

港 湾 技 研 資 料

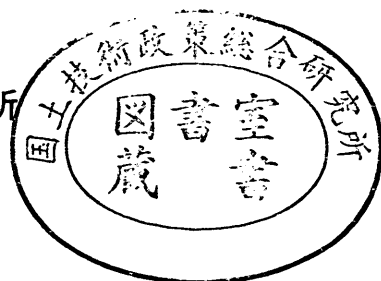
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 533 Sept. 1985

沈下地盤中の単杭の挙動に関する実験的研究

高 橋 邦 夫

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	5
序 論	7
第 1 部 ネガティブフリクション	8
1. ネガティブフリクションの概要	8
1.1 ネガティブフリクションの発生機構	8
1.2 中 立 点	8
1.3 防 止 工 法	8
a) スリップレイヤー工法	9
b) 二重管工法	9
c) フリクションパイル工法	11
d) 群 杭 工 法	11
1.4 被害例の報告	11
1.5 杭の周面摩擦力について	17
2. ネガティブフリクションに関する既応の研究	18
2.1 既応研究の概観	18
2.2 全応力による検討法	21
a) 以前の基準類	22
b) 新しい基準類	22
2.3 有効応力による検討法	24
a) Bjerrum の方法	24
b) Zeevaert の方法	25
c) Broms の報告	26
2.4 実験的研究	27
a) 土質工学会鋼ゲイ研究委員会の実験	27
b) 国鉄第三工事局の実験	32
3. 弾塑性を仮定した近似計算法	37
3.1 沢口の弾塑性計算法	37
a) 第一の関係をを用いた一般式	38
b) 第二の関係をを用いた一般式	39
3.2 沢口の方法を拡張した方法	41
a) 周面摩擦の状態による場合分け	43
b) 計算の手順	48

4. ネガティブフリクションに関する室内模型実験による考察	51
4.1 室内実験の概要	51
a) 実験装置	51
b) 実験方法	51
4.2 室内実験の結果	52
a) 実験終了後の地盤状態	52
b) 地盤沈下量と杭頭沈下量	52
c) 軸ひずみの経日変化	53
d) 載荷試験と引き抜き試験における軸力、周面摩擦及び杭の沈下量の分布	54
e) 載荷試験と引き抜き試験における相対変位と摩擦力の関係	56
4.3 ネガティブフリクションに関する考察	58
4.4 相対変位と摩擦力に関する考察	60
4.5 ま と め	61
5. ネガティブフリクションに関する現地実大実験による考察	62
5.1 現地実験の概要	62
a) 実験地盤	62
b) 実験計画	62
c) アスファルトコーティング	62
d) 諸種の測定	63
5.2 現地実験の結果	68
a) 杭の打ち込み	68
b) 諸種の測定結果	68
5.3 沈下量に関する考察	70
5.4 ひずみ及び軸力に関する考察	71
5.5 計算結果との対応	73
5.6 クレーン稼働時の測定とその考察	74
5.7 ま と め	77
6. ネガティブフリクションに関する他の現地測定結果の解析	78
6.1 土質工学会鋼ゲイ研究委員会の実験	78
a) 閉端支持杭 cE_{43} 、開端支持杭 oE_{43} に対する計算	78
b) 閉端摩擦杭 cF_{31} に対する計算	78
6.2 清水建設研究所の実験	80
6.3 扇島における日本鋼管の実験	81
6.4 常磐自動車道における道路公団の実験	84
a) SP-1 (自然地盤沈下)	84
b) SP-2 (強制圧密沈下)	85
c) SP-3 (強制圧密沈下)	87
6.5 大黒ふ頭における横浜市の実験	88
6.6 国鉄第三工事局の実験	89
6.7 ま と め	90

第 II 部 斜杭の曲げ	92
7. 斜杭の曲げの概要	92
8. 斜杭の曲げに関する既応の研究	94
8.1 土質工学会鋼ゲイ研究委員会の実験	94
8.2 佐藤等の検討法	94
8.3 Broms 等の検討法	95
8.4 柴田等の検討法	96
9. 弾性地盤反力を仮定した検討法	97
9.1 はじめに	97
9.2 Winkler 地盤	97
9.3 沈下量分布の 3 次式表示	98
9.4 自由長部	99
9.5 荷重部	99
9.6 計算法の説明	100
10. 斜杭の曲げに関する室内模型実験による考察	101
10.1 室内実験の概要	101
a) 実験準備	101
b) 測定方法	104
10.2 測定結果とその検討	106
a) 地盤の圧密	106
b) 実験地盤の土質	108
c) 杭の引き抜き試験	109
d) 曲げモーメント	112
e) 杭頭の変位	116
10.3 理論的計算による検討	117
a) 多項式近似による変位及び断面力の計算	119
b) 有限要素解析	119
c) 佐藤等の方法による計算	122
d) 9. で提案した方法による計算	126
10.4 ま と め	134
11. 斜杭の曲げに関する野外実大実験による考察	136
11.1 野外実験の概要	136
a) 盛土工事	136
b) 杭打設と上部工	137
c) 測定方法及び測定工程	138
d) 土質調査及び間隙水圧チェック	142
e) 水平載荷試験の概要	143

11.2	測定結果の概要とその検討	145
a)	地盤の沈下(地盤の圧密)	145
b)	間隙水圧	147
c)	杭の動き	148
d)	杭の曲げ及び軸力	149
e)	水平載荷試験の結果とその検討	151
11.3	理論的計算による曲げの検討	155
a)	佐藤等の方法	155
b)	9.で提案した方法	160
11.4	杭体軸応力の実測値と q_u 値との対応	164
11.5	3.で提案した方法による軸力の検討	165
11.6	周辺地盤の圧密度の計算	165
a)	体積圧縮係数、圧密係数の深度方向分布	165
b)	圧密度の計算	167
11.7	ま と め	167
結	論	169
あ	と が き	171
参	考 文 献	171
おも	な記号の一覧表	175
付	録 A	176
付	録 B	178

沈下地盤中の単杭の挙動に関する実験的研究

高橋 邦夫*

要 旨

沈下を生ずるような地盤中にある直杭に関する大きな問題として、ネガティブフリクションがある。また、杭が斜杭である場合には曲げが問題になる。これら二つの問題について、実験的な研究を行った。

まずネガティブフリクションについては、沢口の方法を拡張した近似計算法を提案した。また、室内実験と実大実験によってネガティブフリクションの現象について調べ、実大実験においてはアスファルトコーティングの効果も調べた。これら二つの試験結果と6例の現場計測結果に対して、提案した近似計算法を適用し、ほぼ満足し得る計算結果を得た。これらの結果を、一般に設計に用いられている全応力による計算結果及びBjerrum やZeevaert の有効応力による計算結果とも比較している。

斜杭の曲げについては、地盤をWinkler地盤とみなし、圧密沈下量分布を3次多項式により表現する精密な解析法を提案した。手計算による簡略なネガティブフリクションの計算法と異なり、こちらは電子計算機を用いた数値計算である。この場合にも室内実験と実大実験を行い、地盤沈下による斜杭の曲げ挙動を観察した。実大実験においてはアスファルトコーティングの影響を調べている。そしてこれらの2つの実験結果により、提案した計算法の妥当性を検討し、それがほぼ満足し得るものであることを確かめた。さらに、佐藤等の方法と有限要素法による弾性解析も実施して、結果を比較している。

アスファルトコーティングは、鉛直杭はもちろん斜杭の場合もネガティブフリクションに対しては有効であるが、斜杭の曲げに対しては不利という結果となった。

*土質部 基礎工研究室長

Behavior of Single Piles in Subsiding Ground

Kunio TAKAHASHI*

Synopsis

Both negative skin friction for vertical piles and bending for batter piles are severe problems for the design of pile foundations in a subsiding ground. Analytical methods are presented for the two problems: One is for the negative skin friction and the other is for the bending. The former one is an approximate method based on hand calculation and developed by simplifying and generalizing the method proposed by Sawaguchi. The latter one is an elaborate method requiring the use of an electronic computer. For the applicability to an actual case, the ground is divided into four layers, some of which are assumed to be Winkler subsoil. Four series of model or prototype pile tests are carried out for studying the phenomena and for examining the validity of the proposed methods. The usefulness of the methods is proved by the fact that their calculation results show good agreements with the test results and other published data.

The slip layer method coating bitumen on a pile shaft is recognized as an useful method for decreasing the negative skin friction. In the two series of prototype tests, it is verified to be effective against negative skin friction not only of the vertical piles but also of the batter piles, although it is disadvantageous concerning the bending of the batter piles.

* Chief of the Foundations Laboratory, Soils Division

序 論

構造物の基礎は、上部構造を安全に地盤上に支えるという役目を持ち、全体構造の中でも非常に重要な部分である。その基礎の工法は、上部構造や地盤の性質に応じてさまざまである。直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎といったものがオーソドックスな基礎としてあり、最近では連壁あるいは地盤改良の一部のものも基礎として考えてよいかも知れない。このうち杭基礎は、支持層が深いような場合、荷重や地盤にばらつきがあるような場合に用いられる重要な基礎工法であり、杭基礎に関する書物、文献の類も洋の東西を問わず数多くある。

この杭基礎に対する重要な問題としてのネガティブフリクションは、古くから気付かれていた。これは地盤の方が杭に対して相対的に沈下する際に杭に対して加える下向きの摩擦力であり、Terzaghi and Peck(1948)*の有名な教科書にも実例とともに解説されている。その他にも、Taylor(1948)、Tschebotarioff(1951)、Chellis(1951)、Peck, Hanson and Thornburn(1953)、Tomlinson(1963)等、ネガティブフリクションに触れずに杭基礎について書いている例はないと言ってよい。ネガティブフリクションに関する研究の歴史については後に若干詳しく述べるが、日本においては、昭和40年代前半に被害例等が報告されるようになり、土質工学会鋼ゲイ研究委員会による画期的な実験(1969)が

行われた。昭和48年には一般向けの新聞紙上に報道される等して、社会的にも広く問題視されるようになった。ネガティブフリクションは、軟弱地盤地帯に栈橋等大がかりな杭基礎構造物を建設せざるを得ない港湾分野においても非常に大きな問題であり、昭和40年代より港湾技術研究所が研究に取り組んで来ている。

一般の杭基礎に使用される鉛直杭では、地盤の沈下によりネガティブフリクションという問題にさらされることになる。もし杭が斜杭であれば、地盤の沈下は下向きの摩擦も与えるであろうが、曲げをも作用させることが想像に難くない。したがって、地盤の沈下が予想されるような場所での斜杭の使用は避けるべきであるというのが一般の考え方である。ところが、港湾分野の杭基礎では大きな水平抵抗力を期待するために、斜杭を使用せざるを得ない条件にある。そこで、ネガティブフリクションよりは特殊であるが、大きな問題として、地盤沈下のために斜杭に作用する曲げの問題についても研究を行った。

どちらも沈下する地盤が杭基礎に与える問題ということで、直杭の場合のネガティブフリクション、斜杭の場合の曲げを一連の問題としてとらえ、これまで行ってきた研究を、さらに検討した内容と併せてとりまとめる次第である。

*参考文献をこの型式で示し、巻末にアルファベット順に並べる。

第 I 部 ネガティブフリクション

1. ネガティブフリクションの概要

1.1 ネガティブフリクションの発生機構

ネガティブフリクションを発生せしめる地盤沈下のおもな原因は、粘性土層の圧密沈下である。地下水のくみ上げによる間隙水圧の減少や、埋立て、盛土あるいは構造物の建設による土中応力の増大等により圧密沈下が生ずる。杭は一般に沈下量が少ないので、地盤が沈下すると杭には周囲の地盤から下向きの摩擦力が加えられる。これがネガティブフリクション（負の周面摩擦力）である。この摩擦力は杭を貫入させるように働く力（down drag）となる。この合力としての意味も含めて、ネガティブフリクションという言葉を用いることにする。

一方、杭は先端抵抗と摩擦抵抗により、その軸方向支持力を得ている。支持地盤まで打ち込まれて、先端抵抗が支配的である杭を先端支持杭と呼ぶ。普通に使われている杭は、先端支持杭として設計されることが多い。先端が支持地盤まで達しておらず、先端抵抗よりも周面摩擦力の方が支配的である杭を摩擦杭と呼ぶ。実際の支持形態がこの分類のようになっているかどうかは問題であるが、一般には、わかりやすいように先端支持杭と摩擦杭に分けられる。

ネガティブフリクションが作用した時の杭の挙動は、先端支持杭と摩擦杭とでかなり異なってくると考えられる。まず摩擦杭の場合は、ネガティブフリクションによる下向きの力によって比較的容易に貫入する。その結果、軸力の増大は少なくてすむ。これに比べて先端支持杭では、ネガティブフリクションが加わっても先端抵抗が大きいため杭先の貫入は少なく、その結果、軸力は大となる。

図-1.1によりこの違いを説明する。図は、杭頭荷重 W 、先端抵抗 R 、正の摩擦力（ポジティブフリクション）及び負の摩擦力（ネガティブフリクション）が作用して釣り合っている一般的な状態を示す。図-1.1(a)の先端支持杭の場合は、杭の先端貫入量（杭先端における S_p ）が小さい。したがって、地盤の沈下量 s との相対変位量は大きく、ほとんどの部分で地盤が杭に対して下向きに相対移動する。杭の沈下量 S_p を表す直線の傾きは杭の弾性圧縮量を示し、このため杭頭沈下量は先端貫入量よりも必ず大きい。周面摩擦力 f は、相対変位量及び杭と地盤の相互作用の特性により決まる。軸力 P は f を積分した量である。図-1.1(b)の摩擦杭の場合には、先端支持杭に比べて、一般に先端貫入量が大きい。したがって、

杭の沈下量と地盤の沈下量とが等しい中立点（1.2参照）の位置が浅くなる。そして、地盤の沈下量が同じならば、杭と地盤との相対変位量は、先端支持杭の場合よりも小さくなる。その結果、ネガティブフリクションそのものも、摩擦杭では、先端支持杭の場合よりも小さくなる傾向がある。以上の違いは、後に提案する方法において重要なものとなる。

圧密沈下層の中あるいはそれよりも上に砂層が含まれている場合には、その砂層からも当然ネガティブフリクションが作用する。砂層から働くネガティブフリクションの大きさは、砂層の締まりの程度によって摩擦力のばらつきが大きく、粘性土層の場合よりもむしろ注意が必要とされている。

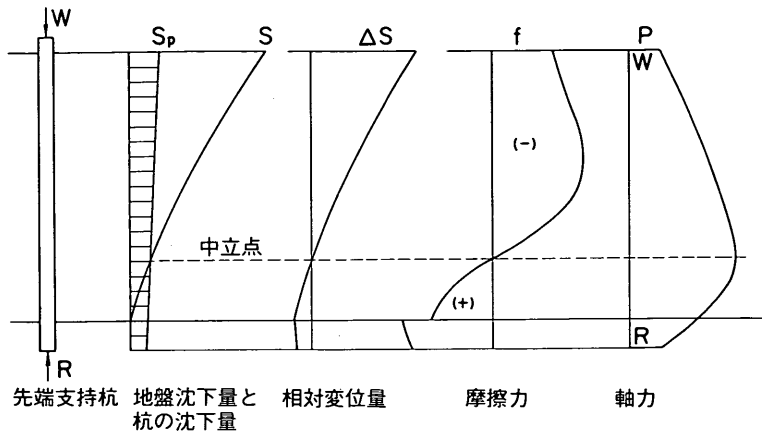
1.2 中立点

中立点は、杭の沈下量と地盤の沈下量とが等しい点、すなわち杭と杭周地盤との間に相対変位がない点で、したがって、この点においては杭と地盤との間に摩擦力のやりとりがない。図-1.1に示されたとおり、周面摩擦力の積分値としての軸力は、この点で最大となる。つまり、中立点は最大軸力を与える点である。したがって設計の立場から見ると、中立点は非常に重要な概念である。

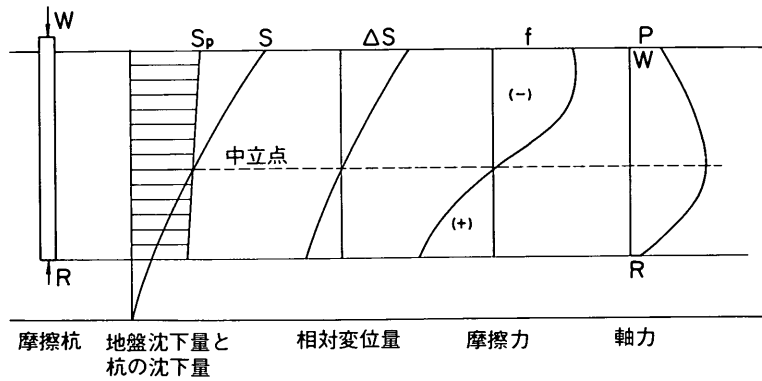
中立点の持つ意味を明らかにし、それを定量的に議論しようとしたのは Ahu (1960) である。Ahu は、任意の中立点深さを仮定して、正負の摩擦力をも考慮に入れた地盤の圧密圧力から圧密沈下量を計算し、また一方、杭の貫入量曲線から中立点深さに対する杭の沈下量を求めて、これらの一致する点として中立点を求めようとした。しかし、Ahu の他には、中立点の研究に主眼を置いた研究は見られない。中立点の重要性は明らかとなったが、これを定量的にとらえることは難しいと考えられる。実験を行えば中立点の位置は計測され、このような結果はいくつか示されている。これについては後に触れる。

1.3 防止工法

後に紹介するように、ネガティブフリクションはこれを考慮しない設計では杭基礎が沈下あるいは破壊して、用を成さなくなるほど大きな荷重であり問題なので、これに対処するための方法がいくつか考案され、検討された。一番単純なのは、杭の材料としての面から肉厚を増し、杭基礎の支持力の面から杭の大口徑化または本数の増大を行うという方法である。これなら新たな技術は必要でなく、ネガティブフリクションを考慮しない設計



(a) 支持杭の場合



(b) 摩擦杭の場合

図-1.1 ネガティブフリクションの概念

に、ネガティブフリクションの分だけ設計の割増しをすればよいことになる。しかしながら、この方法は消極的であるし、また沈下量が大きくネガティブフリクションも大きいような場合には、この方法では対処しきれないことも多い。そこでここでは、より積極的にネガティブフリクションを処理しようとする方法で、新しい技術を含み、多少とも科学的な計算により裏付けられるようなもの4例について、簡単に述べる。これらはいずれも、既に公表されているものである。

a) スリップレイヤー工法

アスファルト等の粘弾性を利用したもので、これを杭表面と杭周地盤との間にスリップレイヤー (Slip Layer) として介在させる方法である。このようにすると、アスファルト等の粘弾性は、杭打ち等の短期的な荷重に対して弾性的に挙動し、ネガティブフリクションのような長期的な荷重に対しては粘性的に挙動して、杭周地盤から

の摩擦力を杭に伝達しないというものである。これは、元々オランダのシール石油が開発した方法 (Claessen and Horvat, 1974) で、ヨーロッパでは既にかんりの実績を有すると言われている。日本でも、試験的な採用の段階 (高橋, 1976) から出発して、一般的に使用されるようになってきており、鋼管杭協会によりこの種の杭に関する仕様書 (1978) がまとめられるに至っている。ネガティブフリクションに対処する工法として有力なものとしてされている。

若干詳しいアスファルトスリップレイヤーの理論について、付録Aに示す。

b) 二重管工法

杭を二重管として、ネガティブフリクションは外管にのみ作用し、構造物の荷重を支える内管には伝達しないようにする方法である。この方法は、国鉄が武蔵野自動車化ヤードを建設するにあたって開発したものとされてい

る。外管は内管に力を伝えない状態でスライドし、かつ外管と内管の隙間には土が入らないようにしなければならず、また施工も複雑となる等の問題がある。しかし、うまく施工されれば挙動は考えやすく、効果もはっきりしていると考えられる。国鉄で用いられた二重管工法を、図-1.2及び1.3に示す(岡部, 1974)。

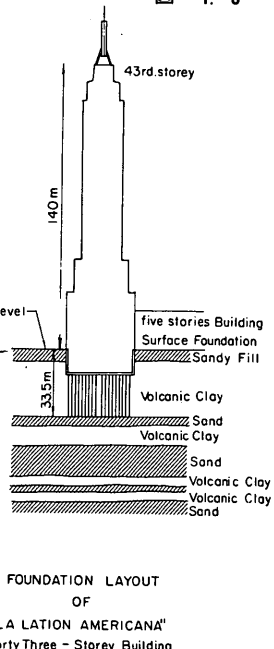
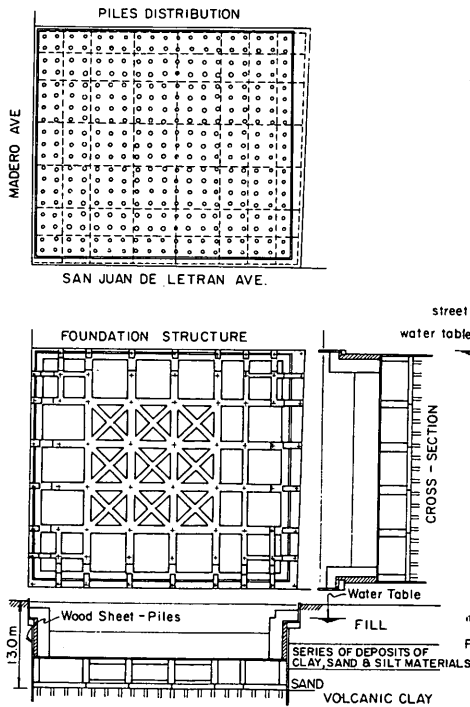
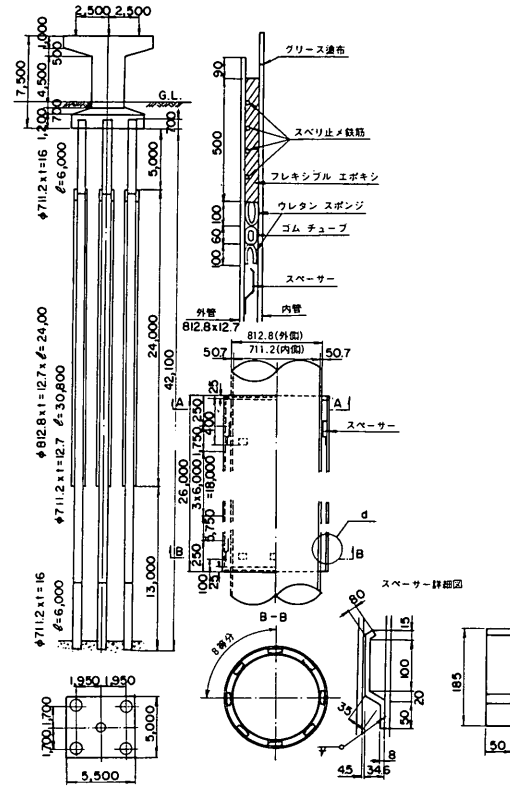
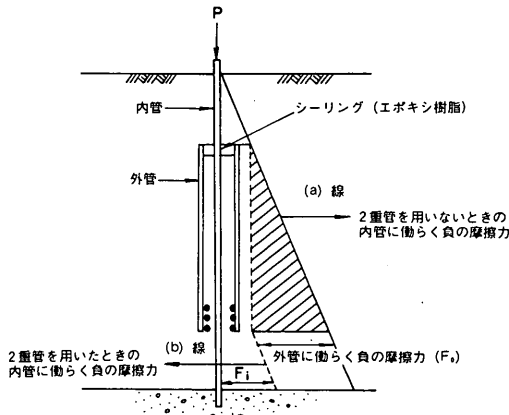


図-1.4 Compensated Friction-Pile Foundation (Zeevaert, 1957 a)

c) フリクションパイル工法

沈下は比較的大きくなるが、軸力があまり大きくなりな
ない点を利用して、摩擦杭（フリクションパイル）をネ
ガティブフリクションの対策工法として積極的に考えよ
うというものである。この考え方をより高度に応用した
ものとして、Compensated Friction-pile Founda-
tion という方法を、Zeevaertが提案、報告している
（Golder, 1975; Zeevaert, 1957 a, 1957 b）。
Zeevaertは、圧縮性の大きい火山性粘土が厚く堆積する
メキシコシティーにおいて、高層ビルの基礎として
Compensated Friction-pile Foundationを用いたも
のである（図-1.4参照）。ここでCompensatedという概
念は、建築物の地下部分が浮き基礎になっていることを表
すもので、単なる摩擦杭を用いた工法ではない。すなわ
ち、軟弱な粘土地盤の上に高層ビルを建築するのに、浮
き基礎として対処しきれない分について摩擦杭を用いて
いる訳である。

前記の国鉄武蔵野ヤードの建設においても、摩擦杭が
バランスドリフトフリクションパイル工法として用いられて
いる（岡部, 1974）。この方法は、設計荷重が小さく沈下
量がある程度許されるような場合に有効とされている。
国鉄が用いたバランスドリフトフリクションパイル工法の考え
方と、それが用いられた高架橋の設計図を図-1.5及び
1.6に示す。

d) 群杭工法

これは1.3の最初に述べたとおり、ネガティブフリク
ションに対して杭の本数を増やしてもたせるという、最
も単純な考え方である。しかし、群杭に作用するネガテ
ィブフリクションは単に杭本数倍になるわけではなく、
図-1.7に示されるように、群杭であることにより杭一
本当りのネガティブフリクションが減少するという現象

もある。そこでこれを積極的に評価して、ネガティブフ
リクションの対策工法とする考え方が、ここに紹介した
群杭工法である。これは遠藤が「鋼グイ」（1969）にお
いて提案しているもので、国鉄が武蔵野ヤードの建設に
おいて用いている。この時の群杭基礎を図-1.8及び
1.9に示す。

1.4 被害例の報告

TerzaghiとPeckは、その有名な教科書（1948）
の中でネガティブフリクションを説明するのに、オラン
ダの例を記している。

「洪水の氾濫する平野と海岸沿いの地方ではクイ基礎
の工事に先き立って構造物の予定敷地にあらかじめ盛土

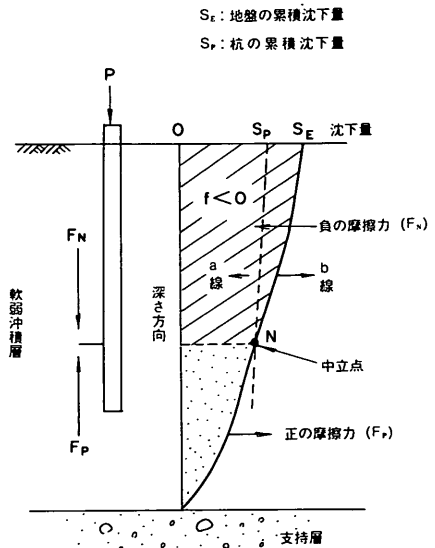


図-1.5 バランスドリフトフリクションパイルの原理
（岡部, 1974）

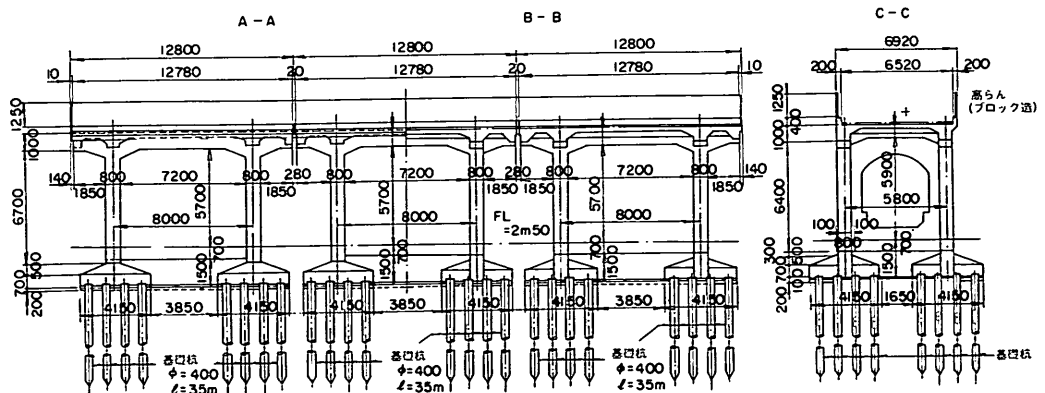


図-1.6 立体交差高架橋設計図（岡部, 山本, 1976）

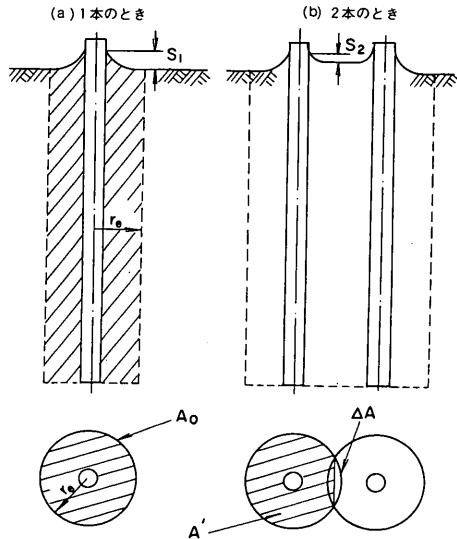


図-1.7 群杭によるネガティブフリクションの低減 (岡部, 山本, 1976)

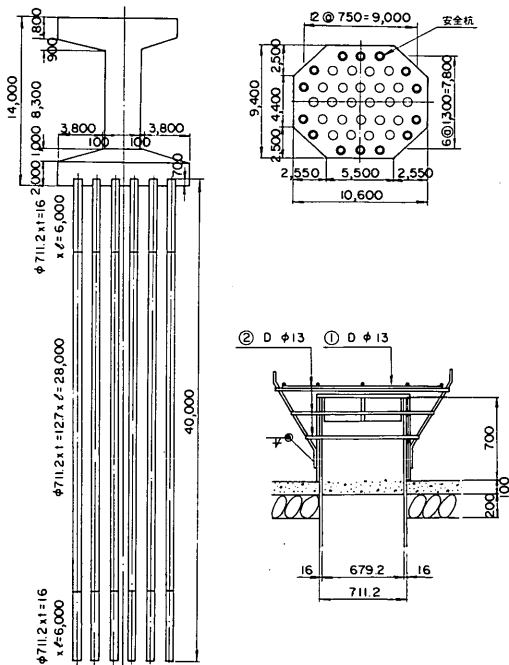


図-1.8 群杭式基礎 (岡部, 1974)

をすることがある。地盤がゆるい砂その他の透水性の大きな比較的非圧縮性の地層からなっている場合は、盛土がクイに及ぼす影響を考慮する必要はないが、地盤に軟

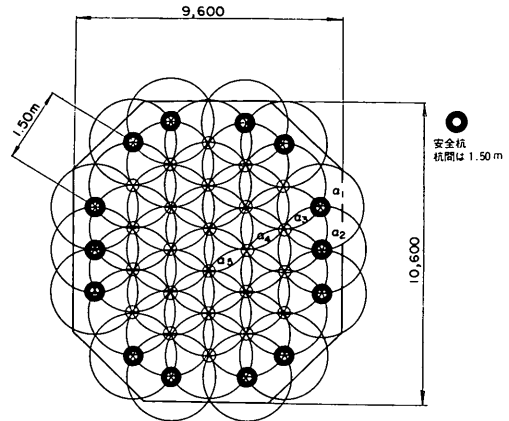


図-1.9 群杭の配置 (岡部, 1974)

かいシルト層または軟らかい粘土層が含まれているときは盛土によってクイの荷重が相当大きくなりそのため沈下もまた大きくなる。この事実はオランダで初めて認められたのであるが、その海岸平野にある多くの建物は60 ft ばかりの極めて軟弱な層を貫いて砂層に打ち込まれた支持グイで支えられている。クイ打ちの直前敷地に厚い盛土をした所ではクイ支持の建物が著しく大きな沈下を生じたことがわかった。この事実に気付けば沈下の原因は自ら明らかである。」(星埜他, 1970)

古い被害例の紹介としてはこれが有名であるが、このような観察は古くから数多くあり、それがどの杭関係の本にもネガティブフリクションに関する記述があるという事実をもたらしたものと考えられる。

Inoue 他 (1977) は、東京で開催された第9回の国際土質基礎工学会議において、被害の報告とその詳細な分析を行っている。東京江戸川デルタ地帯に建てられた鉄筋コンクリート造り3階建ての校舎の不等沈下がその内容である。沖積シルト層の下の洪積地盤は平面でなくわん曲しており (図-1.10 参照)、地下水のくみ上げにより下層の間隙水圧は著しく低下している (図-1.11 参照)。杭の配置も図-1.10 に示されているが、肉厚 9 mm の鋼管杭で径 335.6 mm, 457.2 mm, 508 mm の3種類が使われており、設計荷重は 70 tf, 90 tf, 100 tf である。1967年5月に完成して、6ヵ月後には大きな地盤沈下が生じ、4年後の1971年5月に取り壊されたというものである。完成2年後の1969年5月より不等沈下等の観測が開始され、取り壊しまで定期的に続けられた。それによると、不等沈下の状況は洪積層上面の形状に酷似しており、この影響の大きいことが確信された。また、基礎杭を持つ建屋の沈下が、地表面沈下を表すフェンスの沈下より大

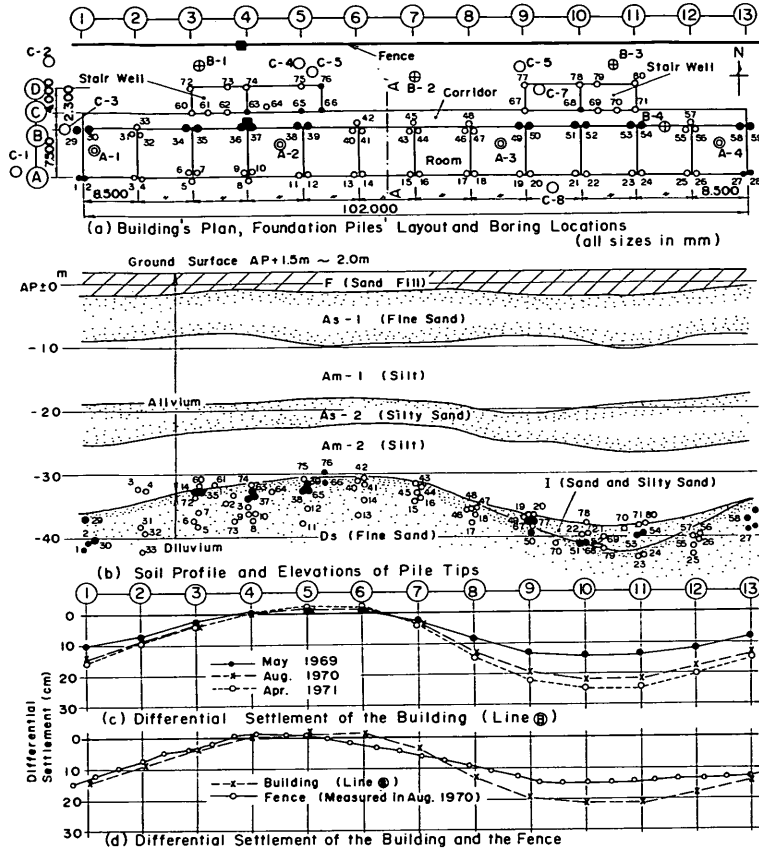


図-1.10 地盤状況と不等沈下 (Inoue et al., 1977)

Legend

- Soil Boring Tests
- ⊙ : Boring A ; Mar. 1966 (5 months prior to start of construction)
 - ⊕ : Boring B ; Oct. 1970 (3 years and 5 months after completion)
 - : Boring C ; Jul. 1971 (2 months after demolition)

Steel Tubular Piles

- : 508.0 mm
- : 457.2 mm
- : 355.6 mm (in outer diameter)

Reference Points

- : Measurements of Differential Settlement of the Building and the Fence

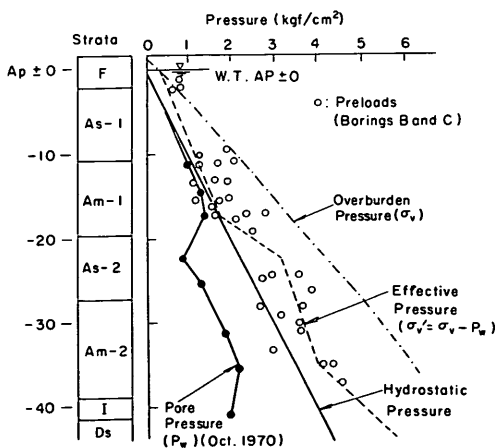
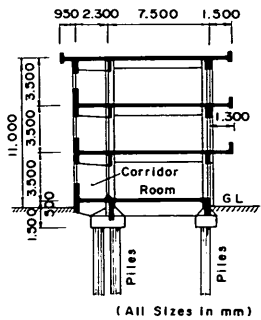


図-1.11 間隙水圧分布 (Inoue et al., 1977)

きいこと分析から、沖積層が34mよりも厚い場合には、杭が引きずり込まれてその沈下が地表面沈下より大きくなると説明しているが、不可解な現象であり、納得でき

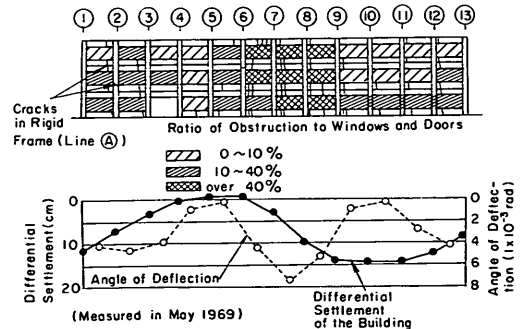


図-1.12 障害と沈下角の関係

(Inoue et al., 1977)

る原因の解明もされていない。図-1.12には、隣り合う測定点の沈下量から計算される沈下角 (Angle of Deflection) とも言うべき量と、ドアと窓に生じた障害の割合が対応していることを見出している。

同様な建築物の不等沈下の被害が、他にもいくつ

か報告されている。吉成(1969)は、東京荒川沿いの軟弱地盤地域における工場の不等沈下の被害を報告し、主たる原因を地下水のくみ上げによる地盤沈下のためのネガティブフリクションであると結論づけている。また、村内と三橋(1972)は、千葉県船橋市葛南地区の工場の不等沈下の原因として、杭の支持力不足と、地下水のくみ上げ及び天然ガス採取による地盤沈下のためのネガティブフリクションを挙げている。

高橋(1974)は、ネガティブフリクションが原因と思われるクレーン基礎杭の曲りについて調査している。5.に述べられる現地実験は、被害を受けて撤去されたクレーン基礎の代わりに新設された基礎について、実施されたものである。旧基礎は、図-1.13に示されているごとく、実験が行われた新設基礎のすぐそばに、H杭4本をその基礎杭として設けられていたものである。4本の基礎杭の杭打ち記録から得られる、貫入50cm当たりの打撃回数のグラフを図-1.14に示す。

旧基礎は、設置後4年半にして不等沈下と大きな傾きが発見され、使用不可能となった。この時点で測定された4本の杭の沈下量を、表-1.1に示す。また、基礎コンクリートの下には、地盤沈下を示す25cmほどの空隙が生じていた。地盤の状態とも併せ考えて、ネガティブフリクションによる被害であることが想像され、従来基

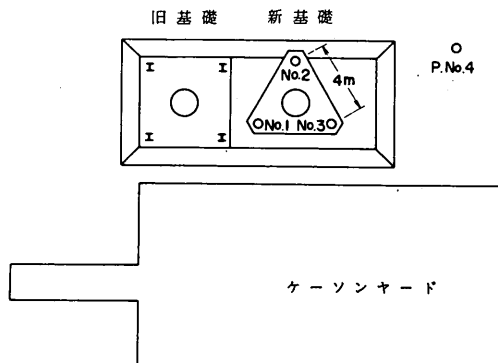


図-1.13 旧基礎位置図

表-1.1 杭の沈下量

Pile No.	P. No. 3の天端高を0とした場合		相対沈下量	打止り(40m)までの累加打撃回数
	45.1.10 (打込時)	49.8.30		
1	-0.002 m	-0.003 m	0.001 m	1,360回
2	-0.005 m	-0.076 m	0.071 m	1,618
3	±0.0 m	±0.0 m	0 m	950
4	0.002 m	-0.081 m	0.083 m	1,690

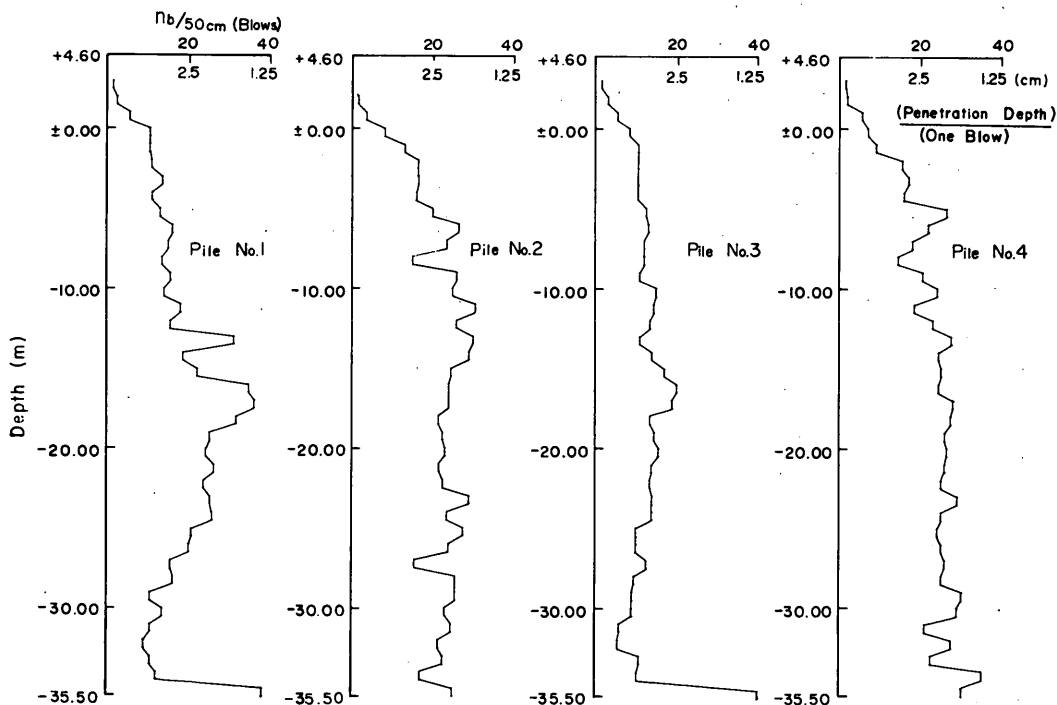


図-1.14 旧基礎杭の貫入抵抗

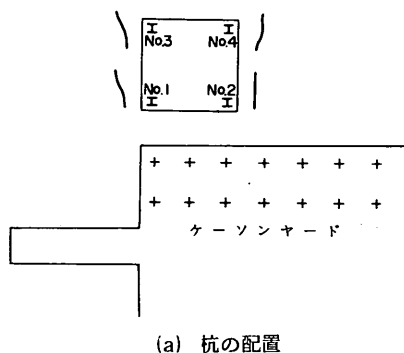
礎は撤去、そしてネガティブフリクションを考慮した基礎が新設されることとなった。

引き抜かれたH杭の観察からも、基礎の不等沈下の原因はネガティブフリクションであることが裏付けられた。4本のH杭のうち、ほとんど曲っていないNo.2を除く3本の杭について、曲りの状況を図-1.15及び写真-1.1に示す。図に示された曲りのうち、どこまでが打設時のもので、どこからがネガティブフリクションによるものかは判然としないが、打ち止め時の先端抵抗の小さいNo.2及びNo.4(図-1.14参照)の沈下量が表-1.1に示されるとおり大きいこと、打ち止めまでの累加打撃回数の大きいNo.2及びNo.4に比べて、これの小さいNo.1とNo.3(表-1.1参照)は、杭の曲りが図-1.15に見るとおり大きいこと等は、当然ながら打設後に杭が曲ったことを類推させるものであり、図に示された曲りに対するネガティブフリクションの寄与は少ないものと考えられる。

屈曲点の位置で注目されるのは、先端根入部、溶接部、上端基礎コンクリート被覆部の3箇所が共通している点である。このうち溶接部の屈曲は、溶接段階でいくらかの曲りが存在しており、打設時にその上下の屈曲の程度が増すという状況は存在したものである。先端根入部と上端基礎コンクリート被覆部の曲りは、杭が両端固

定のりとなって、若干の軸直角方向(ここでは水平方向)の力も含み得るような、大きい軸方向圧縮力を受けたことを物語るものと考えられる。すなわち、ネガティブフリクションによりバックリングが生じたものと想像される。

杭は土中にあるのでバックリングは生じないと一般に言われているが、この考え方に対してBjerrum(1957)は注意を喚起している。すなわち、バックリングの理論的検討により、普通の多くの杭についてはその危険のないことが示されるが、軟弱な粘土層を貫いて岩盤に打ち込まれた鋼杭のような場合に対しては、バックリングが注意深く考慮されねばならない。これに似た状況で、前



(a) 杭の配置

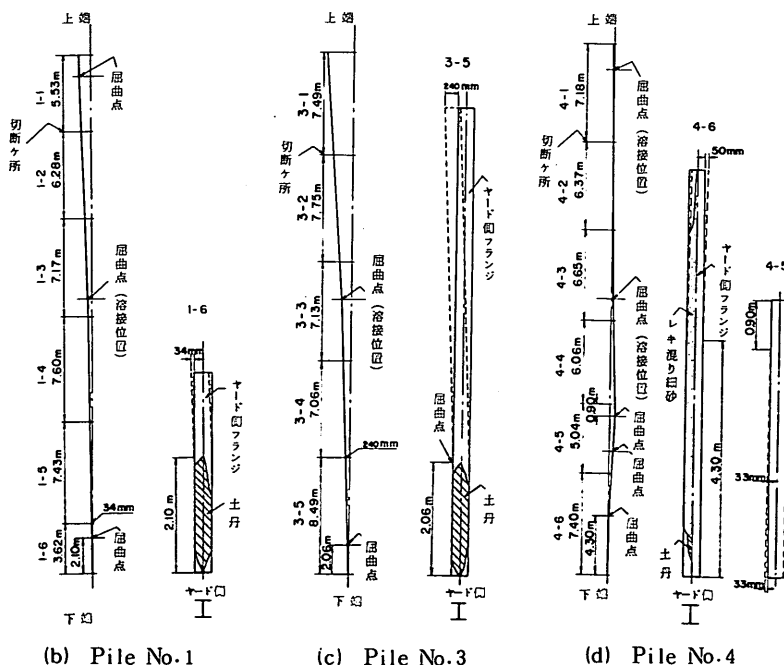


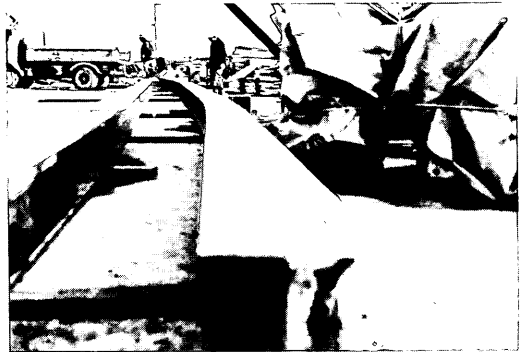
図-1.15 杭の曲がり状態



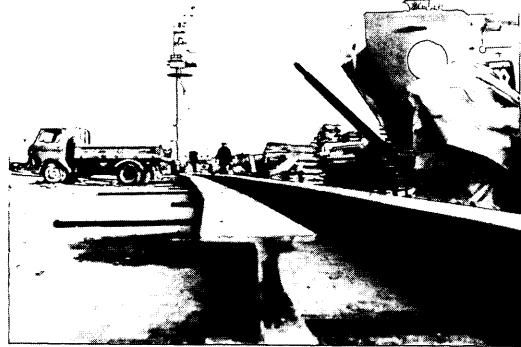
(a)



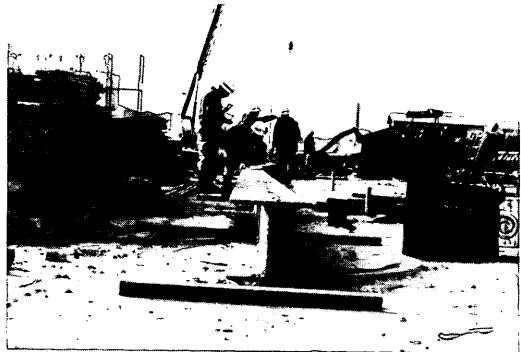
(b)



(c)



(d)



(e)

写真-1.1 杭の曲がり状態

記のクレーン基礎のH型杭にはバックリングが発生した
ものと思われる。

ここで、杭の破壊様式について若干触れておく。横山
(1977)によれば、杭構造物の破壊形態としては次のよ
うなものが考えられるとしている。

- (A) 杭相互を連結する部材（フーチングも含む）の降
伏または破壊
- (B) 杭材料の降伏または破壊

- (C) 杭先端地盤の降伏または破壊
- (D) 杭前面地盤の降伏または破壊
- (E) (A)～(D)の組合せによる構造物の大変形

(D)は、杭の水平荷重による破壊様式である。ネガティ
ブフリクションを考える場合には、(B)及び(C)または(E)が
その破壊様式となる。すなわち、すぐ上に述べたバック
リングが(B)の破壊様式の典型的なものであり、(C)の先端
地盤への杭の貫入が、建築物の被害例で述べた基礎杭の

被害のおもな原因であろうと考えられる。したがって、その結果として(A)の破壊様式が引き続いて発生することは、当然考えられる。

後に設計のための基準について述べるが、現在では、杭基礎の設計においてバックリングの検討は、普通必要でない。ネガティブフリクションの検討においても、単純な圧縮応力度に対する検討はされるが、バックリングに対する検討は普通行われない。

斜杭の場合の曲げによる破壊様式は、(B)の杭材料の降伏または破壊である。

1.5 杭の周面摩擦力について

ここで、本研究において重要な前提となる、杭の周面摩擦力の考え方あるいは取り扱い方について、前置きとして述べておく。

一般に設計においては、粘性土中の杭の周面摩擦力を、単純に、粘土の非排水せん断強度または粘着力と仮定する場合が多い。そしてその値は、地盤調査の結果として得られる一軸圧縮強度 q_u の1/2としている。本研究においてもこの慣用的な方法に従うが、これには大きな2段階の仮定が含まれていることを、ここで注意しておく。

まず、杭の周面摩擦力は杭と周囲の土との間の摩擦力

であって、これが粘土地盤の非排水せん断強度と等しいとするのは、かなり強引な仮定であると考えられる。等しいとしていない設計法（港湾の施設の技術上の基準・同解説、1979）も使われている位である。かりに杭周で起こっている現象が非排水せん断であったとしても、そのせん断条件が違ふし、主応力方向も異なる。主応力方向が異なるということは、地盤の強度異方性という大問題を無視し得ないということである。

今一つの大きな仮定は、土質調査試験結果の $q_u/2$ なる値を、地盤の非排水せん断強度とすることである。設計において粘土地盤の強度を表す最も一般的で最も重要な値としての一軸圧縮強度 q_u は、奥村（1974）が詳しく論じているように、地盤の非排水せん断強度を表す指標として大きな問題を含んだ値である。簡単には試料の乱れ、応力開放等により、その程度がひどいほど強度が低下する。

このように大きな問題を含む2段階の仮定を前提として、現在の杭の周面摩擦力の考え方は成り立っている。しかしながら、設計というレベルでは、今のところこの手法をとらざるを得ない。本研究においても、以後特に断わらないが、以上の大きな二つの仮定を置く。

2. ネガティブフリクションに関する既応の研究

2.1 既応研究の概観

ネガティブフリクションに関する研究は、日本国内国外を問わず、既に数多い。国外では、序論で触れたように、古くからネガティブフリクションの問題が認識され、ほとんどの教科書に取り上げられていたが、世界的な視野で研究の動向を見やすい国際土質基礎工学会議を中心にして、ネガティブフリクションの研究の歴史を概観してみる。

ネガティブフリクションを採り上げた報告が国際土質基礎工学会議の場に登場したのは、第2回(1948, ロッテルダム)のPlompとMierlo(オランダ)によるもの、及びFlorentinとl'Heriteau(フランス)によるものが最初のものである。PlompとMierloは、オランダの干拓地における建設ではウェルポイントをかけることによって杭にネガティブフリクションが作用することを、現在にも通用する図-2.1を使って説明している。そして四つの現場実験について報告している。Florentinとl'Heriteauは、実杭に生じた沈下を、土圧から計算したネガティブフリクションにより説明している。

第3回の国際土質基礎工学会議(1953, スイス)には、ネガティブフリクション関係の報告は見当たらない。第4回(1957, ロンドン)には注目すべきものがある。ネガティブフリクションをテーマとして正面から取り組

み、注目すべき研究を残した研究者としてBjerrum(ノルウェー)とZeevaert(メキシコ)が挙げられるが、このどちらもが第4回の国際土質基礎工学会議に報告している。Bjerrumは摩擦杭基礎を持つ橋脚の沈下について、Zeevaertは1.3c)に述べたCompensated Friction-Pile工法について報告している。

その後、この問題についての関心は漸次高まっている。第5回(1961, パリ)には、Correa(メキシコ)が、ネガティブフリクションの作用する捨て杭というべきものを打って、地盤の沈下を抑制するという興味深い方法について報告している。

第6回(1965, モントリオール)では、JohannessenとBjerrumが、岩盤に打ち込まれた鋼杭のネガティブフリクションによる圧縮について測定し、報告している。また第6回には、Locher(スイス)が、橋脚の基礎杭に作用するネガティブフリクションについて、2.3に述べるZeevaertの方法等により検討している。

第7回(1969, メキシコ)では、4編と提出論文数が多くなるとともに、特にメキシコにおける大問題ということであろうか、Lambeを議長として、ネガティブフリクションと杭基礎の沈下に関するSpecialty Sessionが持たれている(Núñez and Vardé)。

第7回、第8回とネガティブフリクションについての

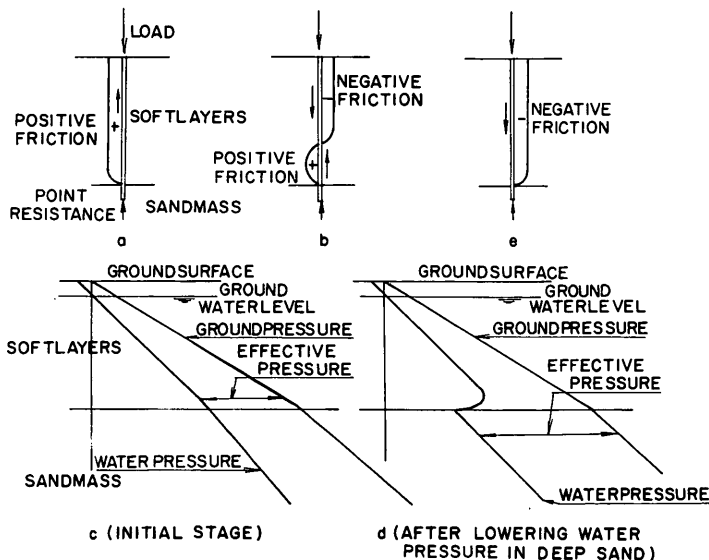


図-2.1 ネガティブフリクションの説明(Plomp and Mierlo, 1948)

関心が特に高まるのであるが、第8回(1973)のモスクワ会議では、ZeevaertがSession 3 Deep Foundations, Including Pile Foundations (Design and New Methods of Construction)のGeneral Reportの中で採り上げ、BjerrumがSession 4 Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others)の有名なGeneral Reportにおいて、総合的な視野の中で採り上げている。国際土質基礎工学会議を見る限りでは、第8回を頂点にして、第9回、第10回はむしろ論文数が少なくなっている。世界中の論文集に発表されたものをすべて採り上げることはとてもできないので、ここでは盛り上がりを見せた第7回、第8回の頃の国際土質基礎工学会議を中心とし、またそれに関連して気付かれたものを紹介してみたい。

第7回の国際土質基礎工学会議では、以下に紹介する4編の発表がなされている。まずBjerrum等(1969)によるものは、後述のBjerrumのネガティブフリクション推定法を、現場実験データに適用するとともに、杭の表面に薄くれき(瀝)青材料を塗布することによりネガティブフリクションを消滅させるアスファルトコーティング工法を検討している。Endo等(1969)による発表は、「鋼グイ」(1969)に詳細に論じられている実験及びその解析と同一のものである。これについては、2.4においてやや詳しく紹介する。

FelleniusとBroms(1969)は、杭体に生ずる軸力と曲げモーメントを正確に測定できるpile-force-gaugeを開発し、これを装備したプレキャストコンクリート杭により実大実験を行っている。第7回の国際土質基礎工学会議に発表されたものは、最初5か月の測定結果を、地盤状況、杭のタイプ、打ち込みデータ、方法と共に述べたものである。彼等の実験プログラムは2段階に分けられており、第1段階では打ち込みとそれに続く再圧密の影響を対象とし、第2段階では杭頭に荷重をかけ、これの影響を対象として研究している。その後、第1段階495日と第2段階805日までの結果が明らかにされている(Fellenius, 1972)。この間最初の28か月の結果についてはFellenius(1971)に詳細な報告がなされている。彼等が第1段階で対象としているのは、杭の打ち込みにより乱された地盤の再圧密の影響であり、盛土等による地盤全体の圧密沈下ではない。したがって杭と周辺地盤との相対変位は極めてわずかなものであり、深さ40mでの杭の軸力増加が15 ft/年であったのに対して対応する沈下は年に2~3 mmであり、20m以上の深部では、測定精度1 mmの計測器で測定不可能であった

ことを述べている。

PoulosとMattes(1969)は、剛な地盤上の圧密粘土層中に打設された先端支持杭に生ずるネガティブフリクションの大きさと分布に関する解析を行った。条件を圧縮性円形単杭、支持地盤は剛で、周辺地盤は等方性の一様弾性材料とし、弾性理論を用いて地表面沈下量とネガティブフリクションの関係を求めている。その際、Mindlinの方程式の積分により得られるinfluence factorを用いるのであるが、これを杭長と杭径の比、及び杭の剛性の広い範囲の値に対して与えている。さらに進んで、杭と土の間に降伏をもたらすに十分なほど地表面が沈下する場合にまで、弾性解析を拡張している。

その他、第7回の国際土質基礎工学会議以外で、ネガティブフリクションの解析法を、H. B. Poorooshasb, L. K. Walker, B. Mazurkiewicz等がそれぞれ提案している。

PoorooshasbとBozozuk(1967)は計算の基礎となる変位地盤の表現に杭からの距離による関数と、深さによる関数の積を用い、変数分離を可能にしている。時間はどちらの関数にも入れられており考慮されているが、ただしこのような変数分離を行ったために、任意の時間、任意の地点での沈下状況が十分に離れた地点での沈下状況と相似、すなわち定数倍となっている。また、杭の存在が間隙水圧の消散に影響を与えないことが仮定されている。これらの仮定を除けばこの解析は厳密であるが、結果は極めて複雑な形をしており、無限級数と第2種の修正Bessel関数を含んでいる。したがってこれを実際に使用するためには、整理された図表化がなされなければならない。ただし彼はその論文の中で、この考え方は土質力学の初期値問題及び境界値問題に、一般的に適用されるものであるとしている。

WalkerとDarvall(1970)は、それまでの研究を収集整理し、検討した上で、有限要素法による算法を提案している。土のせん断応力せん断ひずみ関係を仮定し、繰り返し計算により、境界値問題として解こうとするものであるが、前に述べたPoulosあるいはPoorooshasbの方法を検討しながら述べている。そしてこの方法により得られた解が、既に発表されているデータに一致したことを報告している。

Mazurkiewicz(1971)は、一本の杭に対する影響範囲を仮定し、ネガティブフリクション及び地表面の一様上載荷重によって生ずる杭の軸力を、力の釣り合いを表す微分方程式から求めている。そしてこれを用いて一般の沈下量算定式から沈下量を求めるのであるが、その際彼は、杭先端荷重による杭先端以下の土の弾性変位、杭体

の摩擦力による杭先端以下の土の弾性変位、杭先端荷重による杭の弾性収縮、杭体の摩擦力による杭の弾性収縮の四つの原因による沈下量の和として、杭頭の沈下量を算出している。

現場の実測データの報告は、Bozozukが行っている。Quebec自動車道の工事において使用された先端支持杭と摩擦杭の両方について、計測装置を施した杭の圧縮データと共に、周辺地盤の沈下量、間隙水圧の測定データを報告し、解説を加えている。まず先端支持杭(Bozozuk and Labrecque, 1969)では、径1m長さ82mの鉄筋コンクリート杭であり、許容荷重2,000tfのうち、ネガティブフリクションを支えるために1,200tfが当てられた。しかしこの測定は、コンクリートの膨張が起こったり、またコンクリート杭の変形係数の決定が困難である等の理由により、うまくいかなかったようである。しかしほぼ予想した値を測定している。摩擦杭(Bozozuk, 1972)は鋼管杭であり、十分な測定が行われたようである。地表面下82mに岩盤があり、9mの盛土の中心に長さ49mの杭が打設されて以来、6年間の地盤沈下量が53cmとなり、上半分がネガティブフリクション、下半分がポジティブフリクションで、杭頭から22mの中立点で最大圧縮力は140tfであったことが報告されている。さらに、杭に働く摩擦力は杭表面に作用する水平有効応力に関係すること、またその単位摩擦力は原位置せん断強度とは関係なく、排水せん断強度にまで達すると述べている。

Crawford(1969)は、先端支持杭及び摩擦杭に作用するネガティブフリクションにつて、その性質、分布等を簡明に図解説明している。

また、Proc. of 4th Panam. Conf. on SMFE(1972)の中には、構造物の許容沈下量についてのdiscussionでネガティブフリクションの問題が取り上げられている。

次に、1973年8月に行われた、第8回国際土質基礎工学会議に発表された報告の中で、ネガティブフリクションに関するものについて、簡単に紹介する。

WalkerとDarvallの有限要素法を用いた解析は、既に紹介したが、彼等は続いて実験を行い、いくつかの結論を得ている(Walker and Darvall, 1973)。彼等の実験は、れき青材料で被覆したものとししないものの2本の杭の周囲地盤に、上載盛土を行い、杭及び地盤の沈下、さらに間隙水圧を測定したものであるが、その結果、れき青材料で被覆しない杭には、わずかの地盤沈下でも大きなネガティブフリクションが働くこと、それに比べて被覆をした杭では、れき青材料がすべり層として働いた

めにネガティブフリクションが非常に小さいこと、ネガティブフリクションは有効応力よりもむしろ地盤沈下の関数であること、土に対して適当な構成方程式を仮定することにより、有限要素法を用いた解析からネガティブフリクションが、正確に算定されることを結論している。ネガティブフリクションが有効応力ではなくて、地盤沈下の関数であるとの結論はBjerrumの理論を否定するものであるが、Walker等は、盛土終了後間隙水圧が変化しないにもかかわらず、地盤沈下が進み、ネガティブフリクションが増大している事実から、このように結論している。

HeijnenとLubking(1973)は、圧縮性の土層中に打設された杭について、80日間にわたって測定した曲げモーメント、ネガティブフリクション、たわみ、土圧の結果を報告している。それによれば、杭には打設中に大きな初期曲げモーメントが発生し、さらに、打設直後からネガティブフリクションによる大きな荷重が発生する。そして近傍の杭が打設されると、曲げモーメントが大きく変化する間に、ネガティブフリクションによる荷重はさらに増大し、両者とも最大値は、80日の時点を超えた時間経過の後に達する傾向があるとしている。また、杭打ちによって生じた曲げモーメントを、減少させるような杭頭変位が起ったことを報告している。

ResendizとAuvinet(1973)は、ネガティブフリクションを受ける杭基礎の鉛直変位を解析する方法を提案している。まず、杭、土及び基礎の下部構造の間の相互作用について論じ、これによってこの三者間での境界の応力を決定する。次に、このようにして得た境界条件によってMindlinの解を積分して土中応力を求め、今度はこの土中応力を用いて、基礎とその周辺の圧密沈下量を計算しようとするものである。なお、更にResendiz等は、境界の応力から土中応力を求めるための図表を作製している。

Torstensson(1973)は、摩擦杭を伴ったラフト基礎に支持された建物の沈下観測を行い、興味深い結果を示している。杭は長さ15mの木杭であり、これが430本、深さ35mの軟らかい高塑性の正規圧密粘土地盤中に打設された。中心間隔1.3mの群杭として取り扱っているが、まず、打設により乱された杭間の土は再圧密をして杭の上部3%にネガティブフリクションを引き起こすが、逆にネガティブフリクションはこの部分が再圧密することを妨げ、建物の沈下のおもな原因は杭の下部1/3の攪乱土の圧縮であるとしている。したがって、摩擦杭群は杭長の上部2/3のunitとして働くことを結論している。その他、杭打ちによるヒービングの体積が、打ち込まれ

た全杭体積の40%であったこと、その後掘削時には、杭に妨げられてヒービングが少なかったこと、掘削された土重量と建物重量とがほぼ等しいにもかかわらず、基礎は、土の攪乱のため、時間的に遅れた沈下を引き起こしたこと等を観測している。なお最後の、近隣に建設された杭を伴わないラフト基礎の同様な建物の沈下量が、彼の扱ったものの2倍であったとの報告が、彼の考え方を正当化している。

Gregerson, Aas, Dibiagio (1973)は、一様で非常にゆるい砂層中に打設されたプレキャストコンクリート杭に載荷試験を行った。この中で、打設後杭中にはかなりのネガティブフリクションが残ったことを報告している。

Van der VeenとHorvat (1973)は、不等沈下を嫌う建物の杭基礎について、沈下測定といくつかの杭に対する載荷試験を行った。その結果、杭の配置及び杭間距離によって異なってくるネガティブフリクションを無視し得る値とするために、杭の上部に厚さ1 cm のれき青被覆を施し、よい結果を得たこと、群杭としての沈下量は、同じだけの荷重が単杭にかかったとした場合の約2倍であったこと等を報告している。

第9回の国際土質基礎工学会議は、東京において開催された(1977)。この時はネガティブフリクション関係の報告は減少しており、3編となっている。一つはHorvatとVan der Veen(オランダ)によるもので、ネガティブフリクションを受ける実際の杭の挙動から、安全率を論じている。他の二つは、日本人によるものである。このうちInoue他によるものは1.4の被害例の報告において少し詳しく紹介したし、Okabeによるものは、2.4の実験的研究において触れる。

1979年には、シンガポールにおいて開催されたアジア地域会議において、Broms(スウェーデン)がネガティブフリクションに関する注目すべきState-of-the-Art Reportを行っているが、これについても、後に2.3の有効応力による検討法のところで触れる。

ストックホルムで開催された第10回の国際土質基礎工学会議(1981)には、ネガティブフリクション関係で4編の報告がなされている。AuvinetとHanell(メキシコ)は、Mexico Valleyで三角形の杭によりネガティブフリクションを観測し、大きなネガティブフリクションと共に、ヒービングによる上部の正摩擦領域の発生を報告している。Clemente(ハワイ)は、ホノルルの現場でアスファルトコーティングの効果を調べている。Mohan他(インド)は、インドのVisakhapatnamのdockyardで、計測器をつけたコンクリート杭に

作用するネガティブフリクションを測定し、報告している。Velloso他(ブラジル)は、アスファルトコーティングの効果を現場試験において調べ、約75%のネガティブフリクションの減少を報告している。

国内におけるネガティブフリクションの研究については、それまでのものは「鋼グイ」(1969)によくまとめられている。ここでは、それ以後の研究について若干紹介したいと思う。実験的な研究の主なものとしては、国鉄によるものがあるが、これについては、鋼グイ研究委員会による実験と併せて、2.4の実験的研究のところで触れる。沢口による解析的研究(1971)については、3.において詳述する。

解析法の追及という方向で、佐藤(1974)が、杭を弾性体とし、杭周摩擦に弾塑性、杭先端反力に一般的な非線形関係を仮定した方法を示している。吉田(1977)は、杭を弾性体、杭周摩擦と杭先端反力をともに弾塑性とし、地盤沈下状況を四つの型に分類し、多層系の問題として解く方法を示している。

実験も実施し、群杭についての検討も含んでいる解析的研究として、伊藤と松井(1974)、西他(1981)、柴田他(1982)がある。伊藤と松井は、まずネガティブフリクションの最大値を考え、それからの杭の沈下によるネガティブフリクションの減少というところから、理論を展開している。西等は、有効応力による計算法(後述)によって模型実験及び現場実験の結果を検討している。伊藤と松井、及び西等とも、FEMによる検討も行っている。柴田等も、模型実験の結果を有効応力による計算法で検討している。また柴田等は、本研究第Ⅱ部のテーマである斜杭の曲げの問題についても取り扱っている。

2.2 全応力による検討法

全応力による考え方は、杭に働くネガティブフリクションの最大値として検討されるのに適当なものである。これは、TerzaghiとPeck(1948)によって示された群杭の検討法に逆のぼることができると思われる。すなわち、杭群の周囲の長さや圧密層厚、そして地盤のせん断強度の積という考え方である。この方法は、最大値を与えると考えられるので、各設計基準では元々この方法を採用していた。このように全応力による検討法は、設計の基準として重要と認められ使われてきているので、ここでは、杭基礎の設計を規定するものとして重要かつ代表的な3つの分野(建築、道路、港湾)における設計基準を選んで調べてみる。それも、TerzaghiとPeckの考え方を踏襲した少し前の基準から、内容に変更が加えられた現行の基準へと進歩の跡が見られるので、

以前の基準類と新しい基準類とに分けて、設計法の変化を簡単にたどってみることにする。なお、国鉄の設計標準については、最後に触れる。

a) 以前の基準類

1960年版の建築の規準（建設基礎構造設計規準・同解説）では、前に記したとおりの規定となっている。すなわち単杭として、

$$P_{NF} = L_2 \psi \bar{f} \quad (2.1)$$

群杭として、杭1本当たりでは、

$$P_{NF} = \frac{L_2 (\bar{U}\bar{f} + A_U \bar{\gamma})}{n} \quad (2.2)$$

記号はここで統一しているので、建築の規準の中で使われているものと替えてあるが、ここでは、

P_{NF} : ネガティブフリクションによって生じる杭の最大軸力 (tf)

L_2 : 圧密層中の杭の長さ (m)

ψ : 杭の周長 (m)

\bar{f} : L_2 の部分における平均周面摩擦強度 (tf/m²)

$$\bar{f} = \frac{\bar{q}_u}{c_u} = \frac{\bar{q}_u}{2}$$

\bar{c}_u : L_2 の部分における非排水せん断強度の平均値 (tf/m²)

\bar{q}_u : L_2 の部分における一軸圧縮強度の平均値 (tf/m²)

U : 杭群の周囲長さ (m)

A_U : 周囲長さ U の断面積 (m²)

$\bar{\gamma}$: L_2 の部分における土の平均単位体積重量 (tf/m³)

n : 杭群中の杭本数

この規準では、砂質地盤が沈下層に含まれる場合について言及されていない。なお設計としては、式(2.1)及び式(2.2)による P_{NF} の小さい方と長期荷重の合計が、別途に求められる杭先端支持力 R_p または杭材の圧縮強度 R_σ よりも小さくなるようにする。

同じく建築の、建築鋼ぐい基礎設計施工規準・同解説(1963)では、前記建築基礎構造設計規準をそのまま踏襲しているが、砂層に対する考慮を入れて式(2.1)の他に次式を掲げている。

$$P_{NF} = \left(\frac{\bar{N}_{s2}}{5} L_{s2} + \frac{\bar{N}_c}{2} L_c \right) \psi \quad (2.3)$$

ここで、 \bar{N}_{s2} : L_2 に含まれる砂質部分の平均 N 値

L_{s2} : L_2 に含まれる砂質部分の長さ (m)

\bar{N}_c : L_2 に含まれる粘土質部分の平均 N 値

L_c : L_2 に含まれる粘土質部分の長さ (m)

また設計として、前記の建築基礎構造設計規準では、 P_{NF} と長期荷重の合計が R_p または R_σ より小さいとしていたものを、この鋼ぐいの規準では、同じ合計が R_p 及び R_σ 以下であることを記している。

道路の指針（道路橋下部構造設計指針、くい基礎の設計篇、1964）でも、同じ計算法を採用している。ただし、群杭の場合の計算を、実情に即して図-2.2により、次式としている。

$$P_{NF} = \frac{H\bar{U}\bar{f} + L_2 A_U \bar{\gamma}}{n} \quad (2.4)$$

ここで、 H 及び L_2 は図-2.2 に示されるとおりである。この場合も、沈下する砂層に関する言及はない。設計についても建築の規準と同様であるが、 P_{NF} の小さい方と長期持続荷重との合計の1.5倍が極限支持力を越えてはならないとしている。比較の対象が周面摩擦も含めた極限支持力である点と、安全率が1.5見込んであるという点が異なっている。

港湾の基準（港湾構造物設計基準、1967）では、これまでに出てきた式(2.1)、(2.3)、(2.4)を使っている。すなわち、単杭としてはすべて同じであるが、砂層を考慮し、図-2.2に示されたように群杭の場合を考慮している。設計については、常時の軸方向許容支持力と P_{NF} の合計が、 R_σ 及び $R_p / 1.5$ を越えないことになっており、三者の基準類の中で最も厳しい条件となっている。

b) 新しい基準類

建築の新しい規準（建築基礎構造設計規準・同解説、

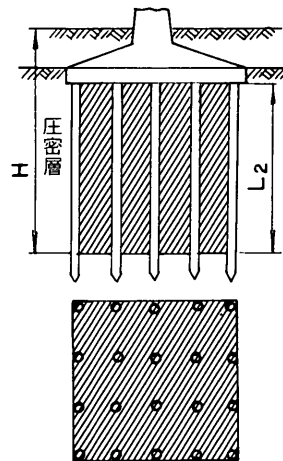


図-2.2 群杭の負の周面摩擦（道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇、1964）

1974) では、ネガティブフリクションに関する記述が大幅に書き改められ、先端的で詳しい内容になっている。最も重要な点は、中立点の考慮である。非常に不安定で、把握困難な値とされている中立点深さを、後に述べる鋼骨研究委員会及び国鉄の実験的研究の成果を元に、杭の支持条件及び支持層の地盤条件に応じて、大胆に提案している。そしてネガティブフリクション及び中立点以深の正の摩擦を、次式で算定する。

$$P_{NF} = \lambda \psi \int_0^{L_n} f dz \quad (2.5)$$

$$R_F = \lambda \psi \int_{L_n}^L f dz \quad (2.6)$$

ここで、 λ : 杭先端の形状による係数
 L_n : 杭頭から中立点までの距離 (m)
 z : 杭頭からの深さ (m)
 R_F : 正の摩擦力による支持力 (tf)
 L : 杭の全長 (m)

大きな変更のもう1点として、 f の値を与えるのにこれまでの全応力の考え方の他に、次節に述べる有効応力による方法も解説している。すなわち、有効応力法において f を与える定数としての $K \tan \phi_a'$ (後述)の値について論じている。ただし、正規圧密の安定した状態を考慮する場合には、全応力による方法も有効応力による方法も大差ないものであると述べている。

もう1点大きな改正点として、群杭の考慮のために、負担面積に応じてネガティブフリクションを低減する考え方を入れたことである。すなわち、式(2.7)から等価重量負担半径 r_e を求め、この r_e により図-2.3に示されるように図式的に杭の配置に従って円を描き、円の重なる部分の割合だけネガティブフリクションを低減するというものである。

$$r_e = \left(\frac{DP_{NF}}{\bar{\gamma}_{ave} \psi L} + \frac{D^2}{4} \right)^{1/2} \quad (2.7)$$

ここで、 D は杭の直径(m)、 $\bar{\gamma}_{ave}$ は中立点までの土の有効単位体積重量の平均値 (tf/m³) である。この方法は、遠藤(1969)により提案されたものである。

砂層の扱いについてもより詳しく論じていること、杭先端の条件に応じて λ なる係数を与えていることも、新たな改正点である。そして設計としては、長期荷重と P_{NF} の合計が、 R_o より小さいこと及び先端支持力と正摩擦力の合計の1/1.2より小さいこととしている。

道路の新しい指針(道路橋下部構造設計指針、くい基礎の設計篇、1976)でも、図-2.2及び式(2.4)に示された群杭の考慮の他に、前記の等価重量負担半径の考

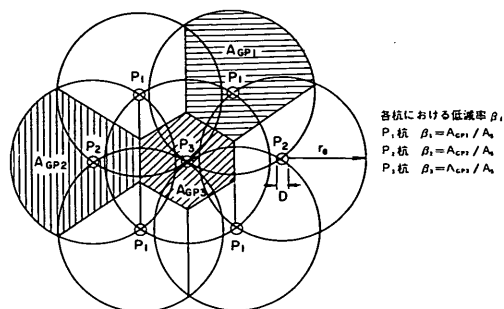


図-2.3 群杭における負の摩擦の負担範囲
 (建築基礎構造設計規準・同解説, 1974)

方を併記している。道路の指針の方法は建築の方法より簡略であるが、本質的には同じである。砂層に関する考慮も、明記されていないが、含まれているものと考えられる。中立点について言及されているが、特にデータがある場合を除いて圧密沈下する層全長にわたってネガティブフリクションを考えるのがよい旨述べている。設計として、杭頭荷重と P_{NF} の合計かまたは先端の極限支持力が、 R_o の1/1.2より小さいことにより検討することになっている。この規定によれば、大きい順に、杭頭荷重と P_{NF} の合計、 $R_o/1.2$ 、 R_p となることがあり得るが、この場合には、杭先端に塑性変形が生ずるので、沈下の問題として検討するようになっていられると考えられる。

1980年に道路橋示方書が新たに出されているが、ネガティブフリクションに関する内容は、1976年の道路の指針と全く同じになっている。

港湾の新しい基準(港湾の施設の技術上の基準・同解説、1979)では、ネガティブフリクションの考え方に以前と相違はない。ただし、内部的には、中立点の考慮、有効応力の考え方による計算、ネガティブフリクションの対策工法等も検討されている。設計上は、以前との唯一の改正点として、先端抵抗に対する安全率が1.5から1.2に下げられたことが挙げられる。

国鉄の標準(建造物設計標準解説、基礎構造物及び抗土圧構造物、1974)について簡単に触れておくと、以前の他基準と同じ考え方であるが、平均的な周面摩擦強度を使わずに各層の合計という形を採っている点のみ異なる。なお、国鉄の標準は現在改訂中である。

以上に概観したように、全応力による計算がネガティブフリクションの最大値を与えると考えられることから、各種設計の基準ではこれを用いてきた経緯がある。しかしながら、圧密により地盤の強度増加がかなりあるよう

な場合には、圧密前の地盤調査から求めたせん断強度を用いた全応力計算結果は、最大値とならない可能性もあることに注意しなければならない。ある時点における地盤のせん断強度を用いた全応力計算値は、あくまでも、その時点における仮想的な（ネガティブフリクションは地盤沈下がなければ作用しない。地盤沈下が起これば、必ず地盤のある部分はいくらかの強度増加をしているはずである。）ネガティブフリクションの最大値でしかないはずだからである。

2.3 有効応力による検討法

遠藤（1969）によれば、ネガティブフリクションの推定に関する研究は、中立点位置の追及とネガティブフリクションの単位当りの大きさの追及の、二つの方向のものに大きく分けられるとしている。前者については、いまだに1.2に紹介したAhu（1960）のものがあるのみと思われる。後者についても、遠藤（1969）は二つに分けている。一つはネガティブフリクションが杭周地盤に発生する変形に起因すると考えるものであり、針生、Habib、白石、山肩と長岡、別所、Constantino and Longinowの研究を紹介しているが、この考え方は現在の主流となっていない。もう一方の、杭周面のせん断特性に着目する方法が主流である。これもさらに二つに分けられて、一つは既に紹介した全応力による考慮であり、もう一つがここに述べる有効応力による考え方である。現在有効応力によるネガティブフリクションの推定法として有名なものは、Bjerrumにより提案されたものであるが、2.1の既述研究の概観で触れたように、ZeevaertはBjerrumよりも早く有効応力による推定法を提案しており、内容的にもZeevaertの方法は群杭を対象として一般化した高度なものになっている。しかしここでは、順序は逆になるが、理解がしやすいようにまずBjerrumの方法を、それからZeevaertの方法を説明する。

a) Bjerrumの方法

Bjerrumの方法（Johannessen and Bjerrum, 1965）は、杭と粘土の間のせん断抵抗を有効応力によって表現したもので、次式により表される。

$$\tau_a = \sigma'_h \tan \phi'_a = \sigma'_v \cdot K \tan \phi'_a \quad (2.8)$$

τ_a : 杭と粘土間のせん断抵抗

σ'_h : 水平有効応力

σ'_v : 鉛直有効応力

K : 土圧係数

ϕ'_a : 杭周面摩擦角

杭と土の間の付着力が杭に作用する水平有効応力に比例

し、さらに水平有効応力が鉛直有効応力に比例し、鉛直有効応力は杭の鉛直方向変位によりそれほど影響を受けないことを仮定している。そして実測の結果から $K \tan \phi'_a$ を定数として、0.2をあてている。したがってこれはNorwayの海洋性粘土と鋼杭に対して適用できる経験的な値ということになり、彼等の実測値も、0.18~0.26の間にばらついている。これを日本の粘土に適用した場合、式の性格は満足されるとして、0.2という数値が変わってくるということは十分に考えられる。

その後Bjerrumは、ここで問題にした定数 $K \tan \phi'_a$ の値について、第8回国際土質基礎工学会議のGeneral Reportにおいて、次のようにその理論を発展させている。前に紹介した(2.8)式を修正して、次式によりネガティブフリクションが表されるとしている。

$$\tau_{ad} = K p_0 \tan \phi'_a + \kappa p_0 \quad (2.9)$$

これは、右辺の第2項が、(2.8)式に加えられた形になっている。第2項の κ はひずみの増加割合の関数であって、ひずみの増加割合が小さいほど、 κ の値も小さい。 p_0 は等価圧密圧力であり地盤沈下が小さい場合にはこの値も小さな値となる。したがって、第2項は相対変位の関数となり、第1項は摩擦力の項であって相対変位に無関係なので、相対変位が小さく、粘着力が無視できる時のネガティブフリクションは、第1項のみによってその最大値が表されるとしている。

次に、Bjerrumは、(2.9)式の土圧係数 K に、静止土圧係数 K_0 よりも若干小さな値を用い、 ϕ'_a に典型的な値を適用した場合の第1項の表式を表-2.1のように与えている。前から述べているように、このような表現になることは妥当であって、これにより多くの実測値と非常によい一致が見られたと、Bjerrumは報告している。なお、第2項を除いた形での(2.9)式の値が実測値と一致する理由として、 κ が小さいこと、また p_0 が小さいこと、そしてこの両者が相まって粘着力を無視し得るもの

表-2.1 杭と土の相対変位が非常に小さい時に杭に作用するネガティブフリクション (Bjerrum, 1973)

TYPE OF CAY	ϕ'_a	K	$\tau_{act.}$
Silty	30	0.45	$0.25p_0$
Low plastic	20	0.50	$0.20p_0$
Plastic	15	0.55	$0.15p_0$
Highly plastic	10	0.60	$0.10p_0$

としていることを挙げている。

したがって、相対変位が小さい場合には、ネガティブフリクションは表-2.1の値となるが、もし相対変位が大きい場合には(2.9)式の第2項を無視することができなくなり、変位の増加割合と付着力との経験的關係から決定されねばならないとしている。

b) Zeevaertの方法

Zeevaertは第4回の国際土質基礎工学会bの頃から既に有効応力による方法を示している(1957b, 1959)。後に整理した表示(1972)によれば、内容はBjerrumによるものと同じであるが、

$$s_{0z} = K_{\phi} \cdot \sigma_z \quad (2.10)$$

ここで、

$$K_{\phi} = \frac{\tan \phi_p}{\bar{N}_{\phi}} = \frac{1 - \sin^2 \phi_r}{1 + \sin^2 \phi_r} \tan \phi_p$$

s_{0z} : 杭面と周囲土との摩擦強度

σ_z : 鉛直有効応力

\bar{N}_{ϕ} : 流れ値

ϕ_r : 乱された粘土の内部摩擦角

ϕ_p : アスファルトコーティングをした杭と杭周の土との摩擦角

コーティングをしてない杭では $\phi_p = \phi_r$ としてよい。そしてその場合には、 $\phi_r = 25 \sim 30^\circ$ の範囲で K_{ϕ} は余り変化しないとして、図-2.4を示し、平均的な値として $K_{\phi} = 1/3$ を提案している。

Zeevaertの方法がBjerrumの方法と異なる点は、ネガティブフリクションが働くことによって、鉛直有効応力はそれが働かない場合よりも減少する、という計算になっていることである。すなわち、

$$s_{0z} = K_{\phi} (\sigma_{0z} - \Delta\sigma_z) \quad (2.11)$$

ここで、 σ_{0z} はネガティブフリクションが働かない状態での初期鉛直有効応力、 $\Delta\sigma_z$ はネガティブフリクションによる鉛直有効応力の減少分である。

また、有効負担面積 (effective tributary area) という概念を導入して、群杭に対する考慮を行っている。これは、 \bar{a} という記号で表され、杭群中の杭はその1本の負担面積、単杭の場合は $\pi (12r_0)^2$ とする。 r_0 は杭の半径である。この概念は、全応力による方法のところ

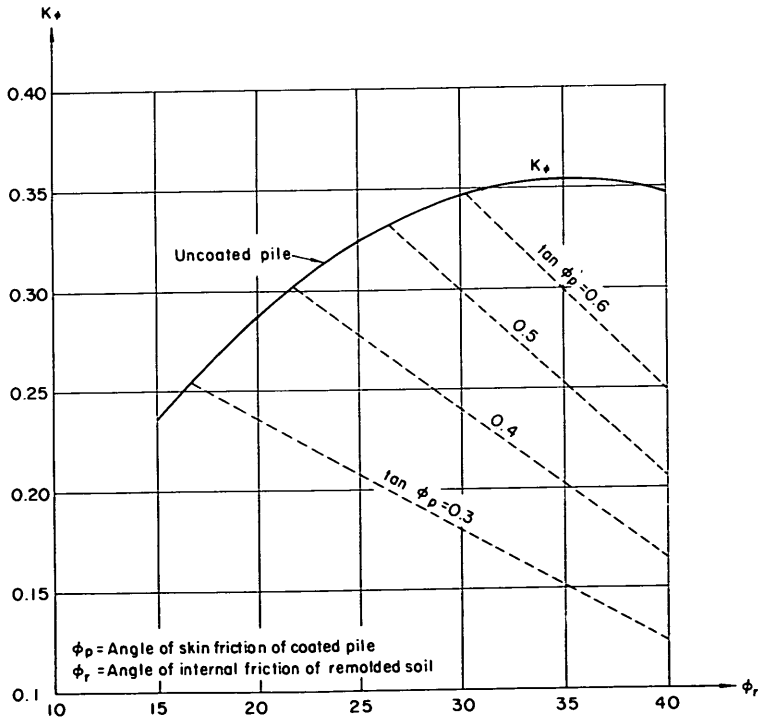


図-2.4 アスファルトコーティングをした杭としない杭に対する K_{ϕ} の値 (Zeevaert, 1972)

で説明した等価重量負担半径とは異なるもので、ネガティブフリクションの影響の入った軸対称の地中応力分布を積分した量から得られる。

以上の前提から、Zeevaertの方法では、1本の杭に加わるネガティブフリクションが次のように表される。

$$(NF)_L = \frac{\psi K \phi}{1 + \frac{\psi K \phi}{3} \frac{L}{\bar{a}}} \int_0^L \sigma_{0z} dz \quad (2.12)$$

$(NF)_L$ がネガティブフリクションによる杭先端における軸力、求める値である。なお式(2.12)を得るには、途中 $\int_0^L \Delta \sigma_z dz = \frac{L}{3} \frac{(NF)_L}{\bar{a}}$ という概算の

仮定を置いている。ちなみに、式(2.12)を元に戻して、すなわち微分した形で、杭1本当たりの平均値ではあるが、Bjerrumと比較できる鉛直有効応力と摩擦強度の関係に直すと、次のようになる。

$$f = \frac{1}{\psi} \frac{d(NF)_z}{dz} = \frac{216 \tau_0}{648 \tau_0 + L} \sigma_{0z}$$

Bjerrumの方法の場合の $K \tan \phi$ に相当する係数は、一般に使われているような範囲の杭に対して計算すると、表-2.2に示す値となっている。

c) Broms の報告

Broms は、第6回の土質基礎工学アジア地域会議(1979)において、ネガティブフリクションに関する State-of-the-Art Report を行っている。それまでに公にされている173という多数のネガティブフリクションに関する文献を引用し、総合的に論じている。

既に述べた全応力による方法及び有効応力による方法を次のように表現し、

$$f = \alpha c_u \quad (2.13)$$

$$f = \beta \sigma'_v \quad (2.14)$$

このどちらかにより、ネガティブフリクションの最大値が計算されるとしている。なお、式(2.14)はBjerrumの考え方ということに日本ではなっているが、Bromsは一般的に有効応力による方法と紹介しているのみである。一方、Zeevaertについては、非常に早く有効応力による計算法を提案したと言及し、既に述べたZeevaertの方法を説明している。しかし、ネガティブフリクションによって鉛直有効応力が減ずることはないZeevaertの考え方を批判している。

沢山の実験報告を集めて(4.及び5.に紹介する著者の実験結果も含まれている)、全応力法の場合の係数 α 及び有効応力法の場合の係数 β の値について検討しているのが注目される。Bjerrumの提案値(表-2.1)及び

表-2.2 Zeevaertの方法における鉛直有効応力に対するネガティブフリクションの係数

$\frac{\tau_0}{L}$ (m)	0.2	0.3	0.4	0.5
10	0.309	0.317	0.321	0.323
20	0.289	0.302	0.309	0.314
30	0.271	0.289	0.299	0.305

表-2.3 係数 β の値 (Broms, 1979)

Rock fill	0.40
Sand and gravel	0.35
Silt or normally consolidated clay with low to medium plasticity ($I_p < 50$)	0.30
Normally consolidated clay with high plasticity ($I_p > 50$)	0.20

Zeevaertの式から計算される値(表-2.2)と比べるために、Bromsが提案している値を示すと、表-2.3のとおりである。Zeevaertの値は幅が狭いが、Bromsの表のシルトまたは低塑性から中塑性の正規圧密粘土に対応していると考え、Bjerrumの値が実際小さいように見受けられる。

その他、ネガティブフリクションに影響を与える因子の詳細な検討、ネガティブフリクションの解析法の紹介(その中に3.に述べる沢山のの方法も含まれている)、設計法等盛り沢山に述べているが、防止工法を10例挙げているのが興味深いので、最後に紹介する。

1. 設計変更: 杭を、沈下を減少させる道具として使う。
2. 群杭の配置の変更: 杭の間隔, 本数を減らすことにより、ネガティブフリクションの絶対値を減らすという考え方。
3. 杭の形状の変更: 先端拡大杭
4. 保護杭の使用: 捨て杭にネガティブフリクションを作用させることにより、本杭のネガティブフリクションを減らすという考え方。
5. ベントナイトスラリーの使用: 5~8は杭と地盤との摩擦を減らす考え方。
6. れき青材: アスファルトと同じもの。
7. 電気浸透: 鋼杭に対して電気防食を行うことにより、杭表面に水の薄層ができることを利用。

8. ケーシングまたは先行ドリル：掘削径が杭の外径よりも大きい。
9. プレローディングによる沈下の減少：地盤沈下量を減らすことにより、ネガティブフリクションを減らすという考え方。
10. 先端抵抗の減少：沈下量は大きくなるが、不等沈下を減らし、ネガティブフリクションも減らすことができるという考え方。

2.4 実験的研究

2.1 に紹介した既応研究の多くは実験を含んだ研究であるし、まして Broms (1979) が集めた実験的研究の数はさらに多い。また本論文においても、後に本論文の中で提案するネガティブフリクション算定法の検討のために集めた国内の実験データが6例ある。しかしながら、数多くの実験を紹介しても頻雑なだけであるので、ここでは、日本のネガティブフリクション研究の歴史の中で特に重要とされている2つの実験的研究を紹介する。すなわち、「鋼グイ」に詳しく述べられている土質工学会鋼グイ研究委員会による実験（遠藤，1969）と、国鉄が武蔵野自動化ヤードの建設に際して大々的に実施した実験（岡部，1974）の2つである。

a) 土質工学会鋼グイ研究委員会の実験

この実験は、土質工学会の鋼グイ研究委員会により、昭和39年6月から昭和41年4月まで、東京江東地区の地盤沈下地帯にある竹中技術研究所構内において実施された。地下水のくみ上げが原因と見られる地盤沈下が、年間10cm以上もある場所である。地盤調査の結果と土質定数を、図-2.5及び表-2.4に示す。

数々の研究項目が検討された結果、実大実験によって得ることが重要である、支持杭と摩擦杭の差異、開端杭と閉端杭の差異、及び鉛直杭と斜杭の差異の3点が採り上げられた。そこで、外径609.6mm、肉厚9.5mmの鋼管杭で、次の4本が用いられることになった。

- 閉端鉛直支持杭（長さ43m） 記号 cE₄₃
- 閉端鉛直摩擦杭（長さ31m） cF₃₁
- 閉端斜（8°）支持杭（長さ43m） cB₄₃
- 開端鉛直支持杭（長さ43m） oE₄₃

斜杭の頭部は、対称的傾斜を有するPC杭2本とコンクリートマットにより結合されている。実験杭の配置は図-2.6、杭の設置状態は図-2.7、杭体の計器取付配置は図-2.8に示される。

実験の結果を、図-2.9~12に示す。図-2.9は地盤沈下量分布である。図-2.10は試験杭の沈下量の経時変化である。図-2.11は地盤内の間隙水圧分布である。図-

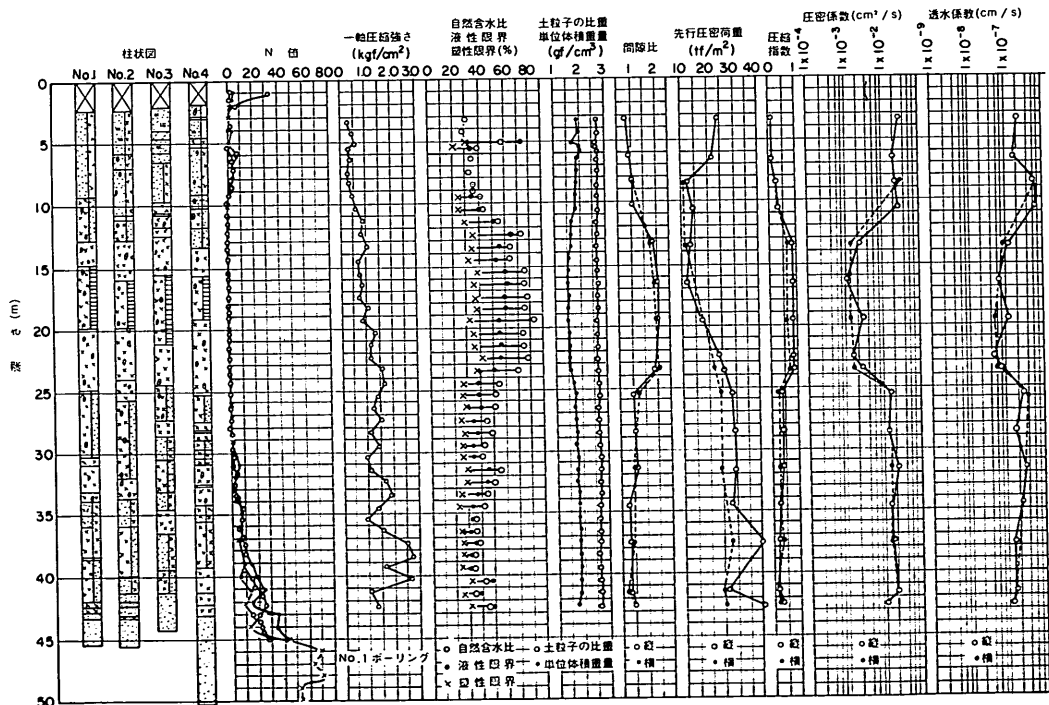


図-2.5 地盤調査および土質試験結果（「鋼グイ」，1969）

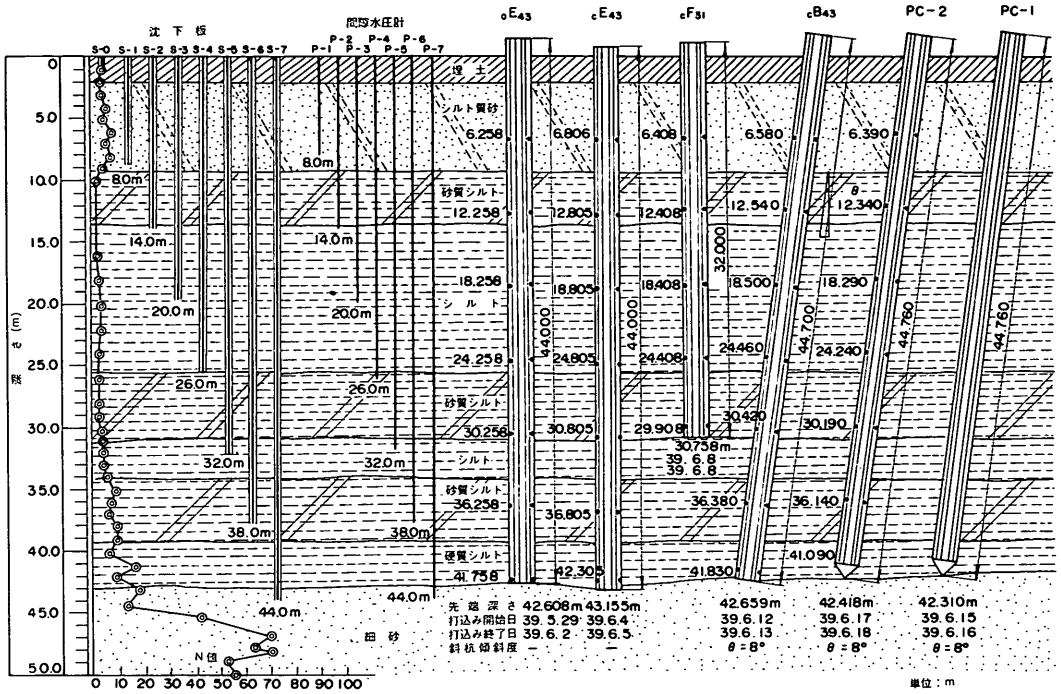


図-2.7 打ち込み杭の設置状態(「鋼パイプ」, 1969)

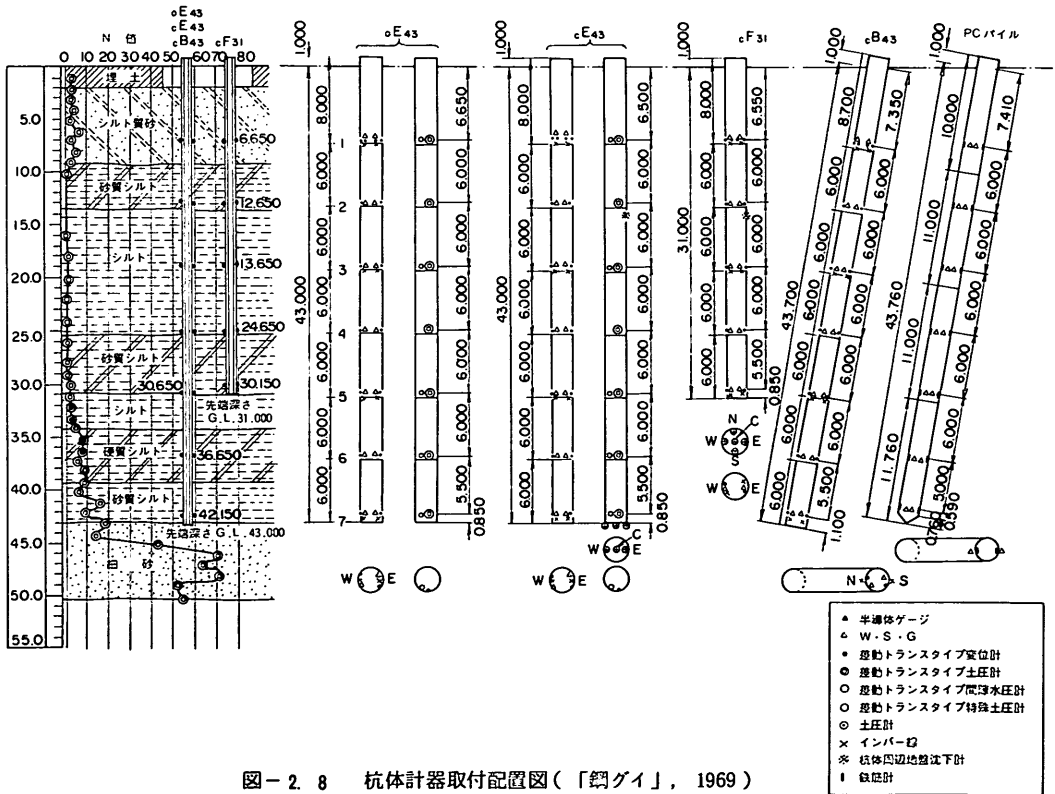


図-2.8 杭体計器取付配置図(「鋼パイプ」, 1969)

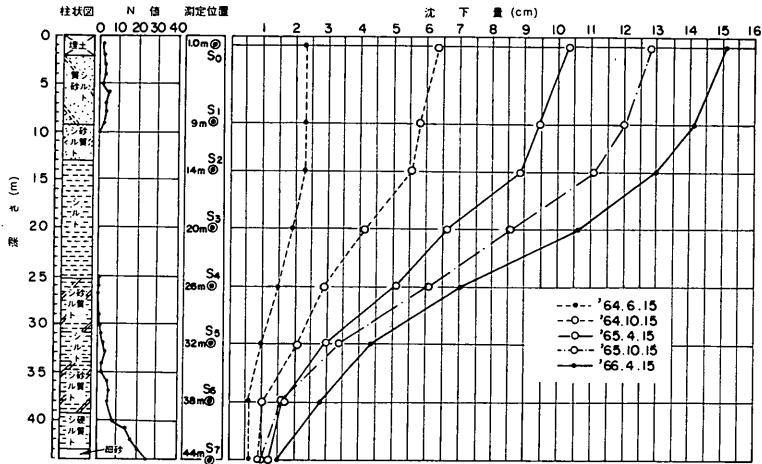


図-2.9 地盤沈下(分布)の経時変化(「鋼ゲイ」, 1969)

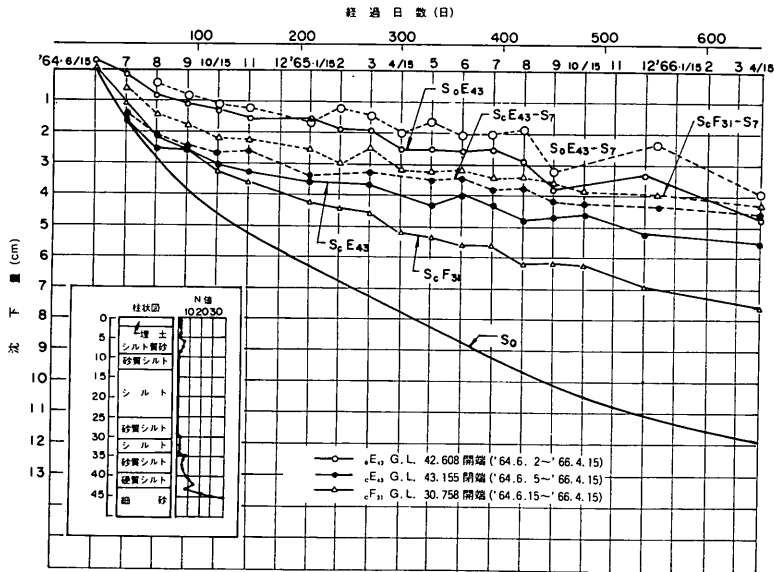


図-2.10 試験杭($\circ E_{43}$, $\circ E_{43}$, $\circ F_{31}$)沈下量測定(「鋼ゲイ」, 1969)

2.12は各杭に発生した最終状態の軸力分布図である。以上の実験結果に考察を加えて、図-2.13~16等が得られている。図-2.13は、杭の軸ひずみと地盤の沈下量から計算された相対変位量と、発生している周面摩擦力を比べたものである。図中の破線は、 $q_u/2$ の分布である。図-2.14は、周面摩擦力と地盤強度としての $q_u/2$ の関係である。図-2.15は鉛直有効応力 σ'_v と $q_u/2$ との関係、図-2.16は鉛直有効応力 σ'_v と鉛直方向先行圧密荷重と

の関係である。建築の規準(1974)では、正規圧密による安定した状態を考慮する場合には c_u も f もほぼ同じものと考えられるとした上で、図-2.16において σ'_v と $P_{0.0}$ の対応がよい $\sigma'_v < 3 \text{ kgf/cm}^2$ では、図-2.15において σ'_v と $q_u/2$ との間に $q_u/2 = 0.3 \sim 0.35 \sigma'_v$ という対応関係が見られることから、有効応力による検討法に於ける定数 $K \tan \phi'_s$ 、すなわちBromsの式(2.14)に於ける $\beta = 0.3 \sim 0.35$ と結論している。

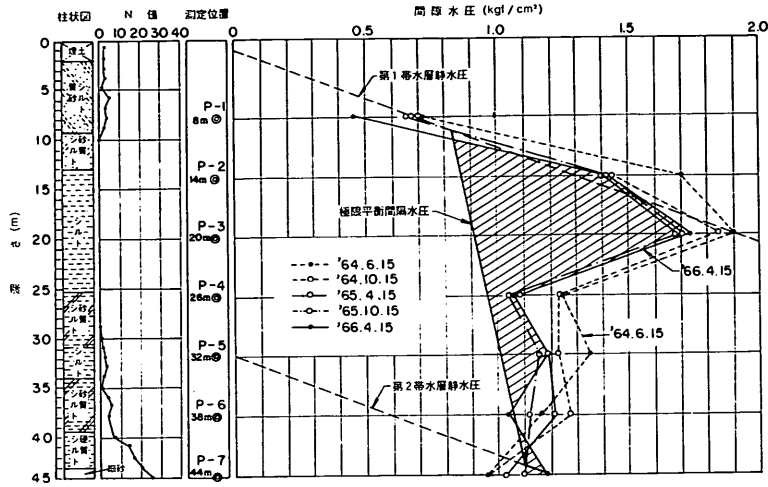


図-2.11 地盤内間隙水圧分布図(「鋼ゲイ」, 1969)

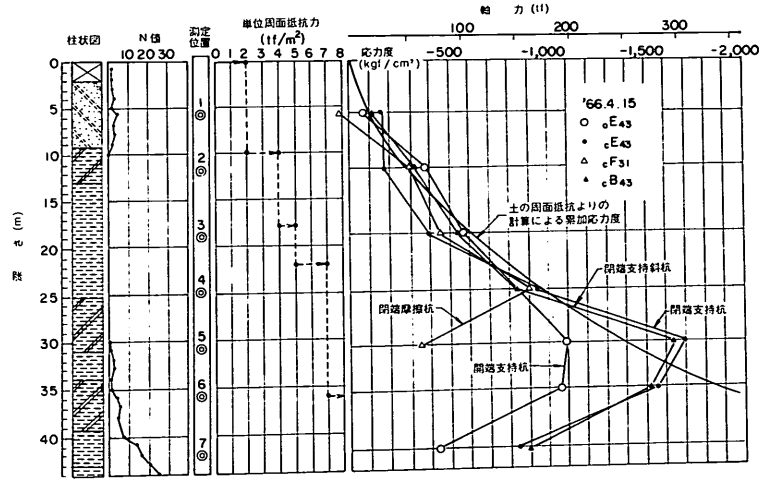
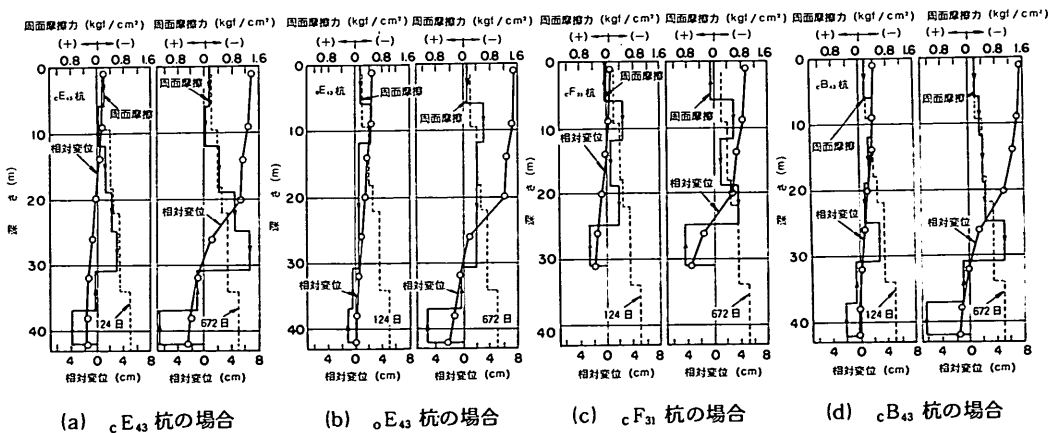


図-2.12 各杭の最終軸方向力分布図(「鋼ゲイ」, 1969)



(a) cE_{43} 杭の場合 (b) cE_{45} 杭の場合 (c) cF_{31} 杭の場合 (d) cB_{43} 杭の場合

図-2.13 各杭の周面摩擦力ならびに杭と地盤の相対変位の推移(「鋼ゲイ」, 1969)

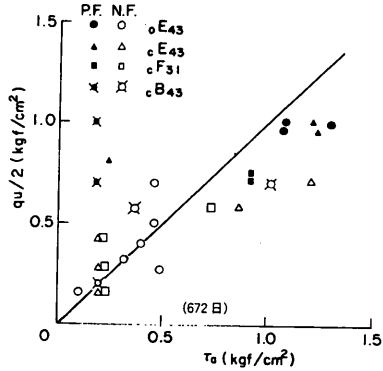


図-2.14 672日後の $q_u/2$ と周面摩擦力 τ_u の対比 (「鋼ゲイ」, 1969)

b) 国鉄第三工事局の実験

国鉄は、武蔵野(埼玉県三郷市付近)に大規模な自動化ヤードを建設(面積100万 m^2 , 総工費280億円)するに当り、昭和45年より5年の長期にわたって、ネガティブフリクションに関する測定実験を行った。現地は、自然地盤沈下が年間に10cm近く生じている場所であるが、盛土による地盤沈下が発生させるネガティブフリクションについて調べることで、それからネガティブフリクションを受けている杭に荷重が作用した時の挙動について調べることも目的とされた。その他に、この場合、どうしても支持杭基礎を必要としたので、既に1.3に紹介した群杭工法、二重管工法及びバランスドフリクションパイル工法を施工し、観測している。

地盤調査の結果と土質定数が、図-2.17及び表-2.5に示される。実験に用いられた杭は、表-2.6のとおり4本である。実験杭の配置及び計器の取付け状態は、図-2.18に示される。間隙水圧分布は図-2.19に示される。長期観測の結果得られた軸応力分布は図-2.20、それから計算される摩擦力分布と $q_u/2$ 分布は図-2.21のとおりである。杭頭荷重の影響は、図-2.22~2.24に示される。群杭、二重管杭、バランスドフリクションパイルの効果は、図-2.25, 2.26, 2.27に示されるように得られている。

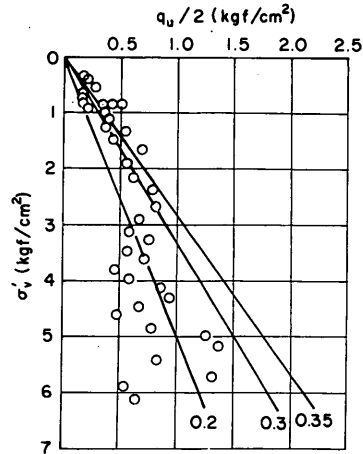


図-2.15 鉛直有効応力 σ'_v と $q_u/2$ の関係 (「鋼ゲイ」, 1969)

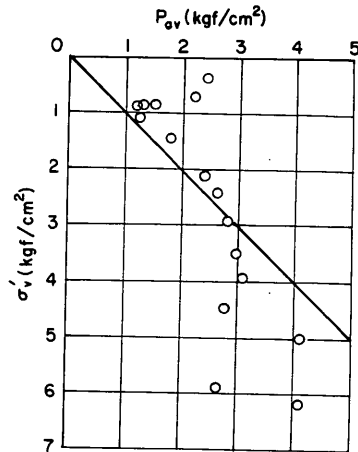


図-2.16 鉛直有効応力 σ'_v と鉛直方向先行圧密荷重 P_{0v} の関係 (「鋼ゲイ」, 1969)

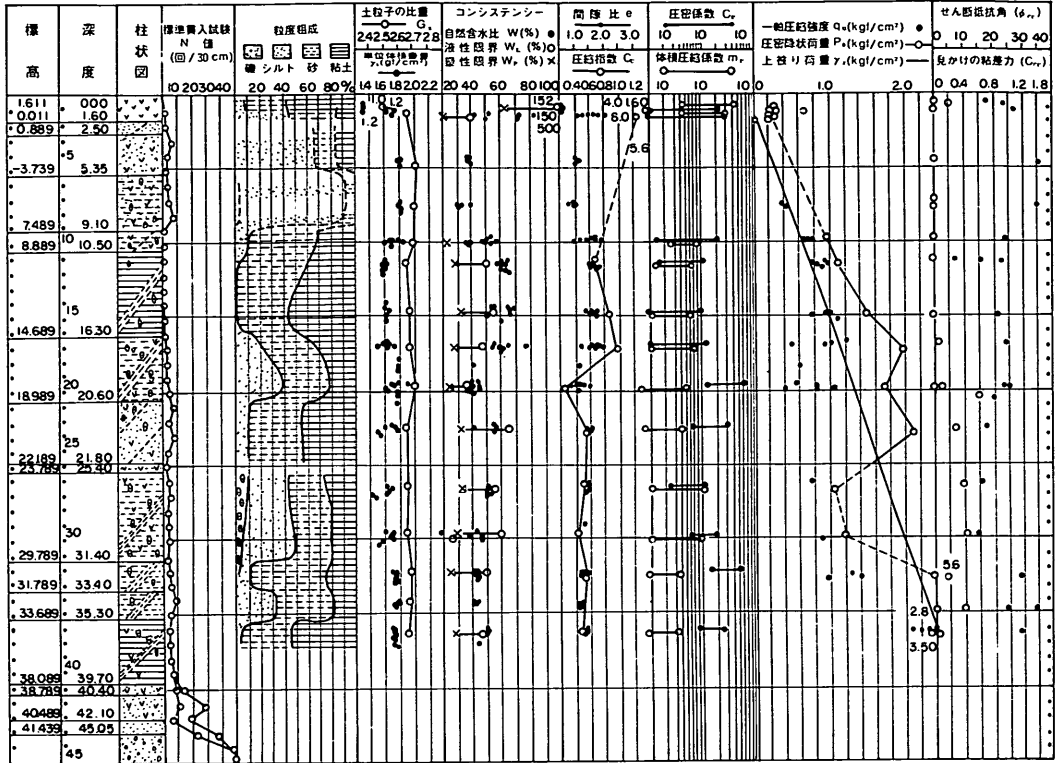


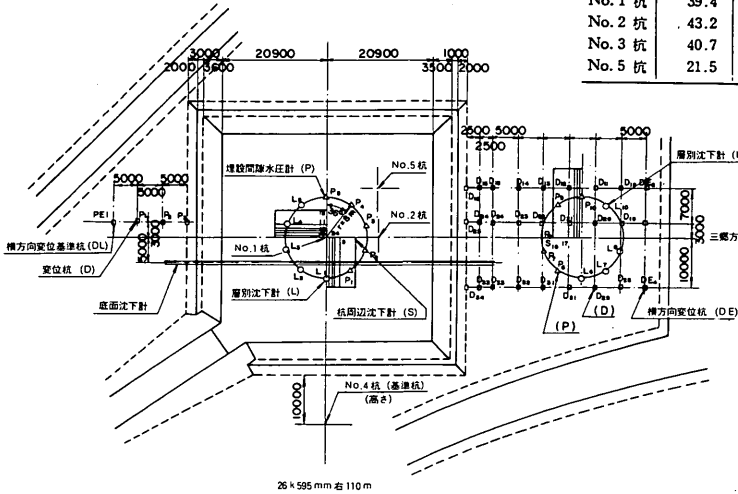
図-2.17 土質試験結果一覧(岡部, 鬼頭, 1971)

表-2.5 検討用土質定数(岡部, 鬼頭, 1971)

深度 (m)	ボーリング 柱状図	土質名	N [*]	液性限界 w _L (%) コンソリデーション 試験結果	単位体積重量 γ _s (g/cm ³)	自然含水比 w _n (%)	液性限界 w _L (%)	一軸圧縮強さ q _u (t/m ²)	三軸圧縮強さ σ _u (t)	せん断強さ c _u (kg/cm ²)	特殊せん断強さ (kg/cm ²)	
0		腐食土	0	2-7	1.40	146	152	2.6	28'00	0.00	21'10'	0.03
		中砂	4	9-50	1.80	41.7	—	—	33'10'	0.00	19'40'	0.07
10		シルト質 粘土質	0	2-5	1.64	64.7	52.5	10.0	34'27'	0.00	21'15'	0.08
20		砂質シルト	3	2-9	1.69	48.3	42.1	7.7	23'00	0.30	12'45'	0.13
		シルト 混り中砂	5	6-30	1.64	55.2	65.1	10.2	25'03'	0.00	29'40'	0.00
30		貝殻混り シルト	4	6-12	1.69	46.3	52.4	9.1	18'26'	0.27	9'15'	0.55
		砂質シルト	6	9-40	1.72	42.1	39.6	10.2	16'30'	0.30	10'30'	0.7
40		シルト	5	10-20	1.71	48.1	49.2	25.0	32'25'	0.00	—	—
		中砂	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		貝殻混り中砂	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
50		中砂	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表- 2.6 杭の概要表(岡部, 鬼頭, 1971)

杭番号	先端深度 (GL-m)	支持条件	周辺条件	備 考
No.1 杭	39.4	支持杭	盛土中に打設	使用鋼管杭外径(mm) 609.6 肉 厚 (mm) 12.7 先端閉口
No.2 杭	43.2	支持杭	盛土中に打設	
No.3 杭	40.7	支持杭	原地盤に打設	
No.5 杭	21.5	摩擦杭	盛土中に打設	



試験杭および設置計器一覧表

測定種類	計器種類	記号	名 称	備 考
ネガティブフリクション試験杭			No.1, No.2 杭 No.3, No.5 杭	φ 609.5 112.7 鋼管
測定基準杭			No.4 杭	二重管式沈下計
周辺地盤に関する測定	層別沈下計	○	L ₁ ~L ₁₀	二重管式沈下計
	埋設間隙水圧計	▲	P ₁ ~P ₁₀ , P ₁ '~P ₁₀ ' P ₁ '~P ₁₀ '	カサグラント形水圧計 差動トランス
	杭周辺沈下計	●	S ₁ ~S ₁₀	二重管式沈下計
	変位杭 (基準杭)	□	D ₁ ~D ₁₀ , D ₁ '~D ₁₀ '	木杭 (L=1.5 m) 木杭 (L=2.5 m)
	盛土低面沈下計	■		差動トランス形

図- 2.18 ネガティブフリクション現場実験説明図(岡部, 1973)

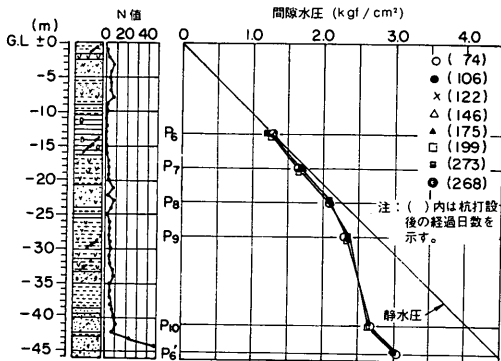


図- 2.19 地盤の間隙水圧分布(岡部, 鬼頭, 1971)

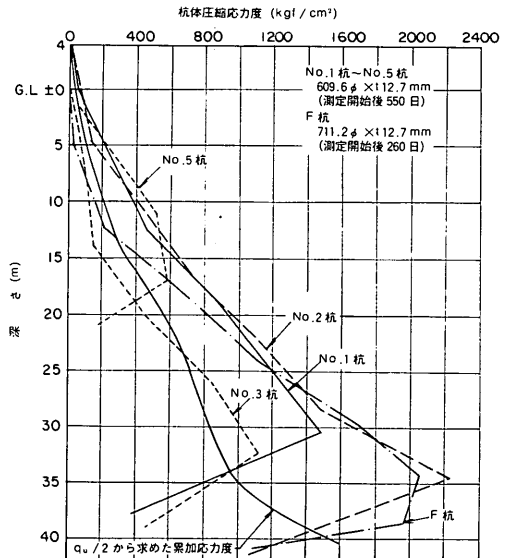


図- 2.20 日本国有鉄道東京第三工事局の実験における盛り土ならびに地盤沈下による負の摩擦実測結果 (建築基礎構造設計規準・同解説, 1974)

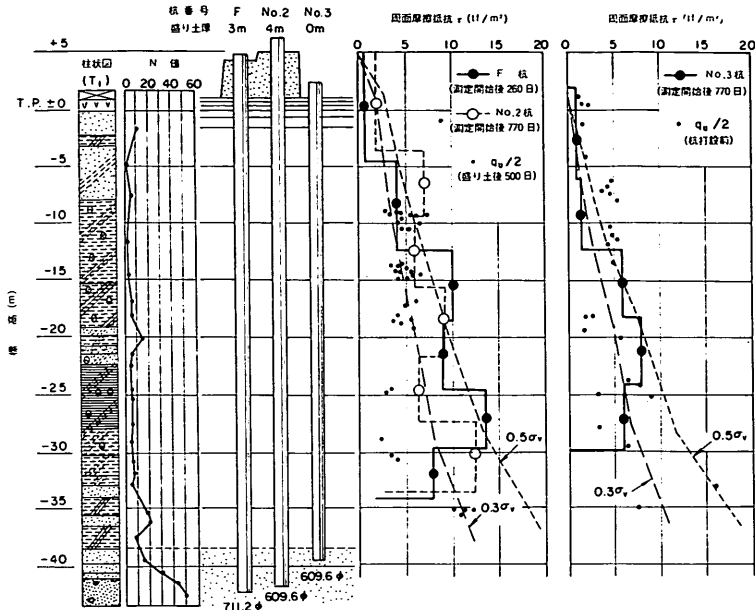


図- 2.21 日本国有鉄道東京第三工事局の実験における τ と $q_u/2$ ならびに $\alpha \sigma_v$ (σ_v : 鉛直有効応力) の関係 (建築基礎構造設計規準・同解説, 1974)

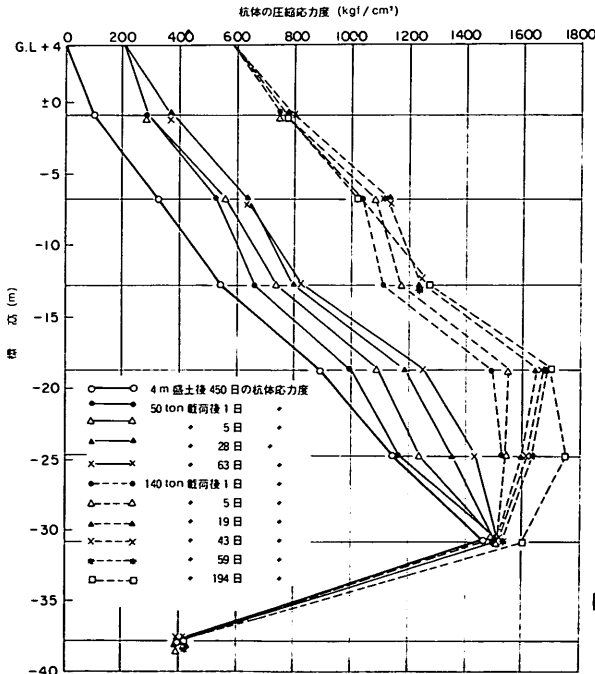


図- 2.22 日本国有鉄道東京第三工事局の実験において不完全支持杭の場合に負の摩擦発生後に加えた杭頭荷重による杭体応力度分布 (建築基礎構造設計規準・同解説, 1974)

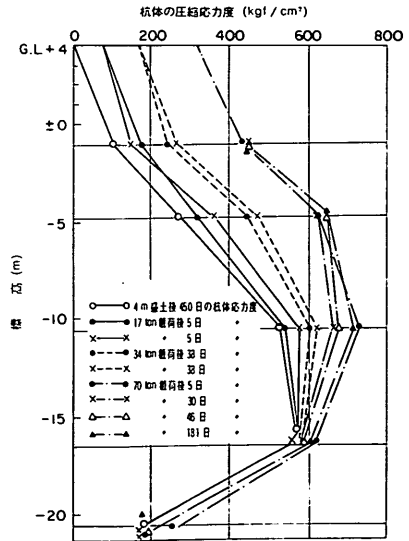


図- 2.23 日本国有鉄道東京第三工事局の実験において摩擦杭の場合に負の摩擦発生後に加えた杭頭荷重による杭体応力度分布 (建築基礎構造設計規準・同解説, 1974)

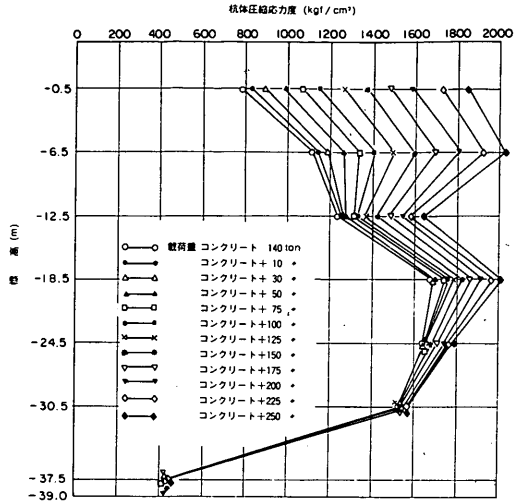


図-2.24 日本国有鉄道東京第三工事局の実験において不完全支持杭の場合に負の摩擦発生後杭頭に加えた短期荷重(30分継続)による杭体応力度分布
(建築基礎構造設計規準・同解説, 1974)

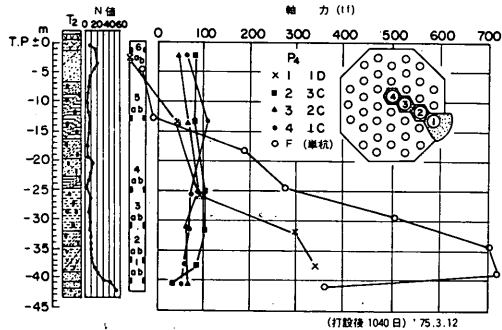


図-2.25 群杭の軸力分布(岡部, 山本, 1976)

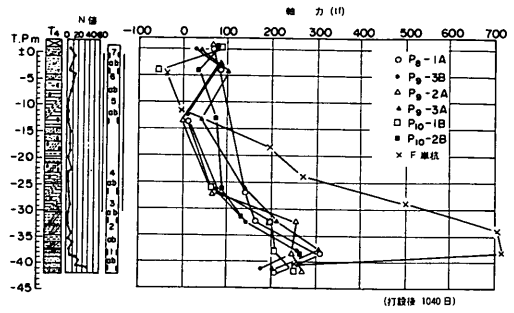


図-2.26 二重管杭の軸力分布(岡部, 山本, 1976)

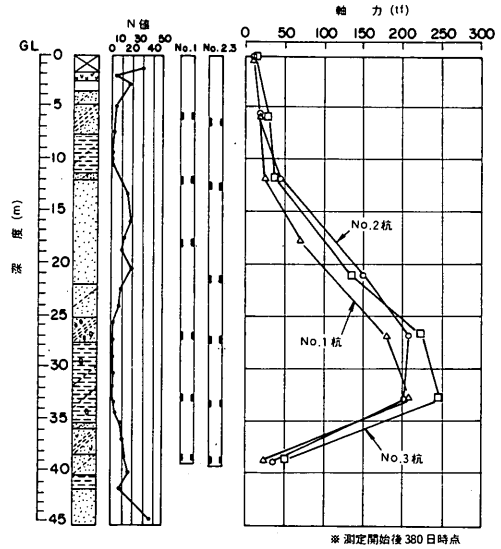


図-2.27 バランスドフリクションパイルの軸力分布(岡部, 山本, 1976)

3. 弾塑性を仮定した近似計算法

3.1 沢口の方法(1971)の弾塑性計算法

沢口の方法(1971)は、杭と粘土の間の相対変位とそこに生ずる周面摩擦力との間に弾塑性的な関係を仮定し、この弾塑性を表現する定数を用いて、杭にかかる力を地盤沈下量によって表すものである。基本式は微分方程式となるが、境界条件としての杭先端抵抗にも杭先端の沈下を考慮に入れて弾性的関係を仮定するところに特徴を有する。

沢口の方法における仮定を列挙すると、以下のとおりである。

- 1) 杭とその周辺地盤との間の相対変位と、周面摩擦との間に、図-3.1に示すようなせん断特性がある。つまり、この関係は弾塑性的なものである。
- 2) 杭先端における沈下量と地盤反力は線形関係で表される。
- 3) 地盤の沈下量分布は深さに対して直線的に変化する(図-3.2参照)。
- 4) 杭の弾性圧縮沈下量は、最初の計算では無視されるが、もし、より厳密な解を得るためには試行的計算を行うものとする。
- 5) 図-3.1で表した弾塑性的関係の中の定数は深さに対して一定である。
- 6) 杭は同一断面を有するが、杭先端で受ける地盤反力は開放端の場合でも完全閉塞状態となって、閉鎖面積から伝えられる。

図-3.3のように、杭軸に沿って杭先端を原点として上向きに z 軸をとり、ある位置 z での杭の微小部分に働く力の釣合いを考えると、

$$A \frac{d\sigma_z}{dz} = \psi \bar{f} \quad (3.1)$$

ここで、 A : 杭の純断面積

σ_z : 杭の圧縮応力

ψ : 杭の周長

\bar{f} : 杭軸方向の平均周面摩擦強度

この式は、Seedと Reese(1955)が求めた杭の圧縮応力に関する基本式と同じものである。この式で、 \bar{f} は杭頭部に働く荷重を受けて生じる初期の周面摩擦 f_0 と、杭の周辺地盤の沈下によって生じる周面摩擦 f との差として、

$$\bar{f} = f_0 - f \quad (3.2)$$

で表される。 f_0 は座標 z の関数であり、 f は地盤の沈下によって生ずる杭と周辺地盤との相対変位の関数であ

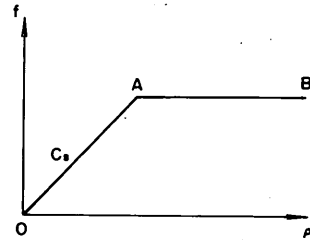


図-3.1 周面摩擦力 f と相対変位 ρ の関係 (Sawaguchi, 1971)

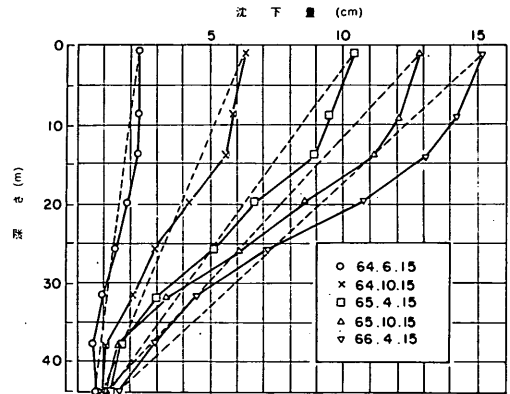


図-3.2 鋼管研究委員会報告による地盤の沈下量分布の実測結果(沢口, 1971)

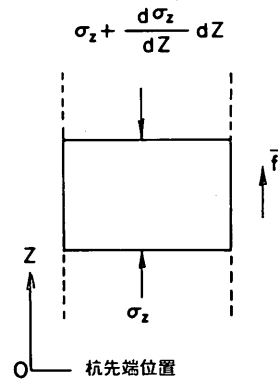


図-3.3 杭の微小要素に作用する力の釣り合い (Sawaguchi, 1971)

る。ここで \bar{f} の符号は、図-3.3のように杭に対して上向きに作用する場合正、下向きなら負である。

これ以後の計算を二通りに分けて考える。すなわち、一つは地盤沈下量が比較的小さく、杭と周辺地盤との相

対変位が弾性領域内に留まる場合で、図-3.1において相対変位がOAの範囲にある場合である。今一つは、沈下量が大きく相対変位が弾性領域を超過して、主として相対変位の大きい杭の上の部分が塑性領域に入った場合である。以下、この二つの場合に分けて検討される。

a) 第一の関係をを用いた一般式
この関係は、

$$f = C_s \rho \quad (3.3)$$

で表すことができる。ここに C_s は定数ですべり係数と呼ばれるものである。 ρ は地盤沈下によって生ずる杭と周辺地盤との相対変位で、式(3.3)を式(3.2)に代入し、さらに式(3.1)に代入すると、

$$A \frac{d\sigma_z}{dz} = \psi C_s (\rho_0 - \rho) \quad (3.4)$$

が得られる。ここに、 $\rho_0 = f_0 / C_s$ である。したがって $\rho_0 - \rho$ は、杭頭荷重が加わる前を初期状態とした真の意味の相対変位を表している。さらに、このようにすることは、杭頭荷重のみ加わった場合の正の摩擦と、地盤沈下による負の摩擦の両方に対して、同じ相対変位と周面摩擦の関係、すなわち C_s 及び後に出てくる f_m を仮定していることになる。 ρ は杭の周辺地盤の沈下量 ρ_1 、負の周面摩擦による杭の弾性圧縮沈下量 ρ_2 、及び杭先端貫入量 ρ_3 とからなり、

$$\rho = \rho_1 - \rho_2 - \rho_3 \quad (3.5)$$

で表される。これらの数量のうち ρ_2 は他の ρ_1 、 ρ_3 に比べて、一時的に無視できるものと仮定し、また、 ρ_3 は杭全長にわたって一定である。

式(3.5)を式(3.4)に代入した後、杭頭部 ($z = L$) の σ_z は上部構造物から受ける荷重強度 W/A そのものに等しいという境界条件のもとで、式(3.4)を積分すれば、杭の圧縮応力に関する一般式、

$$\sigma_z = \frac{\psi C_s}{A} \left\{ \int_L^z \rho_0 dz - \int_L^z \rho_1 dz + \rho_3 (z - L) \right\} + \frac{W}{A} \quad (3.6)$$

が得られる。ここに、 L は杭の根入長さであり、 W は杭にかかる上部構造物の作用力である。この式を用いれば、杭先端 ($z = 0$) の圧縮応力 σ_0 は容易に求まる。

$$\sigma_0 = \frac{\psi C_s}{A} \left(\int_L^0 \rho_0 dz - \int_L^0 \rho_1 dz - \rho_3 L \right) + \frac{W}{A} \quad (3.7)$$

この圧縮応力のうち、周辺地盤の沈下によって生ずる過剰圧縮応力は、

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{\psi C_s}{A} \left(\int_0^L \rho_1 dz - \rho_3 L \right) \quad (3.8)$$

であり、この過剰圧縮応力によって杭先端の地盤への貫入量 ρ_3 が生ずる。

杭が例えば円管のように中空である場合には、杭先端から地盤に伝わる平均鉛直応力は、杭の直径があまり大きいものでない限り、 $A\bar{\sigma}_0/A'$ まで減少する。ここに、 A' は杭の閉鎖面積である。したがって、閉鎖面積の単位面積当りの荷重と、杭先端の地盤への貫入量が、線形関係で結ばれるものと仮定すれば、

$$\rho_3 = \frac{A\bar{\sigma}_0}{A' k_s} \quad (3.9)$$

である。ここに、 k_s は地盤反力係数である。

式(3.9)の中に式(3.8)を代入すれば、

$$\rho_3 = \frac{\psi C_s}{A' k_s + \psi C_s L} \int_0^L \rho_1 dz \quad (3.10)$$

が求められる。この式を式(3.6)に戻すと、任意の杭の位置での圧縮応力は、次の表現に示されるように、 ρ_0 と ρ_1 のみによって与えられる。

$$\sigma_z = \frac{\psi C_s}{A} \left\{ \int_L^z \rho_0 dz - \int_L^z \rho_1 dz + \frac{\psi C_s (z - L)}{A' k_s + \psi C_s L} \int_0^L \rho_1 dz \right\} + \frac{W}{A} \quad (3.11)$$

また、過剰圧縮応力は、

$$\bar{\sigma}_z = \frac{\psi C_s}{A} \left\{ \int_z^L \rho_1 dz + \frac{\psi C_s (z - L)}{A' k_s + \psi C_s L} \int_0^L \rho_1 dz \right\} \quad (3.12)$$

したがって、最初に無視した ρ_2 の値は式(3.12)を使って、

$$\rho_2 = \frac{\psi C_s}{AE} \left\{ \int_0^z \int_z^L \rho_1 dz dz + \frac{\psi C_s z (z - 2L)}{2(A' k_s + \psi C_s L)} \int_0^L \rho_1 dz \right\} \quad (3.13)$$

のように表される。ここに、 E は杭のヤング係数である。この ρ_2 を式(3.5)に代入して、上に述べた同じ計算を繰り返せば、より正確な結果が求められる。周辺地盤の沈下による杭頭の沈下量は、式(3.13)の z に L を代入した、いわゆる杭の全弾性圧縮量に、式(3.10)で求まる ρ_3 を加算することによって求めることができる。負の周面摩擦の作用において、杭とその周辺地盤との間のゼロの相対変位として定義される中立点の位置 z_0 は、式(3.4)の右辺をゼロと置くことによって求められる。すなわち、

$$\rho_0 - \rho = 0 \quad (3.14)$$

この式中の ρ は式(3.5)に示す諸量からなっている。さらに、 z_0 を式(3.11)に代入すると、杭の最大圧縮力が、

$$\sigma_{z_0} = \frac{\psi C_s}{A} \left\{ \int_L^{z_0} \rho_0 dz - \int_L^{z_0} \rho_1 dz \right. \\ \left. + \frac{\psi C_s (z_0 - L)}{A' k + \psi C_s L} \int_0^L \rho_1 dz \right\} + \frac{W}{A} \quad (3.15)$$

として求められる。

一般的な諸式を実用的に簡略化するのに、まず初期の周面摩擦が杭長全体にわたって一定、すなわち ρ_0 が一定であるとする。また、杭の根入れ範囲の地盤の圧縮量 ρ_s を導入して、仮定の3)のとおり、沈下量分布が深さに対して線形的に変化するものとする、

$$\rho_1 = \frac{\rho_s}{L} z \quad (3.16)$$

そして、地盤の圧縮量 ρ_s なる量は、杭基礎が支持杭からなる場合は杭先端以下の沈下量をゼロと仮定できるから、地表面の沈下量そのものを ρ_s としてよいし、摩擦杭のような場合でも杭先端位置以上の地盤の圧縮量を ρ_s とし、すなわち地表面沈下量から杭先端位置での地盤沈下量を差し引いて ρ_s とすれば、(3.16)式は成り立つ。さらに、杭の圧縮量 ρ_2 をゼロと置くことにより、以下に列記する実用式が得られる。最後の ρ_1 は杭頭の沈下量である。

$$\rho_3 = \frac{\rho_s}{2} \frac{\psi C_s L}{A' k_s + \psi C_s L} \quad (3.17)$$

$$\sigma_z = \frac{\psi C_s}{A} (z-L) \left\{ \rho_0 - \frac{\rho_s}{2L} (z+L) \right. \\ \left. + \rho_3 \right\} + \frac{W}{A} \quad (3.18)$$

$$\sigma_0 = \frac{\psi C_s L}{A} \left(\frac{\rho_s}{2} - \rho_0 - \rho_3 \right) + \frac{W}{A} \quad (3.19)$$

$$z_0 = \frac{L}{\rho_s} (\rho_0 + \rho_3) \quad (3.20)$$

$$\sigma_{z_0} = \frac{\psi C_s L}{2A\rho_s} (\rho_0 + \rho_3 - \rho_s)^2 + \frac{W}{A} \quad (3.21)$$

$$\rho_i = \frac{\psi C_s L^2}{AE} \left(\frac{\rho_s}{3} - \frac{\rho_3}{2} \right) + \rho_3 \quad (3.22)$$

b) 第二の関係をを用いた一般式

この関係は相対変位がある値に達した後、周面摩擦が最小の一定値 f_m になることを意味する。周辺地盤の沈下が起こる際には、地表面近くから相対変位が増大して、周面摩擦の最小値 f_m に達してゆき、沈下の増大とともにその位置が次第に下がる。なお、この場合には f_m が負の数であることを注意しなければならない。この f_m に

達した点の位置を z_m とすると、 $z \leq z_m$ の範囲での杭体中の圧縮応力は、

$$\sigma_z = \frac{\psi f_m}{A} (z-L) + \frac{W}{A} \quad (3.23)$$

であり、 $z < z_m$ の範囲では、式(3.6)と式(3.23)より、

$$\sigma_z = \frac{\psi C_s}{A} \left\{ \int_{z_m}^z \rho_0 dz - \int_{z_m}^z \rho_1 dz + \rho_3 (z - z_m) \right\} \\ + \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) + \frac{W}{A} \quad (3.24)$$

である。ここにおいても ρ_2 は一時的に無視してある。

この式を使うことによって、杭下端の圧縮応力は、

$$\sigma_0 = \frac{\psi C_s}{A} \left(\int_{z_m}^0 \rho_0 dz - \int_{z_m}^0 \rho_1 dz - \rho_3 z_m \right) \\ + \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) + \frac{W}{A} \quad (3.25)$$

杭頭部に動く荷重による圧縮応力を式(3.25)より差し引くと、周辺地盤の沈下による杭先端の過剰圧縮応力は、

$$\bar{\sigma}_0 = \frac{\psi C_s}{A} \left(\int_{z_m}^L \rho_0 dz + \int_0^{z_m} \rho_1 dz - \rho_3 z_m \right) \\ + \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) \quad (3.26)$$

となる。この圧縮応力を a) の場合と同様な条件のもとで ρ_3 と関係づけ得るとすれば、

$$\rho_3 = \frac{\psi C_s \left(\int_{z_m}^L \rho_0 dz + \int_0^{z_m} \rho_1 dz \right)}{A' k_s + \psi C_s z_m} \\ + \frac{\psi f_m (z_m - L)}{A' k_s + \psi C_s z_m} \quad (3.27)$$

式(3.27)を式(3.24)に代入すれば、 z_m 以下の任意の深さにおける杭の圧縮応力が求められる。ところで、 z_m の値は周面摩擦 \bar{f} が、この任意の深さにおける最小値 f_m に達するという条件から求められる。すなわち、

$$\rho_0 - \rho = \frac{f_m}{C_s} \quad (3.28)$$

その結果、杭の圧縮応力は式(3.28)で求めた z_m を式(3.24)と式(3.27)に代入し、その後式(3.27)を式(3.24)に代入することによって求められる。

杭の中立点の位置 z_0 は、この場合やはり式(3.14)から求められる。したがって、杭の最大圧縮力はこの z_0 を式(3.24)に代入することによって、

$$\sigma_{z_0} = \frac{\psi C_s}{A} \left\{ \int_{z_m}^{z_0} \rho_0 dz - \int_{z_m}^{z_0} \rho_1 dz \right. \\ \left. + \rho_3 (z_0 - z_m) \right\}$$

$$+ \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) + \frac{W}{A} \quad (3.29)$$

として計算できる。負の周面摩擦による過剰圧縮応力は $z \geq z_m$ の範囲では、

$$\bar{\sigma}_z = \frac{\psi f_m}{A} (z - L) + \frac{\psi C_s}{A} \int_z^L \rho_0 dz \quad (3.30)$$

$z < z_m$ の範囲では、

$$\bar{\sigma}_z = \frac{\psi C_s}{A} \left\{ \int_{z_m}^L \rho_0 dz - \int_{z_m}^z \rho_1 dz \right. \\ \left. + \rho_3 (z - z_m) \right\} + \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) \quad (3.31)$$

であるので、 ρ_2 はこれらの式から、 $z \geq z_m$ の範囲では、

$$\rho_2 = \frac{\psi f_m}{2AE} (z^2 - 2Lz + z_m^2) - \frac{\psi C_s}{AE} \left\{ \frac{\rho_3 z_m^2}{2} \right. \\ \left. - \left(\int_{z_m}^z \int_{z_m}^L \rho_0 dz dz - \int_0^{z_m} \int_{z_m}^L \rho_0 dz dz \right) \right. \\ \left. - \int_0^{z_m} \int_{z_m}^z \rho_1 dz dz \right\} \quad (3.32)$$

$z < z_m$ の範囲では、

$$\rho_2 = \frac{\psi C_s}{AE} \left\{ \int_0^z \int_{z_m}^L \rho_0 dz dz - \int_0^z \int_{z_m}^z \rho_1 dz dz \right. \\ \left. + \frac{\rho_3}{2} (z^2 - 2z z_m) \right\} + \frac{\psi f_m}{AE} (z_m - L) z \quad (3.33)$$

もし、弾性圧縮沈下量も含めて、より正確な諸量の計算を行おうと思うならば、式(3.32)と式(3.33)で得られた ρ_2 を ρ の中に戻して、それぞれの範囲についての諸計算を行えばよい。また、弾性圧縮による杭頭の沈下量は、式(3.32)において $z = L$ を代入することにより求められるから、杭頭沈下量 ρ_t はこの量と ρ_3 との和として計算することができる。

a)の第一の関係の場合と同様に、 $\rho_0 = \text{一定}$ 、 $\rho_2 = 0$ 、 $\rho_1 = (\rho_0/L)z$ なる簡略化を行うと、下記の実用式が得られる。

$$z_m = - \frac{\rho_0 A' k_s}{\psi C_s \rho_s} \\ + \frac{\sqrt{\rho_0^2 A'^2 k_s^2 + 2L \rho_0 \psi (A' k_s + \psi C_s L) (\rho_0 C_s - f_m)}}{\psi C_s \rho_s} \quad (3.34)$$

$$\rho_3 = \frac{\rho_0}{L} z_m - \left(\rho_0 - \frac{f_m}{C_s} \right) \quad (3.35)$$

$z \geq z_m$ に対して、

$$\sigma_z = \frac{\psi f_m}{A} (z - L) + \frac{W}{A} \quad (3.23)$$

$z < z_m$ に対して、

$$\sigma_z = \frac{\psi C_s}{A} (z - z_m) \left\{ \rho_0 - \frac{\rho_0}{2L} (z + z_m) + \rho_3 \right\} \\ + \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) + \frac{W}{A} \quad (3.36)$$

$$\sigma_0 = - \frac{\psi C_s z_m}{2A} \left(\frac{f_m}{C_s} + \rho_0 + \rho_3 \right) \\ + \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) + \frac{W}{A} \quad (3.37)$$

$$z_0 = \frac{L}{\rho_s} (\rho_0 + \rho_3) \quad (3.20)$$

$$\sigma_{z_0} = \frac{\psi f_m L}{A \rho_s} \left\{ (\rho_0 + \rho_3) - \frac{\rho_0}{2L} (z_0 + z_m) \right\} \\ + \frac{\psi f_m}{A} (z_m - L) + \frac{W}{A} \quad (3.38)$$

$$\rho_t = \frac{\psi C_s}{AE} \left\{ \frac{1}{2} (L^2 - z_m^2) (\rho_0 - \frac{f_m}{C_s}) \right. \\ \left. + z_m^2 \left(\frac{\rho_0 z_m}{3L} - \frac{\rho_3}{2} \right) + \rho_3 \right\} \quad (3.39)$$

以上に列記した諸式が、利用しやすいようにグラフ化されている。ただし、グラフ化されているのは、上部構造からの力がない場合、つまり $W = 0$ 、従って $\rho_0 = 0$ の場合である。一例を図-3.4に掲げる。これは、第二の関係による場合の、先端抵抗力と周面摩擦力の比 λ と中立点位置との関係である。パラメータは、周面摩擦に関する数値 μ である。

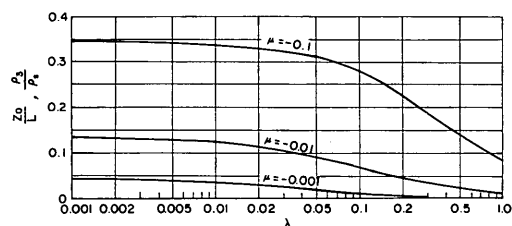


図-3.4 $z_0/L \sim \lambda$ 、 $\rho_0/\rho_s \sim \lambda$

$$\left(\lambda = \frac{A' k_s}{\psi C_s L}, \mu = \frac{f_m}{C_s \rho_s} \right)$$

(Sawaguchi, 1971)

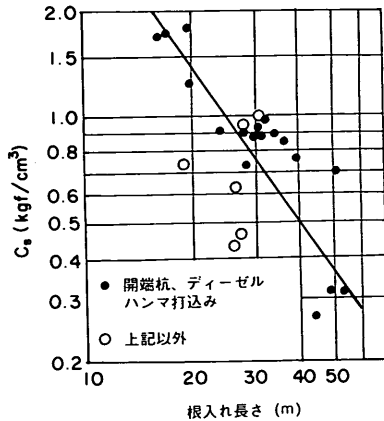


図-3.5 藤田による杭の根入れ長さ C_s との関係 (沢口, 1971)

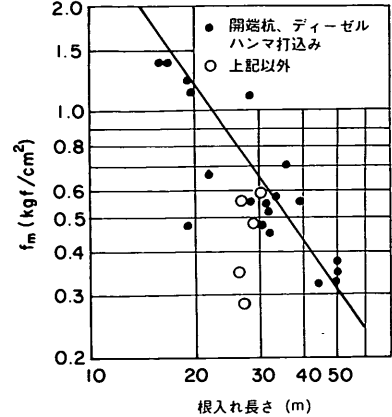


図-3.6 藤田による杭の根入れ長さ f_m との関係 (沢口, 1971)

最後に、沢口の方法では、計算上最も重要な地盤の定数 C_s 、 f_m 及び k_s の値を決めるのに、 C_s 及び f_m については藤田(1970)の図(図-3.5及び図-3.6)を与え、 k_s についてはTerzaghi(1955)の関係を参照している。

3.2 沢口の方法を拡張した方法

以上に述べた沢口の方法を一般化し、計算を複雑にする杭の弾性圧縮量を無視することにより簡略化した近似計算法を、以下に説明する。一般化の内容は、杭上部の周面摩擦に弾塑性関係(沢口の方法における第一の関係及び第二の関係)を仮定することに加えて、杭先端の周面摩擦に弾塑性関係及び杭先端の地盤反力にも弾塑性関係を仮定することである(図-3.7参照)。また簡略化の内容は、沢口の方法においても第一及び第二の関係をを用いた実用式を得るのに行われたように、杭の弾性圧縮量を無視し、さらに見やすい無次元量表示により定式化することである。

3.1の沢口の計算法と比べる意味で、本方法における仮定を列挙すると以下のとおりである。

- 1) 杭が周辺地盤から受ける摩擦力と相対変位との間には弾塑性的関係がある。
- 2) 弾性状態の摩擦係数は次式により与えられる(吉田他, 1977)。

$$C_s = \left(\frac{q_u}{2}\right)^{1.3} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (3.40)$$

- 3) 塑性状態の摩擦力は $q_u/2$ とする。

$$f_m = \frac{q_u}{2} \quad (\text{kgf/cm}^2 \text{ または } \text{tf/m}^2) \quad (3.41)$$

- 4) 以上の定数は深さに対して一定とする。

- 5) 杭先端における貫入抵抗と貫入量の間には弾塑性的関係がある。
- 6) 弾性状態の先端抵抗係数は次式により与えられる(吉田他, 1977)。

$$k_s = 0.4 \bar{N}^{-1.5} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (3.42)$$

- 7) 塑性状態の極限先端抵抗力は次式により与えられる(道路橋示方書, 1980)。

$$q_d = 30 \bar{N} \quad (\text{tf/m}^2) \quad (3.43)$$

ここで、

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (3.44)$$

N_1 : 杭先端位置の N

\bar{N}_2 : 杭先端から上方へ $4 \times$ (杭径)の範囲における平均 N 値

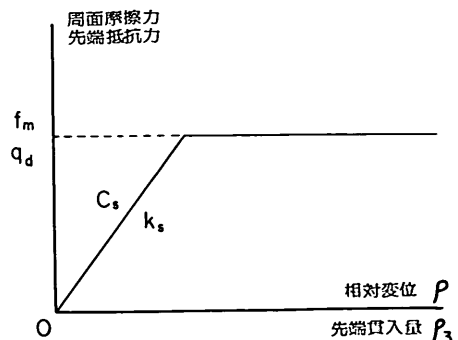


図-3.7 周面摩擦力と先端抵抗力の弾塑性

- 8) 開端杭の場合も、杭先端は完全閉塞状態であるとす。しかし、閉塞率を k_s あるいは q_d の考慮により評価できれば、不完全な閉塞状態も検討できる。
- 9) 地盤の沈下量は、深さに対して直線的に変化する。
- 10) 杭の弾性圧縮量は無視する。

なお沢口の方法は、それと明示していないが、どちらかという全応力の考え方に結びつく方法である。ここに提案する方法でも、沢口の方法の同一線上のやり方を採用することは可能であるが、ここでは簡明に全応力の考え方を採ることとする。仮定の3)に示されるとおりである。

この方法に関して特徴的な点を箇条書きにすると以下のとおりである。

1. この方法は、圧密沈下層を一層系と仮定した手軽な近似計算法で、手で簡単に計算できることを特徴とする。
2. 単純化してあるので、計算途中に出てくる無次元量の物理的意味が明白であり、また、その無次元量によって構成される式の構造及び意味がとらえやすい。
3. 手軽な方法であるにもかかわらず、設計上重要な問題である中立点の位置を計算できる。
4. 各種設計基準に取り入れられている全応力法そして Bjerrum 等の有効応力法では、地盤のせん断応力を Full Mobilize させており、Partial Mobilization が考慮できない。しかし、この方法では、弾塑性関係としてこれが考慮できる。
5. 佐藤の方法(1974)、吉田等の方法(1977)では重要な杭の圧縮量を考慮して計算が面倒になっている。
6. Terzaghi (1955)による k_s の提案値が有名であるが、これは目途となる範囲を示したに過ぎず、本方法への適用は難しい。

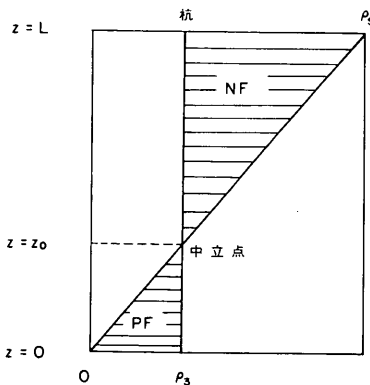


図-3.8 杭と地盤の相対変位量と周面摩擦との関係

7. C_s , k_s の推定が困難であるが、数多くの精密な載荷試験データを解析することにより、将来は可能になると考えられる。今回は吉田等(1977)のデータを用いた。 f_m 及び q_d の推定は、杭の支持力に関する技術が利用できるため、比較的容易である。

以上の方法を実際に数式化する準備として、まず沈下量と先端抵抗の表現について次に検討する。地盤の沈下量を三角形分布と仮定し、杭の弾性圧縮量を無視するから、図-3.8に従って杭と周囲地盤の相対変位量は、

$$\rho = \frac{\rho_s}{L} z - \rho_3 \quad (3.45)$$

となる。ここで、

- ρ : 杭と周囲地盤の相対変位量(m)
- ρ_s : 圧密沈下層の圧縮量、普通は地表面沈下量(m)
- L : 杭の圧密沈下地盤中の長さ(m)
- z : 杭先端または支持地盤面を原点とし鉛直上向きにとった座標
- ρ_3 : 杭先端の貫入量(m)

中立点の位置は、

$$\frac{z_0}{L} = \frac{\rho_3}{\rho_s} \quad (3.46)$$

したがって、

$$\rho = \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) \quad (3.47)$$

と表される。以上の点は沢口の方法と同じである。

先端抵抗が弾性域にある場合をAの状態、塑性域にある状態をBの状態とする。

Aの状態では、

$$(\text{先端抵抗}) = A' k_s \rho_3 \quad (3.48)$$

ここで、 A' : 杭の閉鎖面積 (m^2)

ρ_3 : 杭先端の地盤への貫入量 (m)

$$k_s : 0.4 \bar{N}^{1.5} (\text{kgf/cm}^3) \\ = 400 \bar{N}^{1.5} (\text{tf/m}^3)$$

Bの状態では、

$$(\text{先端抵抗}) = A' q_d \quad (3.49)$$

Aは沢口の方法において考えられている状態であるが、Bの状態はここで提案するものである。

開端杭の不完全閉塞の場合を、 k_s または q_d の考慮により検討することは可能であるが、先端が完全に閉塞しているか不完全にしか閉塞していないかということよりも、排土杭(Displacement Pile)と非排土杭(Non-displacement Pile)の違い(土質調査法, 1982)の

方が重要ではないかと思われる。すなわち、場所打ち杭のような非排土杭では、打ち込み杭のような排土杭に比べて、先端抵抗も相当低下すると考えられる。ここでは、これらの評価を行うことは目的でない。非排土杭の場合であれ、開端杭の不完全閉塞の場合であれ、 k_s や q_d の低減により評価することは原理的に可能と思われる。そのような意味も含めて、評価された k_s や q_d を使った計算法の提案及び計算法の検討が、本論の目的である。

a) 周面摩擦力の状態による場合分け

周面摩擦力の状態によって、Case I ~ IV に分類する。

Case I (図-3.9(a))

負領域においても正領域においても周面摩擦力が極限值に達していない状態で、地盤沈下量が小さい場合に対応する。力の釣合い式は次のとおりである。

$$W + \psi \int_{z_0}^L C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz = \psi \int_0^{z_0} C_s \frac{\rho_s}{L} (z_0 - z) dz + R \quad (3.50)$$

- ここで、
 W : 杭頭鉛直荷重 (tf)
 ψ : 杭の周長 (m)
 L : 杭の長さ (m)
 ρ_s : 地表面沈下量 (m)
 z : 杭先端を原点とし鉛直上向きにとった座標
 z_0 : 中立点の位置 (m)
 R : 杭の先端抵抗 (tf, A状態では $A' k_s \rho_3$, B状態では $A' q_d$)
 f_m : 周面摩擦力の最大値 (tf/m²)

この力の釣り合い式からもわかるように、沢口の方法を簡略化した形のこの計算法において、沈下量を含む概念としての相対変位量 ρ は、沢口の方法における杭の初期沈下量 ρ_0 を無視あるいは暗に含んだものである。すなわち、ここでは、上部構造物からの荷重 W による杭の沈下量は、ネガティブフリクションが作用した段階での最終的釣合い状態としての相対変位量 (図-3.8参照)、すなわち、ここにおける ρ に含まれていると考えることができる。このことはCase Iだけでなく、Case I ~ IVのすべてについてあてはまる。しかし形の上では、沢口の実用式(3.17) ~ (3.22)及び(3.34) ~ (3.39)において $\rho_0 = 0$ とおいたものが、以下に述べる簡略式に一致する。

式(3.50)を変形して、

$$W + \psi LC_s \rho_s \cdot \frac{1}{2} \left(1 - \frac{z_0}{L}\right)^2$$

$$= \psi LC_s \rho_s \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{z_0}{L}\right)^2 + R$$

$\psi L f_m$ で割って無次元化する。

$$\frac{W}{\psi L f_m} + \frac{C_s \rho_s}{f_m} \cdot \frac{1}{2} \left(1 - \frac{z_0}{L}\right)^2 = \frac{C_s \rho_s}{f_m} \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{z_0}{L}\right)^2 + \frac{R}{\psi L f_m}$$

無次元量の表記を次のように改めると、

$$\frac{W}{\psi L f_m} = w \quad (3.51)$$

$$\frac{C_s \rho_s}{f_m} = c \quad (3.52)$$

$$\frac{z_0}{L} = \zeta_0 \quad (3.53)$$

$$\frac{R}{\psi L f_m} = r \quad (3.54)$$

$$w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 = \frac{c}{2} \zeta_0^2 + r \quad (3.55)$$

ここで、これらの無次元量の意味を考えてみる。まず、 $\psi L f_m$ は最大周面摩擦強度の杭周全長にわたっての合力であるから、これを力の基準値として、 W はそれに対する杭頭荷重の割合、すなわち無次元化した上の議論における杭頭荷重を表す。次に c は、Case I の $C_s \rho_s \leq f_m$ の場合では摩擦力のモービライズの程度を表している。 ζ_0 は杭長を基準とした時の中立点の位置を表し、 r は w の場合と同じように、 $\psi L f_m$ を力の基準値とした先端抵抗を表している。

以上の意味を考えると、式(3.55)において左辺第2項は、図-3.9(a)においてネガティブの部分の摩擦力の合計を、右辺第1項はポジティブの部分の摩擦力の合計を表していることがわかる。例えば、杭先端の摩擦強度の無次元量は、

$$c \zeta_0 = \frac{C_s \rho_s}{f_m} \frac{z_0}{L}$$

で、図-3.9(a)においては横軸の基準値が f_m だから、図-3.9(a)に示した $C_s (\rho_s/L) z_0$ となるのである。

A状態の場合では先端抵抗は弾性範囲にあり、次式によって表される。

$$R = A' k_s \rho_3 \quad (3.48)$$

$$\rho_3 = \frac{\rho_s}{L} z_0 = \rho_s \zeta_0 \quad (3.56)$$

だから、

$$R = A' k_s \rho_s \zeta_0 \quad (3.57)$$

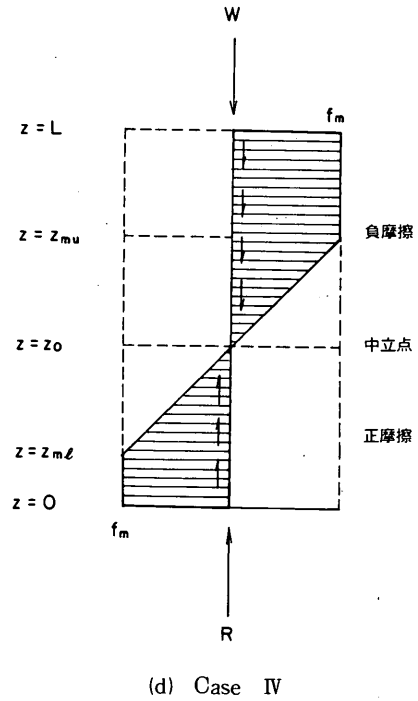
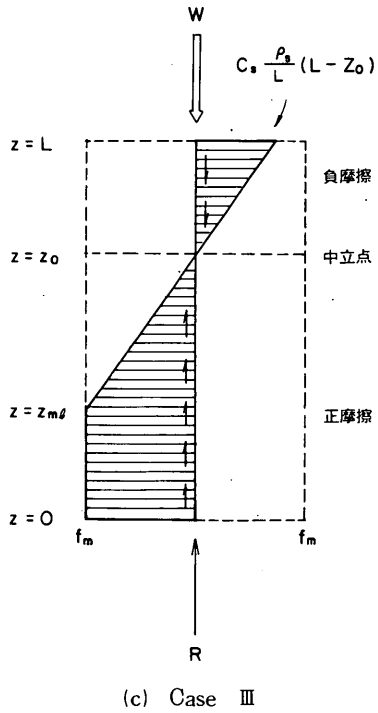
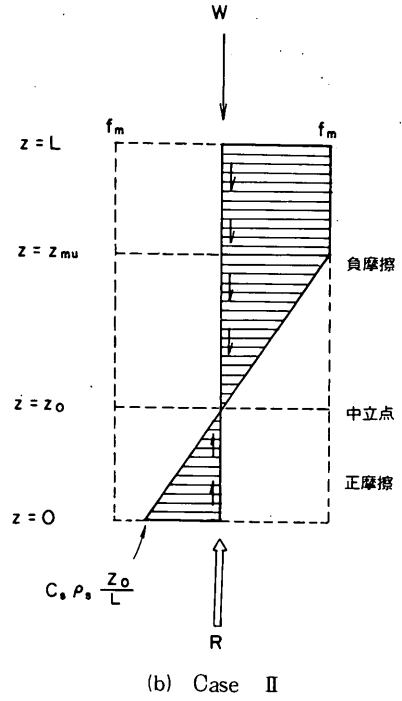
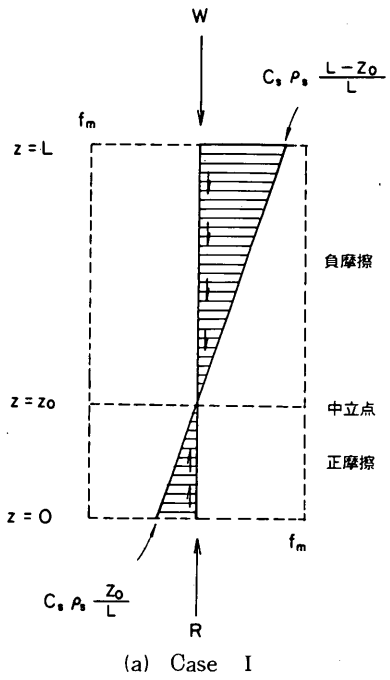


図-3.9 周面摩擦の発生状態による場合分け

$$r = \frac{A' k_s \rho_s}{\psi L f_m} \zeta_0 = d \zeta_0 \quad (3.58)$$

ここで、

$$d = \frac{A' k_s \rho_s}{\psi L f_m} \quad (3.59)$$

したがって、

$$w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 = \frac{c}{2} \zeta_0^2 + d \zeta_0 \quad (3.60)$$

を ζ_0 について解くと、

$$\zeta_0 = \frac{\frac{c}{2} + w}{\frac{c}{2} + d} \quad (3.61)$$

これがCase I A に対する中立点位置の表式である。

B状態の場合は先端抵抗が飽和しており、次式により表される。

$$R = A' q_d \quad (3.49)$$

だから、

$$r = \frac{A' q_d}{\psi L f_m} = d' \quad (3.62)$$

したがって、

$$w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 = \frac{c}{2} \zeta_0^2 + d' \quad (3.63)$$

これを ζ_0 について解く。

$$c \zeta_0 = \frac{c}{2} - d' + w \quad (3.64)$$

これがCase I B に対する中立点位置の表式である。

ここで、新たな無次元量、 d, d' の意味について考えておく。 d は弾性状態において貫入量を ρ_s とした時の先端抵抗の力の基準値 $\psi L f_m$ に対する割合である。したがってこれは $d \zeta_0$ として貫入量が ρ_s でなく実際の $\rho_s \zeta_0$ であるとした計算により r が意味されることになる。 d' は飽和した先端抵抗 $A' q_d$ の力の基準値 $\psi L f_m$ に対する割合である。

軸方向応力 σ_z は、杭の断面積を A として、

$$\begin{aligned} A \sigma_z &= W + \psi \int_z^L C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz \\ &= W + \psi C_s \frac{\rho_s}{L} (L - z) \left(\frac{L + z}{2} - z_0 \right) \end{aligned} \quad (3.65)$$

$\psi L f_m$ で割って無次元化する。

$$\frac{A \sigma_z}{\psi L f_m} = \frac{W}{\psi L f_m} + \frac{C_s \rho_s}{f_m} \left(1 - \frac{z}{L} \right) \left(\frac{1 + \frac{z}{L}}{2} - \frac{z_0}{L} \right)$$

無次元量の表記を次のように改めて、

$$\frac{A \sigma_z}{\psi L f_m} = e_z \quad (3.66)$$

$$\frac{W}{\psi L f_m} = w \quad (3.51)$$

$$\frac{C_s \rho_s}{f_m} = c \quad (3.52)$$

$$\frac{z}{L} = \zeta \quad (3.67)$$

$$\frac{z_0}{L} = \zeta_0 \quad (3.53)$$

$$e_z = w + \frac{c}{2} (1 - \zeta) (1 + \zeta - 2 \zeta_0) \quad (3.68)$$

これがCase I の軸力を求める式であり、これはA状態、B状態に共通である。

ここで新たに登場した無次元量の意味を考えておくと、 e_z は任意の深さにおける軸力 $A \sigma_z$ の力の基準値 $\psi L f_m$ に対する割合、 ζ は杭長 L を基準とした深さである。この e_z の式も、図-3.9(a)に表示されたこの場合三角形分布の周面摩擦力分布を、上から面積的に任意の深さ z まで積分することによって得られる。

特別な値として、

中立点での軸力 ($\zeta = \zeta_0$)

$$e_{z_0} = w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 \quad (3.69)$$

杭先端での軸力 ($\zeta = 0$)

$$e_0 = w + \frac{c}{2} (1 - 2 \zeta_0) = r \quad (3.70)$$

杭の貫入量 (これは以後のすべての場合に共通)

$$\rho_s = \rho_s \zeta_0 \quad (3.56)$$

Case II (図-3.9(b))

負領域において周面摩擦力が極限值に達し、正領域では達していない状態で、支持地盤が強固な場合に対応する。力の釣合い式は次のとおりである。

$$\begin{aligned} W + \psi (L - z_{mu}) f_m + \psi \int_{z_0}^{z_{mu}} C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz \\ = \psi \int_0^{z_0} C_s \frac{\rho_s}{L} (z_0 - z) dz + R \end{aligned} \quad (3.71)$$

ここで、 z_{mu} : 自摩擦力の塑性領域の最下端の位置 (m)

$$C_s \frac{\rho_s}{L} (z_{mu} - z_0) = f_m \quad (3.72)$$

だから、

$$\frac{z_{mu}}{L} - \frac{z_0}{L} = \frac{f_m}{C_s \rho_s}$$

$$\frac{z_{mu}}{L} = \zeta_{mu} \quad (3.73)$$

とすれば、

$$\zeta_{mu} = \zeta_0 + \frac{1}{c} \quad (3.74)$$

前と同様にして基本式を無次元化すれば、

$$w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} = \frac{c}{2} \zeta_0^2 + r \quad (3.75)$$

A状態: $R = A' k_s \rho_3$ ($r = d\zeta_0$)

$$c\zeta_0 = \sqrt{d^2 + 2d + 2c(1+w)} - (1+d) \quad (3.76)$$

これがCase II Aの中立点の表式である。

B状態: $R = A' q_d$ ($r = d'$)

$$c\zeta_0 = \sqrt{2c(1-d'+w)} - 1 \quad (3.77)$$

これがCase II Bの中立点の表式である。

軸力 $A\sigma_z$ は $L \geq z \geq z_{mu}$ と $z_{mu} > z \geq 0$ の二つの場合に分けて計算される。

$L \geq z \geq z_{mu}$ の場合

$$A\sigma_z = W + \psi(L-z)f_m \quad (3.78)$$

無次元化して、

$$e_z = w + 1 - \zeta \quad (3.79)$$

$z_{mu} > z \geq 0$ の場合

$$A\sigma_z = W + \psi(L - z_{mu})f_m + \psi \int_z^{z_{mu}} C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz \quad (3.80)$$

これを整理して無次元化すると、

$$e_z = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} - \frac{c}{2} (\zeta - \zeta_0)^2 \quad (3.81)$$

これがCase II の軸力を求める式である。

特別な値として、

上の塑性境界点 ($z = z_{mu}$) での軸力

$$e_{z_{mu}} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{c} \quad (3.82)$$

中立点での軸力

$$e_{z_0} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} \quad (3.83)$$

杭先端での軸力

$$e_0 = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} - \frac{c}{2} \zeta_0^2 \quad (3.84)$$

= r

Case III (図-3.9(c))

正領域において周面摩擦力が極限值に達し、負領域では達していない状態で、杭頭荷重が大きい場合に対応する。力の釣合い式は次のとおりである。

$$W + \psi \int_{z_0}^L C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz = \psi \int_{z_{ml}}^{z_0} C_s \frac{\rho_s}{L} (z_0 - z) dz + \psi z_{ml} f_m + R \quad (3.85)$$

ここで、 z_{ml} : 正摩擦力の塑性領域の最上端の位置(m)

$$C_s \frac{\rho_s}{L} (z_0 - z_{ml}) = f_m \quad (3.86)$$

だから、

$$\frac{z_0}{L} - \frac{z_{ml}}{L} = \frac{f_m}{C_s \rho_s} \quad (3.87)$$

とすれば、

$$\zeta_{ml} = \zeta_0 - \frac{1}{c} \quad (3.88)$$

前と同様にして基本式を無次元化すれば、

$$w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 = \zeta_0 - \frac{1}{2c} + r \quad (3.89)$$

A状態: $R = A' k_s \rho_3$ ($r = d\zeta_0$)

$$c\zeta_0 = 1 + c + d - \sqrt{d^2 + 2d + 2c(1+d-w)} \quad (3.90)$$

これがCase III Aの中立点の表式である。

B状態: $R = A' q_d$ ($r = d'$)

$$c\zeta_0 = 1 + c - \sqrt{2c(1+d'-w)} \quad (3.91)$$

これがCase III Bの中立点の表式である。

軸力 $A\sigma_z$ は $L \geq z \geq z_{ml}$ と $z_{ml} > z \geq 0$ の二つの場合に分けて計算される。

$L \geq z \geq z_{ml}$ の場合

$$A\sigma_z = W + \psi \int_z^L C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz \quad (3.65)$$

無次元化して、

$$e_z = w + \frac{c}{2} (1 - \zeta) (1 + \zeta - 2\zeta_0) \quad (3.68)$$

これはCase Iと同じである。

$z_{ml} > z \geq 0$ の場合

$$A\sigma_z = W + \psi \int_{z_{ml}}^L C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz - \psi (z_{ml} - z) f_m \quad (3.92)$$

これを整理して無次元化すれば、

$$e_z = w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 - \zeta_0 + \frac{1}{2c} + \zeta \quad (3.93)$$

$$= r + \zeta \quad (3.94)$$

これがCase IIIの軸力を求める式である。

特別な値として、
中立点での軸力

$$e_{z_0} = w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 \quad (3.95)$$

下の塑性境界点 ($z = z_{ml}$) での軸力

$$e_{z_{ml}} = w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 - \frac{1}{2c} \quad (3.96)$$

$$= r + \zeta_0 - \frac{1}{c} \quad (3.96)$$

抗先端での軸力

$$e_0 = w + \frac{c}{2} (1 - \zeta_0)^2 - \zeta_0 + \frac{1}{2c} \quad (3.97)$$

$$= r$$

Case IV (図-3.9(d))

負領域においても正領域においても周面摩擦力が極限值に達している状態で、地盤沈下量が多い場合に対応する。力の釣合式は次のとおりである。

$$W + \psi (L - z_{mu}) f_m + \psi \int_{z_0}^{z_{mu}} C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz = \psi \int_{z_{ml}}^{z_0} C_s \frac{\rho_s}{L} (z_0 - z) dz + \psi z_{ml} f_m + R \quad (3.98)$$

ここで前と同じく、

$$\zeta_{mu} = \zeta_0 + \frac{1}{c} \quad (3.74)$$

$$\zeta_{ml} = \zeta_0 - \frac{1}{c} \quad (3.88)$$

前と同様にして基本式を無次元化すれば、

$$w + 1 - \zeta_0 = \zeta_0 + r \quad (3.99)$$

A状態: $R = A' k_s \rho_3$ ($r = d \zeta_0$)

$$\zeta_0 = \frac{1 + w}{2 + d} \quad (3.100)$$

これがCase IV Aの中立点の表式である。

B状態: $R = A' q_d$ ($r = d'$)

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) \quad (3.101)$$

これがCase IV Bの中立点の表式である。

軸力 $A\sigma_z$ は $L \geq z \geq z_{mu}$, $z_{mu} > z \geq z_{ml}$, $z_{ml} > z \geq 0$ の三つの場合に分けて計算される。

$L \geq z \geq z_{mu}$ の場合

$$A\sigma_z = W + \psi (L - z) f_m \quad (3.78)$$

無次元化して、

$$e_z = w + 1 - \zeta \quad (3.79)$$

$z_{mu} > z \geq z_{ml}$ の場合

$$A\sigma_z = W + \psi (L - z_{mu}) f_m + \psi \int_z^{z_{mu}} C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz \quad (3.80)$$

無次元化して、

$$e_z = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} - \frac{c}{2} (\zeta - \zeta_0)^2 \quad (3.81)$$

$z_{ml} > z \geq 0$ の場合

$$A\sigma_z = W + \psi (L - z_{mu}) f_m + \psi \int_{z_{ml}}^{z_{mu}} C_s \frac{\rho_s}{L} (z - z_0) dz - \psi (z_{ml} - z) f_m \quad (3.102)$$

無次元化して、

$$e_z = w + 1 - 2\zeta_0 + \zeta \quad (3.103)$$

$$= r + \zeta \quad (3.94)$$

特別な値として、

上の塑性境界点 ($z = z_{mu}$) での軸力

$$e_{z_{mu}} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{c} \quad (3.82)$$

中立点での軸力

$$e_{z_0} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} \quad (3.83)$$

下の塑性境界点 ($z = z_{ml}$) での軸力

$$e_{zml} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{c} = e_{zmu} = r + \zeta_0 - \frac{1}{c} \quad (3.104)$$

杭先端での軸力

$$e_0 = w + 1 - 2\zeta_0 = r \quad (3.105)$$

これまでの説明の要点を表一 3.1 にまとめる。

b) 計算の手順

以下に計算の手順を箇条書きにする。

i) 諸定数の計算, 計算のための無次元量の算出

1. 杭の諸元, ψ , L (圧密沈下層中の杭長), A , A' を求める。
2. 圧密沈下層を一層と考え, 平均的な一軸圧縮強度 q_u を求める。この時, ネガティブフリクションの計算においては, 下の方の正摩擦よりも上の方の負摩擦の方が重要であり, さらに普通は, 中立点の近傍に対して C_s により与えられる摩擦力よりも, f_m により与えられる極限摩擦力の方が重要なので, 概略予想される中立点よりもさらに上方の q_u 分布を中心に, 平均的な q_u 値を求めるのがよい。

得られた q_u 値 (kgf/m^2) から, C_s , f_m を次式により求める。

$$C_s (\text{kgf}/\text{cm}^3) = \left(\frac{q_u}{2} \right)^{1.3} \quad (3.40)$$

$$f_m (\text{kgf}/\text{cm}^2) = \frac{q_u}{2} \quad (3.41)$$

計算の便宜上, C_s , f_m 共に tf/m 単位に直しておく ($C_s \times 1000$, $f_m \times 10$)。

3. 杭先端地盤 (一般には支持地盤) の \bar{N} 値を道路橋示方書 (1980) の方法に従って推定する。

$$\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (3.44)$$

ここで, N_1 : 杭先端位置の N 値

\bar{N}_2 : 杭先端から上方へ $4D$ の範囲における平均 N 値

得られた \bar{N} 値から, k_s , q_d を次式により求める。

$$k_s (\text{kgf}/\text{cm}^3) = 0.4 \bar{N}^{1.5} \quad (3.42)$$

$$q_d (\text{tf}/\text{m}^2) = 30 \bar{N} \quad (3.43)$$

計算の便宜上, k_s を tf/m 単位に直しておく ($k_s \times 1000$)。

4. 地表面の沈下量 ρ_s (m) を圧密沈下計算等により推定する。

5. 以上に求めた諸数値により, 計算のために必要な無次元量を次式により算出する。

$$c = \frac{C_s \rho_s}{f_m} \quad (3.52)$$

$$d = \frac{A' k_s \rho_s}{\psi L f_m} \quad (3.59)$$

$$d' = \frac{A' q_d}{\psi L f_m} \quad (3.62)$$

$$w = \frac{W}{\psi L f_m} \quad (3.51)$$

見やすいように, 他の無次元量の表式も再掲しておく。

$$\zeta = \frac{z}{L} \quad (3.67)$$

$$\zeta_0 = \frac{z_0}{L} \quad (3.53)$$

$$\zeta_{mu} = \frac{z_{mu}}{L} \quad (3.73)$$

$$\zeta_{ml} = \frac{z_{ml}}{L} \quad (3.87)$$

$$r = \frac{R}{\psi L f_m} \quad (3.54)$$

$$R = A' k_s \rho_s \zeta_0 \quad : \text{A 状態} \quad (3.57)$$

$$R = A' q_d \quad : \text{B 状態} \quad (3.49)$$

$$e_z = \frac{A \sigma_z}{\psi L f_m} \quad (3.66)$$

$$e_{zmu} = \frac{A \sigma_{zmu}}{\psi L f_m} \quad (3.106)$$

$$e_{zml} = \frac{A \sigma_{zml}}{\psi L f_m} \quad (3.107)$$

$$e_{z0} = \frac{A \sigma_{z0}}{\psi L f_m} \quad (3.108)$$

$$e_0 = \frac{A \sigma_0}{\psi L f_m} \quad (3.109)$$

ii) ネガティブフリクションの計算

6. ネガティブフリクションの検討を行う場合, 最も例が多いのは, 沈下量が多い場合に対応する Case IV である。Case IV の中でも, 先端地盤反力も飽和した Case IV B が最も多い。したがってまず, Case IV B に対応する ζ_0 を求める。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) \quad (3.101)$$

7. Case IV で A 状態か B 状態か調べる。

それには q_d と $k_s \rho_s (= k_s \rho_s \zeta_0)$ の大小関係を見

表-3.1 提案法のまとめ

Case I (Case I A)は (穴口の第1の関係)	Case II (Case II A)は (穴口の第2の関係)	Case III	Case IV
<p>A : $\zeta_0 = \frac{c/2 + w}{c+d}$</p> <p>B : $c\zeta_0 = \frac{c}{2} - d' + w$</p>	<p>A : $c\zeta_0 = \sqrt{d^2 + 2d + 2c(1+w)} - (1+d)$</p> <p>B : $c\zeta_0 = \sqrt{2c(1-d'+w)} - 1$</p>	<p>A : $c\zeta_0 = 1 + c + d - \sqrt{d^2 + 2d + 2c(1+d-w)}$</p> <p>B : $c\zeta_0 = 1 + c - \sqrt{2c(1+d'-w)}$</p>	<p>A : $\zeta_0 = \frac{1+w}{c+d'}$</p> <p>B : $\zeta_0 = \frac{1}{2} (1-d'+w)$</p>
<p>$e_s = w + \frac{c}{2} (1-\zeta) (1+\zeta-2\zeta_0)$</p>	<p>$L \geq z \geq z_{mu}$:</p> <p>$e_s = w + 1 - \zeta$</p> <p>$z_{mu} > z \geq 0$:</p> <p>$e_s = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} - \frac{c}{2} (\zeta - \zeta_0)^2$</p>	<p>$L \geq z \geq z_{ml}$:</p> <p>$e_s = w + \frac{c}{2} (1-\zeta) (1+\zeta-2\zeta_0)$</p> <p>$z_{ml} > z \geq 0$:</p> <p>$e_s = w + \frac{c}{2} (1-\zeta_0)^2 - \zeta_0 + \frac{1}{2c} + \zeta = r + \zeta$</p>	<p>$L \geq z \geq z_{mu}$:</p> <p>$e_s = w + 1 - \zeta$</p> <p>$z_{mu} > z \geq z_{ml}$:</p> <p>$e_s = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} - \frac{c}{2} (\zeta - \zeta_0)^2$</p> <p>$z_{ml} > z \geq 0$:</p> <p>$e_s = w + 1 - 2\zeta_0 + \zeta = r + \zeta$</p>
<p>$e_{s0} = w + \frac{c}{2} (1-\zeta_0)^2$</p> <p>$e_0 = w + \frac{c}{2} (1-2\zeta_0) = r$</p> <p>$\rho_3 = \rho_s \zeta_0$</p>	<p>$e_{s_{mu}} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{c}$</p> <p>$e_{s0} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c}$</p> <p>$e_0 = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c} - \frac{c}{2} \zeta_0^2 = r$</p> <p>$\rho_3 = \rho_s \zeta_0$</p>	<p>$e_{s0} = w + \frac{c}{2} (1-\zeta_0)^2$</p> <p>$e_{s_{ml}} = w + \frac{c}{2} (1-\zeta_0)^2 - \frac{1}{2c} = r + \zeta_0 - \frac{1}{c}$</p> <p>$e_0 = w + \frac{c}{2} (1-\zeta_0)^2 - \zeta_0 + \frac{1}{2c} = r$</p> <p>$\rho_3 = \rho_s \zeta_0$</p>	<p>$e_{s_{mu}} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{c}$</p> <p>$e_{s0} = w + 1 - \zeta_0 - \frac{1}{2c}$</p> <p>$e_{s_{ml}} = e_{s_{mu}} = r + \zeta_0 - \frac{1}{c}$</p> <p>$e_0 = w + 1 - 2\zeta_0 = r$</p> <p>$\rho_3 = \rho_s \zeta_0$</p>

る（実際には、 $q_d/k_s \rho_s$ と ζ_0 の比較が便利）。

$q_d \leq k_s \rho_s \zeta_0$ ならB状態

$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$ ならA状態

もしA状態であった場合は ζ_0 を計算し直す。

$$\zeta_0 = \frac{1+w}{2+d} \quad (3.100)$$

A状態に対応する ζ_0 の式とB状態に対応する ζ_0 の式とは $q_d = k_s \rho_s \zeta_0$ の場合等しくなるので、B状態に対応する ζ_0 の式による判定は、実際がA状態であっても変わらない。このことは、全Caseを通じて言える。

$$8. \quad \zeta_{mu} = \zeta_0 + \frac{1}{c} \quad (3.74)$$

$$\zeta_{mi} = \zeta_0 - \frac{1}{c} \quad (3.88)$$

を計算し、これにより、適合するCaseを判定する。

$1 \geq \zeta_{mu}$, $\zeta_{mi} \geq 0$ ならばCase IVと確定する。

$\zeta_{mu} > 1$, $\zeta_{mi} \geq 0$ ならばCase IIIの可能性が強い。

$1 \geq \zeta_{mu}$, $0 > \zeta_{mi}$ ならばCase IIの可能性が強い。

$\zeta_{mu} > 1$, $0 > \zeta_{mi}$ ならばCase Iの可能性が強い。

Case IVの ζ_0 による判定だから、Case IV以外は確定しない。

9. 可能性が強いと判定されたそれぞれのCaseで、まず状態Bに対応する ζ_0 を求める。
10. 先端抵抗の状態について、7と同じ判定を行い、A状態かB状態かを調べる。もし、A状態と判定されたら、A状態に対応する ζ_0 を計算する。
11. 9, 10により得られた ζ_0 により8の判定を行う。ここで、Case IVに戻る可能性はないが、さらに別のCaseの可能性が強いとなることはあり得る。その場合には再び9に戻って同じ過程を繰り返す。

12. 以上の計算により、Caseと先端抵抗の状態が確定したら、それに対する式を使って軸力の計算を行う。以上の過程をフローチャートにして示すと、図-3.10のようになる。

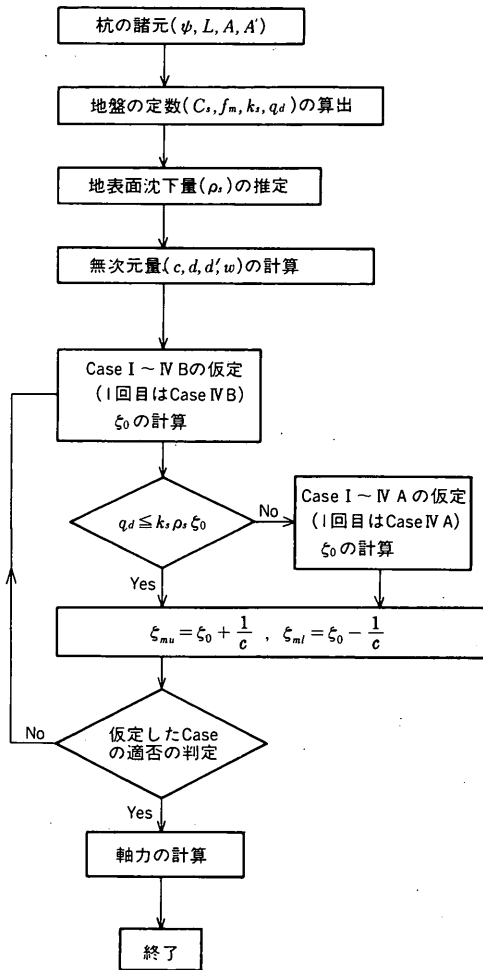


図-3.10 提案計算法のフローチャート

4. ネガティブフリクションに関する室内模型実験による考察

ネガティブフリクションの現象を詳しく調べるとともに、3.に提案した近似計算法の適用性を検討するために、室内模型実験を実施した。

4.1 室内実験の概要

a) 実験装置

用いた実験槽は図-4.1に示すような容器であり、底面には排水口を設けてある。実験地盤は最下層に5 cmの厚さで砂を敷き、その上に繰り返して含水比一定とした粘土を約60 cmの厚さに置き、1年以上静置した。表面の含水比は約140%、粘土表面レベル調整及び粘土層厚調整のために取り除いた表層部10 cm程度の含水比は135%程度であった。そして、粘土層厚を50 cmとした後、その上に3 cmの厚さで砂を敷き両面排水の機構とした。なお、ここに用いた粘土は、横浜港本牧沖にて採取したもので、液性限界103.5%、塑性限界41.9%で、塑性指数が61.6となっており、粘土含有率48.5%に対してシルトは42.3%含まれている。これを繰り返すと

もに貝殻、砂利等の不純物を取り除き調整したものである。

模型杭は図-4.2に示すようなパイプ杭で、外径4.8 cm、長さ60 cmで、肉厚は3 mmである。これの内側に12枚のワイヤストレインゲージが対称の位置に貼付されており、6断面の杭軸ひずみが測定できる。測定法は、パイプ中同じ深さにある二つのワイヤストレインゲージを直列に結び240Ωとして、1ゲージ法とした。こうすることにより、曲げひずみを消去し、軸方向の収縮・伸張のみを取り出すことができる。この模型杭の材質は、硬質塩化ビニールであり、ヤング率は後に行った検定試験の結果、平均で $4.4 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ であった。これには、ワイヤストレインゲージから取り出したリード線がパイプの内壁に貼り付けてあるためばらつきがある。また硬質塩化ビニールを用いた理由は、鋼材等ヤング率の大きい材質では、小さな模型実験であるために大きなひずみ量の期待できないこの実験において、ネガティブフリクションによる杭軸ひずみが過小になってしまうからである。この結果硬質塩化ビニールを用いたこの模型杭は、手に持ったり、立てたりするだけで、明らかな変化が認められるほど、敏感なものとなった。

杭は閉端とし、支持杭と摩擦杭の差が明確に出ることを期した。

b) 実験方法

まず、軟弱な粘土の中に、前述の杭4本を鉛直に押し込んだ。4本のうち2本(P1, P4)は、下に厚さ5 cmで敷いた砂まで達している先端支持杭であり、残りの2

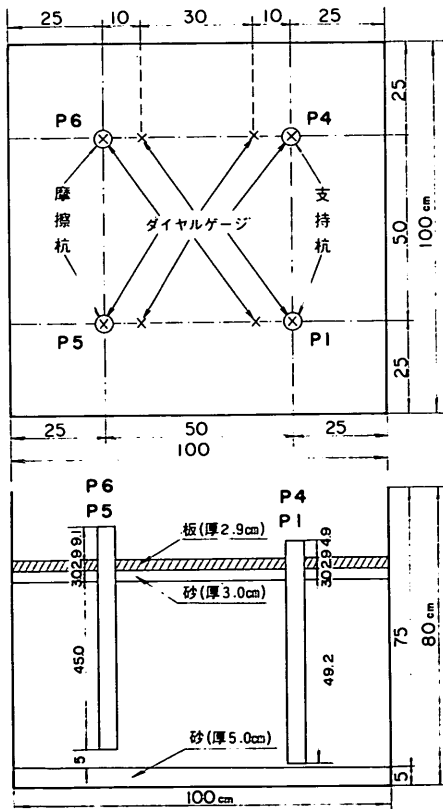


図-4.1 実験槽及び実験地盤

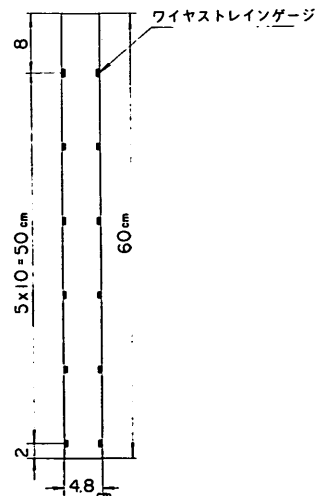


図-4.2 模型杭

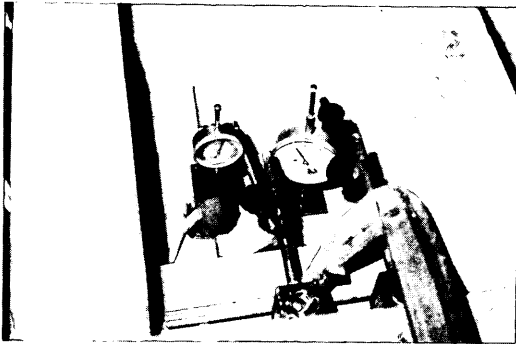


写真-4.1 杭頭および地表面の沈下量測定用ダイヤルゲージ

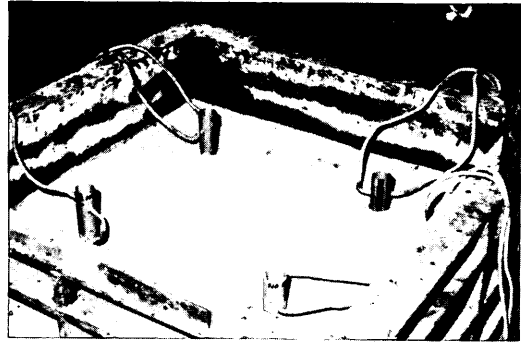


写真-4.2 模型杭が建て込まれた様子

本(P5, P6)は、砂層の上5cmで止っている摩擦杭である。

次に最上層の砂の上に、杭の部分だけ穴を開けた板を表面全体を被うように置き、この上に木枠を組んで、さらにその上に重錐を荷重として載せた。この際の状況は写真-4.1及び写真-4.2に示すとおりである。載せた荷重は1tf、粘土層の断面積は1m²であるので、1tf/m²、または0.1kgf/cm²が圧密荷重としてかかったことになる。こうして両面排水の圧密を行い、3か月に以上の長期にわたって、1日1回の測定を続けた。

これによって得られたデータは、ダイヤルゲージ測定による地盤沈下量と杭頭沈下量、及びワイヤストレインゲージ測定による杭の軸方向ひずみである。

また、ネガティブフリクション実験が終わった後に、荷重を取り除いてから、杭の载荷試験及び引き抜き試験を行った。これは測定が短期であるため、データが正確であり、また周面摩擦という点で似かよった現象を含んでいるため、非常に示唆に富む結果が得られた。その後、杭を引き抜き取り出して、圧縮側载荷により用いたパイプ杭の検定試験を行った。

最後に、杭の引き抜きにより乱されていない部分を選んで、含水比測定とともに、小型ベーン試験機による地盤の強度試験を行った。測定点数は、平面的に4か所、深さ方向には、それぞれ6点である。以後特に断わらないが、この室内実験における地盤の強度としては、最後に実施したベーン試験による非排水せん断強度 c_u を使う。

4.2 室内実験の結果

a) 実験終了後の地盤状態

実験終了後の地盤状態を図-4.3に示す。ネガティブフリクション実験を終了し、载荷試験と引き抜き試験を行った後に、この地盤試験を行うまでには多少の時間が

経っているので、地表面付近では乾燥がかなり進んだものと考えられる。実験地盤の深い所よりも地表面部分で含水比が小さく、ベーン試験により求めた c_u が大きくなっているのはこのためと思われる。地表面付近の強度を考える際には若干の割引きをして考えるべきである。

b) 地盤沈下量と杭頭沈下量

3か月にわたって測定した地盤沈下量と杭頭沈下量のカーブを図-4.4に示す。地盤沈下量は、図-4.1に示した4点の値を平均したものである。杭頭沈下量曲線で、2日目に不連続な点があるのは、地盤沈下がこの点まで進んだ時に、重錐を載せるために組んだ木枠に具合の悪いところが生じ、いったん荷重を除いて木枠を組み直し

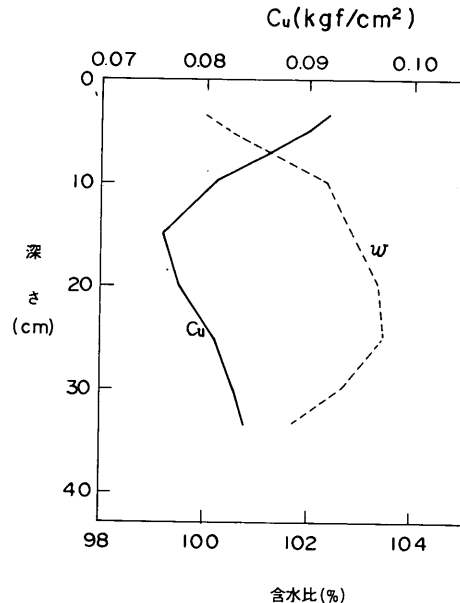


図-4.3 c_u と含水比の分布

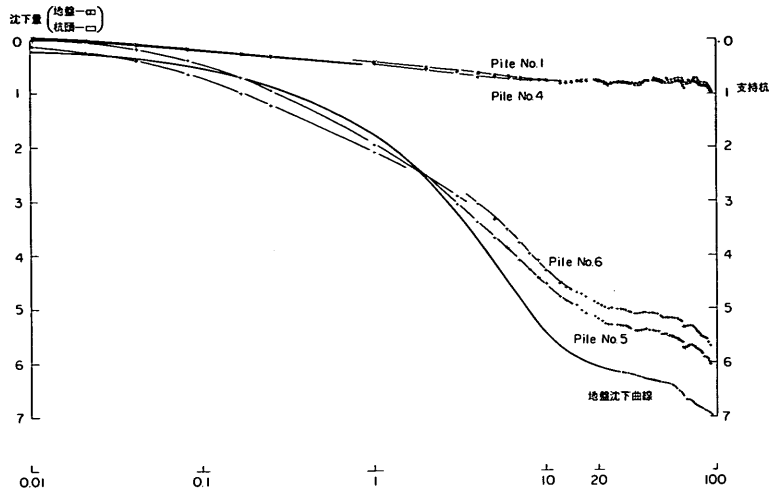


図-4.4 地盤沈下量と杭頭沈下量

ためである。しかし、できる限り迅速に行ったため、地盤沈下量曲線はうまく連続的となった。地盤沈下には影響のない処理であったにもかかわらず、杭頭沈下量曲線には不連続な部分があったこと、すなわちネガティブフリクションには影響を与えてしまったことから、その微妙な性格をうかがうことができる。

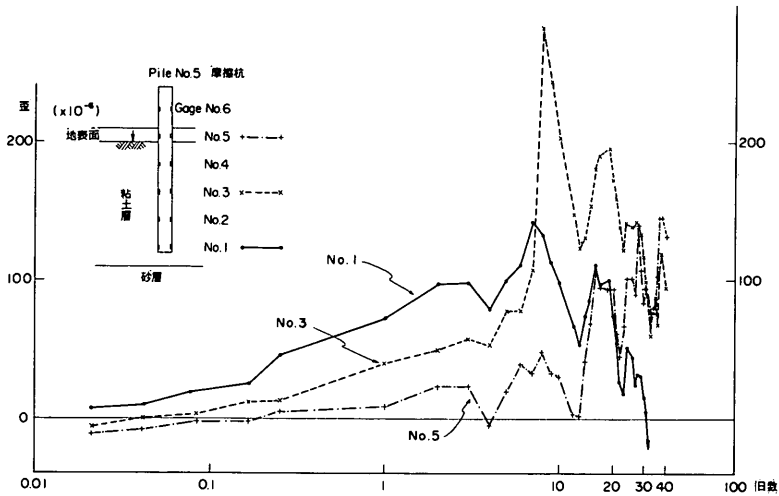
地盤の沈下量を示した曲線からわかるように、10~20日程度で一次圧密は終っており、杭頭沈下量も、スケールが1桁違って示されているが、ほとんど同様の曲線形状を示して沈下している。20日前後で見ると、地盤沈下量が約6 cmで、杭頭沈下量は先端支持杭で約0.09 cm、摩擦杭で約0.5 cmとなっている。先端支持杭の場合、沈下量が小さいのは当然であるが、摩擦杭の方で沈下量が、地盤沈下量の1/12というのは、予想よりもかなり小さかった。

c) 軸ひずみの経日変化

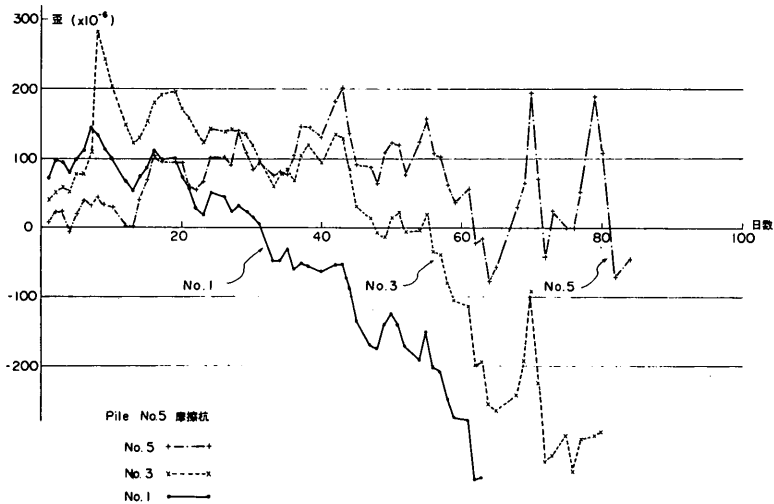
図-4.5(a)に、杭軸ひずみの時間変化の一例(P5摩擦杭)を、沈下量カーブと同じ時間スケールで示す。安定しないグラフとなったが、これを図-4.4と合わせて考えると、沈下が進むにつれて杭軸ひずみも段々大きくなり、一次圧密が終ろうとするあたりで、杭軸ひずみは最大となっている。その後、Gage No.1とGage No.3では減ってきているが、Gage No.5では増加し続けている。このあたりまで沈下が進んでいる時点では、この杭の場合、既にGage No.5は、地表面より上に出ているはずであり、データに問題がある。しかし、次の図-4.5(b)を見ればわかるように、20日を過ぎる頃以降のデータはほとんど使用に耐えないものであり、一次圧密が

終わり、二次圧密の段階でネガティブフリクションがどのような性質を示すかという問題については、このデータからは明らかにし難い。しかし、一般に問題とされているような、盛土による圧密沈下、あるいは地下水位の低下等により発生する程度のネガティブフリクションの問題については、このデータで、一次圧密終了までを対象として解析すれば、一応、十分であると思われる。

このようにひずみ測定の精度が悪かったのは、杭材として硬質塩化ビニールを用いたことによると考えられる。前にも述べたように、ひずみの値を大きくするために、ヤング率の小さな材料を用いた訳であるが、塩化ビニールは熱の不良導体であるために、ワイヤストレインゲージの部分に熱がたまってしまい、ストレインメータの読みが不安定となってしまった。ワイヤストレインゲージは抵抗線であり、測定時には電流が流れるために、熱が発生し、鋼材等であれば直ちに拡散してしまうこの熱が、塩化ビニールの熱不良導性のゆえにたまってしまい、ひずみデータをこのように不安定なものとしたのである。その他、パイプ杭は水密を期したが、施工上無理があり、内部に水が入ったという事態も、想像に難くない。このためワイヤストレインゲージは、コーティングを施してあり、耐水性にはなっているが、水浸状態となればそれでも絶縁が低下し、測定に耐えなくなったことも考えられる。Gage No.6は、いずれの杭においても地上突出部に位置しているもので、本来ならばゼロを示すはずであり、摩擦杭の場合には、Gage No.5も沈下が進むにつれて、地中から出ているはずであって、ゼロとならねばならない。しかるに、ゼロとならないのみならず、摩



(a) 対数目盛り表示



(b) 算術目盛り表示

図-4.5 摩擦杭No. 5の軸方向ひずみ

擦杭において、Gage No. 5とGage No. 6とでも、値は異なっており、修正の根拠を得ることは困難なので、このまま解析することとした。

d) 載荷試験と引き抜き試験における軸力、周面摩擦及び杭の沈下量の分布

次に載荷試験と引き抜き試験を行った。いずれの場合も、最大荷重は30kgf程度としたが、摩擦杭の降伏荷重は20kgf前後であり、支持杭の場合には30kgfまででは降伏荷重が認められなかった。

図-4.6(a)~(d)に、載荷試験と引き抜き試験の結果を示す。軸力は、この杭について後に行った検定試験から、各断面での圧縮に対する剛性(ヤング率×断面積)を求め、ひずみにこれに乗じて求めた。したがって、軸力とひずみの分布はほとんど同じである。周面摩擦力は、軸力の微分を杭の周長で割ることにより求められる。沈下量は、ダイヤルゲージによって得た杭頭沈下量を初期値とし、ひずみを積分して得られる。積分は台形公式を用い、微分は差をとって中点の値としたのであるが、図に

見るとおり、微分の精度はあまりよくない。しかし、ある程度の傾向はつかめるであろう。

軸力について見れば、この時には圧密が終っており、Gage No. 5 と Gage No. 6 とは地上に出ているはずであって、軸力はこの 2 点で上載荷重に一致するはずである。しかし、図に見るとおり誤差を生じており、このように明らかに修正すべきものは適宜修正した。P 1 と P 4 では、No. 1 の Gage が死んでしまって、値が得られていない。摩擦杭の場合には軸力分布形状が同じであり、支持杭でも引き抜きの場合には同様の分布形をしているのに対して、支持杭の載荷の場合には明らかな違いが認められる。深さに対して軸力の変化が小さいのは、上載荷重が周面摩擦で受けもたれる前に先端支持力で支えら

れ、軸力すなわち軸ひずみが一定に近くなるのであろう。

周面摩擦力分布では、微分演算が入っているために、精度がさらに悪くなっているが、一応の傾向は読みとれる。地表面付近では、引き抜きと載荷の間の違いが見られる。すなわち、引き抜きでは地表面でゼロとなるような傾向を示しているのに対し、載荷では地表面でもある程度の値を持っている。地表面近くでは、引き抜きに対して、粘土の変形が自由であるのに対し、載荷では粘土の変形が連続した粘土地盤によって抑えられるためにこのような結果がでたものと考えられる。また、杭中央部よりちょっと下に、これは粘土層全体ではほぼ中央となるのであるが、周面摩擦力の小さい部分がある。このような周面摩擦力の分布は、圧密による粘土層の強度

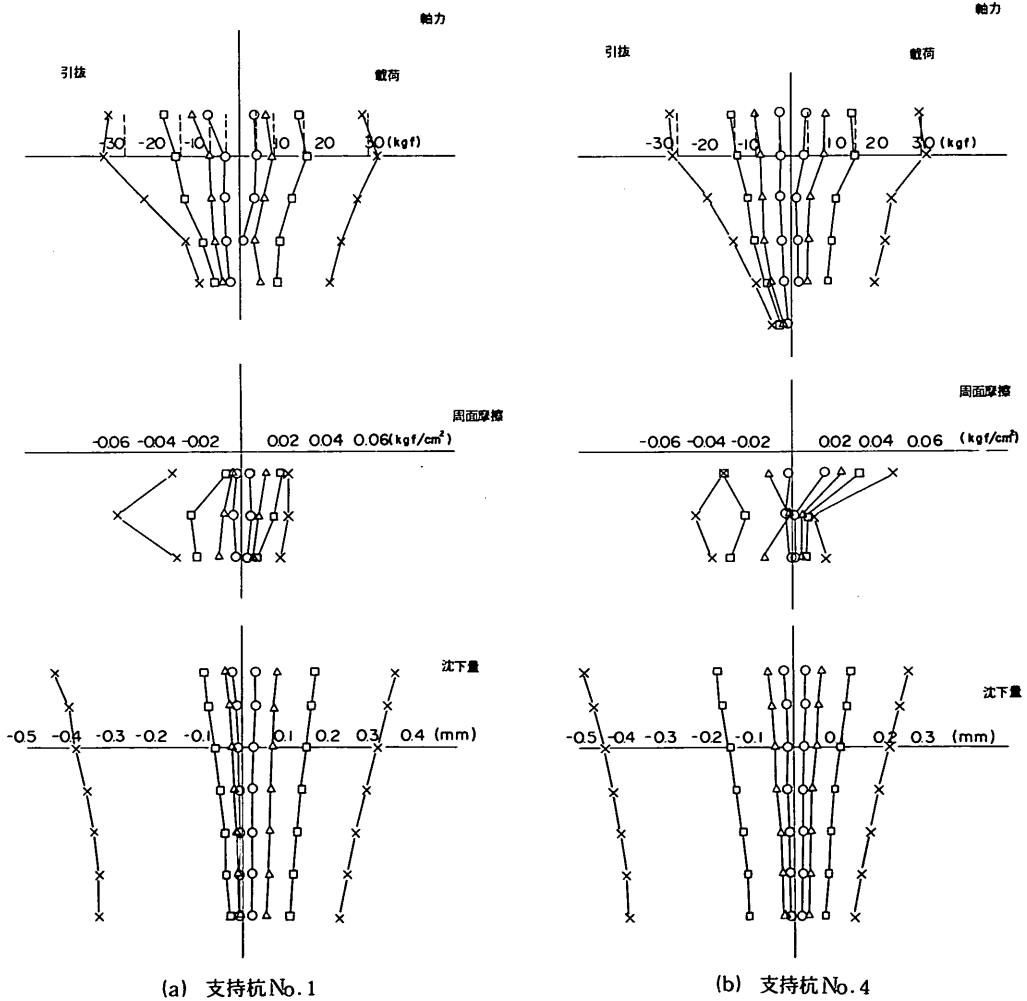


図 - 4. 6 載荷試験と引き抜き試験における軸力，周面摩擦及び杭の沈下量の分布

分布に一致している。図-4.3に示されているように、両面排水の圧密であったため、粘土地盤はほぼ中央付近で c_u が最も弱くなっている。

沈下量については、積分演算なので、滑らかに連続した曲線が得られている。これは各点の沈下量を図示したものである。この曲線の傾きが杭の収縮を示しており、あまり明らかではないが、支持杭に大きい傾きの傾向が見られる。杭が短いために違いが明りょうに見えないのであって、長くなるに従って明らかとなる。また、前に述べたことと関連して、引き抜き試験及び摩擦杭の載荷試験では地表部から杭先端に向かって軸ひずみが非常に小さくなっているが、このために、沈下量分布においては、曲線がたわんでい

る。これに対して、支持杭の載荷では、軸ひずみが深度方向にそれほど小さくならないので、沈下量も直線的となっている。しかし、杭頭と杭先端での沈下量の差は、支持杭の載荷試験が大きいという事実は前述のとおりである。

e) 載荷試験と引き抜き試験における相対変位と摩擦力の関係

さらにこれをまとめると、杭と粘土の間の相対変位と摩擦力の関係が得られる。これを図-4.7に示す。直接得られたデータから、かなり複雑な操作を経ているにもかかわらず、案外にまとまったものとなっている。これらの曲線に認められる点は、摩擦力の最大値がかなり正確にフラットな状態であること、その最大値に至るまで

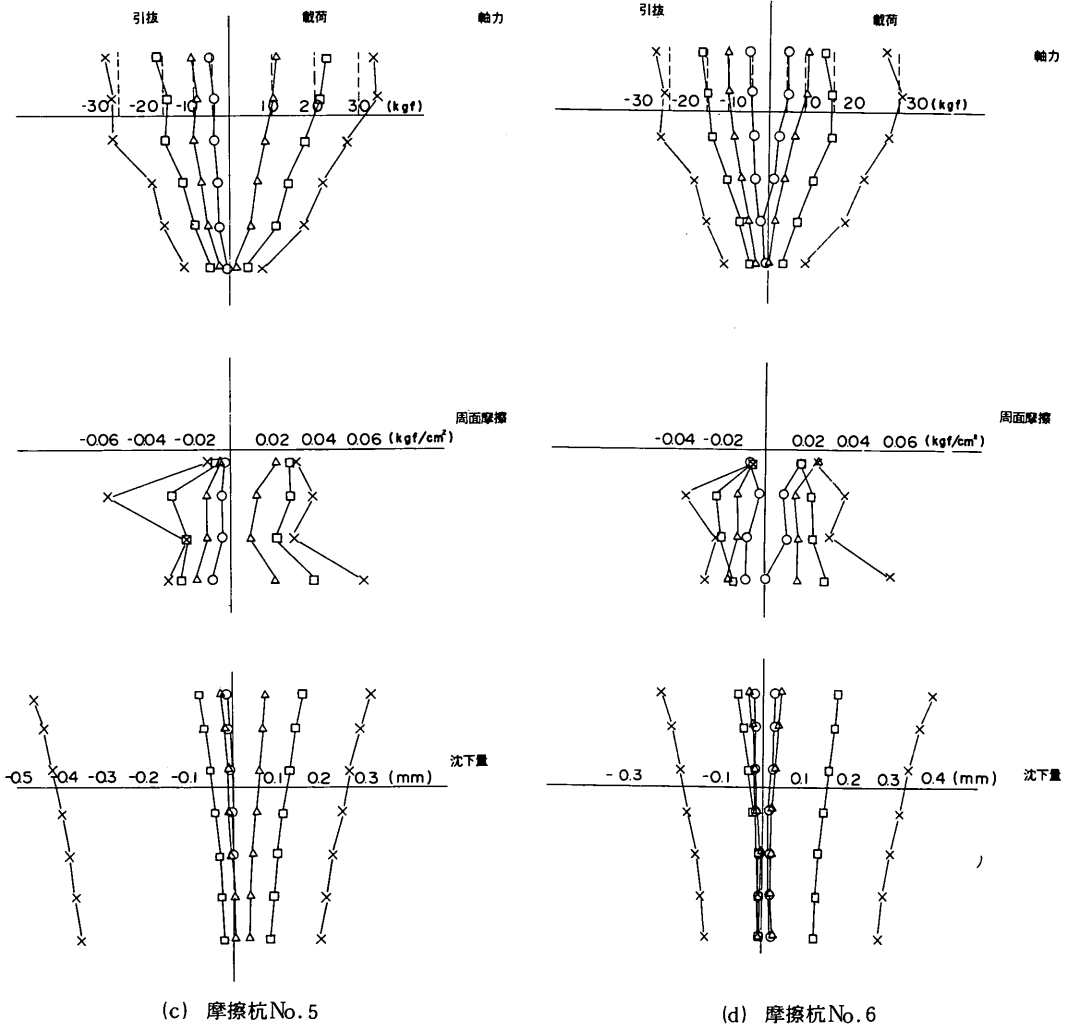


図-4.6 載荷試験と引き抜き試験における軸力、周面摩擦及び杭の沈下量の分布

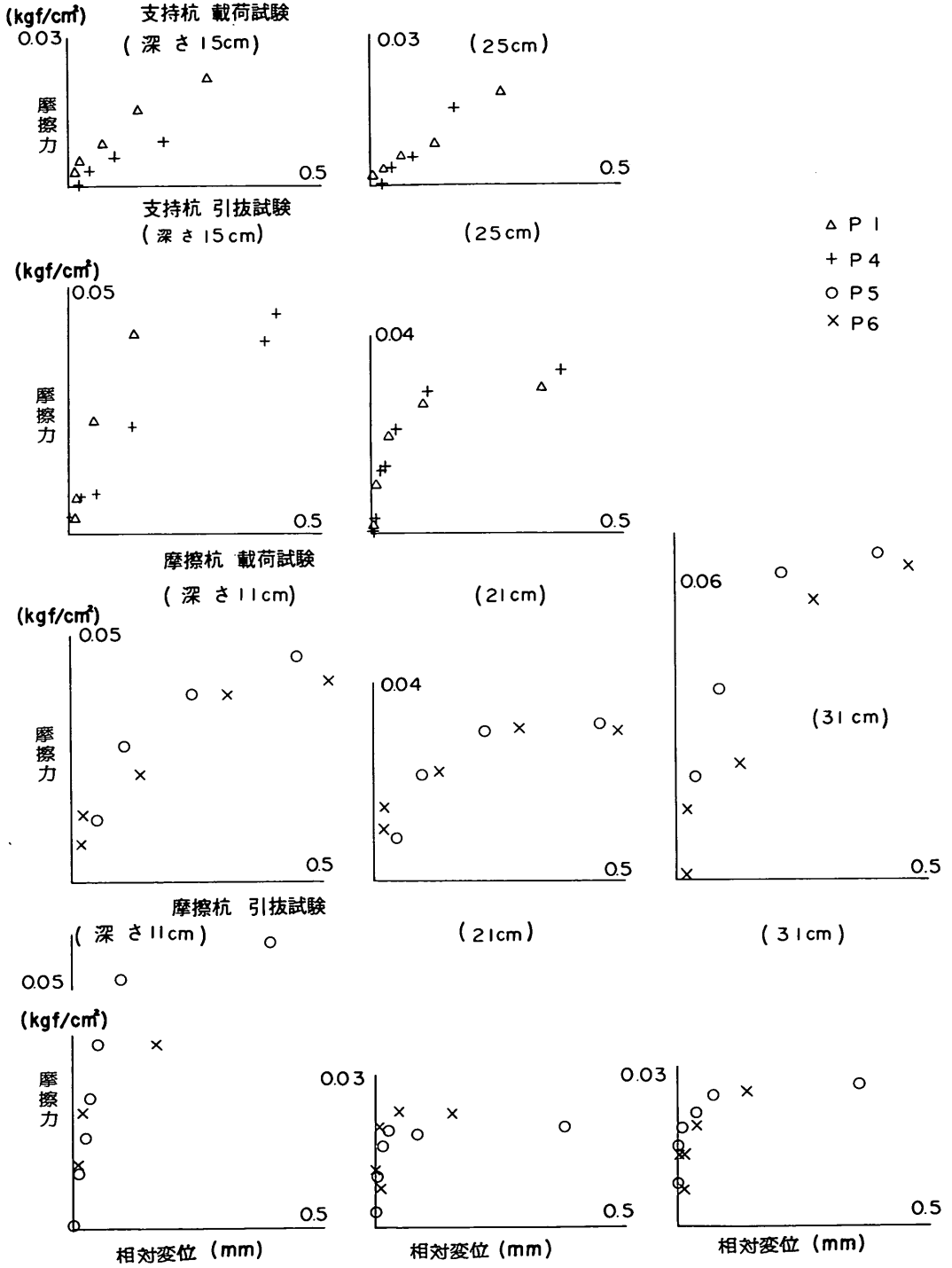


図-4.7 載荷試験と引き抜き試験における相対変位と摩擦力の関係

の相対変位がかなり微小な量であること、等である。

また、前に周面摩擦力の深さ方向分布(図-4.6)で見たように、周面摩擦力の大きさが c_u の大きさと符合する傾向を示したにもかかわらず、この相対変位と摩擦力の関係では、深さの違い、また支持杭か摩擦杭か、載荷か引き抜きかの違いによって全く異なった摩擦力の最大値を示している。周面摩擦力は、相対変位と c_u に主に左右されると思われるが、 c_u との関係をこれだけのデータから明らかにするのは困難である。ただ、ここに得られたデータはどれも、 c_u の値と比較して、40~80%程度の値となっている。支持杭の載荷側では、理由は明らかではないが、他と相違して、相対変位に対して摩擦力が同じ傾きを保って増大している。深さ、杭の支持機構、及び載荷か引き抜きかの区別をすれば、2本の杭(P1とP4、P5とP6)については、ほぼ同じ値を示しているのは、これらのグラフがある程度の精度を持っていることを物語るものと考えられる。

摩擦力の最大値については、この地盤の c_u が、図-4.3から 0.08 kgf/cm^2 程度であるのに対して、これらのうち大きいものは、 $0.06 \sim 0.07 \text{ kgf/cm}^2$ に達していることから、摩擦力が最大で c_u と等しい値を持つという全応力による考え方は、1.5に述べた大きな問題があるが、この場合ほぼ妥当であると推測される。

4.3 ネガティブフリクションに関する考察

一本当たり6点の杭軸ひずみから、杭体に発生している軸応力が算出できる。これについては、予期したようなカーブが得られなかったが、ゼロ点のドリフト、測定値の滑らかな連なり等を適当に考慮して得た、20日目の時点での軸応力分布を、図-4.8に実線で示す。図中、P1とP4は支持杭であり、P5は摩擦杭である。摩擦杭P6はデータの精度に若干問題があると判断されたので、図には示していない。支持杭については、先端に向かって軸力が増大しており、中立点はややでないが、杭の先端2cmはひずみゲージのない区間なので、この区間に中立点が存在したかどうかは明らかでない。摩擦杭では、P5に明らかな中立点が認められる。P5の軸応力が大きいこと等は、ネガティブフリクションという現象の複雑さを物語っていると考えられる。

図-4.8の軸応力分布を元にして、3通りの計算法を検討してみる。一つは2.2に述べた全応力による方法で、結果の解釈を簡単にするために、中立点を考慮することになっている建築の新しい基準を除いて考える。すなわち、中立点の考慮を行わない。ここでは、これを設計基準の方法と呼ぶことにする。建築の新しい基準を除けば、この方法が各機関の新旧基準類の間の比較で、特にここに示した実験結果の解析において、大差ないことは2.2に既

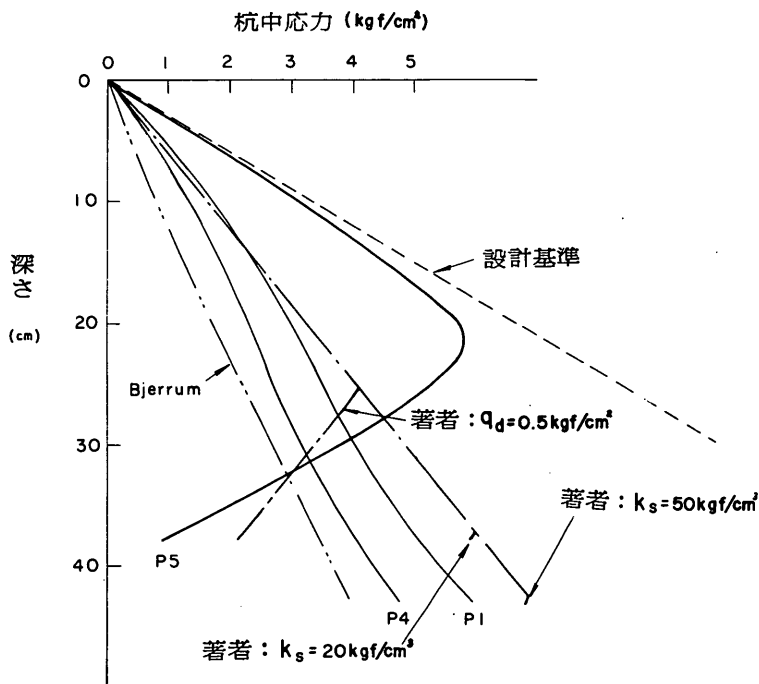


図-4.8 軸方向応力分布

に述べたとおりである。二つ目は、有効応力による方法の代表として、Bjerrumの方法を検討する。最後の一つは、3.に提案した弾塑性による近似計算法である。これらの方法により実験結果を検討し、また、これら算定法の含んでいる性格や問題点を考察してみる。

まず設計基準の式の場合、値は式(2.1)によって得られて、支持杭の先端軸力として 14.5 kgf/cm^2 である。この計算法は最大値にのみ言及しているのものであって、その他の部分すなわち地表面から先端に至る途中の部分を考慮していないのであるが、杭の全長・全周に対して c_u の値と同じ周面摩擦力が働くという考え方をを用いて、杭各部に加わる摩擦力を図示すると図-4.8のとおりである。この図からわかるように、設計基準により計算された最大値は明らかに大きすぎる。しかし、摩擦杭であるP5の上部と設計基準の式による図中の直線とが一致していることは、この付近に c_u が完全に働いたことを表している。これは、粘土と杭が十分に密着し、その間の相対変位も十分な場合には、周面摩擦は最大で、地盤の c_u の値に一致することを裏付けていると考えられる。ただし、設計基準の式によりネガティブフリクションを算定すれば、大きすぎることは確実であり、その原因は上で見たように周面摩擦を c_u により置きかえたことによるのではなく、前にも述べたように中立点の存在によるのである。したがってこの算定法は、中立点位置の正確な推定によって中立点以深の正の摩擦力をも同様にして考慮に入れるならば、ある程度正確なネガティブフリクションの最大値を与えると思像される。

ただし、圧密によりかなり大きな地盤の強度増加があるようであれば、圧密後の地盤強度から算出した摩擦力を用いない限り、設計基準の式による計算値は、危険側に入る可能性も十分に考えられる。各時点での地盤強度からの摩擦力を用いれば、この方法による計算値は、その時点での実際のネガティブフリクションよりも、上に述べた理由で必ず大きいであろう。

Bjerrumの計算法では有効応力が必要であるが、これは地盤試験の結果から推定した。これを用いて式(2.8)によって計算した結果を図-4.8に示す。有効応力の推定を除けば、あとは非常に簡単な計算である。支持杭と比較した場合、若干小さめではあるがかなりよい一致を示している。しかしここに用いた0.2という数値は、2.3 a)にも述べたように、Norwayの海洋性粘土に対する経験的な値であり、これをそのままこの実験に適用してうんぬんすることはできない。しかし、逆にこの実験に対する $K \tan \phi'_0$ の値を求めれば、0.24と0.30であり、差はわずかであって、簡単な計算にもかかわらず、極めてよ

い値を与えると言うべきである。したがって、この考え方を採用するとすれば、残される問題は、 $K \tan \phi'_0$ の値としていくらが適当か、ということだけである。

確かに、鉛直有効応力に常数としての土圧係数 K をかけ、さらに摩擦という観点から $\tan \phi'_0$ をかけて、その積が摩擦力として作用するという考え方は、単純明快にして極めて自然な考え方である。ただし、これを実際に応用するには、有効応力を知るために間隙水圧の測定が必要である。実際Bjerrum等は、実大実験において、これを測定している(Johannessen, 1965; Johannessen and Bjerrum 1965)。この実験では、間隙水圧の測定は行わなかったが、圧密が終了していることを考慮して、完全飽和の仮定から、水中単位体積重量を用いて、鉛直有効応力を求めた。実際の工事の場合に、ネガティブフリクションが発生するような状態での有効応力の算定は、非常に困難な問題であろう。

また、Bjerrumの理論では、設計基準と同様に、先端支持杭のみを対象とし中立点の考慮を行っていない。しかし、地盤への貫入の程度によっては、中立点以下のポジティブフリクションの効果が大きくなり、これによってネガティブフリクションによる最大応力を軽減することが可能であろうと思われる。

その後Bjerrumが $K \tan \phi'_0$ の値について、第8回の国際土質基礎工学会議において、その理論を発展させている(Bjerrum, 1973)ことは、2.3 a)で既に見た。

この実験では、式(2.9)の表式にならえば、 $0.24 p_0$ 及び $0.30 p_0$ となった訳であるが、実際に使用した粘土は、別途に行われた試験によれば、液性限界103.5%、塑性限界41.9%で壊性指数は61.6となっており、日本統一土質分類によれば、highly plasticの範ちゅうに属する。しかし、含有率を見ると、粘土48.5%に対して、シルトが42.3%も含まれており、表中に用いられている ϕ_c と K に対しても、経験的にはそれぞれ 25° 及び0.45程度とされており、この値を使えばネガティブフリクションは $0.21 p_0$ となる。したがって、Bjerrumの理論の発展により、この粘土については有効応力にかけるべき定数として0.20よりも大きい値をとることになり、実験結果との一致が若干よくなった訳である。

3.に述べた近似計算法によって計算された値も、図-4.8に示す。この方法を用いて計算する際に必要な値は、杭と土の相対変位と周面摩擦の弾塑性の関係の規定する C_s 及び f_{cs} 、さらに杭先端の地盤反力定数 k_s と極限抵抗力 q_d であって、この実験では載荷試験と引き抜き試験から多くの数値が得られたが、実際に当たって施工前に妥当な値を推定するのは難しく、また出て来る結

果の精度もこの値にかかっているのである。ここで行った計算に用いた種々の数値は、載荷試験と引き抜き試験の結果から得たものであり、 c_u としては地盤試験から 0.08 kgf/cm^2 が得られたけれども、ここでは図-4.7 に示した相対変位と摩擦力の関係から最大周面摩擦力として、平均的なところで約 0.045 kgf/cm^2 をとった。また C_s として、同じようにして、 2.5 kgf/cm^3 をとった。

先端抵抗については、支持杭の場合弾性範囲にあり、摩擦杭の場合塑性状態になっている可能性が強いと想像される。 k_s と q_d を推定するためには、図-4.6の軸力と沈下量のデータを使って、図-4.9が描ける。これによれば、支持杭については、弾性範囲として $k_s = 50 \text{ kgf/cm}^3$ 程度の値が推定できる。支持杭の場合、2本の杭とも、先端近くのGage No. 1の測定値が得られていないが、図-4.6(a)及び(b)の分布図から、Gage No. 2の値でも大差ないことが判断できる。摩擦杭については、図-4.9から、まず塑性状態として $q_d = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、それから一応弾性状態のことも考えて $k_s = 20 \text{ kgf/cm}^3$ として計算を行った。

これらの定数による計算結果が、図-4.8の中に著者の方法として書き込んである。ここでまず計算結果についてみると、 k_s が 50 kgf/cm^3 の場合と 20 kgf/cm^3 の場合との違いは、ほとんど現れてこないことがわかる。またこの方法において、摩擦杭と支持杭とが地表面から中立点深さまで一致している。これは、杭と土との相対変位がある値を越えれば、最大摩擦力が働くという仮定から出てくる訳であるが、実測カーブではそのようなようになっておらず、摩擦杭P5における地表面から中立点までの軸応力増大の程度は、2本の支持杭P1およびP4よりもずっと大きい。可能性として、P5のデータの精度が悪いことも考えられないことはないが、図-4.7に示されている引き抜き試験結果において、P5の深さ11cmのところ、他の杭よりも大きな摩擦力が働いていることを見ると、これはむしろ現象の複雑さを物語るものと考えたほうが妥当であろう。いずれにしろ、特に摩擦杭については、あまりはっきりしたことが言えない。

図-4.8からわかるように、支持杭についてはこの計算法によって得られた最大応力は先端近くに発生し、実測値に対して1.1~1.2倍とほぼ一致している。摩擦杭では、中立点の現れているP5と比べると、計算された中立点は実際より下に位置し、先端応力は実験値より2倍程度と大きく、中立点における最大応力は実測値に比べて3割弱小さい。沈下量は、支持杭については実測値0.09 cmに対して計算値0.03 cmと小さく、摩擦杭について

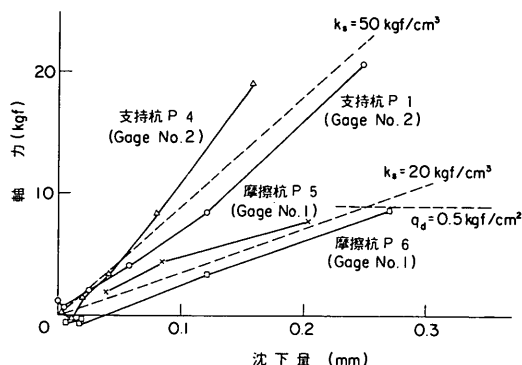


図-4.9 先端の沈下量と軸力の関係

は実測値0.5 cm に対して計算値1.95 cm と大きくなっている。支持杭については、実測値と計算値との間におおむね良好な一致が得られたが、摩擦杭を検討してみると、計算値と比較した場合、実測値では中立点が上にあり、沈下量は計算値より小さい。著者の計算法では、地盤沈下量分布が深度方向に直線的に減少することが仮定されているのであるが、実際の沈下状況もこれと大差ないとすれば、実測カーブのように中立点が根入れ長のほぼ中央にある場合、中立点より上では負の摩擦力が働く、中立点より下では正の摩擦力が働くのであるから、杭の沈下量が地盤沈下量の半分程度になるというのは妥当な考え方であり、また現場の観測でもそのようなようである(遠藤, 1969)。しかしながら、この実験データでは、杭頭沈下量は地盤沈下量の1/12程度であり、説明できない。

4.4 相対変位と摩擦力に関する考察

摩擦力の最大値に達するに必要な杭と土の間の相対変位が極めて微小であることを前に述べたが、図-4.7に見るとおり、その値は0.1~0.5mm程度である。Bjerrumもこのことについて、現場実験の結果から、「ネガティブフリクションは非常に速やかに発達し、その最大値を得るのに小さな相対移動しか必要としない。」と述べている(Bjerrum 他, 1969)。この内容は、地盤沈下量が0~200 cmのところ、杭頭沈下量が3~10 cmの場合に発揮されたネガティブフリクションと、地盤沈下量が7 cmで杭頭沈下量が3 cmの場合に発揮されたネガティブフリクションが、同様の値であったということ根拠にしている。したがって、Bjerrumの考えている必要な相対移動の量は、数mm程度であろうと推測される。これに対して、この実験結果はその1/10以下となっている。非常に小さい訳であるが、これは現場観測とこの実験の状況の違いによるものと考えられる。現場

実験では、杭が打設されたその時点からの地盤沈下量と杭頭沈下量の差が相対変位とされる訳であり、また remold された粘土がその強度を回復して摩擦力が十分に発揮されるまでも、本来摩擦力を発揮するに役立たない相対変位が進んでいる訳である。これに対して、この模型実験では、相対変位と摩擦力を関係づけるに用いたデータは載荷試験・引き抜き試験のデータであり、これは、杭を打設し圧密が終了した後に行ったものである。したがって、remold された粘土は既に強度を回復し、また軟らかい粘土であったので、杭に対してほとんど完全に密着したであろうことが推定される。この状態で与えた相対変位は摩擦力を発揮するのに完全に働くであろうということが考えられる。すなわち、この実験結果から得られた相対変位は純粋に摩擦力を発揮するものであり、これは極めて微小な量なのである。この点、2.1 に紹介した Fellenius も、再圧密段階で働いたネガティブフリクションを引き起こした沈下量が、浅い所で 2~3 mm、深い所では 1 mm 以下であったことを報告している。

また、設計基準式においては、非排水せん断強度を以て周面摩擦力に置き換えている訳であるが、杭長全体にわたって周面摩擦力の相対変位に対する上限を見ると、地盤の c_u を 20~60% 下回っているようである。

4.5 ま と め

ネガティブフリクションに関する室内模型実験を行った。厚さ 50 cm の粘土層に、硬質塩化ビニール製のパイプ杭を挿入し、地表面に 0.1 kgf/cm^2 の一様上載荷重を負荷して、粘土を圧密したものである。圧密終了の時点で粘土は約 6 cm 沈下し、杭頭沈下量は、摩擦杭と支持杭に対してそれぞれ 5 mm、1 mm であり、杭中に生じたネガティブフリクションによる圧縮応力は、摩擦杭、支持杭とも、その最大値で約 5 kgf/cm^2 となった。応力は杭体の内側に貼付したワイヤストレーンゲージにより測定した杭軸ひずみから算出したものであるが、杭材を塩化ビニールとしたために、測定値が安定せず、精密な解析は困難である。先端支持杭については、測定範囲内で中立点は見られず、深さ方向に軸応力が漸増している。摩擦杭については、実験杭の一例について、根入れの 50~60% の深さのところ、はっきりした中立点が見られた。

ネガティブフリクション実験を終えてから、同じ杭について載荷試験と引き抜き試験を実施した。これから、先端支持杭の先端抵抗挙動が、支持杭の引き抜きの場合

及び摩擦杭の場合に比べて、明らかに示された。また、周面摩擦においては、載荷側と引き抜き側とで、地表面付近の抵抗力の違いが現れている。またこれらの結果から得た相対変位と周面摩擦力の関係では、周面摩擦力の上限の値が、杭長にわたって全体的に見た地盤の非排水せん断強度を下回っている。

次に、これらのデータを用いて、全応力による設計基準のネガティブフリクション算定式、Bjerrum の式、及び 3. に提案した著者の計算法により、ネガティブフリクションの値を計算し、実測値との比較検討を行った。

設計基準の式では、周面摩擦に対して、圧密層中における平均周面摩擦強度を用いるということで、かなり大きな値を結果する。この実験に対しては、実測値に対して、杭中軸応力は 3 倍近い値となっている。しかし、ネガティブフリクションが、明らかに完全に働いたと考えられる地表に近い浅い部分では、設計基準の考え方とおり、地盤の非排水せん断強度が摩擦力として働いたようである。しかし、設計基準の方法では、中立点の存在及びその付近での摩擦力が小さいことを考慮していないことから、結果としては、過大な値を算定すると考えられる。ただし、圧密によりかなり大きな地盤の強度増加があるようであれば、圧密後の地盤強度から算出した摩擦力を用いない限り、設計基準の式による計算値は、危険側に入る可能性もある。各時点での地盤強度から算出した摩擦力を用いたこの方法による計算値は、その時点でのネガティブフリクションの最大値となるであろう。

Bjerrum 式では、この実測値と比較して、式の性格は満足されているようである。したがって式の中で用いられている定数に対する考慮のみが、残された問題である。この実験においては、2 本の支持杭に対して、0.24 と 0.30 であった。しかし、計算に必要な有効応力の見積りは、困難であろう。

著者の計算法は、相対変位と周面摩擦力の関係及び先端での地盤反力の関係を仮定することにより、ネガティブフリクションに関する諸値が得られるようになっている。支持杭の実験結果と比較すると、実測最大応力に対して 1.1~1.2 倍と小さい誤差で安全側の値を出している。摩擦杭については、データ精度の問題もあり、はっきりしたことは言えない。著者の方法は、相対変位と周面摩擦力の関係及び先端での地盤反力の関係が正確に得られるようであれば、有効なネガティブフリクション算定法であると言えよう。

5. ネガティブフリクションに関する現地実大実験による考察

室内実験に引き続いて、実物の杭基礎により実大実験を行った。第二港湾建設局管内の小名浜港において、固定式ジブクレーンの杭基礎に対し、測定を行ったものである。

この杭基礎で注目すべき点は、アスファルトコーティング杭を用いていることである。アスファルトコーティング工法については既に述べたが、実際にこの効果を検討しようとするのが一つの目的である。アスファルトコーティングの効果と比較検討するという意味も含めて、低減されない大きなネガティブフリクションの量も測定した。アスファルトコーティングしたクレーンの基礎杭とは別に、同じ杭でアスファルトコーティングをしていない杭を打設し、両者について測定を行った。したがって実大の杭に働く純粋のネガティブフリクションを計測し、その進行状況、その大きさ、あるいは中立点等について分析を試み、また諸種の計算法との対応を調べている。それとともに、アスファルトコーティングによって軽減されたネガティブフリクションをも計測し、両者を比較することによって、アスファルトコーティング工法の効果の程度を調べた。

5.1 現地実験の概要

a) 実験地盤

実験は、福島県いわき市に所在している、第二港湾建設局小名浜港工事事務所所管の小名浜港4号埠頭第2ケーソンヤードで行った。実験地点を図-5.1に示す。また、ボーリング調査によるこの地点の地盤状況を図-5.2(a)、(b)に示す。さらに、図-5.1に示された4本の杭の杭打ち記録から、50cm貫入させるのに必要な打撃回数

をとり、図-5.3(a)~(d)に示す。これらの図からわかるとおり、この付近では、地表面から約40mほどの深さのところに支持地盤として期待できる土丹層があり、それより上部は、おおむね上半分が砂層、下半分がシルト層という構成になっている。そして、最上層の埋立盛土による荷重増加のために生じた下半分のシルト層の圧密が、地盤沈下の原因と想像される。

b) 実験計画

小名浜港で第2ケーソンヤード1号ジブクレーンの新設に当たり、ネガティブフリクション対策のために、アスファルトコーティングを施した杭を、その基礎杭として用いることになった。これに対して、図-5.1に示されたNo.4の試験杭を、比較のためにアスファルトコーティングせずに打設し、両者を実験対象とした。No.4の試験杭は地中に打設しただけで、作用する荷重は、純粋にネガティブフリクションのみであると考えられる。

杭の諸元は表-5.1に示すとおりである。

c) アスファルトコーティング

図-5.1に示されたジブクレーンの基礎杭3本に、アスファルトコーティングを行った。その様子を写真-5.1~6に示す。アスファルトは、杭面とアスファルトとの付着をよくするためのプライマーという塗料を塗った上に、塗布する。写真-5.2で塗っているのがそれである。アスファルトは、厚さが8mmとなるように2層に塗り重ねた。機械化施工で工場生産することにより、迅速かつ高度な仕上がりをもってアスファルトコーティングする技術が既に開発されているが、今回は、写真からわかるとおり、現場において手塗りにより行ったため、非常

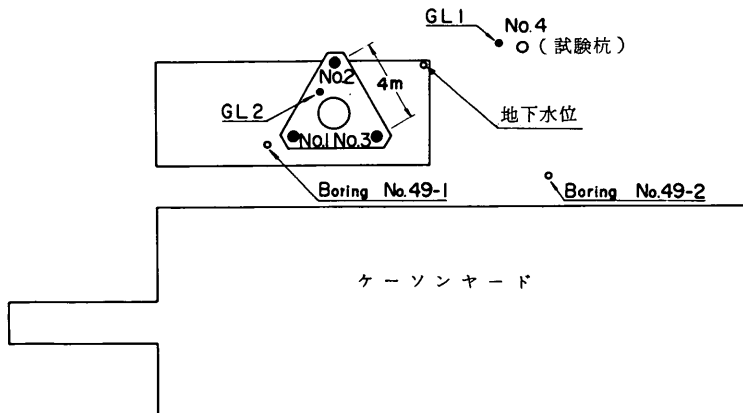
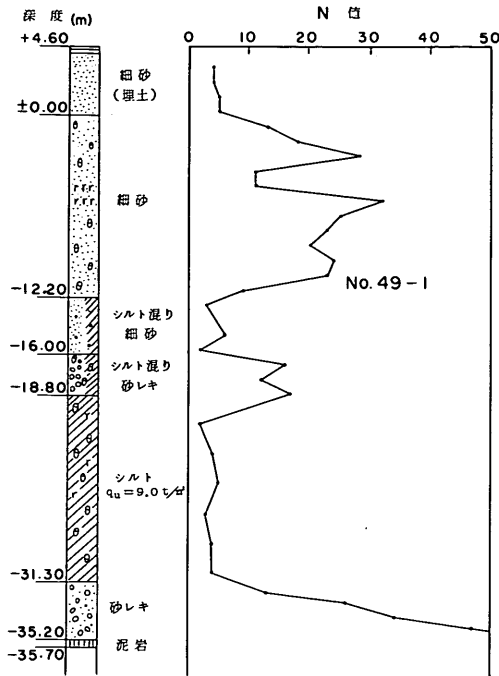
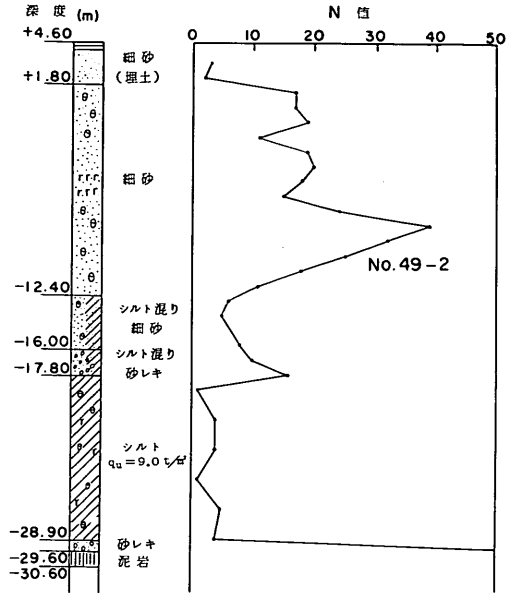


図-5.1 実験地点



(a) 地点No. 49-1



(b) 地点No. 49-2

図- 5. 2 土質柱状図

表- 5. 1 杭の諸元

外径(D)	肉厚(t)	周長(φ)	断面係数(Z)	
508 mm	9.5 mm	1.60 m	1,820 cm ³	
重量(w)	鋼材断面積(A _s)	先端支持面積(A _p)		
117 kgf/m	148.8 cm ²	0.20 m ²		
P. No.	種類	長さ	先端高さ	先端深さ
1	Coated P.	40.89 m	+4.514 m	-36.38 m
2	Coated P.	41.69	+4.515	-37.18
3	Coated P.	40.10	+4.514	-35.59
4	Uncoated P.	36.24	+4.566	-31.67

に時間がかかり、表面も滑らかでない。直径50cm、長さ40mの鋼管杭3本にアスファルトコーティングするために、10人以上の間で5日程度を必要とした。表面の凹凸については、厚さ8mmに対して、極めて密に厚さの検査を行い、くぼんだ部分に充てんしたので、大雑把に見て+3mmから-0.5mm平均9mm程度に納った。

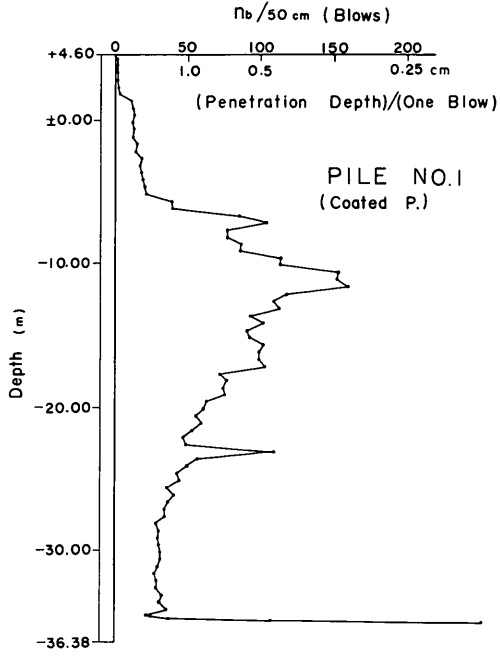
d) 諸種の測定

測定は、地表面及び杭頭の沈下量、杭体の軸方向ひずみ、地下水位、及び気温に対して行った。

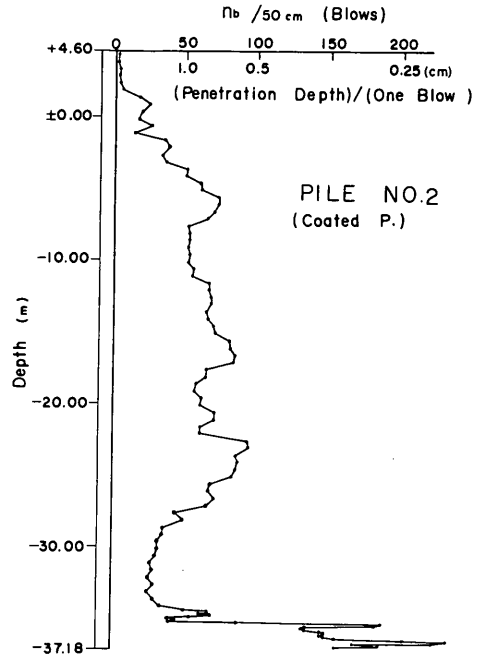
地表面及び杭頭の沈下量はレベル測量により測定したが、付近一帯が沈下しているので、若干の補正を必要とする可能性もある。沈下量等の測定は、写真- 5.7~12に見るとおりである。杭頭の沈下量については、鋼管杭の内面に溶接してあるロッドの高さを観測して得ており、もちろん、非測定時には、ふたをかぶせて保護がしてある。

杭の軸ひずみは、フォイルゲージにより測定した。杭面へのゲージ貼付、及びゲージやコードの保護の様子を写真- 5.13~20に示す。1箇所測定に対して、杭の軸方向にアクティブゲージ2枚、杭体から浮かしたダミーゲージ2枚の4ゲージ方式を採用した。これを一つのひずみ測定単位とし、杭周の反対側に貼付した二つ一組のひずみ測定単位により、その断面における杭の曲げと純粋な軸力とが、別々に計算できるようになっている。図- 5.4に示すように、試験杭(P. No. 4)には、8断面16箇所測定点を設け、3本の基礎杭のうちの1本(P. No. 3)には4断面8箇所の測定点を設けた。なお、試験杭の杭頭はフリーの状態になっている。

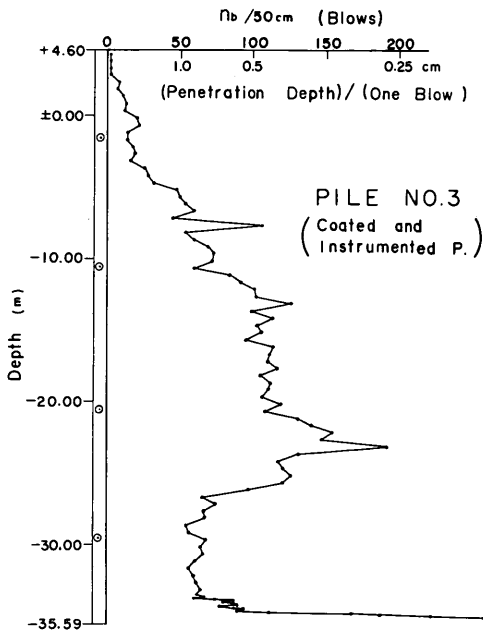
その他に、地下水位と気温の測定もあわせて行った。



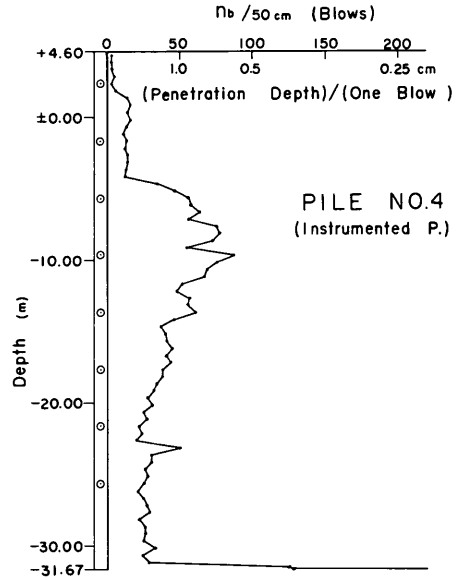
(a) 基礎杭No.1 (アスファルトコーティング杭)



(b) 基礎杭No.2 (アスファルトコーティング杭)



(c) 基礎杭No.3 (アスファルトコーティング杭)



(d) 試験杭No.4

図-5.3 杭の貫入抵抗



写真-5.1 プライマー

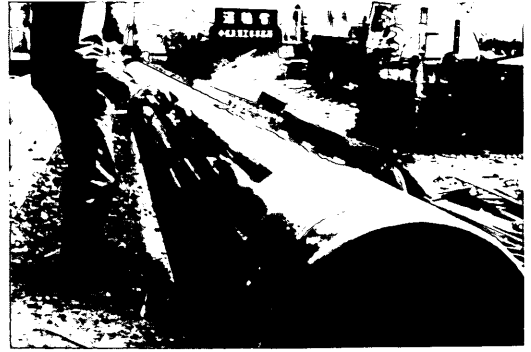


写真-5.2 プライマー塗布



写真-5.3 アスファルト

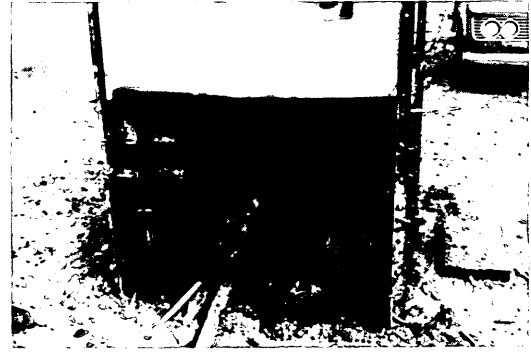


写真-5.4 アスファルト溶融



写真-5.5 アスファルト塗布



写真-5.6 アスファルト層厚検査

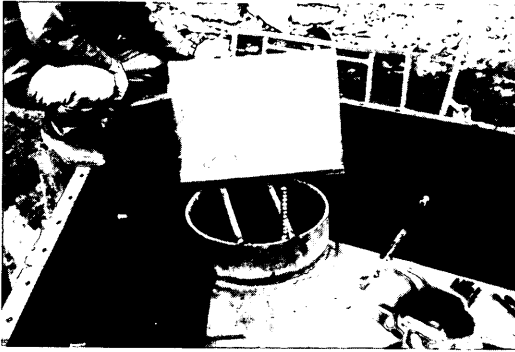


写真-5.7 鋼管杭頭沈下測定ロッド

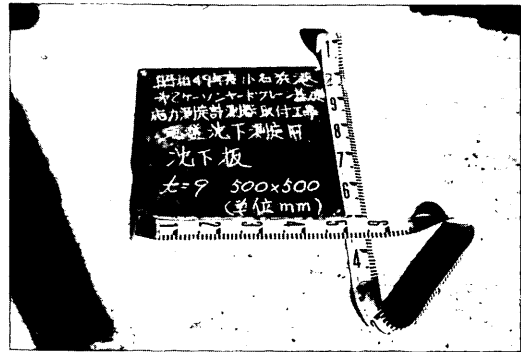


写真-5.8 地盤沈下測定用沈下板



写真-5.9 地盤沈下測定ロッド



写真-5.10 杭頭沈下測定点(CP1)

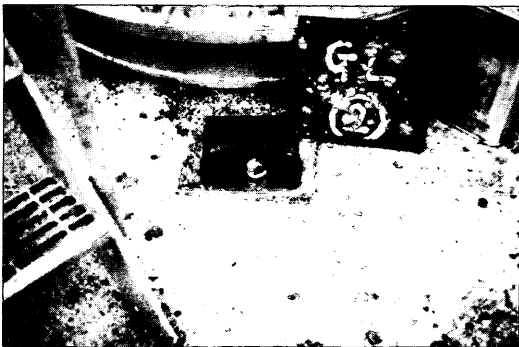


写真-5.11 地盤沈下測定点(GL2)



写真-5.12 地下水位測定点



写真-5.13 アクティブゲージ



写真-5.14 結線完了



写真-5.15 コーティング剤流し込み



写真-5.16 石綿によるコード保護

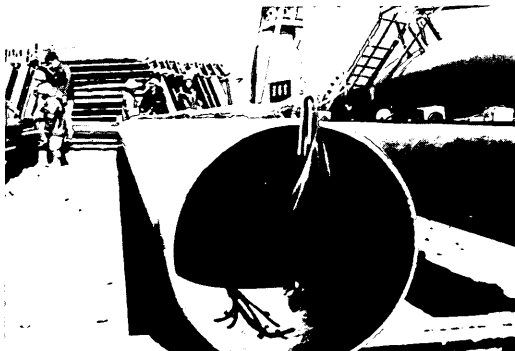


写真-5.17 コード保護仕上がり



写真-5.18 ゲージチェック

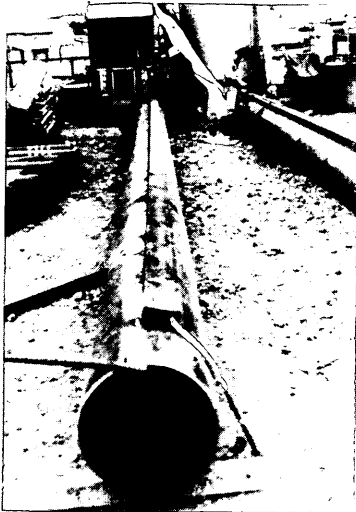
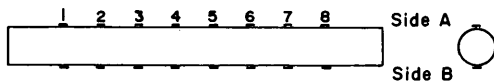


写真-5.19 プロテクター

1. TEST P. (P. NO. 4; Uncoated)



2. FOUNDATION P. (P. NO. 3; Coated)

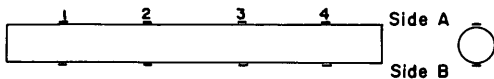


図-5.4 ゲージ貼付位置

5.2 現地実験の結果

a) 杭の打ち込み

アスファルトコーティング杭とそうでない杭とでは、前者の方が大きな打ち込み抵抗を示した。表-5.2に示されているとおり、深さ10~20mまでは、1.2~1.5倍程度、30~35mでは1.5~2.0倍位まで抵抗が増大している。表-5.2は、アスファルトコーティングしていないP. No.1~3)がどの程度の打ち込み抵抗の増大を示したかを計算したものである。このことは、他にも既に報告されており(堤, 根井, 1975), 一般的な傾向のようである。すなわち、杭打ちのような動的な荷重に対して、アスファルトは弾性的な性質を示すことが知られており(付録A参照), このため、アスファルト層によって管径・肉厚共に増大したとみなされる杭は、打ち込み抵抗が増すものと考えられる。また、表面が鋼管そのままの場合より滑らかでないことも、原因の一つになっている

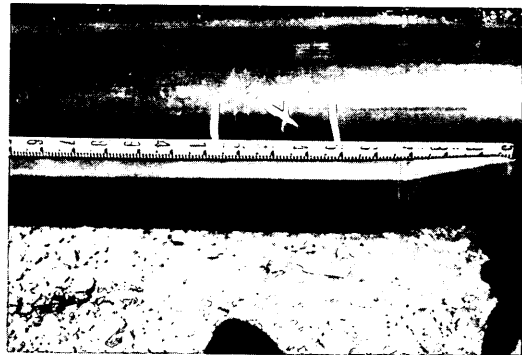


写真-5.20 プロテクター先端部

表-5.2 杭の貫入抵抗

深さ		P. No. 1	P. No. 2	P. No. 3	P. No. 4
10	累加打撃回数	224	504	316	267
	抵抗増大率	0.84	1.89	1.18	1.
20	累加打撃回数	2,228	1,753	1,958	1,479
	抵抗増大率	1.51	1.19	1.32	1.
30	累加打撃回数	3,626	3,248	4,443	2,133
	抵抗増大率	1.70	1.52	2.08	1.
35	累加打撃回数	3,963	3,749	5,185	2,391
	抵抗増大率	1.66	1.57	2.17	1.
40	累加打撃回数	4,469	4,108	6,085	—
	抵抗増大率	—	—	—	—

かもしれない。

b) 諸種の測定結果

地表面沈下量及びすべての杭の杭頭沈下量を図-5.5に示す。

杭体の軸方向ひずみ、さらにそれから計算される軸方向応力度及び軸力の経時変化を、図-5.6(a)と(b)に示す。また試験杭については、これらの値の深さ方向分布を図-5.7に示す。基礎杭については、図-5.6(a)からわかるとおり、ほとんど同じ値を示しているの、深さ方向分布図を掲げることはしなかった。なおひずみゲージは、杭打設時及びそれ以後にかなりたくさんゲージが測定不能となっており、120日以後安定した測定が行えるのは、基礎杭(P. No. 3)が8点のうち1点、試験杭(P.No.4)では16点のうち10点である。測定可能な点は、図-5.6(a)と(b)の杭の図に示してある。A, Bとあるのは、杭1本に対して片側のゲージ群をAと呼び、反対側をBと呼んだものである(図-5.4参照)。多くの点が測定不能となった原因は、ハンマーによる杭の打設であり、それ以後に測定不能となったものも、原因はや

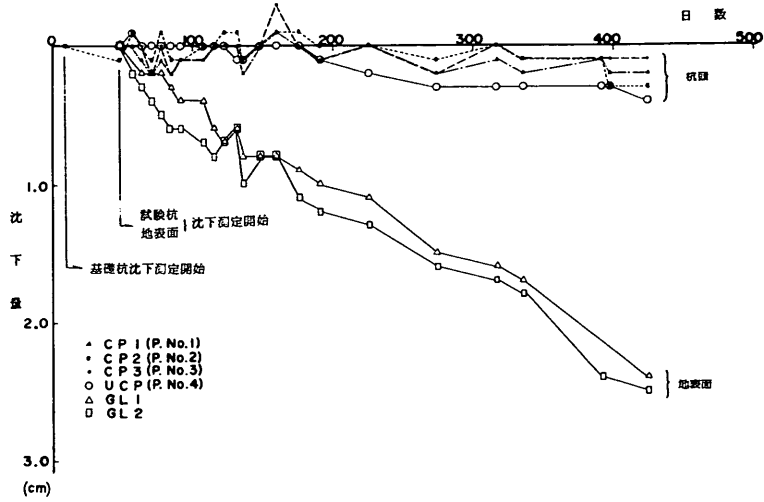
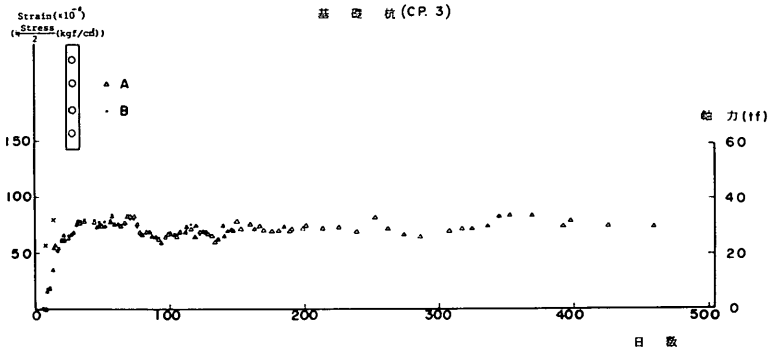
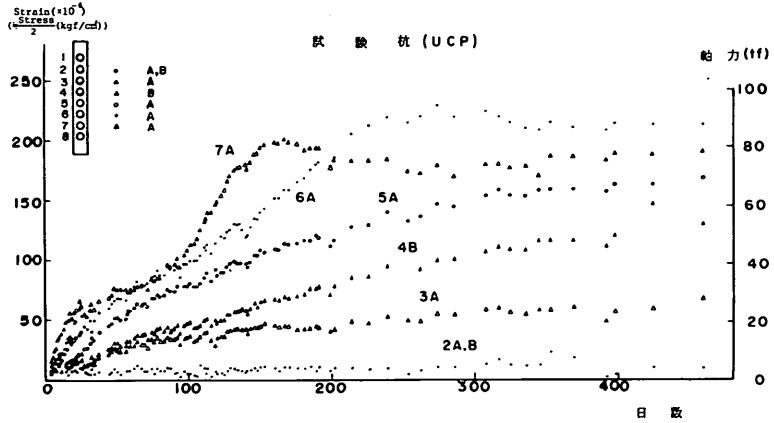


図-5.5 地表面及び杭頭の沈下量



(a) 基礎杭No.3



(b) 試験杭No.4

図-5.6 応力度の経時変化

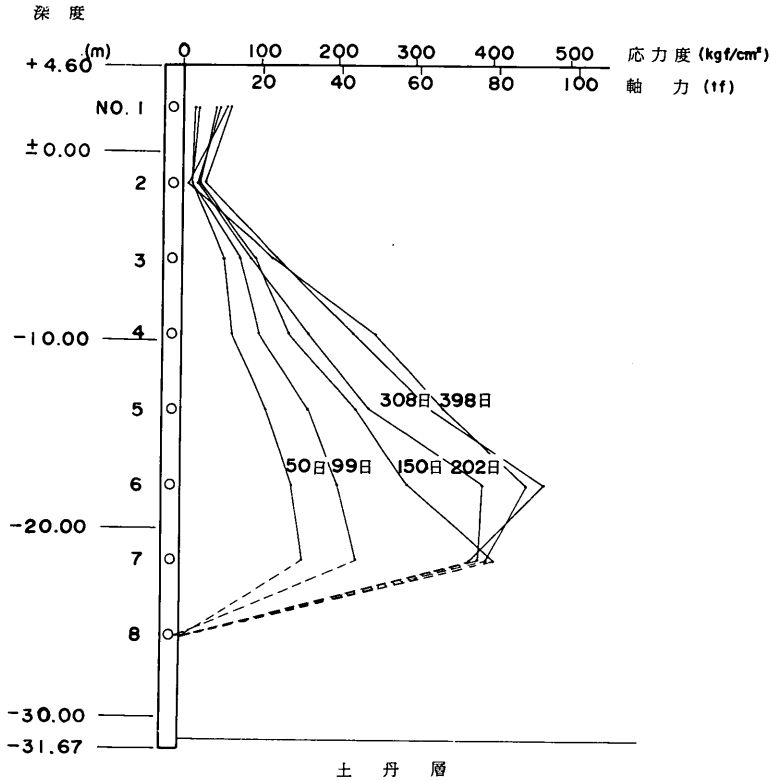


図- 5. 7 試験杭No. 4の軸力分布

はり打設にあると思われる。曲げ応力を取り出すために1断面2点の測定とした訳であり、測定値が片側だけしか得られなければ、当然、曲げと純粋な軸力を分離することはできない。しかし、後にも述べるように、得られた結果から類推して、曲げはほとんどないように思われる。

地下水位の経時変化を、図- 5. 8 に示す。外気と測定室内の気温の変化を、図- 5. 9 に示す。

5. 3 沈下量に関する考察

地表面沈下量は、1年で約2 cm 程度となっており、それほど大きなものではない。基礎コンクリート等の荷重は、後に述べるように、ほぼ完全に基礎杭によって支えられていると考えられるので、この沈下量は、この付近一帯の埋立てによる地盤沈下が原因と想像される。

試験杭 (P. No. 4) と3本の基礎杭 (P. No. 1 ~ 3) の杭頭沈下量を比較すると、200日を過ぎた頃から、

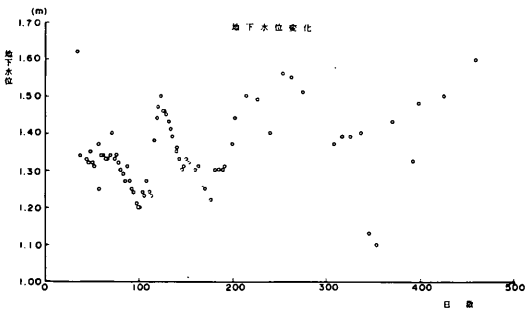


図- 5. 8 地下水位の経時変化

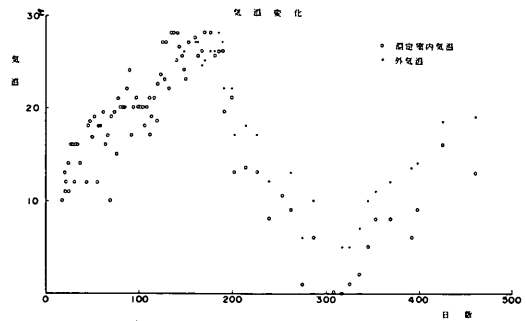


図- 5. 9 気温の経時変化

わずかではあるが明らかな差が見られる。すなわち、アスファルトコーティングを施した3本の基礎杭が1~2mm沈下しているのに対して、試験杭は3~4mmの沈下を示している。沈下量の測定はレベル測量によっているので、杭頭沈下量の値は相当ラフな精度のものであることが予想されるが、この傾向は確かなものと思われる。

また、ひずみの経時変化を示す図-5.6(a)及び(b)と考えあわせると、基礎杭のひずみが30日程度で一定値に達しているのに対して、試験杭では200日程度はひずみが増大し続けているという違いに相応して、沈下量も基礎杭が40~100日頃には既に1mmの沈下を示しているのに対して、試験杭の方の沈下量はその頃はほぼゼロで、200日近くから徐々に沈下を示し始めている。

次に杭頭沈下量を、深さ方向のひずみ分布を積分して得られる杭の弾性収縮とあわせて考えてみる。まず試験杭について、杭頭沈下量測定開始後400日間のひずみ増分を積分して、この間の杭の弾性収縮量を求めると、約2mmである。したがって、実測値4mmとの差2mmが、杭先端の支持地盤への貫入によって生じた沈下量であると考えられる。一方、アスファルトコーティングを施した基礎杭については、やはり杭頭沈下量測定開始後のひずみ増分を積分した弾性収縮による杭頭沈下量を計算すると、図-5.6(a)に見るとおり、杭全長にわたってひずみの値はほぼ同じと考えられるので、これも2mm程度となり、実測値とよく一致している。したがって基礎杭の場合には、先端の貫入は起っていないと考えられる。

5.4 ひずみ及び軸力に関する考察

アスファルトコーティングを施した基礎杭では、図-5.6(a)に見るとおり、8日目までひずみゼロを示し、9日目から20~30日までの間に一定値75 μ 程度に達している。基礎杭に対するおもな荷重としては、8日目に基礎コンクリート69tfが打設され、14日目にクレーンそのものの約28tfがセットされている。これらの荷重を、3本の基礎杭が等分して受け持つとして、図-5.6(a)に(x)印で示してある。時間的な遅れは、コンクリート基礎スラブから地盤に直接支えられた荷重が、コンクリートが凝固し、あるいは地盤が沈下するにつれて、徐々に杭へ移ってゆく現象と考えられ、最終的な荷重と発生したひずみは極めてよい一致を示している。したがってこのことから、荷重はほとんど完全に等分して、各杭に受け持たれていることがわかる。

基礎杭については、軸方向ひずみの値は2点しか求められておらず、その位置は図-5.6(a)中に示したとおりであり、地表面から15mと25mの深さである。しかも、

さらに深さ25mの点も、120日を過ぎた頃から測定不能となってしまった。しかし、この2点に対して測定されたひずみの値は、図-5.6(a)のとおり極めて類似しており、しかも、それがA側、B側の反対側の点であることからしても、曲げ応力は発生しておらず、全長にわたって同じひずみを示しているであろうことが想像される。また前述のとおり、測定されたひずみの値は、杭にかかっている荷重により発生することが予想されるひずみ値に極めて近いものであり、これら二つのことから、アスファルトコーティングはほとんど完全に杭周囲の摩擦をカットしており、ネガティブフリクションを杭に伝えないと同時に、杭頭に加えられている荷重は、そのままこれを先端地盤まで伝達していると考えられる。

次に試験杭についてであるが、これは荷重であるネガティブフリクションが打設の直後から働いていると考えべきであることからして、打設後から測定開始までの経過日数、4日分に当たるひずみを、初期のひずみ増加グラフ(図-5.10)から算出し、測定値を補正する。この補正の値は、従って図-5.10において最初の4日間のひずみ値にほぼ相当する訳であるが、その値は、No.1-2 μ (A, Bの平均)、No.2-3 μ (A, Bの平均)、No.3-8 μ (A)、No.4-9 μ (B)、No.5-15 μ (A)、No.6-24 μ (A)、No.7-33 μ (A)、No.8-0 μ (B)である。つまり、測定開始時に既に、これだけの圧縮ひずみが発生していたものとして、以後の解析を進める。なお、図-5.6(b)および図-5.7はその補正を施したものである。

図-5.10は、ひずみ測定開始時より50日程度のひずみ変化を、各点についてプロットしたものであるが、図示のとおり、4Aと8Aは最初の時点から測定不能であり、10日から30日位の間、3B、5B、6B、7Bの4点がさらに測定不能となっている。このグラフを検討すると、No.2の2つの測定点は最初からずっと同じような値を示しており、No.5、No.7についても、10日頃までしか測定値は得られていないが、ほとんど同じ値を示しており、曲げは起っていないと推測される。これに対して、No.6が15日位までであるが、かなり両側の測定値はずれており、No.3が少しずれている。No.1も若干ずれており、これはその後もずれているのであるが、この点は地表面下わずかに2m程度の深さであり、杭頭フリーであることからしても、大した曲げが発生するとは考えられず、曲げ以外の問題である可能性が大きい。No.4、No.8については、最初から片側のデータしかないので、全くわからない。

また図-5.7も、杭に曲げが発先しているかどうかを

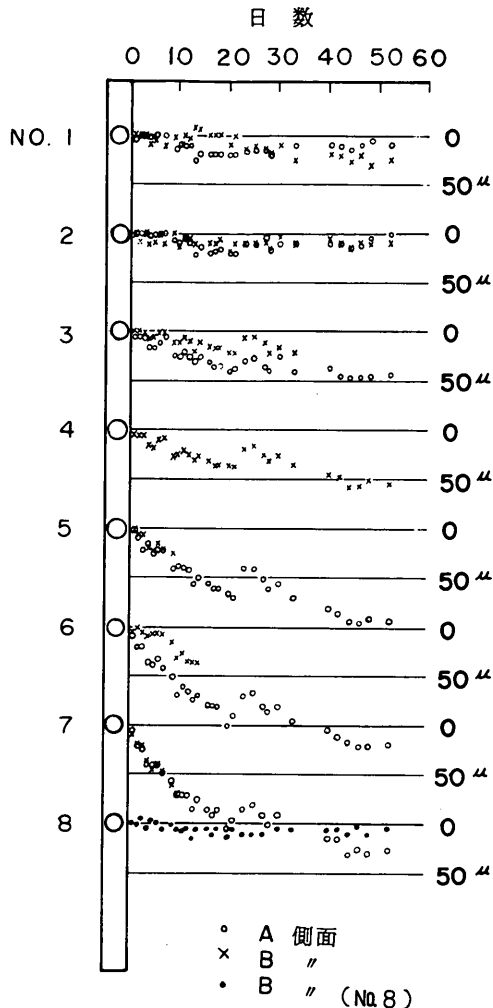


図-5.10 初期のひずみ増加

判断する材料になり得ると考えるが、このグラフは、ネガティブフリクションによる軸方向圧縮力の深度方向分布として妥当な、かなり滑らかな形状を示している。しかも、このグラフを構成している8測定断面のうち、No. 2, No. 5, No. 7はほとんど曲げが生じていない点であることも考えあわせる、全体的に見て、これらの測定値に含まれる曲げのための誤差は、あまり大きくないと考えてよい。このことは、前述の沈下量に関する分析によっても根拠が与えられるものと考えられる。よって、以後、試験杭についても曲げは無視した上で、考察を進める。

図-5.6(b)は、試験杭に発生しているひずみの経時変化を示したものである。ひずみは、各点とも時間と

ともに徐々に増大し、1年位で一定値になっている。最大ひずみに達するのは250日位である。100日頃から、No.6(-18m)とNo.7(-22m)のひずみが急に増えているが、原因は明らかでない。また、No.7のひずみは、160日程度で最大値に達し、その後減少し始め、195日以後は、漸増してきた第6断面のひずみが最大ひずみとなっている。この最大ひずみの交代は、すなわち中立点位置の上昇であり、次の図-5.7で見た方がわかりやすい。

その他、27日目の前後で変化が不連続となっていることも、理由は明らかでない。それ以前の増加カーブに従って増えてきたひずみが、すべての点にわたって一時に減少し、それ以後、再び新たな増加カーブによって増大してゆくということであるから、ある程度まで増加してきたネガティブフリクションが、杭周面で杭体と周囲の土とのすべりが生ずることにより、一時に小さくなり、その後、再び荷重として増大を始めるという現象を考えるとわかりやすい。しかし、このように荷重の小さな初期に発生していること、そして、その後その4倍位の大きさの最大荷重に達するまで、及び、達した後にも起こっていないこと等から、この説明では納得し難い。測定系統における問題である可能性が強い。

図-5.7は、試験杭に発生している軸方向の圧縮応力度を、深さ方向に示したものである。No.8は、支持層である土丹層より5m以上も上にあり、応力がほとんどゼロとなっている測定結果には問題があると考えられる。ゲージ抵抗、絶縁抵抗の両者とも正常な値であり、また、長期にわたって安定した測定値が得られていることから判断して、アクティブゲージが、何らかの理由で、杭体から剥離するといった事故が推測される。既に無視することとした曲げによっても、生ずることは可能な事態であるが、曲げが原因であるにすれば、あまりにもゼロに近い値に集中している点が説明し難いと考えられる。

前に述べたとおり、150日から202日を経過して308日までの間に、中立点の上昇するようすが見られる。No.8の値が信頼できないのでかなり大雑把な推測になるが、中立点の位置は、150日以前には、No.7よりも下であり、200日前後にNo.6とNo.7の間で、300日頃にはさらに上がって、ほぼNo.6のあたりと考えられる。すなわち、150日以前の変化については全くわからないが、150日から300日の間に、中立点の位置は、沈下土層厚の7割以上の深さのところから、6割程度の深さまで上昇したことがわかる。300日を過ぎてからは、ほとんど変化がなく、中立点の位置についても、大きな変化は見られない。これは、図-5.6(b)からもわかるとおりである。

5.5 計算結果との対応

図-5.11に、398日目の実測値と、4通りの計算法による計算値とを示した。これらの計算法は、4の場合と同じく、設計基準の方法、Bjerrumの方法、3.に提案した著者の方法、そしてZeevaertの方法である。Zeevaertの方法においては、ネガティブフリクションの分布形を求めるために、式(2.12)の L を任意の深さ z に置き換えた式も成り立つものと仮定する。この仮定は、上式が先端抵抗を含まない力の釣り合い式からでき上がっているので、成立するものと考えられる。

2.2で述べたとおり各基準により異なるが、設計基準の方法では砂の考慮が一応可能である。しかし、設計基準以外の三つの方法では、砂を含んだ地盤が考慮されていない。この実験地盤は、図-5.2(a), (b)に見るとおり、上部約半分が細砂層である点が問題となるが、上記三つの計算式については、それぞれ近似的な処理をするものとする。

まず、設計基準の方法で計算すると、この方法が算出する数値は若干大き目であるが、設計計算値としては満足すべきものである。しかし、これは中立点の考慮がない

ために、中立点より深い部分でもネガティブフリクションが働くことになり、その部分では非常に大きな値になってしまう。なおこの点については、Bjerrumの方法及びZeevaertの方法も同じである。設計法としては、中立点を取り入れることが必要であると思われる。

次に、Bjerrumの方法の適用に当たっては、この実験地盤が上部に厚い細砂層を含むことが問題となる。ここでは、シルト層に対する $\tau = 0.25 p_0$ (p_0 は鉛直有効応力)を援用する。もちろん、ひずみ速度は十分に小さいものとする。また、鉛直有効応力の算定に当たっては、間隙水圧の測定を行っていないので、正確な値は不明であるが、圧密沈下の速度が遅いこと等からも、概略の値としては、静水圧を仮定しても求められると考えた。有効単位体積重量は、地表面(+4.60 m)から-12.20 mまでの砂地盤に対して 1.0 tf/m^3 、それ以深のシルト地盤に対して 0.6 tf/m^3 とした。このような条件で求められる軸力分布が図-5.11の中に示されたものである。四つの算定式のうちでは最も小さくなっているが、実測値とよく合っている。

Bjerrumの方法をさらに発展させたと考えられるも

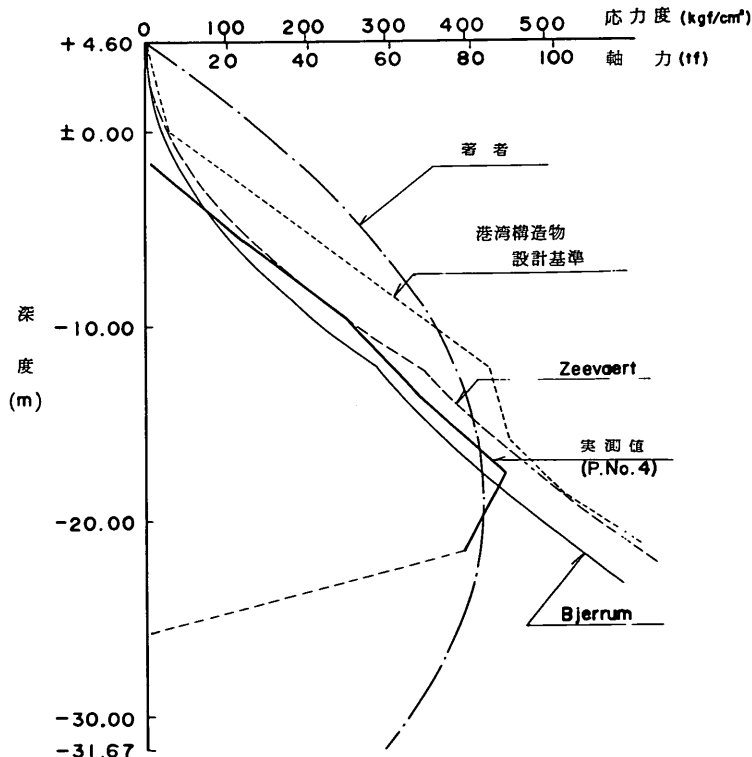


図-5.11 ネガティブフリクションの計算値と実測値

のに「鋼ゲイ」の方法(遠藤, 1969)があるが, この方法では, 砂も対象として取り入れている。砂に対しては, 鉛直有効応力の $K_p \tan \phi'_s$ (K_p は壁面摩擦角 $+\delta$ が作用したときの K_p 値)が, 周面摩擦力として作用するとしたものである。この地盤では, ϕ'_s が 35° 位と推定されるので, $K_p \tan \phi'_s$ の値は1.6程度となり, 上に計算したBjerrumのシルトに対する定数0.25の約6倍となり, 非常に大きい。したがって, このことを裏返していえば, 砂層といえどもそれほど大きいネガティブフリクションを杭に伝えている訳ではなく, Bjerrumの方法に従えば, 高塑性から低塑性の粘土, そしてシルトという順に大きくした係数の延長線上にある程度, と考えるのが妥当であろう。このことは, 次のZeevaertの方法からも根拠が与えられる。

Zeevaertの方法でも, 鉛直有効応力の求め方は, 前のBjerrumの方法と同じである。また, この方法でも対象は粘土であって砂に対する規定はないが, 理論は一般的であり, 砂であるがゆえに疑問となる点は, 定数 K_ϕ を, $1/3$ とした部分である。しかし攪乱粘土の内部摩擦角を砂の内部摩擦角で置き換えるものとする($\phi_s = 35^\circ$), K_ϕ は0.35程度となり, $1/3$ としても誤差はわずかであるので, $K_\phi = 1/3$ のまま計算を行った。これにより得られる軸力分布が図-5.11にプロットしてある。実測値よりやや大き目の, 極めてよい一致を見せている。したがって, Bjerrumの方法のところでも述べたとおりで, 砂層から杭に伝達されるネガティブフリクションはそれほど大きいものではなく, 粘土やシルトに準ずるものとして考えてよいことが, Zeevaertの方法においても示されたことになる。

著者の方法では, C_s, f_m, k_s, q_d の4つの定数の取り方によって変化するが, ここでは特に砂層を含むため, C_s, f_m が問題となる。まず f_m は, 砂層についてはMeyerhof(1956)の $N/5$ を使い, シルト層については c_u の値に対してTomlinson(1957)に従って若干の低減を行い, 最後に層厚によって加重平均をして, 4 tf/m^2 とした。 C_s は, 便宜上 $q_u/2 = 4 \text{ tf/m}^2$ と解釈して, これから式(3.40)によって 300 tf/m^3 とした。 k_s と q_d については, 図-5.2(a)と(b)の N 値分布から杭先端の値を確定することが難しい。そこでまず, 図-5.3(d)に示された試験杭(P. No.4)の打ち込み記録そのものから, $\bar{N} = 50$ として計算してみる。 $\bar{N} = 50$ とすると式(3.41), (3.42)によって $k_s = 141000 \text{ tf/m}^3, q_d = 1500 \text{ tf/m}^2$ である。以上の数値を使って $\rho_s = 2.3 \text{ cm}$ として計算すれば, 中立点の深さとして -25m , 中立点に於ける軸力として 123 tf , 杭先端での軸力として 117 tf が得ら

れる。軸力の値が実測値と比べて大きく, 中立点の位置も深すぎるのは, 先端抵抗の推定に問題があるからである。そこで, 図-5.2(a)の N 値分布を参考にして, 杭先端の平均 N 値として $\bar{N} = 10$ と $\bar{N} = 20$ の場合について計算してみる。その結果を $\bar{N} = 50$ の場合とあわせて, 表-5.3に示す。図-5.11の中の一点鎖線は $\bar{N} = 20$ の場合である。定数の取り方及び表層の埋土部分の評価に問題が残されているため, 形状は実測値からずれている。特にこの計算では, 放物線となっている部分は土と杭の間の付着力がせん断抵抗として十分に働くに至っていないところであり, 実際の現象と違っているようである。しかしながら, 中立点の位置が少ない誤差で求められていること, 更に, 軸力の最大値が精度よく求まっていることの2点は, 大きな意味を持つものとする。他の3つの方法では, 中立点の存在を仮定しないために, 設計上問題となる最大軸力は, 杭の先端部分に非常に大きな値として計算されるからである。

表-5.3 3.で提案した方法による計算結果
($C_s = 300 \text{ tf/m}^3, f_m = 4 \text{ tf/m}^2$)

\bar{N}	k_s (tf/m^3)	q_d (tf/m^2)	Case	中立点 深 度 (m)	中立点 における 軸 力 (tf)	先 端 における 軸 力 (tf)
10	12600	300	I A	-15.8	63	25
20	36000	600	II A	-19	83	58
50	141000	1500	II A	-25	123	117

なお, 中立点の位置について「鋼ゲイ」(1969)では, 実大実験において沈下土層厚の0.73~0.78倍の深さに観測し, 設計上は0.8をとるものとしているが, この実験では0.6の深さのところ発生している。

5.6 クレーン稼働時の測定とその考察

クレーンを所定の要領で動作させた時の, クレーンポストの傾き, クレーン基礎の沈下, 及び基礎杭のひずみの3項目に関して測定を行ったので, そのうちの2例について, 結果とそれに関する簡単な考察を以下に述べる。

クレーンの形状, 寸法, 及び動作の様子を図-5.12に示し, 測定された3種類の値を表-5.4に示す。クレーン動作の要領は, 次のごとくである。まず, x 方向に腕を向けて静止させ測定したものが x 方向の無荷重時の値で, 90° 旋回して y 方向に腕を向けて測定するという具合に, 360° 旋回して元に戻るまで, 90° ごとに5回の無荷重時の測定を行う。続いて, x 方向に腕を向けたまま 5.48 tf の荷重を吊って, x 方向荷重時の測定を行う。無荷重時の場合と同様に, 90° 旋回して y 方向の荷重時の測

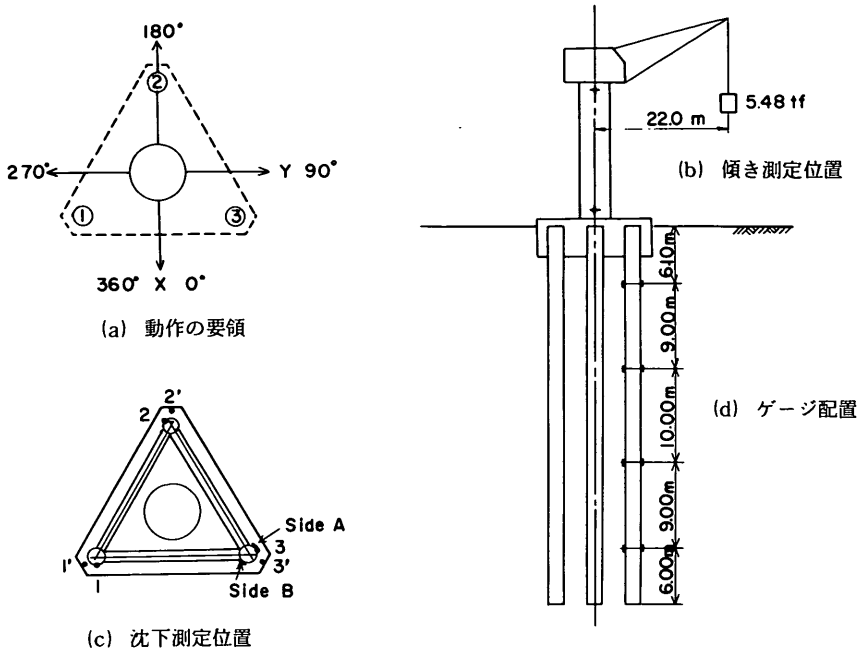


図-5.12 クレーン稼働時の測定

表-5.4 クレーン調査

(a) クレーンポストの傾き

S. 50. 12. 22

S. 51. 4. 13

荷重方向	変位方向	測定点	S. 50. 12. 22			S. 51. 4. 13		
			無荷重時	荷重時	移動量	無荷重時	荷重時	移動量
			mm	mm	mm	mm	mm	mm
0°	x	上下	0.0	98.0	98.0	0.0	90.0	90.0
			0.0	1.0	1.0	0.0	-1.0	-1.0
(x)	y	上下	0.0	4.0	4.0	0.0	-3.0	-3.0
			0.0	4.0	4.0	0.0	1.5	1.5
90°	x	上下	-18.0	-31.0	-13.0	-8.0	-8.0	0.0
			-1.0	-8.5	-7.5	0.0	-1.0	-1.0
(y)	y	上下	25.0	121.0	96.0	-13.0	107.0	120.0
			1.5	9.0	7.5	0.0	1.0	1.0
180°	x	上下	-31.0	-140.0	-109.0	-21.0	-118.0	-97.0
			-1.0	-10.0	-9.0	0.0	-2.0	-2.0
(-x)	y	上下	9.0	10.0	1.0	5.0	4.0	-1.0
			3.5	4.0	0.5	0.0	0.0	0.0
270°	x	上下	-13.0	23.0	36.0	-16.0	-4.0	12.0
			0.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.5	-0.5
(-y)	y	上下	-8.0	-104.0	-96.0	-8.0	-100.0	-92.0
			1.5	0.0	-1.5	0.0	-2.0	-2.0
360°	x	上下	3.0	97.0	94.0	0.0	96.0	96.0
			0.0	-2.0	-2.0	-1.5	1.0	2.5
(x)	y	上下	4.0	2.0	-2.0	0.0	-5.0	-5.0
			1.5	3.5	2.0	0.0	0.0	0.0

表-5.4 クレーン調査

(b) 基礎の沈下

(c) 杭の軸ひずみ

S. 50.12.22				S. 51.4.13				S. 50.12.22						
荷重方向	測定点	無荷重時	荷重時	変位	無荷重時	荷重時	変位	荷重方向	無荷重時	荷重時	差	軸力	伝達率	減少率
0°	1	4.670	4.670	0	4.668	4.668	0	0°	-1,855×10 ⁻⁶	-1,890×10 ⁻⁶	-35×10 ⁻⁶	6.79 ^{tf}	0.357	0.643
		4.711	4.711	0	4.709	4.708	-1	90°	-1,860	-1,918	-58	11.25	0.354	0.646
	2	4.691	4.6925	1.5	4.687	4.689	2	180°	-1,852	-1,829	23	-4.46	0.288	0.712
		4.7095	4.711	1.5	4.706	4.707	1	270°	-1,847	-1,793	54	-10.48	0.372	0.628
	3	4.6985	4.696	-2.5	4.695	4.694	-1	360°	-1,850	-1,882	-32	6.21	0.327	0.673
		4.716	4.7145	-1.5	4.713	4.712	-1							
S. 51. 4.13														
荷重方向	測定点	無荷重時	荷重時	変位	無荷重時	荷重時	変位	荷重方向	無荷重時	荷重時	差	軸力	伝達率	減少率
90°	1	4.670	4.6715	1.5	4.668	4.668	0	0°	-1,875×10 ⁻⁶	-1,895×10 ⁻⁶	-20×10 ⁻⁶	3.88 ^{tf}	0.204	0.796
		4.712	4.713	1	4.709	4.709	0	90°	-1,875	-1,909	-34	6.60	0.207	0.793
	2	4.691	4.6875	-3.5	4.687	4.688	1	180°	-1,871	-1,860	11	-2.13	0.138	0.862
		4.710	4.710	0	4.706	4.706	0	270°	-1,870	-1,836	34	-6.60	0.235	0.765
	3	4.697	4.696	-1	4.695	4.694	-1	360°	-1,872	-1,885	-13	2.52	0.133	0.867
		4.715	4.714	-1	4.713	4.712	-1							
180°	1	4.670	4.671	1	4.668	4.668	0							
		4.7115	4.713	1.5	4.709	4.709	0							
	2	4.691	4.6905	-0.5	4.688	4.687	-1							
		4.710	4.709	-1	4.706	4.705	-1							
	3	4.6975	4.698	0.5	4.695	4.695	0							
		4.715	4.7155	0.5	4.713	4.712	-1							
270°	1	4.6705	4.670	-0.5	4.668	4.667	-1							
		4.7105	4.7105	0	4.708	4.708	0							
	2	4.691	4.691	0	4.687	4.688	1							
		4.710	4.7095	-0.5	4.706	4.706	0							
	3	4.6975	4.698	0.5	4.695	4.696	1							
		4.715	4.7165	1.5	4.713	4.713	0							
360°	1	4.670	4.670	0	4.668	4.667	-1							
		4.711	4.711	0	4.709	4.708	-1							
	2	4.691	4.6925	1.5	4.688	4.689	1							
		4.710	4.711	1	4.706	4.707	1							
	3	4.6975	4.6965	-1	4.694	4.695	1							
		4.715	4.7145	-0.5	4.713	4.713	0							

表-5.5 Pile No.3 上端に生ずる軸力の理論値

荷重方向	0°	90°	180°	270°
軸力 (tf)	19.1	31.8	-15.5	-28.2

より10 cm 程度となって、よい一致を示している。

クレーン基礎の動きについては、鋼管杭面上の点を1~3とし、基礎コンクリートの上の点を1'~3'として表-5.4(b)に示した。ここにもクレーンの腕の向きによる基礎の非常に微小な上昇・下降がよく現れているが、定量的な計算をするほどの精度はないと考える。

表-5.4(c)に、測定されたひずみを示す。この時点で測定可能として残っているのは既に2Aの1点だけなので、この点の読み取りひずみ、及びそれから計算される軸力が示されている。2Aという点は、図-5.12(d)にあるとおり、深さ15.1mの測定点である。比較のために、No.3の基礎杭上端に生ずる軸力の理論値を計算すると、表-5.5に示すとおりであり(表-5.4(c)及び表-5.5において軸力の符号は圧縮力を正としている)、このうちのどれだけが実際に生じているかという計算をしたのが伝達率であり、1からこの伝達率を引いたものが、最後の欄に示した減少率である。減少率はすなわち、杭が上端から15.1mの深さまでの間で、周面摩擦力によってその軸力を減少させた分である。これによって、杭上端に加えられた軸力に対して、昭和50年12月の測定では約2/3程度、昭和51年4月の測定では約3/4から4/5程度の軸

定を行い、さらに90度旋回してα方向の荷重時という具合に、荷重時についても、1回転の測定を90度ごとに行う。以上のような方法で測定された値が、表-5.4に示されたものである。

まずクレーンポスの傾きは、図-5.12(b)に示した上部・下部の測定点(+印)をトランシットで視準し、測定点の移動を、クレーンポスの表面でスケールにより測定した。表-5.4(a)からわかるとおり、クレーンポスの傾きとしては、無荷重の状態でも腕の向きに1~2cm、5.48tfの荷重を吊った場合には無荷重状態からの変化として9~10cmが、上部測定点において計測されている。下部測定点では、無荷重時でほとんどゼロ、荷重時でも腕の向きに1~2mm程度のわずかな変位となっている。なお、下部測定点は基礎コンクリート上から0.8m(α方向)と0.6m(β方向)上にあり、上部測定点はそれぞれの下部測定点から16.6m上ったところにある。この測定値に対して、これだけのモーメントを与えたときのクレーンポスのたわみは、構造計算に

力が、深さ 15.1 m までの周面摩擦によって受け持たれていることがわかる。2 A の点から杭先端まではさらに 25 m の長さがあるので、この場合の杭頭荷重が杭先端まで伝達していることは、まずないと考えられる。

既に報告されているとおり(斎藤他, 1975), また 5.2 a) で述べたように、クレーンの動作に要する程度の載荷時間に対しても、アスファルトのすべり層は弾性体として挙動するということを示す事実と考えられる。ただし、実際上の問題を生ずるとは考えにくい、クレーンの稼働による載荷が繰り返し載荷であることによる影響は、不明である。

5.7 ま と め

ネガティブフリクションに関する現場実験として、アスファルトコーティング杭とそうでない試験杭について、計測を行った。明らかになったことを整理すると、次のとおりである。

1. アスファルトコーティング杭は、そうでない杭と比べて、打ち込み抵抗が大きかった。
2. クレーンの動作程度の短い載荷時間に対して、アスファルトは弾性的な性質を示した。
3. ネガティブフリクションは、1 年程度で一定値に達し、その間、中立点は沈下土層厚の 6 割位の深さのところまで上昇した。
4. 杭に発生した最大軸力は、試験杭がネガティブ

フリクションによるものと思われる 90 tf であるのに対して、アスファルトコーティング杭では、杭全長にわたって約 30 tf であり、これは杭頭荷重に一致し、ネガティブフリクションは完全にカットされた。

5. 杭打設後の約 1 年間の地表面沈下量 2 cm に対して、アスファルトコーティング杭では杭頭荷重による弾性収縮と考えられる杭頭沈下量 2 mm だけで、ネガティブフリクションによる分はないが、試験杭では杭頭沈下量 4 mm のうち、ネガティブフリクションによる弾性収縮量として計算される分が約 2 mm であった。
6. ネガティブフリクションの計算法のうち、Bjerrum の方法及び Zeevaert の方法による計算値の深さ方向分布は、実測値の分布とよい一致を示した。設計基準の方法はわずかに大きい値を算出するが、設計値としては満足すべきものである。
7. しかし、上記三つの方法は、中立点の考慮がないために、設計上問題となる最大軸力として、杭先端において非常に大きな値を算定する。その点 3. に提案した著者の方法は、中立点の位置、そこでの最大軸力共に満足できる精度で算定した。
8. 砂地盤でも、粘土やシルトの地盤と比べて、それほど大きなネガティブフリクションが作用する訳ではなく、シルト地盤に準ずる程度であった。

6. ネガティブフリクションに関する他の現地測定結果の解析

4.の室内実験及び5.の現地実験について、3.に提案した弾塑性近似計算法を適用してほぼ満足し得る結果を得た訳であるが、ここでは、これまでに公表されているデータを使って、さらにこの計算法の適用性を検討してみる。ここで扱うのは、2.4 a)に述べた土質工学会鋼管研究委員会の実験を含む六つの実験で、合計9本の実物杭に対する計算を行うが、この他最後に、重要と思われるが計算のための情報が不足している2.4 b)に述べた国鉄第三工事局の実験についても、できる限りの検討を試みる。

6.1 土質工学会鋼管研究委員会の実験

この実験(Endo, 1969; 遠藤, 1969)が行われた地盤の調査及び試験結果は図-2.5に、検討に用いられた土質定数の値は表-2.4に既に示した。ここでも、これ等の値を使って計算を行う。また、杭の応力測定等ネガティブフリクションに関する種々の測定は、試験杭打設直後の64年6月15日から66年4月15日までの約2年間行われており、計算は最終測定時の66年4月15日に対して行う。

a) 閉端支持杭 cE_{43} , 開端支持杭 oE_{43} に対する計算杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 1.92 \text{ m} \quad (\phi = 609.6 \text{ mm}), \quad L = 43 \text{ m}, \\ A = 0.01791 \text{ m}^2, \quad A' = 0.292 \text{ m}^2$$

ここで、 ψ は杭の周長、 ϕ は杭の外径、 L は沈下層中の杭長、 A は杭材の純断面積、 A' は杭の閉鎖面積である。表-2.4の土質定数から平均的な q_u と先端地盤の \bar{N} を求め、式(3.40)~(3.44)を使って地盤の定数が算出できる。

$$q_u = 10 \text{ tf/m}^2 \text{ より} \\ C_s = 410 \text{ tf/m}^3, \quad f_m = 5 \text{ tf/m}^2 \\ \bar{N} = \frac{25 + 15}{2} = 20 \text{ より}$$

$$k_s = 36000 \text{ tf/m}^3, \quad q_d = 600 \text{ tf/m}^2$$

地表面の沈下量は、表-6.1により S_0 と S_7 の差として12.35cmが与えられる。

$$\rho_s = 0.1235 \text{ m}$$

以上の数値から、計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

$$c = 10.1 \quad (1/c = 0.0987, \quad \psi L f_m = 413 \text{ tf})$$

$$d = 3.12, \quad d' = 0.421$$

$$w = 0$$

まず第1ステップとして、Case IV Bが適合するであろうという予想は、事前につく。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) = 0.29$$

これから、

$$q_d < k_s \rho_s \zeta_0$$

したがって、B状態で間違いない。

$$\zeta_{mu} = \zeta_0 + \frac{1}{c} < 1, \quad \zeta_{mi} = \zeta_0 - \frac{1}{c} > 0$$

したがって、Case IV Bが適当であることが判断でき、Case 判定のループから抜け出て、軸力の計算に移る。

e_z の計算から軸力 $A\sigma_z$ の特別な値を求める。

$$z_{mu} = 16.7 \text{ m} \quad (x_{mu} = 26.3 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mu}} = 252 \text{ tf} \\ z_0 = 12.5 \text{ m} \quad (x_0 = 30.5 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_0} = 273 \text{ tf} \\ z_{mi} = 8.2 \text{ m} \quad (x_{mi} = 34.8 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mi}} = 252 \text{ tf} \\ z = 0 \quad (x = 43 \text{ m}), \quad A\sigma_0 = 174 \text{ tf} \\ (\text{地表面からの深さ})$$

結果をグラフに示すと図-6.1のとおりである。この図から、次のことが言える。

- 1) 計算結果は閉端支持杭の実測値とほぼ一致しており、中立点位置は特によく一致している。
- 2) 開端支持杭については、中立点はおおむね一致しているが、最大軸力は異なっている。

この結果から判断すると、開端の閉塞効果はほぼ十分であるが、開端杭が貫入してゆく過程の非排土杭に近い状況により周面摩擦が小さくなっているものと考えられる。

b) 閉端摩擦杭 cF_{31} に対する計算杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 1.92 \text{ m} \quad (\phi = 609.6 \text{ mm}), \quad L = 31 \text{ m}, \\ A = 0.01791 \text{ m}^2, \quad A' = 0.292 \text{ m}^2$$

前と同じく、表-2.4の土質定数から平均的な q_u と先端地盤の \bar{N} を求め、式(3.40)~(3.44)を使って地盤の定数が算出できる。

$$q_u = 8 \text{ tf/m}^2 \text{ より} \\ C_s = 300 \text{ tf/m}^3, \quad f_m = 4 \text{ tf/m}^2$$

表-6.1 地盤沈下の進行速度(「鋼ガイ」, 1969)

測定深度	第1期		第2期		第3期		第4期	
	沈下量 cm	沈下速度 cm/年	沈下量 cm	沈下速度 cm/年	沈下量 cm	沈下速度 cm/年	沈下量 cm	沈下速度 cm/年
(S ₀) 地表 (-1.0m)	4.0	12.0	4.0	8.0	2.6	5.2	2.3	4.6
-9.0m (S ₁)	3.5	10.5	3.6	7.2	2.6	5.2	2.1	4.2
-14.0m (S ₂)	3.2	9.6	3.4	6.8	2.2	4.4	1.9	3.8
-20.0m (S ₃)	2.3	6.9	2.5	5.0	2.0	4.0	2.1	4.2
-26.0m (S ₄)	1.5	4.5	2.2	4.4	1.0	2.0	1.0	2.0
-32.0m (S ₅)	1.2	3.6	0.8	1.6	0.3	0.6	0.5	1.0
-38.0m (S ₆)	0.4	1.2	0.6	1.2	-0.1	-0.2	0.5	1.0
-44.0m (S ₇)	0.25	0.75	0.3	0.6	-0.2	-0.4	0.2	0.4

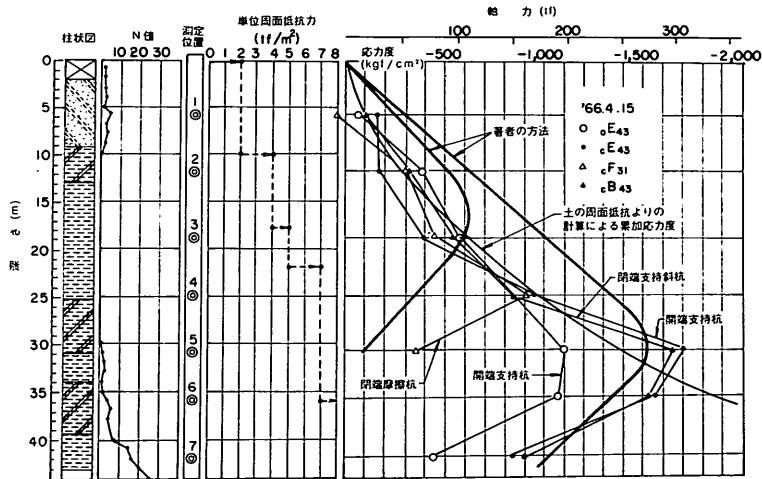


図-6.1 土質工学会鋼ガイ研究委員会の実験結果
(建築基礎構造設計規準・同解説(1974)の図に加筆)

$\bar{N} = 2$ より

$$k_s = 1130 \text{ tf/m}^3, \quad q_d = 60 \text{ tf/m}^2$$

地表面の沈下量は, 前と同じく表-6.1により S_0 と S_5 の差として 10.1 cm が与えられる。

$$\rho_s = 0.101 \text{ m}$$

以上の数値から, 計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

$$c = 7.58 \quad (1/c = 0.132, \quad \psi L f_m = 238 \text{ tf})$$

$$d = 0.139, \quad d' = 0.0731$$

$$w = 0$$

まず第1ステップとして, $\rho_s = 10.1 \text{ cm}$ と前よりも小

さいが, Case IVBを仮定してみる。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) = 0.463$$

これから,

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

q_d と $k_s \rho_s \zeta_0$ の値がほとんど等しいので, B状態の計算でも大差はないが, 判定はA状態である。そこで, 次にCase IVAと仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1 + w}{2 + d} = 0.468$$

これから,

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

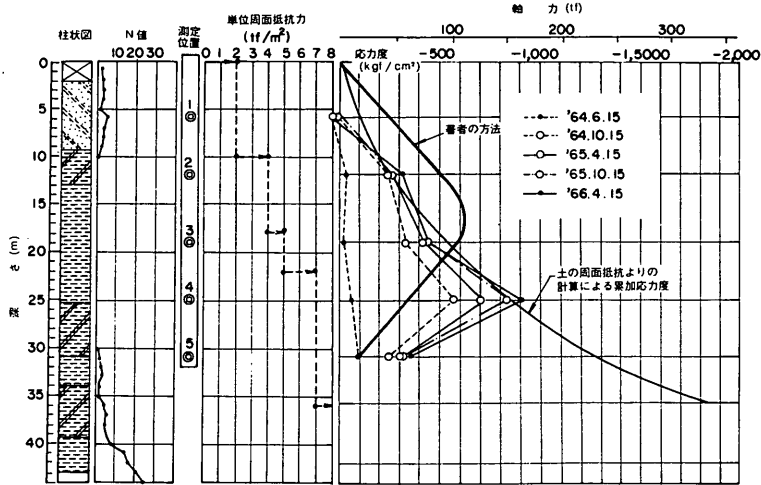


図-6.2 閉端摩擦杭 cF_{31} の応力分布の推移(「鋼ゲイ」(1969)の図に加筆)

であり、間違いなくA状態である。また、

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mi} > 0$$

したがって、Case IVAで適当であることが判断でき、Case 判定のループから抜け出て、軸力の計算に移る。

e_z の計算から軸力 $A\sigma_z$ の特別な値を求める。

$$\begin{aligned} z_{mu} &= 18.6 \text{ m } (x_{mu} = 12.4 \text{ m}), & A\sigma_{z_{mu}} &= 95.2 \text{ tf} \\ z_0 &= 14.5 \text{ m } (x_0 = 16.5 \text{ m}), & A\sigma_{z_0} &= 110.9 \text{ tf} \\ z_{mi} &= 10.4 \text{ m } (x_{mi} = 20.6 \text{ m}), & A\sigma_{z_{mi}} &= 95.2 \text{ tf} \\ z &= 0 \quad (x = 31 \text{ m}), & A\sigma_0 &= 15.5 \text{ tf} \end{aligned}$$

(地表面からの深さ)

結果を図示すると図-6.2のとおりである。この図から

次のことが言える。

- 1) 摩擦杭についてはよく合わない。摩擦杭の場合、先端地盤反力の定数である k_s や q_d の評価が特に難しいからである。
- 2) この計算結果から判断すると、 k_s あるいは q_d をもっと大きくとれば中立点位置が下がって、最大軸力も大きくなり、実測値と一致してくる。

6.2 清水建設研究所の実験

この実験(井上, 1974; 井上, 小林, 1974 a, b)における測定計器及び土質試験結果が、図-6.3に示される。ここでは、杭打設後約250日の測定結果に対して、計算を行う。

杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 2.234 \text{ m}, \quad L = 37 \text{ m} \text{ (杭長41mのうち)}$$

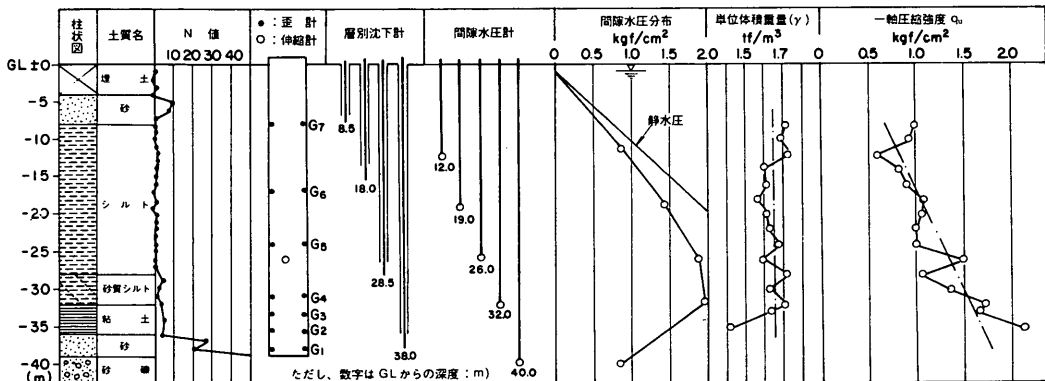


図-6.3 測定計器及び土質試験一覧図(井上, 小林, 1974 a)

先端 2 m は支持層中にある)

$$A' = 0.397 \text{ m}^2$$

図-6.3の土質定数から平均的な q_u と先端地盤の \bar{N} を求め、式(3.40)~(3.44)を使って地盤の定数が算出できる。

$$q_u = 10 \text{ tf/m}^2 \text{ より}$$

$$C_s = 410 \text{ tf/m}^3, \quad f_m = 5 \text{ tf/m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{50+20}{2} = 35 \text{ より}$$

$$k_s = 83000 \text{ tf/m}^3, \quad q_d = 1050 \text{ tf/m}^2$$

地表面の沈下量は、井上、小林(1974 a)の図-2から、計算時点(杭打設後 250日)において 6.2 cm と読み取れる。

$$\rho_s = 0.062 \text{ m}$$

以上の数値から、計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

$$c = 5.1 \quad (1/c = 0.2, \quad \psi L f_m = 413 \text{ tf})$$

$$d = 4.95, \quad d' = 1.01$$

$$w = 0$$

この場合、地表面沈下量が 6.2 cm と小さ目であるが、決まりきったルーチンにより最終的な結果にたどり着くことを示すために、やはりCase IV Bから出発する。見当をつけることにより、最初から最終結果のCase II Aを仮定してもかまわない。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) \approx 0$$

これから、

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

したがって、地盤反力は弾性状態にありA状態である。そこで次に、Case IV Aを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1+w}{2+d} = 0.144$$

これから、

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

であり、間違いなくA状態である。しかしながら次に、

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mt} < 0$$

であるのでCase IV Aは適当でない。すなわち、先端近

くの摩擦力が飽和していない。そこでCase II Aを仮定する。この場合、先端抵抗はやはりA状態である可能性が強いので、Case II Aとする。

$$\zeta_0 = \frac{1}{c} \{ \sqrt{d^2 + 2d + 2c(1+w)} - (1+d) \}$$

$$= 0.143$$

これから、

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

であり、やはりA状態である。また、

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mt} < 0$$

したがって、Case II Aが適当と判定でき、Case 判定のループから抜け出て、軸力の計算に移る。

e_s の計算から軸力 $A\sigma_s$ の特別な値を求めると、

$$z_{mu} = 12.6 \text{ m} \quad (x_{mu} = 24.4 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mu}} = 271 \text{ tf}$$

$$z_0 = 5.3 \text{ m} \quad (x_0 = 31.7 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_0} = 313 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 37 \text{ m}), \quad A\sigma_0 = 292 \text{ tf}$$

(地表面からの深さ)

結果を図示すると、図-6.4のとおりである。この図から、次のことが言える。

- 1) 計算結果は、実測値の単杭のものと群杭のもの間に来ているが、ほぼ一致していると言ってよい。
- 2) 中立点の位置もよく一致している。
- 3) 本計算法では、図中の $q_u/2$ による計算値の平均的な値を算出している訳であるが、単杭に対する実測値1 Aはこれより大きい。これについては、井上(1974)の考察がそのままあてはまる。すなわち、
 1. 試料の乱れによる q_u 値の低下
 2. 杭打ちによる側方排土圧や間隙水圧の増加による q_u 値の増加
 3. 杭周におけるせん断条件の違いなどが考慮されていないこと

6.3 扇島における日本鋼管の実験

大規模な埋立地である扇島における実験である(斎藤他, 1975)。土質試験結果は、図-6.5に示される。杭打設後 221日の測定結果に対して、計算を行う。杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 2.23 \text{ m} \quad (\phi = 711.2 \text{ mm}), \quad L = 60 \text{ m},$$

$$A' = 0.397 \text{ m}^2$$

図-6.5の土質定数から平均的な q_u と先端地盤の \bar{N} を求め、式(3.40)~(3.44)を使って、地盤の定数が算

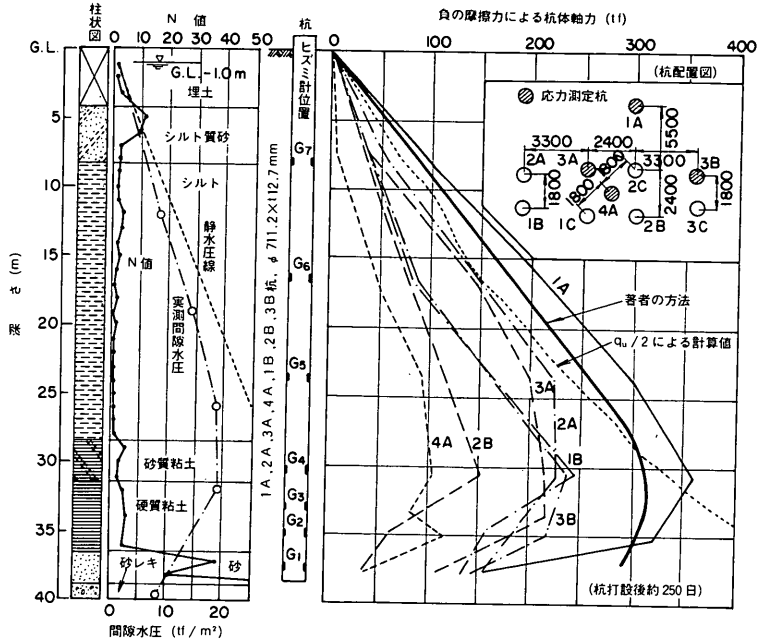


図-6.4 東京江東での清水建設研究所の実測結果(井上(1974)の図に加筆)

出できる。

$$q_u = 6 \text{ tf/m}^2 \text{ より}$$

$$C_s = 210 \text{ tf/m}^3, f_m = 3 \text{ tf/m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{50+40}{2} = 45 \text{ より}$$

$$k_s = 120000 \text{ tf/m}^3, q_d = 1350 \text{ tf/m}^2$$

地表面の沈下量は、斎藤他(1975)の図-13から、計算時点(杭打設後221日)において、13.6cmと読み取れる。

$$\rho_s = 0.136 \text{ m}$$

以上の数値から、計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

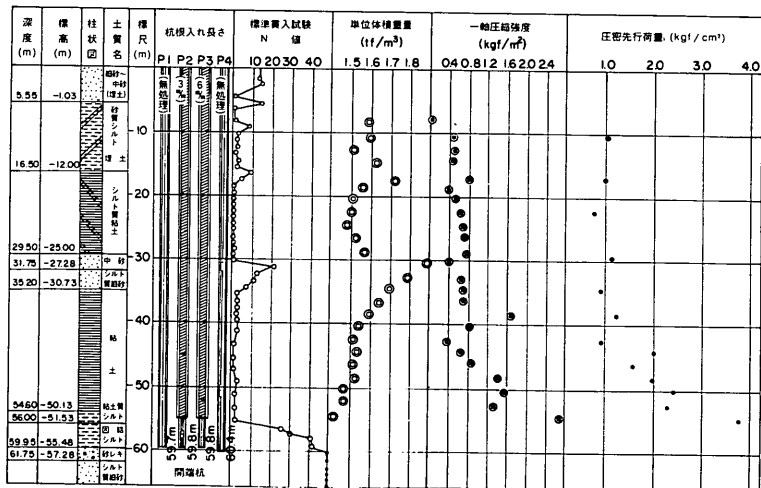


図-6.5 土質柱状図及び土質試験結果(斎藤他, 1975)

$$c = 9.52 \quad (1/c = 0.105, \psi Lf_m = 401 \text{ tf})$$

$$d = 16.2, \quad d' = 1.34$$

$$w = 0$$

まず第1ステップとしてCase IV Bを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2}(1 - d' + w) < 0$$

したがって、

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

となり先端抵抗はA状態である。そこで次に、Case IV Aを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1+w}{2+d} = 0.055$$

したがって、

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

となり先端抵抗がA状態であることはよいが、

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mi} < 0$$

であるので、Case IV Aは適当でない。すなわち、前と同じく、先端近くの摩擦力が飽和していない、そこでCase II Aを仮定する。この場合も前と同じく、先端抵抗はA状態である可能性が強い。

$$\zeta_0 = \frac{1}{c} \left\{ \sqrt{d^2 + 2d + 2c(1+w)} - (1+d) \right\}$$

$$= 0.054$$

したがって、

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

であり、間違いなくA状態である。そして、

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mi} < 0$$

によりCase II Aが適合ケースであることが確かめられ、Case 判定のループから抜け出て、軸力の計算に移る。

e_z の計算から軸力 $A\sigma_z$ の特別な値を求める。

$$z_{mu} = 9.5 \text{ m} \quad (x_{mu} = 50.5 \text{ m}), \quad A\sigma_{zmu} = 337 \text{ tf}$$

$$z_0 = 3.2 \text{ m} \quad (x_0 = 56.8 \text{ m}), \quad A\sigma_{z0} = 358 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 60 \text{ m}), \quad A\sigma_z = 353 \text{ tf}$$

(地表面からの深さ)

以上の結果は実測値と比べて小さすぎる。この原因としては、建築構造物設計標準(1974)にも述べられているとおり、この場合盛土(扇島埋立地)であるために地

盤の圧密による強度増加が生じていることが考えられる。そこで、この点について近似的な修正を行うために、港湾において一般に概略の値として考えられている $c_u/p=0.3$ を用いて、次のように q_u 値を修正してみる。すなわち、埋土は水位上4.5m、水位下1m(計5.5m)だから、これも港湾において一般に採られている概略値として γ (水位上) = 1.8 tf/m³, γ (水位下) = 1.0 tf/m³ を使って埋土により増加した上乗荷重は、

$$dp = 1.8 \times 4.5 + 1.0 \times 1.0 = 9.1 \text{ tf/m}^2$$

と計算できる。したがって、増加した強度は

$$dc_u = 2.7 \text{ tf/m}^2$$

である。

これから、計算のための定数は次のように修正される。

$$q_u = 11.4 \text{ tf/m}^2 \text{ より}$$

$$C_s = 480 \text{ tf/m}^3, \quad f_m = 5.7 \text{ tf/m}^2$$

したがって、計算に必要な無次元量は次のとおりとなる。

$$c = 11.5, \quad (1/c = 0.087, \psi Lf_m = 763 \text{ tf})$$

$$d = 8.56, \quad d' = 0.708$$

第1ステップとしてCase IV Bを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2}(1 - d' + w) = 0.146$$

これから、

$$q_d < k_s \rho_s \zeta_0$$

したがって、B状態であることが確かめられ、

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mi} > 0$$

によりCase IV Bが適合ケースであると判定できる。これでケース判定のループから抜け出て、軸力の計算に移る。

e_z の計算から軸力 $A\sigma_z$ の特別な値を求めると、

$$z_{mu} = 14.0 \text{ m} \quad (x_{mu} = 46.0 \text{ m}), \quad A\sigma_{zmu} = 585 \text{ tf}$$

$$z_0 = 8.8 \text{ m} \quad (x_0 = 51.2 \text{ m}), \quad A\sigma_{z0} = 618 \text{ tf}$$

$$z_{mi} = 3.5 \text{ m} \quad (x_{mi} = 56.5 \text{ m}), \quad A\sigma_{zmi} = 585 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 60 \text{ m}), \quad A\sigma_z = 540 \text{ tf}$$

(地表面からの深さ)

結果を図示すると図-6.6のとおりである。この図から、次のことが言える。

- 1) 最大軸力、中立点位置共に、計算結果は実測値とよく一致している。

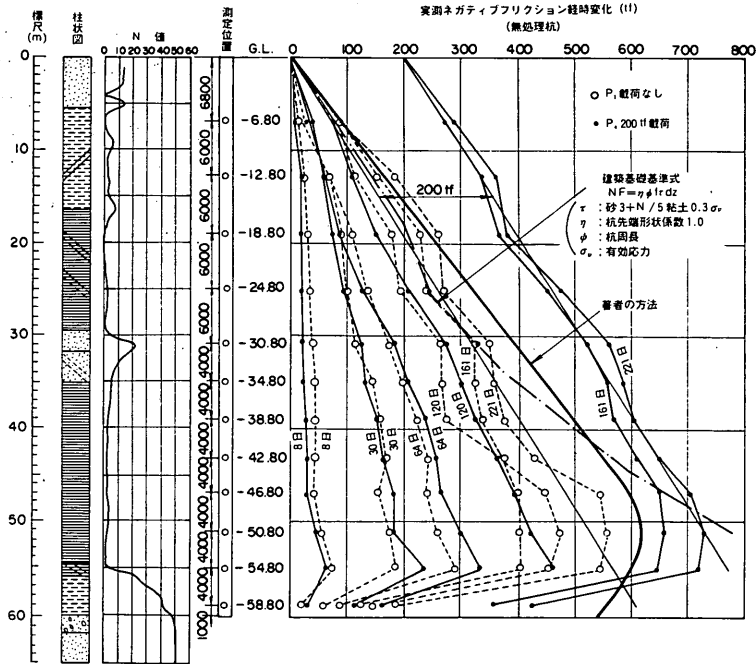


図-6.6 各杭の軸力分布(斎藤他(1975)の図に加筆)

2) 図に示された最終実測 221日ではまだ軸力が増加中なので、計算値と実測値の一致の程度はさらによくなくなることが期待される。

6.4 常磐自動車道における道路公団の実験

この実験(佐々木, 小川, 1979)では、自然地盤沈下する地区にある杭1本と、盛土により強制的に圧密沈下する地区にある杭2本の、合計3本の杭についての計算を行う。計算時点は、杭打設後約1年2か月である。土質柱状図は、図-6.7に示される。

a) SP-1 (自然地盤沈下)
杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 2.51 \text{ m} \quad (\phi = 800 \text{ mm}), \quad L = 55 \text{ m}, \\ A' = 0.502 \text{ m}^2$$

図-6.7の土質定数から平均的な q_u と先端地盤の \bar{N} を求め、式(3.40)~(3.44)を使って地盤の定数が算出できる。

$$q_u = 8 \text{ tf/m}^2 \text{ より} \\ C_s = 300 \text{ tf/m}^3, \quad f_m = 4 \text{ tf/m}^2 \\ \bar{N} = \frac{50+20}{2} = 35 \text{ より}$$

$$k_s = 83000 \text{ tf/m}^3, \quad q_d = 1050 \text{ tf/m}^2$$

地表面の沈下量は3.4 cmと与えられている。

$$\rho_s = 0.034 \text{ m}$$

以上の数値から、計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

$$c = 2.55, \quad (1/c = 0.392, \quad \psi L f_m = 552 \text{ tf}) \\ d = 2.56, \quad d' = 0.951 \\ w = 0$$

この場合は、地表面沈下量が3.4 cmと特に小さいので、Case IVAまたはCase IIAを仮定すべきであるが、ルーチンとしてまず、Case IVBを仮定してみる。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) = 0.04$$

したがって、

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

で、案の定A状態であることがわかる。順序に従って次に、Case IVAを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1+w}{2+d} = 0.219$$

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

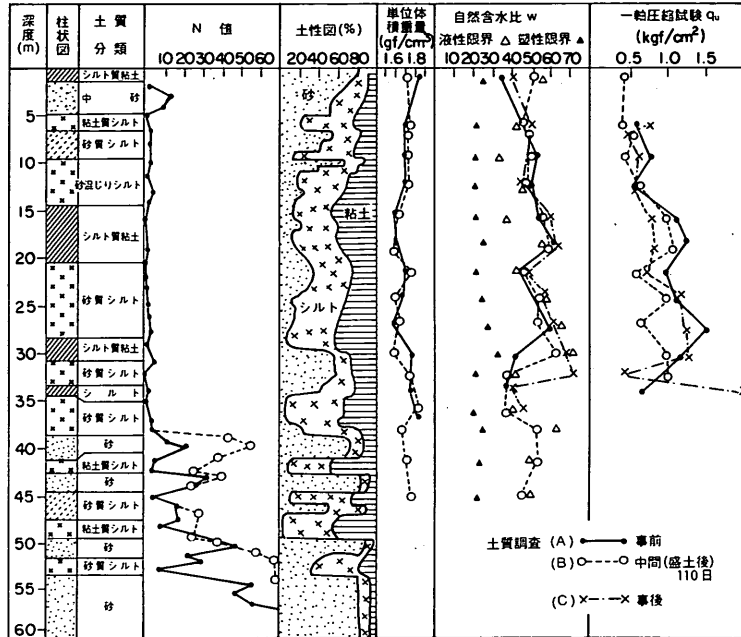


図-6.7 土質柱状図(佐々木, 小川, 1979)

したがって, 先端抵抗がA状態であるのはよいが,

$$\zeta_{mu} < 1, \zeta_{mi} < 0$$

からCase IVは適合せず。Case II Aを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1}{c} \{ \sqrt{d^2 + 2d + 2c(1+w)} - (1+d) \}$$

$$= 0.21$$

したがって,

$$q_d > k_s \rho_s \zeta_0$$

によりA状態であることが確かめられ,

$$\zeta_{mu} < 1, \zeta_{mi} < 0$$

によりCase II Aが適合ケースと判断でき, Case 判定のループから抜け出て, 軸力の計算に移る。

e_s の計算から軸力 $A\sigma_s$ の特別な値を求めると

$$z_{mu} = 33.1 \text{ m } (x_{mu} = 21.9 \text{ m}), A\sigma_{z_{mu}} = 220 \text{ tf}$$

$$z_0 = 11.5 \text{ m } (x_0 = 43.5 \text{ m}), A\sigma_{z_0} = 328 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 55 \text{ m}), A\sigma_0 = 297 \text{ tf}$$

(地表面からの深さ)

結果を図示すると図-6.8のとおりである。この図から次のことが言える。

1) 計算結果は実測値に比べて大きすぎる。

2) しかし, この実測値は周面摩擦が $q_u/2$ よりも小さく, 沈下量の増加に伴ってせん断力が増加し, 軸力も増加していくと思われる旨, 佐々木, 小川(1979)が解説している。

3) いずれにしろ, 沈下量が小さい場合は, C_s, k_s の評価が重要となるので, 推定の困難さは大きい。しかしながら, 沈下量が小さい場合は, ネガティブフリクションの検討の重要性も低いのが普通である。

4) 結果から見ると, この場合負の摩擦力で Full Mobilize している部分が浅いので, f_m を推定するための地盤の強度 q_u はもっと小さくとる方が適切と考えられる。そうすると, 計算結果は小さくなって実測値に近づくが, それでも大きすぎることに変わりはない。

b) SP-2 (強制圧密沈下)
杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 2.51 \text{ m } (\phi = 800 \text{ mm}), L = 54 \text{ m},$$

$$A' = 0.502 \text{ m}^2$$

前と同じく, 図-6.7の土質定数から, 平均的な q_u と先端地盤の \bar{N} を求め, 式(3.40)~(3.44)を使って地盤の定数が算出できる。

$$q_u = 8 \text{ tf/m}^2 \text{ より}$$

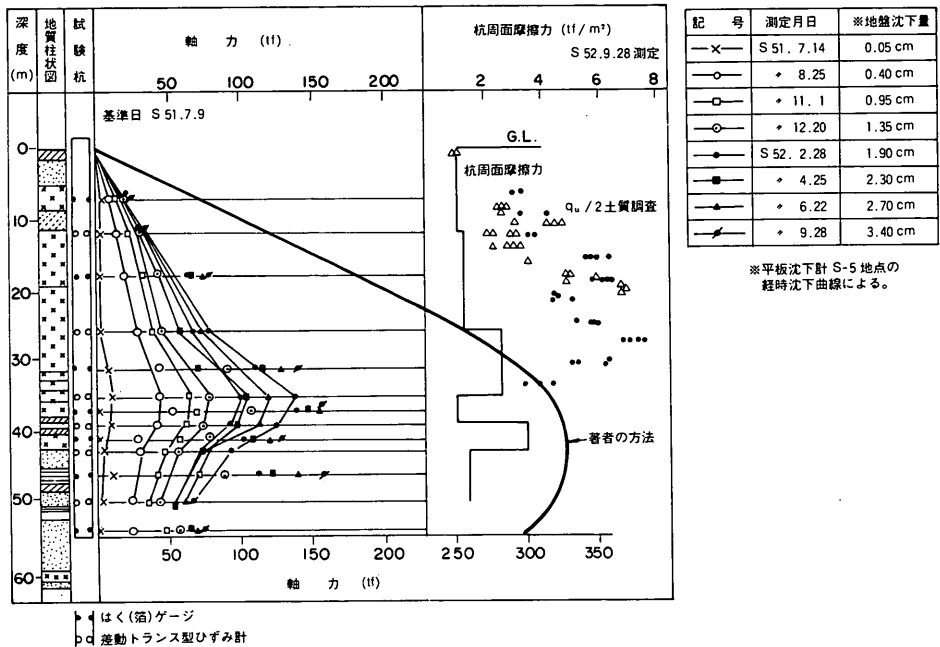


図-6.8 SP-1の軸力分布(佐々木, 小川(1979)の図に加筆)

$$C_s = 300 \text{ tf/m}^3 \quad f_m = 4 \text{ tf/m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{40+20}{2} = 30 \text{ より}$$

$$k_s = 65700 \text{ tf/m}^3, \quad q_d = 900 \text{ tf/m}^2$$

地表面の沈下量は, 85.8 cm と与えられている。

$$\rho_s = 0.858 \text{ m}$$

以上の数値から, 計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

$$c = 64.35 \quad (1/c = 0.0155, \quad \psi L f_m = 542 \text{ tf})$$

$$d = 52, \quad d' = 0.83$$

$$w = 0$$

Case IVBを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) = 0.085$$

したがって,

$$q_d < k_s \rho_s \zeta_0$$

よりB状態となり,

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{ml} > 0$$

よりCase IVBが適合ケースと判定できる。これで

Case 判定のループから抜け出て, 軸力の計算に移る。

e_z の計算から軸力 $A\sigma_z$ の特別な値を求めると

$$z_{mu} = 5.4 \text{ m} \quad (x_{mu} = 48.6 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mu}} = 488 \text{ tf}$$

$$z_0 = 4.6 \text{ m} \quad (x_0 = 49.4 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_0} = 492 \text{ tf}$$

$$z_{ml} = 3.7 \text{ m} \quad (x_{ml} = 50.3 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{ml}} = 488 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 54 \text{ m}), \quad A\sigma_0 = 450 \text{ tf}$$

(地表面からの深さ)

結果は, 図-6.9 に点線で示してある。この計算結果は実測値に比べて, 最大軸力が大きすぎる。周面摩擦力は妥当に推定されているが, 先端抵抗力の推定が大きすぎる。図-6.9 よりわかる。土質柱状図を見ても, 杭先端付近では N 値の変化が激しく, \bar{N} の推定に問題がありそうなのがわかる。そこで, ここでは, 土質柱状図より, 杭先端から上へ $4D$ 程度の範囲の平均的な N 値20を使って再計算してみる。

計算のための定数及び無次元量は, 次のように修正される。

$$\bar{N} = 20 \text{ より}$$

$$k_s = 35800 \text{ tf/m}^3, \quad q_d = 600 \text{ tf/m}^2$$

したがって,

$$d = 28.3, \quad d' = 0.554$$

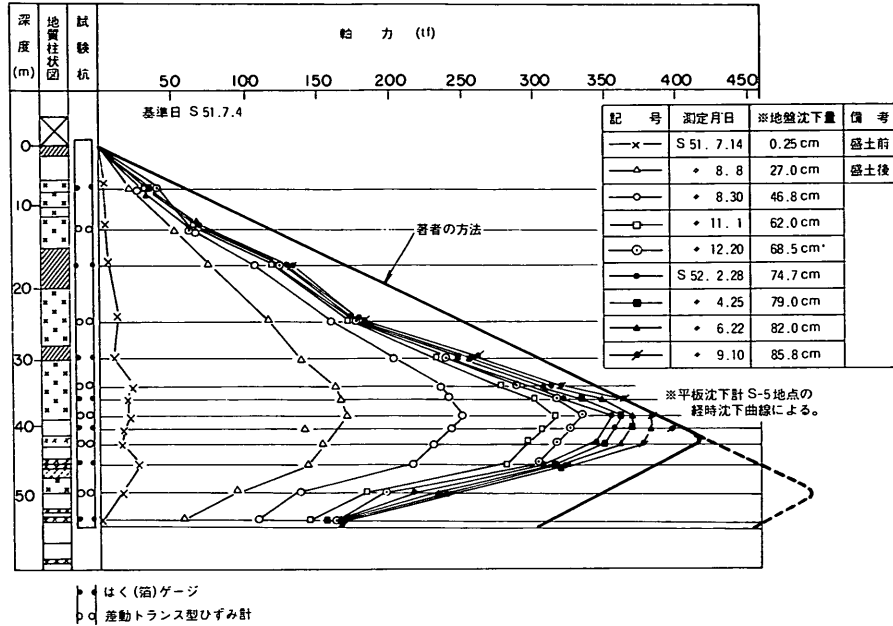


図-6.9 SP-2の軸力分布(佐々木, 小川(1979)の図に加筆)

Case IVBを仮定して

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) = 0.223$$

したがって,

$$q_d < k_s \rho_s \zeta_0$$

よりB状態であることがわかり,

$$\zeta_{mu} < 1, \zeta_{ml} > 0$$

よりCase IVBが適合ケースと判定できる。これでCase判定のループから抜け出て、軸力の計算に移る。

e_z の計算から軸力 $A\sigma_z$ の特別な値を求めると,

$$z_{mu} = 12.9 \text{ m } (x_{mu} = 41.1 \text{ m}), A\sigma_{z_{mu}} = 413 \text{ tf}$$

$$z_0 = 12.0 \text{ m } (x_0 = 42.0 \text{ m}), A\sigma_{z_0} = 417 \text{ tf}$$

$$z_{ml} = 11.2 \text{ m } (x_{ml} = 42.8 \text{ m}), A\sigma_{z_{ml}} = 413 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 54 \text{ m}), A\sigma_0 = 300 \text{ tf}$$

(地表面からの深さ)

結果は、図-6.9に実線で示してある。この図から、次のことが言える。

- 1) 再計算の結果は実測値と比べて、最大軸力、中立点位置共によく一致している。
- 2) 最大軸力、中立点位置共によく一致しているにもかかわらず、先端軸力は一致していない。この傾向

は他のすべての計算例にも、多かれ少なかれ共通している。この理由としては、杭の先端部分では、軸力の一部が杭の内部に詰まっている土に伝達されていることを考えねばならない。これがすなわち閉塞効果であり、このことを考えれば、この計算による先端軸力が実測値を上回るのは当然と考えられる。

- 3) したがって、ネガティブフリクションの推定としては、先端軸力にはあまり意味はなく、設計において要求されるとおり、中立点位置及び最大軸力が重要と考えられる。

c) SP-3(強制圧密沈下)

杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 2.51 \text{ m } (\phi = 800 \text{ mm}), L = 53 \text{ m},$$

$$A' = 0.502 \text{ m}^2$$

前と同じく、図-6.7の土質定数から、平均的な q_u と先端地盤の \bar{N} を求め、式(3.40)~(3.44)を使って地盤の定数が算出できる。

$$q_u = 8 \text{ tf/m}^2 \text{ より}$$

$$C_s = 300 \text{ tf/m}^3, f_m = 4 \text{ tf/m}^2$$

$$\bar{N} = 20 \text{ より}$$

$$k_s = 35800 \text{ tf/m}^3, q_d = 600 \text{ tf/m}^2$$

ここで \bar{N} はSP-2の再計算の場合と同じくとしている。

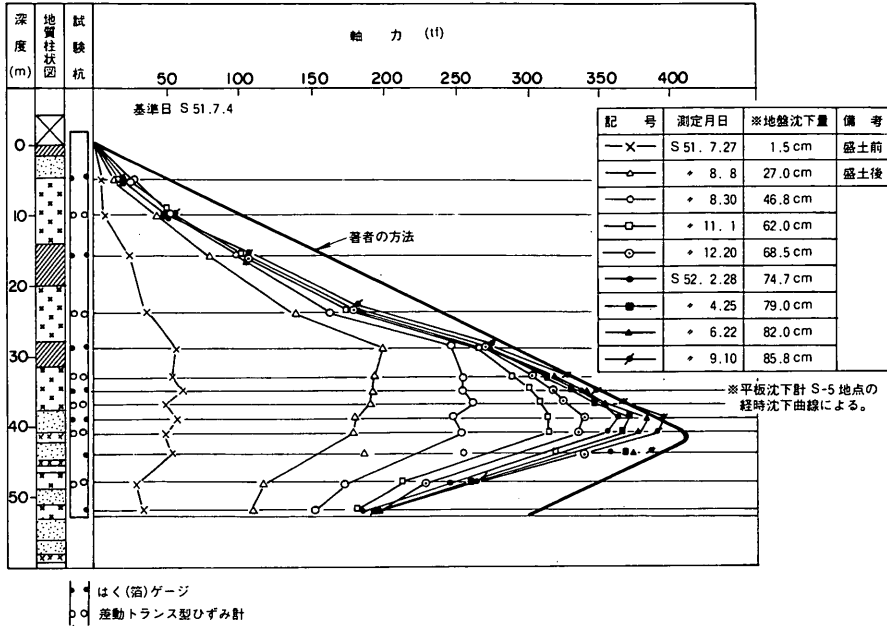


図-6.10 SP-3の軸力分布(佐々木, 小川(1979)の図に加筆)

地表面の沈下量は, 前と同じく, 85.8 cm と与えられている。

$$\rho_s = 0.858 \text{ m}$$

以上の数値から, 計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

$$c = 64.35 \quad (1/c = 0.0155, \psi L f_m = 532 \text{ tf})$$

$$d = 28.9, \quad d' = 0.564$$

$$w = 0$$

Case IV B を仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) = 0.218$$

したがって,

$$q_d < k_s \rho_s \zeta_0$$

より B 状態であり,

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mi} > 0$$

より Case IV B が適合ケースであると判定できる。これで Case 判定のループから抜け出て, 軸力の計算に移る。

e_s の計算から軸力 $A\sigma_s$ の特別な値を求めると,

$$z_{mu} = 12.4 \text{ m} \quad (x_{mi} = 40.6 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mu}} = 408 \text{ tf}$$

$$z_0 = 11.5 \text{ m} \quad (x_0 = 41.5 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_0} = 412 \text{ tf}$$

$$z_{mi} = 10.7 \text{ m} \quad (x_{mi} = 42.3 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mi}} = 408 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 53 \text{ m}), \quad A\sigma_0 = 300$$

(地表面からの深さ)

結果をグラフに示すと, 図-6.10のとおりである。この図から, 次のことが言える。

- 1) 計算結果は実測値と非常によく一致している。
- 2) 実測値の地表面から中立点に至る下に凸の曲線を近似して, 計算値が, 実測曲線の上記の範囲の中央の傾きをもって地表面と中立点とを結ぶという関係が, よく表されている。

6.5 大黒ふ頭における横浜市の実験

この実験(宮沢他, 1981)では, 昭和52年11月から昭和54年9月まで, 22か月(約600日間)にわたって測定が行われている。計算は, 最終測定時点について行う。土質の性状は, 図-6.11の左側に与えられている。

杭の諸元は次のとおりである。

$$\psi = 2.87 \text{ m} \quad (\phi = 914.4 \text{ mm}), \quad L = 60 \text{ m},$$

$$A' = 0.657 \text{ m}^2$$

$L = 60 \text{ m}$ は, 図-6.11からもわかるとおり, 杭長ではなく, 地表面から土丹層表面までの深さである。図-6.11の土質定数から, 平均的な q_u と先端地盤の N を求め, 式(3.40)~(3.44)を使って地盤の定数が算出できる。

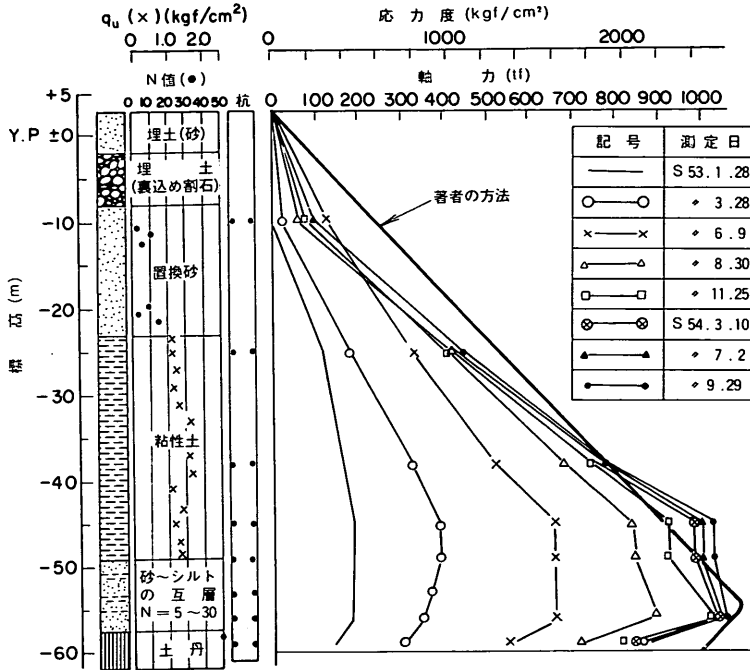


図-6.11 無処理杭軸力分布および土質性状(宮沢他(1981)の図に加筆)

$$q_u = 14 \text{ tf/m}^2 \text{ より}$$

$$C_s = 629 \text{ tf/m}^3, f_m = 7 \text{ tf/m}^2$$

$$\bar{N} = 50 \text{ より}$$

$$k_s = 141000 \text{ tf/m}^3, q_d = 1500 \text{ tf/m}^2$$

この場合、 N 値50以上の土丹層に4 D程度打ち込んであるので $\bar{N} = 50$ とする。地表面の沈下量は、80 cmと与えられている。

$$\rho_s = 0.8 \text{ m}$$

以上の数値から、計算に必要な無次元量が次のとおり計算される。

$$c = 71.9 \quad (1/c = 0.014, \psi L f_m = 1205 \text{ tf})$$

$$d = 6.18, \quad d' = 0.82$$

$$w = 0$$

Case IV Bを仮定する。

$$\zeta_0 = \frac{1}{2} (1 - d' + w) = 0.09$$

したがって、

$$q_d < k_s \rho_s \zeta_0$$

よりB状態となり、

$$\zeta_{mu} < 1, \quad \zeta_{mi} > 0$$

よりCase IV Bが適合ケースであると判定できる。これで、Case 判定のループから抜け出て、軸力の計算に移る。

e_z の計算から軸力 $A\sigma_z$ の特別な値を求めると、

$$z_{mu} = 6.2 \text{ m} \quad (x_{mu} = 53.8 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mu}} = 1080 \text{ tf}$$

$$z_0 = 5.4 \text{ m} \quad (x_0 = 54.6 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_0} = 1088 \text{ tf}$$

$$z_{mi} = 4.6 \text{ m} \quad (x_{mi} = 55.4 \text{ m}), \quad A\sigma_{z_{mi}} = 1080 \text{ tf}$$

$$z = 0 \quad (x = 60 \text{ m}), \quad A\sigma_0 = 988 \text{ tf}$$

(地表面からの深さ)

結果を図示すると、図-6.11のとおりである。この図から、次のことが言える。

- 1) 計算結果は、実測値と非常によく一致している。
- 2) この計算では、軸力が得られるのは、支持地盤と考えた土丹層の表面までである。

6.6 国鉄第三工事局の実験

重要な測定例として、2.4 b)に述べた武蔵野ヤードにおける日本国有鉄道東京第三工事局の実験があるが、この解析は、以上の5例のように行えない。これは地表面沈下量のデータが得られないからである。この実験では、実験杭打設の後に盛土を行っているので、盛土工事中から杭に発生したネガティブフリクションと、盛土終

了後に測定開始された地盤沈下量とは、対応づけられていないと考えられる。

この実験は、盛土による場合として、 $q_u/2$ とした摩擦力よりもずっと大きな力の作用したことが報告されているが、日本鋼管の実験の解析の際に行ったと同じ、簡略の考慮を盛土荷重に対してすることにより、おおむね実測値と一致する計算値が得られる。

$$\begin{aligned}\Delta c_u &= 0.3 \Delta p \\ &= 0.3 \times 6 \\ &= 1.8 \text{ tf/m}^2\end{aligned}$$

ここで、 $\Delta p = 6 \text{ tf/m}^2$ は図-2.21から逆算した値である。

杭の諸元は、 $\phi = 609.6 \text{ mm}$ 、 $t = 12.7 \text{ mm}$ 、 $\psi = 1.92 \text{ m}$ 、 $A = 238.2 \text{ cm}^2$ である。

$$\Delta F_N = \psi \int_0^x \Delta c_u dx = 1.92 \times 1.8 \times x$$

$$\frac{\Delta F_N}{A} = \frac{1.92 \times 1.8}{0.02382} x$$

図-6.12に結果を示す。建築基礎構造設計規準・同解説(1974)では、盛土荷重の場合の実測値(No.1, 2, 5, F杭)と一致するための τ/σ'_v 値は、この場合0.3~0.5程度であると述べている。ここに行った計算では $\Delta c_u/\Delta p$ 比を0.3としたが、深さ25m程度までは実測値とよく一致している。25mよりも深い部分については、No.2杭とF杭においてここに行った計算よりも負の摩擦力が大きいの、すなわち、図-6.12において、この2本の杭の圧縮応力度の深さ方向の変化率が $q_u/2 + \Delta(q_u/2)$ で示した曲線の深さ方向変化率よりも大きいという結果になっている。この摩擦力が大きいことの原因について、建築基礎構造設計規準・同解説(1974)においても不明としている。

6.7 まとめ

以上の計算結果の要点をまとめると次のとおりであり、おのおの計算結果は表-6.2のようにまとめられる。

- 1) 地表面沈下量が小さいものを除いて、ほとんどがCase IVBにあてはまっている。
- 2) 摩擦杭の場合は、先端抵抗の評価が難しい。
- 3) 沈下量が小さい場合は、周面摩擦、先端抵抗共評

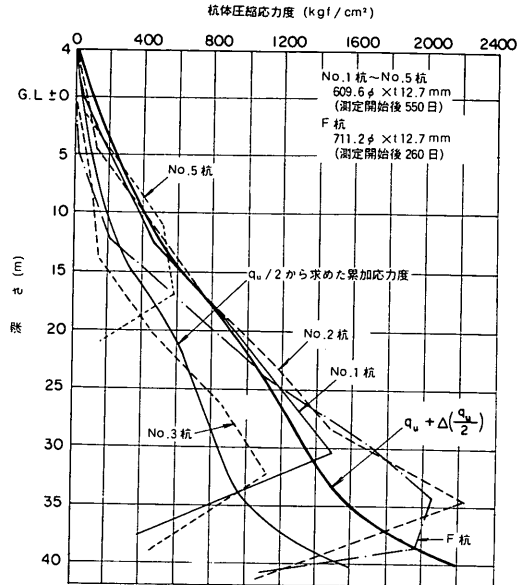


図-6.12 日本国有鉄道東京第三工事局の実験結果
4m盛り土による負の摩擦

- { No. 2, F……支持杭
- { No. 1 ……不完全支持杭
- { No. 5 ……摩擦杭

自然地盤沈下による負の摩擦

- No. 3 ……不完全支持杭

(建築基礎構造設計規準・同解説(1974)の図に加筆)

価が難しい。

- 4) 扇島のような大きな荷重増加のあった場合についても、これを適切に評価することにより、よく一致した計算結果が得られた。
- 5) 周面摩擦の積分としての軸力は、実際の下に凸のカーブに対して本計算法では平均的な傾きを持った直線となるが、最大軸力は中立点位置の適切な評価により十分正確に算定できる。
- 6) 先端軸力は実測値よりも常に小さいが、先端付近では軸力が杭内部に詰った土に伝えられるためであり、当然である。

表-6.2 提案法による現地測定の結果のまとめ

実 験 例		
杭 別	適 合	摘 要
地表面沈下量	Case	
土質工学会鋼ゲイ研究委員会の実験		
cE_{48} 12.4 cm	IV B	よく一致している。
oE_{48} 12.4 cm	IV B	計算値は実測値より少し大きい。 開端杭であるため周面摩擦が小さい。
cF_{81} 10.1 cm	IV A	合わない。 摩擦杭の場合先端抵抗の評価が難しい。
清水建設研究所の実験		
6.2 cm	II A	ほぼ一致している。計算値は単杭の実測値より少し小さく、 群杭の実測値より少し大きい。
扇島における日本鋼管の実験		
13.6 cm	IV B	盛土荷重による強度増加を考慮した結果、非常によく一致。
常磐自動車道における道路公団の実験		
SP-1 3.4 cm	II A	計算値は大きすぎる(実測値が小さい)。 沈下量が小さい場合は評価が難しい。
SP-2 85.8 cm	IV B	先端N値の再評価により非常によく一致。
SP-3 85.8 cm	IV B	同 上
大黒ふ頭における横浜市の実験		
80 cm	IV B	非常によく一致。

第II部 斜杭の曲げ

7. 斜杭の曲げの概要

圧密等の理由により沈下する地盤の中に斜杭がある場合には、地盤から杭に加えられる下向きの力により、曲げが発生する。したがって、沈下の恐れがある地盤において斜杭を使うことは不利と言える。しかしながら、港湾分野においては、図-7.1に示す控え組杭式矢板壁構造等のように、大きな水平力を期待して、どうしても斜杭の使用を必要とする場合がある。そこで、特に港湾分野の杭基礎としては、この沈下地盤中の斜杭の曲げの問題が、避けておけない大きな問題となる。

地盤が沈下することによって、斜杭に軸直角方向の力が作用し、これによって斜杭が曲げられる様子は、図-7.2に示される。この図は概念図として、地盤反力、せん断力、曲げモーメント等の相互の関係がほぼ不合理でないように描かれているが、杭頭の条件、杭先端の条件が異なれば、図の様子はすっかり違ったものになることを注意しておかなければならない。図-7.2は、杭頭が回転自由の固定、杭先端が回転拘束の完全固定の条件で描いてあるが、杭頭でも杭先端でも、固定がゆるめられれば、それだけ杭は変位し、曲げモーメントが減少する。したがって、杭頭の拘束条件のいかににより、そして杭先端の条件、すなわち支持杭の状態に近い摩擦杭の状態に近いにより、曲げの状況は相当異なったものになると考えられる。一例として、非常に極端な場合を考えてみる。それは、斜杭が軟弱層を貫いて、岩盤の上に貫入せずに留まっており、杭頭が全くフリーの状態である。軟弱層の圧密が完了して、あるいは3で提案した著者の方法におけるように沈下量の三角形分布が仮

定できるとすれば、岩盤上に留まった斜杭は、先端を中心として地盤沈下に見合っただけ回転するのみで、曲げ応力は発生しないということが起こり得ると考えられる。この場合、もし杭頭の拘束が与えられているのであれば、今考えた曲げ応力のない状態から、杭頭の拘束に応じて、杭頭を元に戻すような力を加えたと考えればよい。そうすれば、杭には曲げが発生するであろうが、それが地盤沈下によって発生した曲げであると考えられることができる。あるいは、杭先端の拘束をさらに付加して考えることも同じような意味で可能である。

このように、この問題においては、当然ながら、杭の

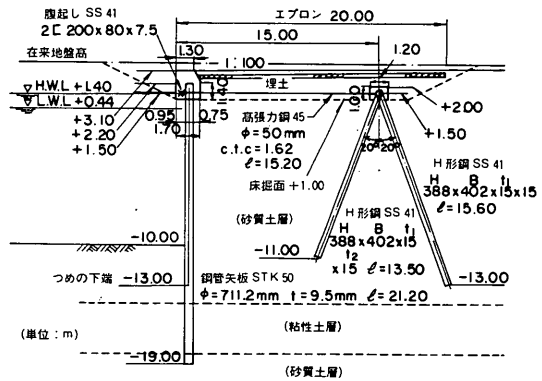


図-7.1 組杭式の控え工を有する矢板式係船岸の例 (松並, 1980)

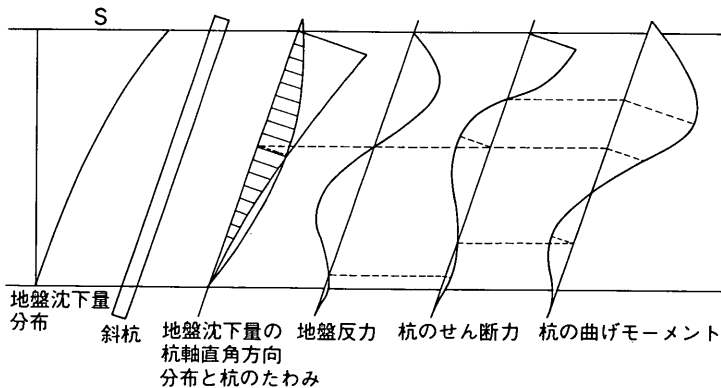


図-7.2 地盤沈下による斜杭の曲げ

たわみが大きな意味を持っている。またその量も、ネガティブフリクションの場合の杭の収縮量と比べて、ずっと大きいと考えられる。そこで、この斜杭の曲げの解析においては、ネガティブフリクションの解析法として、単純化して物理的意味のわかりやすい形で提案した簡易な計算法とは異なり、できる限り精密に杭のたわみ挙動を追跡するというやり方をとる。計算には、電子計算機

を用いる。地中の沈下量分布も、ネガティブフリクションの解析では三角形分布と仮定したが、この電子計算機を用いた杭のたわみ挙動の解析においては、煩雑にならない範囲でできる限り忠実に現象をシミュレートし、三角形分布の沈下量分布でなく、かつ圧密途中の状態も計算できるようにする。ここに提案する解析法については9.に詳しく述べる。

8. 斜杭の曲げに関する既応の研究

ネガティブフリクションに関する研究とは異なり、地盤沈下による斜杭の曲げが特殊な問題であるためと考えられるが、その研究例は非常に少ない。著者の一連の研究(1978, 1981)を除けば、以下の4例が見当のみである。著者の研究については、9., 10., 11. に詳しく述べる。

8.1 土質工学会鋼ゲイ研究委員会の実験

この実験的研究は、2.4 a) に紹介したのと同じものである。すなわちこの実験においては、試験杭4本のうちの1本が、既に紹介したとおり、そして図-2.7に示されるように、傾斜角 8° の斜杭であった。その測定結果、解析結果についても、既に2.4 a) に示したが、支持杭としてのこの閉端斜杭は、そのネガティブフリクションに関する挙動として、閉端鉛直支持杭とほとんど同じであった。この斜杭については、曲げモーメント分布が、図-8.1のように示されている。この結論として、 8° 程度の傾斜では曲げによる応力も鉛直杭と比べてとりたてほどのものでなかったと述べられている。

8.2 佐藤等の検討法

佐藤等(1970)は、東名高速道路袋井地区の久能高架、村松高架の鋼管杭の基礎で、地盤の圧密沈下に伴うネガティブフリクションと斜杭の曲げに関する測定を行っている。そして、測定結果を解析するための方法を提案し、計算結果を実測値と比較している。ここでは、斜杭の曲げの解析法及び実測値との比較について簡単に紹介する。

佐藤等は、地盤の圧密沈下により斜杭に曲げが発生する状態を、はりと考えた杭に土の重量のうち軸直角方向の成分がかかるとしてモデル化した(図-8.2参照)。

このようにモデル化すると問題は、荷重のとり方、はりのスパンのとり方、支点的条件をいかに決定するかの3点である。

荷重は次のようにとることとしている。

$$p = \gamma h \alpha' DU \sin \theta \quad (8.1)$$

ここに、

p = 荷重 (tf/m)

γ = 土の単位体積重量 (tf/m³) ただし地下水水位以下では0.9を差し引く

h = 地表面から各層までの距離 (m)

α' = 荷重分布幅係数 ($1 \leq \alpha' \leq$ 杭間隔 / D)

D = 杭径

U = 圧密度

θ = 杭の傾斜角

したがって、杭に作用する軸直角方向荷重が重量 γ による圧力の $\sin \theta$ 倍になっている。しかし、この点については疑問がある。すなわち、圧力の方向及び分布面積を考慮すると、鉛直方向の圧力の軸直角方向成分として $\sin \theta$ 倍、かつ鉛直方向の単位面積を軸直角方向の面積($1/\sin \theta$ 倍)に直すことにより圧力は $\sin \theta$ 倍となり、結局鉛直圧力の $\sin^2 \theta$ 倍となるはずだからである。

はりのスパンのとり方の問題は、圧密層厚のうちどれだけの部分の土を荷重として作用させるかということである。佐藤等の報告では、圧密層厚の8割の深さまで荷重として作用させ、さらに支承条件として、それより深い部分を弾性床とし、杭頭部を固定とした場合が実測

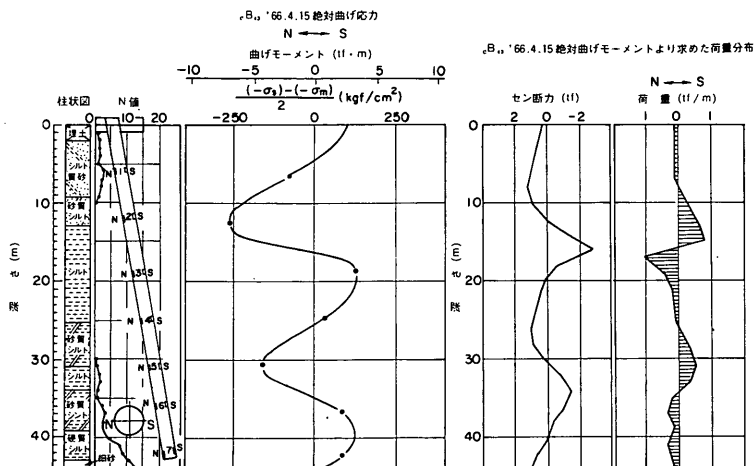


図-8.1 cB₄₈ (1966.4.15)の絶対曲げ応力(「鋼ゲイ」, 1969)

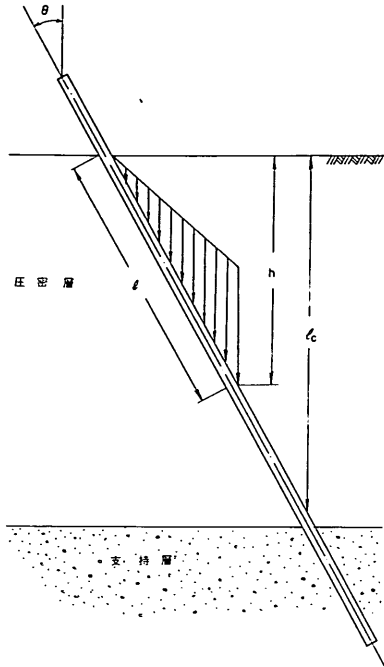


図-8.2 佐藤等の方法のモデル(佐藤他, 1970)

値とよく一致したと報告されている(図-8.3参照)。

最後の支点条件は、杭頭について自由または固定、杭先についてはりと考える部分以深を固定あるいは弾性床中にあると考えるやり方を組み合わせた四つのタイプを検討している。そして結局、図-8.2及び8.3に示されるように、杭頭固定、杭先端の方は弾性床中にあると考えるのが実測値とよく合ったとして、提案している。

8.3 Broms等の検討法

BromsとFredriksson(1976)は、杭周の沈下する地盤と杭のたわみの間の杭軸直角方向の相対変位に比例する力を考え、すなわち杭周の地盤をウィンクラー地盤と考えて、斜杭の曲げを解析している。図-8.4において、地盤沈下量の杭軸直角方向成分 $\delta_x \cos \beta$ と杭のたわみの差に地盤反力係数 k_h をかけた大きさの力が、地盤から杭に作用すると考える。この考え方は、杭の横抵抗を検討する場合の線形弾性地盤反力法に相当するもので、ここに提案する9の方法でも、これと同じ考え方をとっている。ただし、BromsとFredrikssonの方法では、はっきりと書いてはいないが、地盤沈下量分布を、3.に提案した著者のネガティブフリクションの近似計算法と同じく、三角形分布と仮定しているようである。

BromsとFredrikssonは、杭のたわみを表現するのに三角級数を用いて、Hetenyi(1946)が示した仮想仕事の原理に基づく解法に従っている。80項までの級数解

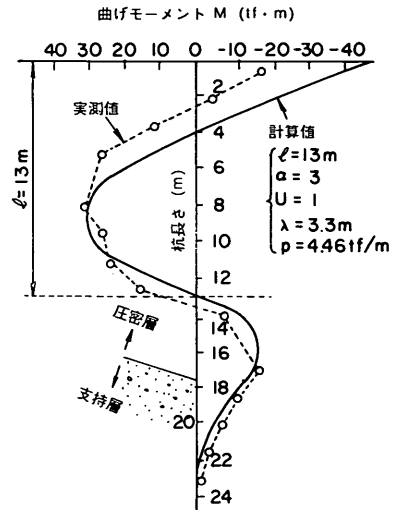


図-8.3 斜杭の曲げ実測値と計算値(佐藤他, 1970)

を用いるということなので、計算は煩雑であろうと思われるが、この方法によれば多層の問題や地盤反力係数が深さとともに変化する問題も計算できるようである。この計算法を適用するに当たって、長期載荷の場合の地盤反力係数を評価するのに、 $k_h = 10 c_u / D$ という大胆だが有用な式を示している。ここに k_h が地盤反力係数、 c_u は土の非排水せん断抵抗、 D は杭径である。しかし、この提案の10という数値は長期載荷の場合とはいえ、Jamiolkowski(1977)が集めた経験的な数値から見ても、1桁あるいはそれ以上小さい。

BromsとFredrikssonが行っているのは計算のみであるが、その解析結果によって、杭材の弾性係数、杭長、地盤の沈下量とせん断抵抗、杭端の拘束条件、深さによる地盤のせん断抵抗の変化、そして地盤表層の固い部分

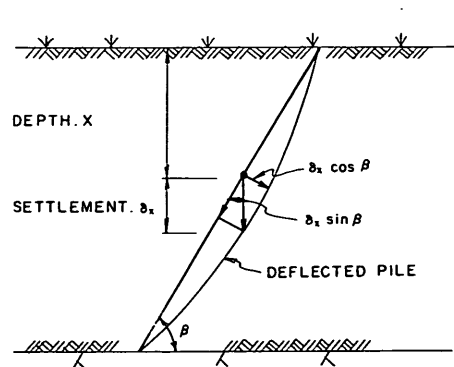


図-8.4 地盤沈下による斜杭のたわみ (Broms and Fredriksson, 1976)

(dry crust)の影響について検討し、杭が破壊するときの沈下量について論じている。

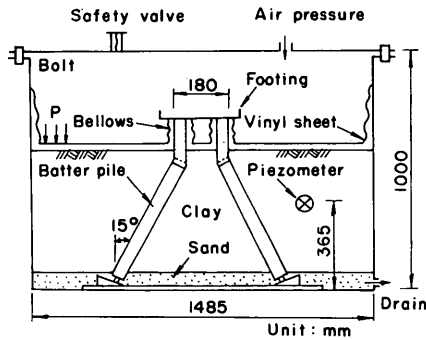
8.4 柴田等の検討法

柴田等(1982)は、単杭及び群杭に関するネガティブフリクションと、単斜杭の曲げに関して行った室内模型実験について報告している。そして、これらの解析法についても示している。ここでは、斜杭の曲げの解析法及び実測値との比較について簡単に紹介する。実験装置は、図-8.5(a)に示されるようなものである。実験の結果は、図-8.5(b)~(d)に示される。

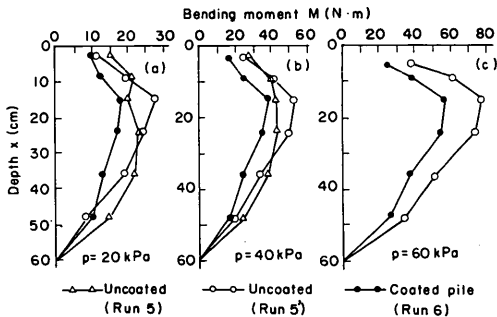
柴田等の解析法の考え方は、BromsとFredrikssonによるものと全く同じである。ただこれを解くのに、BromsとFredrikssonのように級数解でなく、単層として、解析解を得ている。この方法による計算結果と実測値との比較が、図-8.5(e)に示される。

柴田等の報告には、高橋によるDiscussion(1983)が寄せられた。柴田等が示した方法の多層地盤への適用、

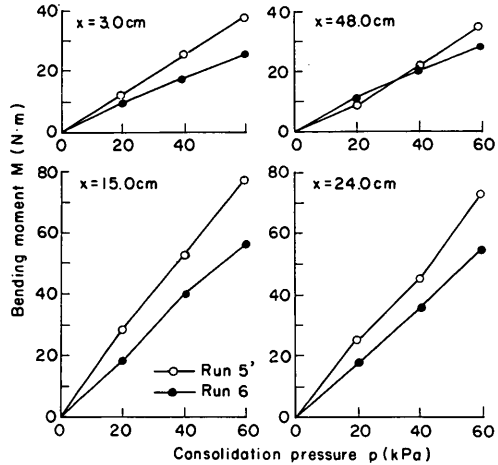
杭端の拘束条件の問題、斜杭の曲げに対するアスファルトコーティングの有効性等に関する討議であるが、柴田等(1984)は、提案式は応用を考えたものではなく、彼等の実験結果を説明するために用いたものであること等を回答している。



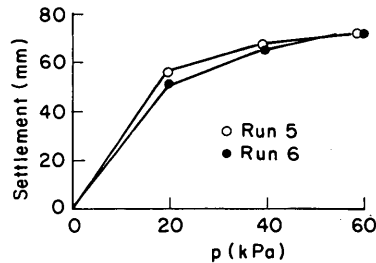
(a) 斜杭の模型実験装置



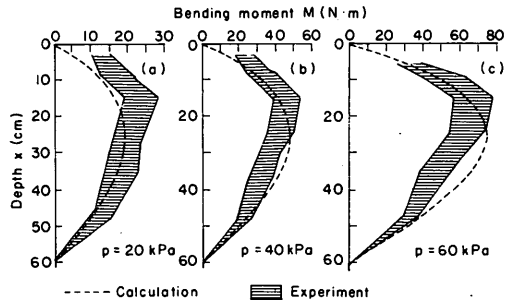
(b) アスファルトコーティングした杭とそうでない杭の曲げ抵抗



(c) 曲げモーメントと圧密圧力



(d) 地盤沈下と圧密圧力



(e) 曲げモーメント分布の実測値と計算値の比較

図-8.5 柴田等の実験 (Shibata et al., 1982)

9. 弾性地盤反力を仮定した検討法

9.1 はじめに

ここに提案する方法は、線形の弾性地盤反力を基本的な仮定とする。すなわち、杭周地盤をWinkler地盤（国生，1976）とみなす。この意味で、本方法は、Bromsの方法と同じである。異なる点は、Bromsの方法では級数解を与えているのに対して、計算機の使用を前提として、線形地盤反力法の解析解を多層系の問題に対して適用することである。7.2で簡単に触れたように、斜杭の曲げの解析については、ネガティブフリクションの場合と異なり、なるべく忠実に現象をとらえるという行き方をとる。すなわち、ここで提案する方法は、一応十分に現実の地盤構成をモデル化できる4層問題として、かつ地中の圧密沈下分布についても、三角形分布でなく与える。

図-9.1に、ここで提案する計算モデルを示す。斜杭は、杭頭で実状に応じた拘束条件を与えられ、おもに地盤上部から押し下げられ、地盤下部により支えられる弾性ばりであると仮定する。一番上の層は自由長の部分である。この部分は、実状に応じて省略してもよい。上から二番目は荷重層である。これについては後に詳しく述べるが、一般的な状況としては、盛土層と考えてよい。第三番目の層が最も重要な層で、圧密層である。普通は粘土層に相当し、Winkler地盤と仮定する。一番下の層は、支持層である。これもWinkler地盤とするが、普通は沈下しないものとすればよい。

以上の4層で、一般の地盤構成を実用上十分に表現す

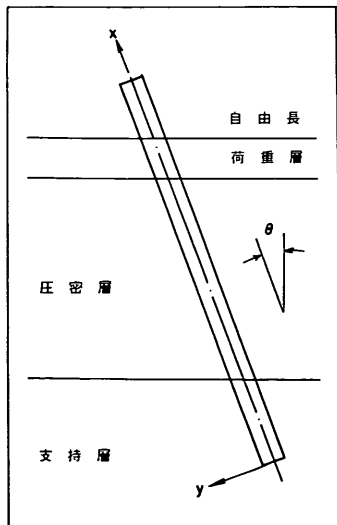


図-9.1 提案法の計算モデル

るために、複雑な地盤の場合に重要度の低いものから無視するようにするのはもちろんである。この4層を5層、6層に拡充することもそれほど難しくはないが、適切にモデル化を行えば、4層でも十分であると考えられる。ただし、自由長の部分を略したり、10.や11.の計算で行っているように、支持層の部分を粘土層として計算する等の変更は必要となることがある。

9.2 Winkler 地盤

Winkler地盤における弾性曲線の微分方程式は、図-9.1を参照して、次のように表される。

$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dx^4} = p = k_h (S \sin \theta - y) \quad (9.1)$$

ここで、

- EI : 杭の曲げ剛性
- y : 杭の軸直角方向たわみ
- x : 杭先端から軸方向上向きにとった座標
- p : 地盤反力
- B : 杭の幅
- k_h : 地盤反力係数
- S : 地盤の沈下量
- θ : 杭の傾斜角

地盤をWinkler地盤とする基本的な仮定により、地盤の弾性反力係数は、この方法において最も重要な係数である。この重要な反力係数として、杭の挙動の類似性に着目し、ここでは、杭の水平抵抗における地盤反力係数 k_h を当てる。そしてこの係数の評価のためには、杭の水平抵抗の計算法のうち、使いやすい線形弾性地盤反力法として馴染みの深い、いわゆるChangの方法の水平方向地盤反力係数 k_h の評価方法を流用する。

S は深さによって異なり、またもし圧密途中段階を考えようとするれば、時間によっても（すなわち圧密度に応じて）異なる。

式(9.1)の同次方程式は次のように解かれる。

$$y = A_1 \cos \beta' x \cdot \cosh \beta' x + A_2 \cos \beta' x \cdot \sinh \beta' x + A_3 \sin \beta' x \cdot \cosh \beta' x + A_4 \sin \beta' x \cdot \sinh \beta' x \quad (9.2)$$

ここで、

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{B k_h}{4EI}}$$

である。計算にはクルイロフ関数（フローリン，1969）を用いて、

$$\left. \begin{aligned} Z_1 &= \cos \beta' x \cdot \cos h \beta' x \\ Z_2 &= \frac{1}{2} (\sin \beta' x \cdot \cos h \beta' x \\ &\quad + \cos \beta' x \cdot \sinh \beta' x) \\ Z_3 &= \frac{1}{2} \sin \beta' x \cdot \sinh \beta' x \\ Z_4 &= \frac{1}{4} (\sin \beta' x \cdot \cosh \beta' x \\ &\quad - \cos \beta' x \cdot \sinh \beta' x) \end{aligned} \right\} \quad (9.3)$$

とすると,

$$y = A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3 + A_4 Z_4 \quad (9.4)$$

である。この式で $A_1 \sim A_4$ は、式(9.2)の $A_1 \sim A_4$ と同じ

$$\{Y\} = \begin{bmatrix} Z_1 & Z_2 & Z_3 & Z_4 \\ -4\beta' Z_4 & \beta' Z_1 & \beta' Z_2 & \beta' Z_3 \\ -4\beta'^2 Z_3 & -4\beta'^2 Z_4 & \beta'^2 Z_1 & \beta'^2 Z_2 \\ -4\beta'^3 Z_2 & -4\beta'^3 Z_3 & -4\beta'^3 Z_4 & \beta'^3 Z_1 \\ -4\beta'^4 Z_1 & -4\beta'^4 Z_2 & -4\beta'^4 Z_3 & -4\beta'^4 Z_4 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{Bmatrix} = [Z] \{A\} \quad (9.5)$$

と書くことができる。

9.3 沈下量分布の3次式表示

$S \sin \theta$ の項に対する特解としては、次の形のものは簡単に考慮に入れることができる。

$$S = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 \quad (9.6)$$

3次多項式であるが、これによって沈下量を近似することは、ある程度妥当と考えられる。有効応力のアイソクロンはひずみのアイソクロンと比べて、時間的に遅れているが形状は相似であり(三笠, 1963), その形状は2次放物線の形に近い。ひずみを積分したものが沈下量であり、2次放物線を積分すれば3次多項式になるので、式(9.6)の係数 $a_0 \sim a_3$ の中に圧密度を導入すれば、任意の深さ、任意の圧密度の沈下量が、相当の近似度をもって表され得ると考えられる。

実際の表式を求めてみよう。図-9.2に示した曲線が、平均的な圧密度 U のときのひずみのアイソクロンであるとする。条件としては、圧密度 U のときの粘土層厚を d 、地表面沈下量を S_0 、圧密終了時の地表面沈下量を S_∞ とする。ひずみ分布を表す式は、 $z=0$ (粘土層下面) 及び $z=d$ (粘土層上面) でひずみが S_∞/d 、そしてひずみの粘土層全体にわたる積分が S_0 、という三つの条件を使って、

1ものではない。表記及び計算に便利のように、たわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力、地盤反力に関する量を並べて、5次元の列ベクトルとして表現すると次式となり、

$$\{Y\} = \begin{Bmatrix} y \\ y' \\ y'' \\ y''' \\ y'''' \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y \\ y' \\ -\frac{M}{EI} \\ -\frac{Q}{EI} \\ \frac{Bp}{EI} \end{Bmatrix}$$

クルイロフ関数の性質を利用して、

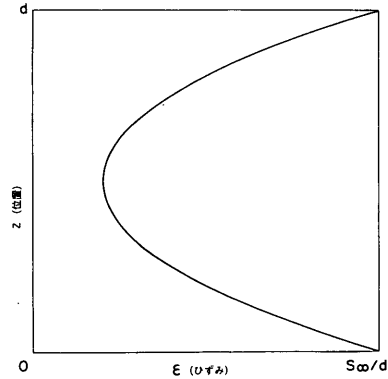


図-9.2 圧密中の土のひずみのアイソクロン

$$\epsilon = \frac{6}{d^3} (S_\infty - S_0) z (z-d) + \frac{S_\infty}{d} \quad (9.7)$$

と表される。ここで z は杭先端位置から鉛直上方にとった座標である。ただしひずみが負になることはあり得ないので、この表現には次の制限が必要である。

$$\epsilon_{z=\frac{d}{2}} = \frac{S_\infty}{d} - \frac{6}{d^3} (S_\infty - S_0) \frac{d^2}{4} \geq 0$$

これは、 $S_0 = U S_\infty$ の関係を使って、

$$U \geq \frac{1}{3} \quad (9.8)$$

なる条件となる、すなわち、圧密初期の排水層に近い部分にひずみが集中している状態は式(9.6)や式(9.7)では表すことができない。式(9.7)は、 $S_0 = US_\infty$ の関係を使って書き直すと、

$$\epsilon = \frac{S_\infty}{d} \left\{ 1 - 6(1-U) \frac{z}{d} \left(1 - \frac{z}{d} \right) \right\} \quad (9.9)$$

また式(9.6)は、

$$S = S_\infty \left\{ \frac{z}{d} - (1-U) \left(\frac{z}{d} \right)^2 \left(3 - 2 \frac{z}{d} \right) \right\} \quad (9.10)$$

と表される。

計算は軸方向に対して行うことになるから、 $z = x \cos \theta$ として、 y のときと同様に x に関する微分をベクトルにして表すと、次式のとおりになる。

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} S \\ S' \\ S'' \\ S''' \\ S'''' \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} S_\infty \left\{ \frac{x}{d/\cos\theta} - (1-U) \left(\frac{x}{d/\cos\theta} \right)^2 \times \left(3 - 2 \frac{x}{d/\cos\theta} \right) \right\} \\ \frac{S_\infty}{d/\cos\theta} \left\{ 1 - 6(1-U) \frac{x}{d/\cos\theta} \times \left(1 - \frac{x}{d/\cos\theta} \right) \right\} \\ - \frac{6S_\infty}{(d/\cos\theta)^2} (1-U) \left(1 - 2 \frac{x}{d/\cos\theta} \right) \\ \frac{12S_\infty}{(d/\cos\theta)^3} (1-U) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (9.11)$$

沈下層に乗っている砂層等に、ここで述べたと同じ線形の弾性地盤反力を考慮する場合には、同次方程式の一般解については同様であるが、特解である沈下量 S に関して異なり、もっと簡単である。すなわち、このような砂層は圧縮せず、粘土表面の沈下量そのまま伝達するとして、 $\{S\}$ の表現は次のとおりである。

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} S_0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (9.12)$$

以上の準備により、Winkler地盤に関する微分方程式(9.1)の一般解と、一般解から得られる微分式は次式のように表される。

$$\{Y\} = [Z] \{A\} + \{S\} \sin \theta \quad (9.13)$$

9.4 自由長部

自由長部を表現する微分方程式は、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^2} = 0 \quad (9.14)$$

であるから、これは簡単に積分されて、

$$y = A_1 + A_2 x + A_3 x^2 + A_4 x^3 \quad (9.15)$$

である。式(9.2)と同じようにベクトル表示すると、

$$\{Y\} = \begin{bmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \\ 0 & 1 & 2x & 3x^2 \\ 0 & 0 & 2 & 6x \\ 0 & 0 & 0 & 6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{Bmatrix} = [X] \{A\} \quad (9.16)$$

となる。

9.5 荷重部

盛土層を荷重部と考えた場合の微分方程式の一般的な形は次のとおりである。

$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dx^4} = \gamma (z_i - z) \sin^2 \theta \quad (9.17)$$

ここで、

γ : 考えている荷重層の単位体積重量

z_i : 杭先端位置から考えている荷重層上表面までの高さ

「考えている荷重層」という表現を使っているのは、10で行われるように複数の荷重層を考慮することも可能としているためであるが、ここでの式の展開は1層の場合にとどめる。

$z = x \cos \theta$ としてから積分すると、

$$y = A_1 + A_2 x + A_3 x^2 + A_4 x^3 + A_5 x^4 + A_6 x^5$$

であり、

$$A_5 = \frac{1}{24} \frac{B\gamma}{EI} x_i \sin^2 \theta \cos \theta$$

$$A_6 = -\frac{1}{120} \frac{B\gamma}{EI} \sin^2 \theta \cos \theta$$

だから、例によってベクトル表示すると、

$$\{Y\} = \begin{bmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \\ 0 & 1 & 2x & 3x^2 \\ 0 & 0 & 2 & 6x \\ 0 & 0 & 0 & 6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} x^4 & x^5 \\ 4x^3 & 5x^4 \\ 12x^2 & 20x^3 \\ 24x & 60x^2 \\ 24 & 120x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{1}{24} \frac{B\gamma}{EI} x_i \sin^2 \theta \cos \theta \\ -\frac{1}{120} \frac{E\gamma}{EI} \sin^2 \theta \cos \theta \end{Bmatrix}$$

$$= [X]\{A\} + \{C\} \quad (9.18)$$

となる。

9.6 計算法の説明

以上によって、たわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力、地盤反力が全て、土質条件 (k_h, γ) 及び杭の条件 (EI, B) を使って深さの関数として表された訳だから、一般的には、杭頭または杭先端における四つの境界条件と、3箇所の境界層 (自由長部と荷重層、荷重層と圧密層、圧密層と支持層) におけるそれぞれ四つ (たわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力) の連続条件を用いて解くことができる。この連立方程式を立てて解く段階では、地盤反力の項を除いた4次元のベクトルとして計算を行えばよい。具体的な細かい計算の方法や内容については、10.及び11.において、実例に即して説明する。

10. 斜杭の曲げに関する室内模型実験による考察

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げの現象を詳しく調べると共に、9.に提案した計算法の適用性を検討するために、室内模型実験を実施した。

10.1 室内実験の概要

港湾技術研究所、土質部基礎工研究室の大型粘土槽（直径 2.5 m、高さ 1.7 m、鋼製円筒容器）を用い、その中に軟弱な粘土を投入して、傾斜角 5°、10°、15°、20° の 4 種類の模型斜杭を、組杭状に設置した。軟弱な粘土の表面に鋼ボールを載荷して圧密した。測定は斜杭の曲げひずみと杭頭部の変位量及び地表面の沈下量についてである。ただしこの実験では、軸方向の応力は測定誤差内に入ること、長期間の読みの変動が大きいこと、実験費用の点で制約があったことなどから、その測定を行っていない。したがって、沈下地盤中の斜杭の問題において、もっとも重要であると思われる曲げに的をしぼったものである。

a) 実験準備

(1) 圧密土槽

実験に使用した大型粘土槽は、図-10.1 に示すとおり鋼製容器で、厚さ 2 cm の底板及び円筒状胴体から成っており、それぞれの接合部は、水密性とするため、リングを間にはさんでボルトにより締めつける構造になっている（写真-10.1 参照）。

槽の内法寸法は、径 2.52 m（面積 5 m²）、高さ 1.7 m で、底板には排水用として径 4 cm のフィルター付きの穴が 2 か所にあけられている。

(2) 圧密粘土槽の造成

粘土が圧密沈下する際に問題となる周面摩擦を取り除くために、粘土槽の内側にグリースを 2 mm 程度の厚さに塗ってビニールシートを張った。ビニールシートの厚さは 0.05 mm の薄いもので、粘土の圧密沈下とともに容易に縮んで粘土と一緒に下がる。

粘土槽に粘土を投入する前に、まず下部排水砂層として砂（高萩砂）を 15 cm の厚さに敷きつめ、その上にガラスクロス張って、これより上に投入する粘土と砂とが混合しないようにした。次に、ガラスクロスの上に網目間隔が 22 mm のエキスバンドメタル（写真-10.2 参照）2 枚を合わせたものを置いて、杭の下端が定位置となるようにした。すなわち、模型杭の先端に取り付けたビスがエキスバンドメタルの網目に引っかかることによって、水平方向に移動しないこと、かつ鋭直方向にも変位しないようにして、ヒンジ状態を保持することが目的である。

粘土投入に先立って、上面からの排水をすべて下部排

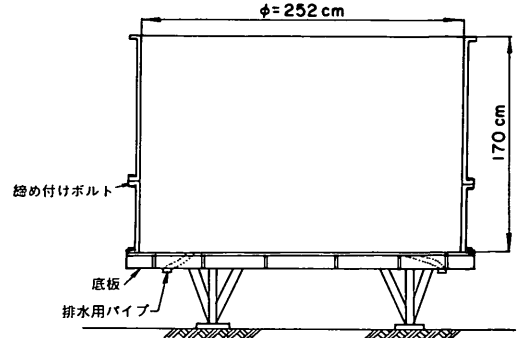


図-10.1 大型粘土槽



写真-10.1 大型粘土槽

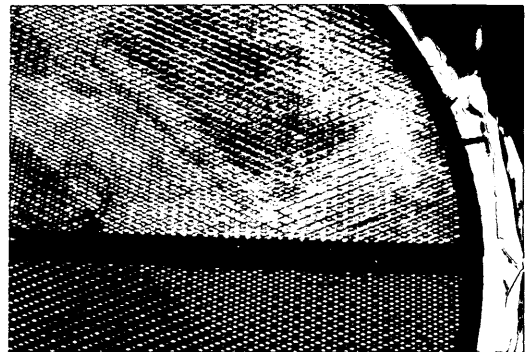


写真-10.2 エキスバンドメタル

水砂層に合流させるために、写真-10.3に示すようなフレキシブルなパイプ1本を設置した。これにより、上部排水砂層と下部排水砂層をつないで、両面排水の機構とする。このようにして総排水量を観測することによって、圧密状態を把握する助けとなるし、また、上部排水砂層の中に水がたまらないようにして、砂の上に載せる鋼ボールの錆が防止できると考えた。

投入する粘土を均質にするために、写真-10.4に示すような粘土精製機を用いる。この機械で攪拌する際に、適量の水を加えてやることにより、粘土槽に投入した場合に層状になったり、土中に間隙ができたりしない程度の含水比(約110%)の均質な軟弱粘土が精製される。

粘土を搬入し終わった後に、模型杭を設置し、粘土層の上面に再びガラスクロスを敷き、上部排水砂層を置いてからさらにその上に載荷用の鋼ボールを置いた。下部排水砂層、圧密粘土層、上部排水砂層、及び鋼ボール層を設置し終わった段階での各層の厚さ及び設置状況は図-10.2に示したとおりである。

(3) 粘土と砂の性質

実験に使用した粘土は、川崎沖で採取されたもので、比重2.718、液性限界89.8%、塑性限界35.2%、塑性指数54.6%の物理特性を有する。粘土貯蔵槽に貯蔵されていた状態では、部分的に固まって含水比も一様でないため、これを粘土槽に搬入する際には、前述したように電動式粘土精製機によって練り返し、密度の均一化を図った。この練り返しの際に含水比の調整を行い、ここに用いた実験用粘土の含水比を $110 \pm 5\%$ とした。

排水用に使った砂は、茨城県高萩海岸で採取されたもので、これについては別途行った土質試験から、比重2.662、均等係数(D_{60}/D_{10})1.84、有効性(D_{10})0.37mmなる数値が得られている。この砂の締め固めについては、下部排水砂層ではタンパー(30cm×30cm、重量8.3kgf)により1回締め固めを行い、上部排水砂層では軽くまき散らす程度で、特に締め固めていない。

(4) 模型杭

使用した模型杭を、図-10.3及び写真-10.5に示す。長さ1.78m、幅75mm、厚さ9mmのSS41平鋼を用いており、一つの測定点としてひずみゲージを杭の表裏2枚ずつ合計4枚貼付しており、写真に見られるように接着剤(アラルダイト)で被覆保護している。

1測定点当り4枚のひずみゲージは、すべて杭軸方向に貼ってあり、これを全アクティブ方式の4枚ゲージ法で測定し、4倍精度のひずみデータが得られる(写真-10.6参照)。この実験では、杭の曲げのみに着目し、軸力は測定していない。このような測定点を、杭1本当り

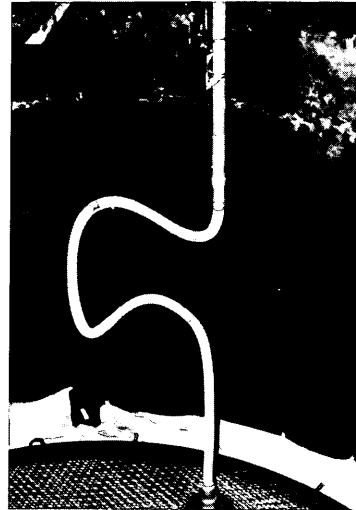


写真-10.3 ドレーン用フレキシブルパイプ

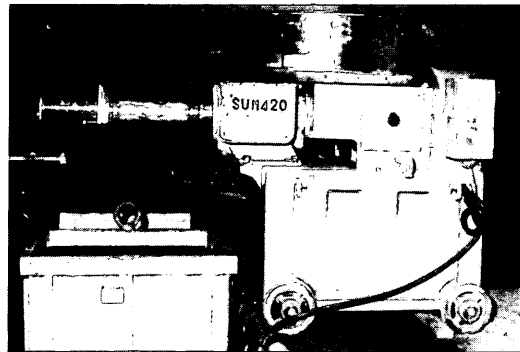


写真-10.4 粘土精製機

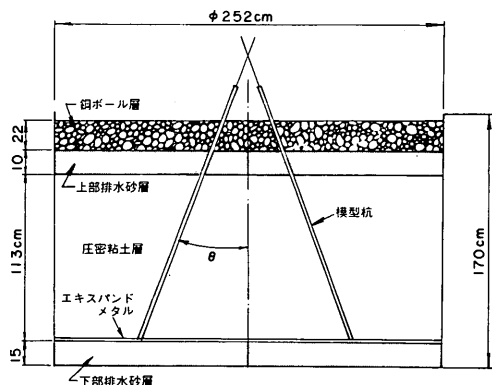


図-10.2 圧密層形成状況

17箇所設けた。

杭頭ヒンジの斜杭とするために組杭の形式を用い、2

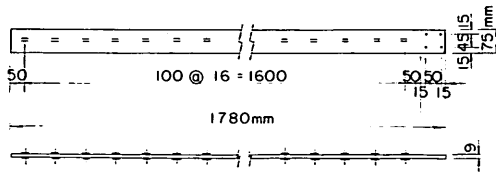


図-10.3 模型杭

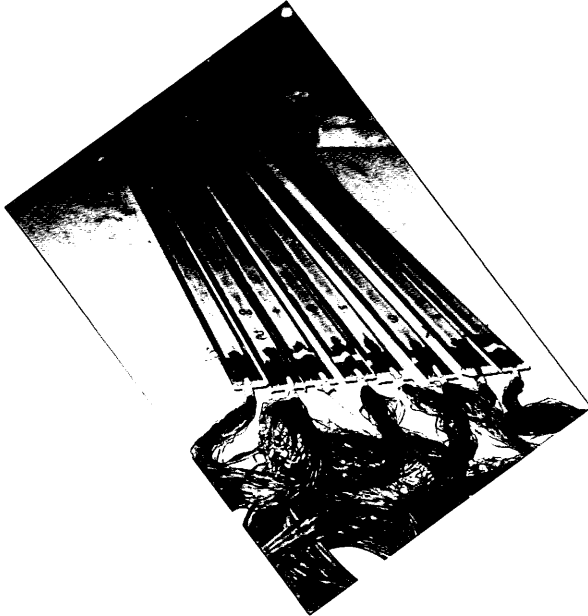


写真-10.5 模型杭

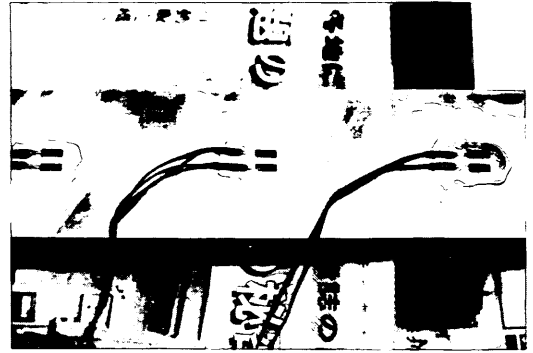


写真-10.6 ゲージ貼付状況



写真-10.7 杭頭ヒンジ金具

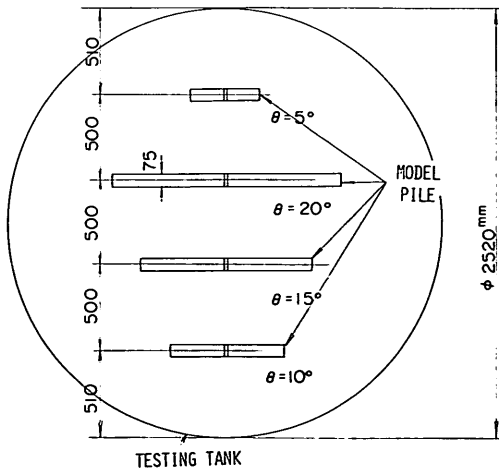


図-10.4 模型杭配置図

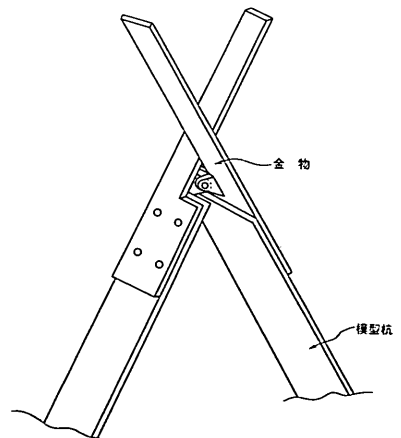


図-10.5 杭頭ヒンジの装置

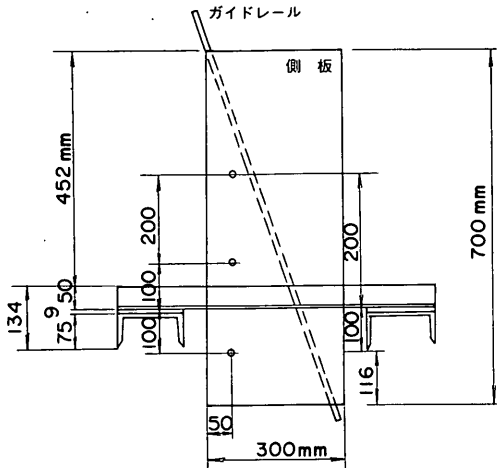


図-10.6 模型杭建て込み治具

本1組で、傾斜角5°、10°、15°、20°（夾角はそれぞれ、10°、20°、30°、40°）の4種類とした。したがって杭本数は全部で8本である。4種の組杭の配置図を、図-10.4に示す。

杭頭をヒンジ結合するための金具を図-10.5及び写真-10.7に示す。写真-10.7には、杭を所定の傾斜角で粘土地盤中に挿入するための治具を使って、杭を挿入している状況も写っている。この治具は、図-10.6及び写真-10.8に示すように2枚の鉄板の間に任意の傾斜にセットし得るガイドレールを有するもので、このガイドレールに沿わせて杭を粘土地盤中に押し込んでゆく。前述のヒンジとするための杭頭金具は、2本の杭が向かい合わせに同じ傾斜角で設置された後に取り付けられる。

斜杭はその先端部分もヒンジ状態となるように、先端にネジ込んだピンをつけておいて、下部排水砂層と粘土層の間に置いたエキスパンドメタルのところまで押し込んだ（図-10.7参照）。杭を粘土層をつらぬいて押し込み、エキスパンドメタルまで到達した段階で、杭はそれ以上入らなくなるので、構造からして、杭先端についても、ヒンジ状態はほぼ満足されるものと考えた。

(5) 上載荷重

上載荷重として鋼ボール（スチールショット、直径2.5mm）を使用し上部砂層上にガラスクロスを敷き、その上に均等にまき散らした（写真-10.9参照）。鋼ボールは総重量5tfを用い、粘土槽の面積が5m²（内径2.52m）であるから、これによる荷重は1tf/m²である。

b) 測定方法

(1) 地表面沈下量

地表面の沈下量としては、鋼ボール層及び砂層の圧縮



写真-10.8 模型杭建て込み治具

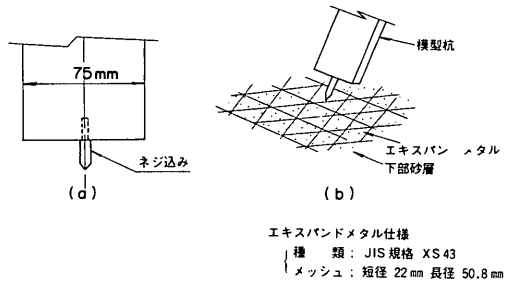


図-10.7 杭先端の状況

エキスパンドメタル仕様
種類：JIS規格 XS43
メッシュ：短径 22mm 長径 50.8mm

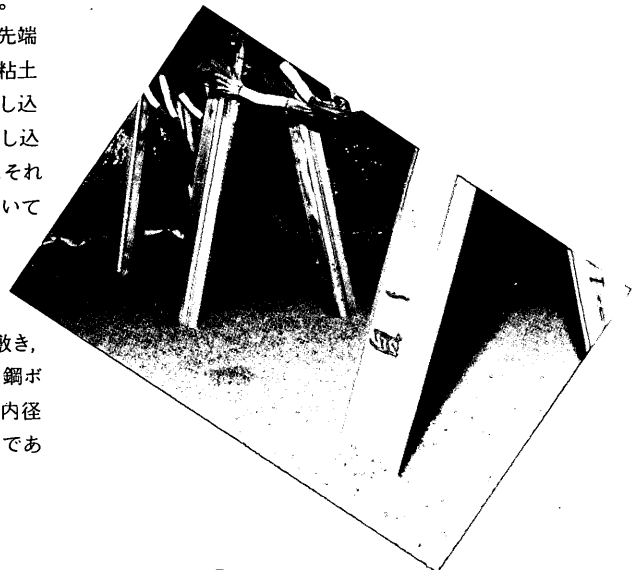


写真-10.9 鋼ボール

量が粘土層の圧密沈下と比べて、相対的に無視し得るほど小さいと考えて、鋼ボール層表面の沈下量をダイヤルゲージにより測定し、これを粘土層表面の沈下量とした。面積 5 m^2 の土槽表面に対して、4 箇所の表面沈下を

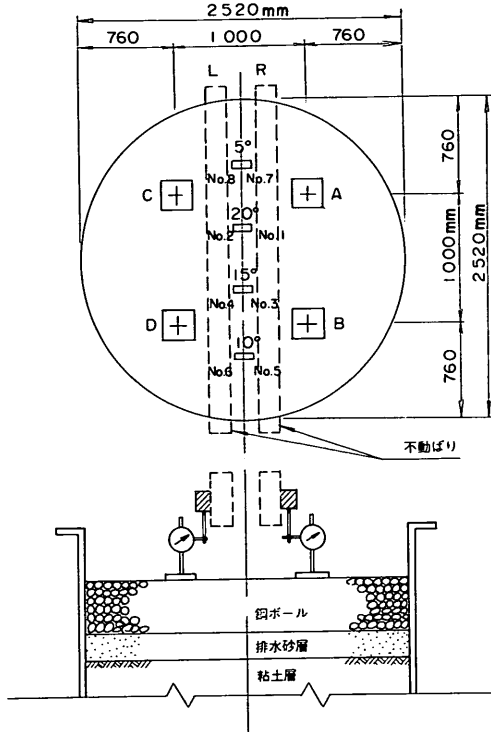


図-10.8 地表面沈下量測定用ダイヤルゲージ

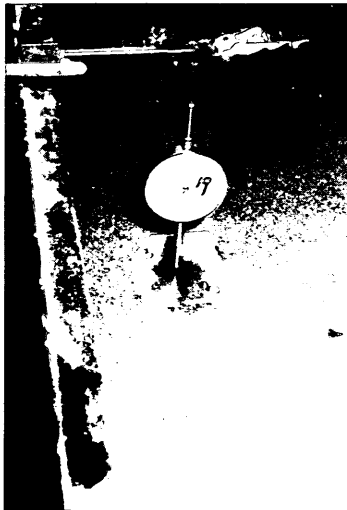


写真-10.10 地表面沈下量測定用ダイヤルゲージ

測定しており、ダイヤルゲージの配置及び設置状況は、図-10.8及び写真-10.10に示すとおりである。鋼ボール層の表面に、写真に見られるとおりのアクリル板を設置し、その沈下量をダイヤルゲージにより測定した。

(2) 杭の変位

杭の変位は、杭頭部においてダイヤルゲージにより測定した。図-10.9に示すように、1本の杭に対して2箇所、1組の組杭に対して4箇所の変位を測定することによって、杭頭ヒンジ点における杭のたわみ及びたわみ角が得られる。また計算により、杭頭ヒンジ点の水平変位、鉛直変位、夾角の変化、及び組杭としての回転角も得られる。これらの諸量の求め方は付録Bに示す。

(3) 曲げひずみ

杭に貼付されたひずみ測定点1点当り4枚のストレインゲージを使った全アクティブ4枚ゲージ法による4倍感度の曲げひずみを、デジタル式のひずみ計により測定した。測定点数は、杭1本当り17点で、合計136点である(写真-10.11参照)。

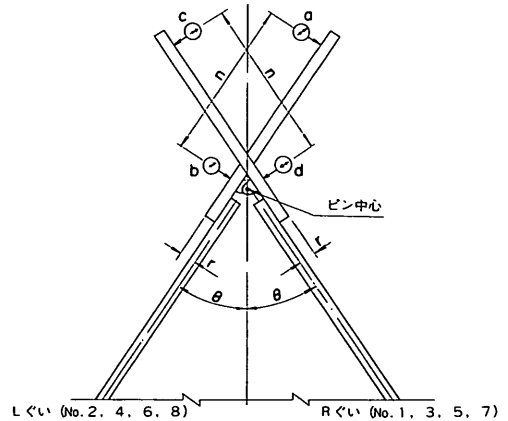


図-10.9 杭頭変位測定用ダイヤルゲージ

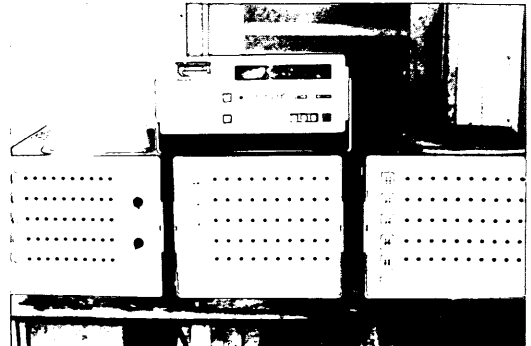


写真-10.11 ひずみ測定機

表-10.1 キャリブレーションによる模型杭の諸元

杭 長	杭 幅	杭 厚
1.78m	75mm	9mm
杭頭ヒンジ点からの杭長		1.865m
	EI (kgf·cm ²)	EZ (kgf·cm)
Pile No. 1	9.688×10^5	2.065×10^6
2	9.631×10^5	2.073×10^6
3	9.679×10^5	2.081×10^6
4	9.659×10^5	2.080×10^6
5	9.683×10^5	2.074×10^6
6	9.623×10^5	2.069×10^6
7	9.619×10^5	2.082×10^6
8	9.684×10^5	2.079×10^6
平均 値	9.658×10^5	2.075×10^6

なお実験に先だて、杭を単純ばりとしたキャリブレーションを行い、杭の EI 及び EZ の較正值を求めた。その値は、表-10.1に示すとおりである。これによると、杭寸法のばらつき及びゲージ貼付とその保護コーティングによる影響は十分に小さく、 EI 及び EZ とも平均値に対する誤差はすべて±0.5%以内である。そこで、測定された曲げひずみから EZ の値を使って曲げモーメントを計算し、それから EI の値を介してたわみ角やたわみを計算するには、 EZ 及び EI とも平均値を用いた。また表-10.1のキャリブレーション値を、表-10.2の杭の寸法及び鋼材のヤング率から計算により求められた EI 及び EZ の値と比べても、誤差は非常に小さく、 EI で1%、 EZ で2.5%程度である。

以上3項目の測定機器がセットされた状態を、写真-10.12に示す。

10.2 測定結果とその検討

a) 地盤の圧密

既に述べたとおり、地盤の圧密は上部排水砂層の上に載せた鋼ボールの重量により行った。それによる圧密荷重は1 tf/m²である。沈下測定は鋼ボールの上にセットした4個のダイヤルゲージにより行ったのであるが、粘土の圧密は、ダイヤルゲージがセットされる以前、模型杭設置後の上部排水砂搬入及び鋼ボール搬入中にも、当然生じている。このような実験準備中の圧密は、荷重条件も不明瞭であり、沈下測定も困難なことから、この実験開始の時点としては、すべての上載荷重の載荷終了時点(昭和51年6月24日)を基準として、実験結果の解析をすることにした。ただし、圧密沈下曲線については、

表-10.2 計算上の模型杭の諸元

幅	$B = 7.5\text{cm}$
厚 さ	$t = 0.9\text{cm}$
長 さ	$l = 186.5\text{cm}$
断 面 積	$A = 6.75\text{cm}^2$
断面2次モーメント	$I = 0.4556\text{cm}^4$
断 面 係 数	$Z = 1.013\text{cm}^3$
ヤ ン グ 率	$E = 2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$
断 面 剛 性	$EA = 14.2 \times 10^6 \text{kgf}$
	$EI = 0.957 \times 10^6 \text{kgf} \cdot \text{cm}^2$
	$EZ = 2.13 \times 10^6 \text{kgf} \cdot \text{cm}$

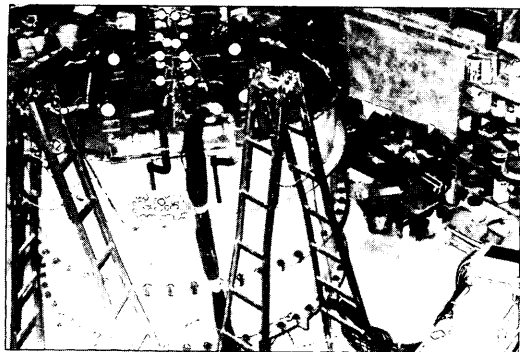


写真-10.12 測定機器の状況

実験準備中の地盤沈下量も一応考慮に入れるために、実験準備中に排水孔より排水した脱水量を測定し、その値から換算して準備中の地盤沈下量を推定した。なお、排水量による沈下量の推定には、蒸発などによる誤差が含まれるため、ダイヤルゲージによる測定開始後は行っていない。

排水量から換算して求めた地盤沈下量と、実験中に4個のダイヤルゲージによって測定した地盤沈下量の平均値とを結んでプロットしたのが図-10.10である。この図で、沈下のゼロ点はダイヤルゲージによる測定開始時点としてある。したがってゼロ点より上の測定点は排水量から求めた沈下量である。なお、実測値の平均的な変化を細い実線で表し、後に述べるカーブフィッティング法によるカーブを破線で示している。

実験中の沈下量測定は、毎朝10時に行い、原則として1日1回とした。この測定結果によると、4個所で測った沈下量にばらつきはほとんどなく、地盤は平均的に沈下していたと考えられる。

6月24日の測定開始から、実験終了時の10月2日の鋼ボール除去までの100日で平均地表面沈下量は14.3 cm

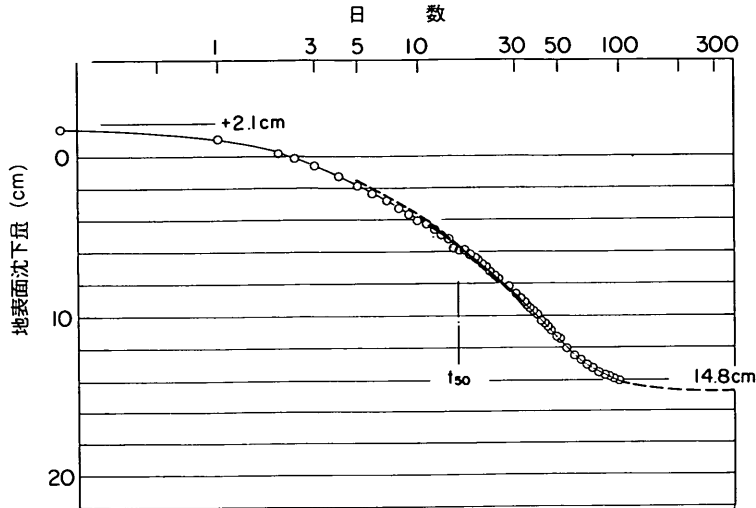


図-10.10 地表面沈下量曲線

であった。これに、実験準備中2中間の沈下量（2.1 cm）を加えると、地表面の総沈下量は16.4 cmとなる。

なお、この実験終了後に、鋼ボール層の下層約5~6 cmに錆が発生していることが判明した。この錆の発生は、地盤の沈下性状にも影響を与えたものと考えられる。つまり、この錆は模型杭と一体化したため、上載荷重の幾分か地盤に伝わらずに杭に支えられ、そのため錆のない場合より沈下量も少く、また沈下終了も早まったものと考えられる。しかし、この錆による影響の程度は不明であり、これを知るため補足実験を行ったが判明しなかった。

(1) 最終沈下量の予測

実験結果の解析にあたって、実験中の各時点の粘土の圧密度を知るために、一次圧密による最終圧密沈下量を知る必要がある。その一つの推定方法として、カーブフィッティング法がある。つまり、最終沈下量の異なる種々の理論圧密沈下曲線を実測曲線に合わせて、最も近似した理論曲線を選び出し、それから最終沈下量を予測するという方法である。この実値に最も近い理論曲線は図-10.10に示す破線で、この曲線から最終沈下量を予測すると16.9 cmとなった。もちろんこれは一次圧密のみの最終沈下量であるのが、実測沈下量との単純な比較には問題があるが、仮にこの測定値がすべて一次圧密による沈下だとすれば、実験終了時の圧密度は $16.4 / 16.9 \times 100 \approx 97\%$ となる。

(2) 実測曲線からの c_v と m_v の推定

図-10.10に示された沈下量曲線から、この実験地盤の圧密係数 c_v と体積圧縮係数 m_v を推定してみる。この

実験では両面排水の圧密を行っているから、 c_v は次式により表される。

$$c_v = \frac{T_v \left(\frac{H}{2}\right)^2}{t}$$

ここに、 T_v : 時間係数（50%圧密のとき、0.197）

H : 粘土層厚（113 cm）

t : 時間（16.9/2 cm に達する経過日数として $t_{50} = 15.8$ 日）

以上の値から $c_v \approx 2.8 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ と求まる。

また m_v は次式により求められる。

$$m_v = \frac{S_\infty}{Hp}$$

ここに、 S_∞ : 最終沈下量（カーブフィッティング法により予測した16.9 cm）

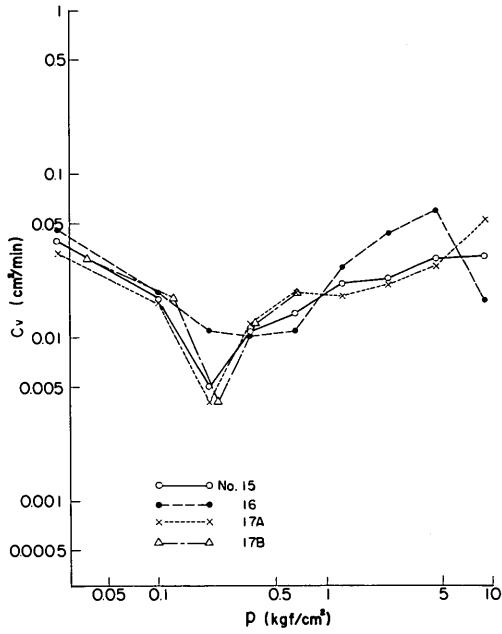
p : 圧密荷重強度（0.1 kgf/cm²）

以上の値から $m_v \approx 1.5 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ と求まる。

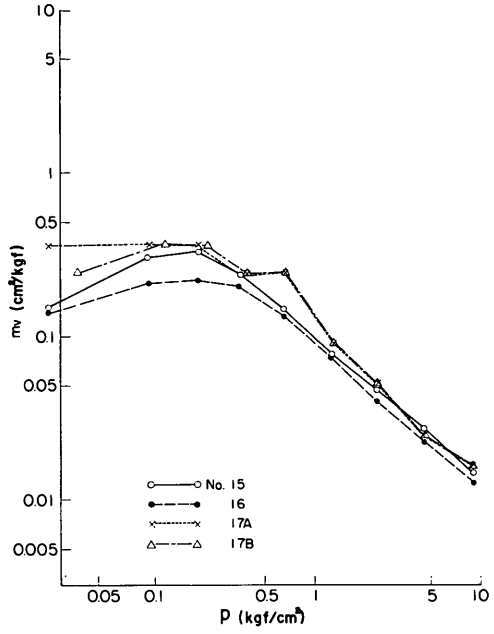
(3) 圧密試験結果より求めた c_v と m_v

実験終了後、サンプリングして不攪乱試料3個（試料番号No. 15, 16, 17）を作成した。3個の試料の含水比はそれぞれ92.1%, 87.8%, 92.1%で、約90%の含水比と見てよい。この3個の試料により行った圧密試験の結果を、図-10.11に示す。試料No.17については、圧密試験機の加圧板の重量も考慮して計算を行ったが（図中No.17B）、そうでない場合（図中No.17A）と比べてそれほどの違いはない。

図から読める c_v は、 $p = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ のとき、約 $1.8 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ を示している。また m_v は、同じく $p = 0.1$



(a) c_v と p の関係



(b) m_v と p の関係

図-10.11 圧密試験結果

kgf/cm² のときに、含水比の若干低い No. 16 で 0.21 cm²/kgf、他は約 0.35 cm²/kgf の値を示している。これらの値と実測曲線から求めた c_v 及び m_v の値と違っているが、これは、サンプリングした不攪乱資料の方は実験中の圧密により過圧密状態になっているために生じた相違であると考えられる。

b) 実験地盤の土質

実験終了後、実験地盤の土質について調べ、理論解析に必要な土質定数を求めた。実際に杭に働く負の周面摩擦等を問題にする場合は、圧密前の土質から得られた調査結果を用いるのが普通であるが、ここでは、杭に応力が発生している時点での土質を調べることによって、杭と土との相互作用を、より厳密に解明しようとしたものである。そこで圧密終了後、すなわち実験終了後に土質試験を行った。実験地盤の土質として、単位体積重量 γ 、一軸圧縮強度 q_u 、含水比 w を調べた。また、杭と粘土との付着力について、実験終了後の模型杭を引き抜いて調べた。

土質試験に用いる粘土試料を採取するために、まず鋼ボールと砂及びガラスクロスを取り除き、杭に影響を与えないと思われる4個所で、固定ピストン式シンウォールサンプラーにより採取した。それぞれの試料採取における回収比の平均値は93.7%であった。4個所のサンプル

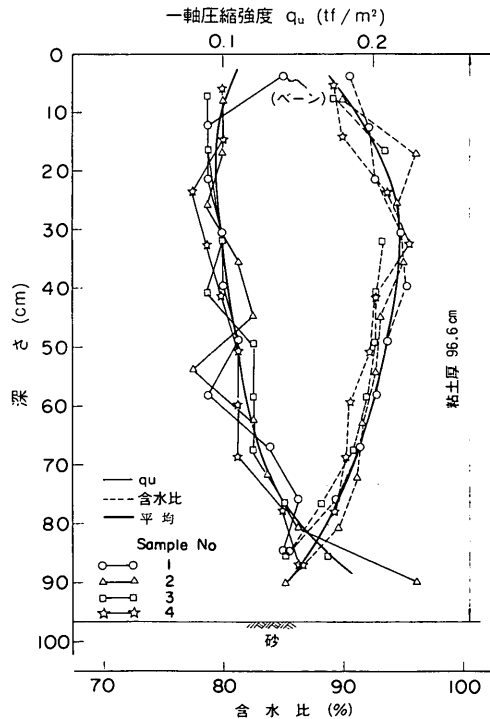


図-10.12 実験地盤の一軸圧縮強度及び含水比

ルから得た一軸圧縮強度 q_u と含水比 w を深度方向にプロットしたものが図-10.12であり、その平均的な分布が実線で示してある。この図から、4個所で調べた地盤の強度及び含水比は、ほぼ全体的にまとまっており、深くなるにつれて多少強度が増加していることがわかる。そして、地盤の平均的な一軸圧縮強度は約 0.10 kgf/cm^2 であると言える。また含水比は、深さ 30 cm 付近で最大になっており、それより上方及び下方で減少している。平均的な含水比としては、約 92.5% であると言える。

さらに単位体積重量 γ については、飽和度を 100% として、含水比と土粒子比重から計算によって求めたものが、図-10.13に示してある。この分布は一軸圧縮強度の分布と類似の形状を示しており、深さ 30 cm のところで最小値を示し、平均 1.49 tf/m^3 程度となっている。

次に実験終了後、模型杭が土とどのように密着しているかを実際に観察するために、杭に沿って地盤を鉛直に切り出し、杭の状態を調べた。そのときの写真が、写真-10.13である。この切り取り断面を見ると、杭頭ヒンジの装置を外して杭頭を自由にしたこと、及び切り取りによって静止状態にあった地盤内応力がある程度開放されたことのために、杭と地盤が剥離したところが見られる。

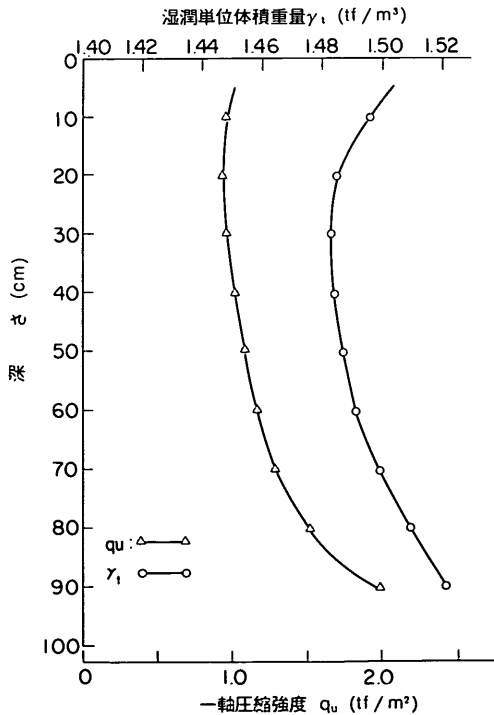


図-10.13 実験地盤の単位体積重量及び一軸圧縮強度の平均値

そしてこの剥離が傾斜角の大きい杭ほど大きいのは、杭の曲げによってためられていたひずみが、弾性的にある程度まで戻ったことによるものと思われる。しかしながら、最初の状態から切り取ってゆく過程を通しての観察による判断として、圧密沈下途中において杭の下面と土とが遊離するような現象は、全くなかったと考えてよいように思われる。

c) 杭の引き抜き試験

沈下地盤中にある斜杭の問題を有限要素法によって解析するために、杭の周面に働く摩擦強度の大きさを知ることが必要である。普通、粘土の強度が小さい範囲では、この摩擦強度の最大値を粘土の非排水せん断強度そのものと考えて差し支えない。しかし、この最大値に達するまでの杭と地盤の相対変位と摩擦強度との関係は、実際に杭の引き抜き試験を行って決めざるを得ない。そこで、ここでは実験を終了した模型杭について引き抜き試験を行い、引き抜き力と抜け上がり量との関係から、上記の特性（摩擦強度と相対変位との関係）を求めることにした。

4種類の杭のうち傾斜角 5° のものについて引き抜き試験を行った。圧密実験が終了した後であるので、傾斜角の大きい杭ほど曲りが大きく、引き抜き試験に入ってくる誤差も大きいと考えたからである。

引き抜き装置は、写真-10.14に示すとおり、杭の頭部にフックを取り付け、それを電動式引き抜き装置により、一定の速度で引張る変位制御式のもので、中間には力量計を取り付け、引張力が常に測定できるようになっている。



写真-10.13 掘削断面

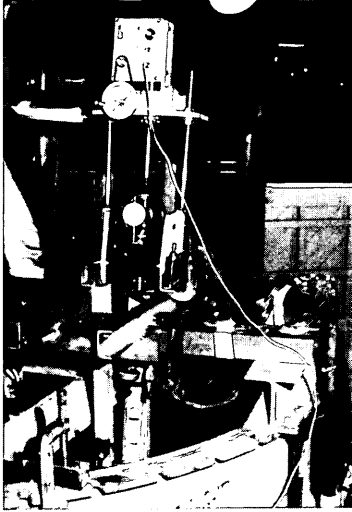


写真-10.14 杭引き抜き装置

実験ではまずNo.7の杭(傾斜角 5° の一方)を引張ることとしたが、No.8(傾斜角 5° のもう一方)の杭と頭部で接触していたので、No.8の杭を水平方向にずらした。そして、まずNo.7の杭を、次にNo.8の杭を $0.12\text{mm}/\text{min}$ の低速で引張った。その結果、図-10.14に示されるように、No.7の杭が最大値 70.29kgf まで、No.8の杭が最大値 54.87kgf まで一様に増加した。

同じ条件下の2本の杭が異なる最大値を示した原因は、No.7の杭を引き抜く際にNo.8の杭を動かしたことによると考えられる。したがってNo.7の杭の結果が、より信頼できる値であると思われる。

この二つの引き抜き試験から求めた最大引抜き力と、実験終了時の地盤について求めた q_u から計算した最大引

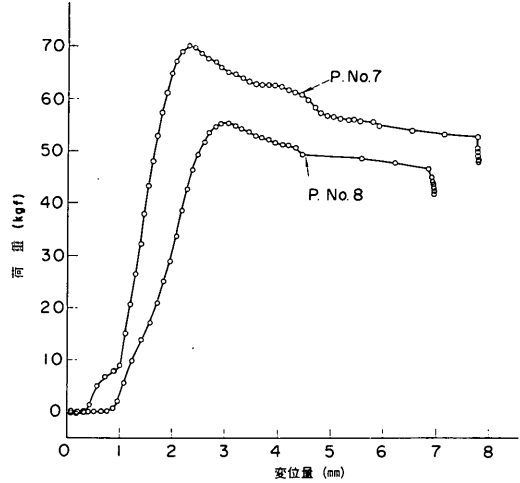


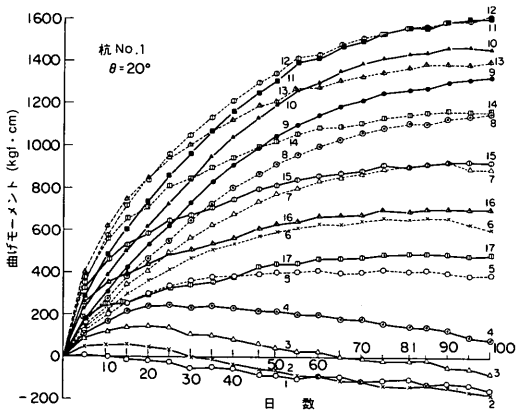
図-10.14 杭の引き抜き試験

き抜き力との対比を示すと次のようになる。

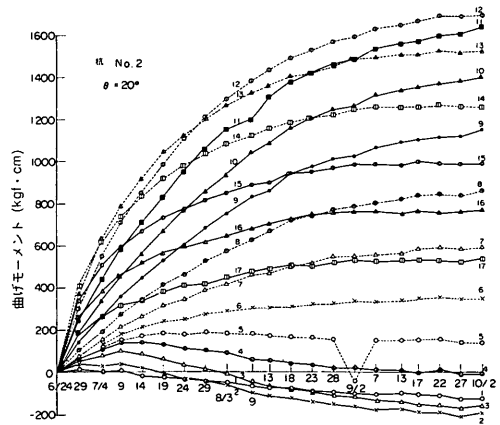
$$\begin{aligned} \text{引き抜き試験から求めた最大引き抜き力} \\ = 70.29\text{ kgf}, 54.87\text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{粘土の } q_u/2 \text{ から求めた最大引き抜き力} \\ = 84\text{ kgf} \end{aligned}$$

粘土の $q_u/2$ から求めた最大引き抜き力が大きく出た理由のうちこの実験で起こった現象として、前にも述べたとおり、杭頭ヒンジの装置を外して杭頭を自由にした段階で、模型杭はためられていた曲げひずみを開放するような方向に若干動き、模型杭を引き抜く時にはその全周面に粘土が付着せず、地表面近くの部分で、粘土が杭から剥離していたことが考えられる。この剥離部分の面積

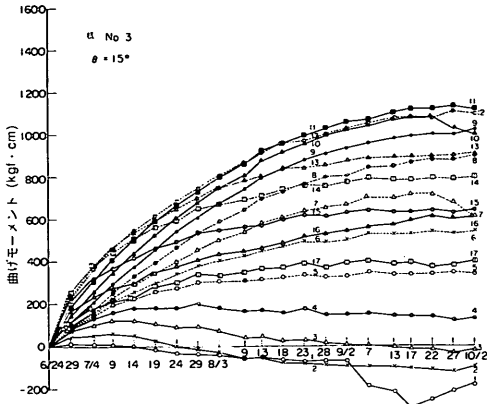


(a) Pile No.1 ($\theta = 20^\circ$)

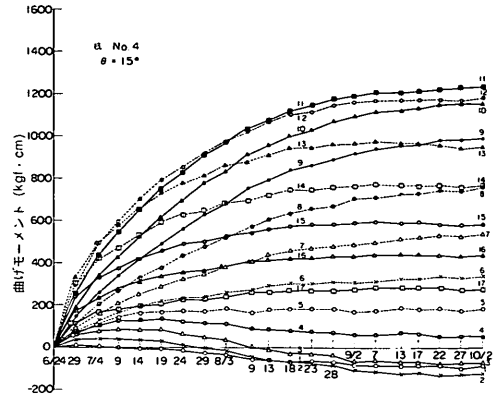


(b) Pile No.2 ($\theta = 20^\circ$)

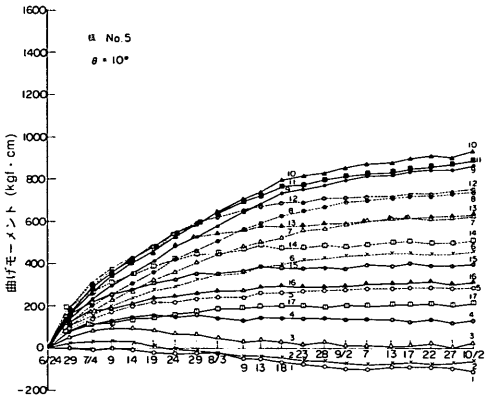
図-10.15 曲げモーメントの経時変化



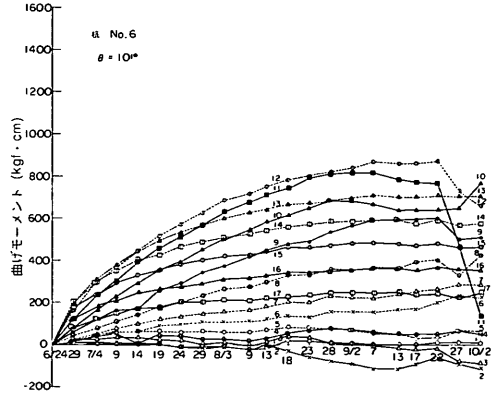
(c) Pile No. 3 ($\theta = 15^\circ$)



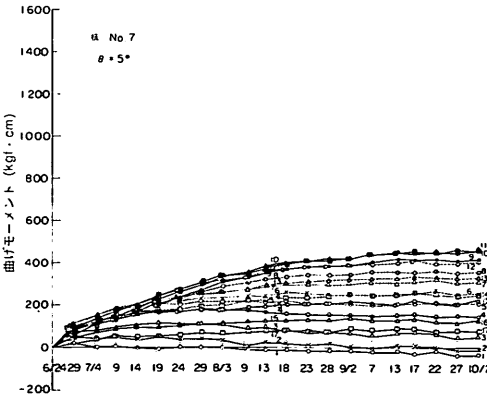
(d) Pile No. 4 ($\theta = 15^\circ$)



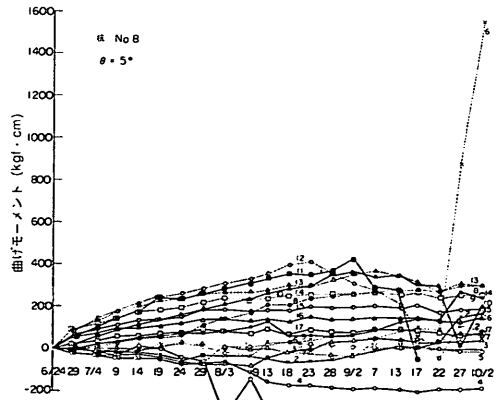
(e) Pile No. 5 ($\theta = 10^\circ$)



(f) Pile No. 6 ($\theta = 10^\circ$)

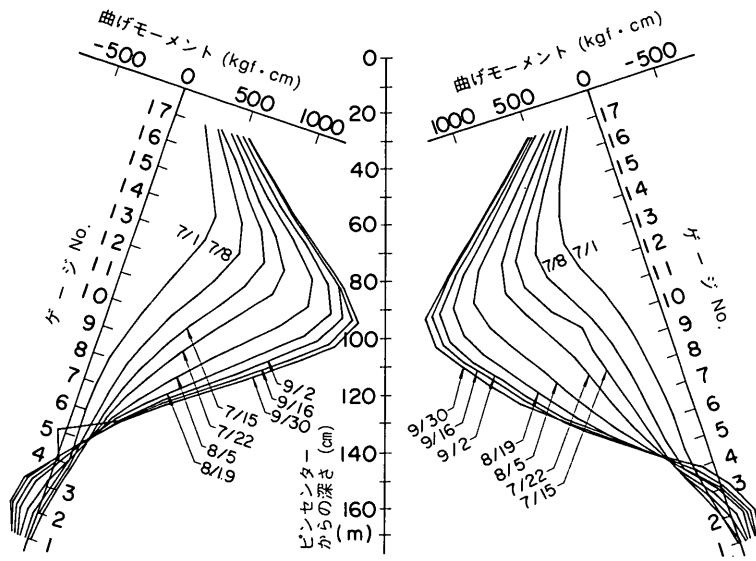


(g) Pile No. 7 ($\theta = 5^\circ$)

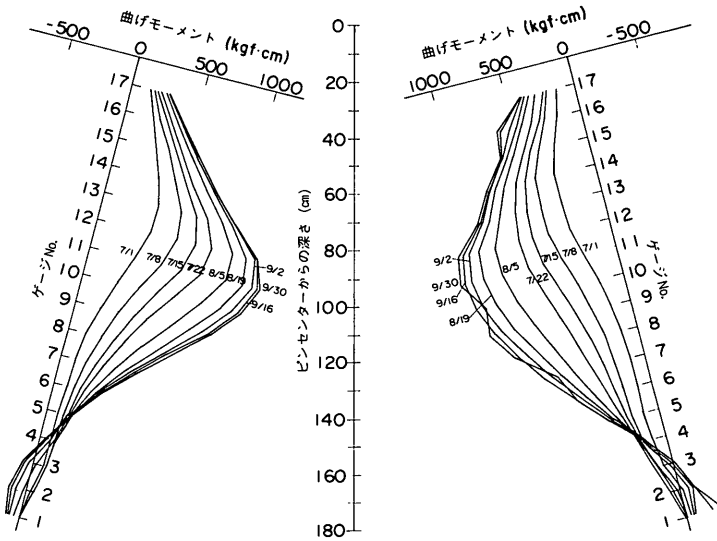


(h) Pile No. 8 ($\theta = 5^\circ$)

図-10.15 曲げモーメントの経時変化



(a) Pile No. 1, 2 ($\theta = 20^\circ$)



(b) Pile No. 3, 4 ($\theta = 15^\circ$)

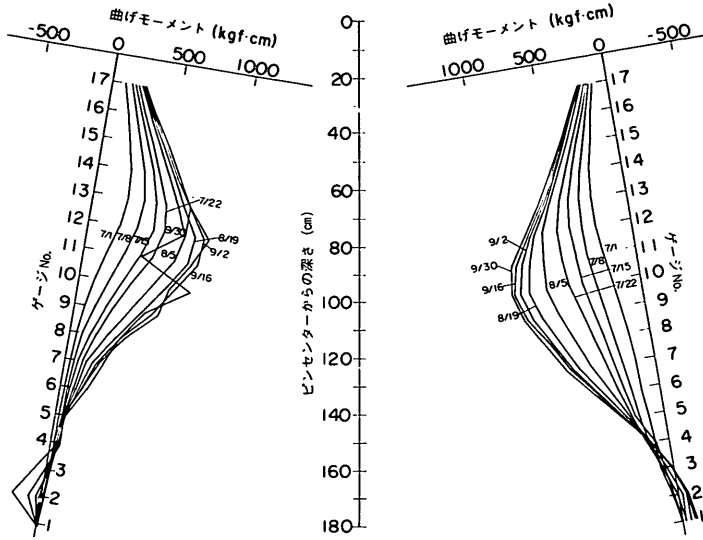
図-10.16 杭の曲げモーメント分布

がどれ位あったかは把握できなかったが、 5° の杭の接地地表面積 1680cm^2 に対して、写真-10.13に示された表面近くの剥離部分は、ほぼ最大引き抜き力の比が納得し

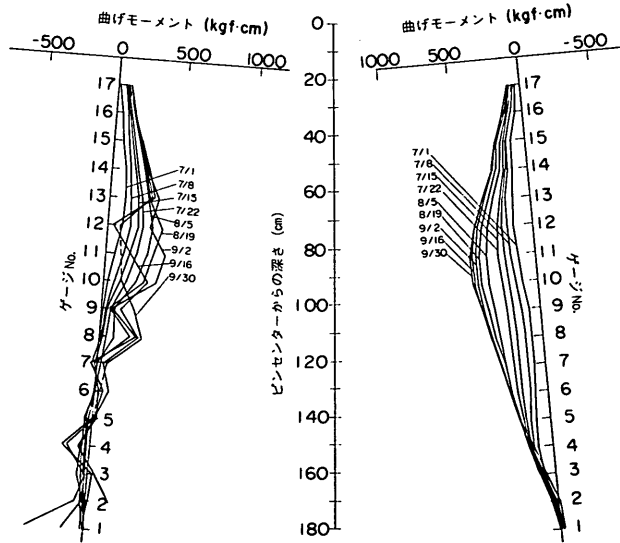
得る程度のものであった。

d) 曲げモーメント

測定されたひずみから計算した曲げモーメントの経日



(c) Pile No. 5, 6 ($\theta = 10^\circ$)



(d) Pile No. 7, 8 ($\theta = 5^\circ$)

図-10.16 杭の曲げモーメント分布

変化を、図-10.15(a)~(h)に示す。測定は100日間続けたが、その間に曲げモーメントは滑らかに増大し、ほぼ一定の値に近づいている。このグラフのうちで、図-10.15

(f)の杭No. 6のものに近い部分と、図-10.15(h)の杭No. 8のものにいくつか、測定値の異常なものが見られる。しかし、大部分のものは妥当と思われる値を示し

ている。

図-10.16(a)~(d)に示したのは、上記の曲げモーメントの杭軸方向に対する分布である。杭頭に近い部分の直線的な分布から、杭頭のヒンジはほぼ完全に働いていたと考えられる。杭先端のヒンジについては、完全とは言い難いが、曲げモーメントがほぼゼロに近い値を示しており、先端ヒンジの仮定もおおむね妥当であると考えられる。

これらの曲げモーメント分布図において注意すべき点は、杭長の中程より少し上で最大値をとった曲げモーメント分布が、深さとともに、変曲点を示し、逆符号になって極小値をとり、杭先端においてゼロに近い値を示すことである。この実験の場合、鋼ボール層及び砂層の荷重層と粘土層の上層部では、明らかにその沈下を原因として、杭を下向きに曲げる方向に押ししているはずである。ところで、曲げモーメント分布曲線を深さ方向に2回微分したものが地盤反力分布曲線であるから、曲げモーメント分布曲線における変曲点では地盤反力がゼロとなり、その点の上下で地盤反力の向きが反対になっているはずである。したがって、曲げモーメント分布曲線の変曲点より下では、地盤反力が上向きに、杭を支えるような向きに作用していることになる。これらのことを示すための概念的な図を図-10.17に示す。杭先端をヒンジと仮定しているので、この図の地盤反力分布図において、杭先端の地盤反力はゼロとしている。この図から明らかになることとして、杭先端における集中荷重の向きが、杭を下から支える方向でなく、上から抑えるような向きであることがわかる。現象として杭は、土中の上層部において上から下向きに押され、下層部において下の土により上向きに支えられ、杭先端においては杭先端につけたピンにより、上向きにはね上がるのを抑えられた格好にな

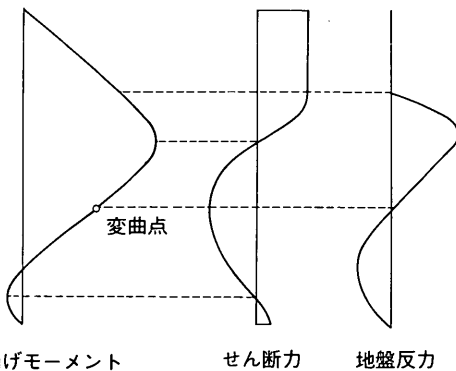


図-10.17 曲げモーメント、せん断力、地盤反力間の関係を示す概念図

っていることになる。以上の意味において、図-10.17は、この実験において発生している現象を、定性的には正しく示すものである。

次に曲げモーメントの最大値に注目してみる。なお、ここにとり上げた最大曲げモーメントの値は、測定された離散値としての曲げモーメントの最大値、すなわち曲げモーメントの測定値の最大値であって、真の意味の最大曲げモーメントではない。

図-10.18に示したのは、最大曲げモーメントの経日変化である。この図に示されたそれぞれの曲線は、図-10.15に示された経日変化図で対応する杭のものの包絡線になっている。図-10.19は最大曲げモーメントを傾斜角に対してプロットしたものである。この図ではPile No.3の示す値が若干小さいのを除けば、最大曲げモーメントの大きさが傾斜角に比例することを明らかに示している。図-10.20は最大曲げモーメントと地表面沈下量との関係である。この図によれば、最大曲げモーメントの大きさは明らかに地表面沈下量に比例的に増大していることが

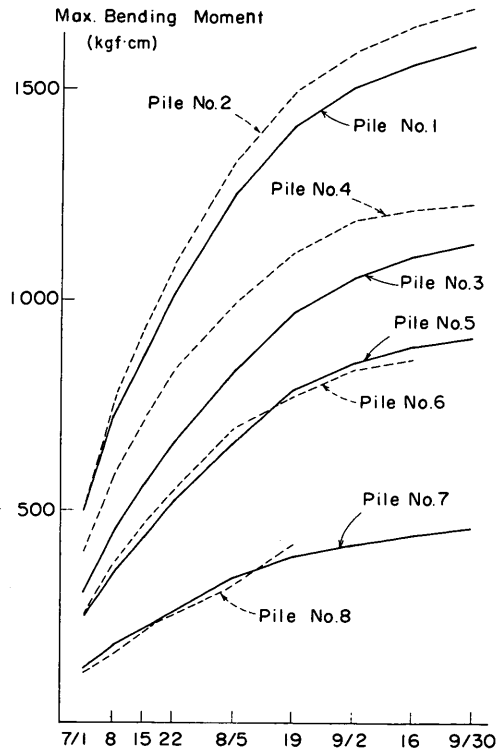


図-10.18 最大曲げモーメントの経日変化

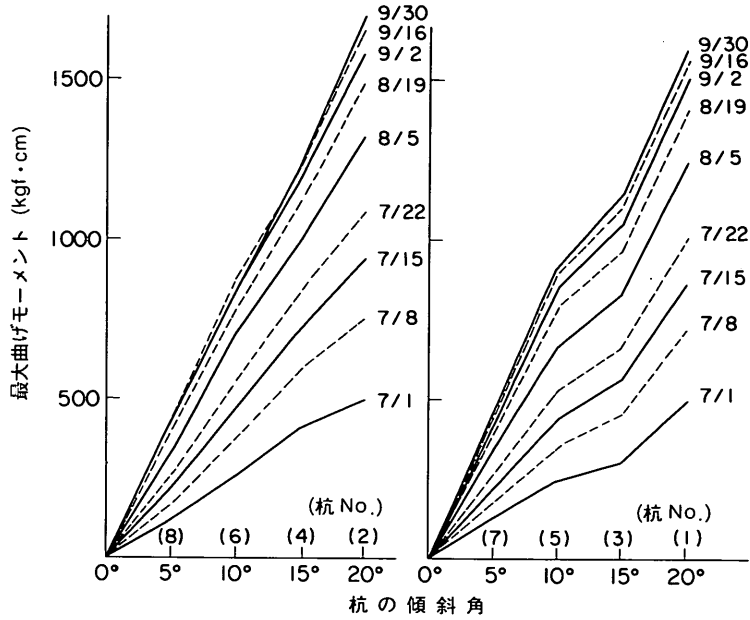


図- 10.19 最大曲げモーメントと杭の傾斜角との関係

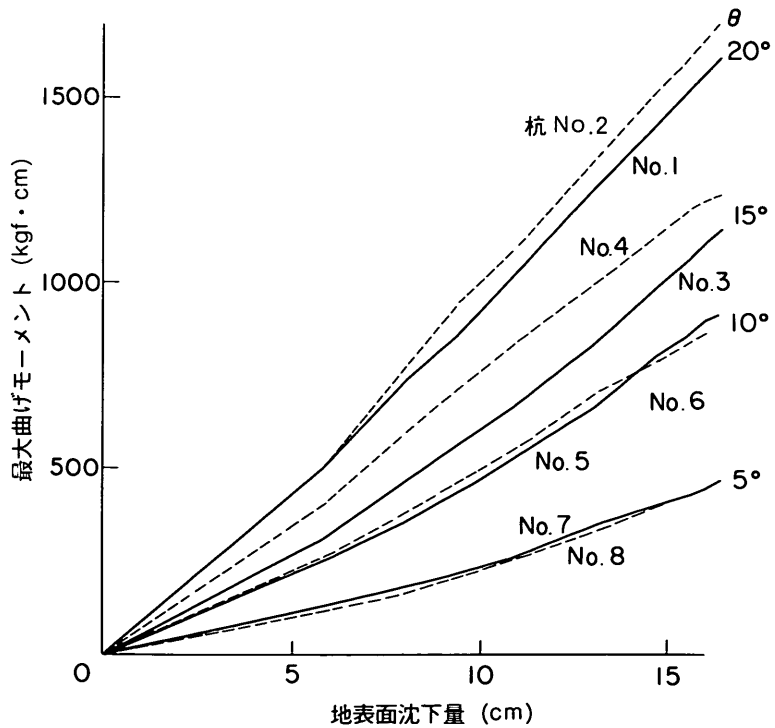


図- 10.20 最大曲げモーメントと地表面沈下量との関係

わかる。しかもその関係は直線的でなく、地表面沈下量が大きくなるにつれて加速度的に最大曲げモーメントが増大するという傾向が若干見られる。

次に最大曲げモーメントの発生位置について注目してみる。最大曲げモーメントの値は前述のとおり測定値の最大値とした訳であるが、その発生位置については、測定された最大値の発生位置をとるとはっきりした傾向が出てこない可能性があるため、ここでは測定された曲げモーメント分布図を滑らかな線をつなぎ、その最大値の発生位置を読み取った。この操作も多分に誤差を含むものであるため、最大曲げモーメントの値についてはこういう操作をせずに、前述のとおり測定値の最大値を使ったのである。

既に示した図-10.16から見てとれるが、最大曲げモーメントが次第に大きくなると同時に、それが発生している位置は次第に下がってゆく傾向がある。これを示したのが図-10.21である。この図で、左測のものは杭先端から杭軸方向に測った最大曲げモーメント発生位置であり、右測のものは鉛直方向の高さである。傾斜角によって杭頭ヒンジの高さが異なるので、位置を示すのに、基準を杭先端すなわち杭先が底盤に接しているヒンジ点にとったのである。右側の図は左側の高さに各杭の傾斜角の \cos を掛けたものであるが、この方がデータのばらつきは若干少なくなっている。また右側の図の場合には、図中に鋼ボール層、砂層の位置が時間とともに変化していることを示す曲線を入れることができる。これによると、最大曲げモーメントはほぼ砂層中に発生していたことが

わかる。

図-10.22(a)と(b)は、最大曲げモーメント発生位置と傾斜角との関係である。前の説明と同じで、図-10.22(a)は杭軸方向の高さ、(b)は鉛直方向の高さである。あまりはっきりした傾向は認められないが、杭軸方向の高さは傾斜角が大きくなるにつれて増大するのに対して、鉛直方向の高さは傾斜角に関係しないという結果と考えられる。これは、最大曲げモーメントの発生位置が杭の傾斜角に左右されず、地盤中の絶対的な位置に関係があるということを示している。しかしこの場合、図-10.21に示されたように最大曲げモーメントの発生位置は砂層中にあるということを考えて、鋼ボール層及び砂層が荷重として卓越しており、これが原因で最大曲げモーメントの発生位置が決められたのであって、その発生位置が杭の傾斜角に関係なく地盤中の絶対的な座標（鉛直深さ）に対して決まるということを、一般的に言えるかどうかは疑問である。鋼ボール層及び砂層が荷重として卓越し、最大曲げモーメントの発生位置が杭の傾斜角に関係なく砂層中にあったことに対して、鋼ボール層の下層部分がさびついていたことは、その原因の一つとしての可能性があると考えられる。

e) 杭頭の変位

杭頭に取り付けた4個のダイヤルゲージに測定値から得られる杭頭ヒンジ点の鉛直変位 X 、水平変位 Y 、夾角の半分 α 及び組杭としての回転角 β の経日変化を、それぞれの組杭に対して図-10.23(a)~(d)に示す。組杭の両杭に対して左右対称の形で現象が起っていれば、水平変位

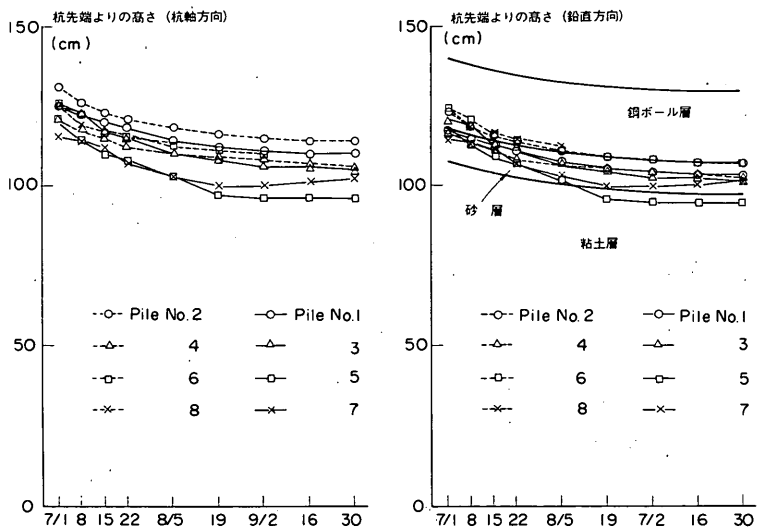


図-10.21 最大曲げモーメント発生位置の経日変化

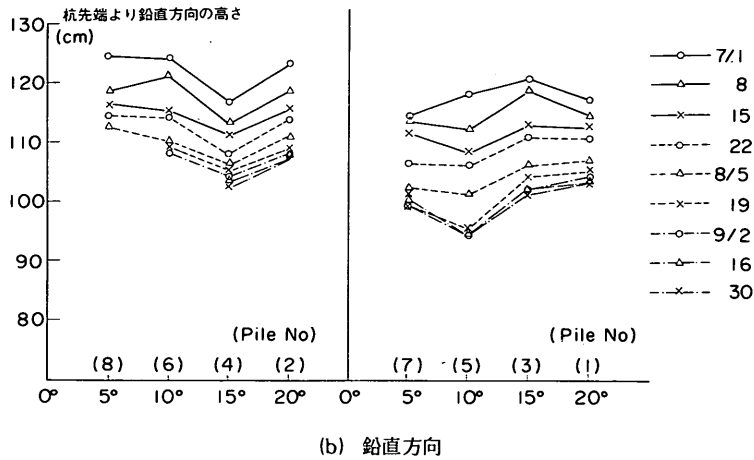
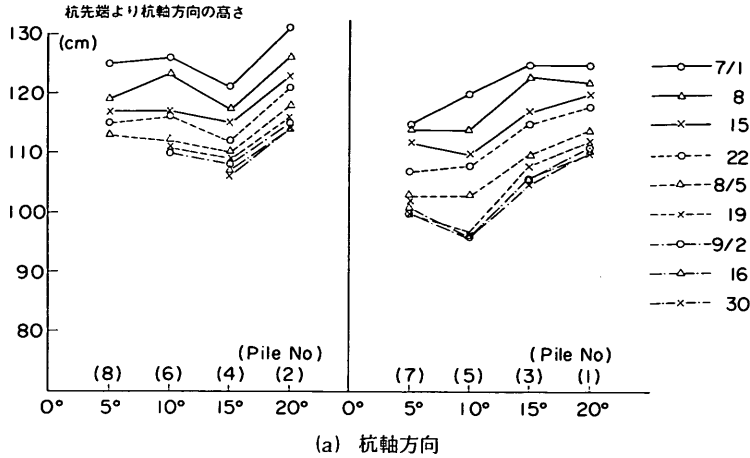


図-10.22 最大曲げモーメント発生位置と傾斜角との関係

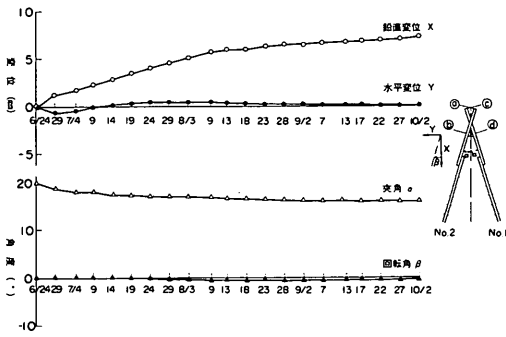
Y と回転角 β はゼロのまま変化しないはずである。実際に回転角 β はどの場合にも十分小さいが、水平変位 Y は $\theta=20^\circ$ の組杭(Pile No.1とNo.2)の場合に十分小さいのみで、他の3組に対しては相当に大きくなっている。

このままでは考えにくいので、上記の4種類の値を杭の傾斜角 θ に対してプロットしてみると図-10.24~27のようになる。杭頭の鉛直変位すなわち沈下量は、傾斜角にはほぼ比例している。これは直観的にも妥当な結果であろう。杭頭の水平変位と回転角は、図-10.25と図-10.27に示されるとおりであるが、傾斜角との間に相関があるとは考えられない。図-10.27において、回転角はそれなりの相関を持っているかのように見えるが、 $\theta=10^\circ$ と 15° の間でゼロをとるという結果には全く根拠が考えられない。夾角の変化(すなわち傾斜角の変化)と傾斜角

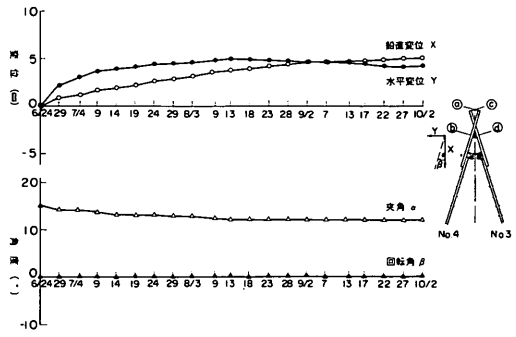
との間には、図-10.26に示されるように、明らかに比例的な関係が認められる。これも、鉛直変位の場合と同様に妥当な結果と考えられる。

10.3 理論的計算による検討

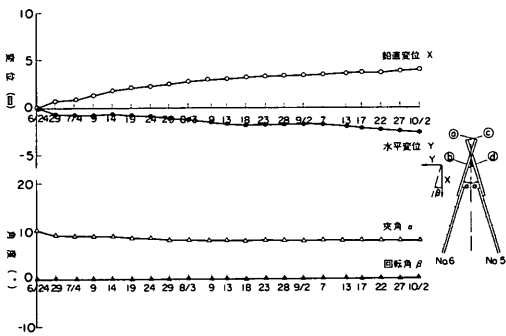
理論的な計算法としては、有限要素解析、佐藤等の方法、そして9で提案した著者の方法の3通りの方法を取り上げて検討する。8に紹介したこれ以外の方法、すなわち、Bromsの方法及び柴田等の方法については取り上げない。それは、これらの方法が著者の方法と同じ内容だからである。柴田等の方法は、地盤が一層ということで、著者の方法の最も単純な場合に相当するし、Bromsの方法も、具体的な計算条件と解法について知り得ないが、内容は著者の方法と同じものである可能性が高い。そして、これらの計算結果と比較するための実測値としては、杭頭の変位と曲げモーメントが得られているだけ



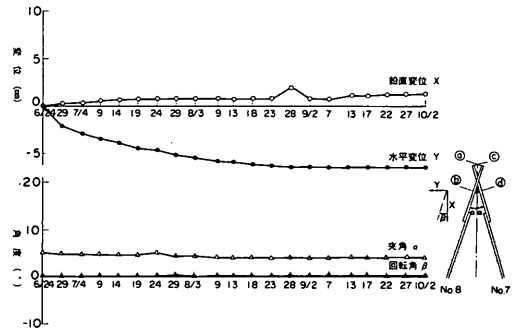
(a) Pile No. 1, 2 ($\theta = 20^\circ$)



(b) Pile No. 3, 4 ($\theta = 15^\circ$)



(c) Pile No. 5, 6 ($\theta = 10^\circ$)



(d) Pile No. 7, 8 ($\theta = 5^\circ$)

図-10.23 杭頭変位の経日変化

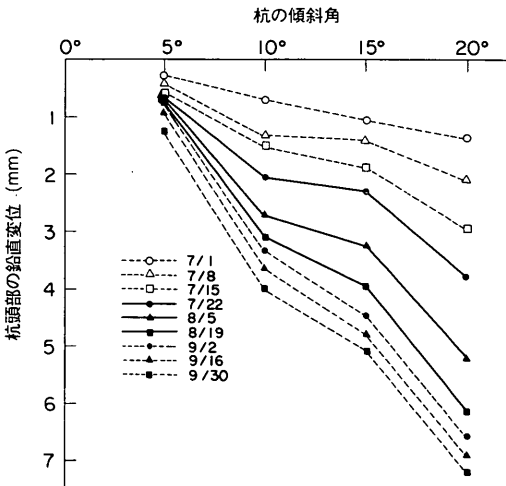


図-10.24 杭頭の鉛直変位(沈下量)と傾斜角との関係

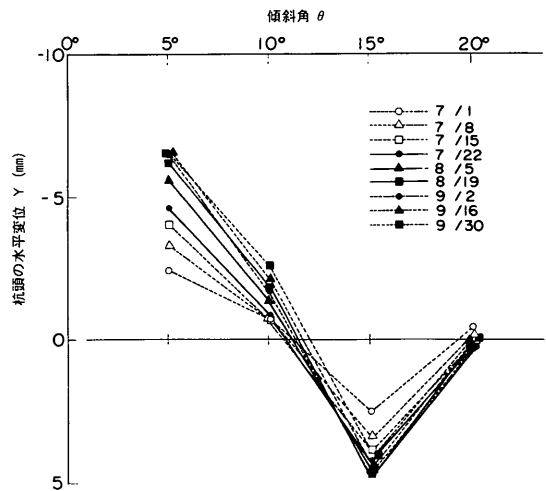


図-10.25 杭頭の水平変位と傾斜角との関係

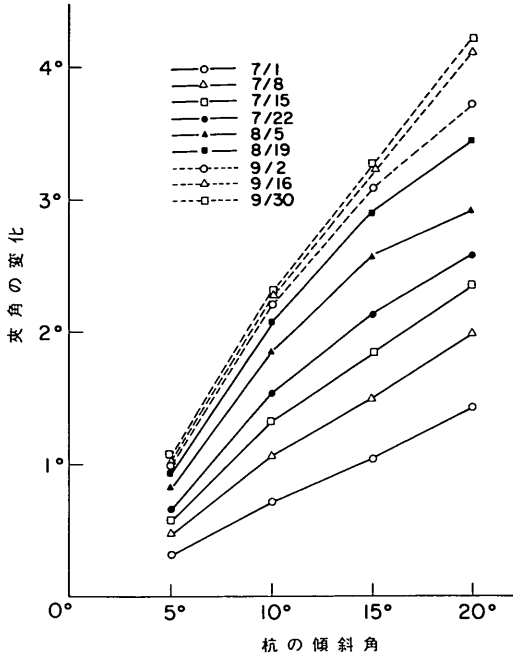


図-10.26 杭頭の夾角変化と傾斜角との関係

なので、まず初めに、曲げモーメント分布から多項式近似により杭のたわみ、たわみ角、せん断力、地盤反力を計算する。

実測の基準は、前述したようにすべての上載荷重の載荷終了時点(昭和51年6月24日)であり、この基準日以前の実験準備中の2日間にも、粘土層の圧密は進行しており、2.1cmの沈下量が推定されている。曲げモーメントや杭頭の変位も同様に、この2日間にある程度発生しているはずである。しかしながら、計算値の方は当然初期からの曲げモーメントであり、この2日に発生した分だけを計算値から取り除くことは困難である。そこでここでは、この初期の2日間の分の曲げモーメントを無視して、実測値と計算値の比較を行う。したがってその比較においては、実測値を若干割り増ししてみるか、または計算値の方を若干割り引きしてみるかすべきであることになる。その際の参考となるのは、曲げモーメントについては図-10.15または図-10.16であり、杭頭の変位については図-10.24~27である。重要な曲げモーメントの場合で、最大値に対する誤差は10%以下であると思われる。

a) 多項式近似による変位及び断面力の計算

測定された曲げひずみから得られた曲げモーメント分布を多項式により近似し、これを積分あるいは微分することにより杭のたわみ、たわみ角、せん断力及び地盤反

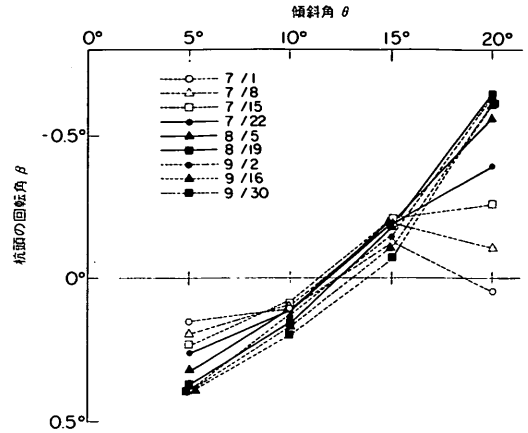


図-10.27 杭頭の回転角と傾斜角との関係

力を計算した。

積分の際の境界条件としては、杭頭ヒンジ点におけるたわみ及びたわみ角を用いた。この二つの値は既に述べたダイヤルゲージ測定により得られている。曲げモーメントの多項式近似では、誤差がなるべく小さく、かつ局所的な測定値に左右されにくい次数として、8次の多項式を採用した。ただし、杭の自由長部においては、はりの理論から要請される当然の結果として、曲げモーメントを直線分布としている。

全測定値のうちから7月1日、15日、8月5日、9月2日、30日の5日を代表として選び、すべての杭について上記の計算を行ったが、紙面の制約上一例として、Pile No. 5(傾斜角10°)の9月30日の計算結果を図-10.28に示す。図の中で、曲げモーメント分布図の(×)印が実測値であり、その他の(・)印が計算値である。これは非常によく近似された例であるが、すべての計算結果を見ると、特に杭先端部の近似がうまくなされておらず、また微分側、特に2回微分の計算をする地盤反力の計算結果が信頼性に欠けると思われる。また、積分側の境界条件を、杭頭ヒンジ点におけるたわみ及びたわみ角としたので、杭先端におけるたわみがゼロになっていない計算例もあった。

b) 有限要素解析

有限要素解析の第1段階として2次元の弾性解析を行った。しかし、実験結果をうまくフォローできなかったので、次の段階として3次元の弾性解析を行った。

一般に土のような材料はその応力-ひずみ関係が非線形特性を有するため、非線形解析を行うのが適当であろうと考えられる。しかし非線形解析を行う場合には、土の物性値の仮定や土と錨杭との付着力等に関する係数を

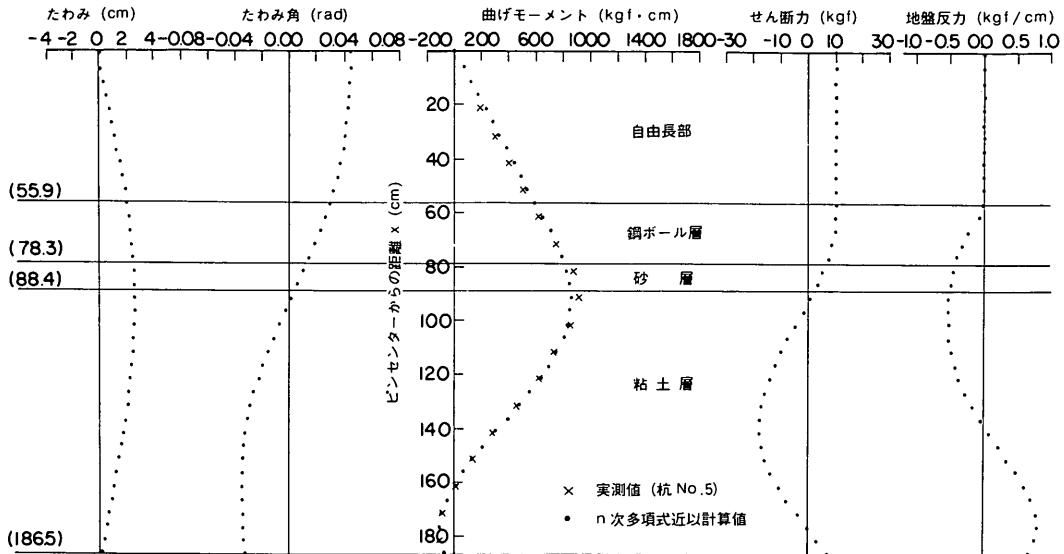


図-10.28 多項式近似計算による変位および断面力
(Pile No. 5 ($\theta = 10^\circ$), S. 51.9.30, 10:00)

的確に定めることが困難であるので、ここでは弾性解析を行って、その概略を把握することとし、傾斜角 10° 、と 20° のものに対して計算を行った。

実験結果とのよい対応が得られなかった2次元弾性解析についての記述は省略し、またこの項の本题である3次元有限要素解析についても、その方法に関する詳しい説明は省略するが、基本的な事項として、室内実験において構成された構造を、次に記すような要素からなる複合構造物として取り扱った。

地盤：3次元ソリッド要素

鋼杭：3次元はり要素

地盤と鋼杭を結ぶばね：スプリング要素

(1) 地盤及び杭の物理定数

ここで問題にしているのが1次元の圧密現象であることから、地盤のヤング係数 E_s とポアソン比 ν は、その体積圧縮係数 m_v と次式のように関係づけられる。

$$m_v = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \times \frac{1}{E_s}$$

実験では圧密がほぼ終了したから(圧密度97%)、これを圧密平衡状態と考える。そうすると1次元圧密であるから、静止土圧係数 K_0 とポアソン比 ν との間には次式の関係がある。

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

さらに、この地盤が正規圧密粘土地盤であることを考慮して K_0 を0.5とする(中瀬, 1969)ことにより、 $\nu = 1/3$ と求めることができる。したがって、実測沈下量曲線(図-10.10)から求めた体積圧縮係数が、 $m_v = 1.5 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ であるから(10.2 b)参照)、第1の式を使って、ヤング係数 $E_s = 0.44 \text{ kgf/cm}^2$ が求められる。

杭と地盤の摩擦強度としての付着力については非排水せん断強度に等しいものとし、土質試験から求められている一軸圧縮強度 q_u の値(10.2 b)参照)の半分とした。一軸圧縮強度は深さ方向の分布が求められているので、付着力としても各深さの値を用いた。

10.2 c)に述べたように、杭の引き抜き試験の結果から得られた杭と地盤の相対変位量と摩擦強度の関係を使って、地盤から杭に加えられる力を計算しよう当初計画した。ところが、図-10.14によれば、摩擦強度が最大値に達するまでの杭と地盤との相対変位量は、No.7, No.8のいずれの杭においても、2mm程度である。これに対して、計算によれば、杭面上にあるすべての節点において地盤の沈下量はこの値をはるかに越えるものであった。したがって、実際の計算では摩擦強度の最大値として、上に述べたように非排水せん断強度が作用することになっている。

地盤の単位体積重量についても、土質試験の結果からその深さ方向分布が得られているが、計算上は平均的な値 1.495 tf/m^3 で一定とし、有効単位体積重量 $\gamma' =$

0.495 tf/m³を用いた。

平鋼を使った模型杭の諸元は、計算上、表-10.2のとおりとする。この表には、計算上必要でない量についても、参考のために示してある。

(2) 解析モデルの概要

杭-地盤系の形状の対称性を利用して、杭頭ヒンジ点を中心にした1/4のモデルについて計算を行う。地盤は8節点または6節点のブリック要素として取り扱い、模型杭は曲げ剛性が無視し得る桁で結合された2本のはり要素としてモデル化した。したがって、はり1本の断面積、断面2次モーメント等は、模型杭に対する値の1/4となる。傾斜角20°の場合の解析モデルを図-10.29に示す。

杭と地盤の付着力については、これを杭の軸方向にかかる荷重とし、各節点の位置での非排水せん断強度にその節点の分担面積をかけて、節点に加わる荷重とした。

粘土層厚は、圧密前の層厚を考慮して113 cmとしてある。各組杭の杭間隔は50 cmであり、これを1/4対称モデルで解析するから、奥行幅は25 cmとした。また横幅125 cmは、杭頭ヒンジ点を結ぶ線から粘土槽側壁までの水平距離である。解析モデルとしての地盤の境界

条件は、対称断面及び側断面で鉛直方向スライドの条件、下端は完全拘束の条件とした。また杭については、杭天端および杭下端でヒンジの条件とした。地盤と杭を結ぶばねは、杭軸直角方向に剛結合とした。

粘土層に作用する荷重は、鋼ボール層(5 m²に対し5 tfで厚さが22 cmだから1 tf/m²で $\gamma = 4.545$ tf/m³である)及び砂層(厚さ10 cmで $\gamma = 1.8$ tf/m³だから0.18 tf/m²である)の重量による分布荷重で1.18 tf/m²である。

この鋼ボール層、砂層の重量が杭にかかる場合に対する考え方として、2通りが考えられる。すなわち、8.2において指摘したとおり、佐藤等の式のように鉛直圧力の $\sin \theta$ 倍とする方法と、理論的に導かれるとおり $\sin^2 \theta$ 倍とする方法の2通りである。

(3) 解析結果とその検討

前項に示した二つの考え方の両方の計算を行ったが、非常に小さな差しか現れなかった。このことを逆に考えてみると、この有限要素法の計算において、荷重層が杭に直接与える影響は小さく、荷重によって沈下する粘土地盤の影響が大きいかを示している。そこでここでは、第2の考え方すなわち杭面に加わる圧力を鉛直応力の

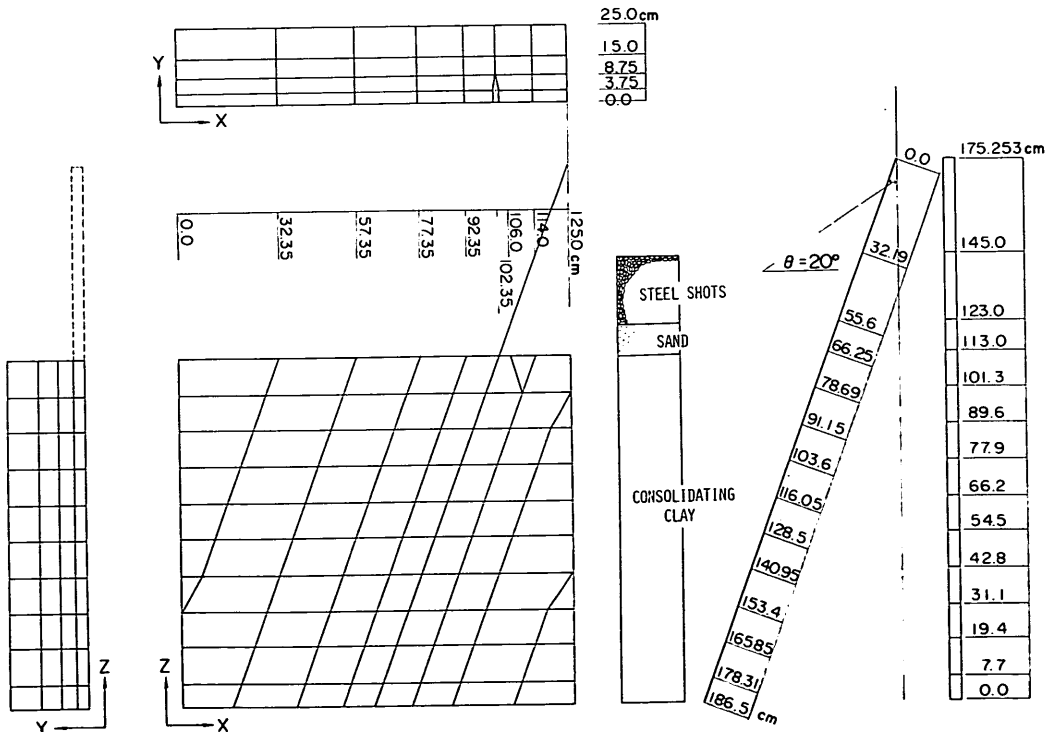


図-10.29 3次元有限要素法解析モデル($\theta = 20^\circ$)

$\sin^3 \theta$ 倍とする方の計算結果を示し検討する。有限要素解析により、杭に発生する諸量のほかに、地盤の池下量も3次元的に計算されているが、これについては実測値と比較することが困難であるので、最後に簡単に述べるにとどめる。

杭に発生する諸量としてのたわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力及び地盤反力の解析結果を、図-10.30(a)及び(b)に示す。図-10.30(a)が傾斜角 20° に対するもので、(b)が傾斜角 10° に対するものである。図中に離散点で示してあるのは、10.3 a) で述べた実験結果を用いた近似値である。せん断力及び地盤反力については多項式による近似値も信頼度が低いから何とも言えないが、特に曲げモーメントに注目してみると、3次元有限要素解析により実験値とほぼ一致した結果が計算されたと言ったことができよう。曲げモーメントが満足し得る程度に一致していれば、積分側であるたわみ角とたわみがほぼ一致するのは当然である。

曲げモーメントに関する値のうち特に重要な最大値とその発生位置についてよく一致している反面、現象として興味深い先端における曲げモーメントの反転及び深部における曲げモーメントの変曲点、有限要素法では計算されていない。後者は、杭先端において土が下から支えるという計算になっていないことを示す訳であるが、この原因としては、後述するように計算された地盤の沈下量が大きく、深部においても杭の変位以上であった事が考えられる。前者、すなわち杭先端部における拘束が表現されない原因としては、粘土層をヤング係数、ポアソン比など一定の均一な地盤として取り扱ったためと考えられる。実際の模型実験における粘土層では、図-10.13 に示したように一軸圧縮強度、単位体積重量共に深くなるに従って大きくなっている。このように地盤は均一でない。例えばヤング係数については、深くなるに従って粘土の自重による圧密荷重が増えるから m_v は小さくなりヤング係数は大きくなるはずである。深さ方向に地盤の強度が増すという条件が有限要素解析に入れられていないために、杭先端付近における土による拘束の影響が表現されなかったと考えられる。

地盤の沈下については、鋼ボール表面での沈下量と比較した場合、実測値 16.4 cm (あるいは1次圧密終了時点の予想沈下量 16.9 cm) に対して、計算値は約 21 cm であった。体積圧縮係数 m_v を求める際の精度を考慮すると、この計算結果はおおむね妥当なものと思われる。

c) 佐藤等の方法による計算

(1) 佐藤等の方法について

8.2 に示した佐藤等の式のような形で圧密度 U をとり入れることにより、荷重 p を有効応力と考えてよいものと思われる。本来、圧密途中段階において圧密状態は深さによっており、したがって間隙水圧の脱けている度合いと有効応力の発揮されている度合いも異なっている訳であるが、あくまで平均的な意味としての有効応力の発揮されている程度は、平均的な圧密度 U と同じものと考えてよいのであろう。こういう意味で、図-10.20 の沈下量と最大曲げモーメントの関係を見直してみると、この図に示された比較関係は式(8.1)を支持するものと見ることができる。なぜなら、地表面沈下量は最終沈下量で割れば圧密度 U そのものであるし、最大曲げモーメントは、杭をはりと考えた場合の支承条件が変わらなければ、荷重強度に比例するからである。

さらに、そこまで精密な議論が可能かどうかは疑問であるが、図-10.20 の関係が地表面沈下量の増大と共に直線的よりもさらに若干大きな最大曲げモーメントの増大を示している点について、間隙水圧が脱けるにつれて有効応力が増すことと共に圧密による単位体積重量の増大が考えられる。平均的な圧密度で考慮しているから、間隙水圧の逸散による有効応力の増大は、図-10.20 において直線関係になると想像されるが、圧密によって生ずる単位体積重量の増大はそのこととは別に、さらに若干の荷重の増大を意味するものと考えられるからである。

(2) 計算条件

計算には、模型杭の諸元として、表-10.2 に示した数値を使う。荷重としては、鋼ボール層、砂層、粘土層であり、

$$r(\text{鋼ボール}) = 4.545 \text{ tf/m}^3$$

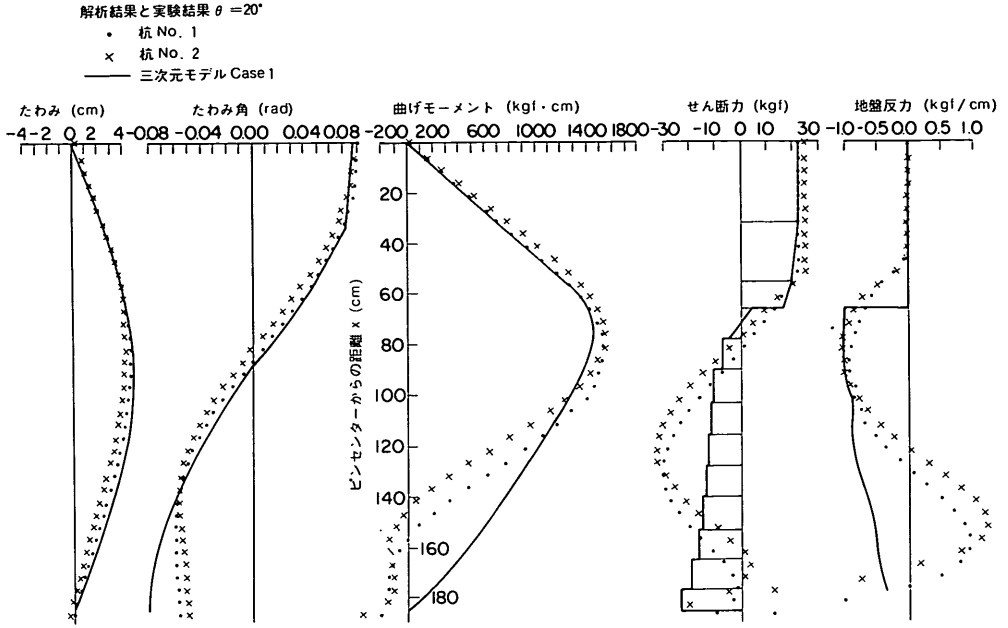
$$r(\text{砂}) = 1.8 \text{ tf/m}^3$$

$$r(\text{粘土}) = 1.49 - 0.9 = 0.59 \text{ tf/m}^3$$

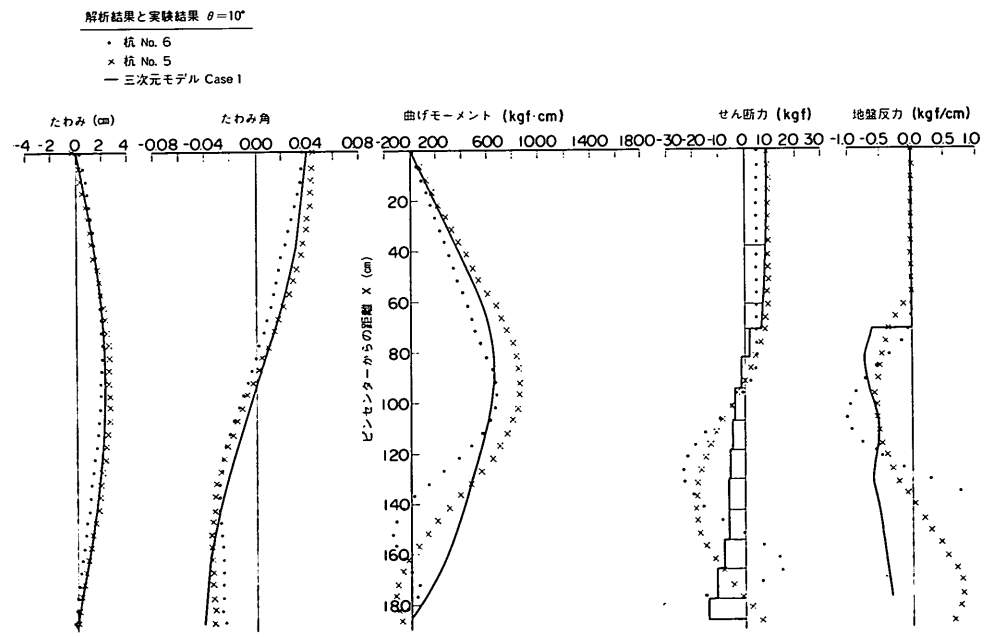
なお、計算に使う粘土層の層厚は、圧密終了後の値 96.6 cm とした。

荷重分布幅係数 α' は、実験の杭間隔が 50 cm であるから、1 と 6.67 (= 50/7.5) の間の値をとることになる。佐藤等の報告(1970)では、 $\alpha' = 3$ が実測値とよい対応を示している。ここでは $\alpha' = 1$ 及び $\alpha' = 3$ として計算した。

粘土の地盤反力係数は、土質試験結果の q_u 値から N 値を介して求めることが一応可能である。 q_u 値は図-10.12 に示したとおりで、深くなると q_u 値が大きくなっている。杭を支える側の粘土は下部になる訳であるから、深い部分の平均的な値として、 $q_u = 0.15 \text{ kgf/cm}^2$ とする。 q_u 値と N 値(藤田, 1968)、 N 値と k_h 値(運輸省港湾局, 1979)との間には次の関係がある。



(a) Pile No. 1, 2 ($\theta = 20^\circ$)



(b) Pile No. 5, 6 ($\theta = 10^\circ$)

図- 10.30 3次元有限要素法解析結果

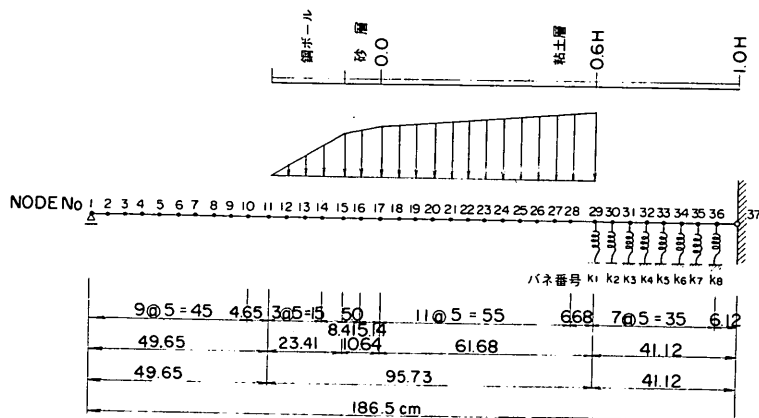


図-10.31 佐藤等の方法の解析モデル(傾斜角 20° で弾性床部が $0.4 l_c \sec \theta$ の場合)

$$N = 8 q_u \quad (10.1)$$

$$k_h = 0.15 N \quad (10.2)$$

式(10.2)は、港湾構造物の棧橋の杭の横抵抗を評価する際に、載荷試験ができない場合に用いられている関係である。これらの関係が、この実験のように軟い粘土に適用し得るのかどうか疑問であるが、一応の目安として値を得るために用いると、 $k_h = 0.18 \text{ kgf/cm}^3 \approx 0.2 \text{ kgf/cm}^3$ となる。そこで、計算は $k_h = 0.1, 0.2, 0.3 \text{ kgf/cm}^3$ の3通りについて行った。

圧密度については、10.2 a)に述べたとおり97%($U = 0.97$)とする。

はりとしてのスパンの長さは、圧密層中にある杭長の4割、6割、8割、従ってそれより下の弾性床中の長さをそれぞれ6割、4割、2割とした3通りの計算を行った。杭頭での支承条件は、実際のとおりヒンジとして、杭先端においても、ヒンジ支点を仮定した。

以上の条件で、電子計算機により計算を行った。計算モデルの1例として、傾斜角 20° で弾性床部分の長さが粘土層中の杭長の4割とした場合のものを、図-10.31に示す。計算上、杭を40個近くの要素に切り、荷重は各節点間に分担させた節点荷重として与え、弾性床の部分はばね支承とした。なお、佐藤等が提案した方法は、手計算による簡単な条件に対するものであるが、ここでは条件もより複雑で計算ケース数も多いことから、便宜上、電子計算機による計算を実施したものである。

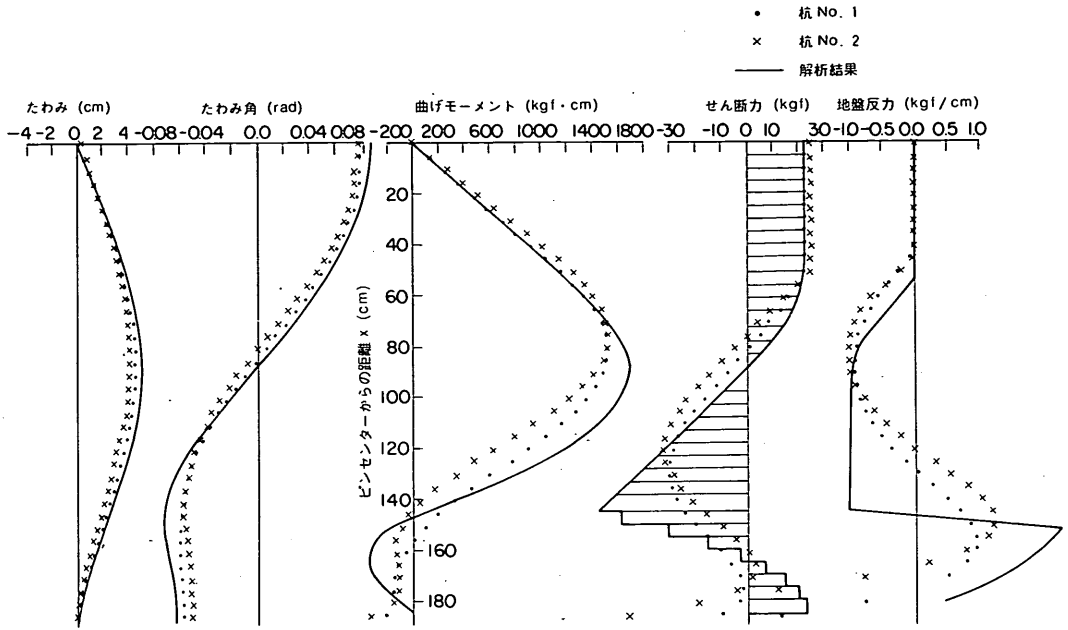
(3) 計算結果とその検討

条件を種々に変えた計算の結果、 $\alpha' = 3$ 、 $k_h = 0.2 \text{ kgf/cm}^3$ 、弾性床部の長さが粘土層中の杭長の

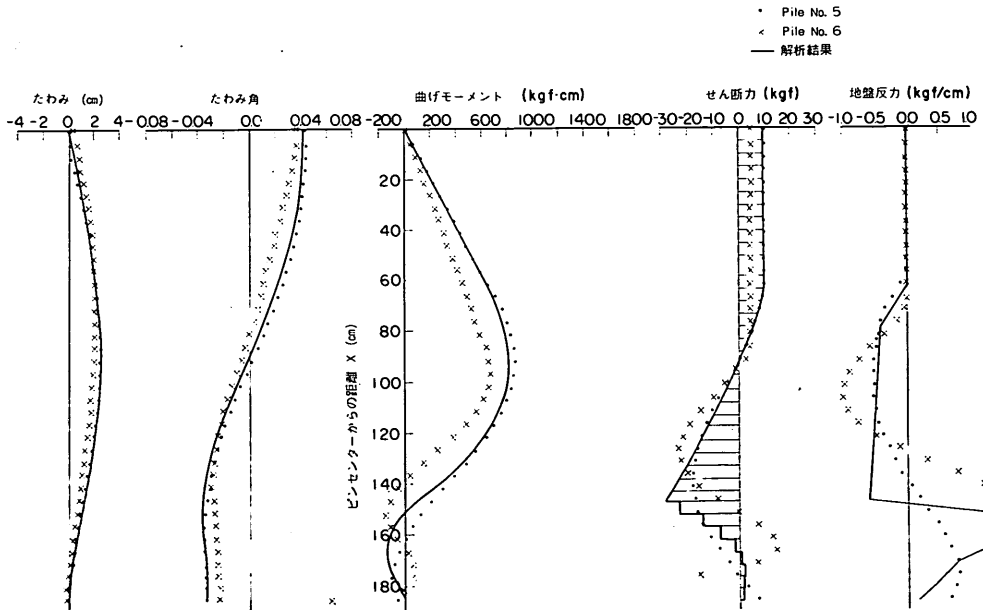
4割の場合が実測値とほぼ一致した。ただし、この弾性床中の長さは、鋼ボール層、砂層、粘土層を合わせた全層厚に対して3割である。結果の一例として傾斜角 20° のものを図-10.32(a)に、傾斜角 10° のものを図-10.32(b)に示す。有限要素法の解析結果の図と同様に、この図においても、離散点で示してあるのは実験結果を用いた多項式近似による値である。

解析結果は、実測値とほぼ一致していると言うことができる。またこの解析結果は、図-10.17に示した概念図とも非常によく一致している。逆の言い方をすれば、佐藤等の方法は、現象を巧みにとらえたモデルであると考えられる。

この方法において、有効単位体積重量を 0.59 tf/m^3 でなく、普通行われるように、 $1.49 - 1.0 = 0.49 \text{ tf/m}^3$ とした計算も行ってみた。しかし、荷重としての有効単位体積重量が、17%($= 100 \times (0.59 - 0.49) / 0.59$)も異なっているにもかかわらず、結果には1%のずれしか現われなかった。このことは、図-10.31に示されたモデルにおいて、粘土の単位体積重量の相異は全体的な荷重の大きさから見ると影響が小さい、すなわちこの場合、単位体積重量の大きい鋼ボール層及び砂層が、荷重の大きさを構成する上で卓越していることを示している。これは、有限要素解析結果の検討のところ(10.3 b)(3)参照)で最初に行った考察と矛盾する。すなわち、有限要素解析においては粘土層が荷重として卓越し、佐藤等の方法においては鋼ボール層及び砂層が荷重として卓越しているのである。佐藤等の方法において鋼ボール層及び砂層が荷重として卓越する理由は上記のとおりであるが、有限要素法において粘土層が荷重とし



(a) $\theta = 20^\circ$ (Pile No. 1, 2)



(b) $\theta = 10^\circ$ (Pile No. 5, 6)

図 - 10.32 佐藤等の方法の解析結果と実験結果
 (弾性床部分の長さ40%, $k_b = 0.2 \text{ kgf/cm}^3$, $\alpha' = 3$ の場合)

て卓越する理由として、次のことが考えられる。つまり、ここに行った有限要素解析において、鋼ボール層及び砂層が直接杭に与える荷重効果は小さく、この荷重はむしろ粘土層を沈下させるという意味で重要であり、杭が受ける荷重作用としては、弾性体としての粘土地盤が弾性体としての杭をその変位によって圧すという現象が卓越しているということである。結局有限要素法と佐藤等の方法の間で、想定しているモデルの違いにより、このように一見矛盾する計算結果が出てきているものと考えられる。

d) 9. で提案した方法による計算

(1) 計算法の具体的な説明

ここで行う計算は、図-10.33 のモデルに対し、表-10.3 に示した3通りである。なお、粘土層、砂層、鋼ボール層、自由長部を表すのに、下付き添字 I, II, III, IV を用いる。

鋼ボール層と砂層の両者を荷重層として考える表-10.3 の Case 1 の場合には、鋼ボール層に対する表現は 9.5 のとおりであるが、砂層については鋼ボール層の重量が伝えられるため、微分方程式(9.17)の定数項が異なる。微分方程式は次のとおりであり、

$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dx^4} = \{ \gamma_{III} (z_4 - z_3) + \gamma_{II} (z_3 - z) \} \sin^2 \theta \quad (10.3)$$

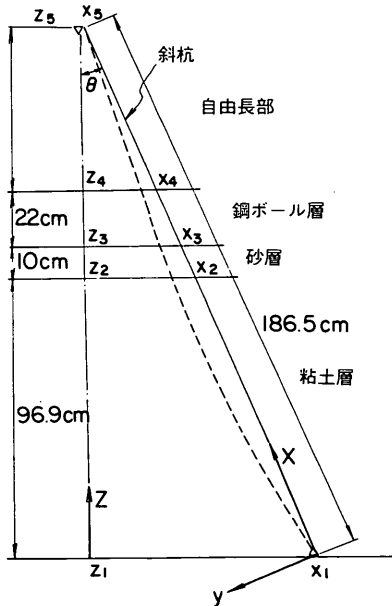


図-10.33 9. で提案した方法の計算モデル

ここで、

γ_{III} : 鋼ボール層の単位体積重量

γ_{II} : 砂層の単位体積重量

z_4 : 鋼ボール層上面の杭先端よりの高さ

z_3 : 砂層上面の杭先端よりの高さ

したがって、ベクトル表示は(9.18)と{C}だけが次のように異なる。

$$\{C_{II}\} = \begin{Bmatrix} x^4 & x^5 \\ 4x^3 & 5x^4 \\ 12x^2 & 20x^3 \\ 24x & 60x^2 \\ 24 & 120x \end{Bmatrix} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{24} \frac{B\gamma_{II}}{EI} \left\{ x_3 + \frac{\gamma_{III}}{\gamma_{II}} \right. \\ \times (x_4 - x_3) \left. \right\} \sin^2 \theta \cos \theta \\ - \frac{1}{120} \frac{B\gamma_{II}}{EI} \sin^2 \theta \cos \theta \end{array} \right\} \quad (10.4)$$

この実験では、杭先端においてヒンジ、杭頭においてもヒンジではあるが、組杭であるために杭頭に若干の変位が存在する。したがって、境界条件は次のとおりである。

$$\text{杭先端 } (x = x_1) : y = y'' = 0 \quad (10.5)$$

$$\text{杭頭 } (x = x_5) : y = y_t, y'' = 0 \quad (10.6)$$

連続条件としてはたわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力の4項が連続するから、{Y}の5次元ベクトルのうち地盤反力の項のみを除いた形の4次元ベクトルを考えて、

粘土層-砂層 ($x = x_2$) :

$$\{Y_I\} = \{Y_{II}\} \quad (10.7)$$

砂層-鋼ボール層 ($x = x_3$) :

$$\{Y_{II}\} = \{Y_{III}\} \quad (10.8)$$

鋼ボール層-自由層 ($x = x_4$) :

$$\{Y_{III}\} = \{Y_{IV}\} \quad (10.9)$$

境界条件として4、連続条件として12で合計16の連立方程式を用いて4層に4個ずつ合計16個の係数が解かれることになる。ただし、上記の連立方程式を解く際には、ベクトルはすべて地盤反力を除いた形の4次元ベクトルとして用いる。したがって、その場合にはマトリックス[Z], [X]も最終行を除いた4×4の正方マト

表-10.3 地盤の仮定

	粘土層	砂層	鋼ボール層
Case 1	Winkler地盤	荷重	荷重
Case 2	Winkler地盤	Winkler地盤	荷重
Case 3	Winkler地盤	Winkler地盤	Winkler地盤

リックスである。

次に、以上の方法を各Caseに適用した場合の、具体的な計算法を説明する。鋼ボール層及び砂層を荷重とし、粘土層をWinkler地盤とモデル化したCase 1の計算式は次に示すとおりである。

$$\text{自由長部} : \{Y_{IV}\} = [X] \{A_{IV}\} \quad (10.10)$$

$$\text{鋼ボール層} : \{Y_{III}\} = [X] \{A_{III}\} + \{C_{III}\} \quad (10.11)$$

$$\text{砂層} : \{Y_{II}\} = [X] \{A_{II}\} + \{C_{II}\} \quad (10.12)$$

$$\text{粘土層} : \{Y_I\} = [Z_I] \{A_I\} + \{S_I\} \sin \theta \quad (10.13)$$

ここで $[X]$, $\{C\}$, $\{S\}$ は x のみの関数, $[Z]$ は x と β' の関数である。

上記の一般式に対して、境界条件及び連続条件は前に示したとおりであり、式(10.7)～(10.9)の連続条件だけ書き直しておく、

$$\begin{aligned} [Z_I]_{x_2} \{A_I\} + \{S_I\}_{x_2} \sin \theta \\ = [X]_{x_2} \{A_{II}\} + \{C_{II}\}_{x_2} \end{aligned} \quad (10.14)$$

$$\begin{aligned} [X]_{x_3} \{A_{II}\} + \{C_{II}\}_{x_3} \\ = [X]_{x_3} \{A_{III}\} + \{C_{III}\}_{x_3} \end{aligned} \quad (10.15)$$

$$[X]_{x_4} \{A_{III}\} + \{C_{III}\}_{x_4} = [X]_{x_4} \{A_{IV}\}_{x_4} \quad (10.16)$$

である。境界条件については、式(10.10)の第1行と第3行、式(10.13)の第1行と第3行に与えられている。したがって、具体的な解き方としては、式(10.14)～(10.16)と式(10.10)または式(10.13)を使って係数 $\{A_{II}\} \sim \{A_{IV}\}$ または $\{A_I\} \sim \{A_{III}\}$ を消去し、係数 $\{A_I\}$ または $\{A_{IV}\}$ に関する8元の連立方程式としたのち、境界条件として与えられている四つを使って係数 $\{A_I\}$ または $\{A_{IV}\}$ を解く。そうすれば、あとは式(10.14)～(10.16)を使って残りの $\{A\}$ が求められすべての係数 $\{A_I\} \sim \{A_{IV}\}$ が求められる。係数 $\{A_I\} \sim \{A_{IV}\}$ が求められてしまえば、式(10.10)～(10.13)の一般式を使って、任意の深さにおける $\{Y\}$ が求められる。すべての係数 $\{A\}$ が求められたのちの $\{Y\}$ の計算においては、再び5次元のベクトルに戻して、たわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力、地盤反力の5つの量を求めればよい。なお係数 $\{A\}$ の消去の際に、 4×4 マトリックスである $[X]$ や $[Z]$ の逆行列を求めて計算するのが便利であるが、 $[Z]$ は $[X]$ に比べて非常にくせの悪いマトリックスであるから、なるべく $\{A_I\}$ を残すように消去した方がよい。

鋼ボール層だけを荷重とし、砂層及び粘土層をWinkler地盤としたCase 2の計算式は、次に示すとおり

である。

$$\text{自由長部} : \{Y_{IV}\} = [X] \{A_{IV}\} \quad (10.17)$$

$$\text{鋼ボール層} : \{Y_{III}\} = [X] \{A_{III}\} + \{C_{III}\} \quad (10.18)$$

$$\text{砂層} : \{Y_{II}\} = [Z_{II}] \{A_{II}\} + \{S_{II}\} \sin \theta \quad (10.19)$$

$$\text{粘土層} : \{Y_I\} = [Z_I] \{A_I\} + \{S_I\} \sin \theta \quad (10.20)$$

ここで $[X]$, $\{C\}$, $\{S\}$ は x のみの関数, $[Z]$ は x と β' の関数である。

上記の一般式に対して、境界条件は式(10.5)及び式(10.6)であり、式(10.7)～(10.9)の連続条件を書き直すと、次のとおりである。

$$\begin{aligned} [Z_I]_{x_2} \{A_I\} + \{S_I\}_{x_2} \sin \theta \\ = [Z_{II}]_{x_2} \{A_{II}\} + \{S_{II}\}_{x_2} \sin \theta \end{aligned} \quad (10.21)$$

$$\begin{aligned} [Z_{II}]_{x_3} \{A_{II}\} + \{S_{II}\}_{x_3} \sin \theta \\ = [X]_{x_3} \{A_{III}\} + \{C_{III}\}_{x_3} \end{aligned} \quad (10.22)$$

$$[X]_{x_4} \{A_{III}\} + \{C_{III}\}_{x_4} = [X]_{x_4} \{A_{IV}\} \quad (10.23)$$

あとの計算はCase 1の場合と全く同様である。

鋼ボール層、砂層、粘土層のすべてをWinkler地盤とするCase 3の計算式は次のとおりである。

$$\text{自由長部} : \{Y_{IV}\} = [X] \{A_{IV}\} \quad (10.24)$$

$$\text{鋼ボール層} : \{Y_{III}\} = [Z_{III}] \{A_{III}\} + \{S_{III}\} \sin \theta \quad (10.25)$$

$$\text{砂層} : \{Y_{II}\} = [Z_{II}] \{A_{II}\} + \{S_{II}\} \sin \theta \quad (10.26)$$

$$\text{粘土層} : \{Y_I\} = [Z_I] \{A_I\} + \{S_I\} \sin \theta \quad (10.27)$$

ここで、 $[X]$, $\{C\}$, $\{S\}$ は x のみの関数, $[Z]$ は x と β' の関数である。

上記の一般式に対して、境界条件は式(10.5)及び式(10.6)であり、式(10.7)～(10.9)の連続条件を書き直すと、次のとおりである。

$$\begin{aligned} [Z_I]_{x_2} \{A_I\} + \{S_I\}_{x_2} \sin \theta \\ = [Z_{II}]_{x_2} \{A_{II}\} + \{S_{II}\}_{x_2} \sin \theta \end{aligned} \quad (10.28)$$

$$\begin{aligned} [Z_{II}]_{x_3} \{A_{II}\} + \{S_{II}\}_{x_3} \sin \theta \\ = [Z_{III}]_{x_3} \{A_{III}\} + \{S_{III}\}_{x_3} \sin \theta \end{aligned} \quad (10.29)$$

$$[Z_{III}]_{x_4} \{A_{III}\} + \{S_{III}\}_{x_4} \sin \theta = [X]_{x_4} \{A_{IV}\} \quad (10.30)$$

あとの計算はCase 1, Case 2の場合と全く同様である。

(2) 計算結果とその検討

計算の条件は、表-10.4 に示すように変化させた。条件の変化の中で、単位体積重量を実際の値より大きくするということは、10.3 c)の方法において杭幅を α 倍したのと同様に、杭幅を大きくすることと計算上同じである。またこのことは k_h についても同様である。したがって k_h の場合には、粘土に想定された k_h 値よりも大きな k_h 値による計算が実際とよく合うというとき、実際に k_h 値が大きいのか、あるいは k_h 値は想定した値が正しくて杭幅の効果として実際の杭幅よりも広い範囲で荷重を受けるのか、あるいはまた他の理由があるのか、計算からはわからない。ここでは、そういった要素をすべて含みながら、まずどんな値がこの理論において実験値をよく説明するかをしてみる。なお圧密度としては、10.2 a)で述べたことから97%を用いた。

まずCase 1の計算の中から、傾斜角 20° の例をとり上げ、粘土層の3通りの k_h 値に対して、砂層及び鋼ボール層の単位体積重量を実際のそれぞれの1倍、10倍とした計算結果を図-10.34(a)~(f)に示す。図には曲げモーメント分布と地盤反力分布だけを示し、比較のために曲げモーメントの実測値を図中に(*)印(Pile No.1)と(+)印(Pile No.2)で示した。図中に(・)印で示されているのが計算値であり、これにはPile No.1とPile No.2の二つの計算結果が示されているのであるが、境界条件としての杭頭変位の違いが小さいために、あまり区別がつかない。

いずれの図においても杭先端付近、すなわち粘土層下部における負の曲げモーメントは計算されていない。したがってこの計算においては前に述べたような杭先端において上から下に抑えつけるような力は生じていないことになる。このような力の発生する理由を考察してみる

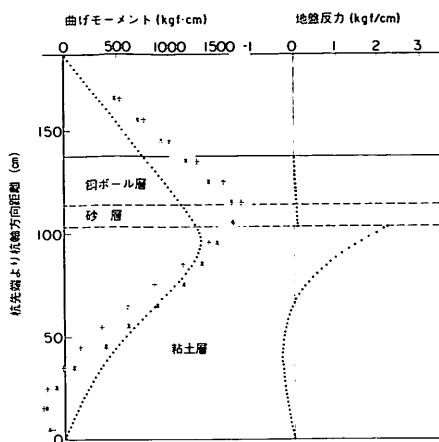
と、地盤反力係数の分布が下へ行くほど大きくなっていくような場合に見出すことができると考えられる。地盤反力は杭と地盤との相対変位によるから、簡単には決められないが地盤反力係数が下の方で大きい場合、一般には地盤反力の分布もそうでない場合に比べて下の方の大きさが増すであろう。そうすれば、杭頭部に関するモーメントの釣合いから、杭先端におけるせん断力は、杭先端における地盤反力と反対方向を向いたもの、すなわち上から抑えるような方向の力になるはずである。実際、この計算そのものではないが、同様の計算で粘土層の下部の地盤反力係数を大きくしてやると、この実験結果を説明するような負の曲げモーメントが先端付近に発生し、せん断力も上から抑える向きのものが計算される。

ここに示した図の中で、単位体積重量を想定される値そのものとした図-10.34(a), (c), (e)においては、荷重層である鋼ボール層及び砂層からの荷重が不足する計算結果になっている。この2層の影響としては、単位体積重量をそれぞれ10倍にして計算した図-10.34(b), (d), (f)の方が、実測値とよく一致している。この10倍という大きい数値についての考察は、次のCase 2に関する検討のところで行う。

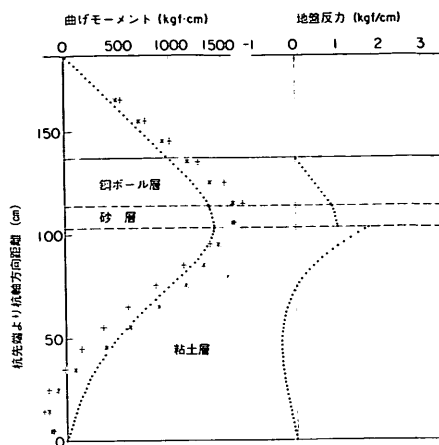
単位体積重量をそのままとした計算は実測値とのずれが大きいので、これを10倍とした計算である図-10.34(b), (d), (f)を比較してみると、粘土層内での曲げモーメント分布の性格が最も実測値に近いのは $k_h = 300 \text{ tf/m}^3$ とした(d)であると思われる。既に述べたとおり、先端近くで負の曲げモーメントが発生しているのは粘土層下部で地盤反力係数が上部より増大しているためと考えられるので、そういう実測値と地盤反力係数一定とした計算値を比較するのは困難であるが、粘土層中央の曲げモーメント分布の傾きに注目して、 $k_h = 300 \text{ tf/m}^3$ の

表-10.4 計算条件

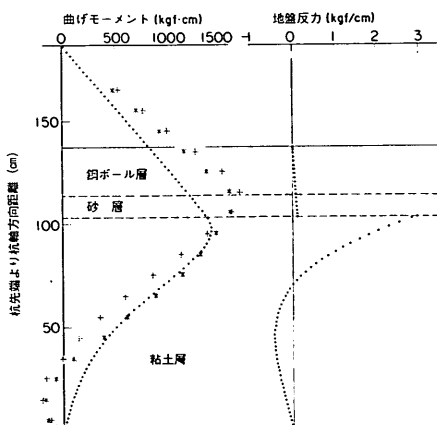
	粘 土 層	砂 層	鋼 ボ ール 層	備 考
Case 1	$k_{h1}=200 \text{ tf/m}^3$	$\gamma_s=1 \times 1.8 \text{ tf/m}^3$	$\gamma_B=1 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$	$\frac{\gamma_B}{\gamma_s} = \frac{1.8}{4.544}$
	300	3	3	
	500	10	10	
Case 2	$k_{h1}=100 \text{ tf/m}^3$	$k_{hB}=100 \text{ tf/m}^3$	$\gamma_B=1 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$	$k_{hB} \geq k_{h1}$
	200	300	3	
	300	500	10	
Case 3	$k_{h1}=100 \text{ tf/m}^3$	$k_{hB}=100 \text{ tf/m}^3$	$k_{hB}=100 \text{ tf/m}^3$	$k_{hB} \geq k_{h2} \geq k_{h1}$
	200	300	300	
	300	500	500	



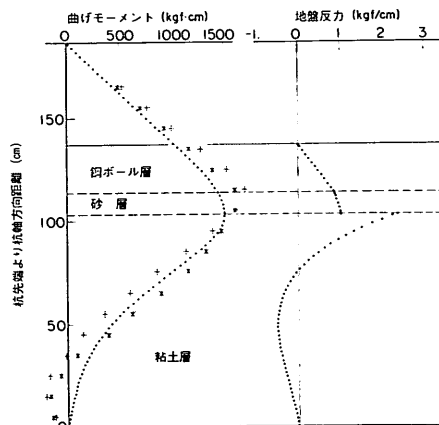
(a) $k_{HI} = 200 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{II} = 1.8 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 4.55 \text{ tf/m}^3$



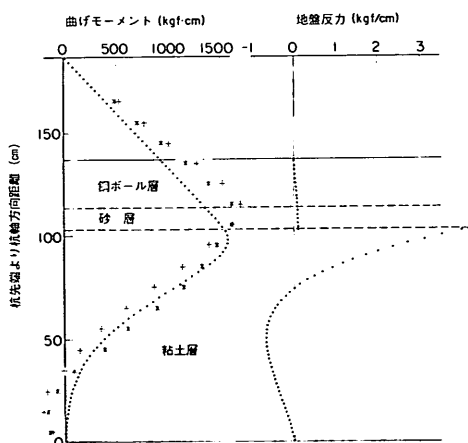
(b) $k_{HI} = 200 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{II} = 10 \times 1.8 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$



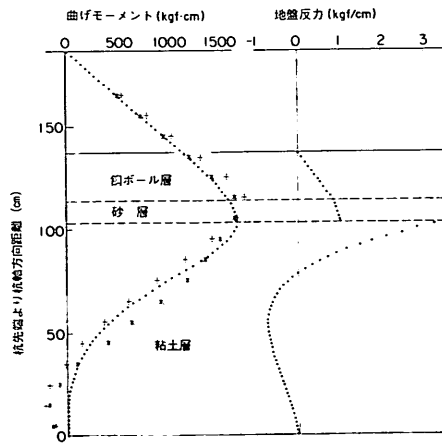
(c) $k_{HI} = 300 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{II} = 1.8 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 4.55 \text{ tf/m}^3$



(d) $k_{HI} = 300 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{II} = 10 \times 1.8 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$

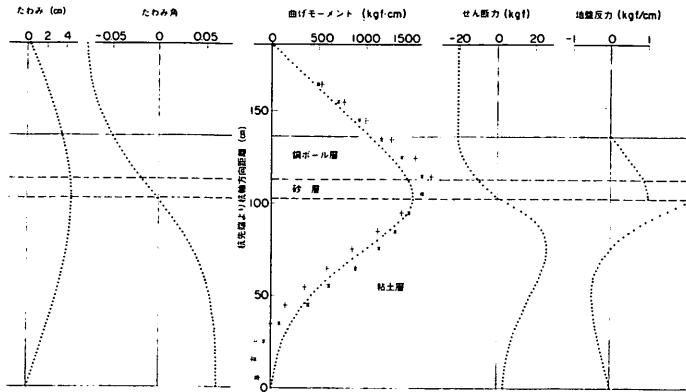


(e) $k_{HI} = 500 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{II} = 1.8 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 4.55 \text{ tf/m}^3$

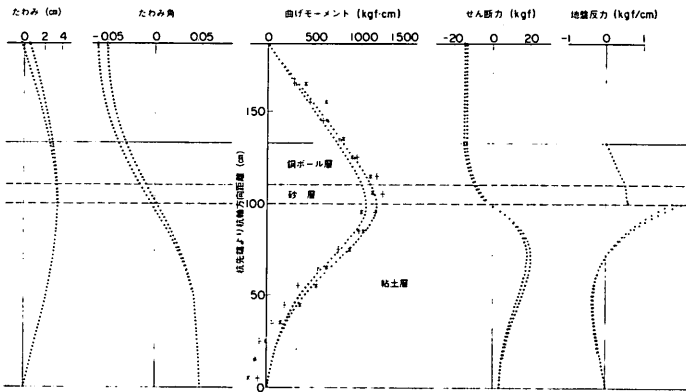


(f) $k_{HI} = 500 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{II} = 10 \times 1.8 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$

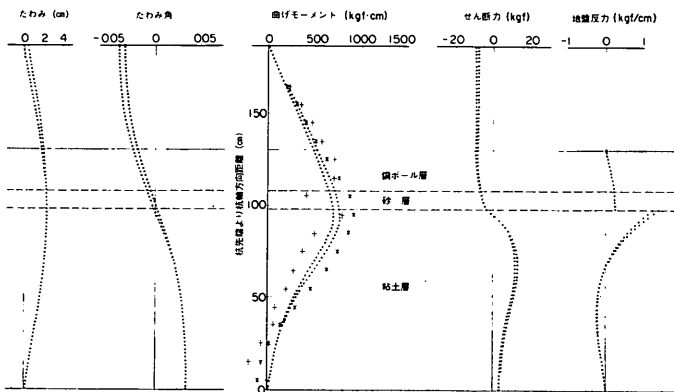
図-10.34 $\theta = 20^\circ$ の場合 (Pile No. 1, 2) に対する Case 1 の計算結果



(a) $\theta = 20^\circ$ (Pile No. 1, 2)



(b) $\theta = 15^\circ$ (Pile No. 3, 4)



(c) $\theta = 10^\circ$ (Pile No. 5, 6)

図-10.35 $k_{hI} = 300 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{II} = 10 \times 1.8 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$ とした場合のCase 1の計算結果

場合に最もよく両者が一致していると判断した。しかし、これは前提としての Case 1 の仮定が妥当であるか、すなわち、鋼ボール層、砂層の影響が実際の状態に近く効いているかどうかによるので、他の Case ともならみ合わせて総合的に判断すべきものと考え。また、いまここでは傾斜角 20° のものを代表として取り上げて示したが、他の傾斜角のものについても、総合的に見なければならぬ。

Case 1 の計算のうちで、実験結果を最もよい近似でトレースする数値は、粘土層の地盤反力係数 300 tf/m³、砂層及び鋼ボール層による荷重としてそれぞれの単位体積重量の10倍で、これの計算結果の全体を図-10.35(a)~(c)に示す。これは傾斜角 20° の組杭 (Pile No.1, 2) 15° の組杭 (Pile No.3, 4) 及び 10° の組杭 (Pile No.5, 6) に対する計算結果で、5° のものは数値が小さいので省略した。ここでは、前のような実測結果から微分積分した諸分布は誤差も大きいので示していないが、曲げモーメント分布は図からわかるとおりよく一致している。したがって、積分側であるたわみ角およびたわみについては、杭頭及び杭先端のたわみは境界条件であるから全く正しく、たわみ角も実測値とほとんど一致している。

次に Case 2 の計算例で、やはり傾斜角 20° のもののうち 4 例を、図-10.36(a)~(d)に示す。これらの図は、粘土層と砂層の地盤反力係数の値、及び鋼ボール層の単位体積重量の倍数として、図の説明のところに記した数値を用いて計算した結果である。

図-10.36(a)と(b)を比較すると、鋼ボール層からの荷重として単位体積重量そのものをとったのでは、やはり影響が少なく、曲げモーメントが小さすぎる。そして、図-10.36(b)に見られるようにこれを10倍した計算が、その影響をよく表現しているように見える。しかしながらこの10倍という数値は、Broms (1964) が砂質地盤中の杭の水平抵抗計算において与えた3倍という数値、また 10.3 c) の方法でとられているやはり3倍という数値などを考慮して大きすぎるように考えられる。

この原因の一つとして、10.2 a) に述べた鋼ボール層の下層部分が錆びついていたことが考えられる。図-10.4 に示したとおり、杭幅 7.5 cm に対して隣り合う組杭の中心間隔は 50 cm であるから、杭幅の 6.7 倍である。これではまだ10倍に足りないが、これに加えて、組杭が並んだ方向と直角方向の広がりについても、鋼ボール層が錆びついたことにより、杭が余計に支えたものと推察される。このことについて定量的に吟味することは非常に困難であるが、組杭が並んだ方向だけ考えても 6.

7 倍、これと直角方向の分もいくらかあって、その両者が複合して10倍程度の結果になったのではないかと考えられる。

図-10.36 (b)と(c)を比較すると、粘土層の地盤反力係数と鋼ボール層の荷重が同じでも、砂層の地盤反力係数が変化することにより、曲げモーメント分布が違ってくるのがよくわかる。またそれぞれの右側の図である地盤反力分布を比較すると、後者では砂層の部分が杭を強く圧していることがよくわかる。

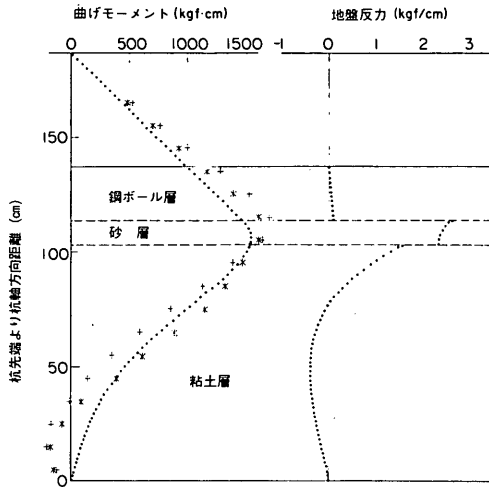
これをさらに図-10.36 (d)と比較した場合、全体的な曲げモーメント分布が、後者においてよりよく近似されていると考えられる。この定数を使った場合の計算結果の全体を図-10.37(a)~(c)に示す。前と同様にこれらの図は、傾斜角 20° の組杭 (Pile No.1, 2) , 15° の組杭 (Pile No.3, 4) 及び 10° の組杭 (Pile No.5, 6) に対する計算結果で、5° のものは省略してある。いずれの図においても、かなりよく近似されているとみることができる。

最後に、すべての層に地盤反力係数を仮定する Case 3 の計算結果を示す。図-10.38 (a)及び(b)は傾斜角 20° に対する計算結果で、仮定した地盤反力係数は図のとこりに記したとおりである。

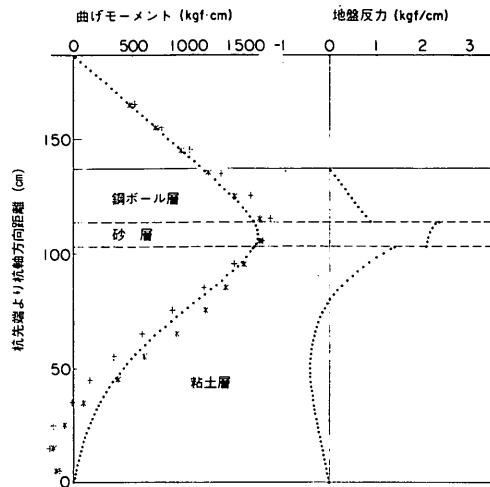
すべての層の地盤反力係数を 100 tf/m³ とした図-10.38 (a)が大体実測値と近似しており、これを前の Case 1 及び Case 2 の計算結果から妥当と思われる程度に大きくすると、図-10.38 (b)に見るとおり、曲げモーメントが大きき計算されてしまう。しかもこの Case 3 の場合には、両方の図ともそうになっているが、地表面において地盤反力が最大になってしまう。これは妥当でないと考えられる。

以上の計算結果を見ると、地盤反力係数を仮定する層の上に荷重としての層が載っている Case 1 や Case 2 を、すべての層に地盤反力係数を仮定した Case 3 と比べた場合、荷重としての層の影響が実際よりも低く計算されているとみることができる。そのため Case 3 の計算では、他と比べて曲げモーメント分布が上の方で大きく計算されていると思われる。この点について注意して Case 1 を見ると、鋼ボール層、砂層を含めてそれより上部では、曲げモーメントの値が小さく計算されていることがわかる。そこで、ここに計算した Case 1 ~ 3 の仮定のうちで、計算モデルとして最も適切であるのは、Case 2 であったと考えられる。もちろん、このことに対しては層厚の問題が大きく関係していることが想像されるから、一般的に妥当するとは思われない。

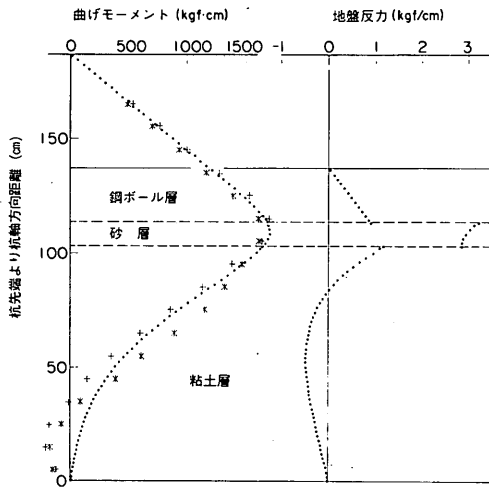
計算モデルとして適切であったと考えられる Case 2,



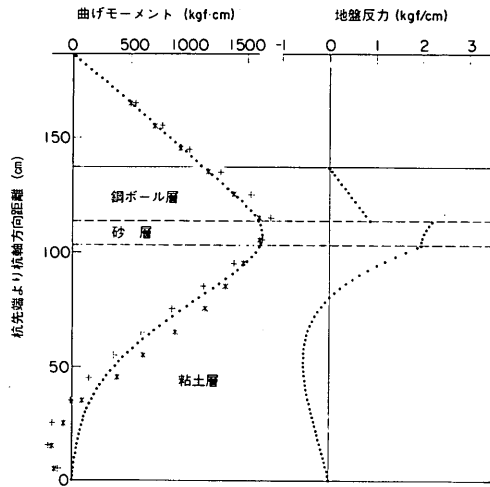
(a) $k_{hI} = 200 \text{ tf/m}^3$, $k_{hII} = 300 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 4.55 \text{ tf/m}^3$



(b) $k_{hI} = 200 \text{ tf/m}^3$, $k_{hII} = 300 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$



(c) $k_{hI} = 200 \text{ tf/m}^3$, $k_{hII} = 500 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$

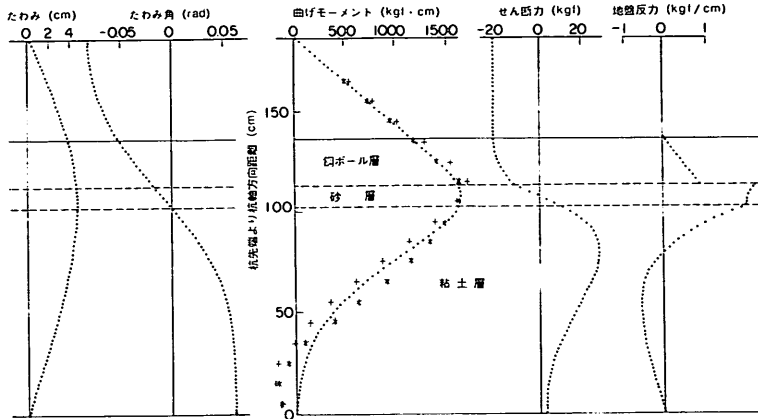


(d) $k_{hI} = 300 \text{ tf/m}^3$, $k_{hII} = 300 \text{ tf/m}^3$, $\gamma_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$

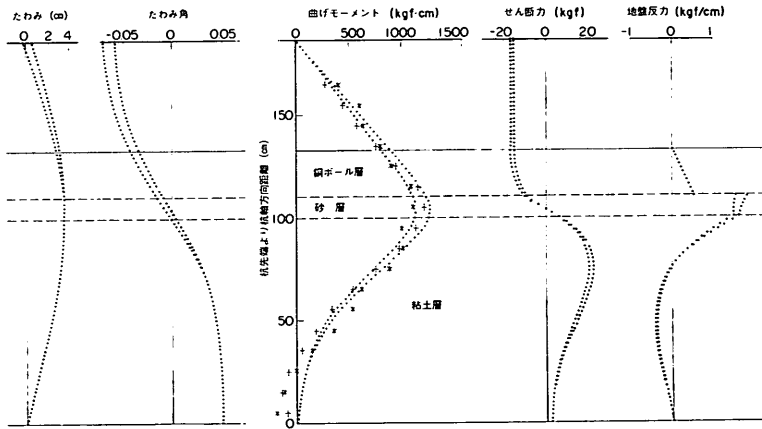
図-10.36 $\theta = 20^\circ$ の場合 (Pile No. 1, 2) に対する Case 2 の計算結果

そしてそれに近い地盤反力係数による計算ではば妥当な結果を示した Case 1 から、実験粘土地盤の地盤反力係数 k_h は、 $200 \sim 300 \text{ tf/m}^3$ 程度であったと考えられる。この値については、佐藤等の方法においても 0.2 kgf/cm^3 としてよく実験値と一致しており、満足すべき整合性が得られているものとする。Terzaghi (1955) による地盤反力係数の研究においては、粘土について硬いものの側しか論及されていないが、これをさらに拡充

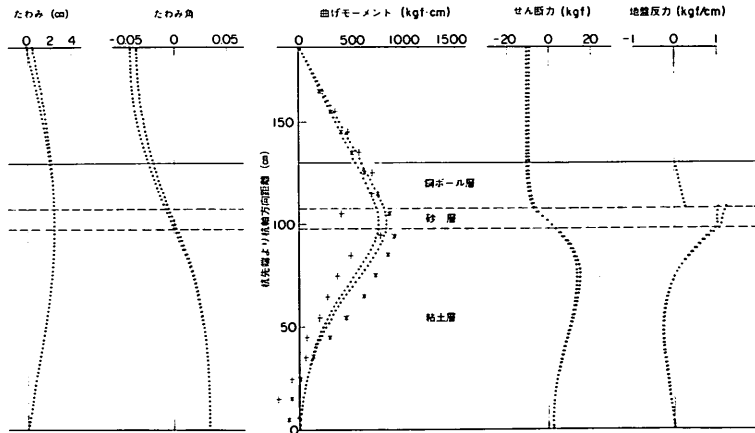
した形の横山 (1977) の研究では、広い範囲にわたる対応が地盤反力係数と N 値や土のコンシステンシーとの間に得られている (図-10.39 参照)。実験後の土質試験によれば、この実験地盤の一軸圧縮強度 q_u の値は $0.1 \sim 0.18 \text{ kgf/cm}^2$ 程度に分布している (図-10.12 参照)。したがって、この粘土は Terzaghi (1969) の分類によれば、コンシステンシーとして "very soft" の範ちゅうに入ることになる。これによって横山の図 (図-



(a) $\theta = 20^\circ$ (Pile No. 1, 2)



(b) $\theta = 15^\circ$ (Pile No. 3, 4)



(c) $\theta = 10^\circ$ (Pile No. 5, 6)

図-10.37 $k_{hI} = 300 \text{ tf/m}^3$, $k_{hII} = 300 \text{ tf/m}^3$, $r_{III} = 10 \times 4.55 \text{ tf/m}^3$
とした場合のCase 2の計算結果

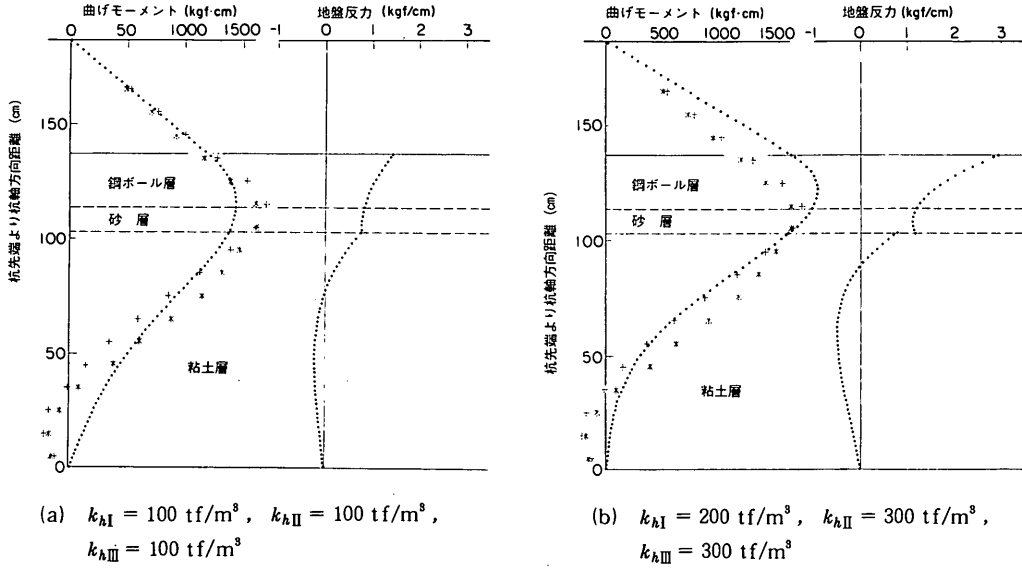


図-10.38 $\theta = 20^\circ$ の場合 (Pile No. 1, 2) に対する Case 3 の計算結果

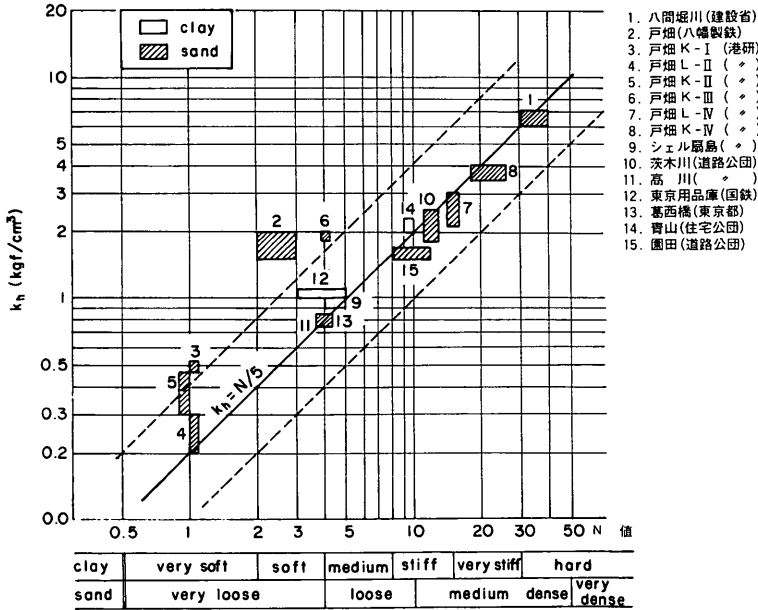


図-10.39 k_h と N 値との関係 (横山, 1971)

10.39) を見れば、 k_h は $0.1 \sim 0.4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にあることになり、計算に使われた $k_h = 0.2 \sim 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ という値は、実際への適用を考えた場合にも妥当な値とすることができる。

10.4 まとめ

幅 7.5 cm, 厚さ 0.9 cm, 長さ 178 cm の平鋼を使った

模型プレート杭を頭部ヒンジ結合の組杭として粘土層中に建て込み、粘土層を地表面沈下の相違に追従し得るように鋼ボール層の荷重により圧密沈下させて、沈下地盤中に存在する斜杭の曲げに関する室内実験を行った。8本の斜杭の傾斜角は 5° , 10° , 15° , 20° がそれぞれ2本ずつで、組杭の夾角としては 10° , 20° , 30° ,

40°の4種類である。上下両面の排水砂層をフレキシブルパイプでつないで両面排水させた粘土層の層厚は、初期で113 cm、100日間の圧密により圧密度97%になった実験終了時で、96.6 cmであり、その間の沈下量は16.4 cmであった。荷重としての鋼ボール層(層厚22 cm)及び上部排水砂層(層厚10 cm)による圧密荷重は、それぞれ1 tf/m²、及び0.18 tf/m²である。

杭にはひずみゲージを貼布して曲げひずみを測定し、それぞれの組杭の頭部に4個のダイヤルゲージを配して杭頭の動きをとらえ、地表面沈下量は4個のダイヤルゲージにより測定した。杭の条件としては、頭部ヒンジ、先端においても下部砂層と粘土層の間に置いたエキスパンドメタル上に止めてヒンジとした。

圧密終了後、傾斜角5°の杭2本について引き抜き試験を行った。また、粘土を切り出してゆく過程で、杭と粘土の付着状況を観察した。

以上の実験の結果を簡単にまとめると、次のとおりである。

1. 模型杭の曲げモーメントは、時間あるいは地表面の沈下とともに滑らかに増大し、ほぼ一定の値に近づいた。
2. 模型杭の曲げモーメント分布は、粘土層上部で上から杭を押し、下部では下から支え、先端のヒンジでは杭先がはねあがるのを抑える向きの力が杭に加えられていることを示した。
3. 最大曲げモーメントの大きさは、杭の傾斜角にほぼ比例した。
4. 最大曲げモーメントの大きさは、地表面沈下量にほぼ比例した。
5. 最大曲げモーメントの発生位置は、ほぼ砂層中にあり、時間と共に下がった。
6. 杭頭の鉛直変位(沈下量)は、杭の傾斜角にほぼ比例した。
7. 杭の傾斜角の変化は、杭の傾斜角にほぼ比例した。

以上の実験に対して、3種類の方法により計算を行った。3次元有限要素法による弾性解析、佐藤等の方法及び9.で提案した弾性地盤反力を仮定する著者の方法の3種類である。3番目の地盤全体に弾性地盤反力を仮定する方法では、さらに粘土層のみWinkler地盤として砂層

及び鋼ボール層を荷重層とする場合、粘土層及び砂層をWinkler地盤とし鋼ボール層のみを荷重層とする場合、そして粘土層、砂層、鋼ボール層の全てをWinkler地盤とする場合の3通りの計算を行った。これらの方法により計算した結果は、実測値と比較して次のとおりであった。

1. 計算に必要な定数を土質試験などから決定して3次元有限要素法による弾性解析を行い、実測値とほぼ一致する計算結果が得られた。ただし、根入れ下部において土が杭を支えるという現象は表現されなかった。
2. 佐藤等の計算では、荷重分布幅係数を3、弾性床中の長さを粘土層中の杭長の4割とした計算により、実測値とほぼ一致する結果が得られた。
3. 著者の方法では、粘土層及び砂層をWinkler地盤とし、鋼ボール層を荷重層とする計算によって、実験結果とよく一致した結果が得られた。
4. 佐藤等の方法及び著者の方法において、実験結果とよく一致する計算結果となった地盤反力係数 $k_h = 0.2 \sim 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ なる値は、実験地盤に対する推定値として妥当な値であった。

この実験において、鋼ボール層の下層部分が錆びついていたことは問題である。しかしながら、最初から錆びついていたらと考えられないこと、荷重として本質的には違わないことなどを考えれば、実験結果は大部分正当なものであったと考えられる。そして、いくつかのことについては、本文中で検討を加えた。

3種類の計算法のうちで、9.で提案した弾性地盤反力を仮定する著者の方法は、本文中に見たとおり、実験結果とよく一致した計算結果を示し、有効な方法であると考えられる。ただし、電子計算機の使用を前提としているこの計算法において3通りの計算を行い、鋼ボール層のみを荷重層として砂層及び粘土層をWinkler地盤とした場合に最もよく実測値と一致した訳であるが、他の条件に適用しようとしたときに地盤をどのように考えるべきかは問題となる。本文中に述べたとおり3層をすべてWinkler地盤とするとうまく合わないということから、Winkler地盤の上にある程度薄い荷重層が載っているという基本形は変わらないとして、それをどのように分けるべきかということが問題である。これらの点を含めて、次に実大実験により検討する。

11. 斜杭の曲げに関する野外実大実験による考察

この実験は野外において実物大の斜杭に作用する曲げを、これに対するアスファルトコーティングの効果を含めて調べようとしたものである(高橋, 門司, 1980)。

圧密沈下地盤中の斜杭の曲げについては, 10. の室内実験の中で, 有限要素法, 佐藤等の方法, 9. で提案した著者の方法と3通りの方法により検討した。このときの結果としては, 著者の方法が最もよく実測値と適合した。その他問題点として, 有限要素法は定数を的確に与えるのが困難であること, またこのときは3次元解析をしなければ妥当な計算にならなかったこと, 佐藤等の方法では荷重分布係数は常に3としてよいのかどうか, 荷重長(逆に言えば弾性床中の杭長さ)をいくらにとるべきか, また著者の方法では上層部の荷重層をどれだけとるべきかなどの諸点があった。この野外実験では, これらの問題点を踏まえて, 広く結果の検討を行う。

11.1 野外実験の概要

この実験は, 昭和52年11月末から昭和54年3月末まで約16か月にわたって, 港湾技術研究所の野外実験場(横須賀市久里浜)において行われた。この地盤には, 表層から厚さ30m強のシルト層が堆積しており, まずこの上に荷重盛土を施し, そこに, 長さ約39m, 直径50cmの鋼管杭を傾斜角 15° の斜杭として打設した。4本の鋼管杭のうち2本にはアスファルトコーティングが施してあり, それぞれ2本を頭部ヒンジ結合して, 2組の組杭とした。そして, 荷重盛土によって生ずる地盤の圧密沈下に従って発生する, 斜杭の曲げ及び軸力, 間隙水圧などを1年余り計測した。その後, 地盤調査と間隙水圧のチェックを行い, また54年9月には, 同じ杭に対して水平載荷試験を行った。

以上の実験の大まかな流れを箇条書きにして示すと, 次のとおりである。

- 1) 厚さ2.5mの盛土工事(荷重盛土)
昭和52年11月末～昭和53年1月末
- 2) 斜杭(傾斜角 15°)4本の打設(2本ずつ頭部ヒンジ結合)及び各種計測機器の設置
昭和52年12月中～昭和53年3月末
- 3) 約12か月の諸計測(杭頭変位, 杭の曲げ及び軸力, 地表面及び地中沈下量, 間隙水圧)
昭和53年3月始～昭和54年2月末
- 4) 計測終了時の土質調査及び間隙水圧チェック
昭和54年1月始～昭和54年2月末
- 5) 斜杭の水平載荷試験
昭和54年9月

上記の流れに従って, それぞれの内容を以下に述べる。

a) 盛土工事

沼, あるいは, 池のような状態であった原地盤(写真-11.1及び図-11.1参照)に, 面積 $1,200\text{ m}^2$ ($40\text{ m} \times 30\text{ m}$)厚さ2.5mで約 $3,000\text{ m}^3$ の盛土を行った(写真-11.2参照)。荷重盛土としての有効重量は, 後の調査により, 厚さ2.5mのうち上1.5mが地下水位上, 下1mが地下水位として

$$1.8(\text{tf/m}^3) \times 1.5(\text{m}) + 1(\text{tf/m}^3) \times 1(\text{m}) \\ = 3.7(\text{tf/m}^2)$$

程度と考えられる。

この荷重盛土の広がり, 厚い地盤の圧密を均一に生ぜしめるために面積的に十分であるかどうかを検討したのが図-11.2である。これはブーネスクの式により, 帯状荷重としてのその幅の半分が15m及び20mのものが載荷されたときの, 鉛直応力の地中の広がり計算したものである。この盛土は約 $30\text{ m} \times 40\text{ m}$ であるが, 図



写真-11.1 盛り土前の現地盤



写真-11.2 盛り土

表-11.1 試験杭の打込終了付近の沈下量およびリバウンド量

杭番号	深度 変位 (mm)	35.5m	36m	36.5m	37m	37.5m	38m
		A	沈下		12	8	9
	リバウンド		8	8	8	8	9
B	沈下		9	12	10	5	5
	リバウンド		9	7	8	8	9
C	沈下		17	17		15	20
	リバウンド		7	7		7	7
D	沈下	13	15	11	7	7	6
	リバウンド	7	6	7	7	7	7

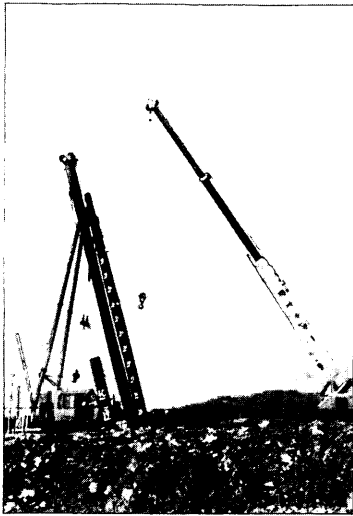


写真-11.5 斜杭の打設

表-11.2 試験杭の総打撃回数(0~38m)

杭番号	A	B	C	D
打撃回数 (0~38m)	768回	935回	638回	799回

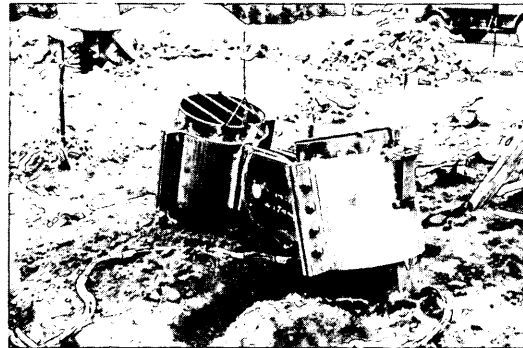


写真-11.6 杭頭上部工(ヒンジ構造)

組の組杭とした。

杭打設に関するデータとしては、各試験杭の打ち込み終了付近の沈下量及びリバウンド量を表-11.1に、各試験杭の総打撃回数を表-11.2に示す。また、打撃回数、累計打撃回数の深度方向分布を図-11.3(a),(b)に示す。

杭頭の上部工は図-11.4及び写真-11.6に示すとおり構造である。図-11.5には、杭頭沈下測定用スケール、水平変位測定用スケール及び傾斜計が示されている。

c) 測定方法及び測定工程

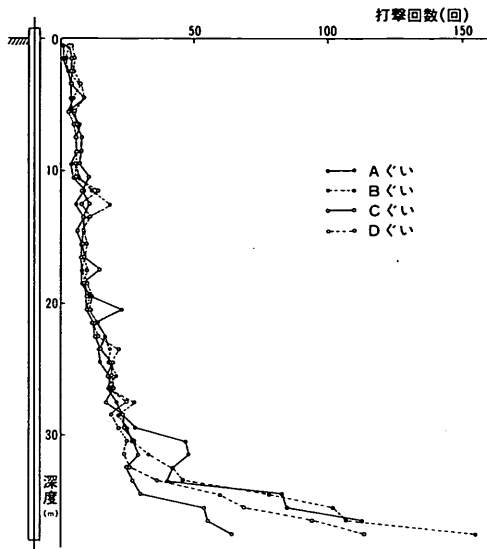
全体の測定項目は、表-11.3に示すとおりであり、それぞれの計測機器の平面的な配置は、図-11.6のとおりである。各測定項目の測定方法について、計測機器の設置方法とともに以下に述べる。

(1) 杭体ひずみ測定方法

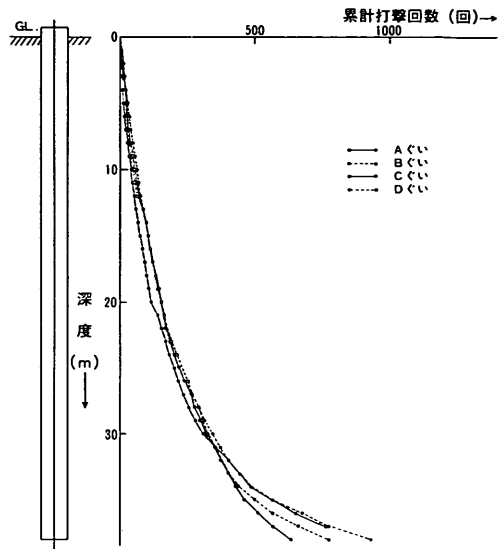
斜杭の傾斜の両側(上側、下側)それぞれ対称の位置にひずみゲージを貼布し、杭体に発生する曲げ及び軸力が検出できるようにした。1点当り4枚の単軸ゲージを

表-11.3 測定項目と使用機器

	測定項目	使用機器	数量
杭体	杭体ひずみ	ひずみゲージ	80
	杭頭傾斜角	電気式傾斜計	4
	杭頭沈下量	レベル	4
	杭頭水平変位	トランシット	2
周辺地盤	層別沈下量	沈下計+レベル	6
	地表面沈下量	レベル	20
	間隙水圧	電気式間隙水圧計	5



(a) 1 m当たりの打撃回数



(b) 累計打撃回数

図-11.3 打撃回数の深度方向分布

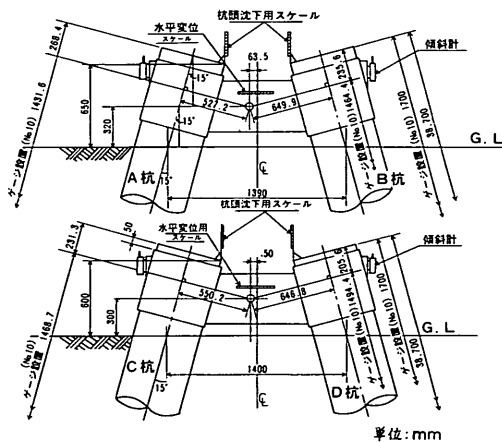


図-11.4 杭頭上部工(ヒンジ構造)

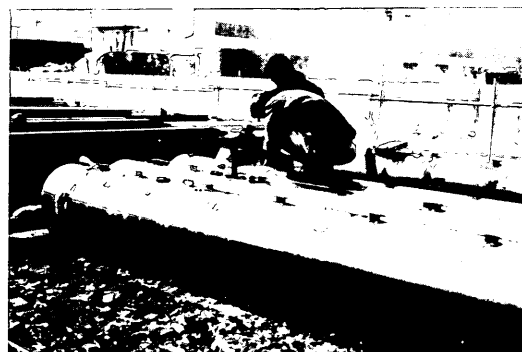


写真-11.7 杭体ひずみ計の取付

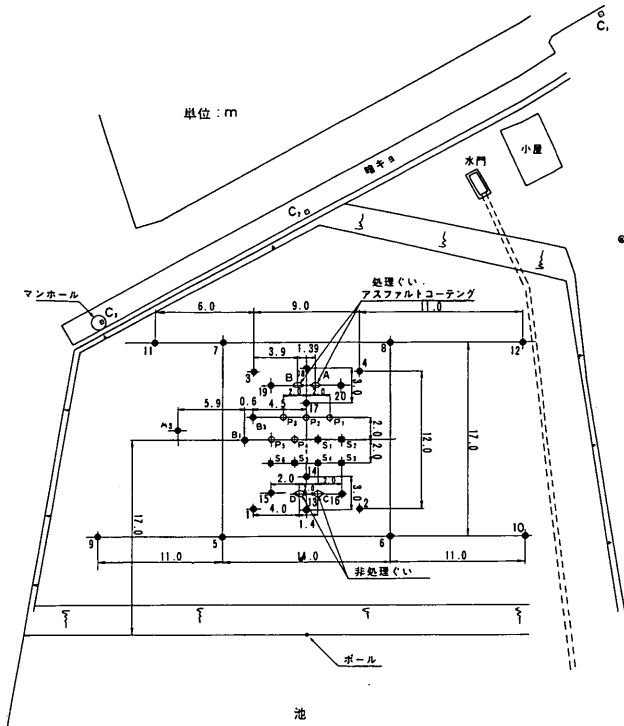
使って、2アクティブ2ダミーの4枚ゲージ法により2倍感度のひずみ測定を行った(図-11.7及び写真-11.7参照)。図-11.7に示すように、このような測定点を杭1本当たり20点(片側10点ずつ)設けた。またひずみゲージ及びリード線の保護のために、図-11.6及び写真-11.8に示すようなチャンネル(〔-150×75×6.5mm)をプロテクターとして取り付けた。

(2) 杭頭の傾斜角

杭頭の傾斜角は、最初の時点からの傾斜角の変化を差動トランス型の傾斜計により測定した。傾斜計は、図-11.5に示したように取り付けてある。



写真-11.8 ひずみ計のコードとプロテクター



●: 間隙水圧のチェック位置 (S54年2月22日)
 調査位置B,
 埋設位置A, B,

○: 間隙水圧計 5か所

$P_1 = 10.5$ (m)
$P_2 = 16.5$
$P_3 = 22.5$
$P_4 = 28.5$
$P_5 = 34.5$

× くい頭沈下計	4か所
● 1-20 地表面沈下計	20か所
▲ くい頭傾斜計	4か所

■: 層別沈下計 6か所

$S_1 = 4.5$ (m)
$S_2 = 10.5$
$S_3 = 16.5$
$S_4 = 22.5$
$S_5 = 28.5$
$S_6 = 34.5$

C₁, C₂, C₃, 基点 3か所

図-11.5 計器配置図

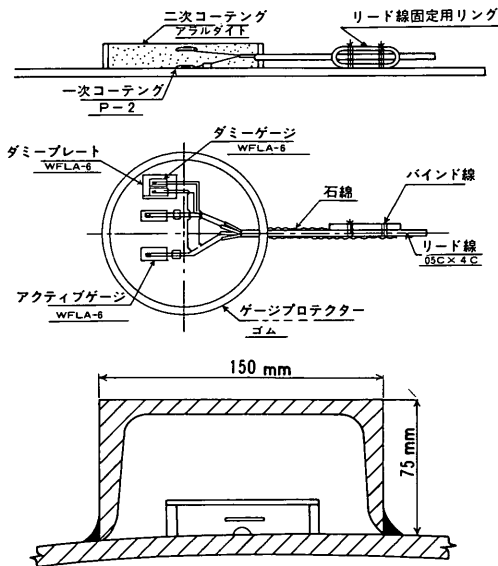
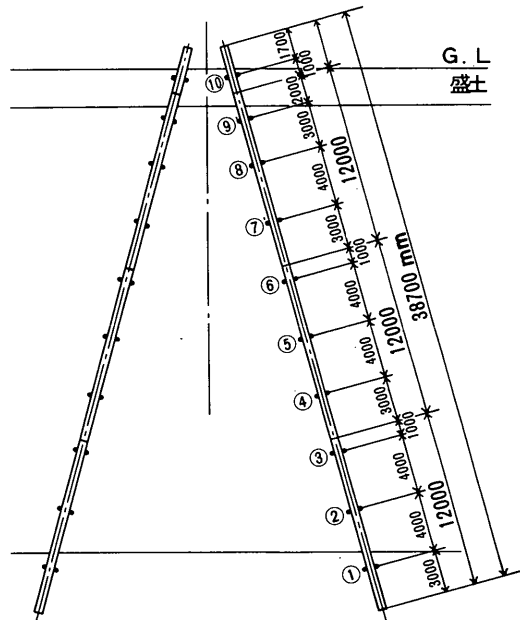


図-11.6 杭体ひずみ計



くい体ひずみ計
 各くい20点 合計80点

図-11.7 杭体ひずみ計配置図

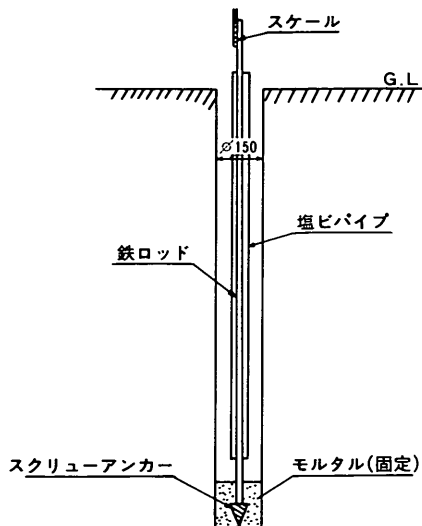


図-11.8 層別沈下計設置方法

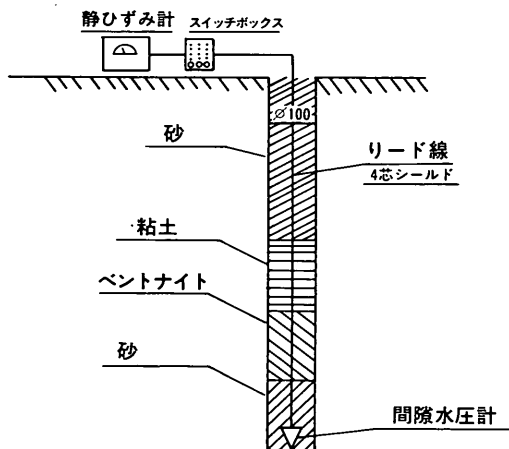


図-11.10 間隙水圧計設置方法

(3) 杭頭の沈下量

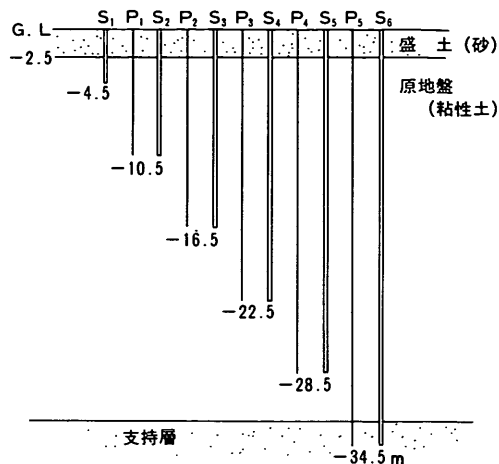
杭頭の沈下量は、図-11.4に示したように、杭頭部に設置してあるスケールをレベル計によって読み取り、測定した。なお基準点は、後に説明する層別沈下計 S_6 である。

(4) 杭頭の水平変位

杭頭の水平変位は、図-11.4に示されている杭頭水平変位測定用のスケールを、定位置からトランシットで見通すことにより測定した。

(5) 層別沈下量

層別沈下量は、二重管を用いた層別沈下計により測定した。層別沈下計の設置方法は、図-11.8に示してあるとおりである。 $\phi 150$ mmのボーリング孔の中に、ロ



S : 沈下計
P : 間隙水圧計

図-11.9 沈下計・間隙水圧計設置深さ

ッドに接続したスクリューアンカーを所定の深さまでおろし、スクリューアンカーをモルタルで固定した後、塩ビパイプを挿入する。測定は、ロッド頭部に固定してあるスケールの値をレベル計で読み取り、行った。

沈下量についてはすべて(杭頭沈下量、層別沈下量、地表面沈下量)層別沈下計のNo.6 (S_6)を基準にしてある。 S_6 は、図-11.9に示してあるとおり、最も深い沈下計で、支持層にまで達しており、沈下量のゼロ点として妥当なものである。

(6) 地表面沈下量

地表面沈下量は、図-11.5のNo.1~20の各点に打ち込まれた測定用木杭の上にスタッフを載せ、これをレベル計によって読み取り、測定した。なお基準点は、層別沈下計 S_6 である。

(7) 周辺地盤の間隙水圧

周辺地盤の間隙水圧は、電気式の間隙水圧計により測定した。間隙水圧計の設置方法は、図-11.10に示してあるとおりである。 $\phi 100$ mmのボーリング孔をあけ、孔の水洗を行い、水圧計を所定の深さまで下ろし、砂、ベントナイト、粘土、砂の順で挿入する。設置深さは、図-11.9に示したとおりである。

(8) 測定工程

測定は、以上(1)~(7)に記した測定項目のすべてについて、表-11.4のとおり行った。昭和53年3月から9月までは1週間に1回、10月、11月は10日に1回、12月から昭和54年2月までは2週間に1回の割合である。

表-11.4 測定工程一覧表

日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
3月	●	○			○	○						○		○									○			○					
4月				○								○											○				○				
5月	○		○									○				○															
6月	○						○							○													○				
7月		○								○							○								○						○
8月					○								○						○									○			
9月			○								○						○								○						
10月	○									○													○								○
11月								○											○												○
12月													○										○						○		
1月													○														○				
2月													○														○				

○ 計測日
● 初期値設定

表-11.5 土質調査試験項目

項目	単位	数量	備考	
ボーリング	m	131.5	A ₁ , B ₁ 孔および間隙水圧計埋設孔	
間隙水圧測定	か所	6	B ₁ 孔にて実施	
間隙水圧計埋設	か所	2	A ₃ , B ₃ 孔にて実施	
不攪乱試料採取	本	24	A _{1,2} 孔より 10 本, B ₁ 孔より 14 本	
P S 検層	回	22	B ₂ 孔にて実施	
Cross Hole Method (孔間速度測定)	回	15	A _{1,2} 孔を発震孔, B ₂ 孔を受震孔とする	
標準貫入試験	回	12	A ₂ , B ₁ 孔にて実施	
室内 土質 試験	比重試験	個	10	A _{1,2} 孔より採取した試料
	含水量 "	"	10	"
	粒度 "	"	10	"
	液性限界 "	"	10	"
	塑性限界 "	"	10	"
	単位体積重量 "	"	10	"
	一軸圧縮 "	"	10	"
圧密 "	"	10	"	

d) 土質調査及び間隙水圧チェック

測定終了時点での地盤の状態を把握することと、間隙水圧の五つの計測点のうち三つが異常な値を示していたのでこれをチェックすることを目的として、ボーリング及びサンプリングによる土質調査及び間隙水圧のチェックを行った。このときにボーリング孔を利用して地盤の

動的性質をとらえるためのP S検層及び孔間速度測定を合わせて行った。これらの調査項目は、表-11.5、調査位置は図-11.5、調査深度は図-11.11に示すとおりである。

図-11.1に示した調査結果は、この土質調査結果である。間隙水圧の測定値の検討については、後に述べる。

e) 水平載荷試験の概要

以上d)までに記した測定及び土質調査がすべて終了

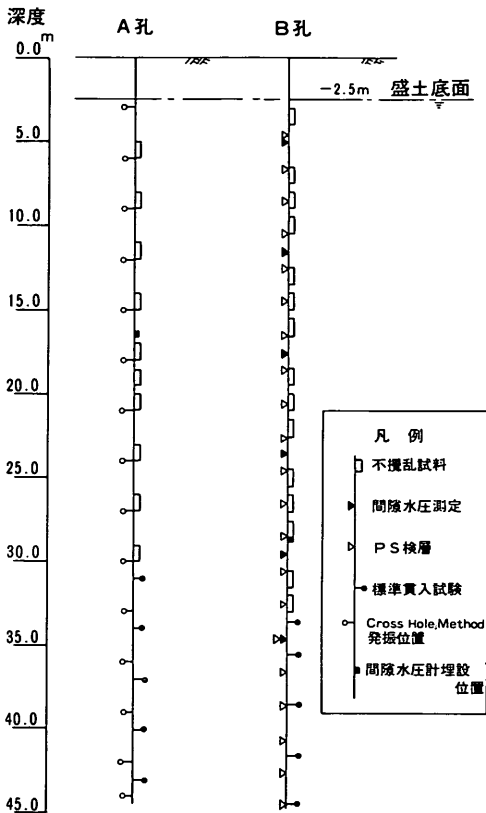
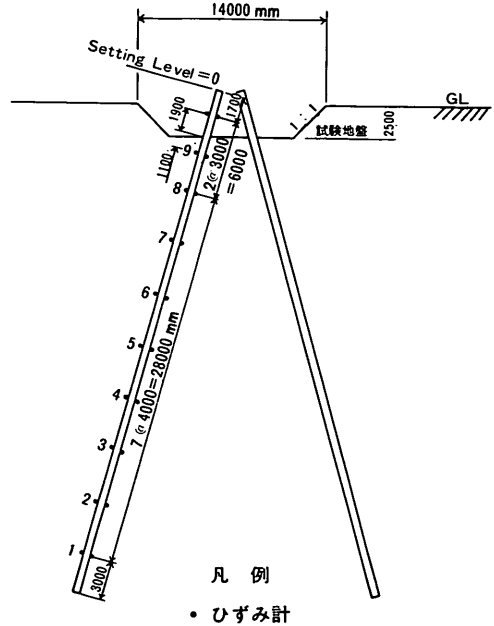


図-11.11 土質調査深度

した後に、2組の組杭として向かい合った傾斜角 15° の4本の斜杭を、処理杭及び非処理杭のそれぞれについて、互いに水平交番載荷して2回の試験を行った(高橋, 1981)。図-11.12~15に示すとおりである。試験の際には、図-11.12及び図-11.13に示されるように盛土を撤去して現地盤を露出させ、杭頭上部を取り除いて杭頭部も少し切断した。これは、条件が二層系地盤にならないようにするためと、杭頭部に載荷のための間隔を



10点×2列×4本=80点

図-11.13 盛り土の一部除去

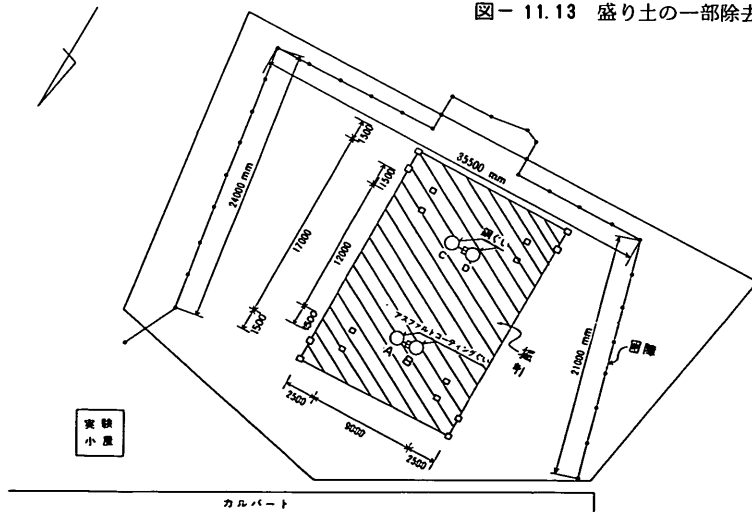


図-11.12 水平載荷試験平面図

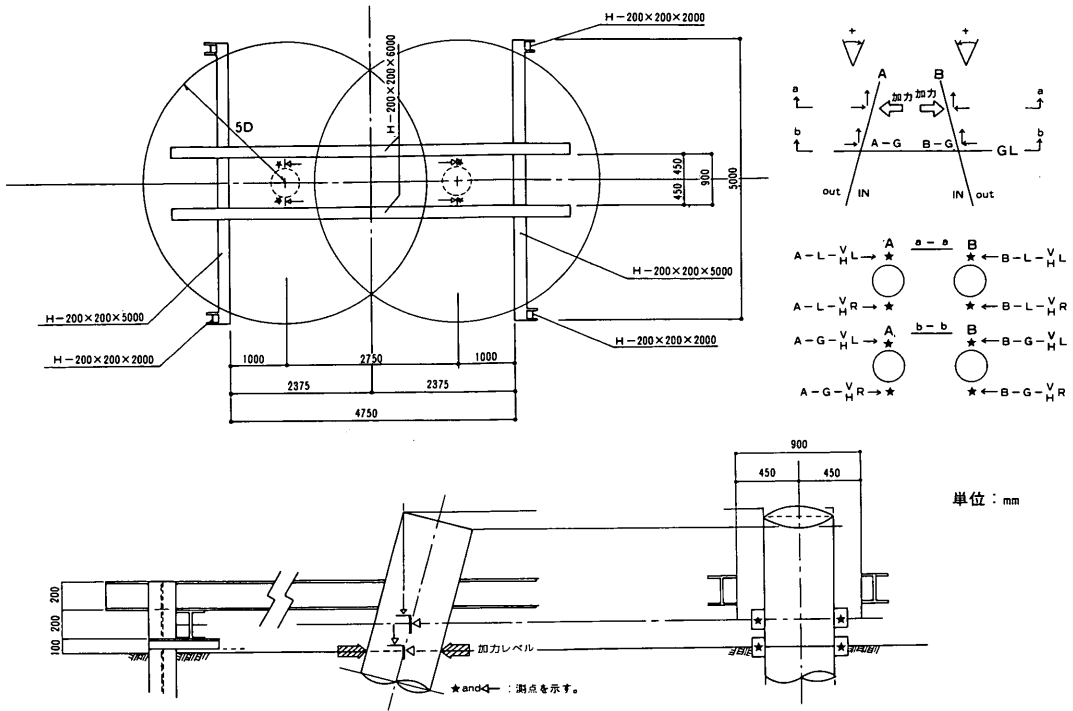


図-11.14 基準杭および基準ばりの構成

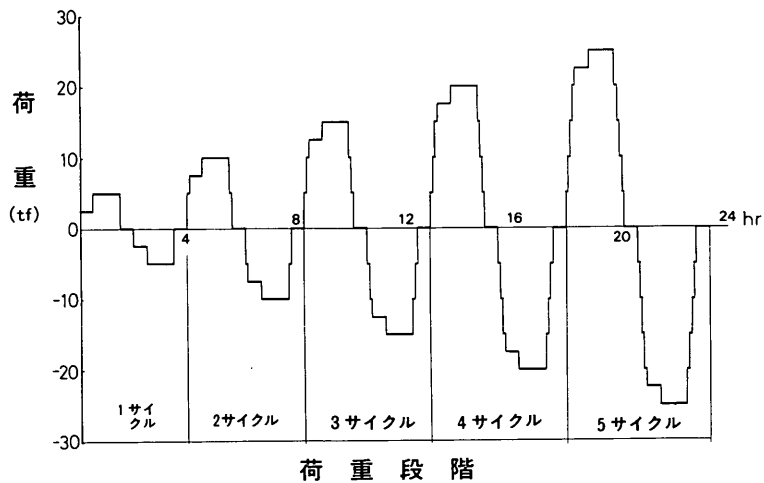


図-11.15 載荷パターン

とるためである。

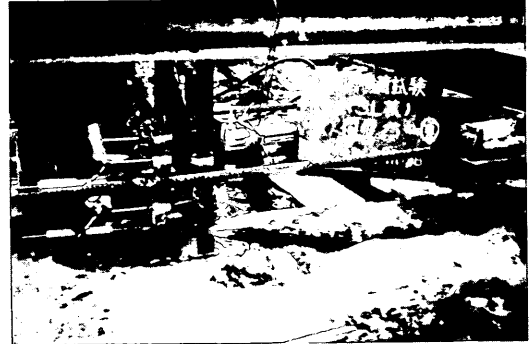
基準杭及び基準ばりは図-11.14のようにH-200×200をもって構成した。基準杭の根入れは1.5m以上とし、試験杭との間隔は5D以上離れた。

計測項目は、ロードセルによる載荷重、ダイヤルゲージによる杭頭の変位及び傾斜角、ひずみゲージによる杭

体のひずみである。杭頭の変位測定については、図-11.14に示されているとおり、地表面高さにおいて水平、鉛直、加力点高さにおいて水平、鉛直、そしてこれを杭の両側に設置しており、杭1本当たりダイヤルゲージ8個により測定した。傾斜角は上下の水平変位測定用ダイヤルゲージの差から計算する。



(a) 正荷重：押開き



(b) 負荷重：引寄せ

写真-11.9 水平交番載荷試験

載荷方法は、図-11.15に示すとおり、最大荷重 25 tf の急速多サイクル交番載荷方式とした(写真-11.9(a)及び(b)参照)。サイクル数は5サイクルとし、載荷段階は 2.5 tf 10段階とした。また載荷速度は載荷、除荷共 5 tf/min を標準とした。

荷重保持時間及び計測間隔については、次のとおりとした。

- イ. 各サイクルの最大荷重時：1時間
0, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45, 60分
- ロ. 処女荷重時及びゼロ荷重時：30分
0, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30分
- ハ. 履歴内荷重時：5分
0, 5分

11.2 測定結果の概要とその検討

測定結果は、大別して次の4種類である。

- 1) 地盤の沈下量(盛土表面の沈下量, 深さ方向の沈

下量分布)

- 2) 間隙水圧(深さ方向分布, 後に行われた間隙水圧チェックの結果を含む)
- 3) 杭の動き(杭頭の沈下量, 水平変位量, 傾斜角, 杭の弾性圧縮量, 杭先の貫入量)
- 4) 杭の曲げ及び軸力

以上のデータは、どれもまず経時変化として整理され、それから可能なものについて、深さ方向分布あるいは杭の軸方向分布の整理がなされる。

- a) 地盤の沈下(地盤の圧密)

地盤の沈下量としては、地表面において20点、地中の層別沈下として6点が測定されている。当初の予定では、仮ベンチマークとされている、簡単な杭により支持されたマンホールの天端を基準点としたが、これの沈下量をゼロとすると、杭頭や、地中杭下計の深いものが浮き上がってくるという不合理な結果となったので、沈下量の基準点は、最も深い(GL-34.5m)地中沈下計であ

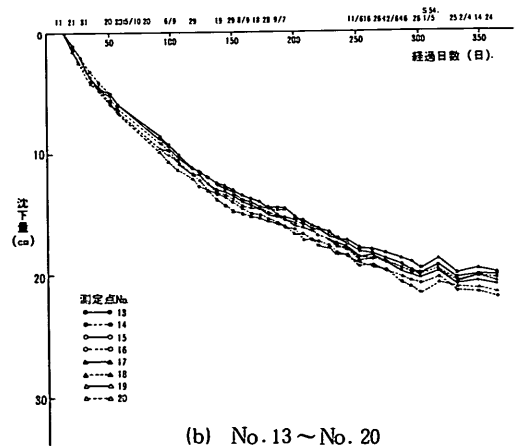
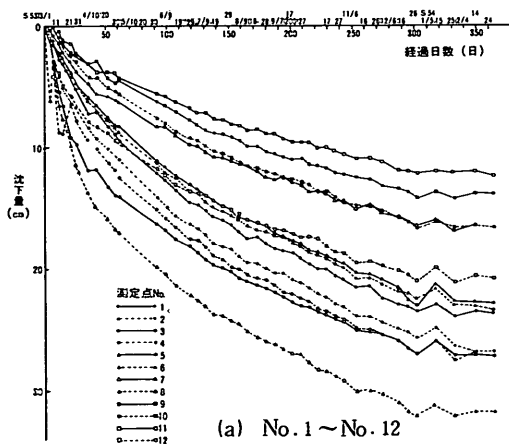
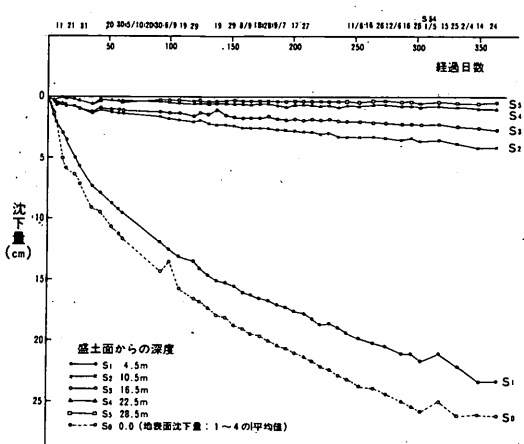
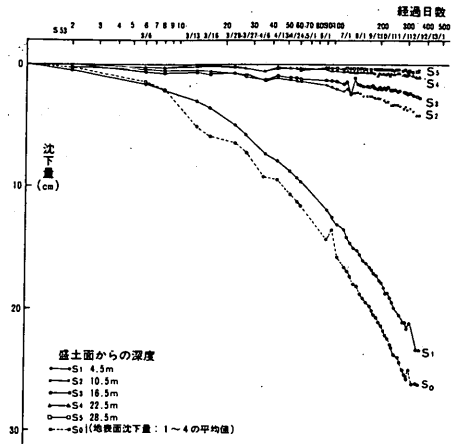


図-11.16 周辺地盤の地表面沈下量経日変化



(a) 算術目盛り表示



(b) 対数目盛り表示

図-11.17 周辺地盤の層別沈下量経日変化

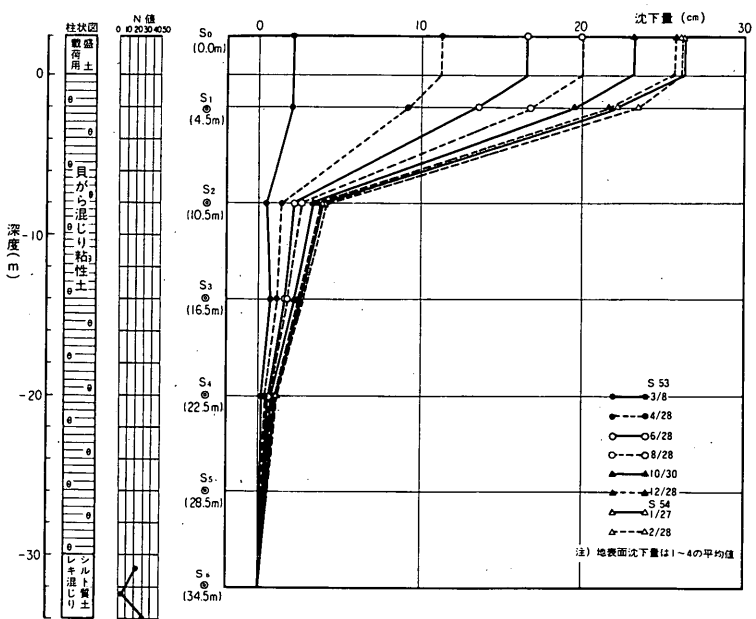


図-11.18 地中沈下量分布

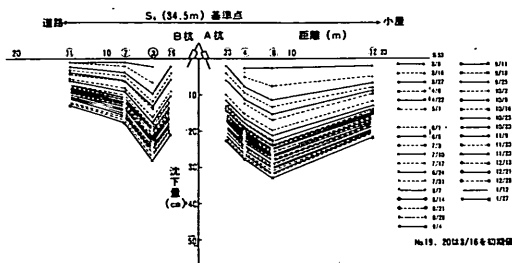
る S_6 をとることとした。

これによると杭頭の沈下量は非常に小さな正の値となり、地表面の沈下量は杭天端の近傍(測定点No. 1~4)の平均値として約 26 cm 程度である(図-11.16 及び図-11.17 参照)。これに対して地中の沈下量分布を深さに対して表わすと、図-11.18 のようになっており、圧密の状態としては、下部の厚い粘性土層がほとんど圧密していないということから当然の結果であるが、片面(上面)

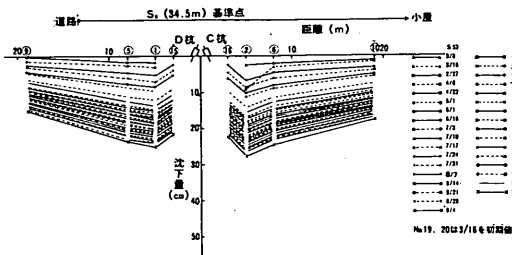
排水になっているものと考えられる。

これに関連して、下部の粘土層は過圧密状態になっているものと考えられる。図-11.1 の圧密降伏応力 (p_v) の分布にはそれほど明らかに示されていないが、ほとんど同じ場所で以前に行われた詳しい土質調査試験の結果(ここには示していない)によれば、その状況がかなりはつきりと読みとれている。

また、地表面の沈下量を組杭(斜杭)の中心からの距



(a) 坑A, B (処理坑)



(b) 坑C, D (非処理坑)

図-11.19 地表面沈下量分布

離に対してプロットすると、図-11.19(a), (b)に示すようにA坑近傍の地盤を除いては距離が大きくなるに従い地表面沈下量も減少する傾向を示す。

b) 間隙水圧

間隙水圧は両組坑の間の位置で5か所の深さにおいて計測された。測定結果を経時変化として示したものが図

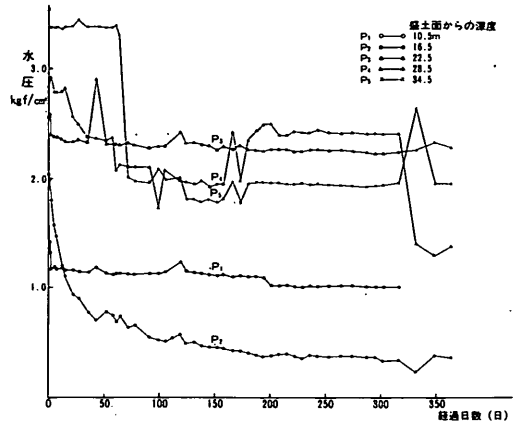


図-11.20 周辺地盤の間隙水圧経日変化

- 11.20であり、適当日時を選んで深さ方向分布として示したのが図-11.21である。

間隙水圧は計器設置当初はほぼ静水圧に近い分布を示したが、時間の経過に従い減少する傾向を示した。特に測定位置P₂ (深度GL-16.5m)とP₄ (深度GL-22.5m)、P₅ (深度GL-34.5m)における間隙水圧の減少が非常に大きい。

また、以上の問題点に関してチェックする目的で、昭和54年10~15日に、ボーリング孔において、実験中に使用したものと同型の計器を使用して間隙水圧の測定を実施した結果、前記のような非常に大きい間隙水圧の減少は認められず、ほぼ静水圧に近い分布を示した(図

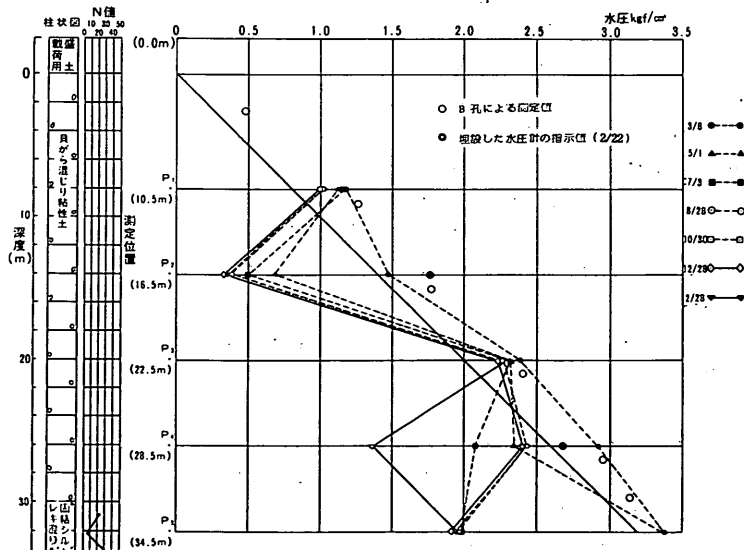


図-11.21 間隙水圧深度方向分布

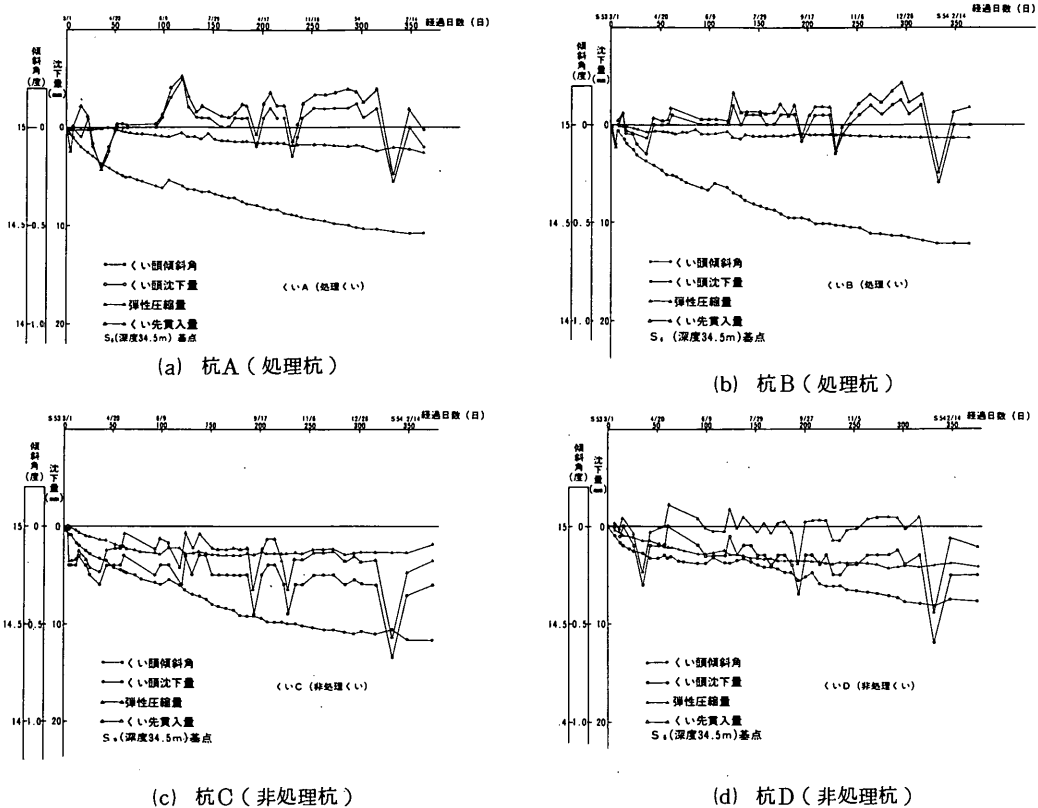


図-11.22 杭の動き

— 11.21 の B 孔による測定値及び埋設した水圧計の指示値参照，なおこれらの測定位置については図-11.5 参照。

一方，計器の抵抗値，絶縁抵抗値も，測定には差し支えない正常な値を示していた。計器の回路（抵抗値，絶縁抵抗値等）には問題がないにもかかわらず，このような結果を示した原因についてはこの結果のみからは，明らかにすることは不可能と思われる。もしこれが計器の機構上の問題点により生じたものとするれば，原因としては水圧の検出部分のフィルターの目づまりや，残留空気がまず考えられるが，このような場合は測定値のタイムラグが生じるだけで，計器が実際の水圧よりも低い値を指示することはあり得ないものと考えられ，この点については原因を究明できなかった。

c) 杭の動き

杭の動きとして図-11.22(a)~(d)にその経日変化を示したのは，杭頭の沈下量，杭の弾性圧縮量，杭先の貫入量及び杭頭における傾斜角の変化の4量である。これらの値について，処理杭と非処理杭を比較すると，有意な差としては，弾性圧縮量において非処理杭の方が大きい

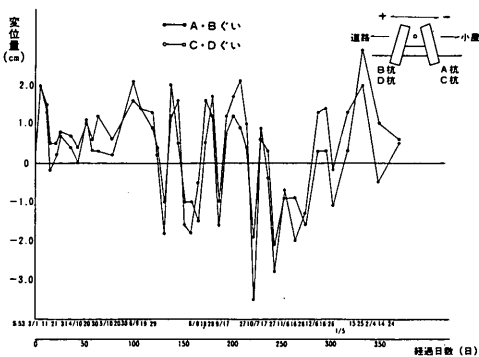


図-11.23 杭頭部ヒンジ点の水平変位

ことが認められる。そして杭の沈下量では，値はわずかであるが，非処理杭が貫入，沈下しているのに対して処理杭ではほとんどそういうことが生じていない。

杭頭の水平変位量を示したのが図-11.23 であるが，これは意味のある動きを示しているとは思われない。

d) 杭の曲げ及び軸力

沈下する地盤中にある斜杭には、曲げが加わるとともに周面摩擦による軸力も発生する。これらの両者をとらえるために、杭体のひずみは外側 (ϵ_1) と内側 (ϵ_2) の両者を測っておいた。 ϵ_1 と ϵ_2 の測定値から、曲げひずみ (ϵ_M) と軸ひずみ (ϵ_N) は次式により計算される。

$$\epsilon_M = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{2}$$

$$\epsilon_N = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2}$$

次に、 ϵ_N 及び ϵ_M から軸力 N と曲げモーメント M が計算できる。杭体のヤング率を E 、断面積を S_p 、リード線プロテクター (チャンネル) の断面積を S_c とすれば、軸応力 N は次式で表わされる。

$$\sigma_N = E \cdot \epsilon_N$$

$$N = (S_p + S_c) \cdot E \cdot \epsilon_N$$

曲げについては、杭体の断面 2 次モーメントを I_x 、鋼管の外半径を R とすれば、

$$\sigma_M = E \cdot \epsilon_M$$

$$M = \frac{I_x}{R} E \epsilon_M$$

である。この場合、 I_x は鋼管にリード線プロテクターを含めた断面 2 次モーメントであるから、図-11.24 に示すように、鋼管の断面 2 次モーメントを I_p 、リード線プロテクターの断面 2 次モーメントを I_c 、鋼管とリード線プロテクターの断面の主軸の距離を l とすれば、

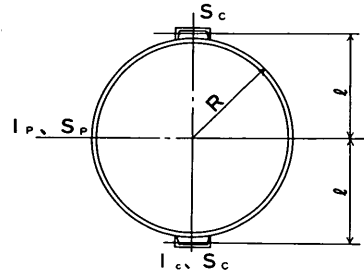
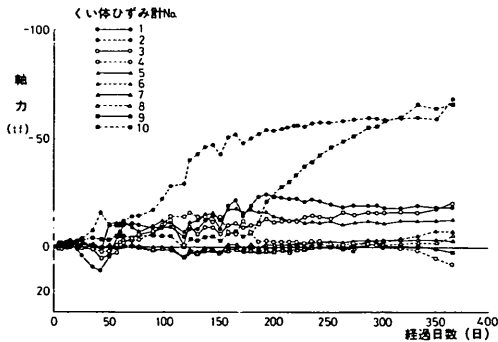
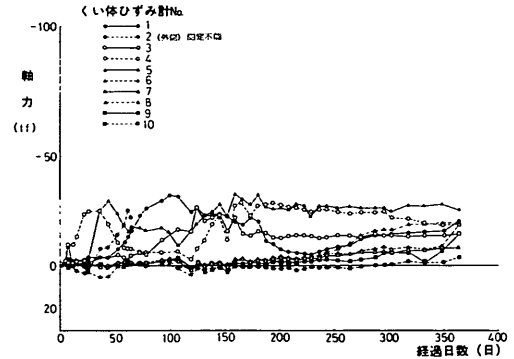


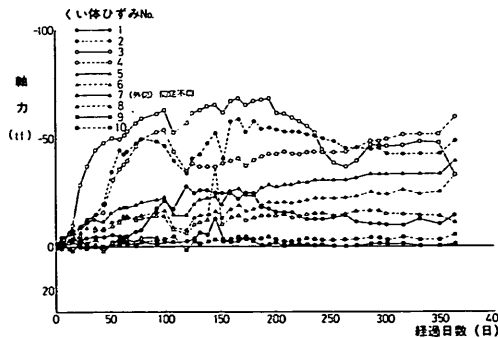
図-11.24 杭の断面



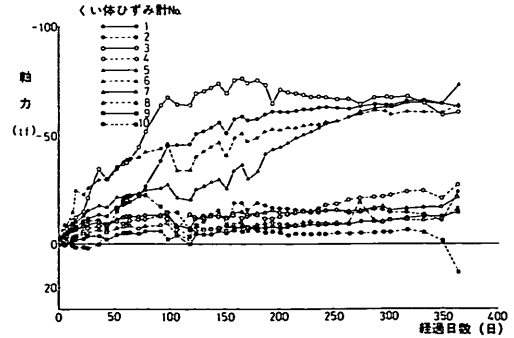
(a) 杭A (処理杭)



(b) 杭B (処理杭)



(c) 杭C (非処理杭)



(d) 杭D (非処理杭)

図-11.25 杭の軸力

次式で表わされる。

$$I_x = I_p + 2I_c + 2l^2 S_c$$

したがって、曲げモーメント M は、

$$M = (I_p + 2I_c + 2l^2 S_c) \frac{E}{R} \epsilon_M$$

と表わされる。

以上の式に断面の諸元を代入して、 σ_N , N , σ_M , M の計算式を求めておく次式となる。

$$\sigma_N = 2.1 \times 10^6 \epsilon_N \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$N = 0.346 \times 10^6 \epsilon_N \quad (\text{tf})$$

$$\sigma_M = 2.1 \times 10^6 \epsilon_M \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$M = 0.0725 \times 10^6 \epsilon_M \quad (\text{tf} \cdot \text{m})$$

ただし、

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_p = 141.1 \text{ cm}^2$$

$$S_c = 23.7 \text{ cm}^2$$

$$R = 25.4 \text{ cm}$$

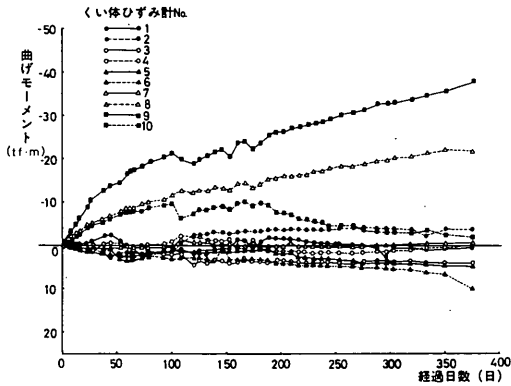
$$l = 30.3 \text{ cm}$$

$$I_p = 4.39 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

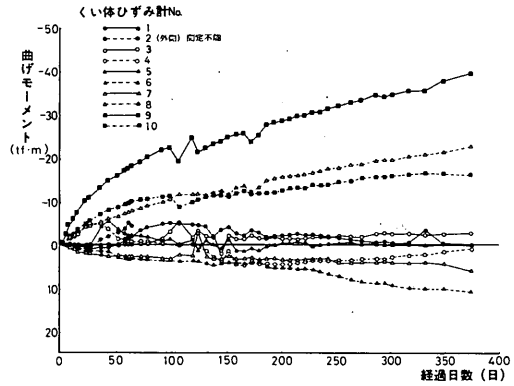
$$I_c = 12.2 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 8.76 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

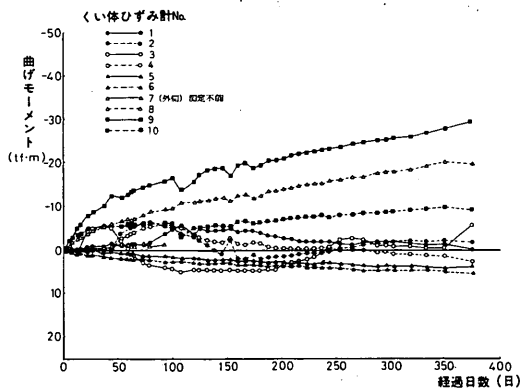
この式により計算した軸力と曲げモーメントを、経日変化の形で示したのが図-11.25(a)~(d)と11.26(a)~(d)である。軸力のグラフにおいては、最大値が徐々に増加してゆき、ある程度の日数が経つとあまり増加しなくな



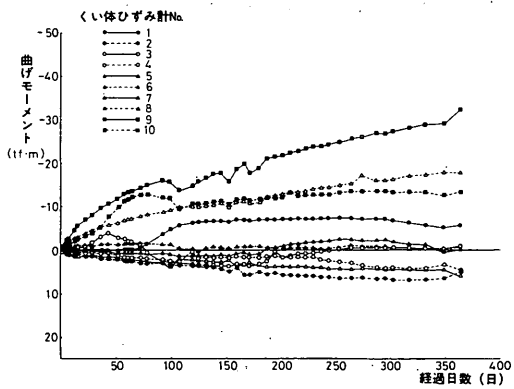
(a) 杭A (処理杭)



(b) 杭B (処理杭)



(c) 杭C (非処理杭)



(d) 杭D (非処理杭)

図-11.26 杭の曲げモーメント

るという一般に認められる傾向が示されている。

曲げモーメントの最大値は、このグラフの範囲でもまだ徐々に増加し続けている。そこで最大曲げモーメントと地表面沈下量（No. 1～4の平均値）との関係を描いたのが図-11.27である。これによれば、最大曲げモーメントは、処理杭、非処理杭とも地表面沈下量の増大に従ってほぼ直線的に増加する傾向を示し、また処理杭の方が、非処理杭の場合よりも大きい結果となっている。

軸力、曲げモーメントの杭軸方向の分布を示したのが図-11.28(a)～(d)である。各図の1番右側にある弾性圧縮量は、杭体の軸ひずみ ϵ_N から次式により計算される。

$$\delta_x = \int_0^x \epsilon_N(x) dx$$

ただし、 x = 杭先からの距離

δ_x = 距離 x における弾性圧縮量

これによれば、最終測定（昭和54年2月28日）で、軸力は処理杭、非処理杭共に深度が大きくなるにつれて高い値を示し、最大軸力発生位置（中立点）は、処理杭の場合測定点No.2（杭軸方向深さ約31m）であるのに対して非処理杭では測定点No.3（杭軸方向深さ約27m）である。また軸力の大きさとしては、図-11.28(a)の杭Aの測定点No.2を除けば、処理杭は非処理杭に比較して全体的にずっと小さい。また処理杭では下半分に発生しているのに対して、非処理杭では下3/4程に発生しており、アスファルトコーティングがネガティブフリクションを減少させる効果は、斜杭の場合にも明らかに認められる。

一方曲げモーメントについては、いずれの杭において

も上部高々10m位のところに発生しており、これは地中の沈下量分布とも符合している。曲げモーメントの大きさとしては、処理杭に比較的大きく、非処理杭に比較的小さいという結果になっており、その差はわずかであるが、アスファルトコーティングが曲げに対しては不利な結果になっている。

弾性圧縮量については、軸ひずみを積分しただけなので、処理杭では小さく、非処理杭では大きいという当然の結果となっている。

次に、最終測定（昭和54年2月28日）における各杭の最大軸力、最大曲げモーメント、弾性圧縮量（ δ_e ）、杭頭沈下量（ δ_t ）、及び杭先沈下量（ δ_p ）に関するデータを、表-11.6にまとめて示す。ここで杭先沈下量 δ_p は杭頭沈下量 δ_t と弾性圧縮量 δ_e との差として計算された値であるが、表-11.6から明らかのように、処理杭でゼロに近く、非処理杭で1～3mmと、誤差は大きいものの両者の間に差が認められる。

e) 水平載荷試験の結果とその検討

水平載荷試験の結果である履歴特性を、一例として処理杭である杭Aについて示せば、図-11.29のとおりである。次に、このような履歴曲線から得られる各杭の荷重と水平変位量との関係を、図-11.30(a)～(c)に示した。これらの図によれば、変位については、非処理杭の方が処理杭よりも大きく、また out batter 杭（押し開く方向、正荷重）の方が in batter 杭（引き寄せる方向、負荷重）よりも大きかった。降伏荷重については、荷重持続時の水平変位と経過時間との関係及び両対数紙上に描いた荷重-水平変位曲線の両者を考慮して判断した結果、out batter 杭より in batter 杭の方が大きい

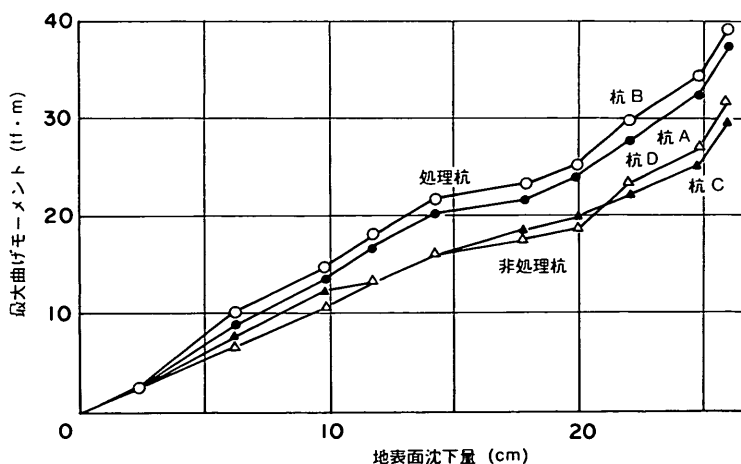
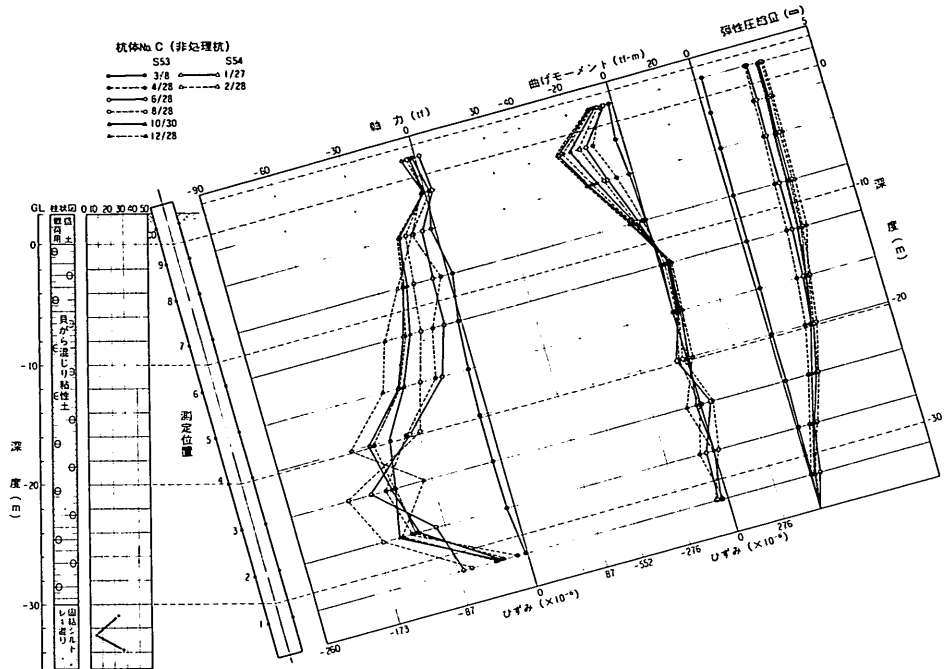
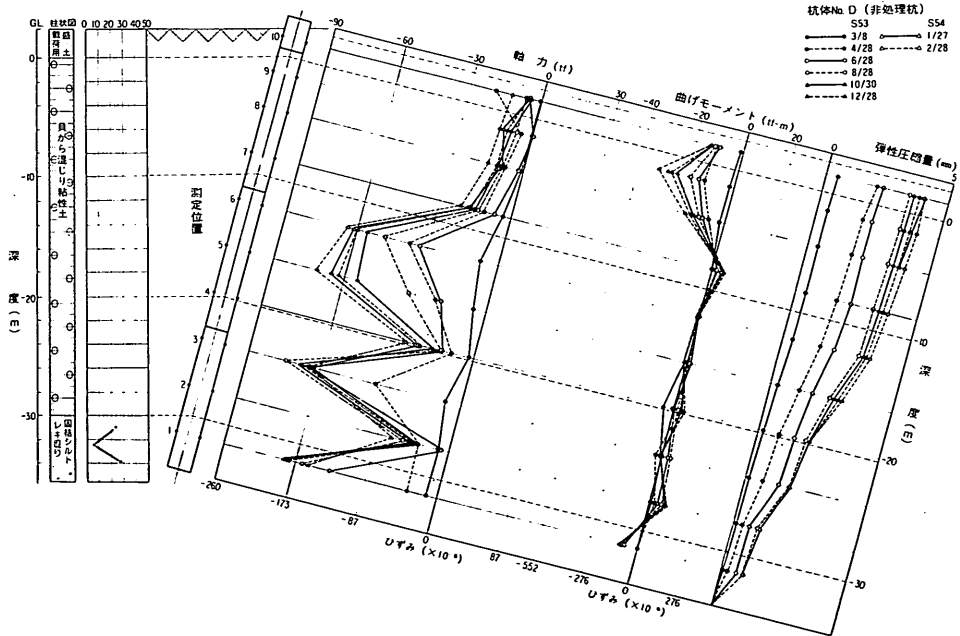


図-11.27 最大曲げモーメントと地表面沈下量の関係



(c) 杭C (非処理杭)



(d) 杭D (非処理杭)

図一11.28 杭の軸力，曲げモーメント，弾性圧縮量の杭軸方向分布

表-11.6 最終測定時の最大軸力，最大曲げモーメント，弾性圧縮量，杭頭沈下量，杭先沈下量

		処理杭		非処理杭	
		A	B	C	D
最大軸力	発生位置 (m)	29	—	2.0	26
	軸ひずみ $\epsilon_N (10^{-6})$	197	—	173	175
	軸応力 $\sigma_N (kgf/cm^2)$	414	—	363	368
	軸力 $N (tf)$	68.2	—	59.5	60.6
最大曲げモーメント	発生位置 (m)	4	4	4	4
	曲げひずみ $\epsilon_M (10^{-6})$	522	540	405	437
	曲げ応力 $\sigma_M (kgf/cm^2)$	1096	1134	851	918
	曲げモーメント $M (tf \cdot m)$	37.9	39.2	29.4	31.7
弾性圧縮量 δ_e (mm)		2.02	1.65	2.85	4.13
杭頭沈下量 $\delta_e^{(1)}$ (mm)		2.07 (2.0)	0 (0)	6.21 (6.0)	5.18 (5.0)
杭先沈下量 $\delta_p^{(2)}$ (mm)		0.05	-1.65	3.36	1.05

注 1) δ_e は杭軸方向の杭頭沈下量
 () 内の数値は鉛直方向の杭頭沈下量 δ_e'
 $\delta_e' = \delta_e \cdot \cos \theta$ (θ は杭の傾斜角)
 2) $\delta_p = \delta_e - \delta_e'$

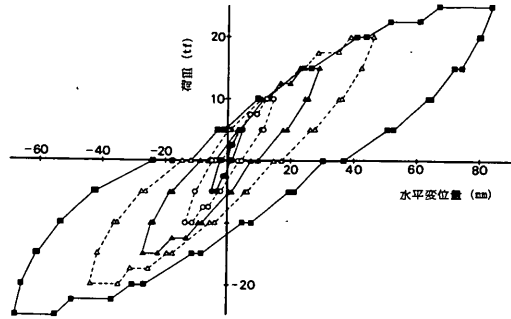
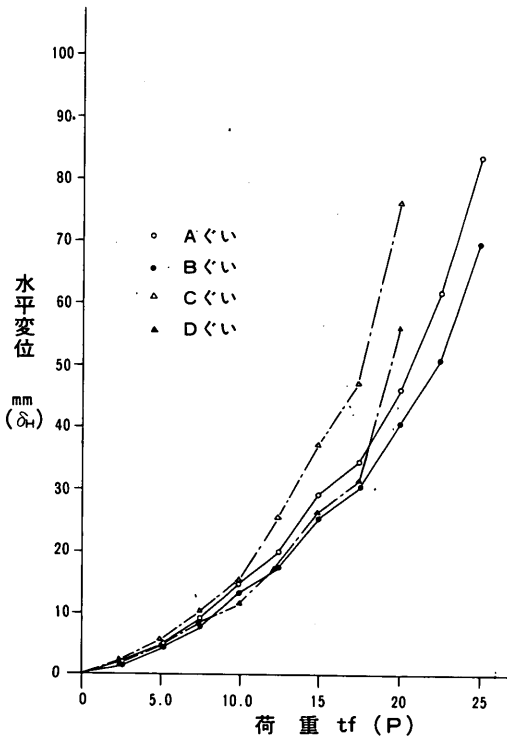
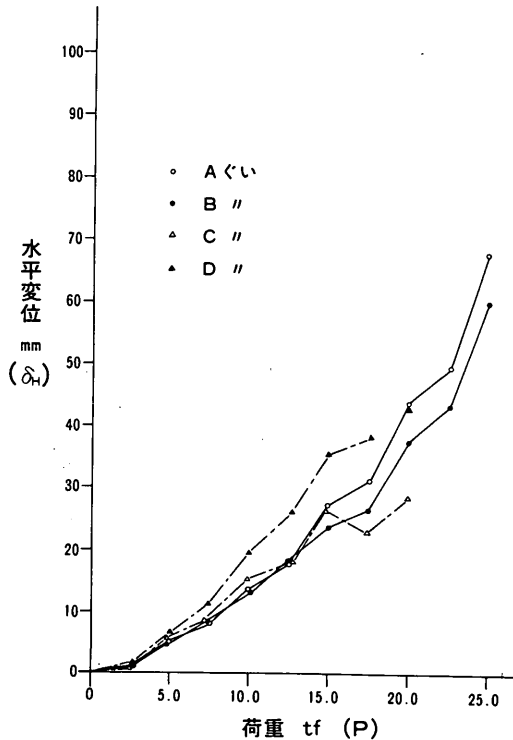


図-11.29 杭A (処理杭) の水平載荷履歴曲線



(a) 正荷重



(b) 負荷重

図-11.30 水平荷重と水平変位

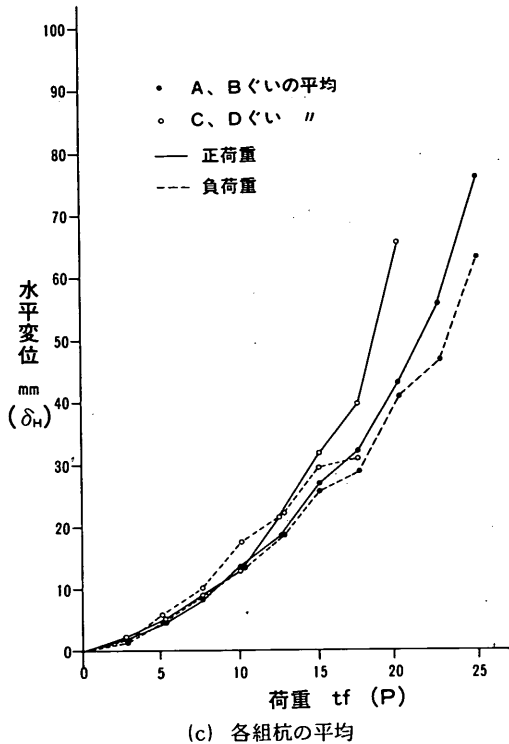


図-11.30 水平荷重と水平変位

が、処理杭と非処理杭の間にはあまり明確な相違が認められなかった。

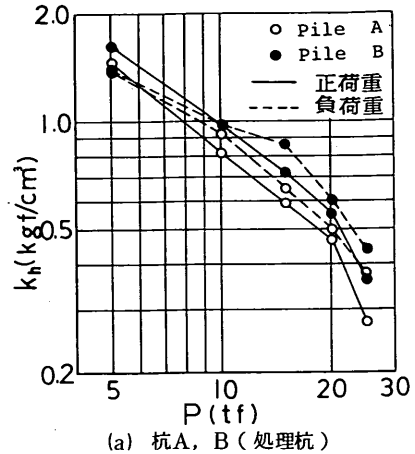
図-11.31(a)及び(d)に示したのは、実測変位量より簡単のため鉛直杭として求めたチャンの式の地盤反力係数 k_h (kgf/cm³) の値であり、それぞれの荷重段階に対してプロットされている。荷重が増加し、変位が増大するに従って減少してゆくようすが、一部の例外を除いてよく現れている。

11.3 理論的計算による曲げの検討

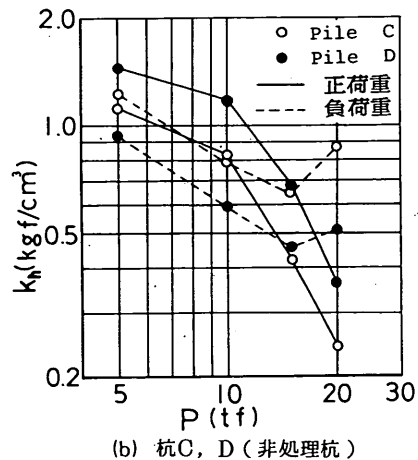
10.では、模型杭実験の結果を、3次元有限要素解析、佐藤等の方法、及び9.で提案した地盤に弾性地盤反力を仮定する著者の方法の3通りの方法により検討してみた。ここでもこれらの方法による計算を試みる。

まずここで行った有限要素解析は、2次元弾性解析であり、これは実情をうまく表現できないことがわかった。2次元モデルでは斜杭が斜めの壁として無限に連続することとなり、不自然な結果が得られるからである。3次元解析は、ここでは行わなかった。

残る二つの方法である佐藤等の方法と著者の方法による計算について、その計算条件と計算結果を以下に述べる。10.と同様、Bromsの方法及び柴田の方法は計算



(a) 杭A, B (処理杭)



(b) 杭C, D (非処理杭)

図-11.31 地盤反力係数の変化

しない。

a) 佐藤等の方法

佐藤等の方法による計算について、その計算条件と計算結果を述べるとともに、実測値との比較検討を行う。

(1) 計算条件

この方法は、杭の上部が荷重としての地盤に上から押され、下部が弾性床としての地盤により支えられるというモデルを想定する。この計算をする場合に決定しなければならない条件は、杭頭固定条件、荷重層厚、荷重分布係数、地盤の圧密度、地盤の反力係数等である。ここでは杭頭の条件を、実際のとおりヒンジとした。荷重層厚と荷重分布係数については不明なので、表-11.7に示すとおり、前者について4種類、後者について3種類変化させて計算した。図-11.32に示されている地表面から杭の支点までの杭軸方向距離 l' は、実測して求

表-11.7 佐藤等の方法の計算ケース

計算ケース	荷重分布幅係数 α	荷重分布長さ l_p (m)	弾性床長さ l_k (m)
CASE-1	A	2.0	7.0
	B	3.0	7.0
	C	5.0	7.0
CASE-2	A	2.0	8.0
	B	3.0	8.0
	C	5.0	8.0
CASE-3	A	2.0	9.0
	B	3.0	9.0
	C	5.0	9.0
CASE-4	A	2.0	10.0
	B	3.0	10.0
	C	5.0	10.0

め 90 cm とした。地盤の圧密度については、圧密試験結果から考えて、 $U = 40\%$ とした。

地盤反力係数 k_h は、室内実験の場合に用いたのと同じ関係を用いて (10.3 c) (2) 参照)、 q_u 値、 N 値 (土質試験結果) から、次式により計算するものとする。

$$k_h \text{ (kgf/cm}^3\text{)} = 1.2 q_u \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (11.1)$$

$$k_h \text{ (kgf/cm}^3\text{)} = 0.15 N \quad (11.2)$$

なお、式 (11.1) は式 (11.2) に、 $N = 8 q_u \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ を代入したものである。

佐藤等の方法では、上部の粘土層は荷重層とされるので、 k_h の値は下部の地盤に対して考えればよい。そこで、 k_h の計算に必要な q_u 値の深度方向の分布は、図-11.33 に示すように、 q_u 値と深度とが直線関係にある約 10 ~ 32 m の範囲を考え、その関係を最小二乗法により次式のように求めた。

$$q_u = 0.0389 x - 0.0737 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

ここに x は地表面からの杭軸方向深度 (m) である。したがって、これより、 k_h は次式により表わされる。

$$k_h = 0.0467 x - 0.0884 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

$x = 32$ m 以上の深度では、 N 値 (土質試験結果) より k_h を計算することにする。 N 値と杭軸方向深度との関係は、概略次のとおりであるから、

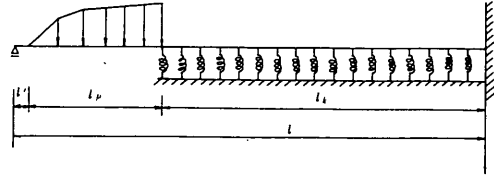


図-11.32 佐藤等の方法の計算モデル

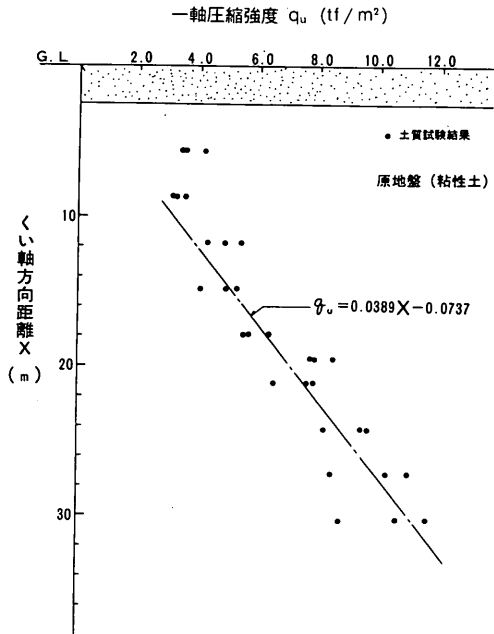


図-11.33 一軸圧縮強度の杭軸方向分布

$$N = 1.75 x - 46$$

前の関係を使って、32 m 以深の、 k_h は次式により表わされる。

$$k_h = 0.263 x - 6.9 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

計算の方法としては、この場合も前回と同様、離散値による数値計算とし、地盤反力係数 k_h から離散ばねのばね係数を求め計算した。その際ばねの設定間隔は 1 m、荷重部分の離散値設定間隔は 1 m またはそれ以下とした。なおここでも、10. の場合と同様の理由により、電子計算機による計算を実施したものである。

(2) 計算結果

以上の計算の結果の曲げモーメント分布と変位の分布を図-11.34 (a)~(d) に示す。これらの変位分布のところには、曲げモーメント実測値から計算された変位分布も

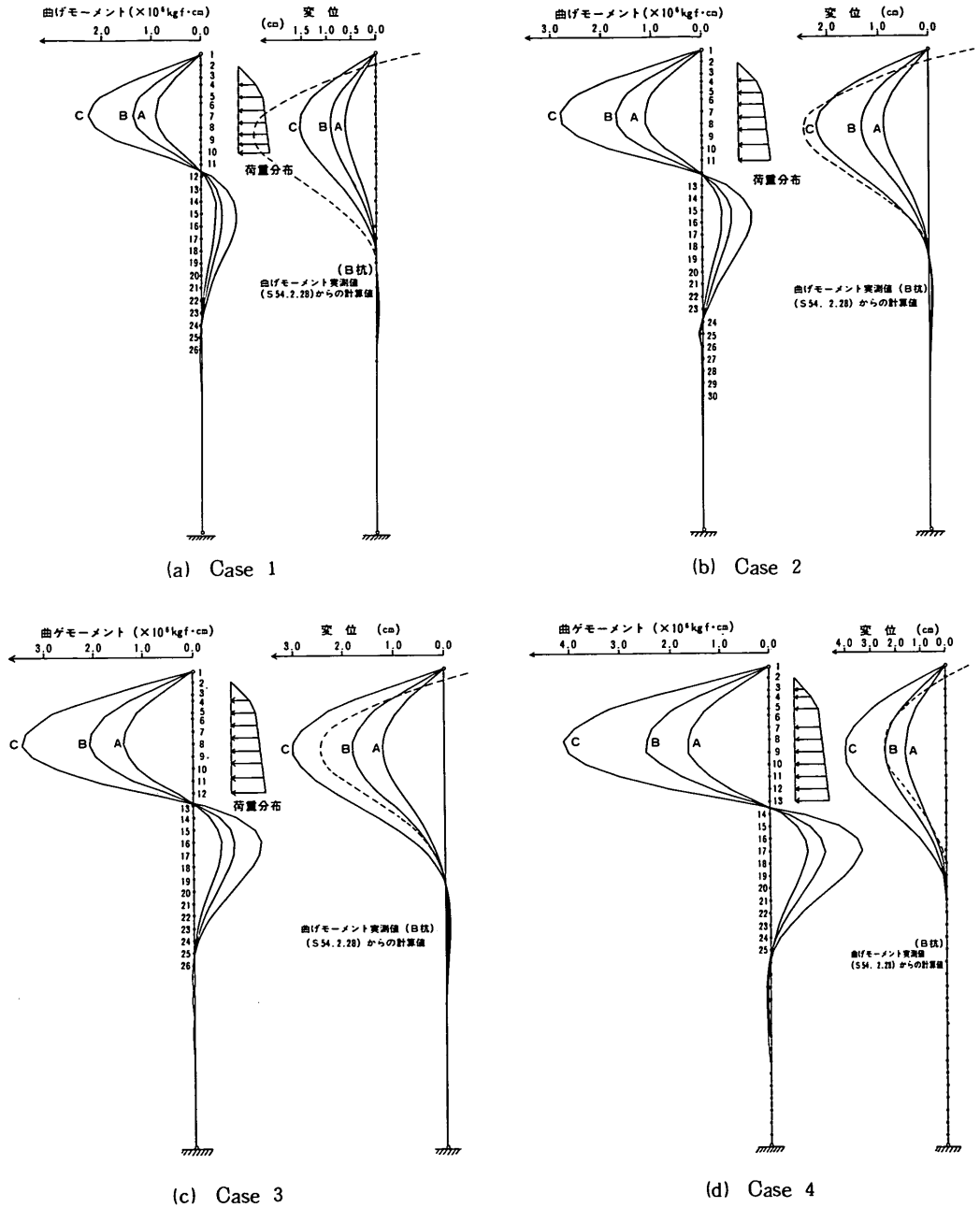
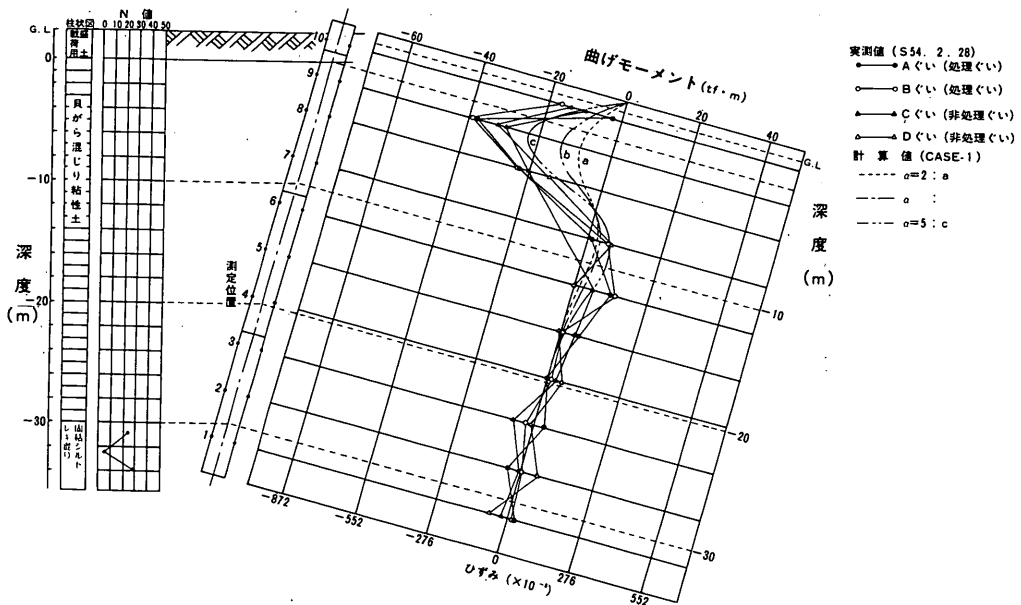


図-11.34 佐藤等の方法による曲げモーメントおよび変位分布(杭Bと比較)

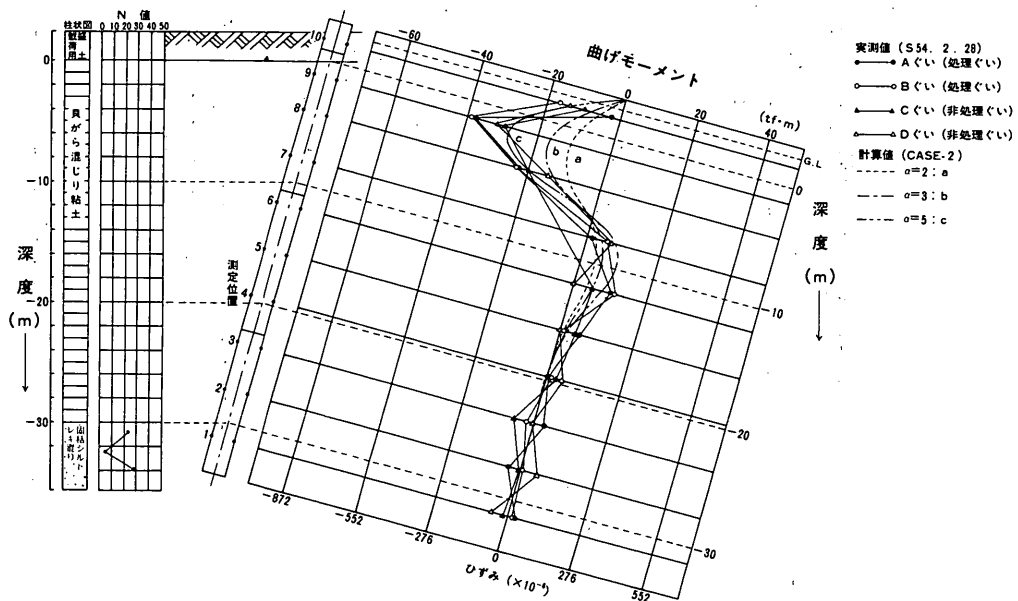
参考に破線で入れてある。図-11.35(a)~(d)は、逆に実測の曲げモーメント分布の中に、計算値を書き込んだものである。

これらの図によれば、Case 2のc、Case 3のbまたはc、Case 4のb等が実測値と合っている。したが

ってこの場合には、荷重分布長さ(l_p)として8~10 m程度、荷重分布幅係数として3~5程度を採用すると、実際の状況をよく表現していると言える。このうちでもCase 4のbの荷重分布長さ10 m荷重分布幅係数3の場合は、荷重分布幅係数の値としても、また沈下量分布

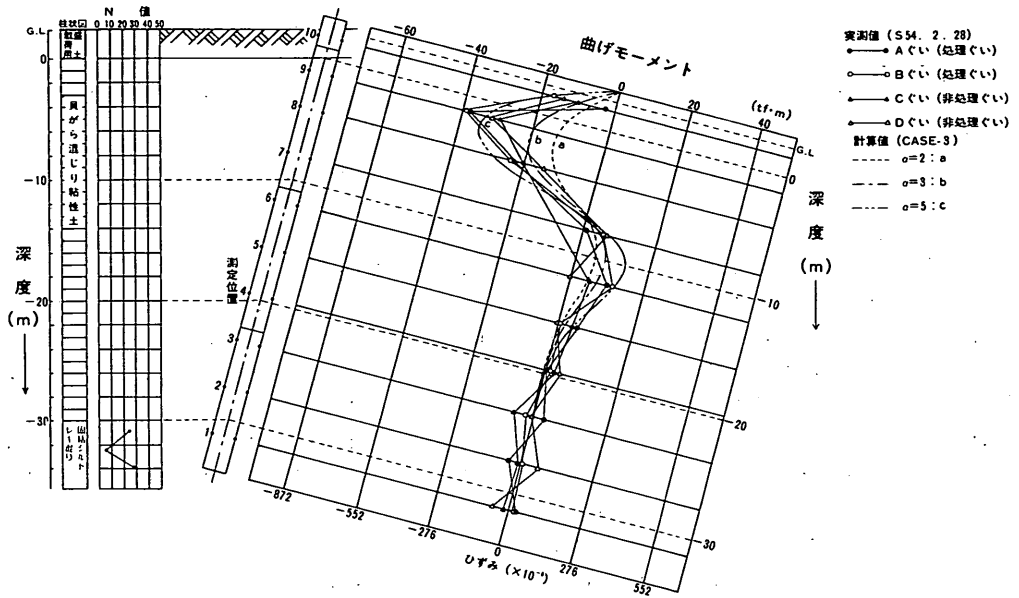


(a) Case 1

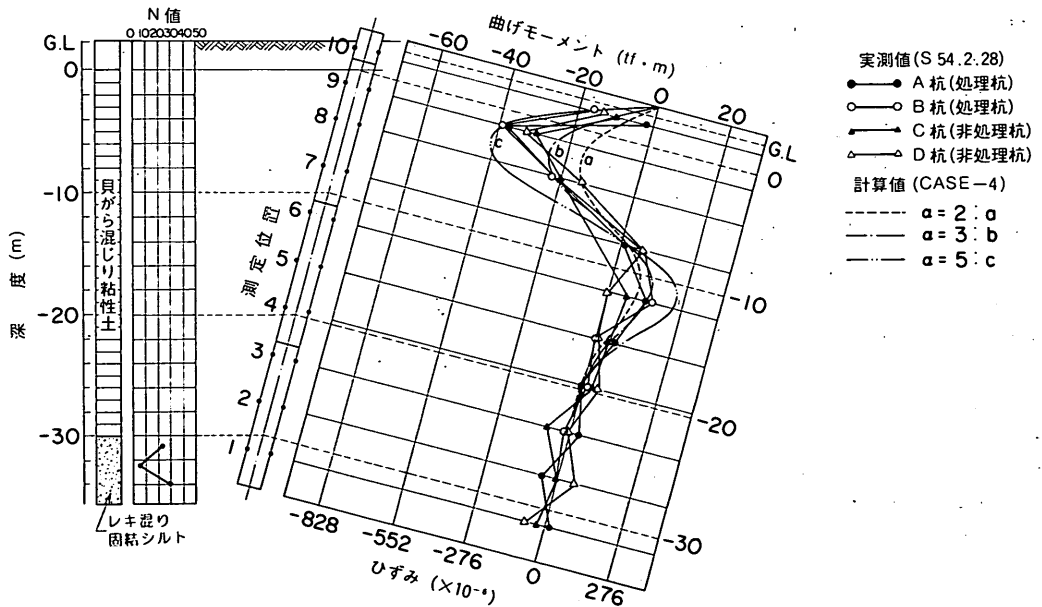


(b) Case 2

図-11.35 佐藤等の方法による曲げモーメント計算値の実測値との比較



(c) Case 3



(d) Case 4

図-11.35 佐藤等の方法による曲げモーメント計算値の実測値との比較

(図-11.18 参照)との対応から見ても妥当と考えられる。

b) 9.で提案した方法

表層を除く地盤全体に弾性地盤反力を仮定した著者の方法による計算について、その計算条件と計算結果を述べるとともに、実測値との比較検討を行う。

(1) 計算条件

実験のモデルとしては、杭を四つの部分に分割し、上から自由長部、盛土による荷重層部、圧密沈下の主要部分である上部粘土層、圧密沈下の小さい下部粘土層とした。沈下層を3次方程式によって表現する粘土層が2層存在することが10.の計算と違うところである。これは図-11.18に示された沈下量分布から判断してこうせざるを得ないし、またこうするのが妥当であると考えられたものである。これら2層の圧密沈下は、 c_v の平方根に反比例させて粘土層厚を換算し圧密の計算を行う多層地盤に対する簡易計算法である換算層厚法(Palmer and Brown, 1957)によって表現した。圧密は図-11.18から片面排水と仮定し、粘土層下面は非排水の条件とした。

計算条件として、荷重層である盛土の単位体積重量を図-11.1から 1.48 tf/m^3 、荷重分布幅係数はBroms(1964)の研究等を参考にして、この場合も3とする。これは、10.3 d) (2)にも述べているとおり、単位体積重量を 4.44 tf/m^3 にしたことと同等である。

上部粘土層、下部粘土層の地盤反力係数は、佐藤等の方法の場合と同様に式(11.1)を使って図-11.33から決める。その結果、上部粘土層では 300 tf/m^3 ($q_u = 2.5 \text{ tf/m}^2$ 相当)、下部粘土層では、曲げに影響の大きいと思われるその中での上層部に注目して 600 tf/m^3 ($q_u = 5.0 \text{ tf/m}^2$ 相当)とした。ただし、これらの値は推定精度が悪いと思われたので、これらの値を中心に、上部粘土層に対して200, 300, 500 tf/m^3 、下部粘土層に対して400, 600, 800 tf/m^3 の値を与えて計算した。これらの値は、水平載荷試験の結果から逆算される水平地盤反力係数(図-11.31(a)及び(b)参照)と比べても妥当なものである。

この計算の場合一番はっきりしないのは、上部粘土層と下部粘土層の境界の位置である。図-11.18の沈下量分布を見てもこれははっきりしないので、ここでは原地盤面からの鉛直深さ8, 10, 12, 14, 16 m(杭先端からの軸方向深さとしてはそれぞれ26.93, 24.86, 22.78, 20.72, 18.65 m)と変化させて計算した。

この計算のためには、圧密沈下量の計算のための情報として c_v , m_v 等が必要である。この計算では実験値を

精密にトレースするために、 m_v の代りに実測沈下量と計算された圧密度を用いた(後出11.6参照)。

(2) 計算結果

まず最初に、換算層厚法(Palmer and Brown, 1957)による圧密沈下計算で問題があるかどうか見ておく。図-11.36は、実験地盤の圧密諸定数(原地盤面からの鉛直深さ8 m(杭軸方向深さ $x = 26.93 \text{ m}$; 後出)で浅い上部粘土層に対して $c_v = 0.166 \text{ cm}^2/\text{min}$, $m_v = 0.0933 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ 、同じく深さ8 m以深の下部粘土層に対して $c_v = 0.3 \text{ cm}^2/\text{min}$, $m_v = 0.0115 \text{ cm}^2/\text{kgf}$)を使って有限要素法により圧密沈下計算(小林, 1976)を行った結果である。これは1次元の圧密方程式が2層地盤に対してほぼ厳密に解かれたものと考えてよく、実測値ともほぼ一致している。なおこれは、圧密期間については合わなかったので、沈下量が同じ程度の

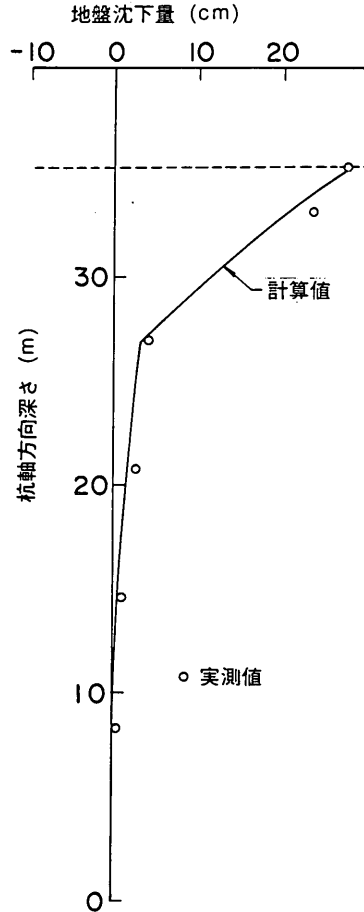


図-11.36 有限要素法による圧密沈下量分布

時間のものを選んだのであるが、それでも、沈下量分布の形状はほぼ一致していると言ってよいであろう。

次に、換算層厚法による簡易計算の結果が図-11.37(a)の左側に示されている。これは、上記のほぼ厳密な圧密計算結果とほとんど同じ分布を示している。したがってこの計算では、換算層厚法により圧密沈下量を求めて問題がないと言えよう。またこれ以外の場合でも、杭の設計としては圧密度の高い状態を想定せざるを得ないであろうから、換算層厚法の誤差は小さくなり、やはり問題なく適用し得るものと考えられる。

(1)の条件で計算した結果が、図-11.37(a)~(d)である。比較の対象としては、非処理杭である杭Cと杭Dを使った。

図-11.37(a)では、上部粘土層と下部粘土層の境界の位置だけが変化させてある。図の左側では、計算上入力となる地盤沈下量の3次式仮定を検討しているが、原地盤面から深さ8m(盛土表面からは10.5m)である $x(4) = 26.93$ mが最もよく実測値と合っている。右側は計算された曲げモーメントであるが、 $x(4)$ の変化によって重大な違いは出ておらず、むしろ測定値のばらつきの方が相対的に大きい。いずれの場合も、曲げモーメント分布の形状、最大曲げモーメントの大きさともに、実測値と非常によく合っていると言うことができるであろう。なお、荷重層の荷重分布幅係数(3)及び上下両粘土層の地盤反力係数($k_{h2} = 300$ tf/m³, $k_{h1} = 600$ tf/m³)は最初に仮定された値に固定してある。

図-11.37(a)の計算結果から、境界の位置は、中でもよく実測値と合っており、沈下量の方でも実測値に一番近い $x(4) = 26.93$ m(原地盤面からの深さは8m)とする。

図-11.37(b)は、他の条件を最もよく適合する値に固定しておいて、荷重層の荷重分布幅係数のみ変化させた計算結果である。すなわち、荷重分布幅係数を1, 3, 10として、単位体積重量を1.48, 4.44, 14.8 tf/m³と変化させた。これによれば、結果にほとんど影響のないことがわかる。この計算では荷重層が薄く、10.に述べた初期の考え方とおり、表層で地盤反力が十分に発生しない部分としての性格が強くなったためであろう。一般的にも、表層のごく薄い部分が弾性反力を示す地盤としてでなく荷重として作用するというモデルは、現象をうまく説明するものであると考えられる。

図-11.37(c)は、他の条件を固定して、上部粘土層の地盤反力係数 k_{h2} のみを変化させた計算結果である。これによれば、 k_{h2} の影響は他のものより大きく、地盤強度から予想された300 tf/m³が実測値と最もよく合う

値であることがわかる。

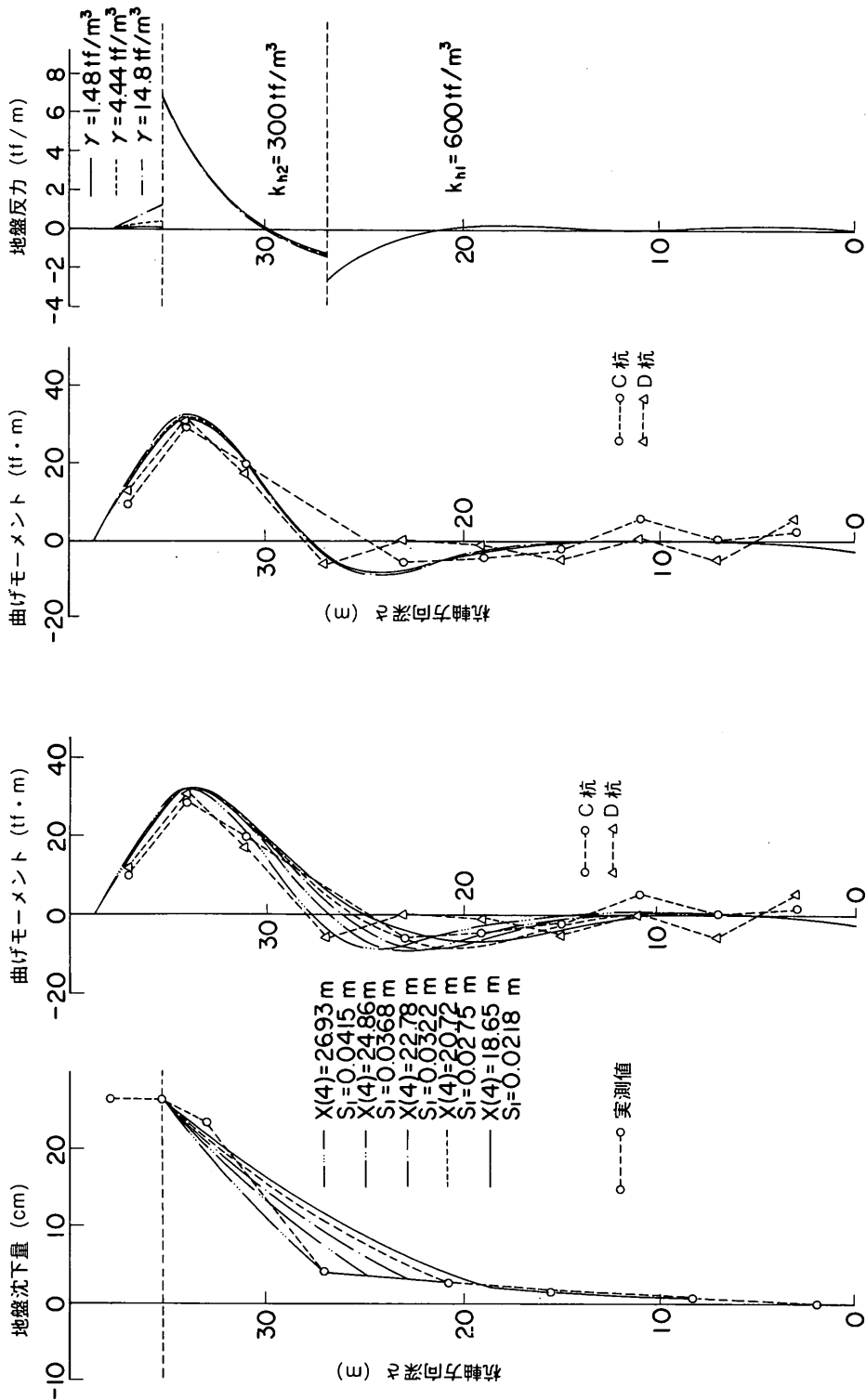
最後の図-11.37(d)は、下部粘土層の地盤反力係数 k_{h1} のみを変化させた計算結果である。これによれば、 k_{h1} が曲げモーメントに与える影響はほとんどないと言ってよい結果となった。

この計算では、厚さ2.5mの荷重盛土を荷重層として考えることが自然であった。しかしながらこの方法の場合でも、一般には荷重層の厚さを推定しなければならない。佐藤等の方法では地盤の沈下により杭に伝えられる力が、専らこの荷重層により与えられることになる。そのためこの荷重層の取り方の違いにより、計算される結果は図-11.34に見たとおり、大きく違ってくる。ところが著者の方法では、荷重層の影響が佐藤等の方法に比べてずっと小さい(10.の計算結果も参照)。元々地盤表面まで弾性地盤反力を仮定すると、最も沈下量の大きい表層において最も大きな力を杭が受けることになるという不合理を避けるために、表層に薄い荷重層を想定したものであって、この取り扱いが実際の現象とも近いと思われる。このような意味で、著者の方法の場合、荷重層は杭に力を加えるおもな部分ということではなく、逆に杭と地盤との力のやりとりのおもな部分であるWinkler地盤の厚さに関与するだけである。

このように結果に与える影響は小さいが、計算に当たってはその厚さを決定しなければならない。本来ならば、地盤表層部において地中部のように地盤反力が働かない部分という内容に従って、その厚さを考慮しなければならない。しかしその検討は非常に困難であるし、また前にも述べたようにその厚さの違いが計算結果に与える影響もそう大きくない。そこで、10.の実験及び計算結果、そしてここに述べた実験及び計算結果から、実物のスケールに対する荷重層の厚さとして、2~3mを標準と考える。これは、杭の大きさ(太さ、長さ)にも依るであろうし、また当然地盤の性質にも依るであろうと考えられる。今後、この点についてさらに検討が加えられることが望ましいが、現在のところ上記の値を目安としておいて、大きな間違いはないであろうと思われる。

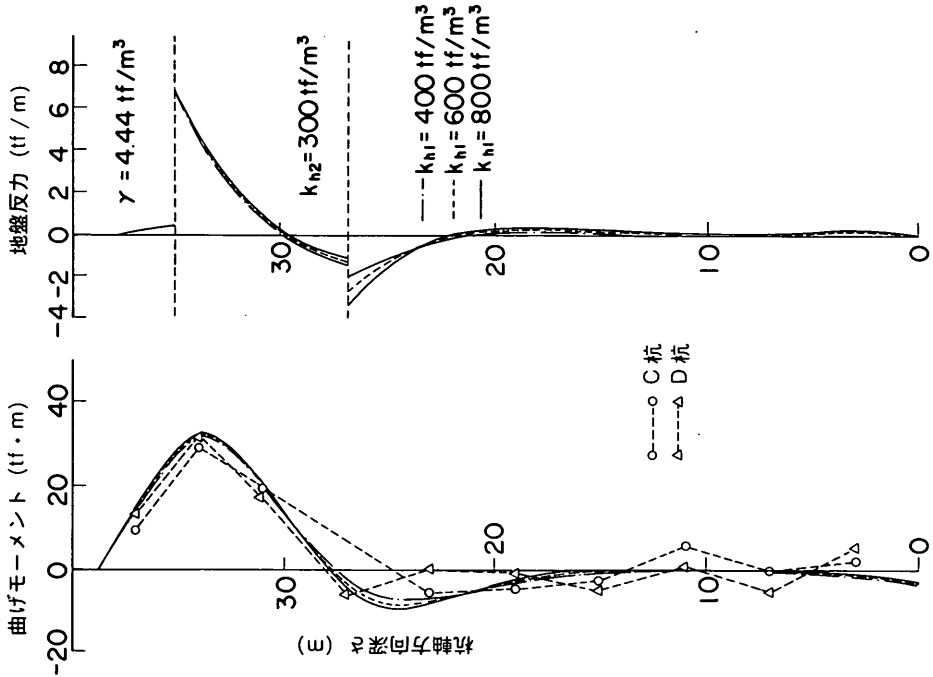
しかし一般には、控え組杭等の斜杭の天端は地中に1~3m程度埋まっている場合が多い。このような場合には、荷重層を考えずに全層に地盤反力係数を仮定して計算すればよいと考えられる。この計算は設計上安全側となる。このような場合については、現地実験により検討することが望まれる。

弾性地盤反力を仮定した著者の方法による計算では、地表面の圧密沈下量の予測が必要である。これについては、それが計算結果に与える影響が大きいので、現在可

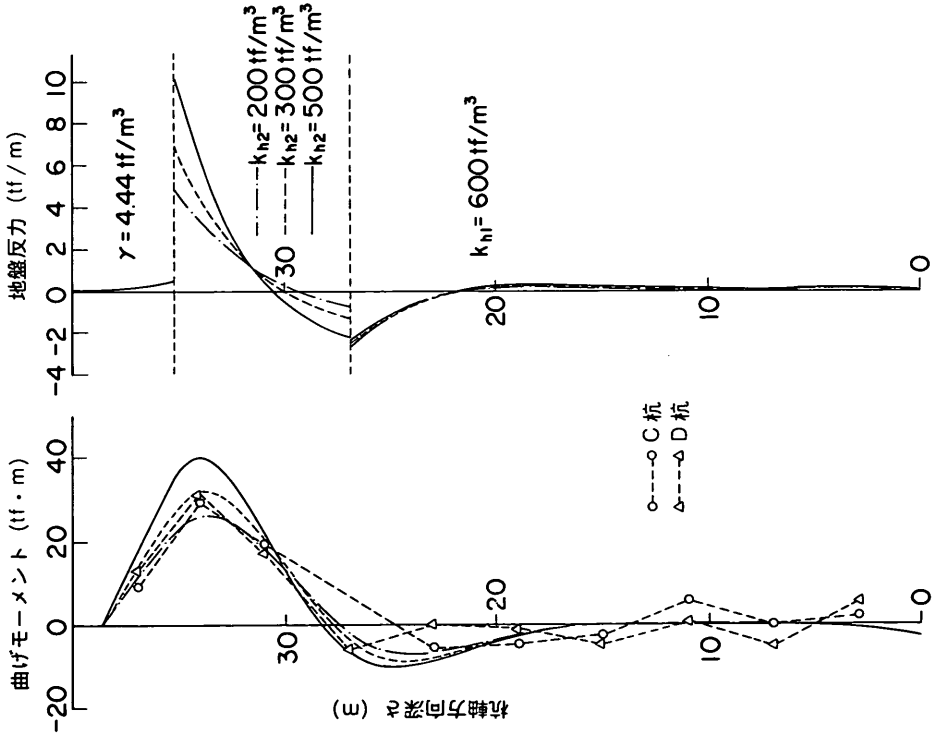


(a) 上部、下部粘土層の境界位置を変化させた場合 (b) 荷重層の荷重分布幅係数を変化させた場合

図-11.37 提案計算法による計算結果



(d) 下部粘土層の地盤反力係数 k_{h1} を変化させた場合



(c) 上部粘土層の地盤反力係数 k_{h2} を変化させた場合

図一 11.37 提案計算法による計算結果

能な方法でなるべく精度よく予測するべきである。

11.4 杭体軸応力の実測値と q_u 値との対応

杭体軸応力の実測値から周面摩擦力 f を計算し、この結果と土質試験の結果である q_u 値（一軸圧縮強度）とを比較してみることにする。

まず、杭軸応力 σ_x と周面摩擦力 f との間には、次の関係が成立する。

$$\sigma_x = \frac{\psi}{A} \int_0^x f dx$$

ただし、 A ：杭の断面積（ m^2 ）

ψ ：杭の周長（ m ）

x ：地表面からの杭軸方向距離（ m ）

一方、杭の周辺地盤が圧密沈下により塑性状態に達したものと仮定して、

$$f = \frac{1}{2} q_u$$

とする。

q_u の深度方向 x に対する分布を簡単のため三角形分布と仮定し、次式で表示することにする（ x は地表面からの杭軸方向深さ）。

$$q_u = ax = ax \cos 15^\circ$$

これら三つの式から、

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\psi}{A} \int_0^x \frac{1}{2} a \cos 15^\circ x dx \\ &= \frac{\psi a \cos 15^\circ}{2A} \int_0^x x dx \\ &= \frac{\psi a \cos 15^\circ}{4A} x^2 \end{aligned}$$

したがって、 q_u 値の深度方向分布に関する定数 a は、

$$a = \frac{4A\sigma_x}{\psi \cos 15^\circ x^2}$$

となる。この式により σ_x の実測値から a を計算すれば、深度方向に対する q_u 値の分布を求めることができる。

昭和53年10月30日現在における杭Cの σ_x 実測値から、上式により q_u 値の深度方向（杭軸方向距離で表示）に対する分布を計算し、土質試験結果と比較してみたのが図-11.38である。これによれば、軸応力実測値から計算される周面摩擦力の2倍は、土質試験結果である q_u 値と比較して、やはり低い値を示している。

また、上式による計算値としての σ_x の杭軸方向分布

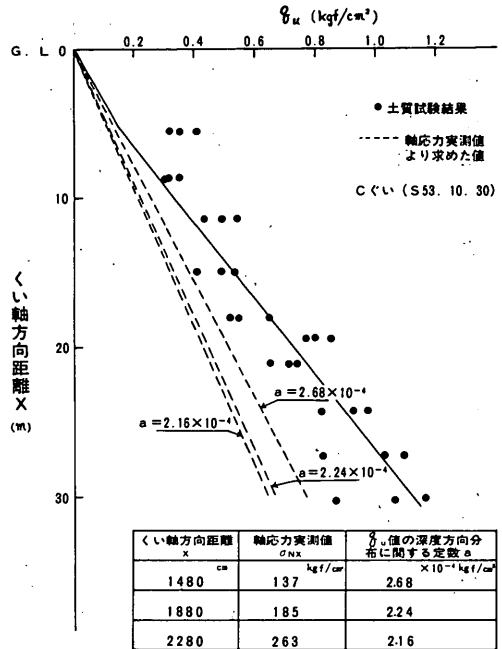


図-11.38 軸応力から計算される周面摩擦力と実測 q_u 値との比較

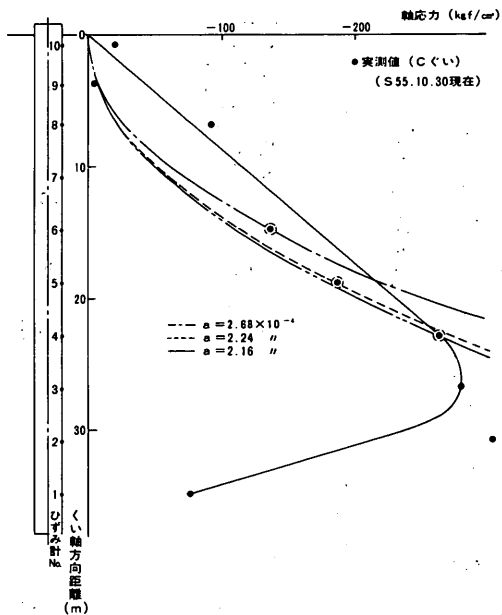


図-11.39 軸応力の計算値と実測値との比較

と実測値とを比較してみた結果を、参考のため図-11.39に示す。

11.5 3.で提案した方法による軸力の検討

3.で提案した弾塑性近似計算法を用いて杭体の軸力分布を理論的に計算してみることにする。計算の比較対象は、昭和53年10月30日の実測値とする。これは、図-11.27等から判断して、軸力分布がおかしくなってしまう前の最後の測定である。

6.で行ったように、まず図-11.1の土質試験結果から、地盤の平均的な q_u 値を 5 tf/m^2 、先端地盤の平均的な \bar{N} 値を20として計算してみる。結果が図-11.40に示されている。 $q_u = 5 \text{ tf/m}^2$ 、 $\bar{N} = 20$ では大きすぎる結果になっている。特に肝心の f_m の値が大ききく評価されている。そこで11.4において行った検討から $q_u = 2.4 \text{ tf/m}^2$ と仮定してみる。また、この場合の計算結果からは先端抵抗が大きすぎることも明らかなので、 $\bar{N} = 10$ としてみる。この結果も図-11.40に示されている。11.4の検討結果から f_m そして q_u を類推したので、当然ながら上部の大半であるネガティブフリクションの部分がよく一致している。先端抵抗はまだ大きすぎるようなので、さらに $\bar{N} = 7$ としてみたものが、より実測値に近い曲線である。

以上の計算により、やはり計算のための定数を適切に選べば、実測値をよく近似できることがわかった。しかしながら、4., 5., 6.の例に比べてかなり定数を小さ目に評価している。この理由としては一つには、選んだ測定時点が十分にネガティブフリクションの発達し切っていない

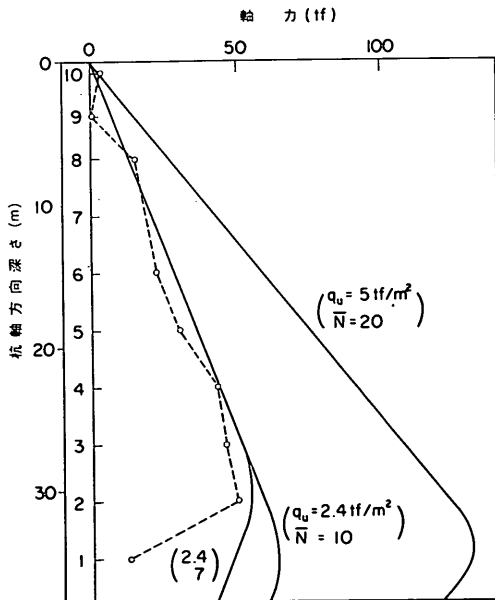


図-11.40 3.で提案した方法による軸力の検討

いない時点であったということが、地盤の沈下量、ひずみの発生の経時変化等から考えられる。今一つには、斜杭であることによりネガティブフリクションの働きの方が小さいということもあるかもしれない。原因を確かめることはできないが、上記の計算では、6.の直杭の事例に比べて、肝心の f_m の値を約半分程度に減らすことによって、実測値と一致した結果となっている。

なお杭が傾いているから、沈下量 ρ_s としては地盤の鉛直方向圧縮量を使うべきでないことになる。この場合では、鉛直方向圧縮量24 cmを杭軸方向圧縮量に直すと、24.8 cmになる。しかし、計算上沈下量がわずかに変化することの影響は非常に小さい。このことは実際の現象とも符合していると考えられるので、都合がよい。

11.6 周辺地盤の圧密度の計算

a) 体積圧縮係数、圧密係数の深度方向分布

周辺地盤の圧密度の計算を実施する場合、地盤の体積圧縮係数(m_v)及び圧密係数(c_v)の深度方向分布をあらかじめ明らかにしておく必要がある。そこで昭和54年2月に実施した土質試験結果(圧密試験による p - m_v 、 p - c_v 曲線)から m_v 、 c_v の深度方向に対する分布を求めることにする。

圧密圧力 p は、上載荷重(盛土の自重)を考慮した場合(p_1)及び考慮しない場合(p_2)について、次式を用いて計算を実施し、 p_1 、 p_2 に対応する m_{v1} 、 m_{v2} 、 c_{v1} 、 c_{v2} を求め、それぞれの平均値をもって評価することにする(図-11.41参照)。なお本来ならば、 m_v 及び c_v の値はこのようにしてでなく、正規圧密状態を想定して適切な値をとるべきであるが、この土質調査試験結果はばらつきが大きいために適切な値を推定し難かったこと、また既に述べたように下層地盤は過圧密状態と考えられたこと等から、あえてこのように大胆な整理の仕方を採用している。

$$p_1 = 3.7 + 0.5 H \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = 0.5 H \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

ただし、上載荷重 p' は次式の値とする。

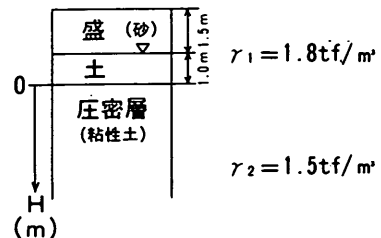


図-11.41 上載荷重

表-11.8 有効応力 (p), 体積圧縮係数 (m_v), 圧密係数 (c_v)

深 度 H (m)	$p_1=3.7+0.5H$			$p_2=0.5H$			平 均 値		E (kgf/cm ²)
	p_1 (kgf/cm ²)	m_{v1} (cm ² /kgf)	c_{v1} (cm ² /min)	p_2 (kgf/cm ²)	m_{v2} (cm ² /kgf)	c_{v2} (cm ² /min)	m_v (cm ² /kgf)	c_v (cm ² /min)	
2.90	0.52	0.0215	0.027	0.15	0.130	0.083	0.173	0.055	3.86
5.85	0.66	0.0116	0.099	0.29	0.090	0.24	0.103	0.170	6.48
8.85	0.81	0.086	0.113	0.44	0.072	0.21	0.079	0.162	8.45
11.85	0.96	0.056	0.115	0.59	0.042	0.215	0.049	0.165	13.62
14.85	1.11	0.040	0.22	0.74	0.044	0.36	0.042	0.290	15.89
16.33	1.19	0.113	0.094	0.82	0.082	0.22	0.098	0.157	6.81
17.90	1.27	0.050	0.37	0.90	0.045	0.39	0.048	0.380	13.91
20.90	1.42	0.064	0.27	1.05	0.054	0.45	0.059	0.360	11.32
23.75	1.56	0.030	0.115	1.19	0.024	0.22	0.027	0.187	24.72
26.85	1.71	0.035	0.285	1.34	0.032	0.32	0.034	0.303	19.63

$$p_1=3.7+0.5H$$

$$p_2=0.5H$$

H : 粘性土の深度 (m)
(盛土下面からの深度)

$$m_v = \frac{m_{v1} + m_{v2}}{2}$$

$$c_v = \frac{c_{v1} + c_{v2}}{2}$$

$$E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \frac{1}{m_v}$$

$$\nu = 0.333 \text{ (ポアソン比)}$$

$$p' = 1.8 \times 1.5 + 1.0 \times 1.0 = 3.7 \text{ tf/m}^2$$

$$E = 0.667 \frac{1}{m_v}$$

参考のために, m_v を使って地盤のヤング率の計算も実施することにする。圧密沈下量 S と圧密圧力 Δp , 圧密層厚 H との間には次式が成立する。

$$S = m_v \cdot \Delta p \cdot H$$

これを変形すると, 次式となる。

$$\frac{S}{H} = m_v \cdot \Delta p = m_v \sigma_z = \varepsilon_z$$

ただし, ε_z : 地盤の鉛直方向のひずみ

σ_z : 地盤の鉛直方向の応力

$$\varepsilon_z = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \frac{\sigma_z}{E}$$

ただし, E : 地盤のヤング率

ν : 地盤のポアソン比

これら二つの式から

$$m_v = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \frac{1}{E}$$

$$E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \frac{1}{m_v}$$

ここで, $\nu = 1/3$ とすれば,

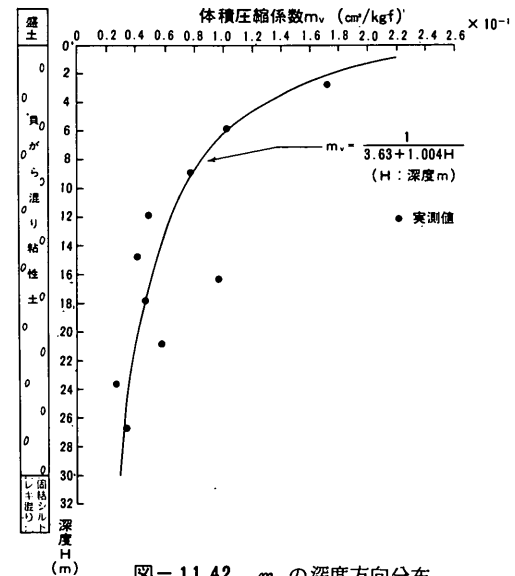


図-11.42 m_v の深度方向分布

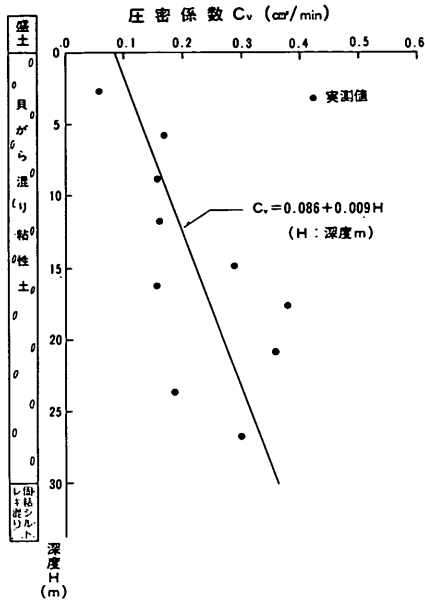


図-11.43 c_v の深度方向分布

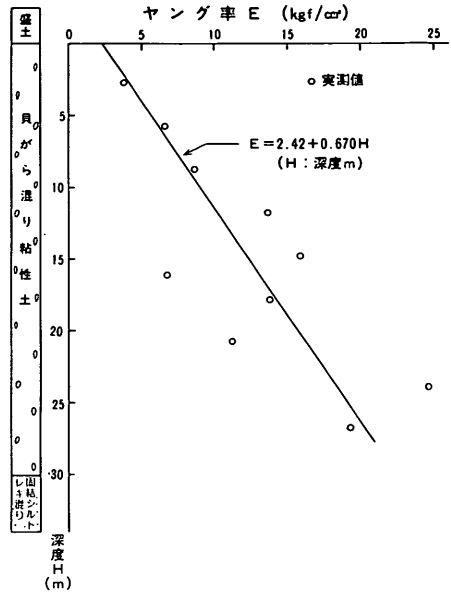


図-11.44 地盤のヤング率の深度方向分布

b) 圧密度の計算

圧密終了時における沈下量 S と、上載荷重 p' 、圧密層厚 H との間には次式が成立する。

$$S = p' \cdot m_v \cdot H$$

一方、現時点での沈下量を S とすれば、圧密度 U は、

$$U = \frac{S}{S_\infty}$$

となる。

圧密層の厚さ(深度) $H = 8.0 \text{ m}$, 14.0 m , 20.0 m , 24.0 m , 32.0 m とした場合について、それぞれ上の2式を用いて、 U を計算してみた結果を表-11.9 にまとめて示す。なお、体積圧縮係数 m_v は、次式で示すように、圧密層の各深度までの m_v の分布の平均値 \bar{m}_v で

示す。

$$\begin{aligned} \bar{m}_v &= \frac{\int_0^H \frac{dH}{1.004H + 3.63}}{H} \\ &= \frac{\left[\frac{1}{1.004} \ln(1.004H + 3.63) \right]_0^H}{H} \\ &= \frac{1}{1.004H} \ln(0.277H + 1) \end{aligned}$$

表-11.9 により、上層部 ($H = 8 \text{ m}$ または 14 m) の圧密度は 40 ~ 50 % 程度と推定される。

11.7 まとめ

本実験により明らかになったことを列記すると、以下のとおりである。

表-11.9 周辺地盤の圧密度計算結果

深 度 ¹⁾ H (m)	上載荷重 p' (kgf/cm ²)	体積圧縮 係数 m_v (cm ³ /kgf)	圧密完了時 の沈下量 S_∞ (cm)	現時点での沈下量 (昭和 54. 1. 27)			圧 密 度 $U = S/S_\infty$ (%)
				地表面沈下量 S_0 (cm)	各深度での沈下量 S' (cm)	相対沈下量 S (cm)	
8.0	0.37	0.1454	43.0	26.3	3.9	22.4	52.1
14.0		0.1127	58.4		2.5	23.8	40.8
20.0		0.0935	69.2		0.9	25.4	36.7
24.0		0.0844	74.9		0.6	25.7	34.3
32.0		0.0712	84.3		0	26.3	31.2

注 1) H は盛土下面からの深度

- 1) おもな圧密沈下は粘性土層(厚さ約30 m)の上層部約8~10 m程度の層中にしか発生しておらず、従って排水機構としては片面排水となっており、上層部の圧密度は40~50 %前後と推定される。
- 2) 斜杭においても、地盤沈下によるネガティブフリクションとして発生している軸力は、処理杭において非処理杭よりも明らかに小さく、アスファルトコーティングは、この場合にも、ネガティブフリクションに対して効果があったと認められる。
- 3) 斜杭においても、ネガティブフリクションの検討が、必要な定数を的確に選びさえすれば、3. に述べた方法により可能である。
- 4) 実験の目的である斜杭の曲げについて、処理杭は非処理杭よりもわずかに大きいことから、アスファルトコーティングは曲げに対して効果がない、あるいはむしろ不利に働くという結果が得られた。
- 5) 4)に関連して、同じ杭に対して行った水平載荷試験においても、処理杭は非処理杭よりも水平抵抗力が大きいという傾向が認められた。
- 6) 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げという現象は、2次元有限要素解析ではうまく取り扱えない。
- 7) 圧密の生じている上層部における実験杭の挙動、曲げの発生状態などについては、佐藤等の方法により計算することが可能である。この方法において推定することの困難な条件は、荷重層の厚さである。
- 8) 9.で提案した著者の方法により、実験杭の曲げ挙動は極めて精度よく計算された。この方法の場合困難なのは圧密沈下量の推定であるが、本実験の2層の粘土地盤の沈下計算には、換算層厚法を用いてよい結果を得た。荷重層厚の決定も必要であるが、その変化による影響は小さく、2~3 m程度とすればよいと思われる。その場合荷重分布幅係数の影響は無視し得る程小さい。
- 9) 9.で提案した著者の方法を、一般の控え組杭のような天端が地中に埋まっている斜杭に適用する場合には、荷重層を考慮せず単純に全層に弾性地盤反力を仮定して計算すればよいと考えられる。

結 論

杭は、構造物の基礎として極めて重要なものであり、構造物の重量を深部の支持地盤に直接伝えるという特性から、軟弱地盤地帯にも広く用いられる。しかし、そのような場合に地盤が沈下すると、杭には下向きの摩擦力が作用し、ネガティブフリクションと呼ばれる大きな問題が発生する。地盤の沈下により鉛直杭に生ずる問題がネガティブフリクションであるが、杭が傾斜している場合には、沈下地盤から加えられる力による曲げが問題となる。ネガティブフリクションに関する研究はこれまで数多くあるが、斜杭の曲げの問題は比較的特殊で、研究例も非常に少ない。本研究は二つの部分から成っており、第Ⅰ部 1.~6.でネガティブフリクションを、第Ⅱ部 7.~11.で斜杭の曲げを扱っている。以下、各章ごとにその内容を要約する。

1.においては、ネガティブフリクションの概要を述べている。ネガティブフリクションは地盤の沈下により発生し、一方、杭もいくらかは貫入するので、杭と周囲の沈下地盤との間に相対変位ゼロの点が存在する。これは中立点と呼ばれ、これを考慮することは設計上重要である。また、ネガティブフリクションは非常に大きな力となるため、これを防止するための工法がいくつか提案されている。その中で、すべり層として杭周にアスファルトをコーティングしたスリッレイヤー工法が重要であり、本研究において実施した二つの実物実験においても、その効果を調べている。

2.では、既往研究の紹介を行った。ネガティブフリクションに関する研究の概観として、国際土質基礎工学会議に発表された報告を、回を追ってレビューした。特に重要なものとしては、全応力による検討法と有効応力による検討法がある。前者はネガティブフリクションの最大値を検討するのに適当なため、従来、設計基準類に採用されてきている。後者には、Bjerrumの方法等がある。また、国内における実験的研究の重要なものとして、土質工学会綱グイ研究委員会の実験と国鉄第三工事局の実験を紹介した。

3.では、ネガティブフリクションの近似計算法である沢口の方法を一般化し簡略化した適用性の高い計算法を提案している。沢口の方法は、ネガティブフリクションを作用させている周囲地盤上部と杭との間の摩擦に弾塑性関係、先端抵抗に弾性、沈下量に三角形分布を仮定し、力の釣合いから定式化したもので、繰り返し計算により杭そのものの弾性を考慮することもできる。提案法は、沢口の方法を元にして、正の摩擦を作用させる周囲地盤

下部と杭との間の摩擦及び先端地盤の反力にも弾塑性関係を仮定して一般化し、計算を複雑にする杭の弾性を無視して計算式を無次元化することにより簡略化した方法で、無次元化された各項及び計算過程の物理的意味もわかりやすい。

4.では、ネガティブフリクションの現象を観察し、3.で提案した計算法の適用性を調べるために行った模型実験について述べている。1m×1mの粘土槽で、厚さ約50cmの粘土中にゲージを貼付した直径4.8cmの塩化ビニールのパイプ4本を設置し、粘土表面に1tf/m²の重量を載荷して、粘土の圧密により杭に発生するネガティブフリクションを調べた。4本のパイプ杭は先端支持杭2本、摩擦杭2本としてその挙動の違いを調べ、最後にはそれぞれ載荷試験と引き抜き試験を実施して周面摩擦力を検討した。計算法は、全応力による方法、Bjerrumの有効応力法、そして提案法について検討している。

5.では、実物のクレーン基礎としてのアスファルトコーティング杭(直径50cm、長さ約40m)と、別に打設したアスファルトコーティングしていない試験杭について、ひずみゲージによる測定を行い、その挙動の違いなどを検討した。このクレーン基礎は、ネガティブフリクションにより使用不能となった旧基礎に代わって、新に建設されたものである。この測定結果についても、各種計算法と提案法の適用性を検討している。

6.では、これまでに詳しいデータと共に公表された現地測定6例9本の杭について提案法による計算を実施し、提案法の適用性を検討してみた。その結果によれば、大きなネガティブフリクションが作用して問題となるような場合は、杭周地盤、先端地盤とも塑性化しているとするCase IV Bにあてはまり、特にこの場合には、十分に満足しうる計算結果が得られた。

7.から第Ⅱ部にはいり、まず7.では、斜杭の曲げの概要を簡単に書いている。

8.では、斜杭の曲げに関する数少ない既往研究を紹介している。

9.では、弾性地盤反力を仮定した曲げの検討法を提案している。これは杭の弾性的な曲げ挙動そのものが検討対象となるために、ネガティブフリクションの場合とは異なり、なるべく精密に現象をとらえようとするもので、杭をその属する層に応じて4つの部分に分ける。すなわち、最も一般的な場合としては、上から自由長の部分、盛土等の荷重層の部分、そして圧密層及び支持層の地盤

に属する各部分の4つである。このうち圧密層と支持層をいわゆる Winkler 地盤すなわち弾性支承と仮定し、さらに、圧密沈下量分布を3次多項式により表現している。

10. では、斜杭の曲げの現象を詳しく調べ、提案法の適用性を検討するために行った模型実験について述べている。直径2.5 mの粘土槽で、厚さ約1.1 mの粘土中に、ゲージ貼付した厚さ9 mm、幅7.5 cm、長さ約1.8 mの鋼板杭8本を、2本ずつ傾斜角5°、10°、15°、20°として設置し、それぞれの角度の組杭を作った。地表面に鋼ボールによる荷重1 tf/m²を載荷し、地盤の圧密沈下により杭に発生する曲げを観測した。得られた結果に対して3次元の有限要素法、佐藤等の方法、及び提案法による計算を行い、その適用性について検討している。

11. では、直径50 cm、長さ約40 mの実物杭を用いて行った実験について述べている。粘性土地盤上に厚さ2.5 mの盛土を行い、ゲージ貼付した4本の実物杭を傾斜角15°の斜杭として打設し、2本ずつ組杭とした。一方はアスファルトコーティングしてその影響を調べている。この場合も、有限要素法、佐藤等の方法、提案法による計算を行い、その適用性を検討している。また、斜杭の場合のネガティブフリクションについても検討した。

以上の実験的な研究の成果を結論的にまとめると、以下のとおりである。

1. ネガティブフリクションの現象を調べるために行った模型実験、及びアスファルトコーティング杭を含む現地実大実験によってわかったことは、次のとおりである。

- a) 実大杭の場合、ネガティブフリクションは徐々に増大して1年後には一定値に達し、その間中立点は沈下土層厚の6割くらいの深さのところまで上昇した。
- b) アスファルトコーティングをしていない試験杭ではネガティブフリクションによる最大軸力90 tfが発生したのに対して、アスファルトコーティング杭では発生した軸力は杭頭荷重による30 tfのみで、杭頭沈下もこの荷重による弾性収縮のみであり、ネ

ガティブフリクションが完全にカットされたと推定される。

c) アスファルトコーティング杭はそうでない杭に比べて打ち込み抵抗が大きいこと、そして短い载荷時間に対しては弾性的な挙動を示すことが確かめられた。

d) 砂地盤でも、粘土やシルトの地盤と比べてそれほど大きなネガティブフリクションが作用する訳ではなく、シルト地盤に準ずる程度であった。

2. ネガティブフリクションを解析するために提案した方法によって、上の模型実験と現地実大実験、及びこれまで報告されている現場計測6例を計算し、ほぼ満足しうる結果が得られることを確かめた。これは簡略な方法であるにもかかわらず、中立点を考慮できる利点を有し、設計基準類に採用されている全応力による方法、及び Bjerrum 等の有効応力による方法よりも優れた解析を可能とする。

3. 斜杭の曲げの現象を調べるために行った模型実験、及びアスファルトコーティング杭を含む野外実大実験によってわかったことは、次のとおりである。

- a) 曲げモーメントは、地表面の沈下と共に滑らかに増大し、ほぼ一定の値に近づいてゆく。
- b) 最大曲げモーメントの大きさは、杭の傾斜角及び地表面沈下量にほぼ比例する。
- c) 最大曲げモーメントの発生位置は、徐々に下がる。
- d) アスファルトコーティングは、斜杭の場合もネガティブフリクションに対しては有利であるが、曲げに対しては不利となる結果であった。
- e) 必要な定数を的確に選びさえすれば、斜杭の場合もネガティブフリクションの検討が、3.に提案した方法により可能である。

4. 斜杭の曲げを解析するために提案した計算法によって、上の模型実験と野外実大実験を計算し、ほぼ満足しうる結果が得られることを確かめた。これは、人力定数の決定が困難でなく安定した精度のよい計算が可能な方法で、3次元でなければ妥当な計算とならない有限要素法や、荷重層厚の決定が困難な佐藤等の方法に比べて利点を有する。

あとがき

以上、著者がこれまで永年にわたってたずさわってきた研究をまとめた。著者なりの筋道に従って研究を行いまとめたものであるが、足らざる点と余計な点が沢山ある。また職業がら、設計ということを常に念頭に置いているせいもあって、研究としての突っ込みも非常に甘いと考えている。このような点は致し方ないので、ここで本研究の筋の上での、あるいは延長線上の問題点について、若干触れておきたいと思う。

一つには、1. で述べた杭の周面摩擦力の考え方、取り扱い方の問題がある。各所において実験の結果として、発生している周面摩擦力が地盤試験の結果の非排水せん断強度より小さいことを述べたが、これには、摩擦力発揮の程度という意味の他に、地盤の強度の異方性のために小さいということがある。これについては、本研究の視点と異なるのでここでは述べなかったが、大きな問題である。先端地盤の反力についても、また第Ⅱ部の斜杭の曲げの検討においても、困難な問題が残されている。斜杭の曲げの場合の地盤の仮定は、杭の横抵抗を評価する場合と同じ手法であり、その地盤反力係数の推定が最も重要なプロセスである。本研究においては、 N 値と結びつけて地盤反力係数を推定したが、技術のレベルとしては未熟な段階と言わざるを得ない。これらの点を追及することは、応用研究として、あるいは設計上の進歩をもたらす研究として有意義と考えられ、著者もできる限り取り組んでゆきたいと考えている。

この論文をまとめるについては、多くの方々のお世話になった。まず、著者が港湾技術研究所において研究を始めた最初の頃からずっと御指導いただいたのが、沢口現筑波大学教授（当時、土質部基礎工研究室長）である。この論文で、2本の柱としている一方の3の方法は、沢口教授の方法を展開したものである。4.の模型実験の解析には、当時の中瀬土質部長（現東京工業大学教授）に貴重な御意見をいただいた。11.の野外実験の時には、奥村土質部長（現在、沿岸開発技術研究センター）に貴重な御意見をいただいた。またこの論文を最終的にまとめるには、東京大学の石原教授及び龍岡助教授に懇切な御指導を賜った。ここに記して、厚く感謝の意を表す次第である。

（1985年6月29日受付）

参考文献

- Ahu, J. (1960) : Le Frottement Negatif, *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, No. 145, pp. 35 ~ 40.
- Auvinet, G. and Hanell, J. J. (1981) : Negative Skin Friction on Piles in Mexico City, *Proc. 10th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 599 ~ 604.
- Bjerrum, L., Jonson, W., and Ostenfeld, C. (1957) : The Settlement of a Bridge Abutment on Friction Piles, *Proc. 4th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 14 ~ 18.
- Bjerrum, L., Johannessen, I. J., and Eide, O. (1969) : Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 27 ~ 34.
- Bjerrum, L. (1973) : Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and Others), *Proc. 8th Int. Conf. SMFE, General Report* (Ses. 4), pp. 110 ~ 159.
- Bozozuk, M. and Labrecque, A. (1969) : Down-drag Measurements on 270-Ft Composite Piles, *ASTM, STP 444*, pp. 15 ~ 40.
- Bozozuk, M. (1972) : Down-drag Measurements on a 160-Ft Floating Pipe Test Pile in Marine Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, No. 2, pp. 127 ~ 136.
- Broms, B. B. (1964) : Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 90, No. SM3, pp. 123 ~ 156.
- Broms, B. B. (1976) : Pile Foundations - Pile Groups, *Proc. 6th European Conf. SMFE*, Vol. 2. 1, pp. 103 ~ 132.
- Broms, B. B. and Fredriksson, A. (1976) : Failure of Pile-supported Structures Caused by Settlements, *Proc. 6th European Conf. SMFE*, Vol. 3. 1, pp. 383 ~ 386.
- Broms, B. B. (1979) : Negative Skin Friction, State-of-the-Art Report, *Proc. 6th Asian Regional Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 41 ~ 75.
- Chellis, R. D. (1951) : *Pile Foundations*, McGraw-Hill Book Company.
- Claessen, A. I. M. and Horvat, E. (1974) : Reducing Negative Friction with Bitumen Slip Layers, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT8, pp. 925 ~ 944.
- Clemente, F. M. Jr. (1981) : Down-drag on Bitumen Coated Piles in a Warm Climate, *Proc. 10th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 673 ~ 676.

- Correa, J. J. (1961) : The Application of Negative Friction Piles to the Reduction of Settlement, *Proc. 5th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 41 ~ 44.
- Crawford, C. B. (1969) : Instrumentation and Downdrag, *ASTM, STP.* 444, pp. 223 ~ 226.
- Discussion (1972) : The Allowable Settlement of Structures, *Proc. 4th Panamerican Conf. SMFE*, Vol. 3, pp. 147 ~ 170.
- 土質工学会 (1982) : 土質調査法—第2回改訂版—, p. 458.
- Endo, M., Minou, A., Kawasaki, T., and Shibata, T. (1969) : Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe in Clay, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 85 ~ 92.
- 遠藤正明 (1969) : 第5章 ネガティブフリクション, 鋼グイ—鋼グイ研究委員会報告—, 土質基礎工学ライブラリー6, 土質工学会, pp. 257 ~ 316.
- Fellenius, B. H. and Broms, B. B. (1969) : Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 93 ~ 98.
- Fellenius, B. H. (1971) : Negative Skin Friction on Long Piles Driven in Clay, *Swedish Geotechnical Institute*, Proc. No. 25.
- Fellenius, B. H. (1972) : Down-drag on Piles in Clay due to Negative Skin Friction, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, No. 4, pp. 323 ~ 337.
- Florentin, J. and l'Heriteau, G. (1948) : About an Observed Case of Negative Friction on Piles (Summary), *Proc. 2nd Int. Conf. SMFE*, Vol. 5, pp. 155 ~ 156.
- 藤田圭一 (1968) : 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー4, 土質工学会, p. 51.
- 藤田圭一, 下村嘉平衛 (1970) : 鋼グイの沈下量の推定とその精度について (第1報), 第5回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 201 ~ 204.
- フローリン原著, 赤井浩一監修, 大草重康訳編 (1969) : フローリンの土質力学, 森北出版, 第I巻, p. 213.
- Golder, H. Q. (1975) : *Floating Foundation*, Chap. 18 in Winterkorn, H. F. and Fang, H. (ed.), *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Co., pp. 537 ~ 555.
- Gregersen, O. S., Aas, G., and Dibiagio, E. (1973) : Load Tests on Friction Piles in Loose Sand, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Ses. 3, pp. 109 ~ 117.
- Heijnen, W. J. and Lubking, P. (1973) : Lateral Soil Pressure and Negative Friction on Piles, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Ses. 3, pp. 143 ~ 147.
- Hetenyi, M. (1946) : Beams on Elastic Foundation, The Univ. of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan.
- Horvat, E. and Van der Veen, C. (1977) : Negative Skin Friction and Safety Analysis of Piles, *Proc. 9th Int. Conf. SMFE*, Vol. 1, pp. 551 ~ 554.
- 井上嘉信 (1974) : チュウ積層が厚い軟弱地盤での負の摩擦力和クイの設計, 土と基礎, Vol. 22, No. 8, pp. 21 ~ 28.
- 井上嘉信, 小林幸男 (1974 a) : 東京下町低地におけるネガティブフリクションの測定例—その1 単ぐいのネガティブフリクション—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1573 ~ 1574.
- 井上嘉信, 小林幸男 (1974 b) : 東京下町低地におけるネガティブフリクションの測定例—その2 近接杭におけるネガティブフリクションの軽減効果—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1575 ~ 1576.
- Inoue, Y., Tamaoki, K., and Ogai, T. (1977) : Settlement of Building due to Pile Downdrag, *Proc. 9th Int. Conf. SMFE*, Vol. 1, pp. 561 ~ 564.
- 伊藤富雄, 松井 保 (1974) : 杭に作用するネガティブフリクションに関する研究, 土木学会論文報告集, No. 221, pp. 49 ~ 58.
- Jamiolkowski, M. and Garassino, A. (1977) : Soil Modulus for Laterally Loaded Piles, Specialty Session No. 10, *Proc. 9th Int. Conf. SMFE*, 15 p.
- Johannessen, I. J. and Bjerrum, L. (1965) : Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay, *Proc. 6th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 261 ~ 264.
- Johannessen, I. J. (1965) : Observation of the Drag Load on a Steel Pile to Rock due to Settlement of Clay, *International Navigation Congress*, 21, Stockholm, Section II, Subject 6, pp. 173 ~ 186.
- 小林正樹 (1976) : 有限要素法による圧密問題の解析, 港湾技研資料, No. 247, 14 p.
- 国生剛治 (1976) : スラブ基礎の解析—ウィンクラー地盤と弾性体地盤—, 土と基礎, Vol. 24, No. 9, pp. 69 ~ 76.
- 鋼管杭協会 (1978) : S Lぐい製品仕様書
- 極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究委員会 (1976) : 極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究報告書, 首都高速道路協会
- 極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究委員会 (1977) : 極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究 (その2) 報告書, 首都高速道路協会
- Locher, H. G. (1965) : Combined Cast-in-Place and Precast Piles for the Reduction of Negative Friction Caused by Embankment Fill, *Proc. 6th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 290 ~ 294.
- 松並仁茂 (1980) : 港湾施設の設計, 新体系土木工学82, 技報堂, p. 172.
- Mazurkiewicz, B. (1971) : Settlement of Single Piles due to Negative Skin Friction, *Proc. 4th Conf. Soil Mechanics*, Budapest,

- pp. 659 ~ 667.
- Meyerhof, G. G. (1956) : Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soil, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 82, No. SM1, pp. 1 ~ 10.
- 三笠正人 (1963) : 軟弱粘土の圧密-新圧密理論とその応用一, 鹿島出版会, p. 16.
- 宮沢康生, 大石末広, 久保誠一 (1981) : 横浜市大黒ふ頭におけるネガティブフリクションの長期観測実験, 土と基礎, Vol. 29, No. 4, pp. 5 ~ 10.
- Mohan, D., Bhandari, R. K., Sharma, D., and Soneja, M. R. (1981) : Negative Drag on an Instrumented Pile - A Field Study, *Proc. 10th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 787 ~ 790.
- 村内 明, 三橋博巳 (1972) : 船橋市某建物の不同沈下による被害について (建築構造物の不同沈下に関する研究), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 891 ~ 892.
- 中瀬明男 (1969) : 土質力学 (最上武雄編), 第5章 土のせん断, 技報堂, p. 556.
- 日本道路協会 (1964) : 道路橋下部構造設計指針, くい基礎の設計篇, pp. 29 ~ 30.
- 日本道路協会 (1976) : 道路橋下部構造設計指針, くい基礎の設計篇, pp. 59 ~ 61.
- 日本道路協会 (1980) : 道路橋示方書, IV 下部構造篇, pp. 273 ~ 276.
- 日本建築学会 (1960) : 建築基礎構造設計規準・同解説, pp. 214 ~ 216.
- 日本建築学会 (1963) : 建築鋼くい基礎設計施工規準・同解説, pp. 48 ~ 52.
- 日本建築学会 (1974) : 建築基礎構造設計規準・同解説, pp. 300 ~ 329.
- 日本国有鉄道編 (1974) : 構造物設計標準解説, 基礎構造物及び抗土圧構造物, 日本鉄道施設協会, pp. 109 ~ 110.
- 西 好一, 江刺靖行, 吉田保夫, 島本正雄 (1981) : 杭のネガティブフリクションに関する実験的・解析的研究, 土木学会論文報告集, No. 309, pp. 63 ~ 77.
- Núñez, E. and Vardé, O. (1969) : Negative Skin Friction and Settlement of Piled Foundations, Specialty Session, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol. 3, pp. 473 ~ 478.
- 岡部達郎, 鬼頭 誠 (1971) : 国鉄武蔵野操車場におけるネガティブフリクションの実験, 土木学会誌, Vol. 56, No. 12, pp. 41 ~ 47.
- 岡部達郎 (1973) : 武蔵野ヤードにおける二重鋼管ぐいの施工, Vol. 14, No. 6, pp. 67 ~ 74.
- 岡部達郎 (1974) : 軟弱な地盤沈下地帯における自動化ヤードの計画・設計およびこれに関して行った実験的研究, 鉄道技術研究所報告, No. 897.
- 岡部達郎, 山本博之 (1976) : ネガティブフリクションの測定と対策工法, 一 国鉄武蔵野ヤード一, 施工技術, Vol. 9, No. 3, pp. 8 ~ 18.
- Okabe, T. (1977) : Large Negative Friction and Friction-Free Pile Methods, *Proc. 9th Int. Conf. SMFE*, Vol. 1, pp. 679 ~ 682.
- 奥村樹郎 (1974) : 粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No. 247, 145p.
- Palmer, L. A. and Brown, P. P. (1957) : Settlement Analysis for Areas of Continuing Subsidence, *Proc. 4th Int. Conf. SMFE*, Vol. 1, pp. 395 ~ 398.
- Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1953) : *Foundation Engineering*, John Wiley and Sons, Inc.
- Plomp, A. and Mierlo, W. C. (1948) : Effect of Drainage by Well Points on Pile Foundations, *Proc. 2nd Int. Conf. SMFE*, Vol. 4, pp. 141 ~ 148.
- Poorooshasb, H. B. and Bozozuk, M. (1967) : Skin Friction on a Single Pile to Bedrock, *Proc. 3rd Panamerican Conf. SMFE*, Vol. 1, pp. 613 ~ 621.
- Poulos, H. G. and Mattes, N. S. (1969) : The Analysis of Downdrag in End-bearing Piles, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 203 ~ 209.
- Resendiz, D. and Auvinet, G. (1973) : Analysis of Pile Foundations in Consolidating Soil, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Ses. 3, pp. 211 ~ 218.
- 斎藤 彰, 石神公一, 亀井敏雄, 福屋智恒 (1975) : 軟弱地盤における鋼グイの鉛直支持力 (ネガティブフリクションを低減したグイの設計), 土と基礎, Vol. 23, No. 7, pp. 35 ~ 42.
- 佐々木武彦, 小川篤生 (1979) : 杭に働くネガティブフリクションに関する試験報告, 土と基礎, Vol. 27, No. 3, pp. 27 ~ 35.
- 佐藤 昭, 赤井公昭, 舟橋恒義 (1970) : 負の周面摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法に関する研究-その1 負の周面摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法-, 日本道路公団試験所報告, 昭和44年度, pp. 76 ~ 82.
- 佐藤 悟 (1974) : ネガティブフリクションの発生機構に関する研究 (その1) ~ (その3), 土木技術, Vol. 29, No. 7, pp. 20 ~ 31, No. 8, pp. 33 ~ 46, No. 9, pp. 29 ~ 40.
- Sawaguchi, M. (1971) : Approximate Calculation of Negative Skin Friction of a Pile *Soils and Foundations*, Vol. 11, No. 3, pp. 31 ~ 49.
- 沢口正俊 (1971) : クイの負の周面摩擦についての近似計算法, 港湾技術研究所報告, Vol. 10, No. 3, pp. 67 ~ 87.
- 沢口正俊, 高橋邦夫 (1974) : 杭に働く負の周面摩擦, 昭和49年度港湾技術研究所講演会講演集, pp. 73 ~ 100.
- 沢口正俊, 高橋邦夫 (1977) : 組ぐいに働く負の周面摩擦に関する室内実験, 第32回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp. 556 ~ 557.
- Seed, H. B. and Reese, L. C. (1955) : The Action of Soft Clay along Friction, Piles, *Proc. ASCE*, Vol. 81, paper No. 842.

- Shibata, T., Sekiguchi, H., and Yukitomo, H. (1982) : Model Test and Analysis of Negative Friction Acting on Piles, *Soils and Foundations*, Vol. 22, No. 2, pp. 29 ~ 39.
- Shibata, T., Sekiguchi, H., and Yukitomo, H. (1984) : Closure, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 1, pp. 171 ~ 172.
- 高橋邦夫, 沢口正俊, 善 功 企, 篠原邦彦, 橋本光寿 (1974) : ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第1報), 港湾技術研究所報告, Vol. 13, No. 1, pp. 65 ~ 86.
- 高橋邦夫, 沢口正俊, 善 功 企, 橋本光寿, 篠原邦彦 (1974) : ネガティブフリクションに関する模型実験, 第9回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 521 ~ 524.
- 高橋邦夫, 沢口正俊 (1976) : ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第2報) - アスファルトコーティング杭の現場実験 -, 港湾技術研究所報告, Vol. 15, No. 3, pp. 21 ~ 51.
- 高橋邦夫, 沢口正俊 (1978) : 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 17, No. 4, pp. 121 ~ 167.
- 高橋邦夫, 門司剛至 (1980) : 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する野外実験, 第15回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1033 ~ 1036.
- 高橋邦夫 (1980) : 港湾における杭基礎の設計に関する諸問題, 昭和55年度港湾技術研究所講演会講演集, pp. 83 ~ 155.
- 高橋邦夫 (1981) : アスファルトコーティングされた実大斜杭の水平交番載荷試験, 第16回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1013 ~ 1016.
- 高橋邦夫 (1981) : 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (その2) - 野外実大実験 -, 港湾技術研究所報告, Vol. 20, No. 2, pp. 127 ~ 168.
- Takahashi, K. (1983) : Discussion, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 2, pp. 168 ~ 169.
- Taylor, D. W. (1948) : *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948) : *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, Inc.
- テルツァギ, ベック著, 星替他訳 (1969) : 新版土質力学, 丸善
- Terzaghi, K. (1955) : Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction, *Geotechnique*, Vol. 5, No. 4, pp. 297 ~ 326.
- Tomlinson, M. J. (1957) : The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils, *Proc. 4th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 61 ~ 71.
- Tomlinson, M. J. (1963) : *Foundation Design and Construction*, Pitman Publishing.
- Torstenson, B. A. (1973) : The Behaviour of a Cohesion Pile Group in Soft Clay, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Ses. 3, pp. 237 ~ 242.
- Tschebotarioff, G. P. (1951) : *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, McGraw-Hill Book Co.
- 堤 一高, 根井基雄 (1975) : ネガティブフリクションの測定結果について, 土と基礎, Vol. 23, No. 7, pp. 49 ~ 55.
- 運輸省港湾局編 (1967) : 港湾構造物設計基準, 日本港湾協会, pp. 5-2-16 ~ 18.
- 運輸省港湾局監修 (1979) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, pp. 5-31 ~ 33.
- Van der Veen, C. and Horvat, E. (1973) : Settlement of Pile Foundations; Experimental Data, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Ses. 3, pp. 251 ~ 256.
- Velloso, P. P. C., Rocha, E. A., Fujii, J., and Remy, J. P. (1981) : Tension Tests on 30m Steel Piles to Determine Negative Friction, *Proc. 10th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 881 ~ 884.
- Walker, L. K. and Darvall, P. LeP. (1970) : Some Aspects of Dragdown on Piles, *Proc. 2nd Southeast Asian Conf. Soil Eng.*, pp. 121 ~ 137.
- Walker, L. K. and Darvall, P. LeP. (1973) : Dragdown on Coated and Uncoated Piles, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Ses. 3, pp. 257 ~ 262.
- 横山幸満 (1977) : くい構造物の計算法と計算例, 山海堂.
- 吉田常松, 青木健三, 戸井田浩 (1977) : ネガティブフリクションの近似計算法, 土木技術, Vol. 32, No. 9, pp. 32 ~ 43.
- 吉成元伸 (1968) : 不同沈下を生じた建物におけるくいの本数と沈下量との関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 607 ~ 608.
- 吉成元伸 (1973) : クイに関する諸問題, 土と基礎, 第188号, pp. 13 ~ 14.
- Zeevaert, L. (1957 a) : Foundation Design and Behavior of Tower Latino Americana in Mexico City, *Geotechnique*, Vol. 7, pp. 115 ~ 133.
- Zeevaert, L. (1957 b) : Compensated Friction-pile Foundation to Reduce the Settlement of Buildings on the Highly Compressible Volcanic Clay of Mexico City, *Proc. 4th Int. Conf. SMFE*, Vol. 2, pp. 81 ~ 86.
- Zeevaert, L. (1959) : Reduction of Point Bearing Capacity of Piles Because of Negative Friction, *Proc. 1st Panamerican Conf. SMFE*, Vol. 3, pp. 1145 ~ 1152.
- Zeevaert, L. (1972) : *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold Co., pp. 353 ~ 363.
- Zeevaert, W. L. (1973) : Deep Foundations, Including Pile Foundations (Design and New Methods of Construction), *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, General Report (Ses. 3), pp. 94 ~ 108.

おもな記号の一覧表

- A : 杭材の純断面積
 A' : 杭の閉鎖面積
 $\{A\}$: 9.で提案した方法における係数のベクトル
 B : 杭の直径
 $\{C\}$: 9.で提案した方法における荷重項のベクトル
 C_s : 杭と地盤の相対変位と摩擦力との間の弾性関係を与える係数

$$c = \frac{C_s \rho_s}{f_m}$$
 c_u : 粘土の非排水せん断強度 (= $q_u/2$)
 : ベーン試験による非排水せん断強度 (4.)
 c_v : 圧密係数
 D : 杭の直径

$$d = \frac{A' k_s \rho_s}{\psi L f_m}$$

$$d' = \frac{A' q_d}{\psi L f_m}$$
 E : 杭材のヤング係数
 e_0 : 杭先端における e_z

$$e_z = \frac{A \sigma_z}{\psi L f_m}$$
 e_{z0} : 中立点 ($z = z_0$) における e_z
 e_{zml} : $z = z_{ml}$ における e_z
 e_{zmu} : $z = z_{mu}$ における e_z
 f : 杭の周面摩擦力
 f_m : 杭の周面摩擦力の最大値
 I : 杭の断面2次モーメント
 K : 土圧係数
 $K \tan \phi'_a$: Bjerrum の方法において鉛直有効応力と摩擦力を結びつける係数
 : Broms の β に相当
 k_h : 横方向の地盤反力係数
 k_s : 杭の貫入量と先端地盤の反力との間の弾性関係を与える係数
 L : 沈下地盤中の杭長
 m_v : 体積圧縮係数
 P : 杭の軸力
 p : 地盤反力
 q_d : 先端地盤反力の最大値
 q_u : 粘土の一軸圧縮強度
 R : 杭の先端抵抗

$$r = \frac{R}{\psi L f_m}$$
 S : 地盤の沈下量
 $\{S\}$: 9.で提案した方法における地盤の沈下量を表すベクトル

- S_0 : 圧密度 U の時の地表面沈下量
 S_∞ : 地表面の最終沈下量
 S_p : 杭の沈下量
 T_v : 圧密の時間係数
 U : 圧密度
 W : 杭頭荷重

$$w = \frac{W}{\psi L f_m}$$
 : 含水比
 $\{X\}$: 9.で提案した方法における変数のマトリックス
 x : 地表面からの深さ (第I部 ネガティブフリクション)
 : 杭先端を原点とし杭軸方向上向きにとった座標 (第II部 斜杭の曲げ)
 $\{Y\}$: 9.で提案した方法における杭のたわみを表すベクトル
 y : 杭のたわみ
 Z : 杭の断面係数
 $\{Z\}$: 9.で提案した方法における変数のマトリックス
 z : 杭先端を原点とし鉛直上向きにとった座標
 z_0 : 中立点の位置
 z_{ml} : 正の摩擦力の塑性領域の最上端の位置
 z_{mu} : 負の摩擦力の塑性領域の最下端の位置
 α : $f = \alpha c_u$ (Broms)
 α' : 荷重分布幅係数
 β : $f = \beta \sigma'_v$ (Broms)

$$\beta' = \sqrt{\frac{B k_h}{4 E I}}$$
 γ : 土の単位体積重量
 γ' : 土の有効単位体積重量

$$\zeta = \frac{z}{L}$$
 ζ_0 : 中立点 ($z = z_0$) における ζ
 ζ_{ml} : $z = z_{ml}$ における ζ
 ζ_{mu} : $z = z_{mu}$ における ζ
 θ : 斜杭の傾斜角
 ρ : 杭と地盤の相対変位量
 ρ_s : 杭先端の貫入量
 ρ_δ : 圧密沈下層の圧縮量, 普通は地表面沈下量
 σ_0 : 杭先端の軸応力
 σ'_h : 水平有効応力
 σ'_v : 鉛直有効応力
 σ_z : 杭の軸応力
 σ_{z0} : 中立点 ($z = z_0$) における杭の軸応力
 σ_{zml} : $z = z_{ml}$ における杭の軸応力
 σ_{zmu} : $z = z_{mu}$ における杭の軸応力
 ψ : 杭の周長

付録A アスファルトコーティングの設計

今回の実験に用いたアスファルトコーティングによるネガティブフリクションの低減工法は、オランダのシェル研究所で開発されたもので、ヨーロッパにおいては既にかなり多くの実績を持っており、日本においても近年使用されてきている。ネガティブフリクションが予想される地盤に杭を打設する際に、杭周面にアスファルトを塗布することにより、その粘弾性的な性質をうまく使ってネガティブフリクションを回避する工法で、アスファルトスリッレイヤー工法と呼ばれている。

アスファルトのスリッレイヤー（すべり層）を杭打設前にあらかじめ施工し、その後衝撃荷重により杭打設を行う場合、アスファルトには次に示す条件が主要なものとして要求される。

1. 被覆された杭を貯蔵する期間、スリッレイヤーが過度に流動してはならないこと。
2. 杭打設時の衝撃やせん断力により、アスファルトスリッレイヤーがひきはがされたり、ひび割れを起こしてはならないこと。
3. アスファルトスリッレイヤーを施工した杭は、使用中の地盤沈下が引き起こすネガティブフリクションの影響を、できる限り小さくする機能を持つこと。

アスファルトの粘弾性は温度と載荷時間によって大きく左右されるが、それらの条件に対して、適当な粘度のアスファルトを使用することによって、上記の3条件を満たすことが可能である。シェル研究所が示した解析法は、アスファルトの変形係数であるスチフネス係数（粘性係数と関係づけられる）によって統一的に取り扱うものであって、シェル研究所自身の手によって（Claessen and Horvat, 1974）報告され、日本においても日本鋼管㈱の実験報告（斎藤他, 1975）に一部紹介されている。

第1の条件は、時間が長期にわたるため、アスファルトの粘性的性質に関するもので、次式に支配される。

$$S = \frac{h^3}{\Delta h \cdot R}$$

ここで、 S = スチフネス係数 (tf/m^2)

h = スリッレイヤーの層厚 (m)

Δh = スリッレイヤーの層厚の減少量 (m)

R = 杭の半径 (外径, m)

この式によって、ある層厚のときに、ある期間における層厚の減少量を一定値以下に抑えたいというような、第1の条件に対するスチフネス係数を求めることができ

る。そしてスチフネス係数は、この式で求まる値よりも大きければよい。すなわち、アスファルトが硬い程よいということが第1の条件に対して言える。また第1の条件について、アスファルトは温度が高い程流れやすくなる。そこで、アスファルトの上を石粉の被膜でさらに覆うという方法が、直射日光を避けてアスファルトの温度を上げないために、アスファルトの品質そのものとは別にしばしば採用される。アスファルトの表面をさらにビニールで覆ったものも商品化されている。

第2の条件については、スリッレイヤー工法に用いるアスファルトでは低温（ -10°C 以上）の悪条件下での施工を除いて、一般に問題にならないとされている。一般的な温度の条件の下では、アスファルトの種類を選ぶことにより施工できる。特にせん断力によるひきはがれについては、ちょっと考えるとはがれてしまうように思えるが、杭打設が載荷時間の非常に短いダイナミックな力であることと、そのような短い載荷時間ではアスファルトがほとんど弾性体として挙動すること等を大きな理由として、はがれることなく打設される。ひび割れが生じないためにはアスファルトは軟いほどよく、ひきはがれを起こさないためには硬いほどよいという矛盾した条件となるが、この両者を満足する範囲のスチフネス係数を持つアスファルトを選ぶことができる。一般には、アスファルト塗布に先立って、プライマーという塗料を、杭体とアスファルトの付着をよくするために塗布する。そしてこのプライマー処理は、低温の悪条件下で第2の条件を満足するために特に重要な工程であって、この場合には、一般の場合よりもさらに特殊なプライマーが用意されている。

第3の条件が最も重要な点である。載荷時間が極めて長いから、アスファルトは粘性流体としての性質を示す。粘性流体では、粘度（ η ）とせん断力（ τ ）との間に次式の関係がある（図-A.1参照）。

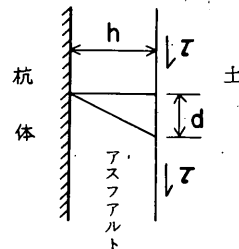


図-A.1 アスファルト層の働き

$$\eta = \tau \times \frac{h}{v} \quad d = v \cdot t$$

ここで、 η = 粘度 ($t \cdot s/m^2$)
 τ = せん断応力 (tf/m^2)
 v = スリップレイヤー表面における流動率
 (m/s)
 d = スリップレイヤー表面における流動量
 (m)
 t = 時間 (s)

これに、載荷時間が長い場合に成立する次式の関係

$$S = \frac{3 \eta}{t}$$

を使うと、

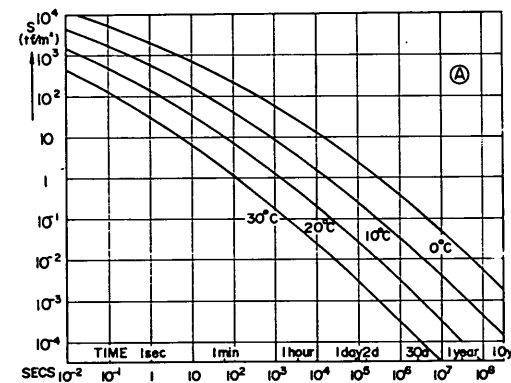
$$S = \frac{3 h \tau}{d}$$

という関係が得られる。この式を用いて、一定のスリップレイヤーの層厚、表面の流動量、設計せん断力に対し

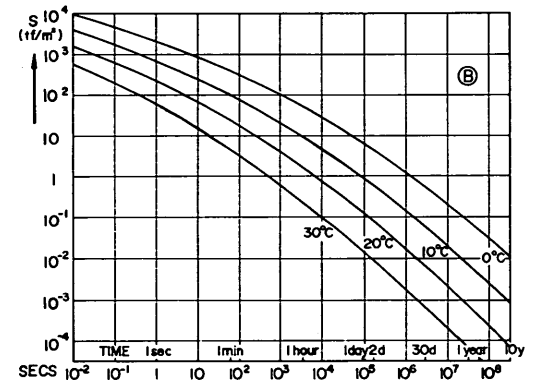
て、スチフネス係数の値が計算される。この条件に対しては、スチフネス係数は軟らかい程よいということになる。

上記三つの条件から決まるスチフネス係数の範囲の中に入るアスファルトを選んで用いれば、最初に書いた三つの困難をすべてクリアーすることができることとなる。なお上記の計算からは、塗布すべきアスファルトの層厚 (h) も決まってくるが、土中水の影響、アスファルトへの土の侵入等を考慮して、計算された設計厚さに対して、余裕厚さがさらに2 mm余計にとられる。

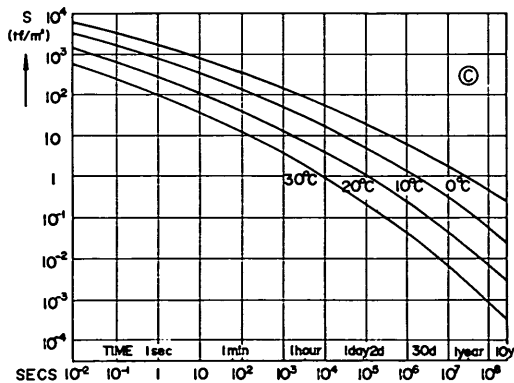
シェル石油㈱では、ヨーロッパにおいて4種類のグレードのアスファルトを製作しており、このうちから上記の条件を満足するものが選ばれている。これら4種類のアスファルトの温度、載荷時間に対するスチフネス係数のグラフを、図-A.2 (a)~(d)に示す。また、このうちの2種類を混合することにより、それらの中間的な性質を持ったものも得られる。



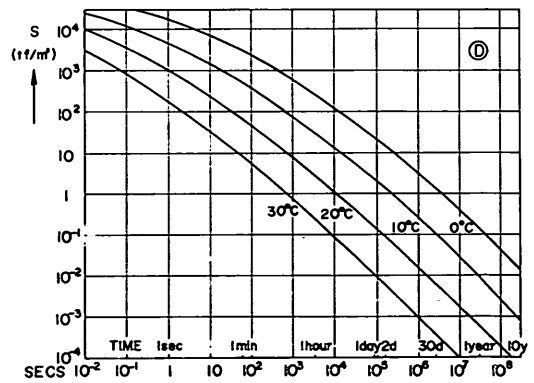
(a) Aグレード



(b) Bグレード



(c) Cグレード



(d) Dグレード

図-A.2 アスファルトのスチフネス-時間関係図 (シェル石油㈱資料より)

付録B 組杭の頭部変位量の計算

図-B.1に示される実線から破線のように杭が変位したときに、ヒンジ点につけられたダイヤルゲージB及びD、それよりも l (実際には20cm)だけ上につけられたダイヤルゲージA及びCによる測定値 b, d, a, c によって、杭頭の変位量を計算する式を導く。ここで杭頭の変位量とは、すべて組杭のヒンジの変位及び角変位を称するものとし、鉛直変位 X 、水平変位 Y 、夾角 2α 及び回転角 β をさす。

記号を図-B.2に従うとして、角度の関係は次のとおりである。

$$\begin{cases} \phi = \tan^{-1} \frac{a+b}{l} \\ \psi = \tan^{-1} \frac{c+d}{l} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha + \beta = \theta - \phi \\ \alpha - \beta = \theta - \psi \end{cases}$$

したがって、

$$\begin{cases} \alpha = \theta - \frac{1}{2}(\phi + \psi) \\ \beta = \frac{1}{2}(\psi - \phi) \end{cases}$$

次にヒンジ点の移動量 X, Y を求める。移動前のヒンジ点を原点とし、図の下向きに x 座標、左向きに y 座標をとると、移動後のL. Pile(左側の破線)及びR. Pile(右側の破線)を示す直線の式はそれぞれ下記のようなになる。

$$\begin{cases} y = \tan(\alpha + \beta) \cdot x + \overline{OA} \\ y = -\tan(\alpha - \beta) \cdot x - \overline{OB} \end{cases}$$

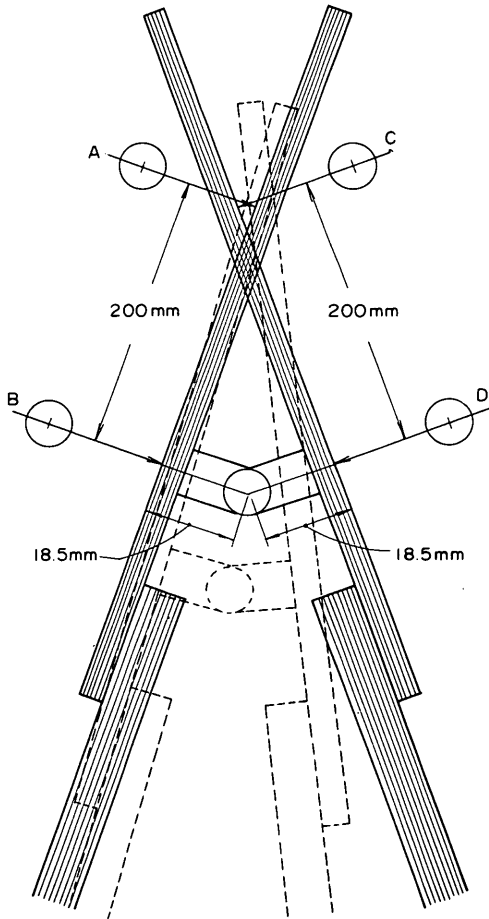


図-B.1 杭頭の変位

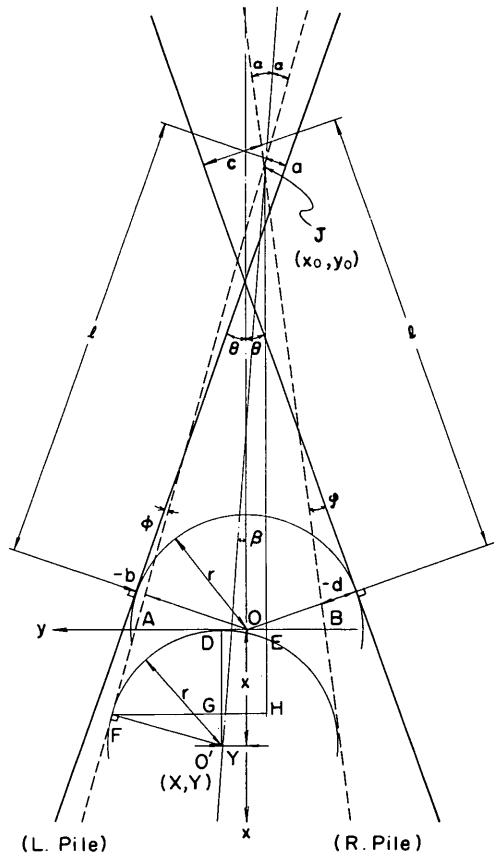


図-B.2 杭頭変位量の計算説明図

ただし,

$$\begin{cases} \overline{OA} = (r + b) \{ \cos \theta + \sin \theta \cdot \\ \quad \tan (a + \beta) \} \\ \overline{OB} = (r + d) \{ \cos \theta + \sin \theta \cdot \\ \quad \tan (a - \beta) \} \end{cases}$$

したがって, L. Pile と R. Pile の交点 J の座標 (x_0, y_0) は次のように求められる。

$$\begin{cases} x_0 = - \frac{\overline{OA} + \overline{OB}}{\tan (a + \beta) + \tan (a - \beta)} \\ y_0 = \tan (a + \beta) \cdot x_0 + \overline{OA} \end{cases}$$

以上の式を使って, 移動後のヒンジ点 $O' (X, Y)$ の座標が得られる。

$$\begin{aligned} X &= \overline{O'D} = \overline{O'G} + \overline{HJ} - \overline{EJ} \\ &= r \sin (a + \beta) \\ &\quad + \frac{r}{\tan a} \cos (a + \beta) + x_0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y &= \overline{OD} = \overline{FH} - \overline{FG} - \overline{OE} \\ &= \frac{r}{\tan a} \sin (a + \beta) \\ &\quad - r \cos (a + \beta) + y_0 \end{aligned}$$

以上の諸式において与えられている定数は,

$$\theta = 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$$

$$l = 20 \text{ cm}$$

$$r = 1.85 \text{ cm}$$

であり, これらと 4 個のダイヤルゲージ測定値 a, b, c, d により, 杭頭ヒンジ点における鉛直変位 X , 水平変位 Y , 角 $2a$, 回転角 β の諸量が求められる。

なお, 杭のヒンジ点より上部には力が加わらないのでその部分の直線性は満足されている。

港湾技研資料 No.533

1985・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 日青工業株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.