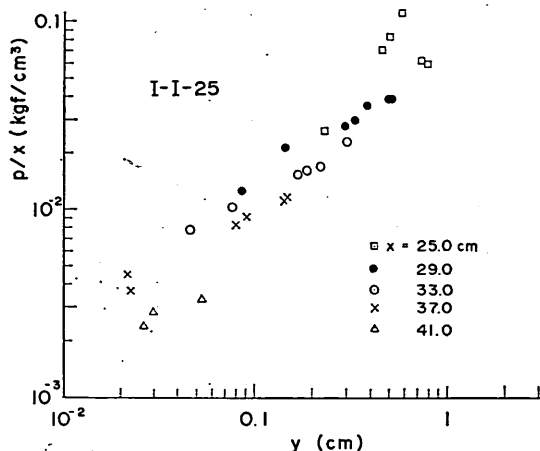


図-3.21  $p/x \sim y$  関係図 (INCL-L の高近似度分)

のだけをぬき出したのが、図-3.21である。この図では、データの数は少ないものの、各深さの  $p/x$  と  $y$  は、図上ではほぼ直線に近い関係を呈しているように見える。

しかし、これだけでは明瞭に  $p/x \sim y$  の関係を見出すことは困難である。図-3.20 の  $p/x \sim y$  関係が非常にばらつく大きな理由は 2 回微分して求める  $P$  の値が  $M$  の勾配、 $M$  をさらに微分した  $S$  の勾配の微妙な差で大きく変化することにあることは容易に推測できる。INCL-L では  $i$ 、 $y$  を計算するための境界条件を杭の最下端で与えるために、杭の全長について  $M$  を近似する多項式をもとめている。そのため、高次の多項式になる傾向があ

り、その結果、杭の上部付近では微妙な凹凸をもつ多項式となり、それが  $P$  の計算に悪い影響を与えていることが考えられる。

そこで、杭の上部の曲げモーメントのゼロ点付近より上の実測の  $M$  だけ (測定位置 No. 1~No. 8) を近似する 4 次~8 次の多項式をもとめ、この多項式を微分して、 $S$ 、 $P$  を計算した。用いたプログラム名は CHAM という。この計算で、近似多項式を選定するにあたっては、 $P$  の深さ方向の分布がスムーズで、 $P$  が杭頭で負にならないものなかで、杭頭のせん断力が杭頭荷重に最も近いものを探った。図-3.22 は、こうして CHAM によって計算した  $p/x$  と INCL-L によって計算した  $y$  の関係をプロットしたものである。同図をみると、比較的ばらつきの少ない  $p/x \sim y$  関係を示している。そして、図-3.21 に示した INCL-L による高近似分の  $p/x \sim y$  関係と近い関係にあることがわかる。

以上の結果をふまえて、INCL-L によって計算した  $y$  と、CHAM によって計算した、 $P$  をもとに  $p/x \sim y$  の関係を実験杭すべてについて計算した。結果を図-3.23~図-3.25 に示す。また、地上杭についても同様の方法で実測の  $M$  をもとに、 $y$  と  $P$  を計算した。ただ、地上杭の場合、杭の地上長のある場合はその間のモーメント分布は直線的に変化するが、これを、多項式で近似する今回の方法ではよい計算結果が得られないので、突出長のないケース III シリーズの 2 ケースについてのみ計算し、図-3.26 に示した。

b) 地中杭の横方向地盤反力特性



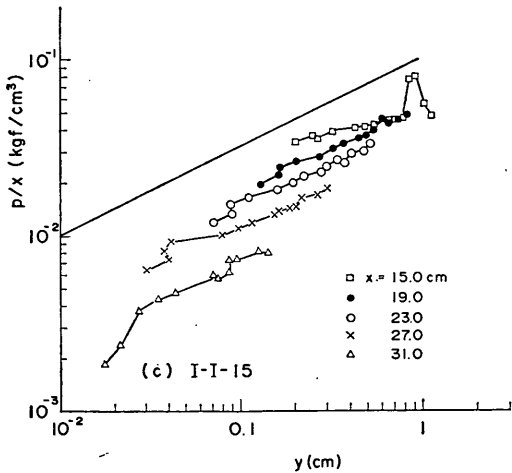
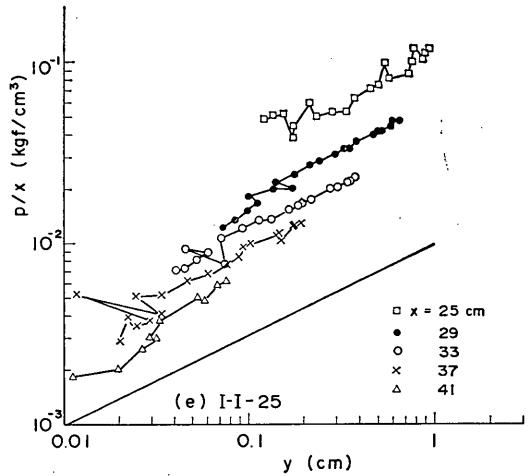
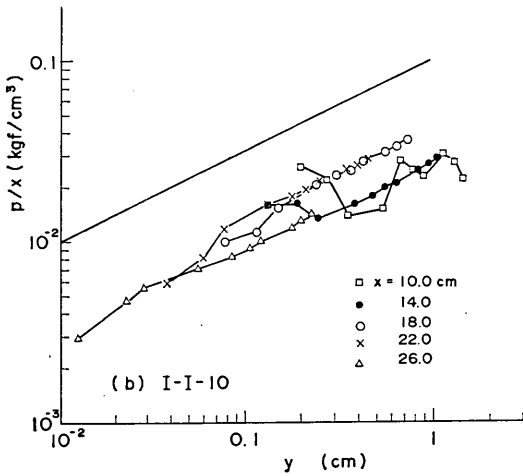
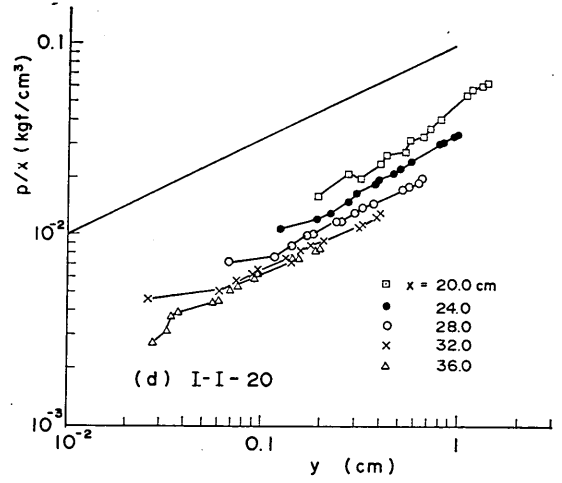
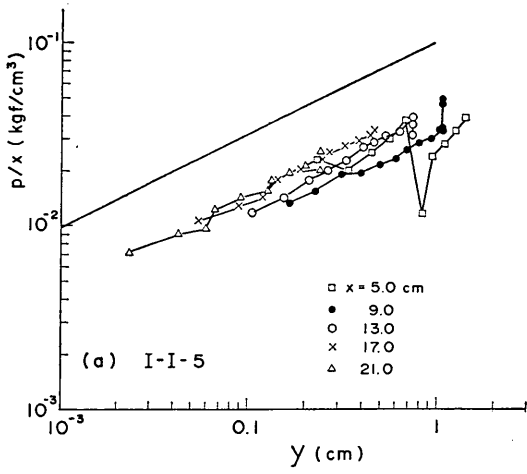


図-3.23  $p/x \sim y$  関係図 (ケース I-I シリーズ)

図-3.23～図-3.25の各図に示した  $p/x \sim y$  の関係から以下のことがわかる。

① 各ケース毎にみると、ほとんどの場合1測定点、まれに2測定点の  $\log p/x \sim \log y$  関係が凹凸がはげしく、ばらつくのがみられるが、他はほとんど1直線のうえののっているともよい程度になっている。凹凸がはげしくて直線性を示さない測定点はほとんどが杭頭の点か、杭頭から16cmの点である。杭頭の点の場合は  $M$  の分布形の杭頭部の傾きが非常に大きいため、わずかな分布形のちがいで大きく  $S$  や  $P$  がちがってくるということから、不安定な計算結果になりやすい本来の特徴をもっている。また、杭頭から16cmの点では、 $y$

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

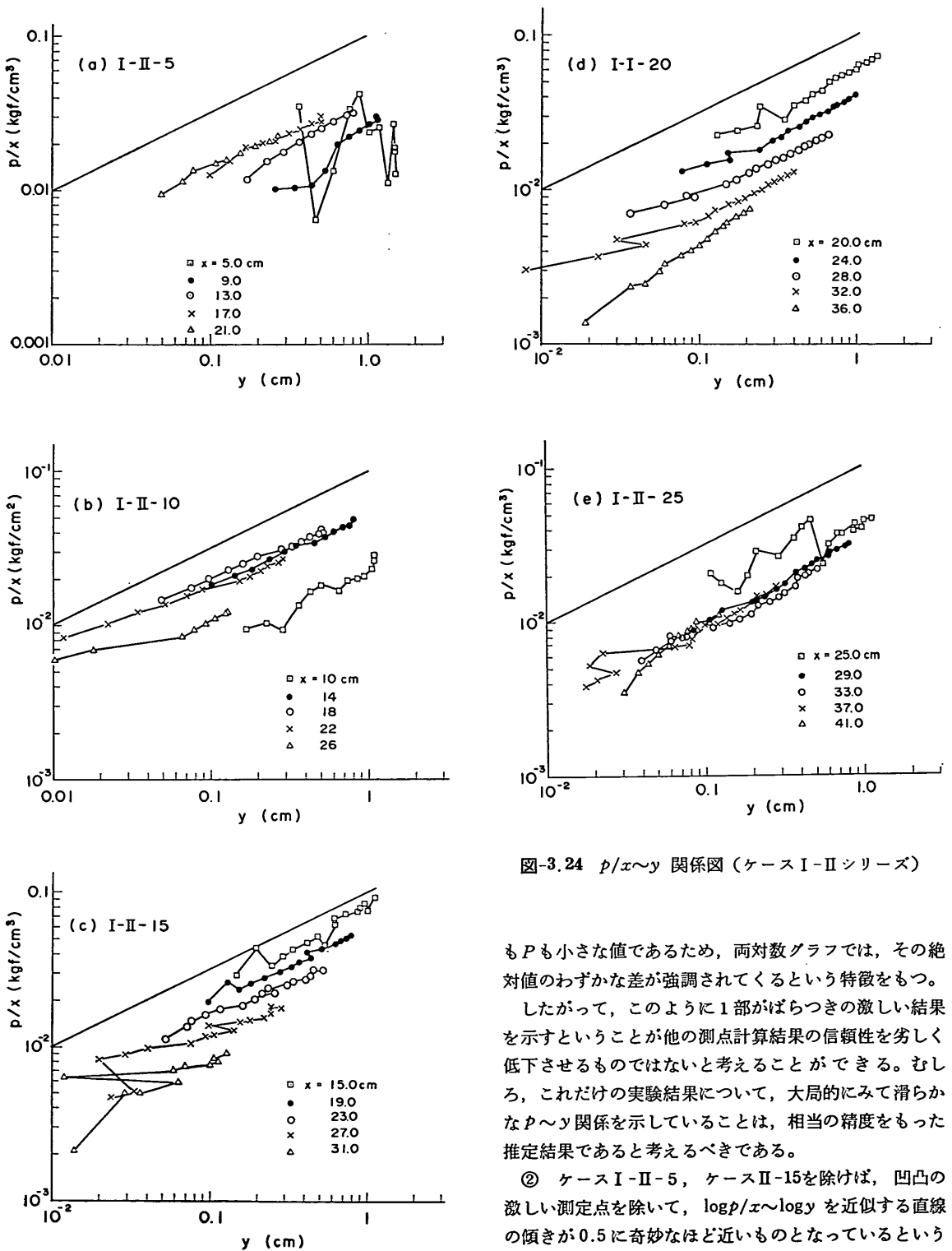


図-3.24  $p/x \sim y$  関係図 (ケース I-II シリーズ)

も  $P$  も小さな値であるため、両対数グラフでは、その絶対値のわずかな差が強調されてくるという特徴をもつ。

したがって、このように1部がばらつき激しい結果を示すということが他の測点計算結果の信頼性を劣しく低下させるものではないと考えることができる。むしろ、これだけの実験結果について、大局的にみて滑らかな  $p \sim y$  関係を示していることは、相当の精度をもった推定結果であると考えべきである。

② ケース I-II-5、ケース II-15を除けば、凹凸の激しい測定点を除いて、 $\log p/x \sim \log y$  を近似する直線の傾きが0.5に奇妙なほど近いものとなっているという点が、大きく目だった特徴である。

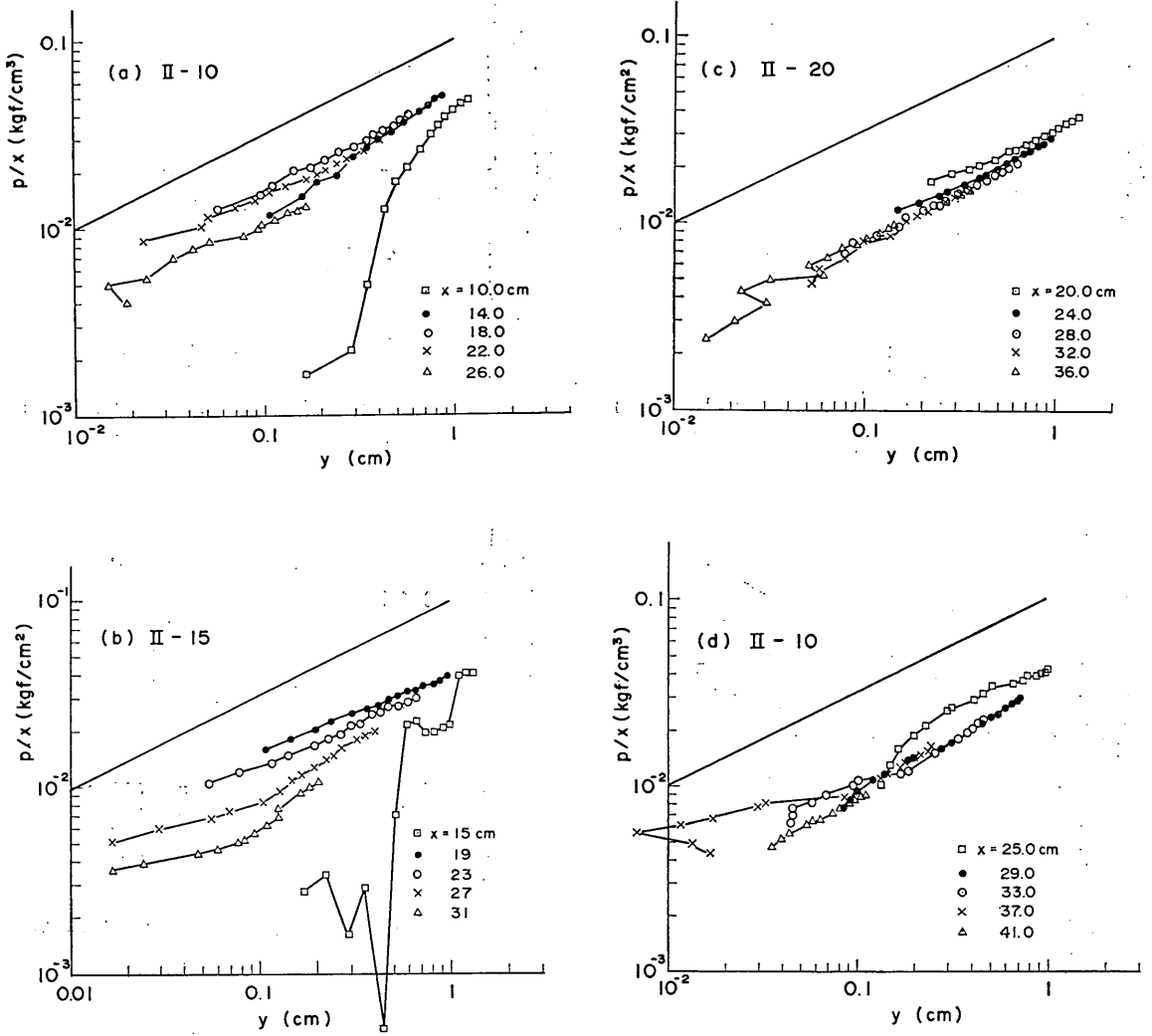


図-3.25  $p/x \sim y$  関係図 (ケースIIシリーズ)

以上のことから、すくなくとも杭頭から 16cm の深さの範囲では  $\log p/x \sim \log y$  の関係は勾配が 0.5 という関係を有すると判断することができる。つまり、次式が成立することになる。

$$p/x = k_p(x)y^{0.5} \quad (3.6)$$

ここに、

$k_p(x)$ : 深さ  $x$  における  $p/x$  と  $y$  の関係をあらわす係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^{3.5}$ )

ここで、 $K(x) = k_p(x) \cdot x$  とおいて式(3.6)を変形して次式を得る。

$$p = K(x)y^{0.5} \quad (3.7)$$

ここに、

$K(x)$ : 深さ  $x$  における杭の変位と地盤反力の関係をあらわす係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^{2.5}$ )

そこで、各実験ケースごとに  $K(x)$  をもとめて、深さ方向に整理してみる。具体的には図-3.23~図-3.24の各図において、各ケースの各測点ごとに、 $\log p/x \sim \log y$  を近似する勾配 0.5 の直線をもとめることにより  $k_p(x)$  を得る。そして  $K(x) = k_p(x) \cdot x$  の関係式から  $K(x)$  を計算する。その結果を図-3.27 に示す。  $K(x)$  の大きさ

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

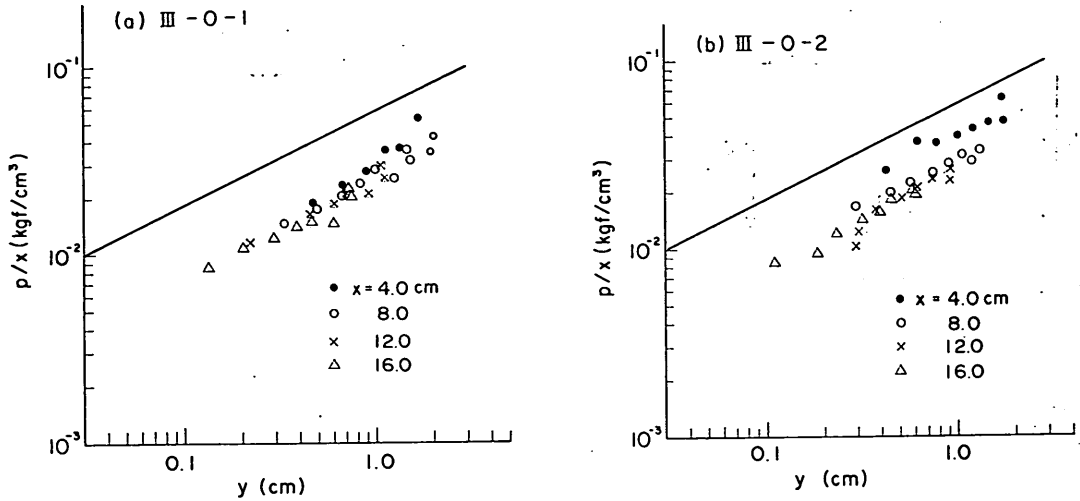


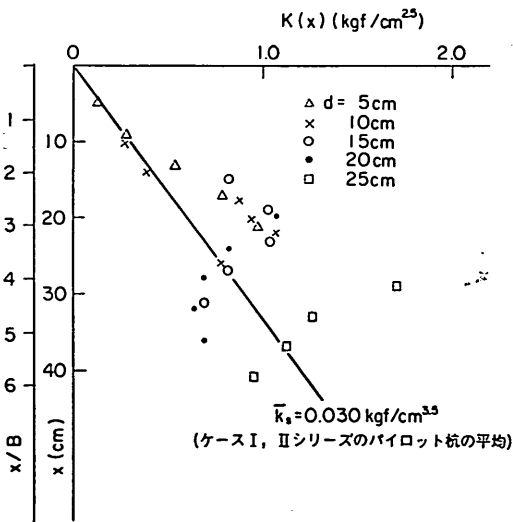
図-3.26  $p/x \sim y$  関係図 (ケースIIIシリーズ, パイロット杭)

や深さ方向の分布に対する考察はさておき、このようにして、曲げモーメントの実測値から推定した  $p/x$  と  $y$  の関係から導いた式 (3.7) が成立するとした場合、実際の試験杭の挙動がうまく説明できるかどうか検討することによって式 (3.7) の関係があるとした妥当性を調べる。

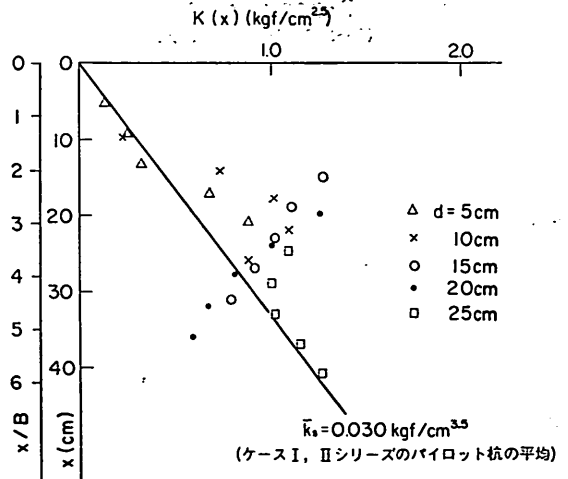
その場合の  $K(x)$  は、当然、式 (3.7) を前提として求めた 図-3.27 を用いなければならないが、 $K(x)$  が連続的にもとめられていない。そこで具体的な  $K(x)$  の分布

の設定を次のように行った。各ケースについて、図-3.27 に得られている各深度における  $K(x)$  を直線で結び、杭頭から16cm以降は、地表面で  $K(x)=0$  となるような直線と仮定した (図-3.29参照)。なお、杭頭から16cm以深は一定とおいた計算結果との差については事前に数ケースを比較したが、両者の間にはほとんど差がなかった (図-3.29参照)。

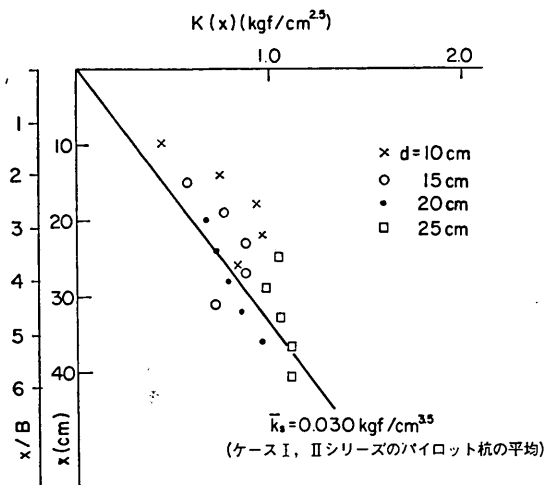
このように設定した  $K(x)$  をもとに下記に示す杭の横



(a) ケースI-Iシリーズ



(b) ケースI-IIシリーズ



(c) ケースIIシリーズ  
 図-3.27 試験杭の  $K(x)$  の分布

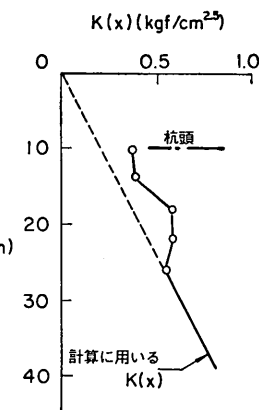


図-3.29  $K(x)$  の設定

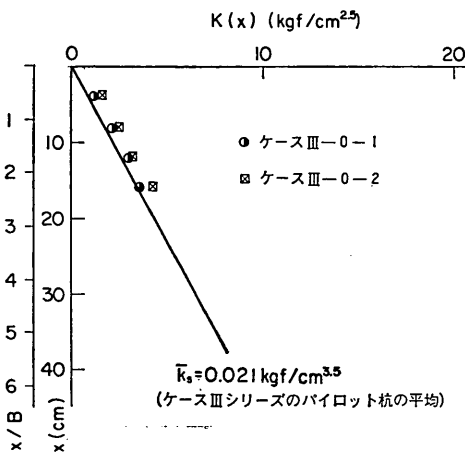


図-3.28 パイロット杭の  $K(x)$  の分布  
 (ケースIIIシリーズ)

抵抗の基本式を解く。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -P = -pB \quad (2.5')$$

$$p = K(x)y^{0.5} \quad (3.7)$$

上式を解くにあたって解析的に解くことは困難であるので、基礎工研究室所有の KAZUKO-3 によって、数値計算を行った。

この数値計算プログラムに用いられた杭のモデルは、杭を  $n$  個の支点でささえられる連続ばりにおきかえ、各支点は支点番号  $i$  に対応した支点反力  $R_i$  と支点の変位  $y_i$  の間に  $R_i = K_i y_i^{0.5}$  という非線形な関係をもつばねに

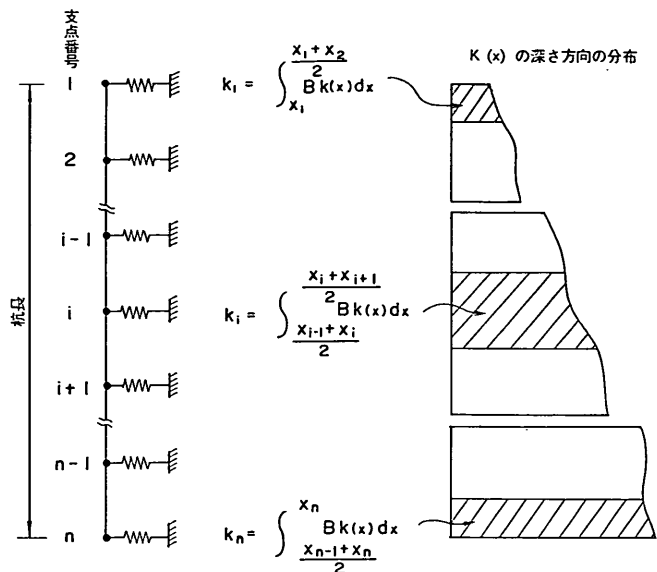
よってささえられているとするものである。ここで、 $K_i$  は (支点バネ定数と称する) 図-3.30 に示すように、支点  $i$  の両側の支間中央の 2 点間について、 $BK(x)$  を積分した値をとる。このようなモデルによって、くり返し計算で逐次近似して、収束させるものである。このプログラムを用いた計算の精度は杭の分割数に依存するが、港研方式の S 型地盤の場合について、本プログラムで  $K(x) = k_s x$  とおいて計算した結果と基準曲線を用いて計算した結果と比較検討し、杭の分割法と精度との関係を把握したうえで、本計算に用いる杭の分割を決定している。

実験の最大荷重時について式 (3.7) の関係式があるとして計算した結果と実測値を比較した結果を表-3.2 にまとめた。ケース I-I シリーズとケース II シリーズは 図-3.31、図-3.32 にも示す。

同図中に実線で示したのが、KAZUKO-3 を用いて計算した結果である。実測の曲げモーメントから INCL-L で計算した  $y$  と  $i$ 、および曲げモーメントの実測値から CHAM で計算した  $S$  と  $\rho$  が図中に ●印でプロットしてある。実測の杭頭水平変位  $y_{top}$  (タイロッドの水平変位) は ○印でプロットしてある。また、実測の杭頭に作用する水平力  $T$  は符号をかえ、 $S$  とともに ●印でプロットしてある。

まず、はじめにケース II シリーズの 図-3.32 についてみると、曲げモーメントの分布形、 $M_{max}$  ともに実測と計算値が非常によく一致している。しかし、 $y_{top}$  は計算値と実測値と 0.2~0.5cm 程度異っている。杭頭におけるせん断力の計算値と、杭頭の水平荷重  $T$  の絶対値を比較すると、前者が少なくなっている傾向がみられる。これは、KAZUKO-3 の数値のなかみが、節点ばねをもった連続梁におきかえているために生じるもので、杭頭付

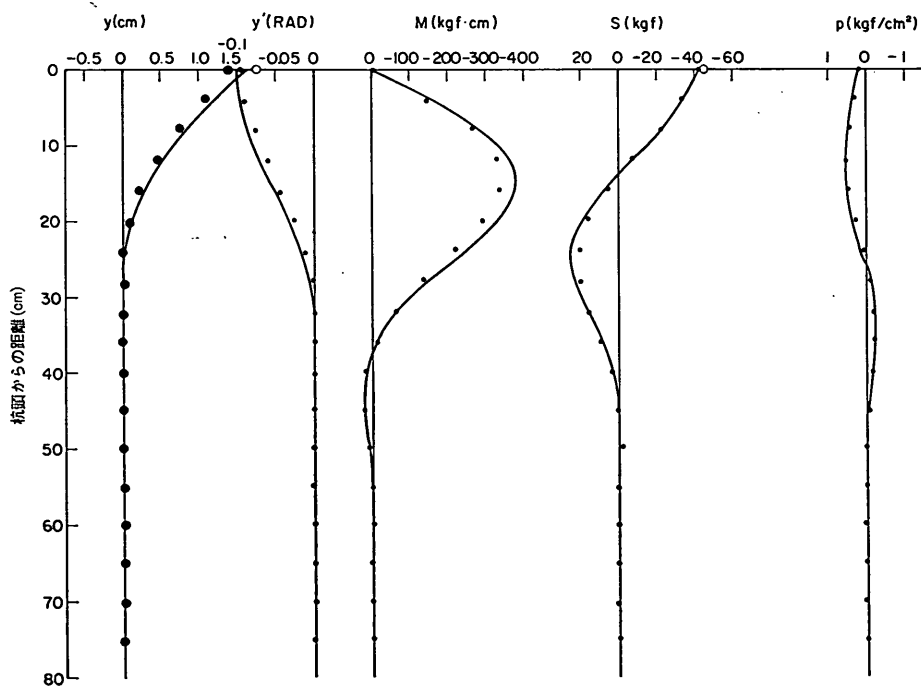
砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



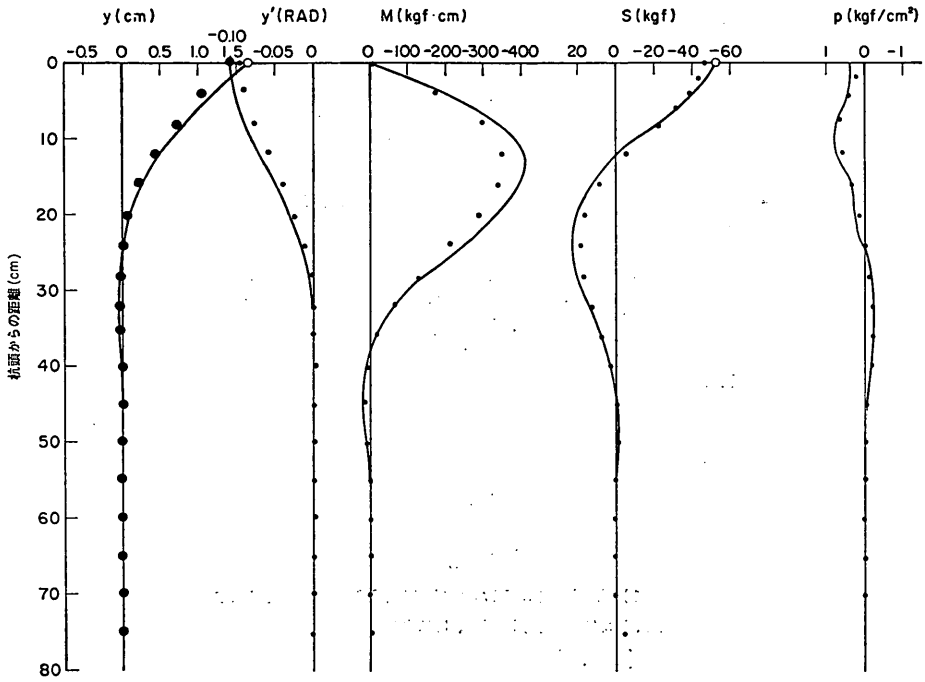
註 1) 杭の全長を \$n\$ 個のパネ支点でささえられた連続梁とみなす

註 2) \$x\_i\$ は支点番号 \$i\$ の深さ、\$k\_i\$ は支点パネ定数

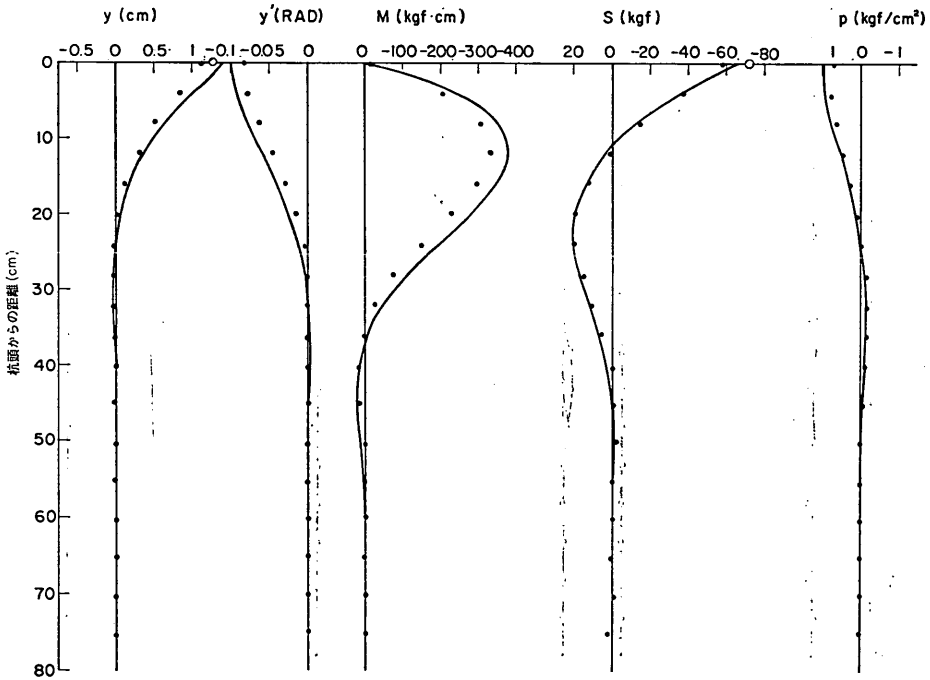
図-3.30 支点のパネ定数のとり方



(a) ケース I-I-5

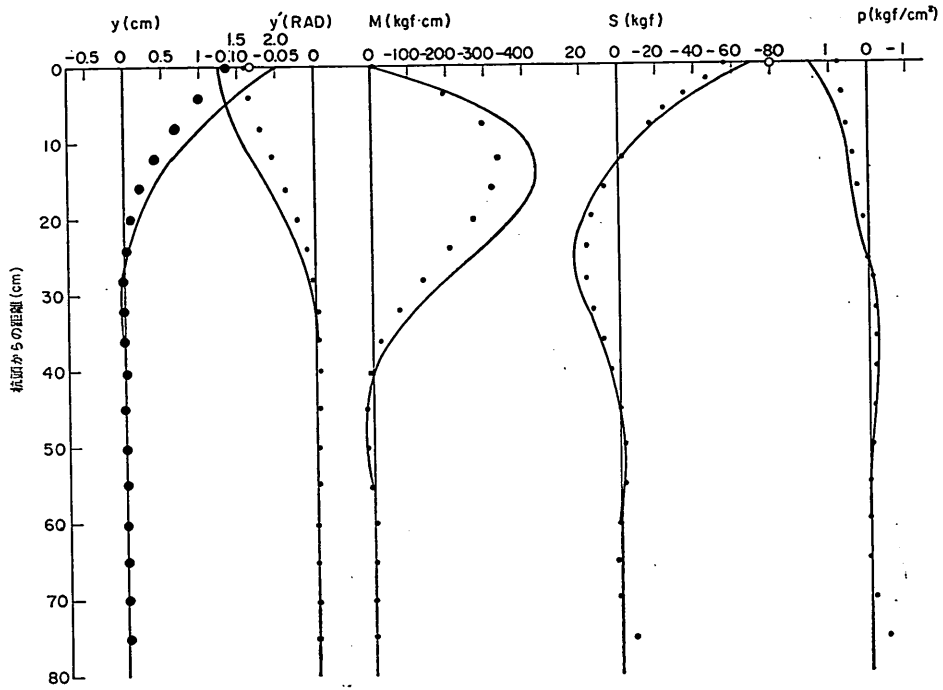


(b) ケース I-I-10

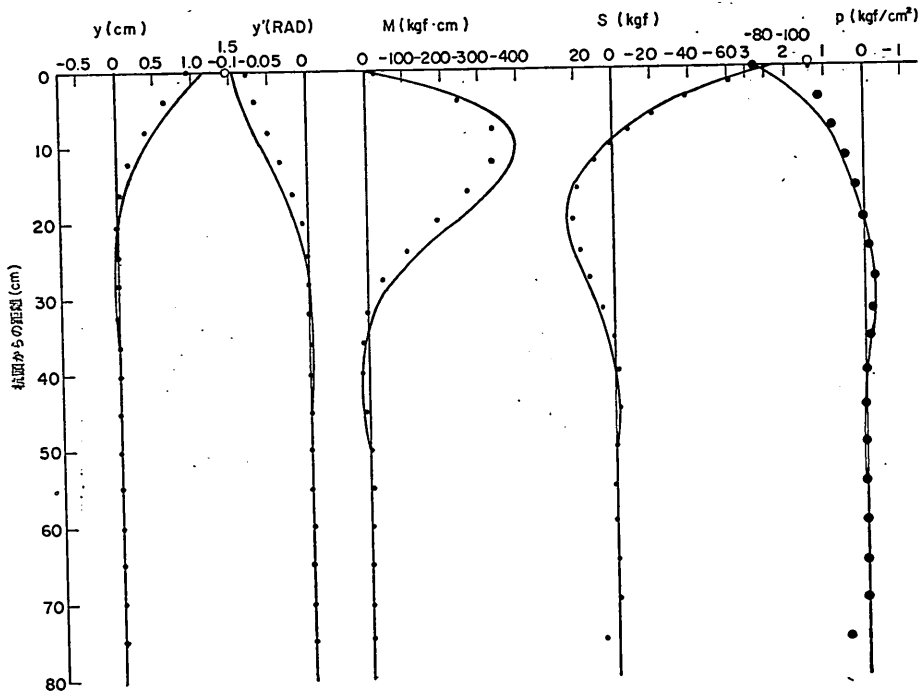


(c) ケース I-I-15

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



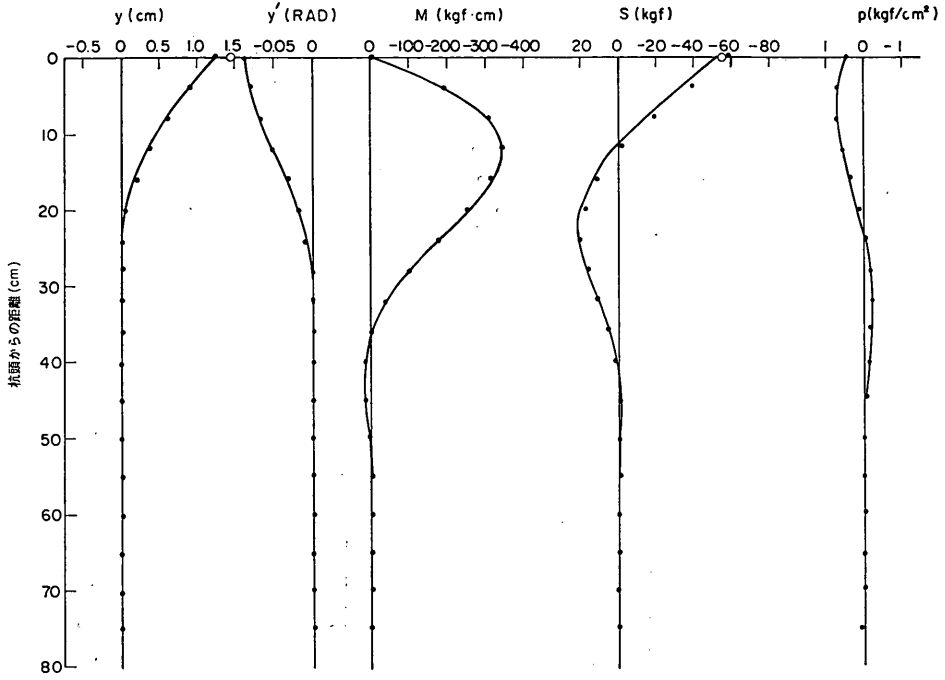
(d) ケース I-I-20



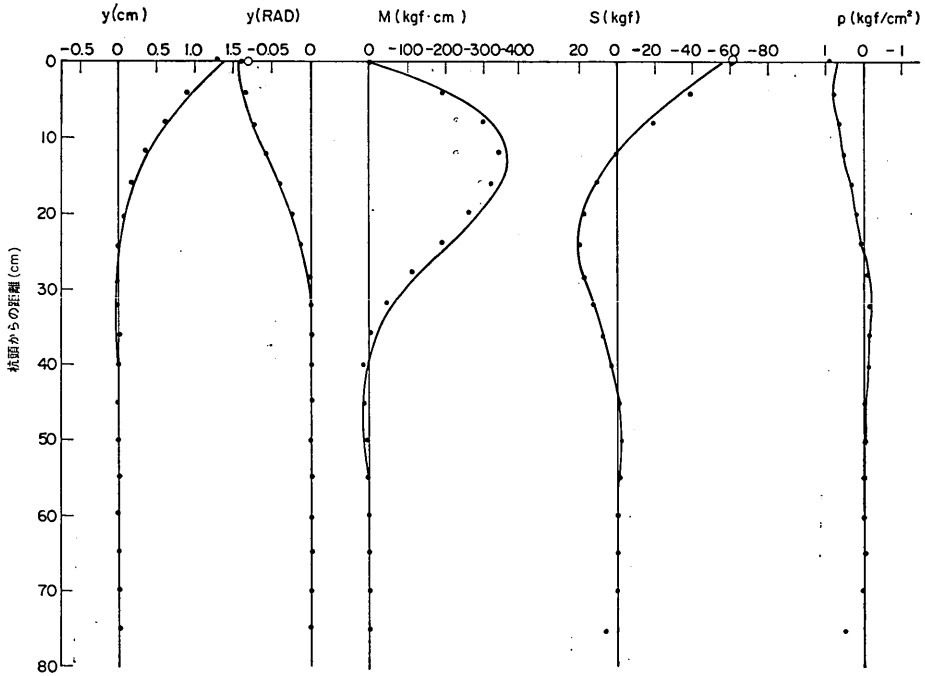
(e) ケース I-I-25

図-3.31 実測値と計算値の比較 (試験杭, ケース I-I シリーズ)



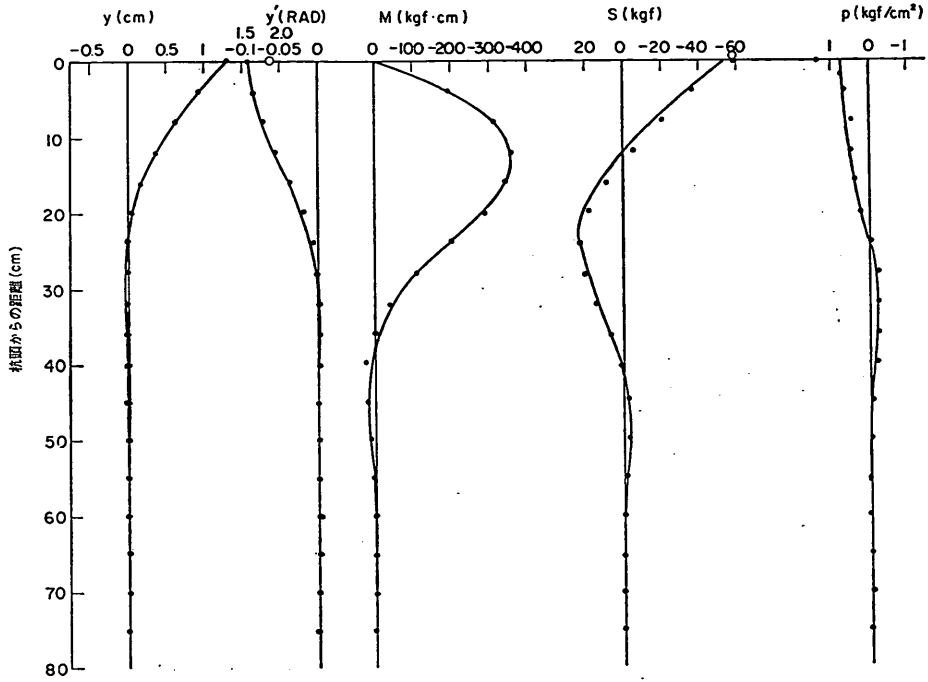


(a) ケース II-10

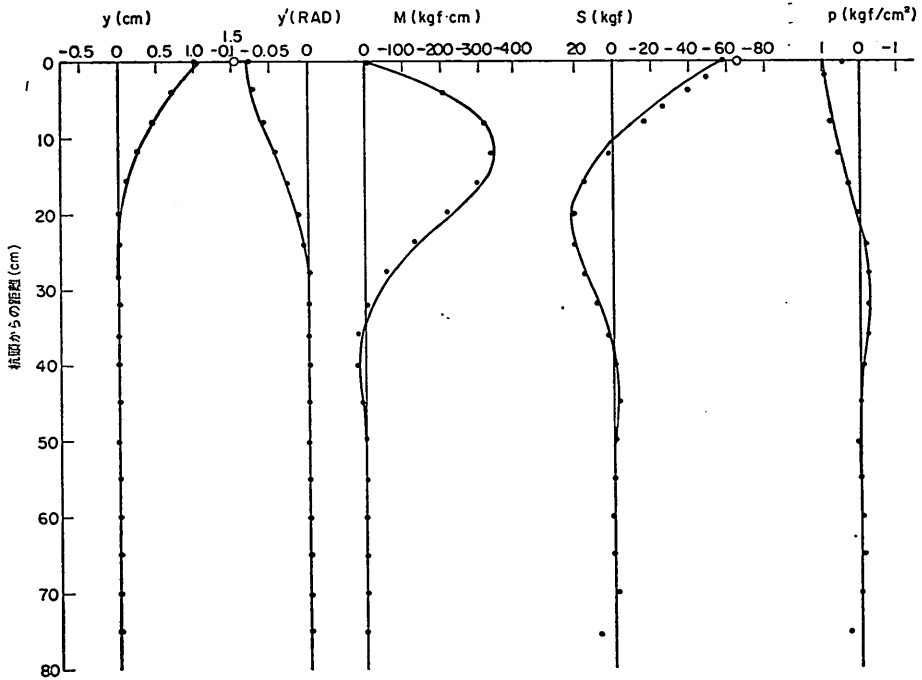


(b) ケース II-15

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

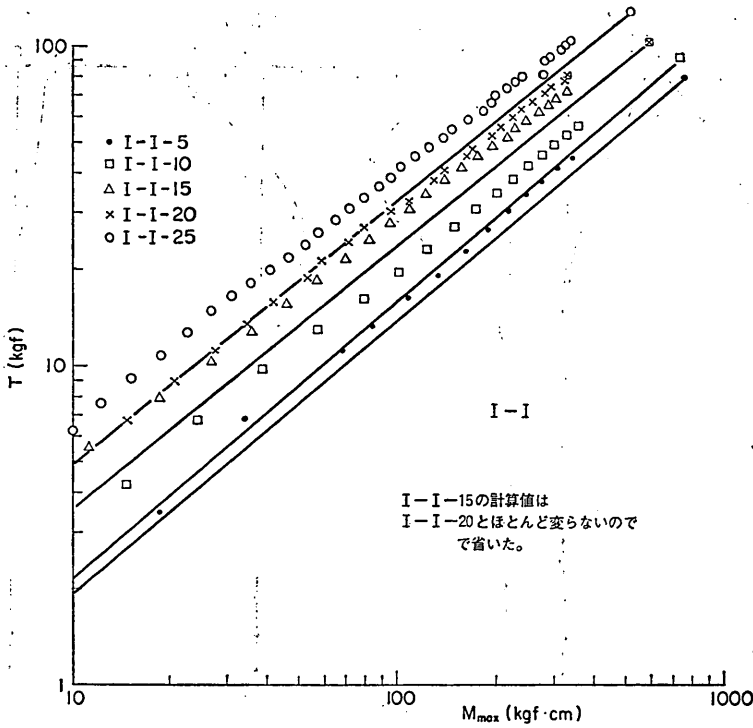


(c) ケース II-20

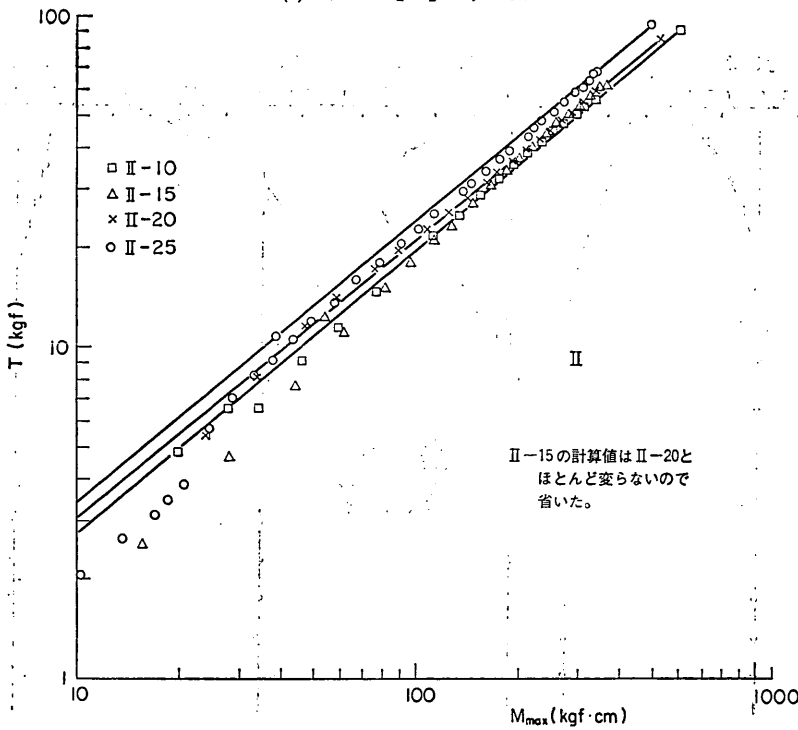


(d) ケース II-25

図-3.32 実測値と計算値の比較 (ケース II シリーズ)



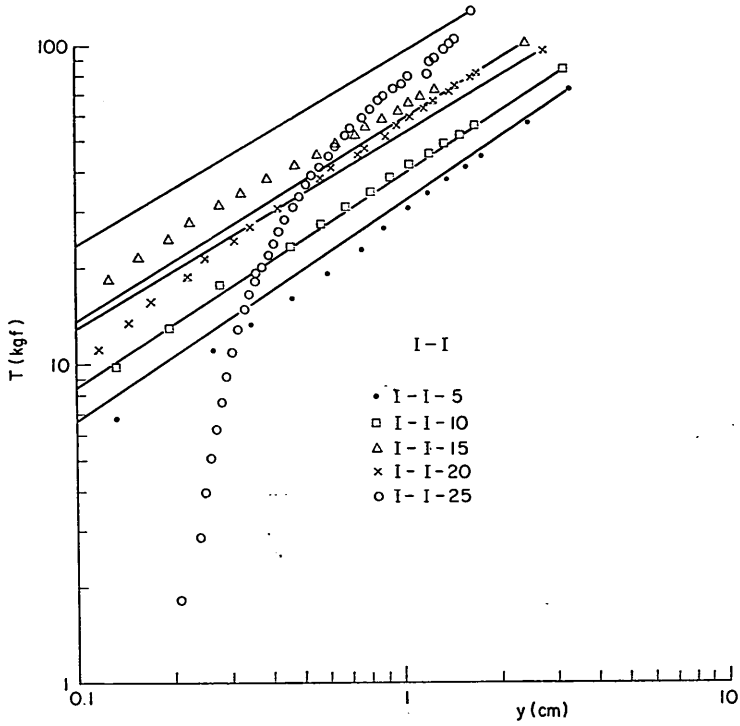
(a) ケース I-I シリーズ



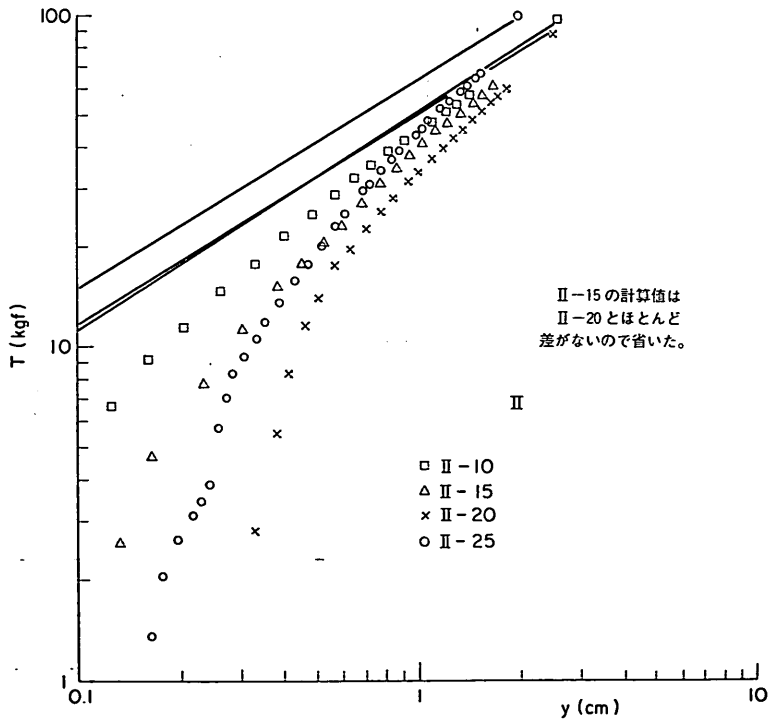
(b) ケース II シリーズ

図-3.33 試験杭の  $T \sim M_{max}$  関係 (実測値と計算値の比較)

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



(a) ケース I-I シリーズ



(b) ケース II シリーズ

図-3.34 試験杭の  $T \sim y_{top}$  関係 (実測値と計算値の比較)

表-3.2 実測値と計算値との比較 (最大荷重時)

ケース	実 測 値			計 算 値			INCL-L による $y_{top}$ (cm)	$\Delta T$ (kgf)	$\Delta T'$ (kgf)					
	$M_{max}$ (kgf-cm)	$y_{top}$ (cm)	$l_{m, max}$ (cm)	$l_{m1}$ (cm)	$T$ (kgf)	$M_{max}$ (kgf-cm)				$y_{top}$ (cm)	$l_{m, max}$ (cm)	$l_{m1}$ (cm)		
I	I-I	I-I-5	(0.90) 343.8 1.756	14.40	37.61	44.19	381.5	1.599	14.86	37.17	4.5	(0.90) 1.437	0.40	3
		I-I-10	(0.86) 354.2 1.666	12.90	38.53	55.29	413.3	1.643	13.03	37.65	7.5	(0.88) 1.438	0.37	5.5
		I-I-15	(0.86) 327.5 1.270	11.11	34.89	72.19	380.7	1.411	11.56	37.24	9	(0.81) 1.137	0.14	8.5
		I-I-20	(0.75) 327.4 1.665	13.11	37.97	80.14	436.5	1.971	13.61	40.06	17	(0.68) 1.343	0.34	16.5
		I-I-25	(0.85) 340.9 1.456	9.72	31.49	103.28	399.5	1.166	10.12	33.64	15	(0.80) 0.933	0.55	13
I	I-II	I-II-5	(0.84) 345.4 1.744	14.90	34.37	43.49	409.3	1.888	15.94	38.79	6	(0.79) 1.494	0.15	6.5
		I-II-10	(0.96) 335.5 1.451	10.94	34.74	53.42	348.6	1.189	12.04	35.01	2	(0.92) 1.092	0.33	3
		I-II-15	(0.93) 333.9 1.520	10.87	34.48	74.97	359.3	1.225	11.32	35.57	6	(0.92) 1.123	0.45	5
		I-II-20	(0.91) 339.5 1.810	11.07	37.56	77.74	373.6	1.537	12.12	39.16	7	(0.86) 1.327	0.50	6.5
		I-II-25	(0.94) 360.7 1.420	12.14	32.76	72.75	384.2	1.230	11.89	33.71	4	(0.94) 1.151	0.31	3
II	II	II-10	(0.98) 342.6 1.438	11.84	36.05	56.15	348.9	1.225	12.29	36.00	0	(0.99) 1.209	0.23	1.5
		II-15	(0.96) 351.1 1.691	12.13	36.35	60.71	364.5	1.395	12.63	37.79	3	(0.94) 1.306	0.38	1.5
		II-20	(0.99) 356.9 1.865	13.70	36.05	59.24	360.0	1.320	13.05	36.45	0	(0.97) 1.281	0.50	2
		II-25	(1.00) 342.7 1.545	11.50	32.57	65.86	344.2	1.064	11.62	34.00	0	(0.96) 1.018	0.45	2

併 列 順 毒

註1)  $M_{max}$ ,  $l_{m, max}$ ,  $l_{m1}$  は多項式近似した結果の値である。

註2) ( )内は計算値に対する比である。

辺の節点間隔を細かくすれば、その誤差は少なくなる。ただ、今回用いた節点間隔でも、 $M$ の分布形、 $M_{max}$ 、 $y_{top}$ 、 $i_{top}$  に関しては十分な精度をもっていることが確認されている。

次にケース I-I シリーズの図-3.31についてみる。曲げモーメントについてみると、曲げモーメントの分布形はよくあっている。しかし、その大きさについては、計算値が実測値よりも小さい傾向がきらかになっている。  $y_{top}$  についてはケース II シリーズ程ではないが、実測値が計算よりも大きい傾向にあることがわかる。

ケース I-II シリーズの結果はここでは図示を省略したがその結果はケース I-II とケース II の中間的な傾向を示しているが、どちらかといえば、ケース I-I シリーズに近い結果であった。

表-3.2 をみても上述のことがわかる。

$T \sim M_{max}$  関係および  $T \sim y_{top}$  関係について計算値と実測値を対比させたものを図-3.33、図-3.34 に示す。これらの図をみると、最大荷重時について述べた前述の傾向が、すべての荷重の範囲についてもあらわれていることがわかる。

以上のことから、式(3.7)の関係が成立するとして、計算した結果では実測の変位や曲げモーメントを、すべてうまく説明できるという結果にならなかった。しかし、ケース I-I シリーズとケース I-II シリーズでは曲げモーメントの大きさは合わなかったが分布形が合っていた。ケース II シリーズにおいては、分布形だけでなく最大曲げモーメントの大きさも、極めてよく合った。杭の横抵抗を考えると、最大曲げモーメントの大きさを合わせるような横方向地盤応力を支配する関係式を設定

することは容易なことであるが、曲げモーメントの分布形を合わせることは難しいことである。しかも、ケース II シリーズでは最大曲げモーメントもよく合うという結果を得た。このことが、偶然であったと判断するには、余りにも重要すぎる事実である。

ここで、3.3(1)で考察したタイロッド張力とタイロッドの水平変位の測定結果の信頼性を思いおこすと、理論計算と対比した実測値は、それ自身が問題をふくんだものであるということが出来る。以下において、 $T$  と  $y_{top}$  の信頼性を念頭に入れた考察を行う。

まず、 $T \sim M_{max}$  関係に着目して、ある  $M_{max}$  を発生させる実測の  $T$  と計算から得られる  $T$  の差をもとめ  $\Delta T$  とおき、これが、ロードセルカプセルや Y 形鋼棒などによる摩擦抵抗に等しいと仮定する。つまり実際に  $\Delta T$  が摩擦抵抗に等しいとすれば、杭頭に作用する真の水平力は実測の  $T$  から  $\Delta T$  を減じたものであり、最大曲げモーメントは全く一致するということになる。

このような仮定が成立すれば真の  $T \sim y_{top}$  関係は、縦軸を実測の  $T - \Delta T$  としプロットした結果となる。つまり、 $\Delta T$  だけ縦軸を下方にずらしてプロットしたものととなる。この  $\Delta T$  だけずらして求めた  $T \sim y_{top}$  曲線と、計算結果の  $T \sim y_{top}$  曲線（実際は直線）とを比較して、両者が一致しない場合には横軸の差が  $y_{top}$  についての実測値と理論計算値の差となる。この差を  $\Delta y_{top}$  とおく。図-3.35は、ケース I-I-20 の  $T \sim M_{max}$  および  $T \sim y_{top}$  関係を例にとり、 $\Delta T$ 、 $\Delta y_{top}$  のもとめ方を説明するものであり、図中に最大荷重時における  $\Delta T$  および  $\Delta T$  だけずらして求めた  $T \sim y_{top}$  関係を外挿してもとめた最大荷重  $T$  における  $\Delta y_{top}$  の値を例示してある。

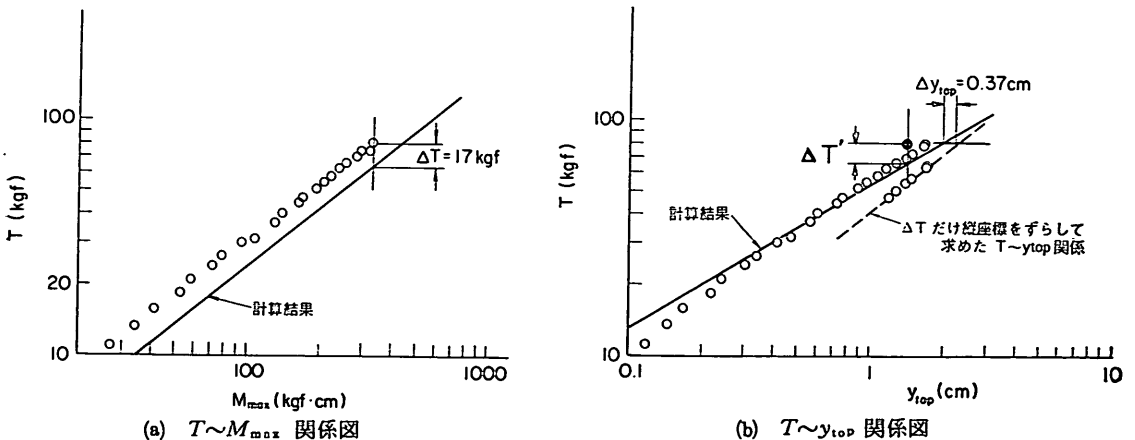


図-3.35  $\Delta T$ 、 $\Delta y_{top}$ 、 $\Delta T'$  推定法の説明図

実験の全ケースについて、最大荷重時における  $\Delta T$  と  $4y_{100}$  もとめ、表-3.2中に記載した。ここで、 $\Delta T$  について着目すると、ケース I-I シリーズが最も大きく、ついでケース I-II シリーズ、そしてケース II シリーズでは  $\Delta T$  が小さいことを示す。これは、曲げモーメントの実測値と計算値の比較した前述の結果そのものを示している。また、土被り厚  $d$  との関係に着目すると、 $\Delta T$  の大きな値の生じているのは土被り  $d$  の大きいケースであり、うなづける結果となっている。また、 $\Delta T$  のオーダーについては 3.3(1)・a) の考察結果からみて、ありうる値であると考えてよい。

また、 $y_{100}$  については 0.1~0.5cm のオーダーになっており、決して小さな値とはいえないが、これについても、3.3(1) b) で言及した測定値に対する信頼性からみても、考えうるものであるといえよう。また、 $4y_{100}$  が大きい例として 0.4cm をこえる ケース I-I-25, I-II-15, I-II-20, II-20, II-25 の  $\log T \sim \log y_{100}$  の関係を 図-3.11~図-3.13 でみれば、いずれも  $T$  が低い範囲では  $y_{100}$  の非常に小さく、ある程度の  $T$  になってから急激に増加している。いわば急に立ちあがった傾向を、いづれのケースも示していることからこのようなケースでは  $y_{100}$  の測定誤差が大きかったということを傍証するものである。

ところで、 $y_{100}$  については実測値だけでなく、実測曲げモーメントをもとに INCL-L を用いて、2 回積分の計算をして得られたデータがあり、実測値より  $y_{100}$  としての値としては信頼性が高いと推測される。そこで、最大荷重時について、実測曲げモーメントから INCL-L によって計算して得られた  $y_{100}$  の値 (表-3.2 の右から第 2 欄) と式 (3.7) を前提として計算した  $y_{100}$  の値 (表-3.2 の右から第 7 欄) とを比較してみる。すると、INCL-L による値は、いずれも理論計算した値よりも小さい。ただし、ケース II シリーズではほとんど差がなく一致しているとみなせる程度である。このように INCL-L による値が小さいのは、その値が真の  $y_{100}$  であり、計算に用いた  $T$  がロードセルや Y 形鋼棒の摩擦抵抗を含んだものであると仮定して、摩擦抵抗の値 ( $\Delta T'$  とする) を最大荷重時についてもとめてみる。具体的には、最大荷重時の  $T$  と INCL-L による  $y_{100}$  の関係を 図-3.35 (b) 中 ● 印のようにプロットし、これと理論計算曲線 (実際は直線) との縦軸の差を 図上で求めて  $\Delta T'$  とする。各ケースについて求めた  $\Delta T'$  を表-3.2 にまとめたが、その結果は  $\Delta T$  と非常に近い値となっていることが分かる。この事は、杭頭に作用する水平力がロードセルの検出値より摩擦抵抗として考えられるある値だけ小さいと仮定すると、デ

ータの信頼性の最も高い曲げモーメントの実測値と、それから推定した  $y_{100}$  の関係は式 (3.2) を仮定した理論計算どおりの関係にあるということを示している。

以上のことから、地中杭の横方向地盤反力は式 (3.7) で示される基本式で表現することができるものと判断される。なお、この基本式は 図-3.23~図-3.24 の最浅部の  $p/x \sim y$  関係の  $y$  の最大値と表-3.2 の計算値の  $y_{100}$  の値からみてすくなくとも  $y \leq 1 \sim 1.5 \text{cm}$  の範囲で成立する。

### c) 地上杭の横方向地盤反力特性

地上杭について、曲げモーメントの実測値から  $p/x \sim y$  関係が得られたのは、 図-3.26 に示したケース III シリーズの 2 本のパイロット杭だけであるが、同図によって、 $p \propto y^{0.5}$  の関係が成立するとみなせることがわかる。また、この 2 本の杭について  $K(x)$  を整理した 図-3.28 をみると、 $K(x)$  が、地表面でゼロであり、深さ方向に増大する直線分布とみなすことができるものであることがわかる。すなわち、実験地盤が港研方式の S 型地盤に相当するものである。したがって 3.2(2) で実験地盤の状態を推定するにあたって、仮定したことが妥当であることを示すものである。

ケース III シリーズの  $k_{s,y}$  と  $k_{s,M}$  の平均値、 $\bar{k}_s = 0.021 \text{ kgf/cm}^{3.5}$  のときの  $K(x) \sim x$  関係を同図中に実線で示したが、これと比較して、曲げモーメントの実測値から推定した結果は、若干大きめではあるが、同程度の値となっている。

図-3.36 は、パイロット杭の実験結果から逆算した  $k_{s,y}$  を採り理論計算した曲げモーメントの分布と実測曲げモーメントの比較をした結果の例示である。理論計算にあたっては、基準曲線を用いるいわゆる港研方式では曲げモーメントの分布形が求められないので、KAZUKO-3 によった。

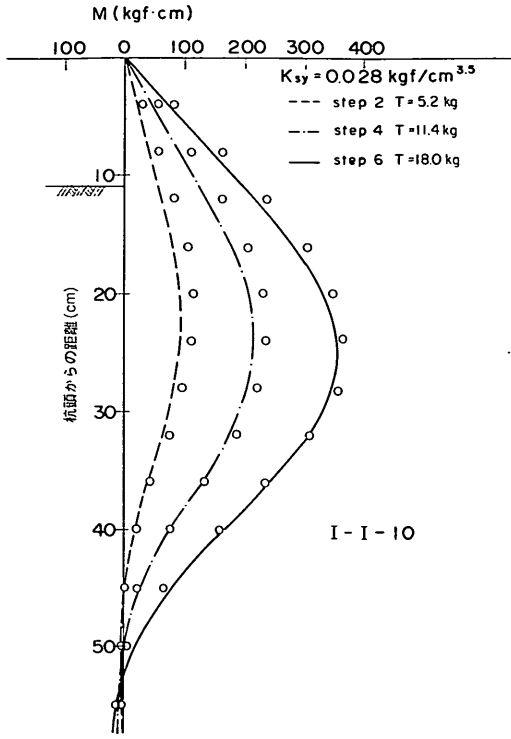
図-3.36 をみれば、曲げモーメントの分布形が非常によく一致していること、また、最大曲げモーメントもよくあっているとみることができる。

以上のことから、地上杭の地盤反力特性は、港研方式の S 型地盤のそれとみなすことができると判断できる。そして、S 型地盤である  $p = k_s x$  の関係は 図-3.25 からみて、すくなくとも  $y \leq 1.5 \sim 2 \text{cm}$  の範囲で成立するものと判断される。

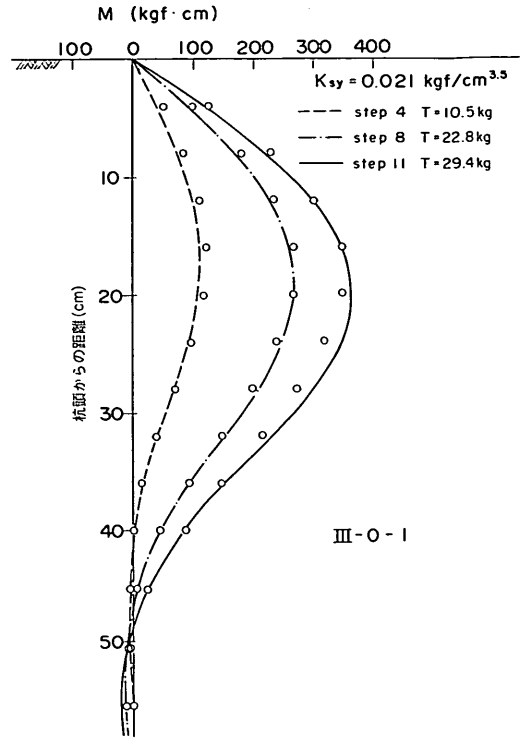
なお、地上杭の測定結果の信頼性についてふれなかったが、次のように考えることによって、上述の結論は変わらない。

タイロッド張力に関しては、土中に埋込まれていないことから、そのまま杭頭に作用する水平力とみなすことができる。また、タイロッドの変位に関しては、それが

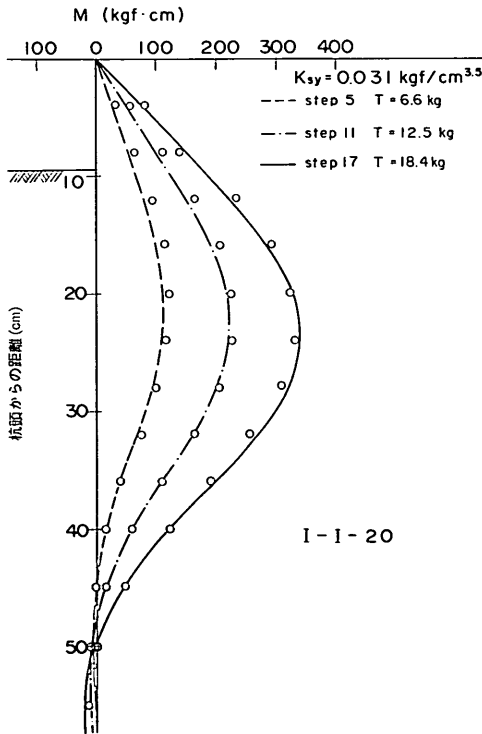
砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



(a) ケース I-I-10



(c) ケース III-0-1



(b) ケース I-I-20

図-3.36 パイロット杭曲げモーメント分布  
(実測値と計算値の比較)

地上に出ていることからタイロッドの伸びとたわみ、ロードセルカプセルおよびターンバックルの遊びについては、無視できる程度と推定される。そのため変位測定用治具の回転による測定誤差だけが可能性のあるものと考えられるので、地中杭の場合のように大きな誤差にはならないものと考えられる。仮に変位  $y_{top}$  を重視せず、 $T$  と  $M$  に着目してみると、実測の  $T \sim M_{max}$  関係と  $k_{sM}$  を用いた S 型地盤としての計算の  $T \sim M_{max}$  関係は、図-3.5、図-3.7 を全体にみて、比較的良好一致していることがわかる。

(3) 地上杭と地中杭の横抵抗の比較

図-3.27 によって地中杭の  $K(x)$  の分布をみる。図中併記した直線は、ケース I および II シリーズの  $k_{sT}$  と  $k_{sM}$  の平均値  $\bar{k}_s = 0.030 \text{ kgf/cm}^{3.5}$  の場合の直線である。この直線が示すのが地中杭と比較すべき地上杭の場合の  $K(x)$  の分布であると考えてよい。

まず、図-3.27 の (a) と (b) のケース I シリーズについてみると土被り厚の小さな  $d=5, 10 \text{ cm}$  の場合では杭



頭部で  $K(x)$  が最小で深さ方向に増大していく傾向になっており、特に異な感じはもたない。しかし、 $d$  が大きくなると杭頭部で大きく、深さ方向に減少していく傾向になっているという著しく特徴的な傾向を示している。

それに対して、図-3.27の(c)では、 $d=25\text{cm}$  の場合はいくぶん杭頭部が大きい程目だつ程ではなく、杭頭部から深さ方向に増大する傾向になっている。この両者の著しい  $K(x)$  の分布特性の差の原因を考えると、両者のタイロッド形式の違いに思いあたる。すなわち、ケースIシリーズは形式-1と称した、杭頭に直接三角形の鋼棒を接続しロードセルカプセルが杭頭前面に接近して取付けたものであり、一方、ケースIIシリーズは杭頭の両端に2個のロードセルカプセルを取付けたものである。

3.3(2)b)ですでに言及したとおり、ロードセルカプセルおよびロードセルカプセルと杭頭を接続する鋼棒の摩擦抵抗とみられる  $\Delta T$  の推定結果ではケースIIシリーズでは  $\Delta T \approx 0$  のケースが多かったのに対してケースIシリーズでは相当に大きな  $\Delta T$  が推定された。しかも  $d$  が大きいほど  $\Delta T$  が大きいという傾向もみられた。

このようなことから、ケースIシリーズではタイロッド形式の特徴が、杭頭付辺の横抵抗を実際の地盤固有の値より大きいものにしたということが推測可能である。

したがって、タイロッド形式の影響のない地盤固有の横抵抗はケースIIシリーズの結果の方に近いものと考えられる。したがって、その結果から地中杭と地上杭の横抵抗の比較考察を行う。

図-3.27(c)の地中杭の  $K(x)$  の分布形についてはデータが多くないのでうんぬんすることは無理があるので、ここでは、 $x=0$  で0となるような直線分布と仮定し、 $K(x)=k_s x$  の関係があるものとして  $k_s$  を、もとめて、その結果から図-3.37を得た。ここで、 $k_s$  をもとめるに杭頭から16cmまでのデータをすべて用いたが、これは杭頭から約  $0.45l_{m1}$  の範囲にあたる。

図-3.37から地中杭の横抵抗は、同一深度における地上杭の横抵抗よりいくぶん大きい傾向がうかがえる。しかし、データ数が十分でなく、ケースII-20のように逆に、わずかではあるが小さい値を示すものもあること、曲げモーメントの実測値から推定した  $k \sim \eta$  関係から推定した結果から微妙な絶対値についての判断をするには精度の面から問題があること、および、ロードセルカプセル存在の影響は少ないとはいえ地盤固有の横抵抗よりも大きめの値を示している可能性がある——などのことを考慮すれば、地中杭の横抵抗は、同一深度における地上杭の横抵抗と同程度はあると考えてことができるとい

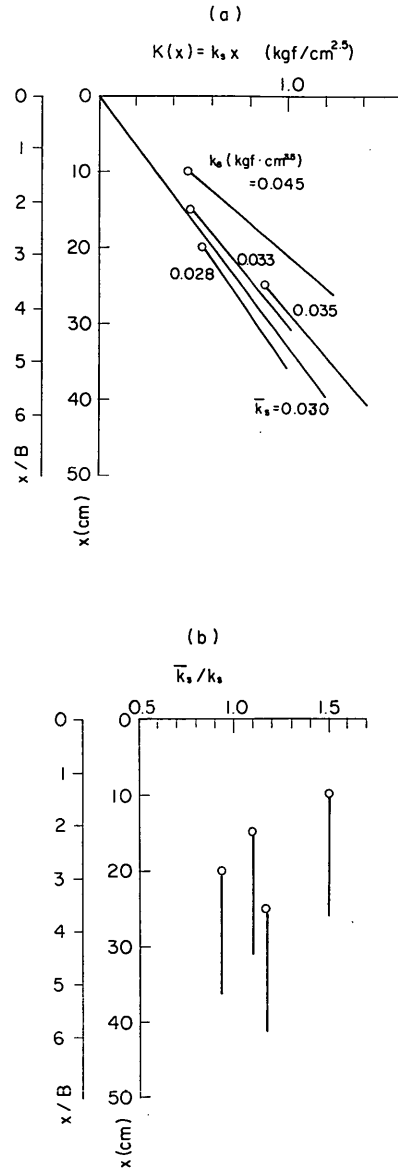


図-3.37 地中杭と地上杭の横抵抗の比較

う程度の結論にとどめるのが適当と思われる。

(4) まとめ

模型杭の水平載荷試験の結果を考察して、次のような結論を得た。

① 地中杭の実験結果では、ロードセルから得られるタイロッド張力を、そのまま杭頭に作用する水平荷重とみなすには、問題がある。それは、ロードセルカプセ

ル、ロードセルカプセルと杭頭を接続するタイロッドなどの摩擦抵抗力を無視することになるからであり、ケースⅠシリーズでは特にその影響が大きい。またタイロッド変位の測定値は、杭頭の水平変位とみなすには、多くの誤差をふくんでいると考えるのが妥当である。

② 曲げモーメントの測定では、良いデータが採られていると判断され、最も信頼すべきデータである。

③ 曲げモーメント実測値から推定した地中杭の  $p$  と  $y$  の関係は  $p=K(x)y^{0.5}$  という関係が得られた。また、地表面杭であるケースⅢシリーズのパイロット杭の曲げモーメント実測値からも同様の  $p=K(x)y^{0.5}$  という関係が得られた。この関係は地中杭で  $y \leq 1 \sim 1.5 \text{ cm}$ 、地表面杭で  $y \leq 1.5 \sim 2 \text{ cm}$  の範囲で成立している。

④ 地中杭についての③の結果を確認するために、得られた  $p=K(x)y^{0.5}$  の関係があるものとして、理論計算した杭の挙動は、実験で得られたデータを説明できるものであった。

⑤ ケースⅢシリーズのパイロット杭について得られた  $K(x)$  の深さ方向の分布形およびパイロット杭について、港研方式のS型地盤を想定した理論計算結果と実測値の比較を行った結果から、実験地盤は、港研方式のS

型地盤に相当すること。また、同地盤中の地上杭は港研方式のS型地盤中の杭の計算結果とよい一致をみることも確認された。

⑥ 実測曲げモーメントから推定された地中杭の  $K(x)$  の分布と、地上杭であるパイロット杭の挙動から逆算した  $k_s$  による  $k_s x (=K(x))$  を比較することにより次のことがわかった。地中杭の  $K(x)$  は同一深度における地上杭の  $K(x)$  よりいくぶん大きい傾向がみられる。すくなくとも、地上杭の  $K(x)$  と同程度であるとみてよい。

#### 4. 剛な杭の受ける横方向地盤反力測定実験

##### 4.1 実験の内容

##### (1) 実験の概要

本実験は港湾技術研究所土質部基礎工研究室の実験棟内に常設されている実験槽において実施した。この実験槽は3.に述べた模型杭の水平載荷実験が実施された実験槽と隣接してもうけられている。実験槽の大きさは図-4.1に示すように内りて幅2.0m×長さ2.0m×深さ1.5mである。

実験は、この実験槽内に作成された砂地盤中に設置さ

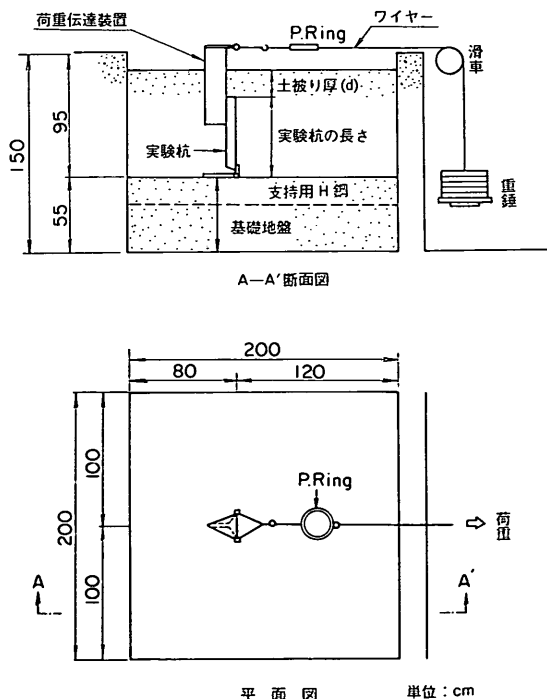


図-4.1 実験槽と実験装置概念図

表-4.1 実験の種類一覧

ケース名	土被り厚 $d$ (cm)	実験杭の 長さ (cm)	実験地盤の状態		実験終了時の状態		
			単位体積重量 $\gamma$ (kgf/cm <sup>3</sup> )	間げき比 $e$	最大荷重*1) (kgf)	杭頭水平変位 $y_{100}$ (cm)	傾斜角 $\theta$ (ラジアン)
T-0	0	80	$1.458 \times 10^{-3}$ (0.998)	0.821 (1.005)	216.96	7.491	0.1125
TS-0	0	60	$1.483 \times 10^{-3}$ (1.015)	0.790 (0.967)	120.33	6.170	0.1016
T-10	10	70	$1.430 \times 10^{-3}$ (0.979)	0.857 (1.049)	183.05	3.975	0.0645
TS-10	10	60	$1.493 \times 10^{-3}$ (1.021)	0.778 (0.952)	162.02	3.831	0.0683
T-20	20	60	$1.440 \times 10^{-3}$ (0.986)	0.844 (1.033)	188.85	3.431	0.0660

\*1) 最大荷重は、P. Ring の読み値による

\*2) 単位体積重量の平均は  $1.461 \times 10^{-3}$ kgf/cm<sup>3</sup>, 間げき比の平均は0.817

\*3) ( ) は全ケースの平均に対する比

れた、土圧計が多数取り付けられている剛性の非常に大きい模型杭(以下、実験杭と称する)に、実験杭と一体となるように連結されている荷重伝達装置を介して、水平方向の荷重を与え、実験杭に作用する横方向地盤反力を土圧計で直接測定するとともに、荷重伝達装置の変位を測定することによって、実験杭の動きをとらえようとするものである。載荷方法は、荷重伝達装置に連結してある、滑車を通った鋼製ワイヤーの先端に重錘によって重量を与えるというものである。実験の種類は、実験杭の土被り厚、 $d$ と杭長を変えたものであり、表-4.1に示す合計5ケースである。このうちケース T-0、ケース T-10、ケース T-20を比較すると地盤中の同一深度にある杭面位置の水平変位と杭の傾斜角の関係が同じである。また、ケース TS-0、ケース TS-10、ケース T-20を比較すると杭の上端から同一距離にある杭面位置の水平変位と杭の傾斜角の関係が同じである。各実験条件に対応するためには、基礎地盤の厚さを変えず、実験地盤の厚さと滑車取付位置を組み合わせて変化させる方法をとった。

## (2) 実験杭と載荷装置

実験杭は土圧計取付部と杭長調整部からなっている(図-4.2参照)。土圧計取付部の断面は CT 型鋼(SS41)に、厚さ12mmの鋼板(SS41)をアラルダイトを用いて接着させたものである。そして、実験の際に側面の摩擦抵抗を極力おさえるように実験杭の側背面は角をおとすように削り取る加工を行った。鋼板には図-4.2(a)に示す土圧計取付位置に直径約3.1cmの円孔があらかじめあけられており、またその背後には、CT 型鋼の部分に至る

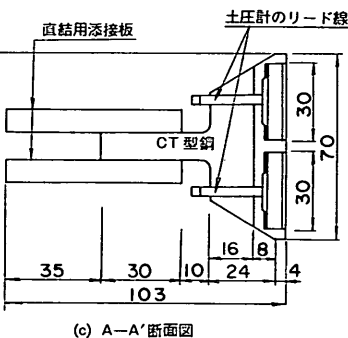
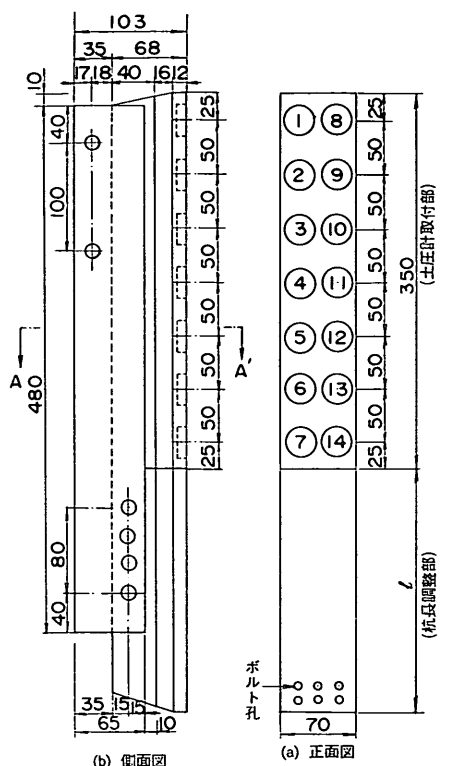
まで直径約0.2cmの土圧計のリード線引出用の円孔があけられている。土圧計は共和電業製の BE-2KD で、外径3.0cm、受圧面の直径2.3cm、厚さ0.65cm という形状をもち、最大計測圧力は2 kgf/cm<sup>2</sup>である。土圧計の取付けはアラルダイトを用いた接着によって行った。取付作業は、受圧面と杭面が面一となるよう、円孔周囲との間隔が均一になるように、また、円孔内にすき間なく接着材が充填されるように配慮して入念に行われた。土圧計のリード線はアラルダイトによってコーティングした状態で杭の背面に沿って下方に集結させた。

土圧計取付部背面には、後述する杭長調整部および載荷伝達装置の鉛直板と連結するための、連結用添接板(幅6.5cm、長さ4.8cm、厚さ0.9cmの鋼板(SS41))が2枚溶接によって取り付けられている。

杭長調整部は、文字通り実験の種類に対応して実験杭の長さを調整するためのものである。断面は土圧計取付部の連結用添接板を除いた断面と外形は同一である。ただし、土圧計取付部のように CT 型鋼と鋼板を接着したものではなく、厚鋼板(SS41)を整形して製作したものである。杭長調整部と土圧計取付部の連結用添接板の連結はボルト(M17)4本によって行われる。

実験は実験杭の下端をヒンジの状態にして行う。そのために蝶番をもちいることとした。蝶番は鋼板と等辺山形鋼(SS41)を組合わせて製作した据付台(図-4.3参照)に、片側を溶接して取付けてあり、他の片側は6本のボルト(M6)で実験杭の杭長調整部に取付けることができる。

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



正面図の土圧計取付部に示してある円は土圧計取付位置を示し、円内の数字は土圧計の番号を示す。

図-4.2 実験杭

次に、実験杭に荷重を伝達するための荷重伝達装置についてのべる。荷重伝達装置は鉛直板と頂板からなる(図-4.3, 図-4.4参照)。

鉛直板は長さ55cm, 幅15cm, 厚さ1.0cmの鋼板(SS

41)であり、この上部に底辺長20cm, 高さ15cmの二等辺三角形の厚さ1.0cmの鋼板(SS41)である頂板が溶接されている。この頂板の荷重側端部(三角形の底辺部)には直径1.0cmの鋼棒(SS41)が溶接されており、この鋼棒の両端にボールベアリングが取付いており、このベアリングに直径1.0cmの鋼棒(SS41)を溶接加工したY形の鋼棒(一端は荷重側ワイヤーを接続するフックになっている)が溶接取り付けされている。この荷重伝達装置は鉛直板の部分でボルト(M17)2個によって実験杭に接合されるが、その状態で頂板のボールベアリングの中心が実験杭の受圧面の延長上になるように設計されている。また鉛直板の荷重側1辺は実験杭の天端と頂板の間の延長約35cmの区間が、図-4.4に示すようにテーパがつけられており、実験中の砂の抵抗を低減させるよう工夫してある。そして、鉛直板の反対側の1辺には、後述する変位測定用治具を取付けるためのねじ穴があけてある。

(3) 実験杭の組立てと実験地盤づくり

実験地盤用の砂は3.の模型杭の水平荷重実験に用いたのと同じのものである。したがって、その性質は3.1(4)を参照のこと。実験はこの砂を気乾状態で用いた。

実験地盤をつくるにあたっては、まず、実験槽の底にコンクリートブロックの架台を用いるなどして長さ2mのH鋼(200#×200#×12'×12')をフランジ面を上にして、実験槽中央に荷重方向と平行な向きに正確に水平に固定する。このH鋼は実験杭の組立にあたっての支持台となる。このフランジ面は底から55cmあり、この面まで、バイブレーターを用いて極めて密な砂地盤を形成する。これを基礎地盤と称する。

次に実験杭の組立てを行う。写真-4.1は、実験杭を蝶番で据付台と直結し、支持用H鋼上の所定位置に据付けた状態を示す。据付台は4箇所をシャコ万力で締付固定されている。また、実験杭は実験地盤づくり中に所定の位置からずれないように荷重伝達装置の鉛直板の部分で実験槽の上方にもうけられた支保工にシャコ万力で止められている。(写真-4.1の上部にシャコ万力がみえる)。このシャコ万力は実験地盤完成後、実験開始前にはずされる。その時に実験杭が自重で後方に倒れるおそれがあるので荷重伝達装置の鉛直板下面が支持されており、荷重側への回転は許すが、後方への回転変位をおさえるよう配慮されている。図-4.3にはこの支持の機構は省略しているが、写真-4.1によって知ることができる。その後、変位測定用治具を荷重伝達装置の鉛直板背面に2本のねじで止める。変位測定用治具を取付けた状態を写真-4.2に示す。

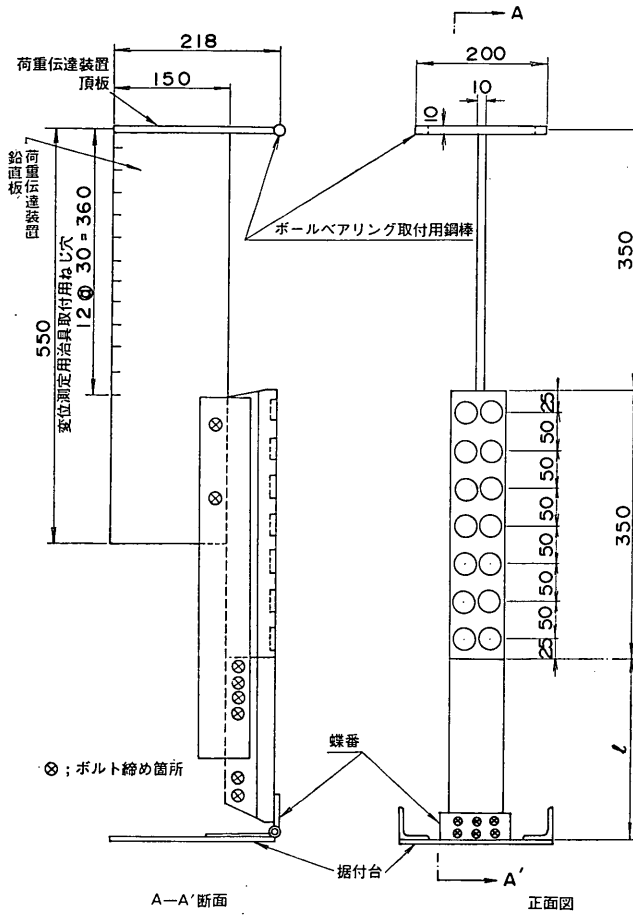


図-4.3 実験杭の組立図

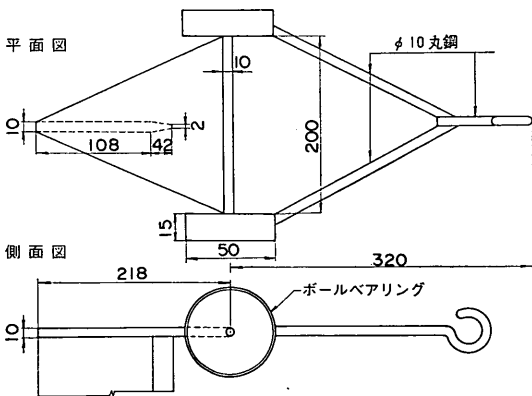


図-4.4 荷重伝達装置の頂板

変位測定用治具は厚さ4mmの鋼板(SS41)を加工したものでコの字形に切断した鋼板の先にさらに直角に張り出しをつけた形状になっている。そしてこの張り出し部にはアクリル板を張り付けてある。

このように実験杭を据付け固定した状態で、実験地盤をつくるが、その方法は3.で述べた模型杭の水平載荷実験の場合と同じである(3.1(4)参照)。

#### (4) 測定項目と測定方法

測定項目は荷重伝達装置のうける引張荷重、実験杭に作用する土圧、荷重伝達装置の変位および実験中の実験杭前面地盤の盛り上り量である。

荷重伝達装置のうける引張荷重は、載荷用鋼製ワイヤーの中間部に取付けられたブルーミングリングを利用して計測した。

実験杭に作用する土圧は(2)において述べた土圧計によ

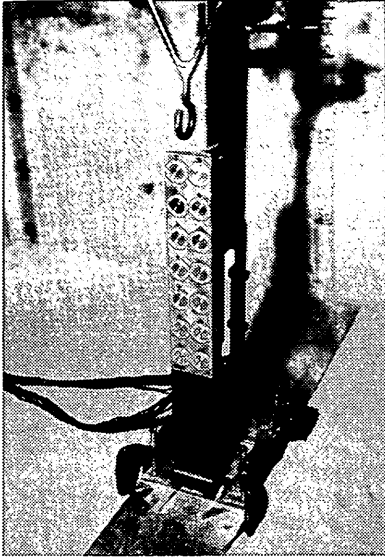


写真-4.1 実験杭の組立・据付状態

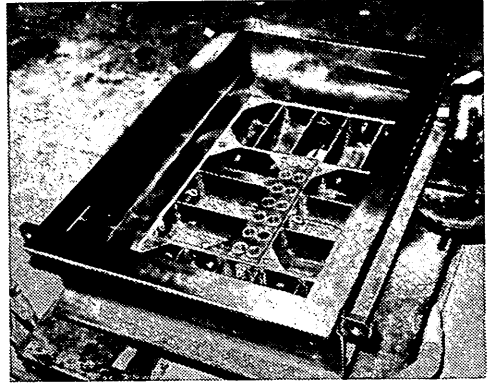


写真-4.4 検定土槽の底部に実験杭（土圧計取付部）を収納した状態。

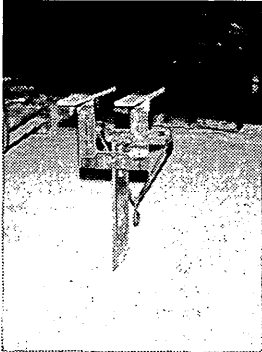


写真-4.2 変位測定用治具の取付状態  
(実験終了時に支保工、ダイヤルゲージ等をすべて撤去した状態で実験杭の背後から撮影。)

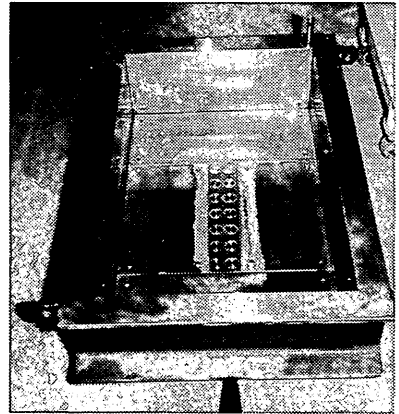


写真-4.5 検定土槽の底部に4枚のふたをボルト締めで取付けた状態

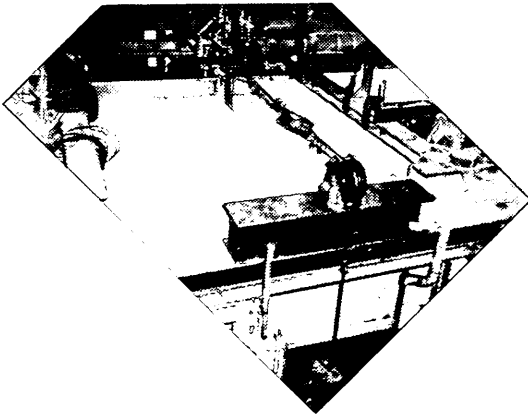


写真-4.3 実験状況の全景

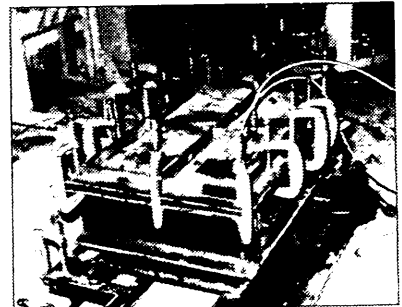


写真-4.6 検定実施中の検定土槽全景

って測定したが、この土圧計は実験杭に取付けられた状態で、検定を行っている。その内容は 4.2 土圧計の検定において詳述する。

荷重伝達装置の変位は合計 7 個の電気式変位計で測定した。変位測定用治具の背面 2 個、上面に 4 個の計 6 個は実験杭の中心軸線に関して対称に配置した。また、載荷方向と直角方向の水平変位を測定するために荷重伝達装置の鉛直板に貼付けたアクリル板に 1 個配置した。

実験杭前面地盤の盛上りは次のようにして計測した。辺長 3 cm の正方形の鋼板製のおもり (重量 5 gf) を糸の先端に取付けた下げ振りをもちいて、実験槽上方に渡した L 型鋼にもうけた不動点との間の距離の変化を測定した。測定地点は杭の中心線上の前方に約 5 cm おきに 5 ~ 9 箇所であり、1 ケースで 3 ~ 6 回計測した。

実験の初期状態は、実験地盤完成後にダイヤルゲージを取付け、実験杭の固定を解放したのち、一晚経過した状態である。

#### 4.2 土圧計の検定

##### (1) 検定装置と検定方法

土圧計の検定は、当研究室で製作した検定土槽 (図-4.5 参照) を使用して、空気圧を直接加える方法 (以下、空気圧検定と称する) と砂を通して空気圧を加える方法 (以下、砂圧検定と称する) によって行った。検定土槽は内りりで幅 47.5 cm、長さ 75.5 cm、深さ 20 cm の加圧室を有する鋼製 (SS41) の箱型をしており、この上面に鋼製のふたを取付けることができる。検定土槽の底部は、鋼板を加工し、溶接とボルト締めで組み立てられた多くの隔壁を有する函のような形状をしている。そして、この底部の中央には実験杭の土圧計取付部がちょうど納まるようになっている。写真-4.4 は、実験杭の土圧計取付部を収納した状態を示したものである。実験杭の土圧計取付部に付随する土圧計のリード線は隔壁の一部と側壁にあげられた小穴から検定土槽の外部へ導かれている。実験杭の土圧計取付部を収納後、厚さ 10 mm の 4 枚の鋼板でふたをし、ボルト締めをすることにより、実験杭の受圧面と面一な平面ができる。写真-4.5 は、その状態を示す。

砂圧検定では、加圧室に厚さ約 10 cm の表面平坦な砂層を形成し、その上加圧室の内りりと同一寸法の厚さ 3 mm の硬質ゴムを敷き、さらにビニールシート (厚さ 0.05 mm) をたるみをもたせた状態になるようにかぶせて、土槽のふたをして加圧、減圧を 3 回くりかえした。砂層の形成に用いた砂は本実験に用いた同一の砂である。砂層の締め具合を把握するために砂層に投入した砂の重量と、検定前後の砂層の厚さを計測した。

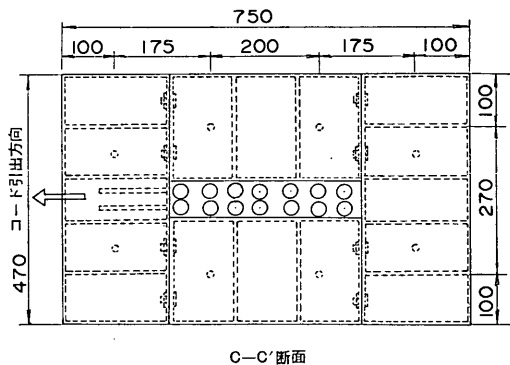
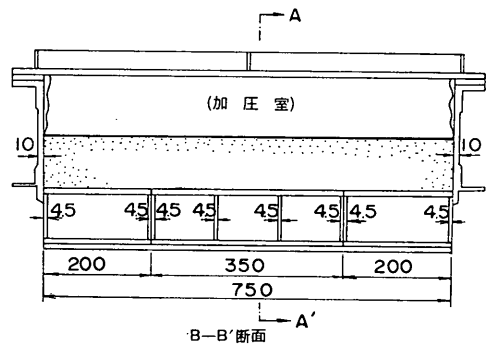
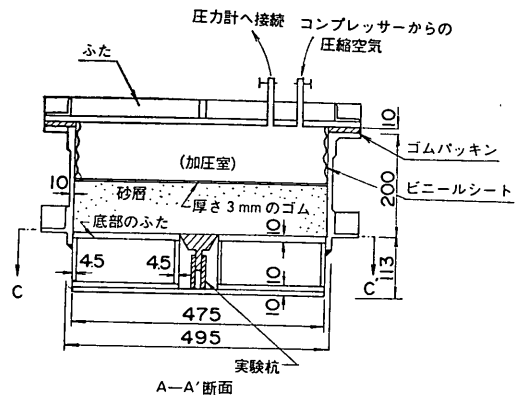


図-4.5 検定土槽

空気圧検定では、砂を投入せずに、ビニールシートを直接加圧室にかぶせた点が異なるだけで、砂圧検定と同じ方法をとった。

##### (2) 検定結果

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

まず初めに空気圧検定の結果について述べる。空気圧検定では検定線の直線性およびループ特性は極めて良好であり、繰返し载荷の影響は、ほとんどみられなかった。具体例として図-4.6(a)と図-4.7(a)に土圧計 No. 3 と No. 7 の結果を示す。同図中には、第1と第3サイクル

の結果のみをプロットしてある。参考のために、土圧計のメーカーが実施した土圧計単体について行った油圧による検定結果とを比較してみると、較正係数の比（油圧検定による較正係数/空気圧検定による較正係数）が0.983~1.036の範囲になっており、平均すると0.996で

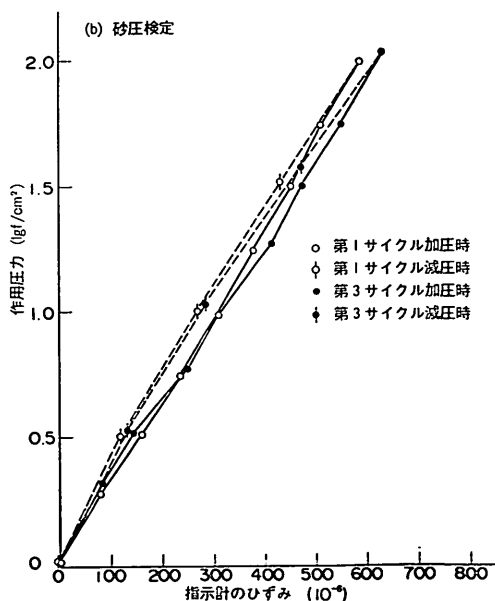
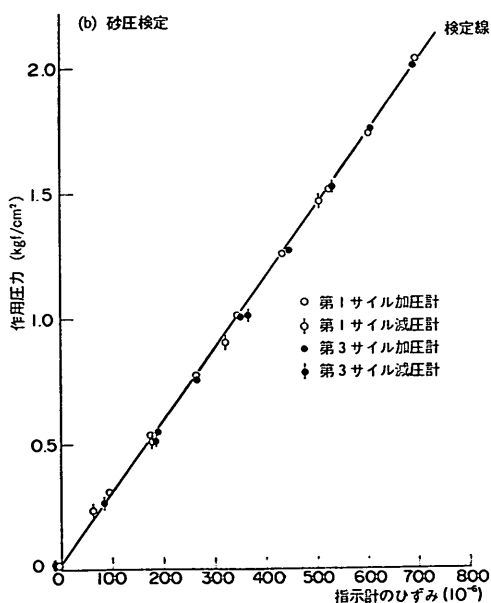
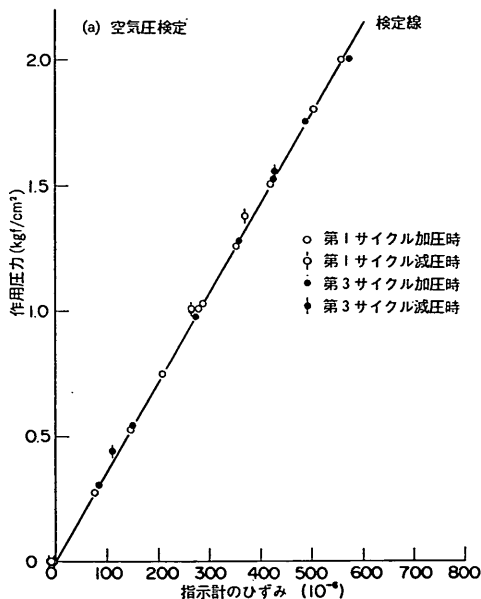
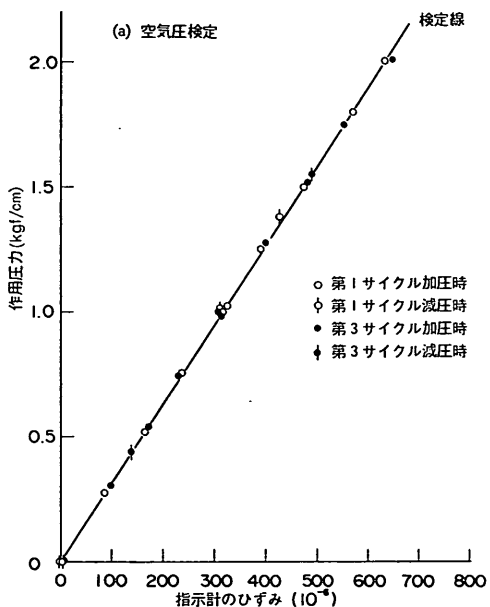


図-4.6 検定線の例 (土圧計 No. 3)

図-4.7 検定線の例 (土圧計 No. 7)



表-4.2 土圧計の検定結果一覧

土圧計 No.	油圧検定による較正係数	空気圧検定による較正係数	砂圧検定による較正係数
1	(1.007) 0.003060	0.003040	(1.119) 0.003401
2	(1.033) 0.003360	0.003252	(1.095) 0.003560
3	(0.983) 0.003115	0.003170	(0.909) 0.002881
4	(1.002) 0.002610	0.002604	(0.830) 0.002161
5	(1.036) 0.003160	0.003049	(0.951) 0.002901
6	(1.000) 0.002797	0.002797	(0.896) 0.002507
7	(0.987) 0.003525	0.003571	(0.903) 0.003224
8	(0.963) 0.002940	0.003053	(0.977) 0.002984
9	(0.991) 0.003590	0.003623	(1.008) 0.003652
10	(0.986) 0.003810	0.003851	(0.840) 0.003237
11	(0.986) 0.003380	0.003419	(0.879) 0.003005
12	(1.025) 0.002700	0.002635	(0.865) 0.002280
13	(0.934) 0.002849	0.002924	(0.859) 0.002513
14	(1.016) 0.003090	0.003040	(0.895) 0.002721

註) 砂圧検定時の砂層の初期状態は

$$e = 0.811 (\gamma = 1.466 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^3)$$

$$\text{検定終了時は } e = 0.782 (\gamma = 1.490 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^3)$$

あった。この結果からは油圧検定と空気圧検定の差がなかったと判断してよいと考えられる。そして、実験杭に土圧計を取付けることによって土圧計の測定機能に何らかの悪影響を与えるということはなかったということ、今回の空気圧検定の方法が妥当なものであったということをも裏づけるものと判断される。

次に、砂圧検定結果について述べる。砂圧検定時の砂層の初期間げき比は  $0.811 (\gamma = 1.466 \times 10^{-2} \text{kgf/cm}^2)$  で、検定終了時では間げき比が  $0.782 (\gamma = 1.490 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^3)$  であった。この地盤状態は表-4.1に示してある実験地盤の状態と同程度であるものと考えてよい。砂圧検

定では、検定線の特徴が土圧計によってかなり差があった。極めて良好な検定線を示した No. 3 の結果を図-4.6 (b)に示す。同図から検定線が良い直線性を示し、ループをほとんどえがけないことがわかる。また、繰返し载荷による影響もほとんどない。最も不良な検定線を示した No. 7 の結果を図-4.7(b)に示す。同図からは、検定線は直線を示さず、ループをえがいていることがわかる。また、繰返し载荷の影響は第1サイクルと第3サイクルでは第3サイクルの方がひずみが生じやすくなっている。ただし、同図中には煩雑になるため第2サイクルの結果を載せていないが、第2サイクルと第3サイクルではほとんど同じ検定線をえがいている。なお、ループのえがき方は、No. 7 の例では減圧時にひずみが小さくなっているが、他の例ではその逆になっているものもあり、傾向は同一ではない。また、空気圧を0にした状態(砂の重量のみがかかっている状態)では、 $\pm 10$ マイクロ程度のばらつきがあつて、一定しなかった。砂圧検定の結果からの較正係数の決定は、第2と第3サイクルの加圧時の記録(ただし、空気圧0の時のデータを除外)を最小二乗法によって近似する直線をもとめ、その勾配をとった。砂圧検定による較正係数と空気圧検定による較正係数は、空気圧検定による較正係数に対する比でみると、 $0.830 \sim 1.119$ の範囲で、平均値は  $0.930$  となっており、 $1.0$  を下まわるものが多い。

このように砂圧検定と空気圧の検定の結果は相違する点が生じている。そのため最終的にいずれの検定結果をもとに、実験結果の整理を行うべきか判断する必要がある。そのために砂圧検定の方法について考察する必要がある。まず実験杭の据付位置に関しては、加圧室の壁面の摩擦の影響をうけずに空気圧が土圧計近傍の砂に伝達されているかという点が問題となる。松澤らは内径  $58 \text{cm}$  の検定土槽内の厚さ  $40 \text{cm}$  の豊浦標準砂層中の中心軸上に土圧計を据付けて行った実験を行い、地表面から深さ  $8 \sim 15 \text{cm}$  の範囲であれば、その影響はないと結論している<sup>102)</sup>。この成果からみれば、使用砂は、異なるものの今回の実験杭の据付位置からみて、壁面摩擦の影響はないものと考えてよい。また Trollope & Lee は土圧計の受圧板上にアーチ作用が発生するために、受圧板上の土かぶりとして、受圧板の直径の  $0.9$  倍以上を必要とすることを示した<sup>103)</sup>が、その条件は満たしている。次に、実験杭受圧面と同一平面となるように配慮してある底部のふた剛性について留意する必要がある。つまり、底部のふたが、試験杭(土圧計をふくむ)よりも剛性が低く、たわみやすければその影響で試験杭面に応力集中が生じることになる。その場合は応力集中が生じる分だけ較正

係数が小さくなる傾向になる。全体の傾向としては空気圧検定の結果と比較すると、較正係数が小さくなっているが、なかにはほとんど変わらないものや、大きくなっている例もあるので、一概にその影響があらわれた結果であるとは断定できない。また、試験杭と比較すれば相対的に剛度がおちるとはいえ、厚さ10mmの鋼板ふたであることを考えると大きく影響が生じているとは考えにくい。

最後に受圧板の有効径は、これに接する土の粒径の50倍以上必要といわれている<sup>10)</sup>。この点に関しては、受圧板の有効径が23mmであるので、1~2.5mmの範囲であると推定される使用砂の最大粒径に対しては23~12倍となる。また、平均粒径約0.7mmに対しては33倍となり、前述の条件を満たしていない。この点が一番の問題であると思われる。そして土圧計の検定線が悪いものが散見されるのは、このことに一番の原因があると思われる。なお、今回の空気圧検定結果と砂圧検定結果の差の定量的な評価については、大きな差が生じているというより、むしろ比較的両者には差がなかったと考えるのが妥当である。以上のような砂圧検定方法についての考察をふまえて空気圧検定による結果と砂圧検定による結果のいずれを採用するか最終的判断については、砂に接している影響をすこしでも反映している点を重視して、砂圧検定による較正係数を採用することとした。

### 4.3 実験結果

#### (1) 杭の挙動

実験中の杭の挙動を把握するために、荷重伝達装置に

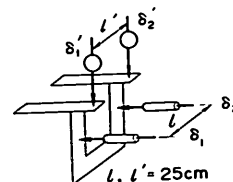
合計7個の電気式変位計を取付けたことは4.1(4)において述べた。この測定結果をもとに、実験中の杭の挙動を推定した。

はじめに、試験杭が荷重中に杭の中心軸を通り、荷重の作用方向と一致する鉛直面に関して、対称な動きをしているかどうかについて検討する。実験杭の下端はヒンジ状態にするために蝶番を用いたことはすでに述べた。ただ、この蝶番は市販の建築用のものを加工したものであり、精密に製作されたものでないため、いくぶんの遊びをもっている。そのため、荷重中に何らかの原因で、水平面内の回転や、荷重方向に直角な鉛直面内で回転することが考えられる。この点について吟味するために、荷重中最も大きな変位が生じた最大荷重時における4つの変位計の記録と、それにもとづく杭の回転角の計算値を表-4.3に示した。同表によれば、水平面内の杭の回転は、荷重伝達装置の頂板部付近で、すべてのケースを通じて最大 $4.32 \times 10^{-3}$ ラジアンであったことがわかる。また、荷重方向に直角な鉛直面内の回転はすべてのケースを通じて最大 $3.52 \times 10^{-3}$ ラジアンであった。この程度 of 回転であれば実験杭は、おおむね、初期の設置状態における杭の中心面内を、荷重重方向に倒れていったとみなしてよいものとする。

次に、杭の各点の水平方向の変位を計算し、その結果をもとに、杭の挙動を考える。水平方向の変位の計算は杭の中心軸に対称に配置された2個の変位計の実測値の平均を、杭の中心点の変位として、2箇所 of 鉛直方向の変位、1箇所 of 水平方向変位をもとに幾何学的関係から、杭の任意の点の変位を計算する方法によった。ただし、

表-4.3 実験杭の回転挙動（最大荷重時における実験杭の傾き）

ケース	$\delta_1$ (mm)	$\delta_2$ (mm)	$\frac{\delta_1 - \delta_1'}{l}$ (ラジアン)	$\delta_1'$ (mm)	$\delta_2'$ (mm)	$\frac{\delta_1' - \delta_2'}{l'}$ (ラジアン)	$y_{top}$ 杭頭変位 (mm)
T-0	109.13	108.40	$2.92 \times 10^{-3}$	28.53	28.33	$8.00 \times 10^{-4}$	74.91
TS-0	92.44	91.92	$2.08 \times 10^{-3}$	24.44	25.32	$-3.52 \times 10^{-3}$ *	61.70
T-10	59.56	58.86	$2.80 \times 10^{-3}$	15.42	14.82	$2.40 \times 10^{-3}$	39.75
TS-10	59.92	58.34	$4.32 \times 10^{-3}$ *	15.86	15.45	$1.64 \times 10^{-3}$	38.31
T-20	53.84	54.56	$-2.88 \times 10^{-3}$	15.39	15.08	$1.24 \times 10^{-3}$	34.31



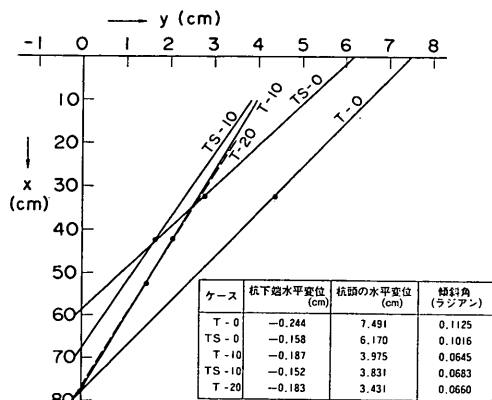


図-4.8 最終荷重段階における杭の変位

この場合、実験杭および荷重伝達装置の鉛直板の変形は全くないものと仮定して計算している。このようにして計算した結果から、各種類の実験の最終荷重段階における杭の変位の状態を図-4.8に示す。この図からみると杭の下端部は0.15~0.24cm 載荷方向と反対に変位して、下端から2cm程度のところを中心回転する変位のしかたをしているという結果になっている。計算結果による下端におけるこの水平変位を解釈する場合、実際に下端部が前述のような蝶番を用いたため動いているということ、変位計算による誤差の2つの面から考えなければならない。まず蝶番の遊びについて調べてみると1mm程度の変位は生じているものと判断された。したがってあとの0.5~1.4mm程度は変位の測定値をもとに、推定計算した結果の誤差であると考えることができる。変位の計算にあたっては、実験杭および荷重伝達装置の変形を無視したが、そのことによる誤差がどの程度になるか試算してみる。そこで最も誤差に大きく影響を与えると推測される荷重伝達装置の鉛直板の変形の影響をとりあげる。荷重伝達装置の鉛直板を、実験杭との連結用の2つのボルトの間中部で固定されたスパン長45cmの片持梁とモデル化し、載荷重によるこの片持梁の端部(頂板部に相当)の水平方向のたわみとたわみ角を算出し、これを無視して計算したことによって生ずる杭の水平変位の誤差を試算する。ケースT-0とT-20の最大荷重時について計算すると、最下端の土圧計の位置(土圧計のNo.7とNo.14の位置(においてそれぞれ約0.4mmと約0.3mm)であった。これは、実験杭および荷重伝達装置の変形を無視して計算した、同位置の水平変位の約1%と約2%である。また下端の水平変位については約0.5mmと0.4mmであった。蝶番の遊びが約1mmあるので下

端において鉛直板の変形を無視した以外の影響による計算誤差がそれぞれ0.9mm(2.44-1.0-0.5±0.9)と0.4mm(1.83-1.0-0.4±0.4)あるということになる。このような計算誤差として考えられるのは頂板の変形、変位測定板の変形、左右の変位計で得られた変位の平均値を杭中心の変位として、三次元的な動きを無視した結果等あげられるが、これらの総合的な結果としては、十分に生じうる誤差程度であると思われる。

このため、杭下端の実際の水平変位は図-4.8に示した値よりも小さなものとなり、奇妙な動きをしておらずほとんど杭の下端部を中心に回転して、載荷方向に倒れるような挙動をしたと考えてよいと判断される。

また、以降において土圧計の測定値と水平変位の関係などを議論するにあたって、水平変位の計算値が、それに耐えられるだけの精度と有するかどうかについて考える。

計算された下端における水平変位の値から、蝶番の遊び約1mmを差引いた値に相当する分だけ、最下端の土圧計の位置における水平変位の計算誤差があると仮定する。すると、最下端の土圧計の位置における水平変位の2~6%の範囲に相当する誤差になる。最下端の土圧計の位置における計算誤差はその性質上、杭下端のそれより小さな値であると考えることが妥当であるから、真の誤差はこれよりも小さなものであると考えてよい。また、さらに浅い部分においては、変位の計算誤差は小さくなり、かつ、水平変位は大きな値になるので%値であらわした誤差はさらに小さなものである。これらのことから、前述の方法で計算して推定した水平変位の値は、必要な精度を有しているものと判断される。

図-4.9、図-4.10に実験中のブルーピングリングにより測定された水平荷重H(kgf)と実験杭の頭部の水平変位 $y_{top}$ (cm)および実験杭の載荷方向への傾斜角 $\theta$ (ラジアン)の関係を示す。これらの図から、杭長の同じTS-0、TS-10、T-20の間では、土被りの大きい順に変位がしにくいことを、また、土被りが同じT-0とTS-0または、T-10とTS-10の比較をすれば、杭長の長いT-0とT-10が変位しにくいことを示しており、妥当な傾向にあることがわかる。各ケースの最終載荷時のH、 $y_{top}$ 、 $\theta$ は、表-4.1中に記してある。

(2) 地盤表面の動き

載荷中の地盤表面の動きは、載荷に伴い杭の受圧面の上方付近の地盤は盛り、荷重伝達装置の鉛直板の背後はおちくぼんでくる。杭の前方の地盤面(杭の中心線上)の盛り量の測定結果の1部を図-4.11に示す。

図をみるとわかるように負の盛り量が測定されてい

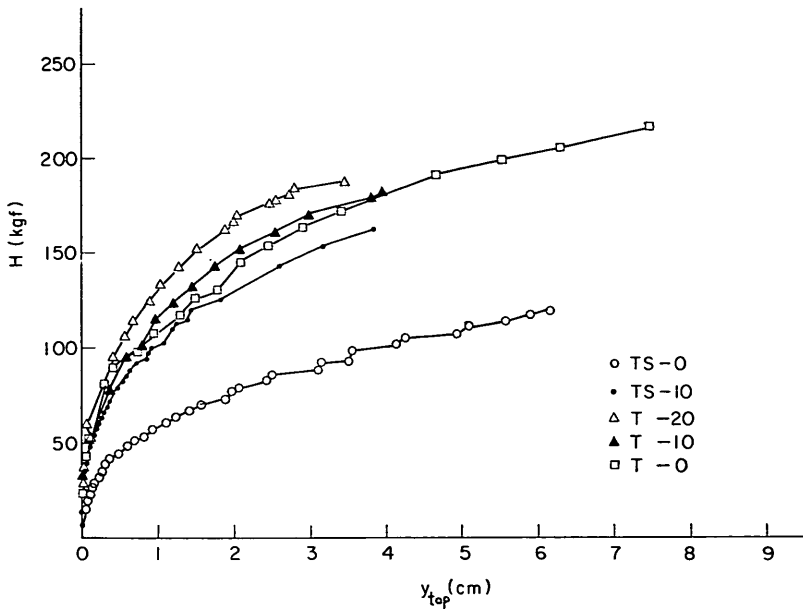


図-4.9  $H \sim y_{top}$  の関係図

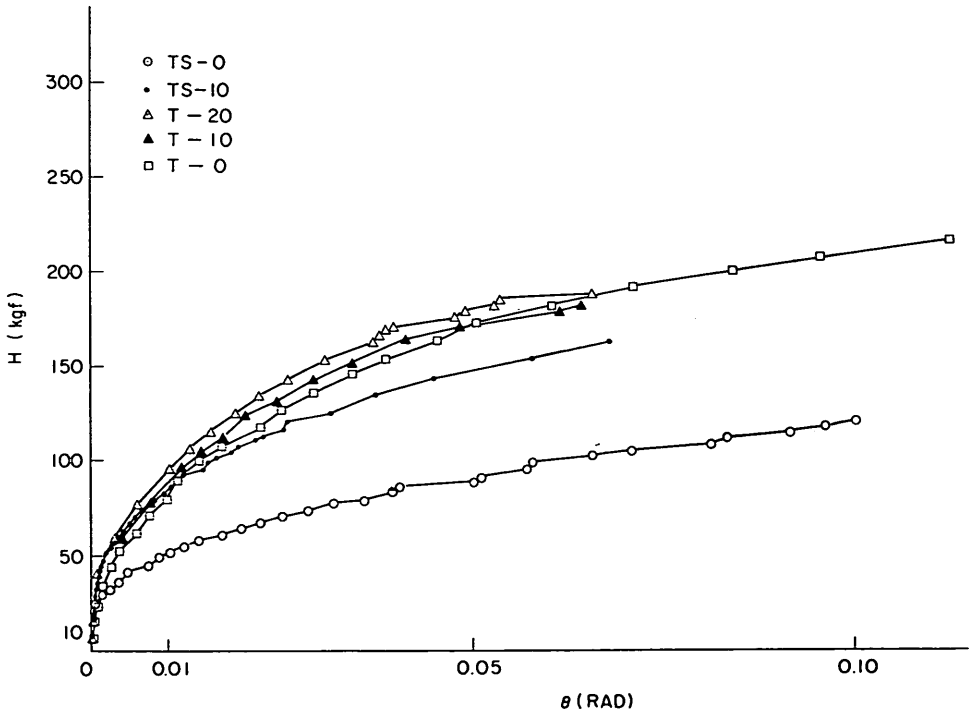


図-4.10  $H \sim \theta$  の関係図

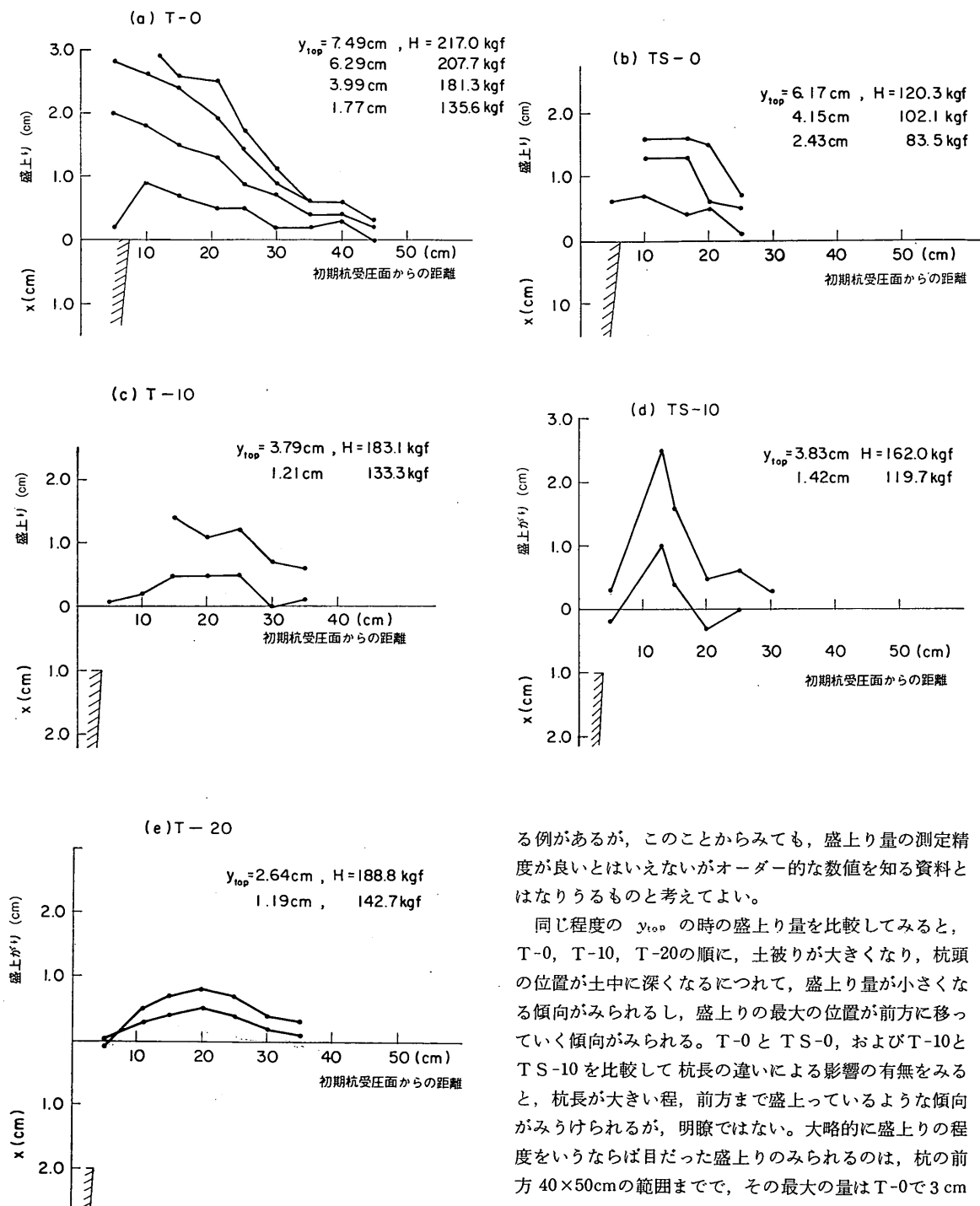


図-4.11 杭の前方地盤面の盛上り  
 (杭の中心軸線上)

る例があるが、このことからみても、盛上り量の測定精度が良いとはいえないがオーダー的な数値を知る資料とはなりうるものと考えてよい。

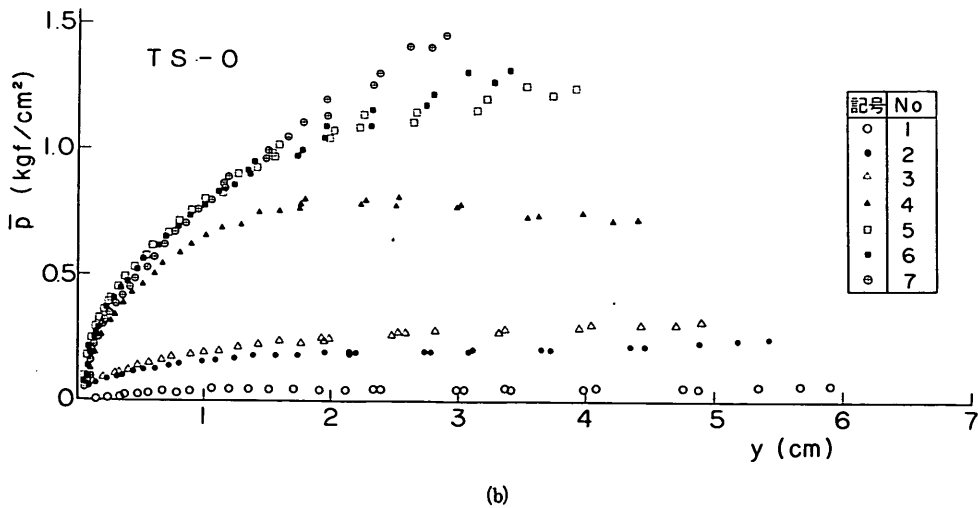
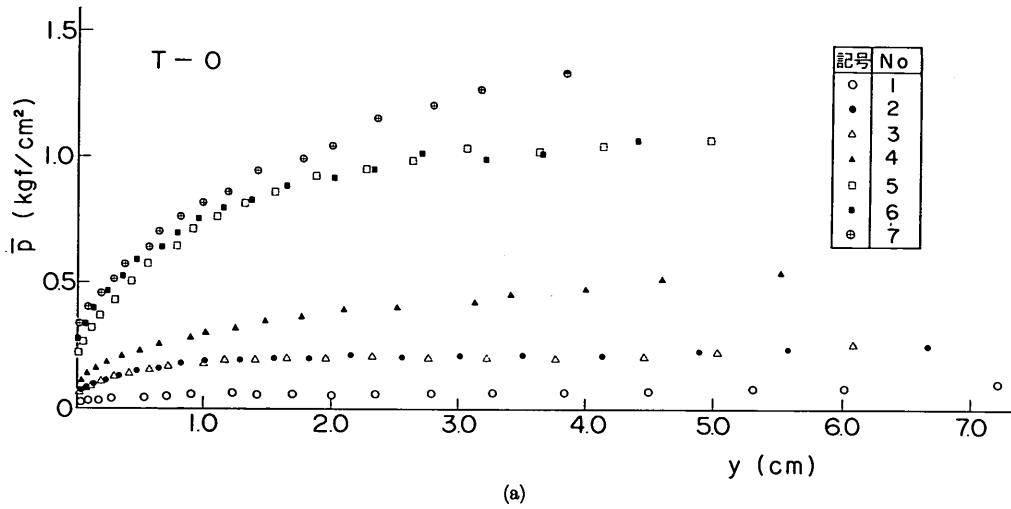
同じ程度の  $y_{top}$  の時の盛上り量を比較してみると、T-0、T-10、T-20の順に、土破りが大きくなり、杭頭の位置が土中に深くなるにつれて、盛上り量が小さくなる傾向がみられるし、盛上りの最大の位置が前方に移っていく傾向がみられる。T-0とTS-0、およびT-10とTS-10を比較して杭長の違いによる影響の有無をみると、杭長が大きい程、前方まで盛上っているような傾向がみられるが、明瞭ではない。大略的に盛上りの程度をいうならば目だった盛上りのみられるのは、杭の前方40×50cmの範囲までで、その最大の量はT-0で3cm以下、T-20で1cm以下であった。

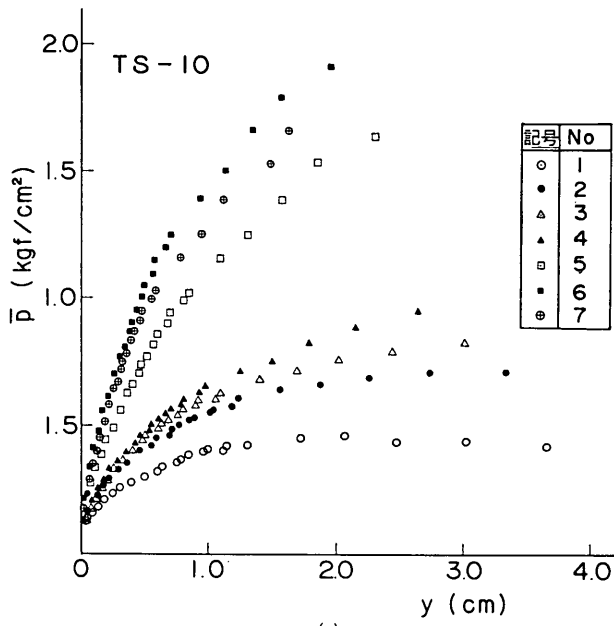
参考のために、3.の模型杭の水平載荷実験の場合には本実験よりはるかに小さな盛上り量しかなく、パイロット杭の場合しか明瞭にはわからない程度であった。ま

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

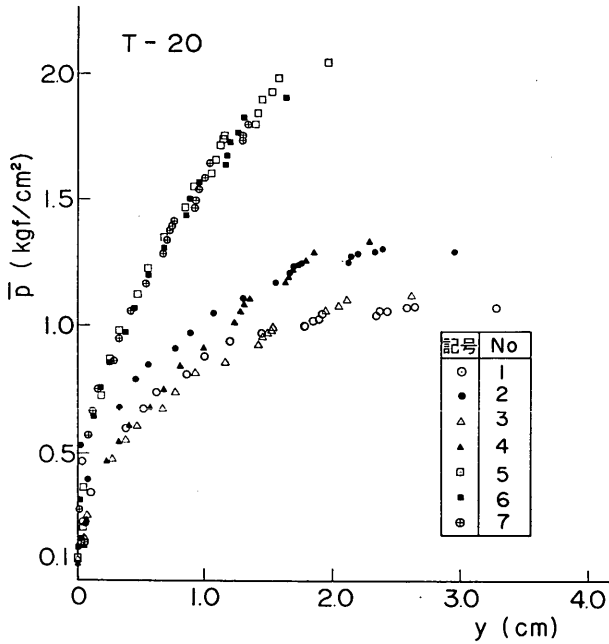
表-4.4 左右の土圧測定値の比 ( $y_{top} = 1.0\text{cm}$  のとき)

ケース名 土圧強度比	T-0	TS-0	T-10	TS-10	T-20	平均
No. 1/No. 8	1.00	0.73	1.12	1.05	1.06	0.99
No. 2/No. 9	1.24	1.24	1.08	1.06	1.06	1.14
No. 3/No.10	1.40	0.96	1.07	1.00	1.09	1.10
No. 4/No.11	1.20	0.96	0.92	0.93	0.86	0.97
No. 5/No.12	1.28	1.16	1.00	1.16	0.99	1.12
No. 6/No.13	1.25	1.13	1.21	1.17	1.21	1.19
No. 7/No.14	0.87	1.09	1.12	1.23	1.02	1.07
平均	1.18	1.04	1.07	1.09	1.04	1.08





(c)



(d)

図-4.12  $\bar{p} \sim y$  関係

た、目視で、盛上りの生じていると判断できるのは、杭の前方の高々15~20cmの範囲であった。この差は模型杭の場合、剛度が低いため、杭頭から深さ方向に向って

急激に水平変位が減少すると、頭部付近の杭のたわみ角が大きく地中方向に砂を押し込むように働く、地盤反力が作用するのに対して、試験杭の場合は剛なため深さ

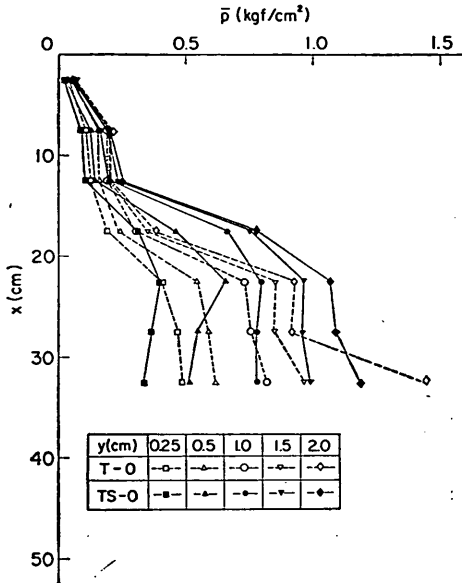
砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

方向に減少が急激でない変位を生じていること、地盤反力の作用方向などの点で深さ方向に相対的に大きな範囲まで、地盤の変形に寄与する動きをしていることが原因

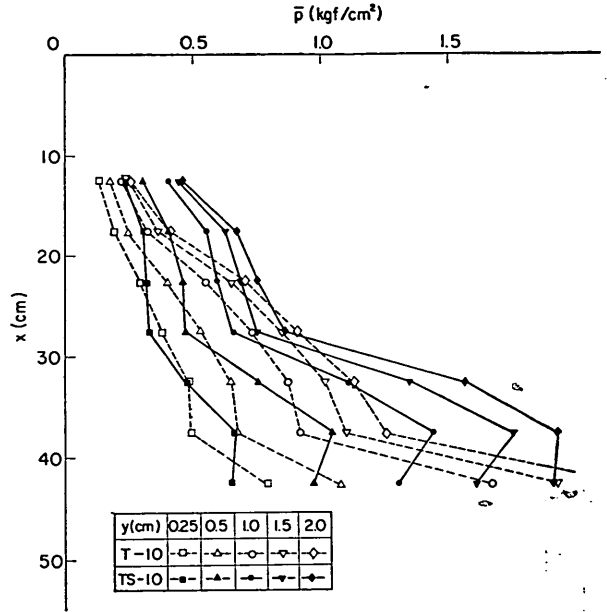
と推測できる。

(3) 横方向地盤反力

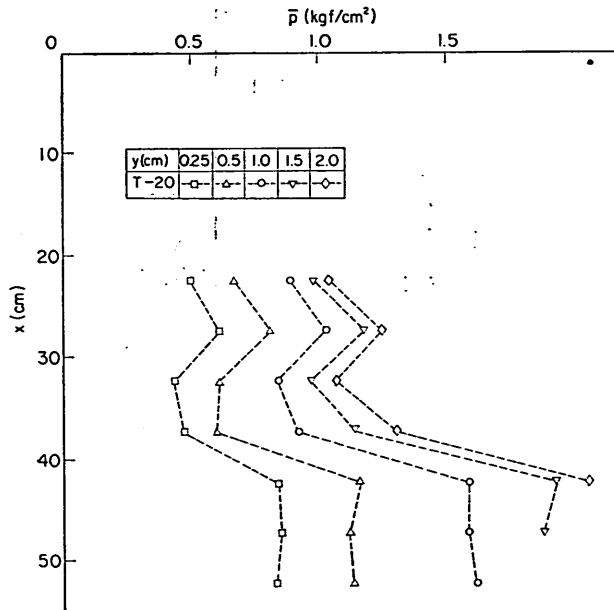
実験杭に取付けられた土圧計によって得られた土圧



(a)  $d=0$



(b)  $d=10\text{cm}$



(c)  $d=20\text{cm}$

図-4.13  $\bar{p}$  の鉛直分布図



(正確には土圧強度)は、杭面の受ける地盤反力(正確には地盤反力強度であるが以降、地盤反力と称する)である。そして、杭の挙動が、横方向に変位しようとするものであるので、横方向地盤反力と呼称する。土圧計は、同一深度に2個ずつ、杭中心に関して対称に配置されているので、杭が理想的に載荷方向に真直に変位すれば左右の土圧計の測定値は、同一値を示すはずである。しかし、実際には左右土圧測定値は同一ではなく、ばらつきを示す。表-4.4は、杭頭の水平変位  $y_{top}$  が1 cm のとき左右の土圧計の測定値の比をとりまとめたものである。同表によれば、左右の土圧計の測定値の大小の傾向は、実験ケースと、土圧計取付深度によって、一定して

はいない。そして、ばらつきの程度を左右の土圧測定値の比でみれば、1.40~0.73の範囲であった。この程度のばらつきは土圧計測定実験の多くの例からみて、良好な測定結果であることを示すものと考えてよい。

土圧測定値の整理にあたっては左右の土圧計の平均値をもとめ、その値を、土圧計取付深度における横方向地盤反力  $\bar{p}$  (kgf/cm<sup>2</sup>) と称することとする。また、土圧計取付位置の水平変位を  $y$  (cm) とする。土圧計取付位置は、土圧計 No.1 と No.8 の取付位置を、土圧計取付位置 No.1 とし、以下、下方に No.7 までの番号で呼ぶこととする。

ケース T-10 をのぞく実験ケースの  $\bar{p} \sim y$  関係を図-4.

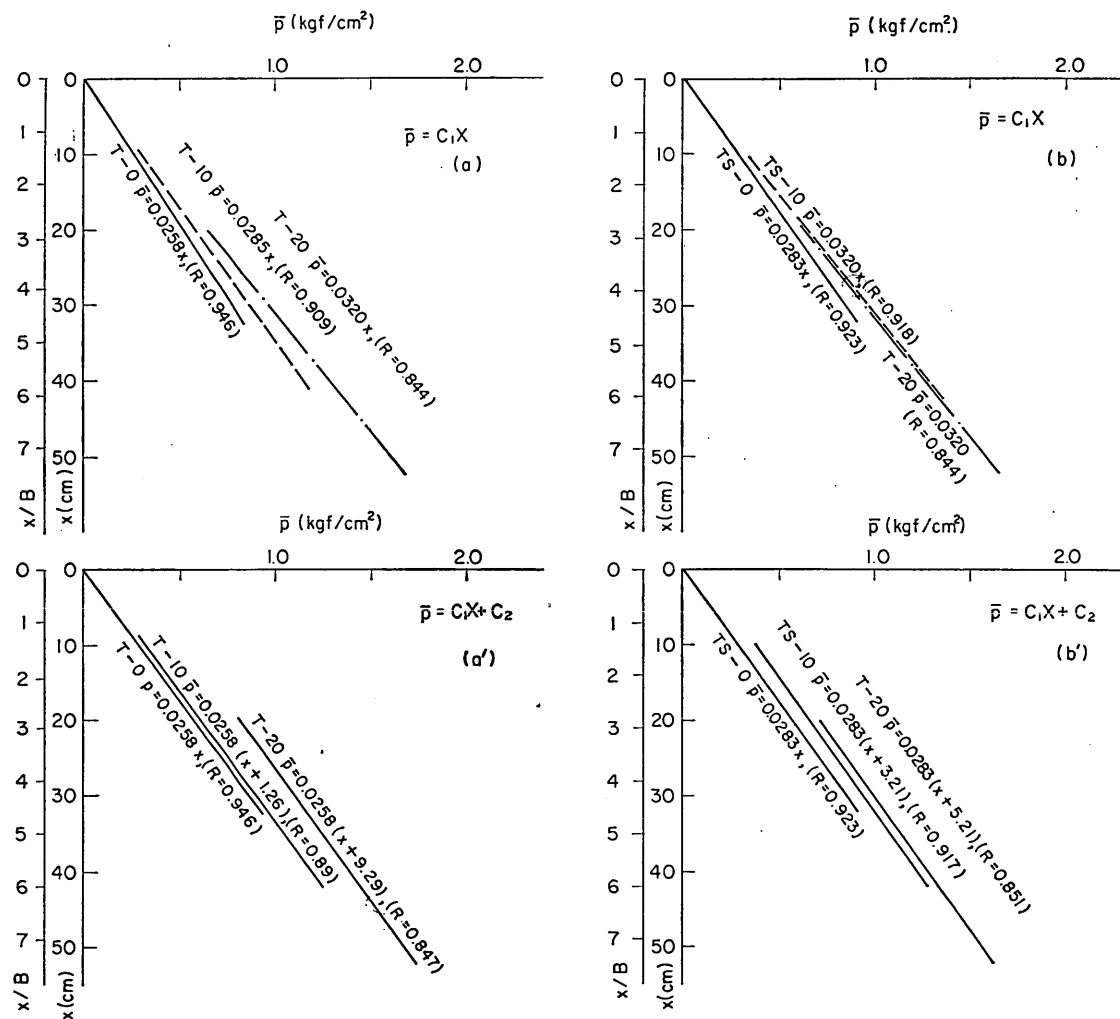


図-4.14 地盤反力の鉛直分布の直線近似 ( $y=1$  cm のとき)

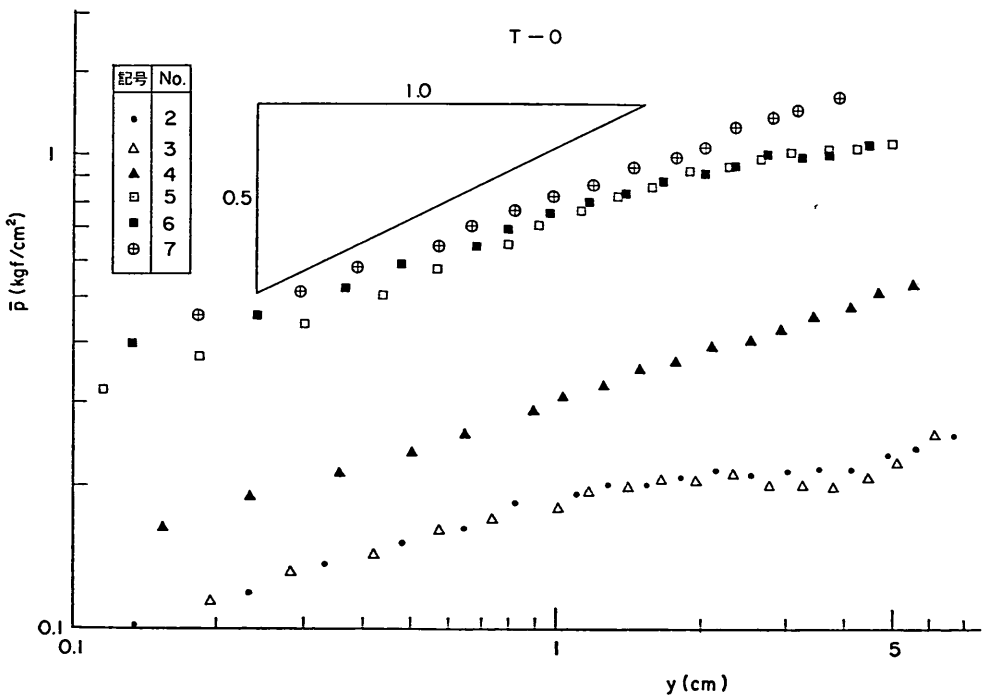
12にまとめた。同図から、水平変位 $y$ の増加に従い横方向地盤反力 $\bar{p}$ は、図上で上に凸な曲線をえがいて増加し、次第に一定値を示すようになる。このような一定となった $\bar{p}$ は、いわゆる極限地盤反力 $p_0$ ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )に相当する。

$y$ が相当に大きくなり、極限地盤反力にはほとんど接近したとみられる状態で、 $\bar{p} \sim y$ の関係が滑らかな曲線ではなく、 $y$ の増加に伴い $\bar{p}$ が一担減少して、また増加したりするなど、ぎくしゃくした関係を示す箇所がみられるが、このような状態は、地盤が塑性状態に達してから、力の再配分などがおこり、また地盤の抵抗が増加するという状態になっているものと推測される。

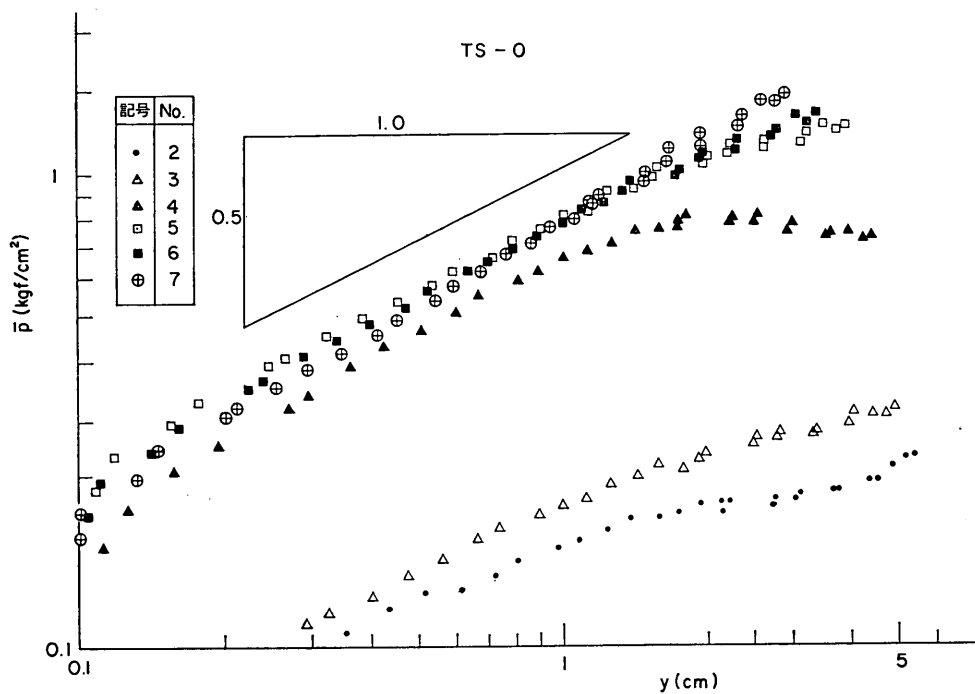
図-4.13は、同一の水平変位に達したときの $\bar{p}$ の深さ方向の分布を示したものである。図-4.13(a)と図-4.13(b)は同一土被りのケースを併記してある。これらの図から、土被りのないケースすなわち土中に埋まっていないケースについては同一水平変位に達したときの横方向地盤反力は、深さ方向に増加しており、おおむね地表面を通る直線で近似できるものと思われる。土被りのあるケースすなわち、土中に埋まっているケースについても、深さ方向に増加している傾向があるとみることができ

る。同一土被りであるケースT-0とケースTS-0、およびケースT-10とケースTS-10と比較するといずれの場合も杭長の短いケースTS-0とケースTS-10の方が地盤の抵抗が大きいという傾向がみられる。この理由は、同一水平変位の状態では杭長の大きいケースT-0とケースT-10の方が傾斜角が小さく、地盤に伝達される力の作用方向が相対的にみて上向きになることと、杭長の長い場合、より深い部分をもふくむ広い範囲で地盤に力を伝達していることなどによるものと推測される。

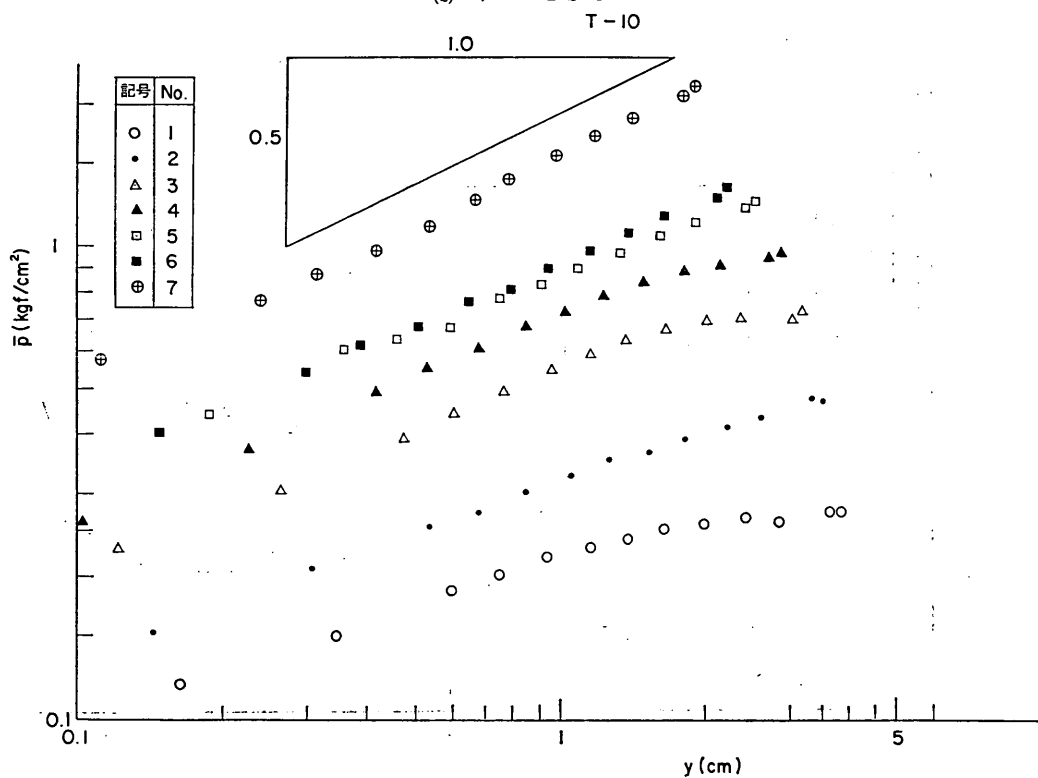
図-4.14は、 $y=1.0\text{cm}$ のときの $\bar{p}$ の鉛直分布を直線近似した結果をまとめたものである。全ケースについて地表面を0とする直線近似を行った。さらに、ケースT-10はケースT-0と同一勾配をもつ直線近似、ケースTS-10はケースTS-0と同一勾配をもつ直線近似、ケースT-20はケースT-0とケースTS-0の勾配をもつ直線近似を行った。図-4.14によれば、図-4.13についてみられた特徴がよりはっきりわかる。そして、地中杭は、地表面杭よりも地盤の抵抗が大きいことを示している。また地表面杭に対する増大の程度は、同一杭長のシリーズ(TS-0, TS-10, およびT-20のケース)の場合の方が小さい傾向にある。



(a) ケースT-0

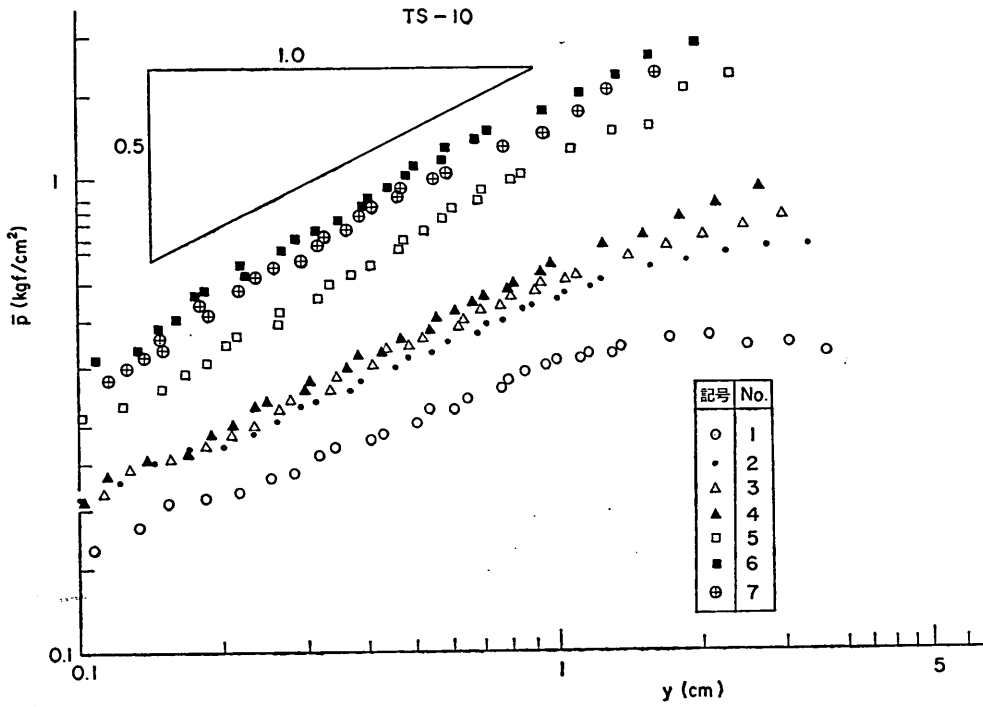


(b) ケース TS-0

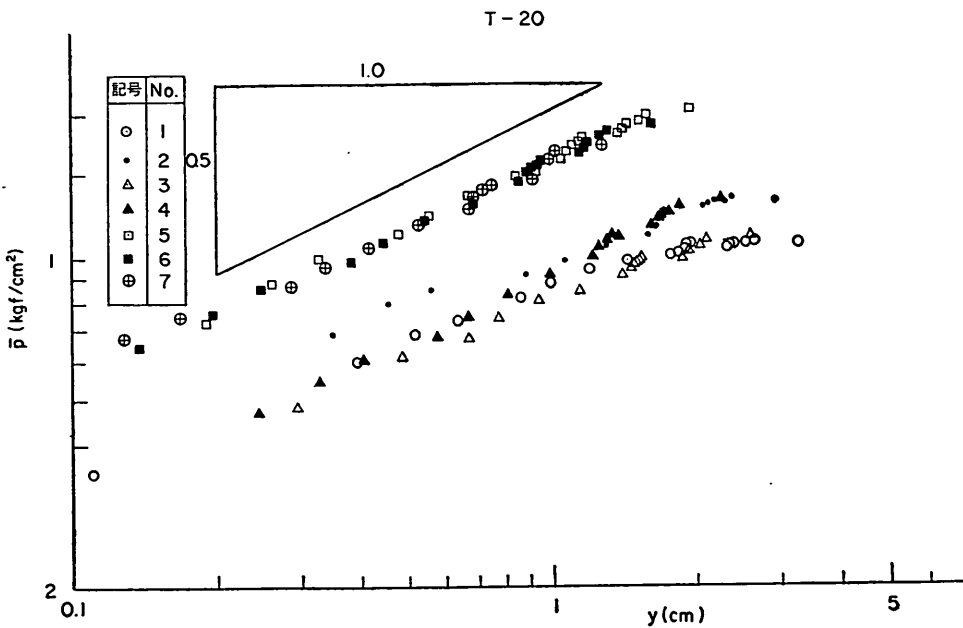


(c) ケース T-10

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



(d) ケース T S-10



(e) ケース T-20

図-4.15  $\log \bar{p} \sim \log y$  関係

図-4.15は、 $\bar{p}$ と $y$ の関係を両対数グラフで整理したものである。ただし、 $\bar{p} < 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $y < 0.1 \text{ cm}$ 以下のデータは、その精度を考慮して図化していない。そのため、ケースT-0とケースTS-0のNo. 1の $\bar{p} \sim y$ 関係は同図には全く載っていない。これらの図から次の特徴が判明する。 $y$ が相当に大きくなると、はずれて、ゆるい傾きとなるが、それまでの範囲では、ほぼ直線とみなしうる関係となっている。直線からはずれる $y$ は、杭頭に近い位置でおおむね1.5cm程度である。しかし杭頭からはなれた位置では2.0cmをこえても、直線からはずれるに至っていないものもみられる。そして、ケースT-0以外のケースでは、ごく一部のデータを除いて、0.5の傾きの直線によく近似していることがわかる。すなわち、次式が成立している。

$$\bar{p} = K \cdot y^{0.5} \quad (4.1)$$

ここに、 $K$ : 係数( $\text{kgf/cm}^2 \cdot \text{cm}^{-0.5}$ )

#### 4.4 考 察

##### (1) $\bar{p} \sim y$ の基本関係式

はじめに、 $\bar{p}$ と $y$ の関係式について、土被りがなく杭頭が地表面にある杭(地表面杭)と土被りをもち杭頭が地盤内に埋込まれている杭(地中杭)とは異なるのかどうかという観点をもまじえて考察を加える。

4.3(3)において述べたように、 $y$ がある範囲以下において、 $\log \bar{p} \sim \log y$ の関係が直線とみなせる。そしてその直線の勾配が、地中杭ではすべて、0.5とみなせるのに対し、地表面杭ではケースTS-0が地中杭と同様に0.5の勾配となるが、ケースT-10では、よりゆるい勾配(測定点によって異なるが0.3~0.4の範囲にある)になっている。したがって、ケースT-0とケースTS-0のこのちがいが、実験条件等の差などによる有意なものなのかどうかについて検討をする必要があると考える。

そこで $\bar{p} \sim y$ の関係を表わす関係式として、2つの式を仮定して、その妥当性について調べつつ、検討をすすめる。第一は、 $y$ が増大すると $\bar{p}$ が一定値になるという傾向に着目して双曲線をとりあげる。すなわち次式である。

$$\bar{p} = \frac{y}{A + By} \quad (4.2)$$

ここに、 $A$ : 係数( $\text{kgf}^{-1} \cdot \text{cm}^3$ )

$B$ : 係数( $\text{kgf}^{-1} \cdot \text{cm}^2$ )

$y$ が無限大になると $\bar{p} = 1/B$ となる。このときの $\bar{p}$ は極限地盤反力であり $\bar{p}_u$ と表すこととすると、

$$\bar{p}_u = 1/B \quad (4.3)$$

となる。また $y=0$ のとき、 $\partial \bar{p} / \partial y = 1/A$ である。双曲線の初期接線勾配を $E_i (\text{kgf/cm}^3)$ で表すと

$$E_i = 1/A \quad (4.4)$$

となる。

もう一つの関係式は、 $y$ が余り大きくならない範囲で $\log \bar{p}$ と $\log y$ が、勾配0.5の直線性を示すという実験結果、すなわち $\bar{p}$ が $y$ の0.5乗に比例するという点に着目して、次式を考える。

$$\bar{p} = K \cdot y^{0.5} \quad (4.1) \text{再掲}$$

ここに、 $K$ : 係数( $\text{kgf/cm}^2 \cdot \text{cm}^{-0.5}$ )

この場合の近似に用いるデータは $\bar{p} \propto y^{0.5}$ の関係から相当はずれていると予測される $y > 2 \sim 3 \text{ cm}$ の範囲を除外している。

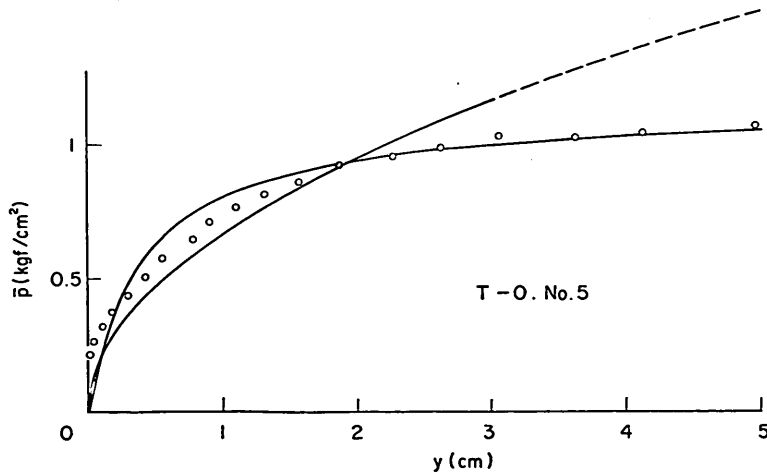
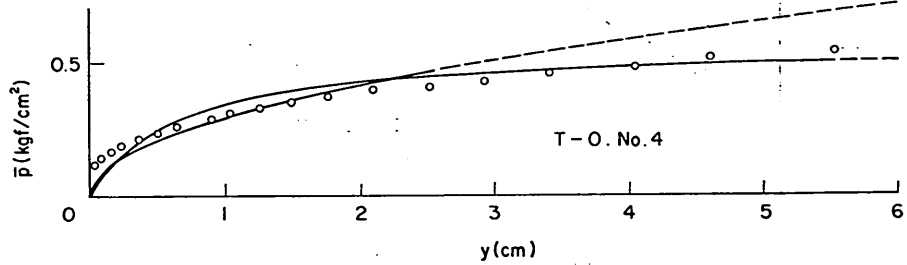
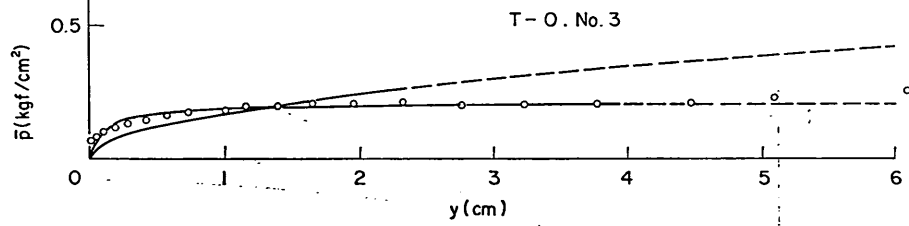
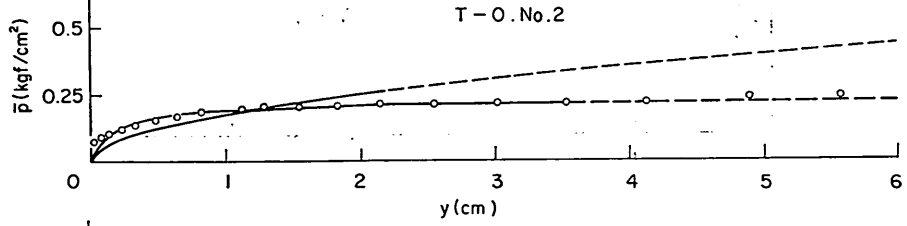
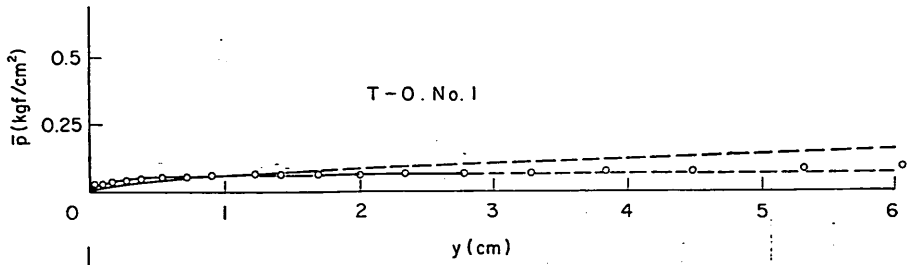
具体的な近似式の決定方法は次のようにした。式(4.2)による近似は、式(4.2)を $y/\bar{p} = A + By$ と変形し、 $y/\bar{p}$ と $y$ を変数と考えて最小二乗法で決定した。式(4.1)の場合は $K$ を仮定した近似式の $\bar{p}$ と実測の $\bar{p}$ の差の二乗の和が最小となるように、試行によって $K$ を決定した。

図-4.16と図-4.17に、ケースT-0とケースTS-0について、式(4.1)と式(4.2)で近似した曲線を実測値とあわせて示した。

まず、ケースTS-0についてみると、双曲線で近似した結果は、実験結果全体の $y$ の大きな範囲までよく近似している。 $y$ の0.5に比例するとした場合は、 $y$ が2~3cm以下の範囲について近似式をもとめたのであるが、その範囲についてはよい結果を与えている。もち論、 $y$ のより大きな範囲について、近似しようとするれば近似度がおちることは明らかである。

ケースT-0は、一見してケースTS-0より近似度が低いことが判断できる。近似曲線と実測値の乖離の傾向をみていき、原点付近に着目すると、実験の開始直後に地盤反力の大きさに比較して、変位が小さいという傾向になっていることがわかる。つまり、実験値の曲線が原点付近でスムーズに立ちあがっていないのである。このような結果を生じる原因となる実験時のトラブルについては思いあたる事項がないが、実験者の感知しえなかった原因がないとは断言できない。そこで、何らかの原因で原点が正確でないとは仮定する。具体的には変位が正しくなく、原点が右に $y_i (\text{cm})$ だけずれていると仮定する。そして、式(4.1)と式(4.2)において $y = y - y_i$ とおきかえて、同式で最もよく近似できる任意の $y_i$ を試行で計算した。この場合の最もよく近似できるというのは $(y - y_i) / \bar{p} = A + B(y - y_i)$ と変形して、 $(y - y_i) / \bar{p}$

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



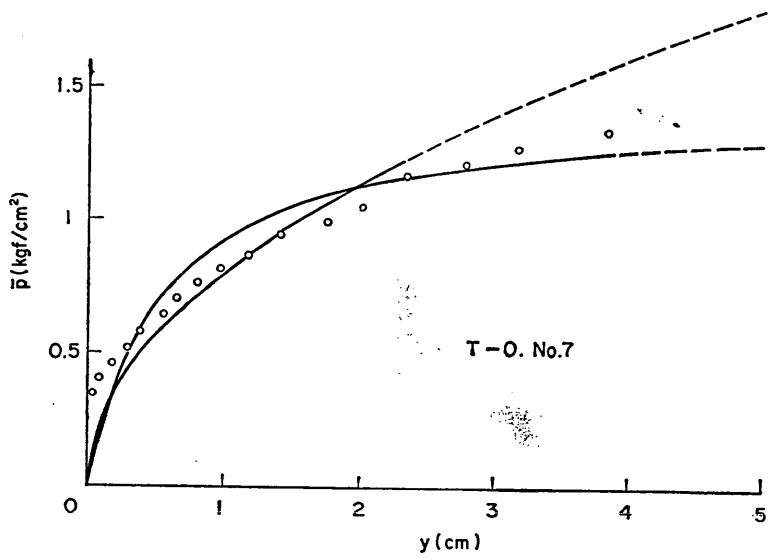
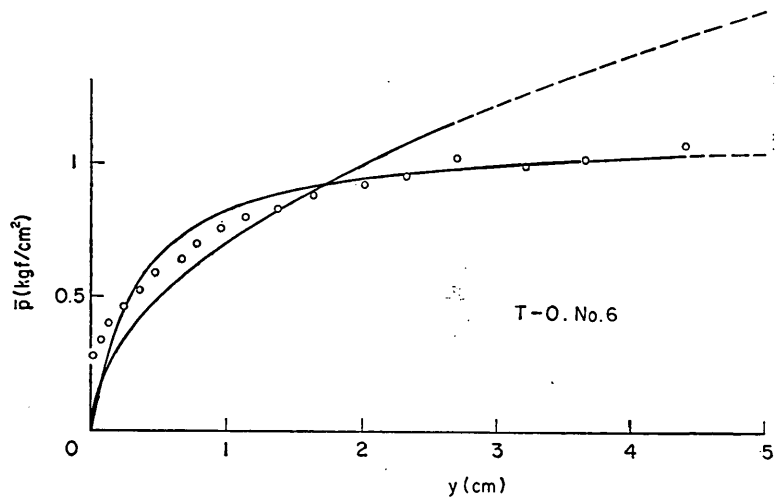
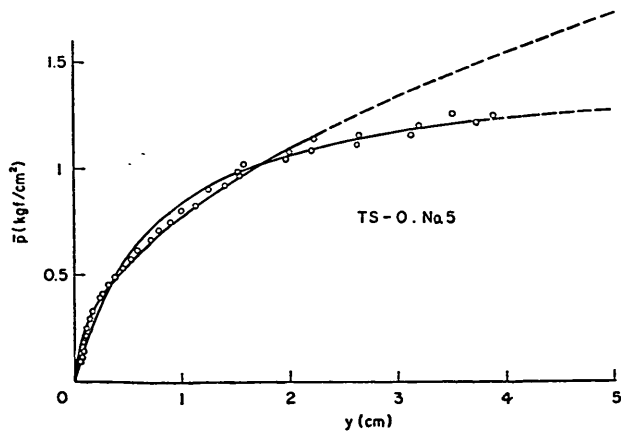
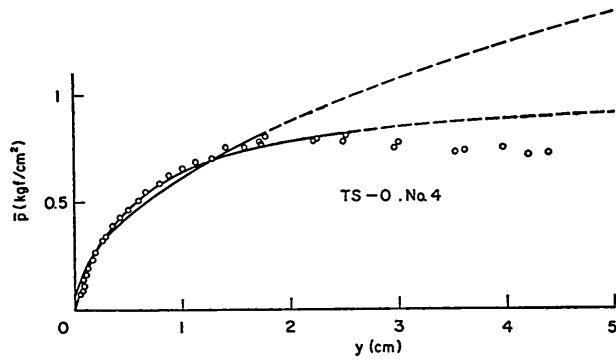
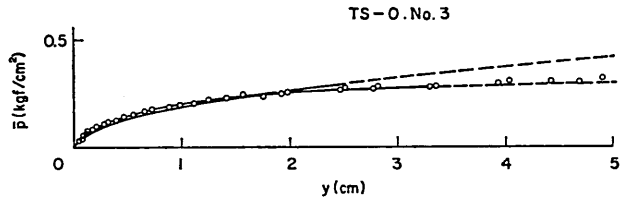
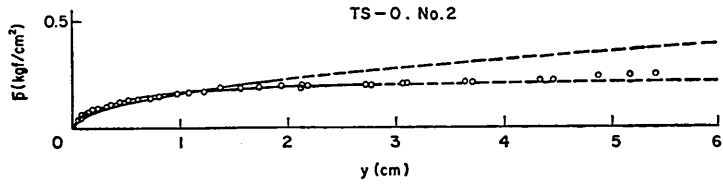
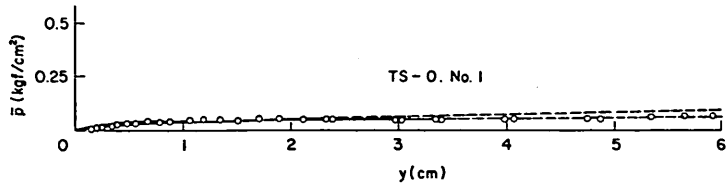


図-4.16  $\bar{p} \sim y$  関係の近似曲線 (ケース T-0)

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究





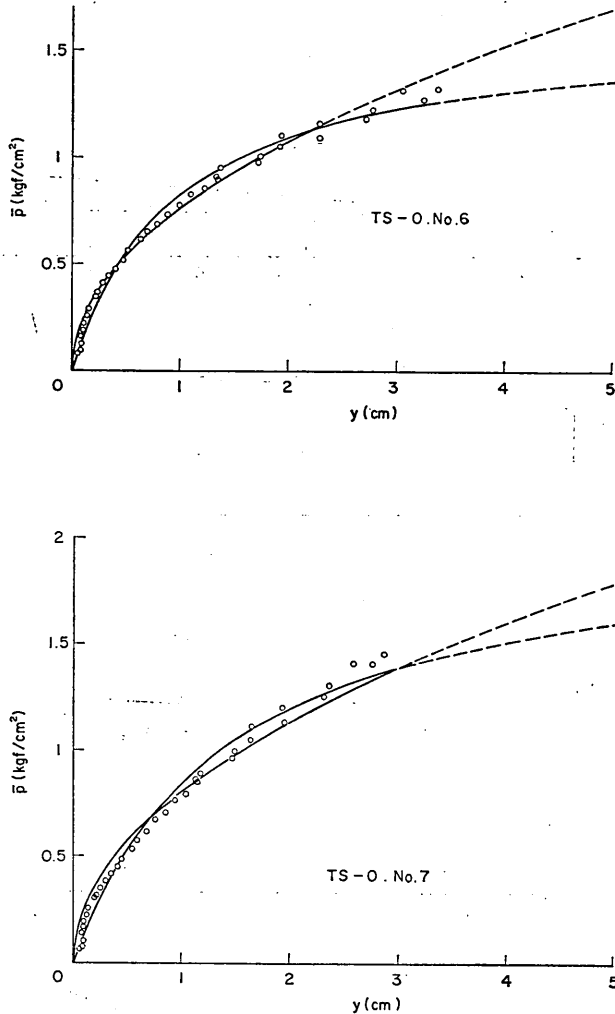
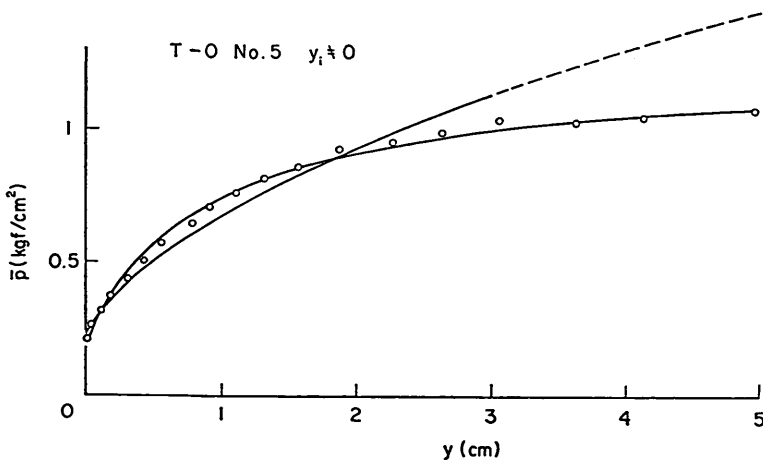
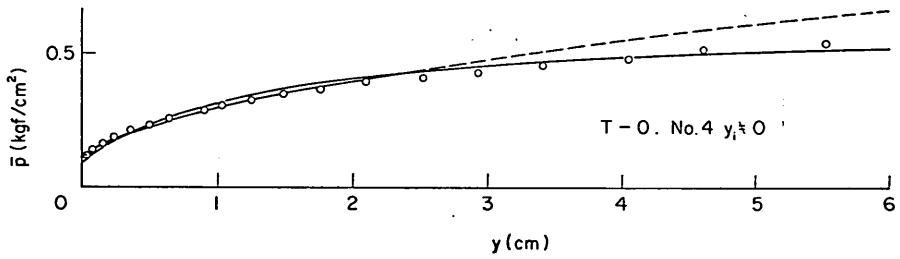
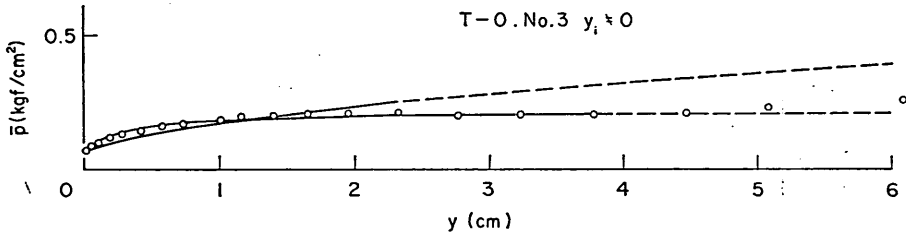
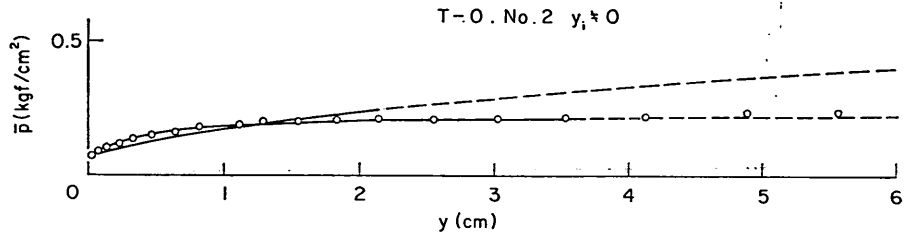
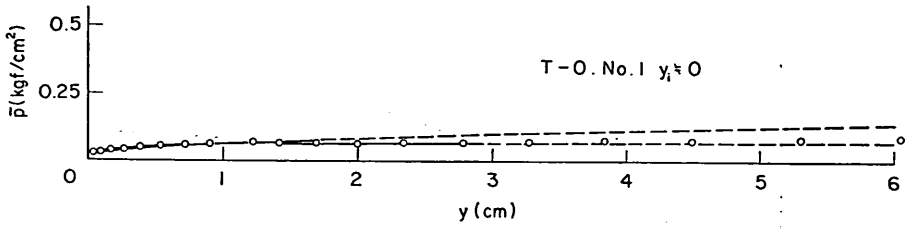


図-4.17  $\bar{p} \sim y$  関係の近似曲線 (ケース TS-0)

と  $y - y_i$  を変数として、 $y_i$  を変化させて、最も相関のよい場合である。その結果得られた近似曲線を 図-4.18 に実測値とあわせて示す。同図をみると 図-4.16 と比較してはるかに近似度がよくなっておりケース TS-0 の 図-4.17 の結果と同程度の近似度で同様の傾向がみられる。表-4.5 は上述の近似計算の結果をまとめたものである。これによる、 $y_i$  の値は  $\bar{p} = K(y - y_i)^{0.5}$  の場合で

-0.147 ~ -0.200 cm の範囲、双曲線の場合で -0.079 ~ -0.200 cm の範囲にある。この  $y_i$  の値は決して小さな値ではなく、これ程の変位の測定誤差があるとは考えにくい。しかし、先の仮定ではすべて  $y$  がずれていると仮定して  $y_i$  をもとめたが、実際には  $\bar{p}$  の測定値に誤差が入っていることもありうるわけで、それらもふくめて  $y_i$  に換算された値であると考えなければならない。

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



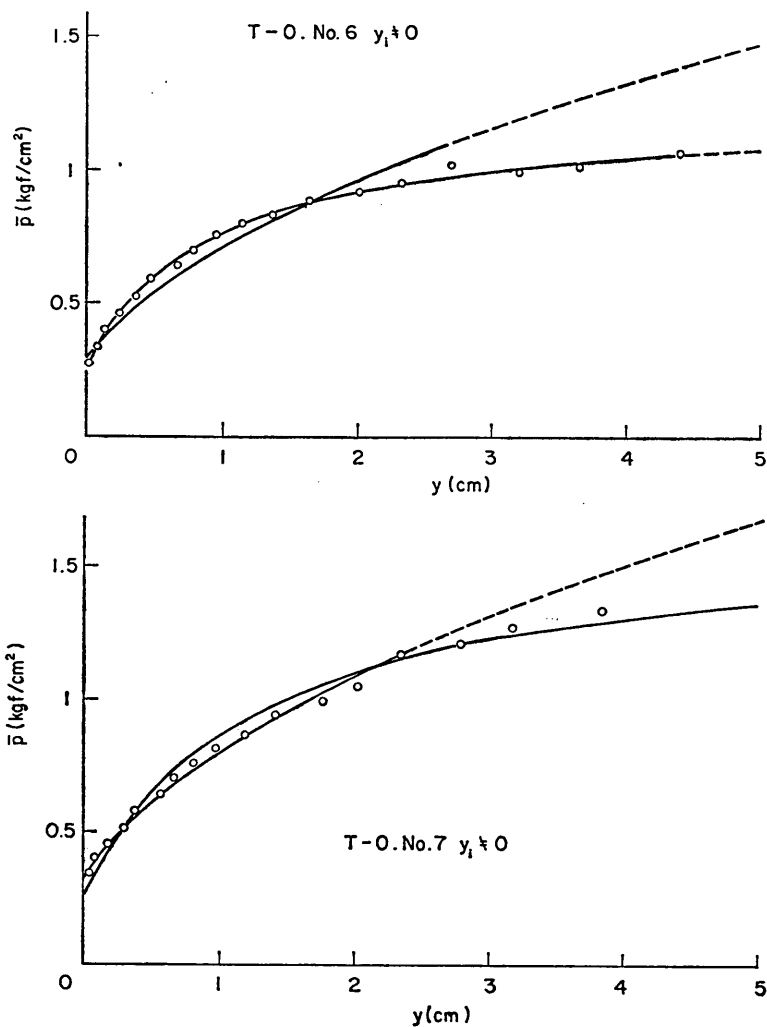


図-4.18  $\bar{p} \sim y$  関係の近似曲線 (ケース T-0,  $y_i \neq 0$ )

図-4.18 の各図において2つの近似曲線の  $\bar{p}$  軸の切片の値はほとんど同一の値を示している。したがって、 $\bar{p}$  軸の原点がその切片分だけずれていると考えてもほとんど同じ近似曲線となり、 $\bar{p}$  軸の原点だけがずれている可能性をも示している。

ここで、双曲線で近似したときの  $y_i$  をとり、 $\bar{p}$  と  $y - y_i$  の関係を両対数グラフにプロットすると図-4.19 となる。同図をみると、ケース TS-0 と同様に  $y$  が相当に大きくなる範囲において、勾配 0.5 の直線とみなしてよいという結果になっている。そして、同図は、 $\bar{p} = K(y - y_i)^{0.5}$  で近似した場合に得られ  $y_i$  でなく、双曲線で近似した  $y_i$  を使ったにもかかわらず、このような

結果になったという点に留意する必要がある。

以上、ケース T-0 の実験結果について考察してきたが、ケース T-0 の  $\bar{p} \sim y$  の関係がケース TS-0 の場合と異なったものになっている点について次のように考えるのが妥当である。ケース T-0 の測定結果の信頼性に問題がある可能性がある。そして、 $\bar{p}$  または  $y$  軸の原点をシフトすれば、ケース TS-0 の結果と同一の傾向を示すことから、ケース T-0 のもつ  $\bar{p} \sim y$  の関係の特徴はケース TS-0 の実験結果の示す特徴を否定したり、同レベルで比較するのに用いるべきものではない。したがって地表面杭の  $\bar{p} \sim y$  の関係はケース TS-0 の実結果をもって考えた方がよいと思われる。

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

表-4.5  $\bar{p} \sim y$  関係の近似計算結果 (ケース T-0)

単位 ; kgf, cm

土圧計 取付位置番号	近似式 $\bar{p} = K(y - y_i)^{0.5}$			近似式 $\bar{p} = \frac{y - y_i}{A + B(y - y_i)}$			
	K	$y_i$	R	A	B	$y_i$	R
No. 1	0.0560985 0.0629192	-0.199996 0.	0.0445755 0.0991358	3.03835 1.79281	13.8131 14.3907	-0.101925 0.	0.0286175 0.0466604
No. 2	0.161215 0.177320	-0.199997 0.	0.180898 0.367730	1.31334 0.763811	4.20849 4.41684	-0.117474 0.	0.057954 0.143404
No. 3	0.157435 0.172137	-0.199999 0.	0.216023 0.432057	0.886104 0.544806	4.62617 4.75530	-0.0786688 0.	0.110650 0.198912
No. 4	0.266814 0.291724	-0.199996 0.	0.146767 0.439713	1.867550 1.144825	1.62094 1.79331	-0.199996 0.	0.284334 0.685443
No. 5	0.636883 0.672943	-0.136908 0.	0.602309 1.19229	0.638715 0.363943	0.798551 0.876143	-0.155523 0.	0.253444 1.02570
No. 6	0.647281 0.702717	-0.199998 0.	0.604479 1.921548	0.597247 0.318135	0.815333 0.899318	-0.199999 0.	0.166746 1.04090
No. 7	0.732918 0.804125	-0.199994 0.	0.234580 1.04955	0.664028 0.382747	0.610148 0.700238	-0.199996 0.	0.5608437 1.464862

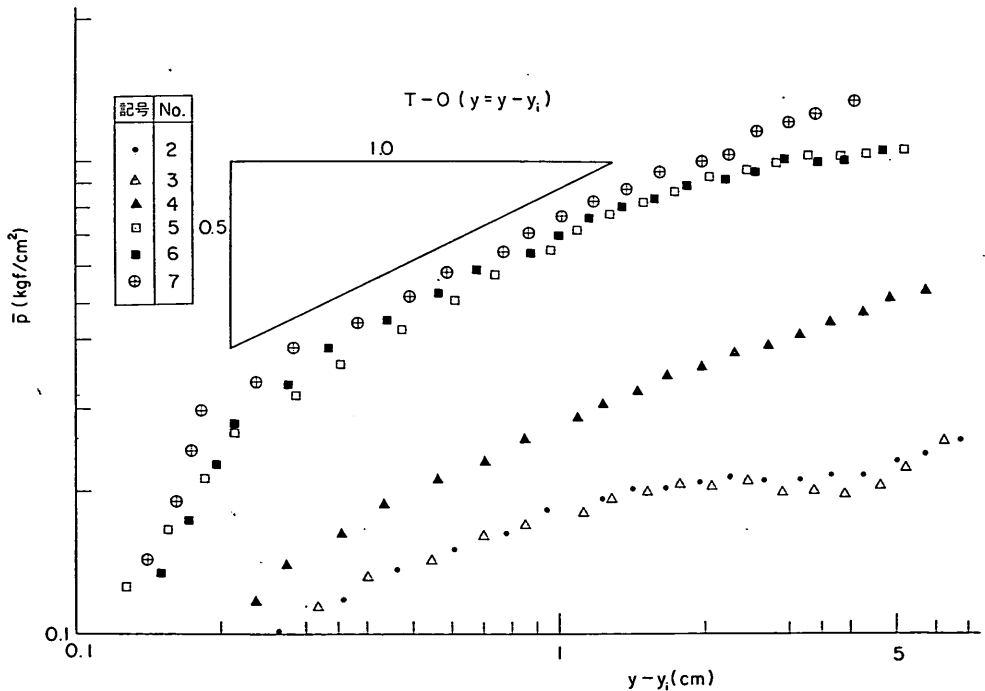


図-4.19  $\log \bar{p} \sim \log (y - y_i)$  関係

次に地中杭の  $\bar{p} \sim y$  関係式について考える。地中杭についても、式 (4.1) と式 (4.2) による近似を行った。その結果から、ケース TS-10 とケース T-20 の 1 部を図-4.20 と図-4.21 に示した。これらによると地中杭の  $\bar{p} \sim$

$y$  関係の近似曲線の傾向は、ケース TS-0 にみられる地表面杭の  $\bar{p} \sim y$  関係と同様である。そして、深い点における  $\bar{p} \sim y$  関係は双曲線よりも、 $\bar{p}$  が  $y$  の 0.5 乗に比例するとした方が近似度がよい傾向がみられる (ケース TS-

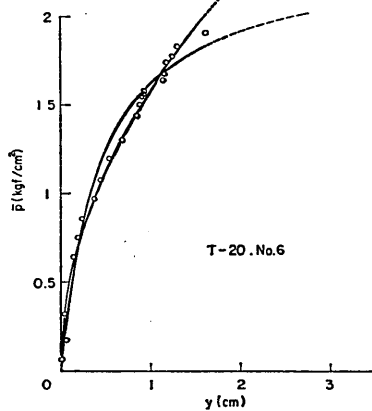
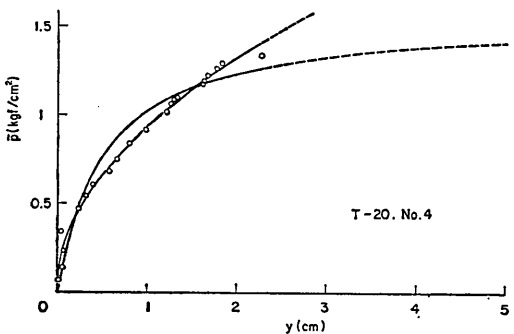
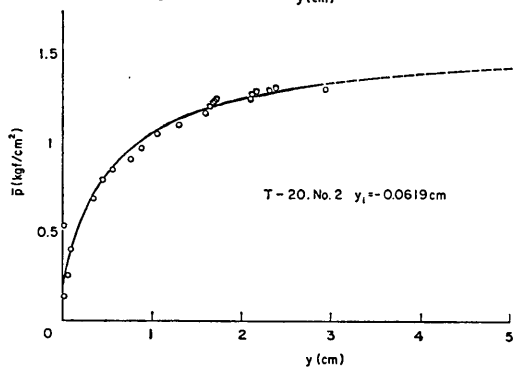
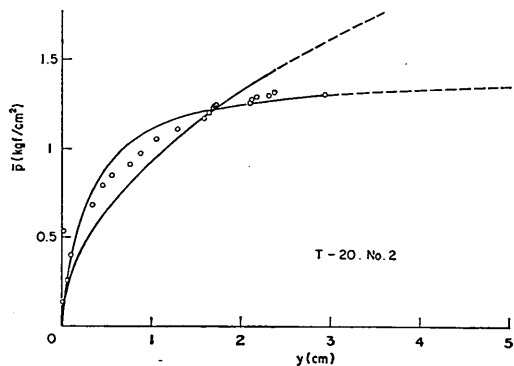
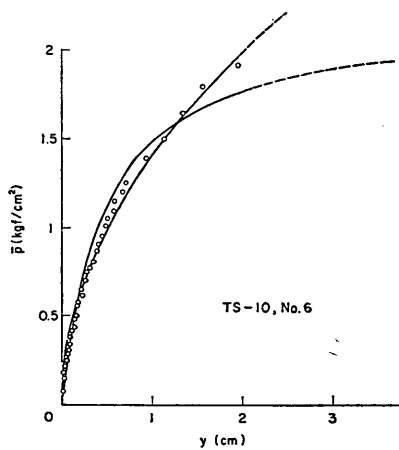
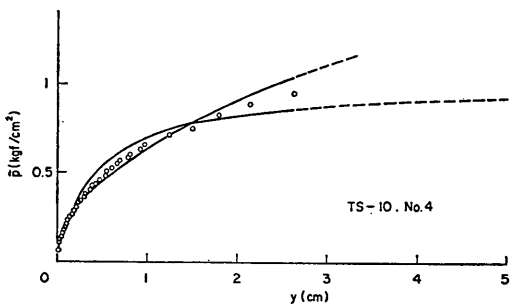
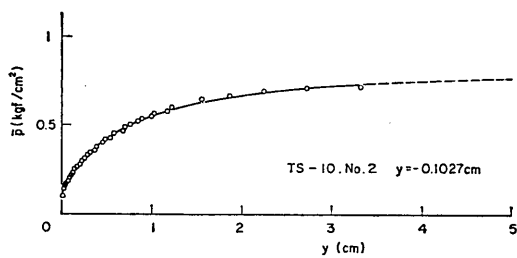
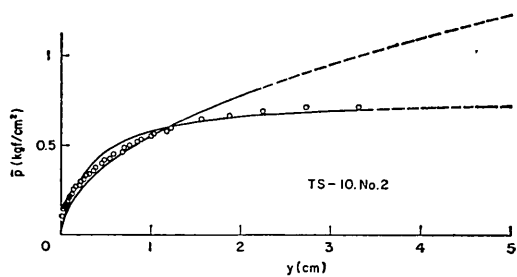


図-4.20  $\bar{p} \sim y$  関係の近似曲線 (ケースTS-10)

図-4.21  $\bar{p} \sim y$  関係の近似曲線 (ケースT-20)

10, ケースT-20のNo. 6参照)。これは、深い点における実測値が $y$ の大きな範囲のものがないことによるものと思われる。つまり、 $y$ が小さな範囲についての近似では $\bar{p}$ が $y$ の0.5乗に比例するとした近似が有利な事を示唆するものである。なお、図-4.20と図-4.21にはNo. 2について、ケースT-0について試みたと同じく、 $\bar{p}$ と $y$ 、 $y_i$ の関係を最もよく近似する双曲線をもとめた結果をのせてある。同図は非常に近似度が高いことがわかる。このように双曲線で近似する場合には原点をシフトすると非常に近似度が上がることが、今回の他の測定箇所についても言えることが確認されている。ここで示した2つの例は、ケースTS-10のNo. 2は同じ土被りをもつケースT-10とケースTS-10のなかで $|y_i|$ が最大であり、ケースT-20のNo. 2は、ケースT-20のなかで最大の $|y_i|$ のものと同程度の $|y_i|$ となっている。

以上のことから、横抵抗の $\bar{p} \sim y$ の基本的特性は地中杭と地表面杭では、差がないと判断できる。

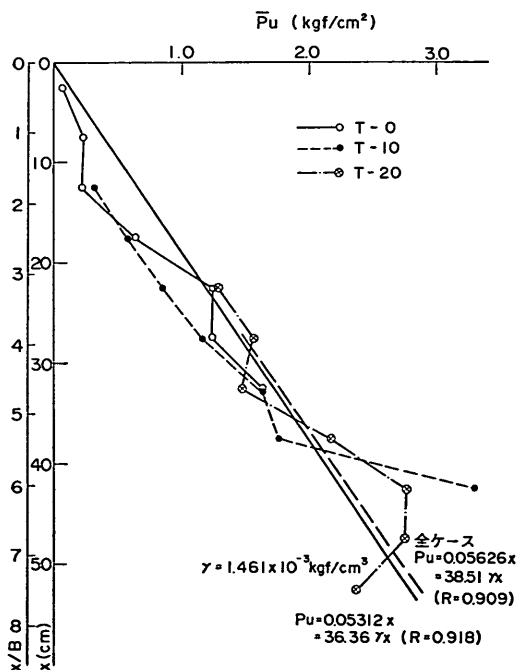
(2) 双曲線近似した地盤反力の特徴

地盤反力を $y$ の関数として双曲線で近似した結果について、その特徴を考察する。

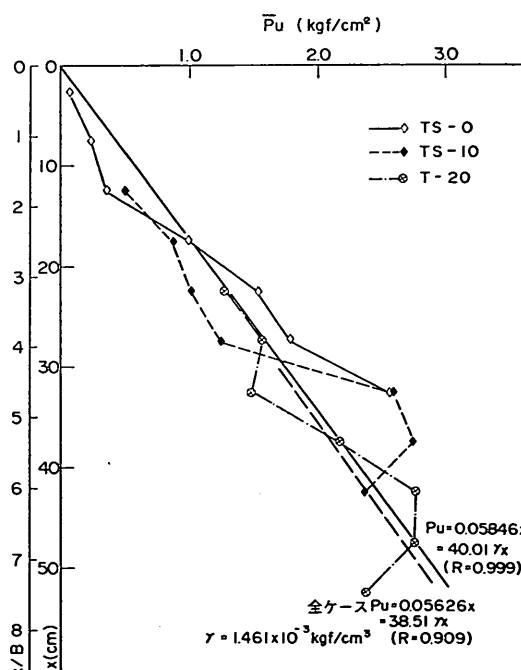
まず双曲線近似する場合の2つのパラメーターである

極限地盤反力 $\bar{p}_u$ と、初期接線勾配 $E_i$ についてみてみる。なお、以降の考察にあたっては、最もよく実験結果を近似する $y_i \neq 0$ とした場合の双曲線近似した結果をもとに考察する。

まず、 $\bar{p}_u$ についてケースT-0, T-10, T-20の3シリーズと、ケースTS-0, TS-10, T-20の3シリーズにまとめて図-4.22に示した。これらから、各ケースともに、深さ方向におおむね直線的に増加している各図ごとの3ケースすべてのデータの直線近似した結果と全ケースのデータを直線近似した結果が図-4.22に併記してある。また、各ケースごとに地表面で $\bar{p}_u=0$ となる直線近似した結果を図-4.23にまとめた。これによると同一土被りのケースT-0とTS-0、およびケースT-10とTS-10では、いずれも杭長の短いケースTS-0とケースTS-10が大きな $\bar{p}_u$ を示している。この理由は $p_{147}$ で述べた、同一 $y$ における $\bar{p}$ が、 $\bar{p}_u$ についてみられる傾向と同じであることの理由と同じであると思われる。また、同図中に併記した近似式をみると土圧係数に相当する $\bar{p}_u/\gamma x$ の値が31~45の間にあることがわかる。また、土被厚さ増加による地中杭の $\bar{p}_u$ の変化についてみる。ケースT-0, T-10, T-20の比較すなわち、同一深度に



(a) ケースT-0, T-10, T-20の比較



(b) ケースTS-0, TS-10, T-20の比較

図-4.22  $\bar{p}_u$ の鉛直分布

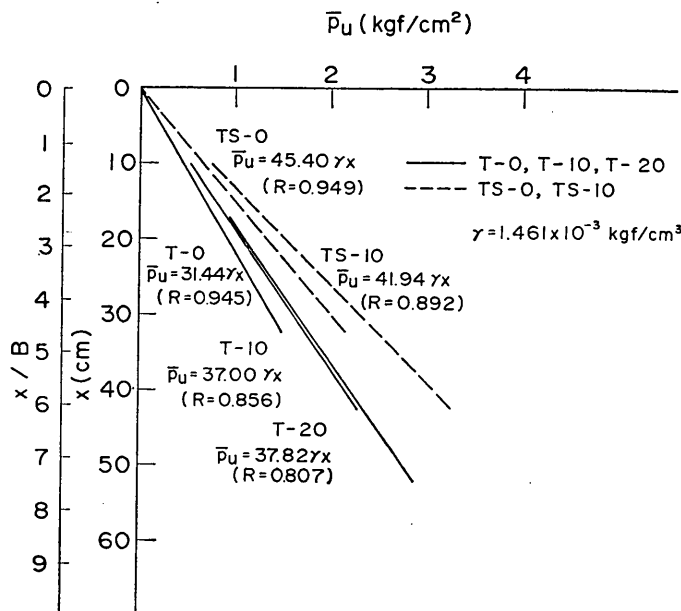


図-4.23  $\bar{p}_u$  の鉛直分布の直線近似

着目すると変位と傾きの関係が同一の関係にあるシリーズ間で比較すれば、ケースT-10とケースT-20がケースT-0より大きく、土被りが大きくなると $\bar{p}_u$ は大きくなる傾向がみられる。またケースTS-0、TS-10、TS-20の比較すなわち杭頭からの距離が同一の距離における変位と傾きの関係が同一であるシリーズ間で比較すれば、土被り厚 $d=10\text{cm}$ では大きくなるが、 $d=20\text{cm}$ となると逆に小さくなる傾向にある。この場合のケースT-20の近似直線は、同ケースの測定位置No. 6、No. 7の最下部2点のデータが大きく影響している。しかし、No. 6とNo. 7のデータは $\gamma$ が小さな範囲しかとられていないことから、双曲線近似の精度がおちるものと考えることができよう。そのようなことを考慮すれば $\bar{p}_u$ に関しては土被り10cmのデータを信頼して、地中杭の $\bar{p}_u$ は地表面杭の $\bar{p}_u$ より大きいかすくなくとも同程度であると思われる一とするのが妥当のように思われる。

$E_i$ を、すべての実験ケースについて、測定位置の深さで整理したのが図-4.24である。深いほど、 $E_i$ が大きいという傾向がみられるが、比較的ばらつきが大きい。また $E_i$ と $\bar{p}_u$ の関係を見るために、両者の関係を図-4.25にまとめた。これからは $\bar{p}_u$ が大きいほど、 $E_i$ が大きいという傾向がみられるが、相当のばらつきがあり、よい相関があるとまではいえないようである。あえて関係

式を求めると $\bar{p}_u=0.845E_i$ を得る。

(3)  $\bar{p}=Ky^{0.5}$ で近似した地盤反力の特徴

$\bar{p}$ が $y$ の0.5乗に比例するとした近似結果について考察を加える。図-4.26は $K$ の鉛直分布をケースT-0、T-10、T-20およびケースTS-0、TS-10、T-20の2シリーズにまとめて示したものである。同図から各ケースとも、 $K$ の鉛直分布は深さとともに増加している傾向にある。

各ケースごとの $K$ の分布の傾向を比較するために、実験ケースごとに直線近似式をもとめた。直線式は $K=ay+b$ とにおいて、 $b=0$ と $b \neq 0$ の場合の2ケースとした。ただし、 $b \neq 0$ の場合は、各シリーズごとにT-0またはTS-0について $b=0$ としてもとめた $a$ をそのまま固定して $b$ のみを決定した。その結果を図-4.27と図-4.28にまとめた。

両図から次のようなことがわかる。まず、杭頭が同じ深さの杭では、杭長の短い方が大きな $K$ を示している。

そして、地中杭は地表面杭を比較すると、同じ深度における $K$ の値は、地中杭の方が大きいという傾向がみられる。ただその程度は、図-4.28の杭長の同一であるシリーズ間の変化の程度の方が小さい傾向にある。これは、図-4.14に示した、 $y=1\text{cm}$ のときの地盤反力の鉛直分布の直線近似した結果と同一の傾向である。このよ

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

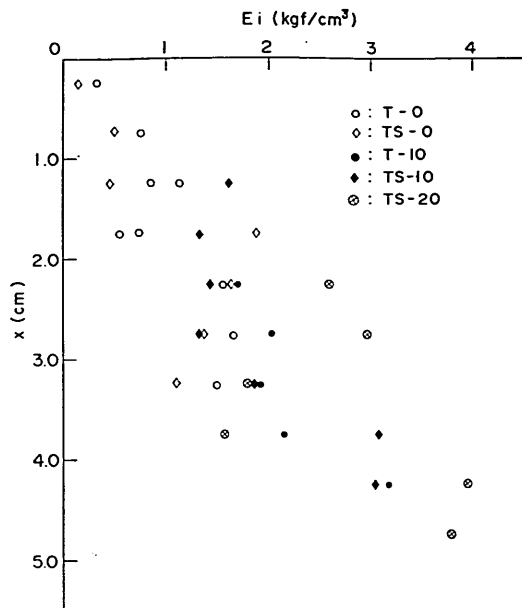


図-4.24  $E_i$  の鉛直分布

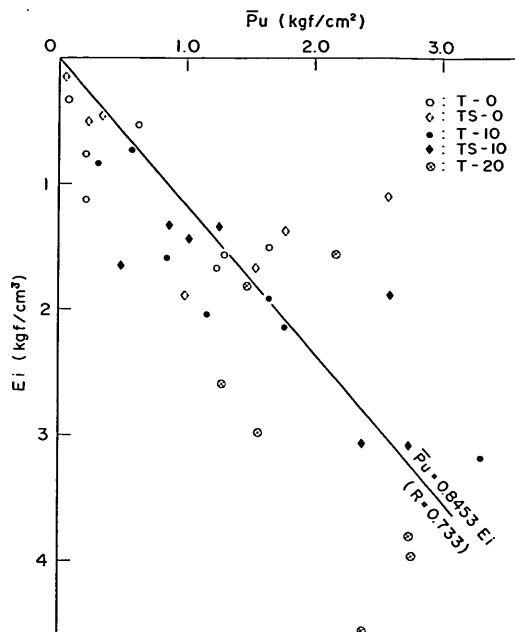
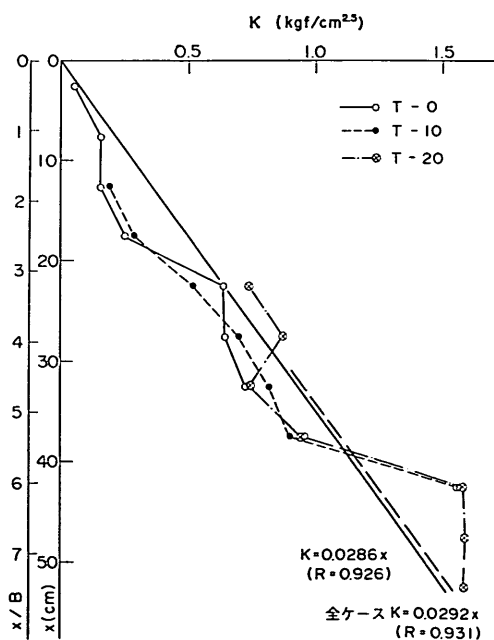
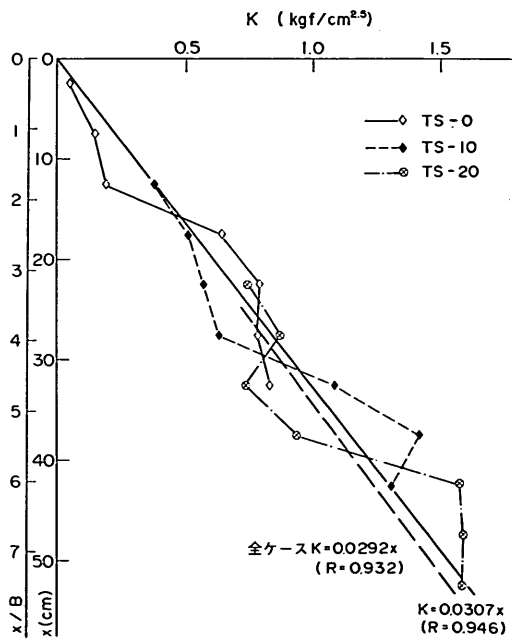


図-4.25  $\bar{p}_u$  と  $E_i$  の関係図



(a) ケース T-0, T-10, T-20 の比較



(b) ケース TS-0, TS-10, T-20 の比較

図-4.26 K の鉛直分布



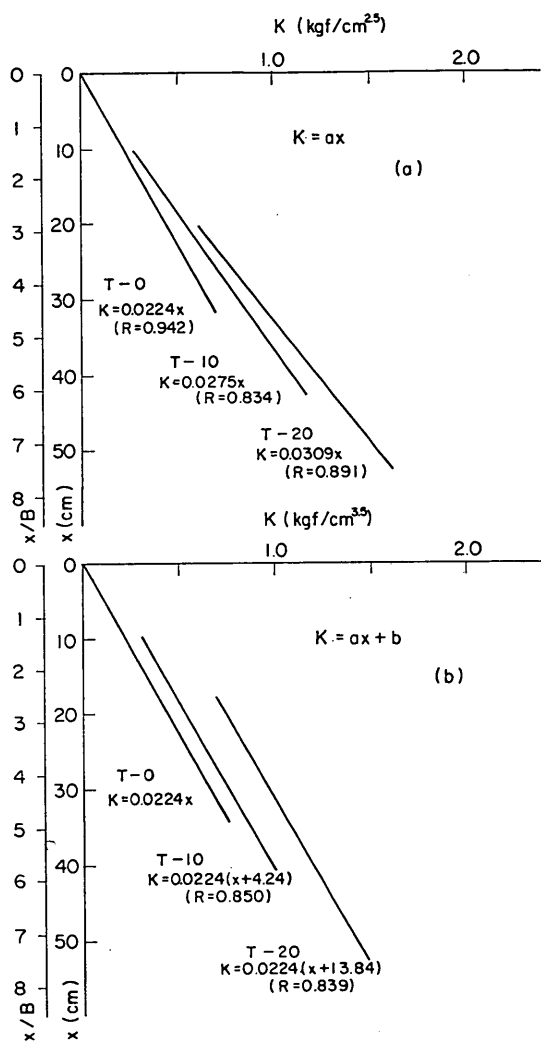


図-4.27 K鉛直分布の近似 (ケースT-0, T-10, T-20シリーズ)

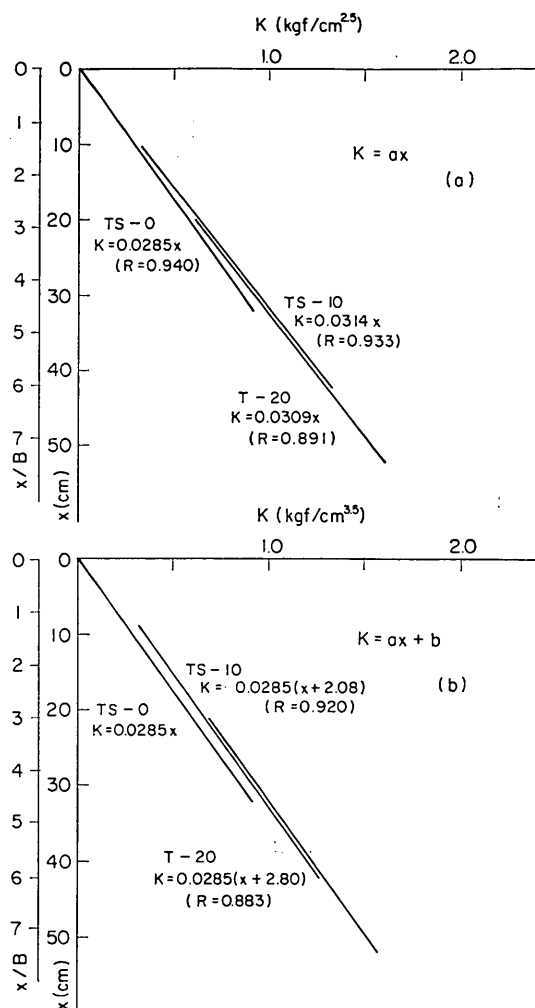


図-4.28 Kの鉛直分布の直線近似 (ケースTS-0, TS-10, T-20シリーズ)

うな結果となるのは図-4.27, 図-4.28は  $y < 2 \sim 3$  cm 範囲について  $\bar{p} = Ky^{0.5}$  で近似したときの  $K$  の近似直線であり, 図-4.14の  $\bar{p}$  は  $y = 10$  cm ときの  $\bar{p}$  だけで  $\bar{p} = Ky^{0.5}$  を近似した  $K$  に相当するわけであるから, 当然のことである。

また  $K = ax$  と  $K = ax + b$  とでは, 近似度に有意な差がみられなかった。

ところで,  $K = ax$  で近似した場合の  $a$  は港研方式の S 型地盤の横抵抗常数  $k_s$  に相当する。一方, 実験結果からある  $y$  が生じたときの  $\bar{p}$  の分布を直線近似して  $\bar{p} =$

$ax$  の関係式を求め,  $a/y^{0.5}$  を計算すればこれは, ある  $y$  とそのときの  $\bar{p}$  だけから, 推定した  $k_s$  とみることができる。 $y = 1$  cm のときの  $k_s$  はすでに, 図-4.14の (a), (b) 中の直線式の勾配であるので, すでに求められている。さらに  $y = 0.5$  cm と  $2.0$  cm の場合の  $\bar{p}$  の分布から  $k_s$  を推定する。そして, その結果を図-4.29(a) にまとめた。ここで,  $y = 1.5$  cm のところにプロットしたのは  $K$  の鉛直分布から推定した結果である。ある 1 つの  $y$  からだけ得られた  $k_s$  は  $y$  が大きくなると若干小さくなる傾向にある。そして,  $K$  から得られた  $k_s$  すなわち,  $y <$

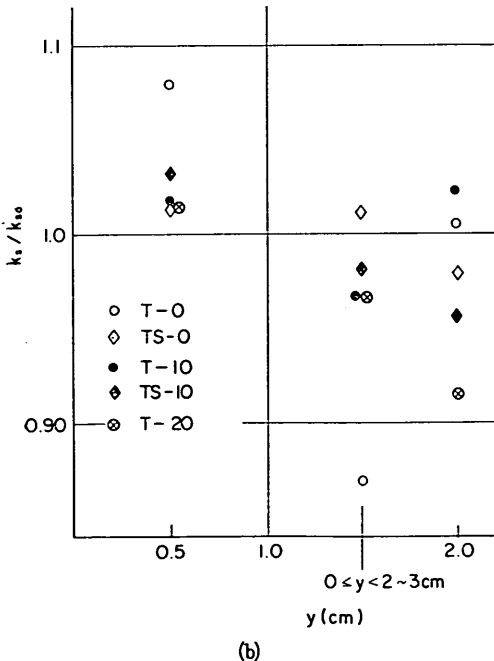
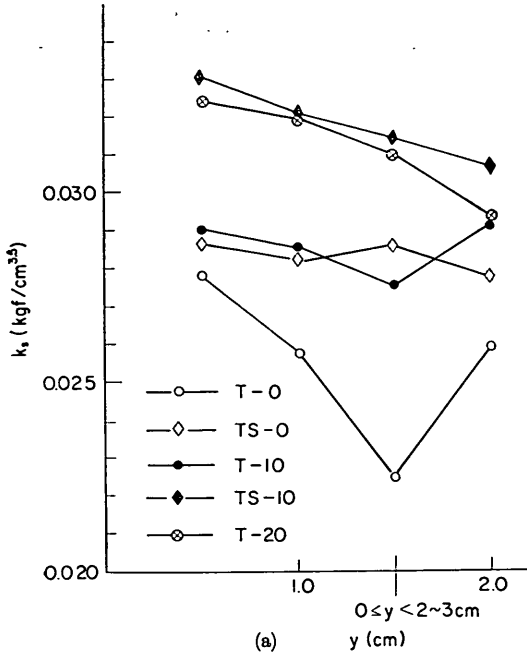


図-4.29 近似データによる  $k_s$  の変動

2~3 cm の広い範囲のデータから近似した結果はケース T-0 をのぞいて、 $y=1$  cm と 2 cm の中間程度の値を示している。 $y$  の差による  $k_s$  の変化を、 $y=1$  cm の時

の  $k_s$  を  $k_{s0}$  とおいて、 $k_s/k_{s0}$  で整理したのが図-4.29(b) である。これをみれば、唯一の  $y$  のときのデータから推定した  $k_s$  の  $0.5 \text{ cm} \leq y \leq 2 \text{ cm}$  の範囲の変化に対応する変化は  $\pm 10\%$  にもならないことを示している。つまり、 $\bar{p} \propto y^{0.5}$  の関係があると地盤反力特性を設定したときの誤差が小さいことを示している。また、 $y < 2 \sim 3 \text{ cm}$  の広い範囲で近似した結果はケース T-0 を除いて  $k_{s0}$  にはとんと等しく、その差は高々 4% 程度であることを示している。ここで、ケース T-0 が特異な結果を示しているが、(1) のはじめにすでに考察したようにケース T-0 は  $\bar{p} \propto y^{0.5}$  とした場合の近似度が非常に悪い実験結果である。そして広い範囲の  $y$  で近似した  $K$  は  $y_i \neq 0$  として  $y - y_i$  と  $\bar{p}$  の関係から推定した結果であることによるため、この点の  $k_s/k_{s0}$  が著しくはずれているのである。ただ、ケース T-0 の場合でも、たった 1 点の  $y$  から強引に  $k_s$  を推定しても、 $0.5 \sim 2.0 \text{ cm}$  の範囲でせいぜい 8% しかちがわない。

このようなことから、 $\bar{p} = Ky^{0.5}$  で近似する場合、 $y$  が 2~3 cm をこえない範囲では、かなり精度よく  $\bar{p} \sim y$  関係を近似できること、そして、 $K$  の推定方法が相当荒い方法であっても、その誤差が大きくないという特徴があることがわかった。

なお、図-4.26 には、各シリーズごとの  $K$  の分布と全ケースの  $K$  の分布を近似する直線も併記してある。

ここで、 $k_s$  と模型杭の水平載荷実験の地盤の  $k_s$  と比較してみる。模型杭の地盤反力の分布に近いものは、短い杭のシリーズであり、図-3.37 と図-4.28(a) を比較してみる。後者の方がいくぶん小さな傾向にあるようであるがさほど大きな差がない。実験地盤は、模型杭の場合は、 $e=0.76 \sim 0.82$  に対して、ケース TS-0, TS-10, T-20 では  $e=0.79 \sim 0.86$  と若干、地盤がゆるいことに考えるときらに差がないと考えてもよいものと思われる。これほどに剛度が異なる 2 つの杭の横抵抗が、これほど差がないということは非常に興味深い事実である。

(4) 2 つの近似曲線の比較

次に、双曲線近似した場合の変数である  $\bar{p}_0$  および  $E_s$  と  $\bar{p}$  が  $y$  の 0.5 乗に比例するとして近似した場合の  $K$  との関係について考察する。

$K$  と  $\bar{p}_0$  の関係を整理した図-4.30 をみると両者は非常によい相関関係をもっていることがわかる。そして、次の関係式を得る。

$$K = \alpha_1 \bar{p}_0 \text{ (kgf/cm}^2.5\text{)} \quad (4.5)$$

$$\alpha_1 = 0.522 \text{ (cm}^{-0.5}\text{)}$$

このように  $\bar{p}_0$  と  $K$  の間に線形の関係があることは非

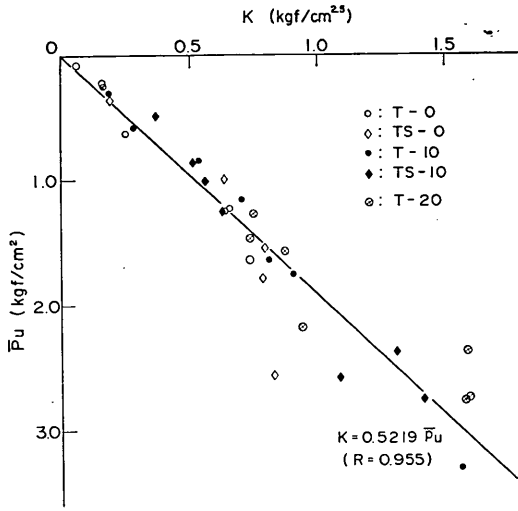


図-4.30  $K \sim \bar{p}_u$  の関係図

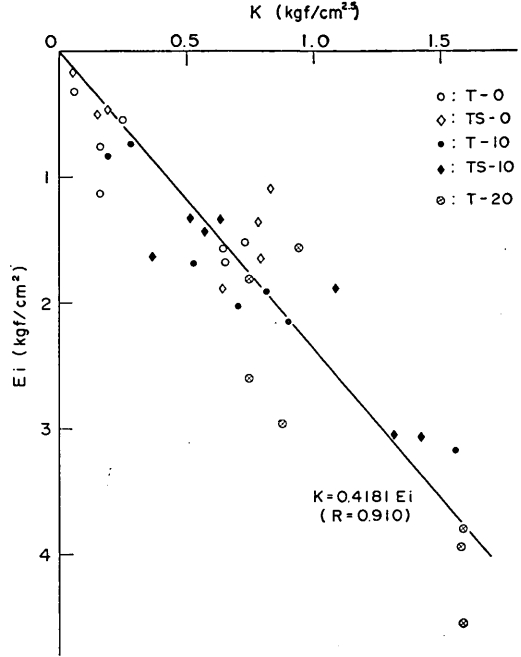


図-4.31  $K \sim E_i$  の関係図

常に興味深いことである。沢口が港研方式のS型地盤の横抵抗常数  $k_s$  について得た式(2.20)は、深さ  $x$  を考慮して変形すると次式となるが、

$$k_s \cdot x = 2K_p \gamma x \quad (4.6)$$

上式の左辺はここでいう  $K$  に相当するものであり、右辺は、極限地盤反力  $\bar{p}_u$  と一定の関係があるものと考えることができる。したがって、式(4.5)が成立すること

は、沢口が試みたように砂地盤の横抵抗常数と極限地盤反力とを関係づけようとした研究の方向の正しさを裏づけるものであると思われる。式(4.5)を変形すると  $\bar{p}_u = (K/\alpha_1 \gamma x) \gamma x$  となるが、 $(K/\alpha_1 \gamma x)$  は極限時の土

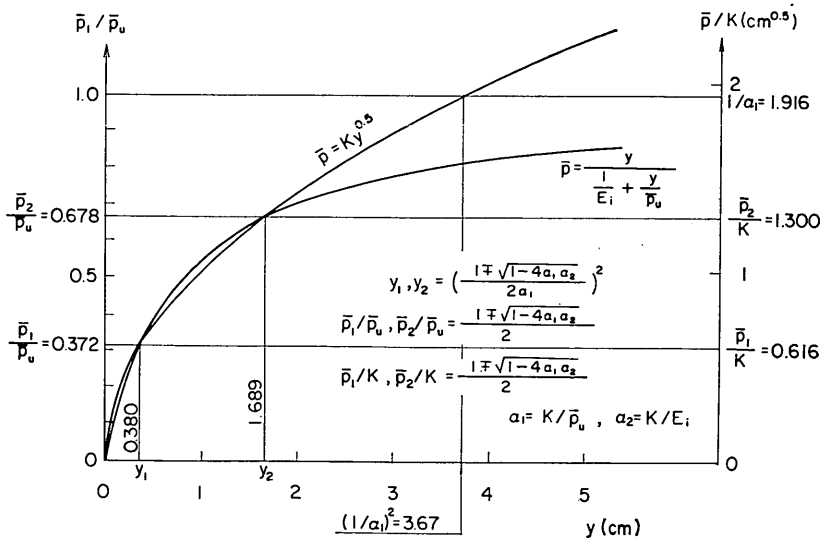


図-4.32  $\bar{p} \sim y$  関係の近似曲線の比較

圧係数に相当する。Kを直線近似した結果は、 $K=0.0224x+0.0314x$ であったので、 $\gamma=1.461 \times 10^{-3} \text{kgf/cm}^2$ として計算すると、極限時の土圧係数は29.4~41.2の範囲値になっている。これは図-4.23に記してある、 $\bar{p}_u$ の鉛直分布から直接もとめた値とよく一致している。

図-4.31は、Kと $E_i$ の関係をプロットしたものである。これを見ると $K \sim \bar{p}_u$ 関係ほどではないがよい相関を示す。関係式は次式となる。

$$\begin{aligned} K &= \alpha_2 E_i (\text{kgf/cm}^2 \cdot 5) \\ \alpha_2 &= 0.418 (\text{cm}^{0.5}) \end{aligned} \quad (4.7)$$

したがって、式(4.5)と式(4.7)から

$$\begin{aligned} \bar{p}_u &= \frac{\alpha_2}{\alpha_1} E_i \\ \alpha_2 / \alpha_1 &= 0.801 (\text{cm}) \end{aligned} \quad (4.8)$$

の関係式を得る。これは図-4.25中に記した $\bar{p}_u$ と $E_i$ の関係から直接求めた式とごく近い式となる。

双曲線近似と $\bar{p}$ が $y^{0.5}$ に比例するとして近似した結果のパラメーターに式(4.6)と式(4.7)の関係が成立する場合、2つの近似曲線を比較すると図-4.32のようになる。

図-4.32をみると2つの近似曲線各々の特徴についてこれまで述べてきたことがよくわかる。

つまり、 $y < 2 \sim 3 \text{cm}$ をこえない範囲では、 $\bar{p} = Ky^{0.5}$ と $\bar{p} = y / (1/E_i + y/\bar{p}_u)$ とでは、大きな違いがみられない。そして、さらにyが大きい範囲では近似度のよい $\bar{p} = y / (1/E_i + y/\bar{p}_u)$ と、 $\bar{p} = Ky^{0.5}$ の差が大きくなっていくというのである。

2つの近似曲線の関係は $\alpha_1$ と $\alpha_2$ というそれぞれ長さの-0.5乗と長さの0.5乗のディメンジョンをもつ2つのパラメーターで示されている。この関係がすべての諸元の杭と地盤に適用されると考えることは早急である。それは $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ がBなどの杭の諸元の関数であること、また、地盤の性質に依存することが考えられるからである。

#### (5) まとめ

剛な杭のうける横方向地盤反力測定実験を行い、その実験結果に考察を加えた結果次のような結論を得た。

① 横方向地盤反力 $\bar{p}$ と水平変位yの関係を双曲線近似して、 $\bar{p} = y / (1/E_i + y/\bar{p}_u)$ の関係で表現すると広い範囲のyについてよい近似が得られる。ここに $E_i (\text{kgf/cm}^2)$ は初期接線勾配、 $\bar{p}_u (\text{kgf/cm}^2)$ は極限地盤反力である。

②  $\bar{p}$ とyの関係を $\bar{p} = Ky^{0.5}$ の関係式で近似すると、 $y < 2 \sim 3 \text{cm}$ の範囲ではよく、実測値を近似し、双曲線近似した結果におとらない。

③ ①と②で述べた $\bar{p}$ とyの関係は、地表面杭(杭が剛なので地上杭と同じ)と地中杭の両方にいえる。

④  $\bar{p}_u$ は、深さ方向に増加している傾向を示しており、 $\bar{p}_u = K_m \gamma x$  ( $\text{cm}$ )  $\gamma$ : 砂の乾燥密度 ( $\text{kgf/cm}^3$ )、 $x$ : 地表面からの深さの関係式で近似すると、極限土圧係数に相当する $K_m$ は、全実験ケースが31~45の範囲になった。また、同じ土被りの場合、杭長の短いものが大きな $K_m$ を示した。地中杭の $K_m$ は地表面の $K_m$ よりも、大きい傾向を示しすくなくとも、同程度はあると判断できる。

⑤  $y < 2 \sim 3 \text{cm}$ の全実測値を近似するKをもとめるとKは深さ方向に増加している傾向を示しているので、 $K = k_s x$ の関数式で近似して $k_s$ をもとめた。その結果、杭長の同一の実験ケースを比較すると、地中杭の $k_s$ は地表面のそれより、わずかに大きいものの、ほとんど差がない程度であった。同じ土被りの場合、杭長の短いものが大きな $k_s$ を示した。

⑥ 地盤反力の鉛直分布が、模型杭により近い実験ケースである杭長の短い実験ケースの $k_s$ と、模型杭の水平載荷実験における試験杭の $K(x)$ あるいはパイロット杭の $k_s$ を比較すると、剛度が著しく異なるにもかかわらず、比較的近い横抵抗を示すことがわかった。

⑦  $y = 0.5, 1.0, 2.0 \text{cm}$ とそれに対応する $\bar{p}$ の鉛直分布を直線近似してもとめた $k_s$ 、すなわち、たった1つyとそのときの $\bar{p}$ だけから計算した $k_s$ を比較すると $y = 1 \text{cm}$ のときの $k_s$ である $k_{s0}$ を基準にして $\pm 10\%$ 以下のちがいであった。また、 $y < 2 \sim 3 \text{cm}$ の範囲の全データから推定した $k_s$ と $k_{s0}$ のちがいは4%未満であった。このことは、Kの推定方法が相当に荒いものであっても、その誤差が小さいことを示す。

⑧ Kと $\bar{p}_u$ には、 $K = \alpha_1 \bar{p}_u$ という非常によい相関をもつ線形の関係式が成立する。なお、 $\alpha_1 = 0.522 (\text{cm}^{-0.5})$ であった。また、Kと $E_i$ には $K = \alpha_2 E_i$ の比較的よい相関をもつ線形の関係式をもとめると、 $\alpha_2 = 0.418 (\text{cm}^{0.5})$ であった。

## 5. 地中杭の横抵抗の計算法

### 5.1 実験結果にみる横方向地盤反力特性

2. および3. で、2つの実験について述べたが、両実験結果を比較しつつ、模型砂地盤中の地中杭の地盤反力特性について整理する。

ここで、実験結果で得られた横方向地盤反力と杭の横抵抗理論という横方向地盤反力とが緻密に対応するかについて吟味しておく。杭の横方向地盤反力Pは、杭に水平力が作用したときに生ずる、杭の前後面に作用する土

圧力（側面に作用する摩擦力をも含める）の水平方向成分の総和である。そして、横方向地盤反力強度 $p$ は杭幅 $B$ にわたって一様に分布するとしたときの仮想の土圧強度である。したがって、3.において、曲げモーメントの実測値から推定した横方向地盤反力は、厳密に上述の横方向地盤強度に相当するものである。しかし、4.で、土圧計による測定値をもとにし、 $\bar{p}$ という記号で表してきた横方向地盤反力は、厳密には上述の横方向地盤反力強度とは異なり、作用水平力側の面に作用する土圧の増分に相当するものである。厳密に $p$ とすべき値は $\bar{p}$ に杭の背面に作用する土圧の減少分を考慮して加算したものでなければならない（側面の摩擦力は、杭断面形状からみて、小さいとして無視できるものとする）。背面に作用する土圧の極値は、背面に作用する土圧の絶対値が主働土圧に達したときである。しかも、主働状態には極く微小の変位によって達する。したがって、ある程度の水平変位を生じた後の状態では、水平力の作用するまへの初期状態の土圧である静止土圧強度と主働土圧強度の差の分だけ $\bar{p}$ より大きい値を $p$ と考えるのが正確である。つまり静止土圧係数を $K_0$ 、主働土圧係数を $K_a$ とすると、土圧係数でみて $K_0-K_a$ だけ差があることになる。砂に対して $K_0$ は一般に0.4~1.0の範囲にあるといわれている<sup>105)</sup>。また、実験によれば0.5程度の値をとればよいことも提案されている<sup>106)</sup>。一方、 $K_a$ は $\phi=30^\circ\sim 40^\circ$ の場合のランキンを土圧考えると、0.33~0.22である。したがって $K_0-K_a$ は0.2~0.3のオーダーであると思われる。これに対して、極限の $\bar{p}$ である $\bar{p}_u$ は図-4.23にみられる土圧係数で、31~45のオーダーであり、無視できる。また、より小さな範囲の $p$ についても、極く初期を除けば、大きな影響を与えないものと判断される。したがって、4.で述べてきた $\bar{p}$ の特性に関する知見は、 $E_s$ に関するものには、若干、注意を要するが、その他については、 $\bar{p}$ をそのまま $p$ とみなしてよいと判断し、以下の考察を行う。

2つの実験に用いた杭は剛度が全く異っている。したがって、同じ深度の杭面変位が同一水平変位を生じたときにおける、たわみ曲線（あるいはたわみ角）が全く異っている。図-5.1は、たわみ性の大きな模型杭の土盛りが0, 15, 25cmの場合と、剛な杭のケースT-0とTSシリーズの場合について、杭頭の変位が約1cmのときの水平変位とたわみ角を比較したものである。このような、剛度が異なり、たわみ曲線が全く異なる2つの杭の実験結果において、地上杭、地中杭ともに $p=K(x)\cdot y^{0.5}$ で近似できる地盤反力特性がみられる。ただし、 $y$ が大きくなってくるとこの関係からはなれてくる。たわみ性

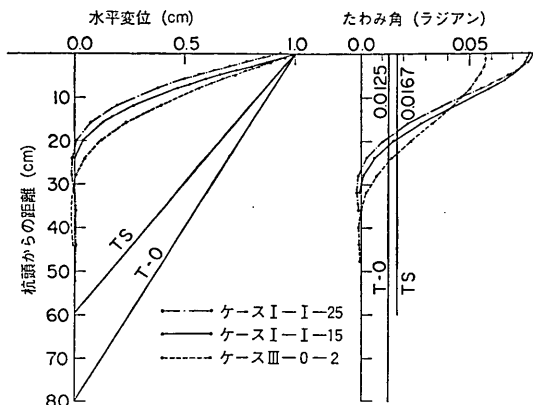


図-5.1 実験に用いた杭の変位の比較

の大きな模型杭の結果では地中杭の場合 $y$ が1~1.5cmの範囲まで、地表面杭の場合で $y$ が1.5~2cmの範囲までのデータしか得られていないが、その範囲では、まだ $p=K(x)\cdot y^{0.5}$ の関係はずれてきていない。剛な杭では $y<2\sim 3$ cmの範囲では実用的な近似度をもっている。ただし、この実用的な限界の近似度を保てる限界の $y$ を $y_r$ とおくと、この実験結果の $y_r$ はゆるい砂地盤の場合の値であり、他の地盤における場合にもあてはまるとはいえない。また、杭幅のより大きい杭の場合には、これと異なってくると考えるのが一般的である。

また、剛度のちがいにかわらず、 $K(x)$ の値はほとんどちがわない結果を得た。したがって、実際の杭の場合のような、今回の2つの実験の場合より、はるかに近い剛性をもつ杭の間では、剛性の差異による $K(x)$ の違いは無視できると考えている従来の地上杭の取扱いが地中杭にも適用できると考えてよいと推測される。

次に、地中杭の場合の $K(x)$ は、同じ地盤の地上杭の $K(x)$ より、いくぶん大きい傾向がみられるが、実験の精度とデータ数を考えればほとんど同程度と考えておくことが妥当であるということがたわみ性の模型杭の実験結果（図-3.37参照）と剛な試験杭の実験結果（図-4.28参照）から判断される。

杭幅 $B$ の横抵抗に及ぼす影響については、これに関する知見を得られるような実験内容でないので、新たな知見は得られない。

極限地盤反力 $p_u$ ( $\approx \bar{p}_u$ )と $K$ には $K=0.52p_u$ という比較的よい線形の関係が、みられた。また、 $p\sim y$ 関係の初期接線勾配 $E_s$ (kgf/cm<sup>3</sup>)と $K$ の間にも $K=0.42E_s$ という線形の関係がみられた。ただし、この関係を表す係数がすべての砂地盤に適用されるかどうかは確認され

ていない。

$p=K(x)y^{0.5}$  で近似できる適用限界をこえる範囲まで、横方向地盤反力の関係を必要とするような場合には、より広い範囲の  $p \sim y$  関係を近似できる、たとえば  $p=y/(1/E_i+y/p_0)$  の関係式による近似を行うなどの対処を考える必要が予想される。その場合においても、ある限界の変位  $y_r$  か、ある限界の地盤反力  $p_r$  を設定し、それをこえると  $p=p_r$  として扱うなど、 $p=K(x)y^{0.5}$  の関係を併用して対処することも、実用上可能であると考える。

### 5.2 地中杭の横抵抗の計算法の提示

#### (1) 地中杭の横方向地盤反力の基本式の設定

実験結果をふまえて、実用的な地中杭である単杭の横抵抗の基本式を次のように設定する。

① 横方向地盤反力  $p$  と杭の水平変位  $y$  の間には次の関係式がある。

$$p=K(x) \cdot y^{0.5} \quad (5.1)$$

ここに、 $K(x)$ ：地盤の横抵抗係数 ( $\text{kgf/cm}^2 \cdot \text{cm}^{-0.5}$ ) と称する。

なお、上式は地上杭についても成立すると考える。

②  $K(x)$  は地上杭の場合と地中杭とは同一である。

③  $K(x)$  は杭の剛性に関係しない。

④ 幅  $B$  の  $K(x)$  に及ぼす影響については、今回の実

験では取扱っていないが、沢口らが地上杭について得た結果を採り、 $B > 30\text{cm}$  の範囲では、 $B$  によらず一定とする扱いを行う。ただし、今後の究明すべき課題と考える。

⑤ ある限界の変位  $y_r$  またはある限界の地盤反力  $p_r$  をこえる場合、 $p$  は一定となるとして扱う。

$$p=p_r \quad (y \geq y_r) \quad (5.2)$$

ここに、 $y_r$ ：限界水平変位 ( $\text{cm}$ )

$p_r$ ： $y_r$  に対応する地盤反力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

ただし、 $y_r$  または  $p_r$  の設定方法については、提示しうる段階にないので、今後の究明すべき課題と考えている。

#### (2) 地盤の横抵抗係数の推定方法

$K(x)$  は杭の諸元にかかわらず地盤に固有のものであるという設定をした。地盤の横抵抗係数は一般には深さ方向に任意の分布をしていると考えられるが、任意の分布をしている場合の、ある深さ  $x$  における  $K(x)$  を推定する方法は、現状では提示されていない。

しかし  $K(x)$  の分布形が、地表面で 0 で、深さ方向に増加する地盤の場合は、S 型地盤として横抵抗常数  $k_s$  を推定することにより  $K(x)=k_s x$  として与えられる。また、 $K(x)$  の分布形が、深さ方向に一定である地盤では C 型地盤として横抵抗常数  $k_c$  を推定することにより、

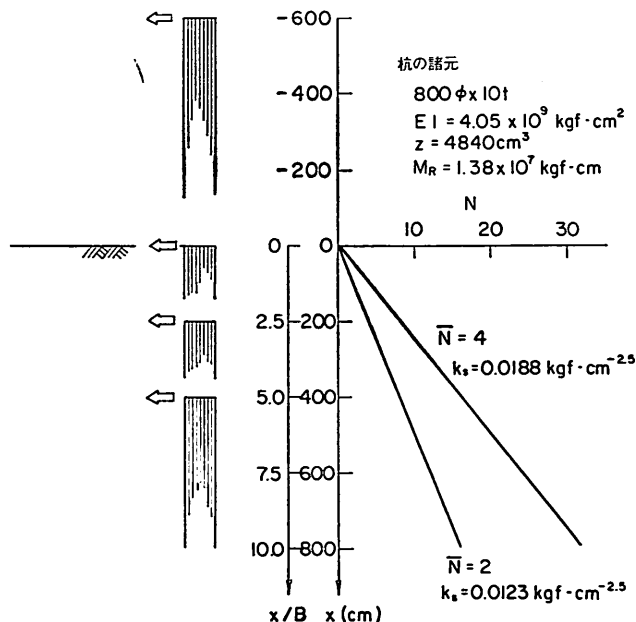


図-5.2 計算例の条件

$K(x)=k_e$ として与えられる。 $k_s$ または $k_e$ は杭の載荷試験による以外に、図-2.4, または図-2.5によって推定することができるが、その外の方法は現状では示されていない。ところで図-2.4と図-2.5はいつれも、深さ方向に直線的に増加する、または一定であるという $N$ 値の分布を前提として、その場合の $\bar{N}$ または $N$ 値と $k_s$ , または $k_e$ を関連づけたものである。したがって、 $K(x)$ が、 $N$ 値との関連でもとまってはいるが、任意の $N$ 値の分布をしているときのある深さにおける $N$ 値と $K(x)$ を関連づけているわけではないという点に注意を払う必要がある。

(3) 適用限界について

$p=K(x)y^{0.5}$ という関係で実用的に地盤反力特性を表示できる限界点( $p=p_r, y=y_r$ )があるが、それをこえた状態では $p=p_r$ とした塑性状態にあるものとして対処するという方法を提示したものの現状ではその限界点を計算法に導入できるまでに至っていない。したがって、このような塑性状態を取り入れずに計算して、実用上支障の生じない範囲が、提示した計算法の実用的な適用限界と考えることができる。そこで、実杭の例をとりあげて、実際にその計算を行ったうえで適用限界について考察することとする。

計算の条件は次のとおり(図-5.2参照)。

地盤条件: S型地盤,  $\bar{N}=2, 4$ の2種類( $\bar{N}$ から $k_s$ を推定するには図-2.4による)

杭の諸元: 鋼管杭 $800\phi \times 10t$

$$EI = 4.05 \times 10^9 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^2$$

$$Z = 4840 \text{ cm}^3$$

$$M_R(\text{抵抗モーメント}) = 1.38 \times 10^7 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{sa} = 1.5 \times 1900 = 2850 \text{ kgf} \cdot \text{cm}^{-2} \text{ (SM 50想定) とした。}$$

杭頭の位置:  $x = -600, 0, 200, 400 \text{ cm}$ の4種類, 杭頭は自由

荷 重: 杭頭載荷

計算結果から、杭頭荷重 $T$ と杭頭変位 $y_{top}$ (ただし、地上杭の場合は地表面変位 $y_0$ )との関係を図-5.3に示す。計算の範囲は最大曲げモーメントが抵抗モーメントに達するまでである。したがって、図中の直線の最右端が設計の対象範囲で、地盤内で生ずる杭の最大の水平変位である。

この図から、地表面杭が、最も大きな水平変位を生じており、地中杭で土被りが大きくなるにつれて、また地上杭で地上長が大きくなるにつれて、最大水平変位が小さくなる傾向が明瞭に理解される。また、地盤の横抵抗係数が小さな地盤で、最大水平変位が大きくなっている。

最大水平変位の値に着目すると、 $k_s = 0.0123 \text{ kgf/cm}^3$

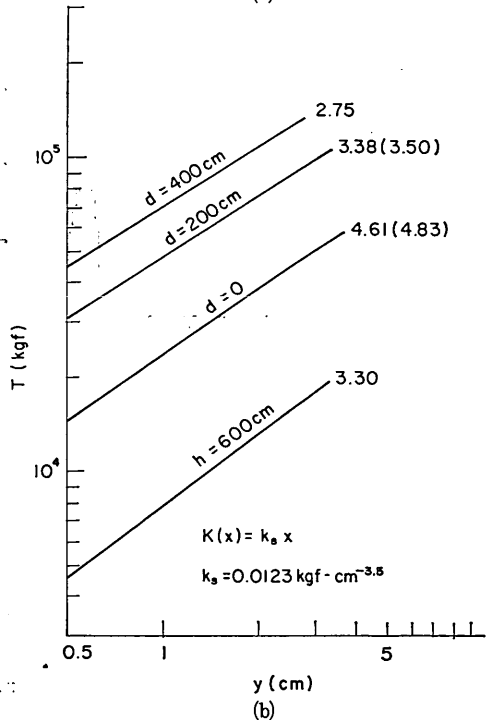
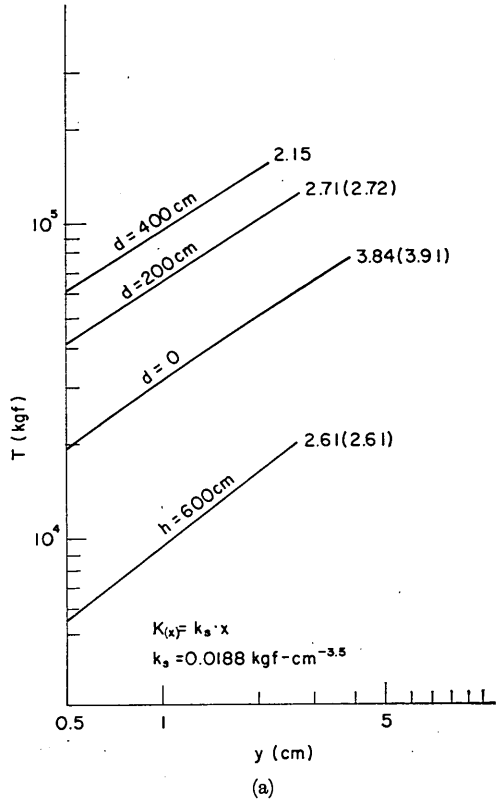


図-5.3  $T \sim y_{top} (y_0)$  関係図

の場合で2.7~4.6cmの範囲、 $k_s=0.0188\text{kgf/cm}^{3.5}$ の場合で2.2~3.8cmの範囲となっている。杭幅7cmの杭の実験結果をみると、 $y$ が2~3cmをこえると $p \propto y^{0.5}$ の曲線から大きくはずれてくる結果が得られている。実杭の場合には、模型杭の場合より、限界の $y$ がより大きいものとなることが考えられるが、データをもたないので、模型実験結果と同程度の限界の変位にあるものと仮定して、その影響を試算してみる。すなわち $y_r=2.5\text{cm}$ として、 $y_r \geq 2.5\text{cm}$ では $y_r$ に対応する $p_r$ を考え $p=p_r$ という関係があるものとする。この場合の計算は、3.3(2b)で述べた。プログラムKAZUKO-3を用いた。そして支点反力 $R_i$ と支点変位 $y_i$ の間に $R_i=K_i y_i^{0.5}$ の関係があるとするのは同じであるが、支点変位 $y_i \geq y_r=2.5\text{cm}$ の範囲では、 $R_i=K_i y_i^{0.5}$ となるように扱った。このように $y_r$ を考慮しない条件で抵抗モーメントに等しい最大曲げモーメントを発生させるときの杭頭荷重 $T$  (図-5.3の直線の最右点の縦軸に相当する)が作用したときの、杭の変位、曲げモーメントを計算した結果次のようになった。まず、地盤内で生ずる杭の最大水平変位は図-5.3の図中に( )内に記したが、これをみると、 $k_s=0.0123\text{kgf/cm}^{3.5}$ のときの地表面杭の場合が最も差が生じているが、その場合でも4.61cmと4.83cmのちがいで5%未満の差と比較的小さい。曲げモーメントに関しては、わずか3%の増加、 $l_{m1}$ はわずか1%の減少となっただけであった。

このような結果を考えると、たわみ性の控え直杭の場合を想定すれば、一般に地中杭であることから、地表面杭よりもさらに、最大水平変位が小さいこともあり、実用的に適用限界内にあるものと考えてよいと判断できる。したがって、限界変位 $y_r$ 、あるいは限界地盤反力 $p_r$ を導入することは、地中杭というよりはむしろ、地上杭—地表面杭—地中杭という体系化した杭の設計法の確立のための、今後の課題としてとらえ、研究すべきものとする。

### 5.3 他の計算法との比較

ここで提示した地中杭の計算方法と他の計算方法との比較を行う。その場合、ここで提示した方法が実際の杭の挙動を最もよく表すという立場にたち、これと他の計算方法の結果の違いの有無をみ、また他の方法における問題点を指摘するということになる。

地盤条件として、前節でとりあげた2種類のうちの1つである、 $\bar{N}=4$ のS型地盤を考える ( $k_s=0.0188\text{kgf/cm}^{3.5}$ )。杭の諸元も、前節と同一のものとし、杭頭の位置は土被り200cmの場合の1ケースをとりあげる。

はじめに、杭頭面を仮想の地表面とした港研方式のS

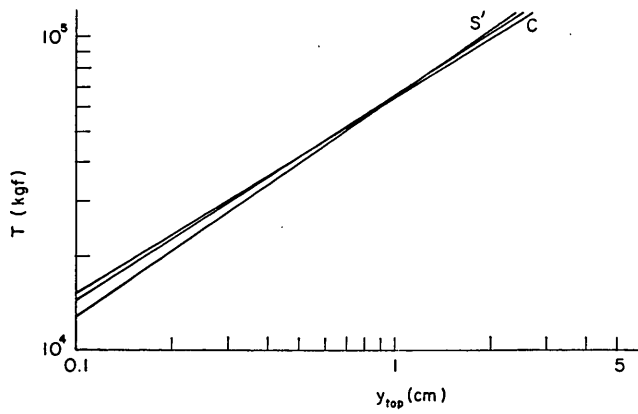
型地盤としての計算法(ケースS')と $K(x)$ が一定である港研方式のC型地盤としての計算法(ケースC)の2つの近似的な計算法をとりあげる。その場合の横抵抗常数( $k_s'$ または $k_c$ )は地盤条件から推定することはないで、できるだけ提示した計算法の結果と近い結果をうるようにするため、本計算法によって、 $y_{100}=1\text{cm}$ を生ぜしめる $T$ が作用する時に $y_{100}$ が1cmとなるように逆算して定めた値をとる。

計算結果から、 $T \sim y_{100}$ 関係、 $T \sim M_{\max}$ 関係、 $T \sim l_{m1}$ 関係、および $y_{100}=1\text{cm}$ のときの曲げモーメント分布図をまとめて図-5.4に示した。これらの図から次のことがわかる。 $T \sim y_{100}$ は、ケースS'、ケースCともに余り大きく異なる結果にはなっていない(図-5.4(a)参照)。一方、曲げモーメントについては、ケースS'は $M_{\max}$ が大きくて $l_{m1}$ が小さい、ケースCは $M_{\max}$ が小さくて $l_{m1}$ が大きい傾向がみられる。そして、 $M_{\max}$ の値の差は20%前後と比較的大きいものとなっている。以上のことから、提示した方法と杭頭面と仮想地表面としたS型地盤としての計算法およびC型地盤とした計算法には相当の差が生じることがわかった。

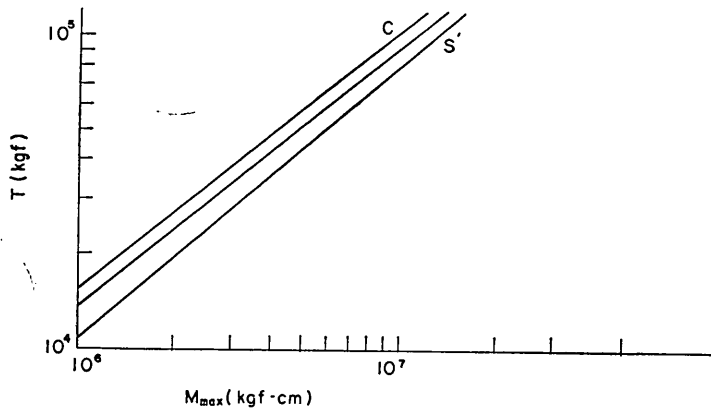
3つの方法で用いられた横抵抗係数 $K$ (ケースS'では $k_s'$ 、ケースCでは $k_c$ )とその横抵抗係数となるような地盤の $N$ 値の分布を図-2.4、図-2.5からもとめた結果を図-5.5に示した。前述の計算法の比較にあたっては、本計算法によって $y_{100}=1\text{cm}$ となる $T$ が作用する時に同一の $y_{100}$ が生じるような横抵抗常数を逆算して用いた。しかし、実際にはこのようにして、横抵抗常数を定めることはなく、地盤条件などから直接計算に用いる横抵抗常数を定めることになるので、そのような場合を想定して、2つの近似的計算法の有効性について考察する。

まず、地盤の真の横抵抗係数 $K$ が何らかの方法でもとめられた場合を想定する。このときの $K$ の分布は図-5.5中に示される $k_s=0.0188\text{kgf/cm}^{3.5}$ の添えてある実線である。この $K$ の分布をみて $k_s'$ 、 $k_c$ を定めるには杭頭部付近の極く狭い範囲の $K$ の分布に着目して定めなければならないことが図からわかる。一般には結果として適切な $k_s'$ 、 $k_c$ を容易に選定することは極めて難しいということができよう。しかし、C型地盤の場合は $y_{100}$ を実際(本計算法)に近いものにするると $M_{\max}$ が小さくなることを考えて、杭頭の真の $K$ の値をそのままとるなどの対処をしても、ある程度の誤差を覚悟すれば有意な近似計算ができるように思われる。しかし、仮想のS型地盤を考えて、 $k_s'$ を定めることは、非常に難しいように思われる。したがって、かなり大胆に $k_s'$ を定めるとしても、相当の誤差を覚悟せざるをえないものと考えなければな

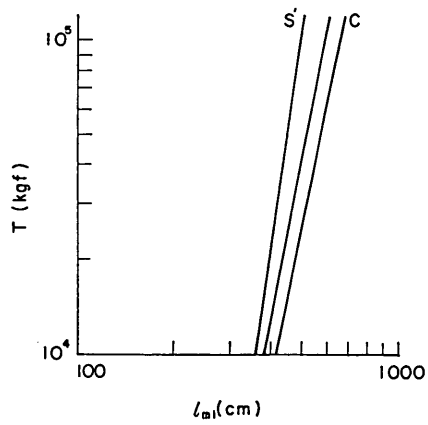




(a)  $T \sim y_{top}$

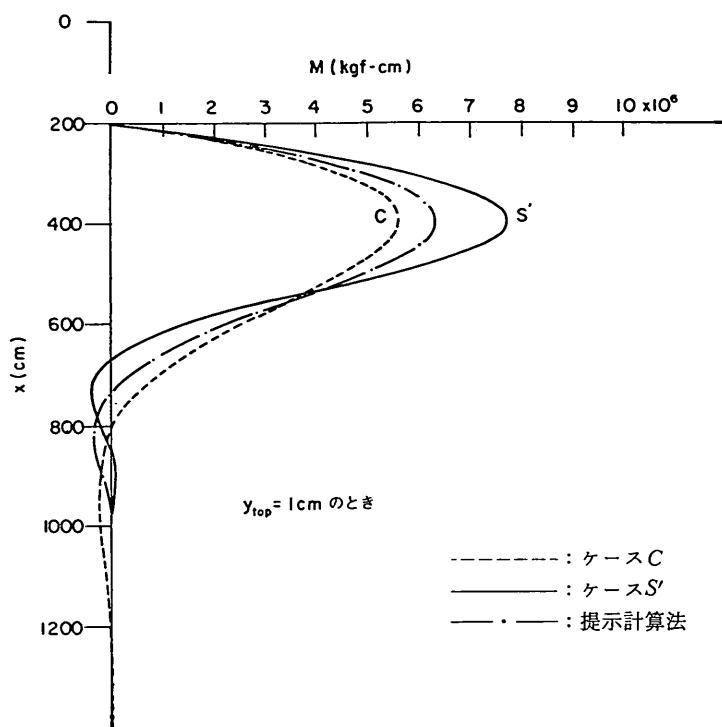


(b)  $T \sim M_{max}$



(c)  $T \sim l_{m1}$

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究



(d) Mの分布

図-5.4 計算法の比較 ( $p \propto y^{0.5}$ )

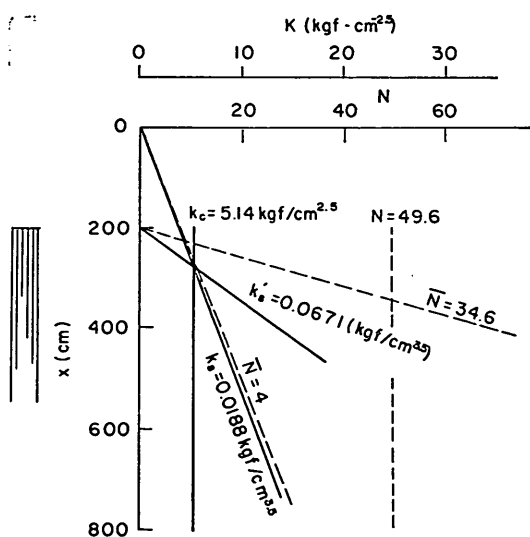


図-5.5 横方向地盤係数とN値の分布

らない。

次に地盤の $N$ 値分布から、 $k'_s$ 、 $k_c$ を定める場合を想定する。まず、仮想S型地盤の場合は $\bar{N} = 4$ の直線を示す実際の $N$ 値の分布から杭頭で $N = 0$ の $\bar{N} = 34.6$ の直線を推定することになるのであるが、これは、横抵抗係数 $K$ の分布から $k'_s$ を定める場合と同様に非常に難しい。C型地盤の場合は $\bar{N} = 4$ の直線から $N = 49.6$ を推定することになるが、これは $\bar{N} = 4$ の直線とは余りにもかけるはなれた値であり、實際上このような $N$ を推定することはありえないので、 $N$ 値の分布から仮想のC型地盤の $k_c$ を大胆に推定しようとするは、おそらく非常に過小の $k_c$ を推定することになる。なお、速断することはできないが、一般の場合においても図-5.4の推定図を用いて、 $N$ 値から $k_c$ を推定する場合は、過小の値を得る危険性があるように思われる。

以上の結果をまとめると、一般の砂地盤でみられるような深さ方向に横抵抗係数が増加する地中杭においては、杭頭面を仮想の地表面としたS型地盤やC型地盤としての取扱いには問題があり実際の横抵抗係数の分布を

考えた提示した計算法によるべきであると判断できる。

次に、計算の簡便な方法である線形地盤反力法の代表的なものを2つとりあげそれとの比較を行ってみる。とりあげる1つは、道路橋示方書にとり入れた方法（ケースDと称する）である。式(2.8)と式(2.18)から次式をうる。

$$p = k_0 y_s^{-0.5} y \quad (5.3)$$

ここに、 $y_s$  を杭頭面と考えて  $y_s = y_{top}$  とおけば  $k_0$  は杭頭面の変位1 cm のときの横方向地盤反力係数となるので、次式のように書きかえることができる。

$$p = k_0 y_{top}^{-0.5} y \quad (5.3)'$$

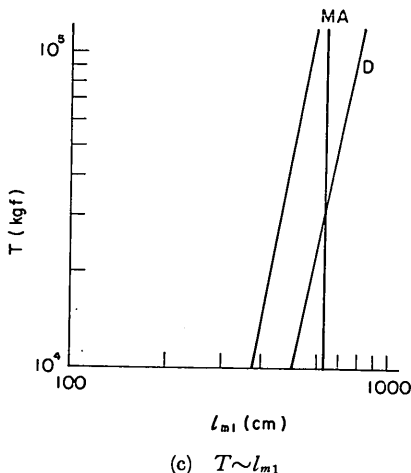
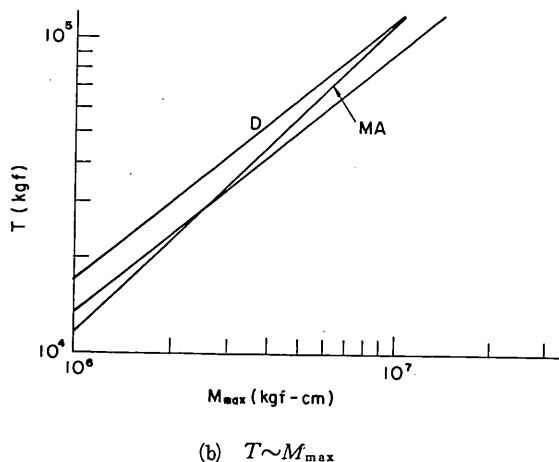
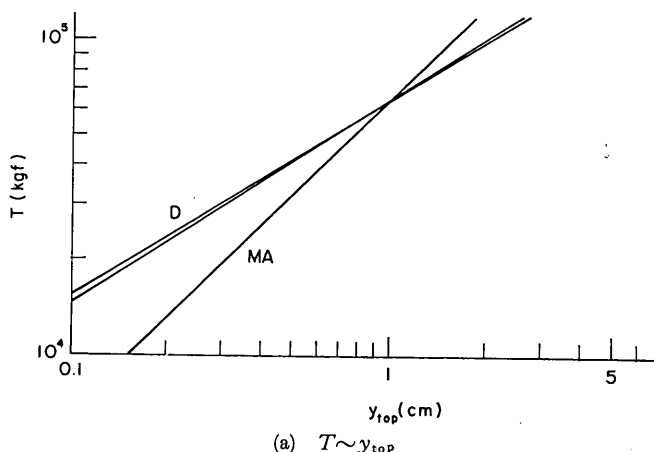
ここで比較計算するにあたっては、 $k_0$ は道路橋示方書のとおり、地盤条件等から推定することはせず、提示計算

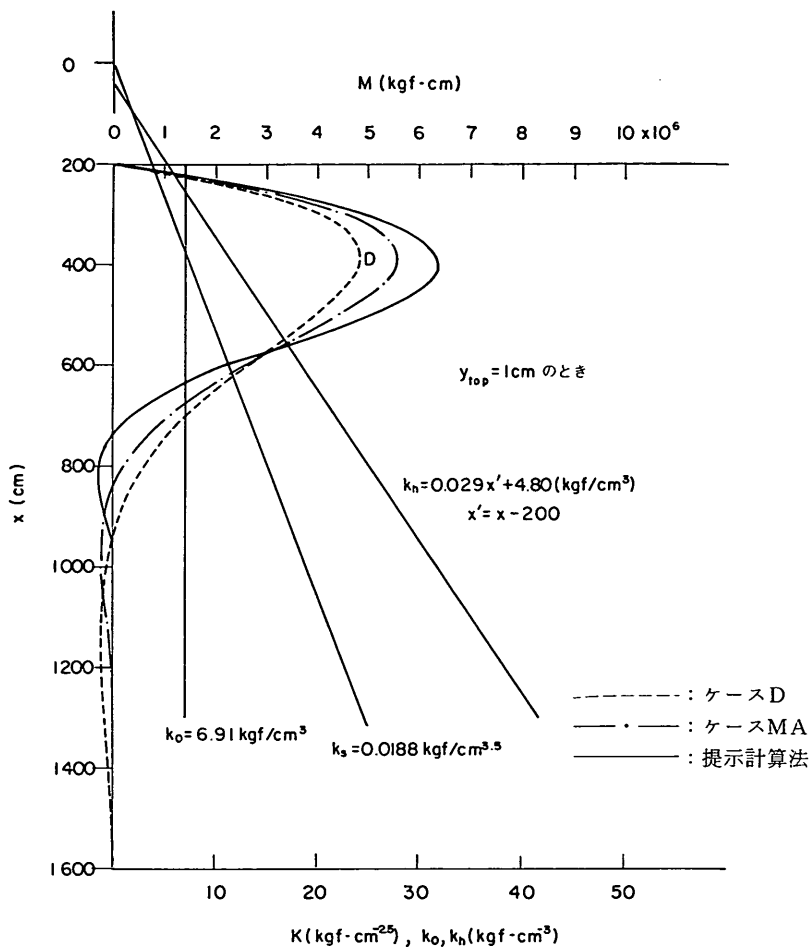
法において、 $y_{top} = 1$  cmとなる $T$ が作用するとき同一の  $y_{top} (= 1$  cm) が生じるように逆算した  $k_0$  を用いる。

もう1つの方法は、地中杭の計算法として、唯一提案された松並の方式である（ケースMAと称する）。すなわち、式(2.8)と式(2.14)から次式の関係式で示される地盤反力特性をもつものである。

$$p = (k_1 x' + k_2) y \quad (5.4)$$

ここに、 $x'$ は杭頭からの深さであるので、台形分布の地盤反力係数をもつものである。ここで、比較計算するにあたっては、松並が提示した、 $k_1, k_2$ の推定方法によらないで、提示計算法において、 $y_{top} = 1$  cmとなる $T$ が作用するとき、同一の  $y_{top} (= 1$  cm) が生じるように逆算して設定する。具体的には、地表面杭の状態において  $k_2 = 0$  として、 $k_1$ を逆算して設定し、地中杭の状態





(d) Mの分布

図-5.6 計算法の比較 ( $p \propto y$ )

で、 $k_1$  を固定して、 $k_2$  を逆算する方法をとった。

比較計算をする地盤条件と杭の諸元および杭頭の位置は、ケースS'、ケースCとの比較の場合と同一である。

計算結果から、 $T \sim y_{top}$  関係、 $T \sim M_{max}$  関係、 $T \sim l_{m1}$  関係、および  $y_{top} \doteq 1 \text{ cm}$  ときの曲げモーメント分布図をまとめて図-5.6に示した。これら図から次のことが言える。

ケースDについてみると、 $y_{top}$  はすべてのTの範囲において本計算法とほとんど差がなく、一致している。しかし、 $M_{max}$  の値は、すべてのTにわたって本計算法より小さく、その差は25~30%程度もある。 $l_{m1}$  は、荷重とともに変化する傾向は本計算法と同じであるが、絶対値が大きく異っている。したがって、ケースDの計算法で

$y_{top}$  が正確に計算できるが  $M_{max}$  に誤差がある点に実用上の難点がある。また、実際にあたって地中杭の場合の  $k_0$  を設定するには、 $K$  が深さ方向に一樣な地盤であれば、 $T \sim y_{top}$  関係を比較的好くあらわす  $k_0$  の設定することに大きな問題は、ないと思われるが、計算例の場合のように深さ方向に変化する場合は、地上杭の場合の  $k_0$  と地中杭のそれとは明白に異なってくる、しかも地中杭の杭頭の設置位置ごとに異なった値をとる。このような場合の  $k_0$  の実用的設定法が確立されなければ、地中杭に導入するには問題があると思われる。なお、付け加えるが、地上杭の場合でも、地表面杭と地上長をもつ地上杭とでは、深さ方向に  $K$  の変化する場合はもちろん、一樣な場合においても、用いるべき  $k_0$  の値は地上長の変化に

応じて異なってくると考えなければならない。

次にケースMAについてみる。まず、 $y_{top}$  に関しては、 $y_{top}$  を一致させた  $T$  ははなれると当然のことながら、大きな差が出てくる。また  $M_{max}$  についても、荷重の小さなところで一致する点があるが、荷重が大きくなるにつれて、差が生じてくる。 $M_{max}$  の差はケースDよりも小さいが、弾性地盤反力法そのものの特徴が出ており、実際の杭の挙動を説明するというには至っていない。なお、参考のために、図-5.6(d)に、 $K$  とともに、比較した2ケースの  $k_0$ ,  $k_1(k_1 = k_1x' + k_2)$  を併記してある。

他の4つの計算法と提示した方法の比較をした結果、本計算法と他の方法とには杭の挙動を正確に表現するという点において相当の差が生じることがわかった。また、他の方法によって計算するのに用いる横抵抗の性質を表現する諸数値の設定方法には、問題があることも指摘された。これらのことから、本計算法が地中杭の横抵抗の計算方法として優れていることが示されたと考える。

## 6. ま と め

3. 模型杭の水平載荷実験において述べたたわみ性の大きい杭の水平載荷実験の結果得られた主な結論は次のとおり。

① 横方向地盤反力  $p$  (kgf/cm<sup>2</sup>) と杭の水平変位  $y$  (cm) の間には、次の関係が成立する

$$p = K(x) \cdot y^{0.5} \quad (6.1)$$

ここに、 $K(x)$  :  $p$  と  $y$  を関係づける係数で、深さ  $x$  の関数でもある (kgf・cm<sup>-2.5</sup>)。

この関係は、地中杭、地上杭ともに成立する。ただし実験で生じた最大の  $y$  は地表面杭で1.5~2 cm 地中杭では1~1.5 cm であった。

② 地上杭で挙動から、模型地盤は  $K(x)$  が、地表面でゼロで、直線的に増加するS型地盤に相当することがわかったが、地中杭の  $K(x)$  は、地上杭の  $K(x)$  よりいくぶん大きい傾向がみられるが、同程度である。

4. 剛な杭の受ける横方向地盤反力測定実験で述べた剛性の大きい杭の水平載荷実験の結果得られたおもな結論は次のとおり。

① 土圧計から得られた横方向地盤反力  $\bar{p}$  と  $y$  の関係は、 $y$  の広い範囲について、次式でよく近似できる。

$$\bar{p} = \frac{y}{1/E_i + y/\bar{p}_u} \quad (6.2)$$

ここに、 $E_i$  : 初期接線勾配 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$\bar{p}_u$  : 極限地盤反力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

②  $y < 2 \sim 3$  cm の範囲では、 $\bar{p}$  と  $y$  の関係は式 (6.1) で  $p = \bar{p}$  とした式でよく近似できる。

③ ①、②の関係は地中杭、地上杭ともに成りたつ。

④ ②のように近似した場合の  $K(x)$  は深さ方向に増加している傾向を示しており、地中杭の  $K(x)$  は地上杭の  $K(x)$  と同程度であった。

⑤ 模型杭の水平載荷実験におけるたわみ性の大きい杭の  $K(x)$  と、剛な杭の  $K(x)$  とは剛度が著しく異なるにもかかわらず、比較的近い値を示した。

⑥  $K$  と  $\bar{p}_u$  および  $E_i$  の間には、 $K = \alpha_1 \bar{p}_u$ ,  $\alpha_1 = 0.522$  cm<sup>-0.5</sup> および  $K = \alpha_2 E_i$ ,  $\alpha_2 = 0.418$  cm<sup>0.5</sup> の関係があった。

上述の2つの実験結果をふまえて、地中杭の横抵抗の計算法を提示した。すなわち、次の内容である。

横方向地盤反力の基本式は式 (6.1) とする。ただし、変位がある限界をこえる場合次の関係となる。

$$p = p_r \quad (y \geq y_r) \quad (6.3)$$

ここに、 $y_r$  : 限界水平変位 (cm)

$p_r$  :  $y_r$  に対応する地盤反力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$K(x)$  は、杭の剛性によらず、 $B \geq 30$  cm では  $B$  に関係せず、地盤に固有のものとする。そして  $K(x)$  を地盤の横抵抗係数と称する。この内容は従来、地上杭および地表面杭の計算法として用いられてきた港研方式と齊合のとれたものである。

この計算法において式 (6.3) における  $y_r$  (または  $p_r$ ) を設定する方法を提示していないために、具体的にこの方法を用いる場合の限界となる。しかし、実際のたわみ性控え工における地中杭の場合、式 (6.3) の関係を導入しなくとも、実用上大きな誤差を与えないことがわかった。

従来、用いられてきた、港研方式による近似的な計算方法および線形地盤反力法である道路橋示方書の方法と松並の方法をとりあげ、本計算法の比較をし、問題点を指摘し、本計算法の優位性を示した。

## 7. あとがき

本研究の目的である地中杭の計算法を提示することができた。その内容は、従来、港研方式として用いられてきた地上杭や地表面杭の計算方法とのすりあわせのできたものとなっている。その意味で、本方法は港研方式の延長上に位置づけられることになろう。

ところで、提示内容を実際用いて計算するにはいくつかの不備な点がふくまれている。

その第1は  $K(x)$  が  $B > 30$  cm では一定としたことであ

り、これは従来の港研方式における問題点の1つでもあった。あえて、こうしたのは、従来の問題点をもった地中杭の計算法によらず、いくぶんでも早く本計算法が実用されることを考えてのことである。したがって、今後の課題としてBの効果についての究明がまたれる。

その第2は横抵抗係数 $K$ の推定方法である。現状で我々のもつ既成研究成果を活用するとすれば、図-2.4、図-2.5と沢口の提案式(2.20)～式(2.22)によって、横抵抗常数 $k_s$ または $k_c$ をもとめ、それをもとに $K$ を推定する方法が考えられる。これまで後者による横抵抗常数の推定は実用されることが多くなく、ほとんど前者によっている。ところで、この両図は前述のとおり直線的な $N$ 値の分布を前提としたものである。しかし、現実には、そのような地盤が多くはない。また、地上杭の載荷試験結果から得られた結果であることから、横抵抗に支配的な地表面近くの $\bar{N}$ または $N$ 値と、地表面付近における直線分布を前提とした $k_s$ または $k_c$ の関係を与えたものであり、その結果を土被りの小さい場合によいとしても、土被りが相当に大きい地中杭の場合に、直線的にそれを延長して用いることは、同図のもつ誤差が、大きく拡大されていくということになるという不安がある。このことは、地上杭についての載荷試験の結果で地中杭の横抵抗係数を推定しようとする場合についても同様である。したがって、ボーリング孔内載荷試験などの原位置試験や対象地盤のサンプリング試料の室内試験結果などと結びつけて地盤の横抵抗係数を設定する手法の研究が重要となってくる。

第3には、塑性状態に近づいてきて、式(6.1)から大きくはずれてくるような状態となったときの対応を考慮した式(6.3)の適用の問題がある。なお、式(6.3)でいう $y_r$ は極限地盤反力に達する時の $y$ ではなく、式(6.1)で示される $p \sim y$ 関係が実際の $p \sim y$ 関係から、実用上許容ができる限度まで離れたと判断される限界の $y$ であり、かつ、それ以上の範囲では $p=p_r$ とした扱いで実際の $p \sim y$ 関係を実用的に近似できると判断される $y$ である。感覚的には、図-4.32において $y=y_2$ と $y=(1/\alpha_1)^2$ の中間程度の $y$ が $y_r$ に相当すると考えられる。実際には地中杭よりも地表面杭の場合の方が大きな、地盤内の杭の水平変位を生ずることから、地中杭というより地表面杭の場合にシビアに考慮すべきものと考えられる。控え直杭のおかれるような地盤では実用上式(6.3)の導入を行わなくとも問題はないものの、軟弱地盤における杭の場合のように実用上無視しえない場合を想定すれば、地上杭—地表面杭—地中杭という一連の杭の計算法の完成度を高めるうえで、今後解決すべき課題と考える。

提案した計算法は以上のような不備な点をもつものの、単杭である地中杭の設計には実用されうるものと考えている。なお、本計算法の実施には電子計算機の使用が不可欠であるが、そのために利用できるプログラムが港湾技術研究所土質部基礎工研究室に用意されている。

今後はさらに、前述の不備な点を解決するための研究が進展する事を切望するとともに、本報告が1.で述べたたわみ性控え工の設計法のもつ問題点解決に資するものとなることを期待する。(1984年3月31日受付)

## 謝 辞

本研究に実質的に着手したのは、実験を開始した昭和57年春である。そして、同年度中に実験を完了させるとともに、実験結果の整理および解析を行った。その後、著者が港湾技術研究所から転出してから、若干の解析を加えて取りまとめるに至った。この間に多くの方々から色々な面で御支援を頂きました。

土質部長奥村樹郎博士には、研究の取組み方や方向づけについて、一方ならぬ御指導と御鞭達を頂きました。

高橋邦夫主任研究官には、解析と取りまとめに当って、豊富な経験に基づいた貴重な助言を頂きました。

基礎工研究室の春日井康夫、富樫浩一、富田幸晴の三君には、実験の実施、実験結果の整理および電子計算機を用いた解析の作業を担当して頂き、極めて厳しい工程にもかかわらず熱意をもって遂行して頂いた。また、同研究室の非常勤職員の方々には、主として実験実施において大いに活躍して頂きました。

南兼一郎・前構造部沈埋構造研究室長(現在、環境庁勤務)には、解析用の電子計算機プログラムの開発にあたって懇切な指導を受けました。

本研究に取り組むに至った契機は、前設計基準部長・松並仁茂博士(現在、新東京国際空港公団勤務)が、本研究テーマと関連の深い、係船岸におけるたわみ性控え工の設計法に関する研究に取り組んでおられたときの熱意に接した事に負うところが大きい。

また、本研究業務においては直接的な関係をもたない多くの方々から、日常の接触のなかで受けました間接的な御支援は多大なものでありました。

非力な小生が曲がりなりにも本研究を完遂できたのは、上述の多くの方々の御陰であります。有難い事と深く感謝いたします。

最後に、取りまとめが港湾技術研究所転出後にまで及んだ事から、企画室を始めとする関係各位に色々とお苦勞をかけました。深謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 土木学会編：土木工学ハンドブック，技報堂，1974年，p. 2320 (下巻)。
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979年，p. 8-28。
- 3) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol. 2, No. 3, 1964年3月，pp. 1~37。
- 4) 運輸省港湾技術研究所・八幡製鉄株式会社：Hパイルの水平抵抗に関する研究，1963年9月，pp. 345~353。
- 5) 日本道路協会：道路橋仕方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説，1980年5月，p. 279。
- 6) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（基礎構造物及び杭土圧構造物），1974年6月，p. 116。
- 7) 文献3)参照，pp. 13~14。
- 8) 沢口正俊：くい横抵抗における地盤常数に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol. 7, No. 2, 1968年6月，pp. 78~83。
- 9) 久保浩一・三枝富士男・鈴木敦己：垂直控え杭の横抵抗について，港湾技術研究所報告，Vol. 4, No. 2, 1965年2月，pp. 20~40。
- 10) 文献9)参照，pp. 37~40。
- 11) 運輸省港湾局・第一港湾建設局・港湾技術研究所：新潟地震港湾被害報告書（第1部），1964年9月，同・（第2部），1965年3月。
- 12) 運輸省港湾局・港湾技術研究所・第二港湾建設局・北海道開発局港湾部：1968年十勝沖地震被害報告，津波報告，1968年12月。
- 13) 片山猛雄・中野拓治・蓮見隆・山口孝市：1968年十勝沖地震などの被害例による現行設計法の検討，港湾技術資料，No. 93, 1963年12月。
- 14) 土田肇・稲富隆昌・野田節男・柳生忠彦・田端竹千穂・徳永省三・大槻有吾・平野忠告：1978年宮城県沖地震港湾被害報告，港湾技術資料，No. 325, 1979年9月。
- 15) 北島昭一・上部達生：矢板岸壁地震時被災の分析，港湾技術研究所報告，Vol. 18, No. 1, 1979年3月，pp. 71~127。
- 16) 日本港湾協会：港湾，Vol. 60, No. 11 (“特集”日本海中部地震と港湾)，1983年。
- 17) 文献15)参照，p. 118。
- 18) 横山幸満：くい構造物の計算法と計算例，山海堂，1977年11月，p. 14。
- 19) Raes, P.E. : Theory of Lateral Bearing Capacity of Piles, Proc. 1 st ICSMFE, 1936。
- 20) 岡部三郎：望ましい矢板岸壁の安定計算法，港湾，Vol. 25, No. 3, 1951年。
- 21) スニトコ, N. K. (原田千三訳)：静・動土圧一解析と計算一，産業図書，1967，pp. 258~262。
- 22) Broms, B. B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, SM2, 1964。
- 23) Broms, B. B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, SM3, 1964。
- 24) Broms, B. B. : Design of Laterally Loaded Piles, Proc. ASCE, Vol. 91, SM3, 1965。
- 25) 物部長穂：土耐震学(改訂版)，理工図書，1952年。
- 26) 鈴木雅次：港工学，風間書房，1955年，p. 474。
- 27) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，ケーソン基礎の設計篇，1970，pp. 42~44。
- 28) 文献22)~24)参照。
- 29) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，1984年11月，pp. 260~269。
- 30) Feagin, L.B. : Lateral Pile Loading Tests, Trans. ASCE, Paper No. 1959, Vol. 102, 1937, pp. 236~254。
- 31) Chang, Y.L. : Discussion on “Lateral Pile Loading Tests” by L. B. Feagin, Trans. ASCE, Paper No. 1959, Vol. 102, 1937, pp. 272~278。
- 32) 文献5)参照，pp. 302~307，または文献18)参照，p. 37および pp. 51~52。
- 33) 文献30)参照。
- 34) Cummings, A. E. : Discussion on “Lateral Pile Loading Tests” by Feagin, Trans. ASCE, Paper No. 1959, Vol. 102, 1937, pp. 255~264。
- 35) Rowe, P. W. : The univ. of Texas Subject to Horizontale Force, Géotechnique, Vol. 6, No. 2, June 1956, pp. 70~85。
- 36) Reese, L. C. & Matlock, H. : Non-Dimensional Solution for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth, Proc. 8th. Texas Conf. S. M. F. E., Special Publ., No. 29, The Univ. of Texas, Sept. 1956。
- 37) 文献29)参照，p. 255, 表261。
- 38) Palmer, L. A. & Thompson, J. B. : The Earth Pressure and Deflection along the Embedded Length of Piles Subjected to Lateral Thrust, Proc. 2nd. ICSMFE, 1949。
- 39) Palmer, L. A. & Brown, P. P. : Analysis of Pressure, Deflection, Moment and Shear by the Method of Difference Equations, Symposium on Lateral Load Tests on Piles, Proc. ASTM, Special Tech, Publ., No. 154-A, 1954, pp. 22~44。
- 40) Matlock, H. & Reese, L. C. : Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles, Proc. ASCE, Vol. 86, SM5, 1960。
- 41) 文献18)参照，pp. 81~83。
- 42) 松並仁茂：係船岸のたわみ性控え工の設計のための新しい提案，土質工学会論文報告集，Vol. 21, No. 4, 1981年12月，pp. 140~150。
- 43) Gleser, S. M. : Lateral Load Tests on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles, Symposium on Lateral Load Tests on Piles, Special Tech. Publ. No. 154, 1953, pp. 75-101。
- 44) 竹下淳：横荷重を受けるクイに関する二・三の考察，土木学会北海道支部技術資料，Vol. 18, 1962。
- 45) 文献3)参照，pp. 13~14。
- 46) 文献8)参照，pp. 78~83。
- 47) 文献18)参照，p. 72。

- 48) 横山幸満：鋼杭の設計と施工，山海堂，1963年3月，pp. 143.
- 49) 文献2)参照，p. 5—64.
- 50) Terzaghi, K. : Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, Géotechnique, Dec., 1955.
- 51) 文献2)参照，pp. 5-63~5-64.
- 52) 吉田巖・駒田敬一：地盤の横方向K値について，土と基礎，No. 85, Vol. 13, 1965年3月，pp.25~29.
- 53) 吉田巖・吉中竜之進：A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Resction for a Pile, 土質工学会論文報告集，Vol. 12, No. 3, 1972年.
- 54) 今井常雄：地盤の横方向K値の研究(3)，土と基礎，Vol. 17, No. 11, 1969年，pp. 13~18.
- 55) 今井常雄：地盤の横方向K値の研究(4)，土と基礎，Vol. 18, No. 1, 1970年. pp. 11~16.
- 56) 文献5)参照，pp. 271~273.
- 57) 文献2)参照，p. 5-46.
- 58) 文献3)参照.
- 59) 文献4)参照.
- 60) 文献3)参照，p. 22.
- 61) 文献3)参照.
- 62) 山下生比古・稲富隆昌・小蔵紘一郎・奥山育英：数値解による杭の横抵抗の基準曲線の作成，港湾技術研究所報告，Vol. 10, No. 1, 1971年3月，pp. 107~168.
- 63) 文献2)参照，pp. 5-50~5-54.
- 64) 文献2)参照，p. 5-48，図一解4・16および図一解4・17
- 65) 文献3)参照，p. 13.
- 66) 文献8)参照，pp. 82~83.
- 67) 文献2)参照，p. 5-46.
- 68) 文献8)参照.
- 69) 村山朔郎・大崎順彦編：基礎工学ハンドブック，朝倉書店，1974年7月，p. 101.
- 70) 文献3)参照，pp. 12~13.
- 71) McClelland, B. & Focht Jr., J. A. : Soil Modulus for Laterally Loaded Piles, Proc. ASCE. Vol. 82, No. SM4, Oct. 1956, pp. 1~22.
- 72) Reese, L.C. & Matlock, H. : Numerical Analysis of Laterally Loaded Piles, Proc. 2nd Struc. Div. Conf. on Elec. Comp., ASCE, Pittsburg, 1960, pp. 657~668.
- 73) Reese, L. C. & Cox, W. R. : Soil Behavior from Analysis of Tests of Uninstrumented Piles under Lateral Loading, Performance of Deep Foundations, ASTM STP No. 444, 1969, pp. 160~176.
- 74) Matlock, H. : Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204, 1970.
- 75) Reese, L. C., Cox, W. R. & Koop, F. D. : Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 2080, 1974.
- 76) Reese, L. C. and Welch, R. C. : Lateral Loading of Deep Foundations in stiff clay, Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT7, 1975, pp. 633~649.
- 77) American Petroleum Institute: API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, API RP2A 7th. ed., 1976, pp. 21~26.
- 78) 文献18)参照，pp. 134~140.
- 79) 北島照一編著：新体系土木工学85 海洋施設の設計と施工，技報堂，1979年10月，pp. 91~94.
- 80) 岸田英明・中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗，日本建築学会論文報告集，No. 281, 1979年，pp. 41~55.
- 81) Nakai, S. & Kishida, H. : Nonlinear Analysis of a Laterally Loaded Pile, Proc. 4 th. Int. Conf. on Num. Meth in Geomech., Vol. 2, 1982.
- 82) Vesić, A.B. : Bending of Beams Resting I sotropic Elastic Solid, ASCE. Vol. 87, No. EM2, Proc. Paper 2800, April 1961.
- 83) Francis, A. J. : Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, ASCE. Vol. 90, No. SM3, May 1961.
- 84) 長 尚：頭部が剛結された杭の横抵抗計算法，土木技術，Vol. 16, No. 5, 1961年，pp. 10~13.
- 85) 文献21)参照.
- 86) 森 博：垂直荷重及び水平力を受けた鋼杭の性状に関する研究，土木学会論文報告集，No.123, 1965年，pp. 12~18.
- 87) 山本鎮男・半谷尚志：杭頭付辺で急激に減少する反力系を有する杭の横抵抗，日本建築学会論文報告集，No. 149, 1968年，pp. 55~59.
- 88) 山肩邦男・秋野矩之：くいの横抵抗に関する弾塑性的考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，1968年，pp. 615~616.
- 89) 今井常雄：L L T測定結果による杭の横方向挙動の計算法，第4回土質工学会研究会発表講演集，1969年，pp. 257~262.
- 90) 勝見 雅：地盤の非線形的性質と考慮した単杭の水平抵抗に関する研究，土木学会論文報告集，No. 223, 1974年，pp. 39~49.
- 91) 笹尾 光・鳥羽信行：軟弱粘土層に打設されたいの水平抵抗，第9回土質工学会研究会発表会講演集，pp. 561~564.
- 92) 竹下 淳：組杭の構成と横方向支持力効果について，第7回日本道路会議論文集，1963年，pp.854~856.
- 93) Reddy, A.S. & Valsang Kav, A. J. : Generalized Solutions for Latelally Loaded Pile in Elasto-Plastic Soil, Soil and Foundations, Vol. X, No. 3. 1970. pp. 60~80.
- 94) Valsangkar, A. J. Kamesware Rao, N. S. V. & Basudhar, P.K : Generalized Solutions of Axially and Laterally Loaded Piles in Elasto-Plastic Soil, Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4, 1973. pp. 1~14.
- 95) 文献9)参照，p. 37.
- 96) 松並仁茂：係良岸におけるたわみ性控え工の位置の



決定に関する実験的考察, 土質工学会論文報告集, Vol. 22, No. 3, Sept, 1982, pp. 170~180.

97) 高橋邦夫・庄司喜博: 矢板壁の控え直杭の模型実験, 港湾技術研究所報告, Vol. 22, No. 4, 1983年12月, pp. 33~58.

98) 松並仁茂: 係船岸におけるたわみ性控え工の設計法に関する研究, 港湾技研資料, No.439, Mar. 1983. pp. 43~49.

99) 陶野郁雄・社本康広・金子 治: 水平打撃による砂の最大密度試験装置, 第17回土質工学会研究発表会講演集, 1982年, pp. 117~120.

100) 陶野郁雄: 漏斗を用いた最小密度試験装置の製作とその適用性, 第17回土質工学会研究発表会講演集, 1982年, pp. 113~116.

101) 文献3)参照, p. 3. その他にも数多くの実測値がある。

102) 松澤 宏・森 富雄・尾崎師成: 土工計検定土槽内の応力分布, 土木学会中部支部研究発表会講演概要集, 1979年, pp. 178~179.

103) 市原松平・古川 清: 土工計の検定に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 135, 1966年, pp. 8~15.

104) Kallstenius, T. & Bergou, W: Investigations of Soil Pressure Measuring by Means of Cells, Royal Swedish Geotechnical Inst., Proc. No.12, Stockholm, 1956.

105) R. F. Scott: Principles of Soil Mechanics, 1963, p. 403.

106) チェボタリオフ (石井靖丸訳): チェボタリオフの土質力学 (上巻), 技報堂, 1957年7月, p. 262.

記 号 一 覧 表

- $B$ : 杭幅または杭径(cm)
- $C_u$ : 粘土の非排水せん断強さ(kgf/cm<sup>2</sup>)
- $d$ : 土被り厚。地中杭の杭頭の地中埋設深さを示す。(cm)
- $E$ : 横方向地盤反力  $p$  と杭の水平変位  $y$  の関係における初期接線勾配(kgf/cm<sup>3</sup>)
- $E_0, E_s$ : 地盤の変形係数(kgf/cm<sup>3</sup>)
- $EI$ : 杭の曲げ剛性(kgf/cm<sup>2</sup>)
- $e$ : 土の間げき比
- $H_0$ : 水平荷重(kgf)
- $h$ : 杭の地上長(cm)
- $i$ : 杭のたわみ角 (ラジアン),  $i = dy/dx$
- $i_0$ : 地表面における杭のたわみ角 (ラジアン)
- $i_{0p}$ : 杭頭における杭のたわみ角 (ラジアン)
- $K_a$ : 主働土圧係数
- $K_0$ : 静止土圧係数
- $K_p$ : 受働土圧係数
- $k, k(x)$ : 深さ  $x$  における杭の水平変位  $y$ (cm) と横方向地盤反力  $p$ (kgf/cm<sup>2</sup>) の関係を表す関数(kgf/cm <sup>$n+2$</sup> )。  $p = ky^n$  で定義される。
- $k_n, k_n(x)$ : 横方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>) で,  $n=1$  のときの  $k$ ,  $p = k_n \cdot y$  の関係にある。
- $k_{hm}$ : 横方向地盤反力係数の深さ方向の分布特性をあらわす係数(kgf/cm <sup>$m+3$</sup> )。  $k_n = k_{hm}x^m$  の関

- 係にある。
- $k_0$ : 設計地盤面 (通常, 地表面) の変位量を 1 cm としたときの横方向地盤反力係数(kgf/cm<sup>3</sup>)
- $k_1$ : 台形分布の横方向地盤反力係数を考えた場合の杭頭における横方向地盤反力係数 (kgf/cm<sup>3</sup>)
- $k_2$ : 台形分布の横方向地盤反力係数を考えた場合の深さ方向の増加率(kgf/cm<sup>4</sup>)
- $K, K(x)$ : 深さ  $x$  における杭の水平変位  $y$ (cm) と横方向地盤反力  $p$ (kgf/cm<sup>2</sup>) の関係を表す係数(kgf/cm<sup>2.5</sup>)。  $n=0.5$  のときの  $k$  で,  $p = K \cdot y^{0.5}$  で定義される。地盤の横抵抗係数と称する。
- $k_m$ :  $K = k_mx^m$  で定義される係数(kgf/cm <sup>$m+2.5$</sup> )。
- $k_c$ : C型地盤の横抵抗抗数(kgf/cm<sup>2.5</sup>)。  $m=0$  のときの  $k_m$  で  $K = k_c$  となる。
- $k_s$ : S型地盤の横抵抗抗数(kgf/cm<sup>3.5</sup>)。  $m=1$  のときの  $k_m$  で  $K = k_sx$  となる。
- $k_{s0}$ :  $y=1$  cm のときの  $p(x)$  から推定した  $k_s$ (kgf/cm<sup>3.5</sup>)。
- $L$ : 長さまたは距離(cm)
- $l_{i1}$ : 頭部自由杭のたわみ角第一ゼロ点, あるいは頭部固定杭のたわみ角第二ゼロ点の地表面からの深さ (cm)。ただし, 地中杭においては杭頭面からの深さ。
- $l_{m1}$ : 頭部自由杭の曲げモーメント第一ゼロ点, あるいは頭部固定杭の曲げモーメント第二ゼロ点の地表面からの深さ (cm)。ただし地中杭においては杭頭面からの深さ。
- $l_{m, max}$ : 杭頭を除く, 最大曲げモーメント発生点の地表面からの深さ (cm)。ただし, 地中杭においては杭頭面からの深さ。
- $l_{y1}$ : 変位の第一ゼロ点 (第一不動点) の地表面からの深さ (cm)。ただし, 地中杭においては杭頭面からの深さ。
- $M$ : 曲げモーメント(kgf・cm)
- $M_{max}$ : 杭の最大曲げモーメント(kgf・cm)
- $M_0$ : モーメント荷重(kgf・cm)
- $N$ : 標準貫入試験値
- $\bar{N}$ : 地盤の  $N$  値の深さ方向の増加率 (1 m あたりの  $N$  値の増加量)。
- $n_h$ : 横方向地盤反力常数 (kgf/cm<sup>3</sup>)。  $m=1$  のとき,  $n_h = k_{hm}B$  である。  $k_h = n_hx/B$  の関係になる。
- $P$ : 深さ  $x$  における杭の単位長さ当りの地盤反力(kgf/cm)。  $P = p \cdot B$ 。
- $p$ : 深さ  $x$  における杭の単位面積当りの地盤反力強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)。略して, 単に地盤反力あるいは横方向地盤反力とも称する。
- $p_u$ : 極限地盤反力(kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\hat{p}$ : 剛な杭のうける横方向地盤反力の測定値 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\hat{p}_u$ : 剛な杭の場合の極限地盤反力で,  $\hat{p}$  の極限值である。(kgf/cm<sup>2</sup>)。
- $p_r$ :  $p$  と  $y$  の関係を  $p \propto y^{0.5}$  の関係式で近似した

砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究

- ときの適用限界の $y$ である $y_r$ に対応する  
 $p$ (kgf/cm<sup>2</sup>)
- Q: 杭に作用する水平分布荷重(kgf/cm)
- $q_u$ : 一軸圧縮試験強度(kgf/cm<sup>2</sup>)
- S: せん断力(kgf)
- T: 杭頭に作用する水平力(kgf)
- $x$ : 地表面からの深さ(cm)
- $y$ : 深さ $x$ における杭の水平変位 (cm)。杭をはりとして取扱う場合には、杭のたわみと称する。
- $y_0$ : 杭の地表面の水平変位(cm)。
- $y_i$ : 実測した $p \sim y$ 関係を双曲線などで近似する場合に、相関の最もよくなるように $y$ の原点を移動させたときの量(cm)。
- $y_c$ :  $p \sim y$ 曲線において、極限地盤反力 $p_u$ に達するときの限界の $y$ (cm)
- $y_r$ :  $p$ と $y$ の関係を $p \propto y^{0.5}$ の関係式で近似したときの適用限界における $y$ (cm)
- $y_s$ : 設計地盤面(通常、地表面)での基準変位量(cm)。
- $y_{top}$ : 杭頭の水平変位(cm)。
- $\alpha$ :  $E_0$ の求め方に対応する表-2.1に示す係数(cm<sup>-1/4</sup>)または $C_u$ の深さ方向の増加率(kgf/cm<sup>3</sup>)。
- $\beta$ : チャンの解法における特性値(cm<sup>-1</sup>),  
 $\beta = \sqrt{k_h B / EI}$ 。
- $\gamma$ : 土の単位体積重量(kgf/cm<sup>3</sup>)。
- $\epsilon_c, \epsilon_{50}$ : 粘土の非排水せん断強度の50%に対応するひずみ
- $\phi$ : 砂の内部摩擦角またはせん断抵抗角(ラジアンまたは度)