

軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の  
横抵抗特性に関する研究

菊池喜昭

# 概要

本論文は、軟弱地盤が厚く堆積した湾奥部の港湾建設にあたり、地盤改良の必要のない防波堤構造として検討されている軟弱地盤着底式構造物のうち、水平荷重に対する抵抗性を高めるために杭を併用した、軟弱地盤着底くし形構造物の水平荷重に対する抵抗性を検討したものである。

軟弱地盤着底式構造物の水平荷重に対する抵抗性の基本的な考え方は、重量の軽い堤体を軟弱地盤上に着底させ、底面と地盤(特に粘土地盤)の間の付着力によるものであり、基本的な構造形式は「ひら形」とよばれるタイプである。「ひら形」では不足する水平抵抗力を増加するために杭を取り付けた形式が「くし形」と呼ばれるものである。しかし、「くし形」構造物の抵抗特性は杭を用いたために「ひら形」とはまったく異なったものとなっている。

本論文では、まず、軸直角方向荷重を受ける杭の挙動を詳細に把握するために、測定された曲げひずみ分布から梁の理論を用いて地盤反力分布、たわみ分布を求める方法の改良について検討し、ついで繰返し軸直角方向力を受ける杭の挙動について砂地盤及び粘性土地盤中の杭模型で実験をし、繰返し荷重を受ける場合の杭の挙動を把握した。さらに、本研究の主題である、底版に剛結された2列の杭を持つ構造形式の水平荷重に対する挙動を検討した。さらに、室内において実物の1/24の大きさの軟弱地盤着底式くし形構造物を用いた粘性土地盤での水平力に対する抵抗性を検討した。最後に、原位置において、実物大の模型の水平載荷試験を実施した。この実験では、杭の根入れ長さの影響と繰返し水平力載荷による軟弱地盤着底式くし形構造物の抵抗特性の変化を主として検討した。

以上の検討の結果得られた結論は以下のとおりである。

まず、軸直角方向載荷試験時に杭に生じる曲げモーメント分布から地盤反力を求めるにあたり、スプライン関数を用いることを検討した。その結果、比較的精度良く曲げモーメント分布などを近似できるようになり、あわせて精度良く地盤反力を求めることができるようになった。

杭の軸直角方向抵抗特性のうち、繰返し荷重が作用する場合の特性を実験的に検討した結果、以下のことが明らかとなった。

- (i) 砂質土地盤でも粘性土地盤でも、繰返し載荷によって杭のたわみは増加する。繰返し回数に対する変位の伸びは粘性土地盤の方が砂地盤より大きくなる傾向にある。また、粘性土

## 概要

地盤での繰返し載荷では、曲げモーメントの最大値が増加することが特徴である。

- (ii) 砂質土地盤の場合の繰返し載荷による杭のたわみの増加は杭背面側からの砂の供給が主たるものであると考えられる。粘性土地盤では、繰返し載荷による浅い部分の地盤反力係数が低下がたわみの増加の主たる要因であると考えられる。
- (iii) 繰返し載荷の荷重レベルを徐々にあげた実験結果からすると、低い荷重レベルでの繰返し載荷は高い荷重レベルでの繰返し載荷時の挙動にほとんど影響を及ぼさない。

室内で作成した粘性土地盤において行われたくし形構造物の水平荷重に対する抵抗性に関する実験からは以下のことが明らかになった。

- (i) 杭頭を版により剛結された杭構造物の水平抵抗力は杭の間隔によって異なり、杭間隔が広いほど水平抵抗力が大きくなる。版で固定された杭構造物の杭間隔が狭い場合には、杭頭が回転しやすくなることと杭間の地盤の横抵抗性能が低下することが、水平抵抗性能を低下させる理由である。また、杭頭部が完全に剛結されている場合の杭頭固定度  $R_{fix}$  は、杭の引抜き押込み抵抗と杭間隔の影響によって決定される。
- (ii) 杭頭の固定度の違いによる杭頭曲げモーメントと杭頭せん断力、杭頭曲げモーメントと曲げモーメント分布の関係について明らかにした。杭頭の初期の固定度の違いは杭と底版の間の荷重分担率の関係に大きな影響がある。また、堤体が水平方向に変位するほど杭の荷重分担率が大きくなる。

さらに、着底式くし形構造物の水平力に対する抵抗メカニズムについて現地実証実験の結果を基に検討した。本検討により得られた結論は以下のとおりである。

- (i) 杭の根入れ長さが短くなると構造物の水平抵抗特性が低下する。この主たる要因は、杭の根入れ長が短くなることによる引抜き抵抗の低下と底版に対する地盤の支持力の不足である。杭の必要根入れ長は、引抜き抵抗と杭の横抵抗の両面から決定すべきである。長すぎる杭を用いても深い部分の杭は有効に機能しないので不経済となる。
- (ii) 正規圧密粘性土地盤での杭の軸直角方向の抵抗特性を考えるための地盤のばねモデルとして港研方式の S 型モデル (地盤反力  $p = k_s \cdot x \cdot y^{0.5}$  と表せられるとするモデル；ただし、 $k_s$ ：地盤反力係数、 $x$ ：深度、 $y$ ：たわみ) を採用することで現象をうまく表せる。この際、地盤反力係数の低下は考える必要はない。また、この実験の範囲では、前杭と後杭の相互干渉はないと判断できた。

- (iii) 繰返し载荷によって堤体の水平変位は増加する。この原因は、底面の摩擦の減少と比較的浅い部分の地盤の水平抵抗の減少によるものである。また、底版の水平抵抗は、繰返し回数の増加に伴い減少する。
- (iv) 繰返し载荷による地盤反力係数の低下は、荷重レベル、繰返し回数、深度によって異なる。繰返し载荷による地盤反力係数の低下をあらわす地盤反力係数比  $R_k (= k_s/k_{s0}$ ；ただし、 $k_{s0}$ ：初期地盤反力係数) は次式のように示すことができる。

$$R_k = 1 - \alpha \cdot \beta \cdot \gamma$$

ただし、 $\alpha$  は繰返し荷重に対する補正項、 $\beta$  は繰返し回数に対する補正項、 $\gamma$  は深度に対する補正項である。 $\alpha$ 、 $\gamma$  は荷重レベルが高くなるにつれて大きくなる。 $\beta$  は荷重レベルの影響を受けない。

- (v) 段階载荷を実施した範囲では、地盤のせん断強さの低下は見られなかった。しかし、繰返し载荷後には比較的浅い部分で地盤のせん断強さがかなり低下した。ただし、ほぼ2ヵ月後にはもとの強さに回復していた。これらのことから、繰返し载荷を考慮する場合には、地盤のせん断強さの低下を考慮する必要がある。

最後に、これまでの実験結果をもとに軟弱地盤着底式くし形構造物の設計手法についての提案をまとめた。この構造物の設計では、1 回限りの大荷重に対する検討と繰返し作用する小さい荷重に対する検討が必要である。



# 目次

概要	iii
第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	2
第2章 軟弱地盤着底式くし形構造物の横抵抗メカニズム	7
2.1 はじめに	7
2.2 軟弱地盤着底式構造物の水平抵抗特性	9
2.3 底板の影響	11
2.4 繰返し载荷の影響	13
2.5 本章のまとめと本研究の目的	16
第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法	19
3.1 はじめに	19
3.2 多項式近似による方法	22
3.3 スプライン関数を用いる方法	22
3.4 多項式近似とスプライン近似の比較	24
3.5 粘性土地盤の場合の問題点	33
3.6 まとめ	34
第4章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)	37
4.1 はじめに	37
4.2 実験の概要	38
4.3 繰返しによる変位の伸び	43
4.4 杭の挙動	46
4.5 最大荷重時の地盤反力係数の変化	56
4.6 まとめ	78

目次

第5章	粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題	81
5.1	はじめに	81
5.2	模型地盤作成方法と模型杭	83
5.3	地盤物性のばらつき	86
5.4	粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性	87
5.4.1	港研方式の適用限界	87
5.4.2	載荷速度が荷重変位関係に及ぼす影響	92
5.4.3	繰返し載荷時の杭の挙動 (粘土地盤)	95
5.5	付着強度	119
5.6	まとめ	121
第6章	頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響	125
6.1	はじめに	125
6.2	縦間隔の影響に関する既往の研究	125
6.3	模型載荷実験	129
6.3.1	実験装置及び試料	129
6.3.2	実験方法	135
6.3.3	解析手法	136
6.4	実験結果	139
6.4.1	模型地盤	139
6.4.2	全体挙動	143
6.4.3	前杭と後ろ杭の挙動の違い	143
6.5	考察	151
6.5.1	実験条件の正規化	151
6.5.2	構造物の力学特性	152
6.5.3	杭間隔の違いによる地盤反力係数の低下	157
6.5.4	載荷側杭と前面側杭の相対変位と杭軸方向力の関係	164
6.5.5	実験結果の再現計算	168
6.6	まとめ	171
第7章	軟弱地盤着底式くし形構造物の室内模型実験	175
7.1	はじめに	175
7.2	実験装置および試料	175
7.3	実験方法	180

7.4	実験結果	182
7.4.1	模型地盤の特性	187
7.4.2	境界条件の影響	190
7.4.3	堤体の挙動特性	190
7.4.4	杭の剛性の影響	195
7.4.5	地盤強度の影響	199
7.4.6	模型重量の影響	202
7.4.7	ひら形の変位特性	204
7.4.8	12本杭のシリーズと2本杭のシリーズの比較	205
7.5	考察	211
7.5.1	地盤のせん断強さと地盤反力係数の関係	211
7.5.2	杭の抵抗特性	211
7.5.3	杭頭部の固定度	217
7.5.4	杭の水平抵抗分担率	220
7.5.5	ばねモデルによる堤体の変位挙動の予測	224
7.6	結論	234
<b>第8章</b>	<b>軟弱地盤着底式くし形構造物の現地模型実験</b>	<b>237</b>
8.1	はじめに	237
8.2	実験の目的と方法	243
8.3	単杭の載荷実験	248
8.3.1	実験結果	248
8.4	軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験	255
8.4.1	実験結果	255
8.4.2	実験結果の評価	278
8.5	軟弱地盤着底式くし形構造物の繰返し実験	289
8.5.1	実験結果	289
8.5.2	考察	297
8.6	結論	320
<b>第9章</b>	<b>軟弱地盤着底式くし形構造物の杭の設計法</b>	<b>325</b>
9.1	既に提案されている設計法	325
9.2	新たに提案する設計法	329
9.2.1	1回の大荷重に対する設計の考え方	331

目次

9.2.2 繰返し荷重に対する設計の考え方 . . . . .

333

9.3 新設計法の効果 . . . . .

335

9.4 まとめ . . . . .

336

第 10 章 結論

339

付 録 A 杭の軸直角方向抵抗に関する一般的事項

347

A.1 杭の軸直角方向抵抗に関する記号 . . . . .

347

A.2 地盤反力のモデル化 . . . . .

350

A.3 根入れ比と有効長 . . . . .

352

謝辞

355

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景と目的

わが国の港湾は、東京湾、大阪湾、伊勢湾などに代表される三大湾に多く立地している。このような湾内、特に港湾が立地しやすい湾奥部には厚い軟弱粘性土層が堆積していることが多い。軟弱層の層厚が厚い地盤上に重力式防波堤を建設する場合、地盤改良によって基礎の安定を図るには多大な費用を要することになる。一般的に、港湾施設の建設費用の中で地盤改良にかけている費用は全工費の30%～60%に及ぶ(土田, 1990)。特に、湾奥部の比較的波浪が小さくしかも軟弱な地盤上に防波堤を建設する際には、地盤改良に費やす費用の比率が極めて高くなる。そこで、地盤改良を必要としない、経済的な新しいタイプの防波堤構造が望まれており、軟弱地盤着底式構造物が防波堤の構造形式として考案された。

軟弱地盤着底式構造物は、重量の軽い堤体を軟弱地盤上に着底させ、底面と地盤(特に粘性土地盤)の間の付着力や杭の横抵抗力によって水平力に抵抗しようとするものである。構造上、水平力に抵抗する能力は比較的小さいが、軟弱層厚が厚い場合でも地盤改良の必要がないため、波浪が比較的小さい海域で有利となるような構造である。

軟弱地盤着底式構造物は、底面と粘土の付着力のみによって水平力に抵抗する「ひら形」とよばれるタイプと、「ひら形」に杭を取り付けた「くし形」と呼ばれるタイプの2種類が考案されている。

軟弱地盤着底式構造物は熊本港の建設に伴って考案された構造物であり、昭和58年ころからこれらの二つのタイプの構造形式の設計法を確立するために、水理特性の検討、建設地点の土質性状の検討、堤体の安定性の検討、地盤の長期的な安定性の検討、洗掘埋没の検討が進められた。

このうち、昭和58年度から堤体の安定性を検討するために室内において模型実験が開始された。室内実験では、ひら形の遠心載荷模型実験(北詰ほか, 1988)、くし形の重力場での模型水平載荷実験(菊池ほか, 1990)、粘性土地盤の繰返し載荷に対する特性を把握するための振動三軸試験(大根田ほか, 1984; 山崎ほか, 1991)などが実施された。この成果の一部を受けて昭和59年度と昭和60年度には現地の軟弱地盤上に実物規模の模型を設置し、水平載荷試験、鉛直載荷試験、放置試験を実施した(口田ほか, 1986; 木原ほか, 1987)。

以上の検討で、ひら形の設計の考え方、剛性の高い短い杭を用いた場合のくし形の設計の考

# 第1章 序論

え方は概ね固められ、平成3年に軟弱地盤着底式防波堤設計指針(案)(運輸省港湾局, 1991)として取りまとめられた(門司ほか, 1989).

波力を受ける「ひら形」の場合の破壊機構は、水平力が卓越した偏心傾斜荷重に対する地盤の支持力として検討できると考えられる. 一方、「くし形」は杭をどのように用いるべきか、そのバリエーションが多く、底版と地盤との間の付着力による抵抗と、杭の横抵抗力の複合的な抵抗メカニズムを持つことになるため、その挙動は複雑で、検討を要する事項が多々ある. このようなことから、杭の剛性が低い比較的長い杭を用いた場合に対する検討と繰返し載荷に対する検討を追加するために、平成2年度に現地において杭の根入れ長を変えた実物大模型の単調載荷試験とくし形模型に対する繰返し載荷試験が実施された(Ozasa et al., 1991). しかし、残念なことに平成2年に実施された現地の載荷試験(小笹ほか, 1992)の成果は上記指針(案)には十分に反映されていない. また、この指針(案)は暫定的なものであり、軟弱地盤着底式くし形構造物の設計法としては不完全な点が多く見受けられた. 熊本港の防波堤建設はその後も着々と進み、近年になって現行の設計法の限界が強く認識されるようになり、軟弱地盤着底くし形防波堤の設計法の見直しの機運が高まってきた.

このような背景のもと、本論文は、軟弱地盤着底式くし形構造物のより汎用的な活用を目的として構造物の水平荷重に対する抵抗特性を把握するとともに設計法の見直しを図ろうとするものである.

軟弱地盤着底式くし形構造物の特長は以下の点にある. この構造物の場合には、杭の横抵抗を期待した構造物となるが、杭が横抵抗を発揮するためには、ある程度の地盤の変形が必要である. すなわち、この構造物の場合には、その設計の思想として、構造物が変位することを積極的に許容しようとするものである. これまでの構造物では、変位を積極的に受け入れるという設計をしたものはほとんど無かった. 一般的に見ても陸上の多くの構造物や岸壁などでは、構造物の変位量は基本的に小さいことが前提であると考えられるが、防波堤の場合には、その機能は壁で波のエネルギーを押さえることにあり、そのような観点から、構造物の許容変位量は比較的大きなものである. このように、くし形構造物が成立する背景としては許容変位量が大きくなことが重要なポイントである. また、主たる外力は波力となるが、このような繰返し作用する外力に対しての挙動の把握が重要である.

## 1.2 本論文の構成

本論文は、軟弱地盤着底式くし形構造物の水平荷重に対する抵抗性を検討したものである. 本研究の全体構成を図-1.1に示した.

第2章では、まったく新しい防波堤形式として提案された軟弱地盤着底式くし形構造物の波

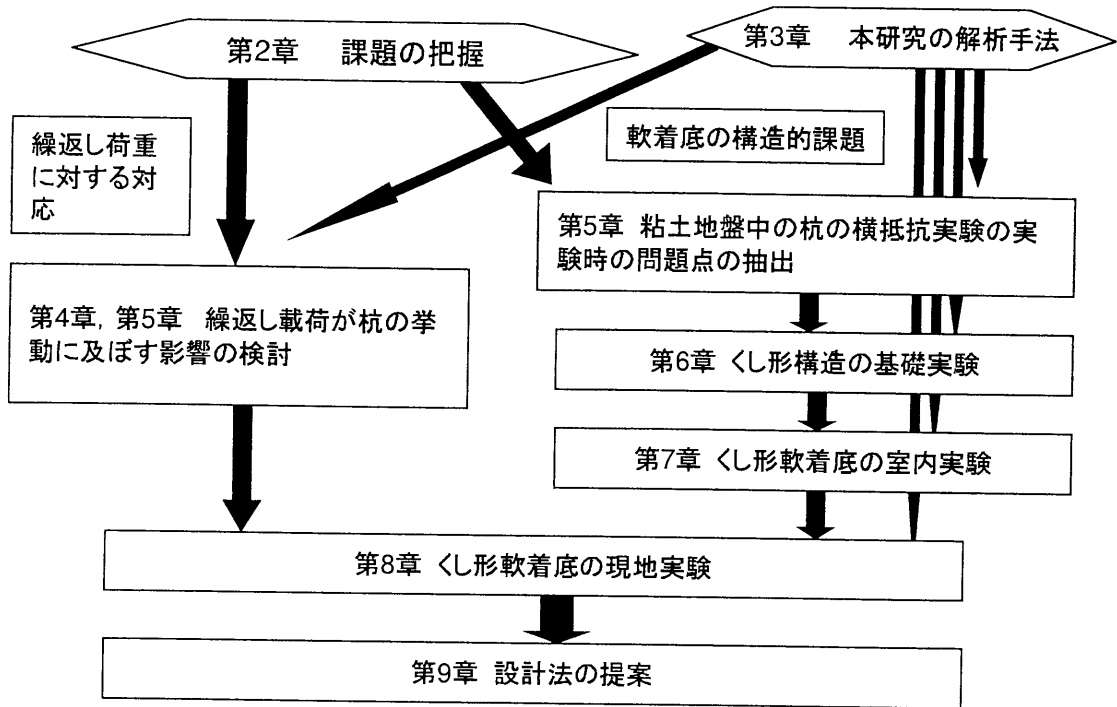


図-1.1: 本研究の全体構成

力に対する抵抗メカニズムについて検討した。「ひら形」の場合には、その抵抗特性は比較的簡単であると考えられるが、「くし形」の場合には、複合的な抵抗特性を示すため、種々の検討を必要としている。この章では、ひら形との比較からくし形構造物の水平抵抗メカニズムについて議論している。この構造物では、杭の水平抵抗、杭の存在による底版の抵抗特性の変化、繰返し载荷時の挙動が本研究における重要課題であることを示した。

第3章では、杭の軸直角方向の抵抗特性を考える上で必要となる地盤の水平抵抗を推定する手法について検討している。軸直角方向荷重に対する杭の挙動を測定する場合には、杭体にひずみゲージを貼付し曲げモーメントを求めることが多く行われてきている。曲げモーメント分布を二階微分すれば地盤反力分布が推定でき、二階積分すればたわみの分布が求められる。これらの関係から地盤反力係数などが求められるわけである。しかし、曲げモーメントを適切な関数で近似し二階微分することにはかなりの問題が生じ、これまでには十分精度のよいデータは得られていないのが実状である。

そこで、曲げモーメント分布から地盤反力を求めるにあたり、スプライン関数を用いることを提案した。その結果、比較的精度良く曲げモーメント分布などを近似できるようになり、あわせて精度良く地盤反力を求めることができるようになった。ここで紹介したスプライン関数を用いた解析によって、続く各章での杭の挙動に関する詳細な議論ができるようになった。

## 第1章 序論

繰返し軸直角方向荷重を受ける杭の挙動については第4章と第5章で議論をしている。第4章では、砂地盤中の杭について検討している。第5章では、粘性土地盤中の杭の挙動について検討している。これらの章では、軸直角方向の単調載荷と繰返し載荷が杭の挙動に対してどのように異なるかを明らかにし、また、砂地盤と粘性土地盤とで杭の繰返し軸直角方向荷重を受ける場合の杭の挙動の類似点と相違点を明らかにした。

第5章では、さらに、粘性土地盤中の杭の軸直角方向載荷試験を実施する上で確認しておくことが必要となるいくつかの点について検討するための実験を実施した。ここで検討した点は具体的には、地盤反力係数の推定方法、載荷速度の影響、繰返し載荷時の杭の挙動特性、杭の付着力特性である。

第6章では、頭部を剛結された前後2本杭による構造物の水平荷重に対する抵抗性が杭間隔の違いによってどのように変化するかについて室内で作成した粘性土地盤での実験によって検討した。ここで考えている構造物は軟弱地盤着底式くし形構造物の底版が空中に浮いている状態の構造物を想定しており、くし形に比べて外力的な条件が簡略化されたものである。

第7章では、着底式くし形構造物の水平力に対する抵抗メカニズムについて室内模型実験によって検討した。この実験では、熊本港で用いられる実構造物の1/24の模型を用いた。また、このときの模型では、初期に熊本港で用いられた杭と地盤の条件を考慮し、比較的剛性が高く、単杭として挙動するような杭を用いて実験を行っている。

第8章では、着底式くし形構造物の水平力に対する抵抗メカニズムについて現地実証実験の結果を基に検討した。原位置においては数次にわたる載荷試験を実施してきているが、本論文で中心的に取り上げるのは、軟弱地盤着底式くし形構造物の挙動特性に及ぼす杭の根入れ長さの影響と繰返し水平力載荷による軟弱地盤着底式くし形構造物の抵抗特性の変化に関する検討を行ったものである。この実験では、堤体の長さこそ実物の6分の1となつてはいるものの実大規模の実験である。この実験では、杭の根入れ長さを変えた段階載荷実験と比較的長い根入れ長さの杭を用いた場合の繰返し載荷が行われた。

第9章では、これまでの実験結果をもとに軟弱地盤着底式くし形構造物の設計手法についての提案をまとめた。この構造物の設計では、基本的に1回限りの大荷重で設計してよいが、繰返し作用する小さい荷重の影響を考慮するため、繰返し載荷による堤体挙動についても検討することが必要であることを示している。最後に、今回提案する設計法の効果について言及した。

第10章は、本論文の各章の要約をするとともに、検討を通じて明らかになった結論を示した。

付録では、杭の軸直角方向抵抗に関する一般的事項として、よく用いられる記号の説明をするとともに、一般的に杭の軸直角方向の抵抗特性を検討する際に弾性床上の梁とモデル化する場合の、地盤ばねのモデル化についての紹介をしている。



## 参考文献

- Ozasa, H., S. Matsumoto, I. Motono, S. Ose: Moundless breakwater with Wide Footing on Soft Ground –Bending Type Pile –, Proc. of Int. Conf. on Geotechnical Engineering for Coastal Development –Theory and Practice on Soft Ground–, pp.725–730.
- 運輸省港湾局 (1991) : 内部資料
- 大根田秀明・梅原靖文・樋口嘉章・入澤一明 (1984) : 波の繰り返し载荷を受ける粘性土地盤の安定性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告第 23 巻第 3 号, pp.127–151.
- 小笹博昭・松本清次・元野一生・岸弘之 (1992) : 軟弱地盤に適した新型防波堤の現地载荷試験, 土と基礎第 40 巻第 12 号, pp.5–10.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・中村竜一 (1990) : 着底式くし形構造物模型の静的载荷実験, 港湾技研資料 No.679, p.26.
- 北詰昌樹・遠藤敏夫・寺師昌明 (1988) : 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告第 27 巻第 3 号, pp.185–203.
- 木原力・中井修・成瀬進・吉本靖俊・池田薫 (1987) : 軟弱地盤着底式防波堤の現地実証実験について, 海洋開発論文集 Vol.3, pp.125–130.
- 口田登・小蔵紘一郎・細川泰廣・中野俊彦 (1986) : 軟弱地盤着底式防波堤の開発に関する現地実験 (水平载荷試験及び考察), 土木学会第 41 回年次学術講演会概要集第 3 部, pp.137–138.
- 土田孝 (1990) : 三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 港湾技研資料 No.688, p.13.
- 門司剛至・村山伊知郎・元野一生・高田直和 (1989) : 軟弱地盤着底式防波堤の開発, 土と基礎第 37 巻第 11 号, pp.25–30.
- 山崎弘之・善功企・加賀屋宏基・舘下徹 (1991) : 繰り返し载荷を受ける粘土の強度・変形特性, 港湾技術研究所報告第 30 巻第 4 号, pp.65–83.

## 第2章 軟弱地盤着底式くし形構造物の横抵抗メカニズム

### 2.1 はじめに

軟弱層の厚い地盤上に重力式防波堤を建設する場合、地盤改良によって基礎の安定を図るには多大な費用を要することになる。一般的に見て、港湾施設の建設費用の中で地盤改良にかけている費用は全工費の30%～60%に及ぶ(土田, 1990)。特に、湾奥部の比較的波浪が小さくしかも軟弱な地盤上に防波堤を建設する際には、地盤改良に費やす費用の比率が極めて高くなる。そこで、地盤改良を必要としない、経済的な新しいタイプの防波堤構造が望まれており、図-2.1に示すような軟弱地盤着底式防波堤が考案された。

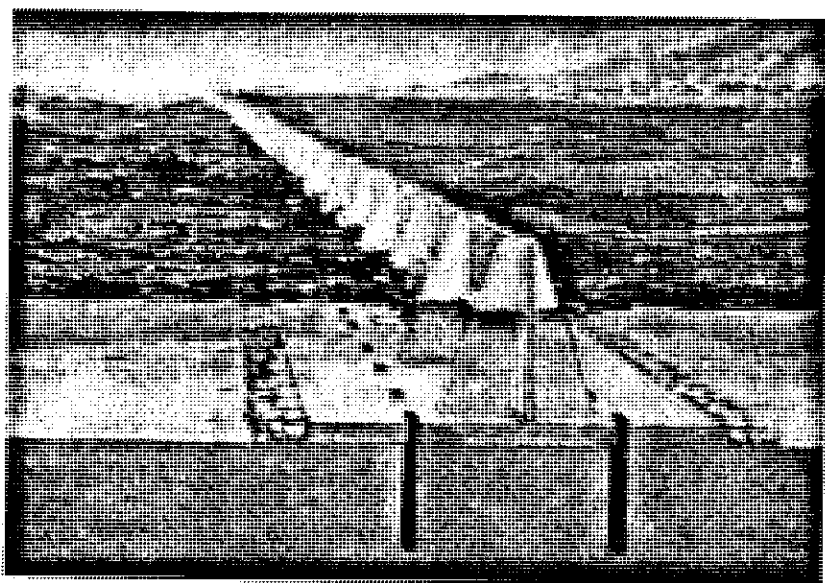


図-2.1: 軟弱地盤着底式防波堤

この構造物は、重量の軽い堤体を軟弱地盤上に着底させ、底面と地盤(特に粘性土地盤)の間の付着力や杭の横抵抗によって水平力に抵抗しようとするものである。構造上、水平力に抵抗する能力は比較的小さいが、軟弱層厚が厚い場合でも地盤改良の必要がないため、波浪が比較的小さい海域で有利となるような構造である。

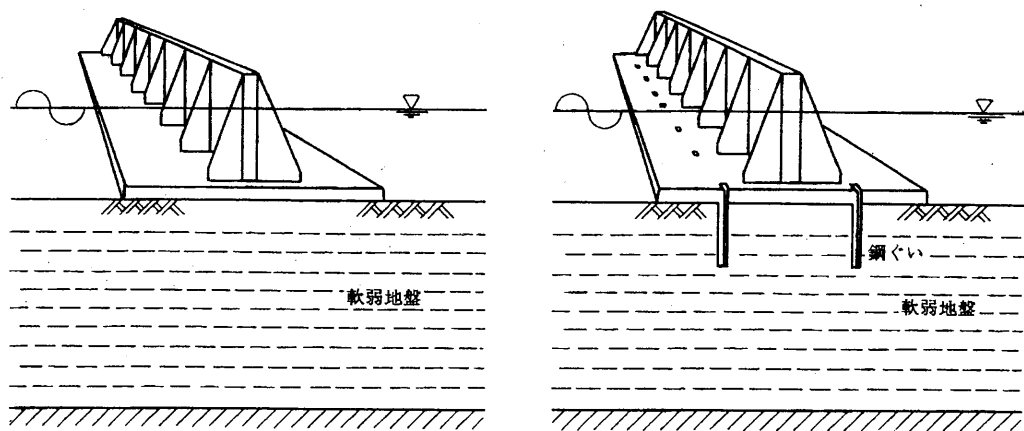


図-2.2: ひら形とくし形

軟弱地盤着底式構造物は、底面と粘土の付着力のみによって水平力に抵抗する「ひら形」とよばれるタイプと、「ひら形」に杭を取り付けた「くし形」と呼ばれるタイプの2種類が考案されている(図-2.2)。

「ひら形」の場合の破壊機構は、水平力が卓越した偏心傾斜荷重に対する地盤の支持力として検討できると考えられる。一方、「くし形」は付着力による抵抗と、杭の横抵抗力の複合的な抵抗メカニズムであり、その挙動は複雑である。「くし形」の場合には、杭の横抵抗を期待した構造物となるが、杭が横抵抗を発揮するためには、ある程度の地盤の変形が必要である。すなわち、「くし形」構造物の場合には、その設計の思想として、構造物が変位することを積極的に許容しようとするものである。これまでの構造物では、変位を積極的に受け入れるという設計をしたものはほとんど無かった。一般的に見ても陸上の多くの構造物や岸壁などでは、構造物の変位量は基本的に小さいことが前提であると考えられるが、防波堤の場合には、その機能は壁で波のエネルギーを押さえることにあり、そのような観点から、構造物の許容変位量は比較的大きなものである。このように、「くし形」構造物が成立する背景としては許容変位量が大きくなことが重要なポイントである。

ここでは、これらの二つの構造の特徴を概観し、「くし形」軟弱地盤着底式構造物の技術的課題を明らかにする。

## 2.2 軟弱地盤着底式構造物の水平抵抗特性

いま、軟弱地盤着底式構造物を粘性土地盤上に建設する場合を考える。この構造物を防波構造物として考えた場合に、この構造物に作用する外力は、静水時の浮力と波力と揚圧力である。ここに、揚圧力とは、波力による構造物に作用する水圧の増分のうち、構造物に対して上向きに作用する力のことである。ただし、この構造物の底板が完全に粘性土地盤に密着している場合には、揚圧力は考慮する必要がない。このような外力に対し、ひら形の場合には底面の摩擦力で抵抗し、くし形の場合には底面摩擦のほかに杭の横抵抗で抵抗しようというのが基本的な考え方である。

図-2.3 にひら形の場合の外力と抵抗力の関係を示す。この図では、外力を白抜き矢印、抵抗力を黒い矢印で表している。外力は、波力による水平力  $H_1$ 、揚圧力  $V_3$ 、自重  $V_2$  がある。なお、ここでは、自重として静水時の浮力を差し引いた重量を考えている。一方、抵抗力は、底面の摩擦抵抗力  $H_2$ 、地盤反力  $V_1$  となる。ここで、力の釣り合いと後しまわりのモーメントの釣り合いを考えると以下ようになる。

$$\begin{aligned} H_1 - H_2 &= 0 \\ V_2 - V_3 - V_1 &= 0 \\ h_1 H_1 + c V_3 - a V_2 + b V_1 &= 0 \end{aligned} \quad (2.1)$$

堤体の形状と外力条件が明らかとなっていれば、未知のものは、 $H_2$ 、 $V_1$ 、 $b$  の3つであり、安定条件は、

$$\begin{aligned} H_2 &< H_{2ult} \\ V_1 &< V_{1ult} \\ b &> 0 \end{aligned} \quad (2.2)$$

となる。ここで、 $H_{2ult}$  と  $V_{1ult}$  はそれぞれの極限值であり、荷重条件によって異なってくるものである。すなわち、外力は偏心傾斜荷重であり、偏心荷重が作用すると、構造物は回転挙動をおこそうとするため、底面の有効面積は全面積ではなく、偏心量に応じて減少させた面積を考える必要がある。

図-2.4 にくし形の場合の外力と抵抗力の関係を示す。この図においても、外力は白抜き矢印で、抵抗力は黒い矢印で示している。「くし型」の抵抗力は、杭の存在により、杭の水平抵抗成分と杭軸方向の抵抗力が生じることとなる。このときの力の釣り合いと底版上の後しから  $x$  だけ離れた点まわりのモーメントのつりあいは、以下ようになる。

$$H_1 - H_2 - H_3 - H_4 = 0$$

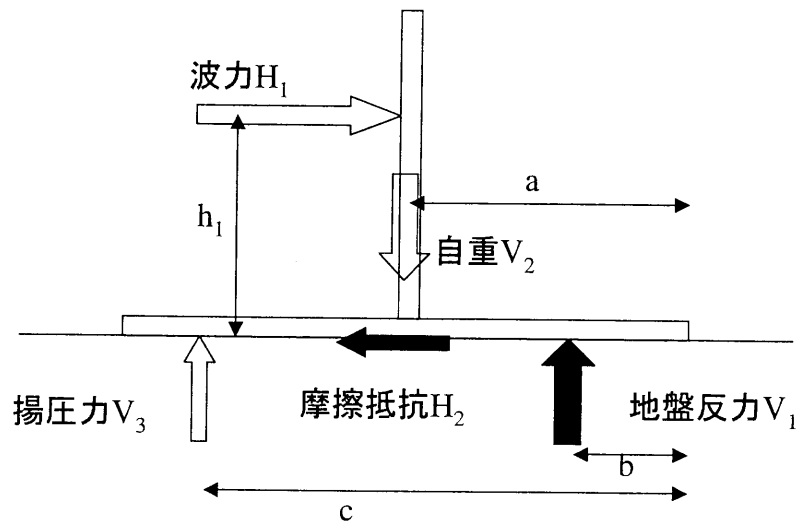


図-2.3: ひら形の場合の外力と抵抗力の関係

$$V_2 - V_3 - V_1 - V_4 + V_5 - V_6 = 0 \tag{2.3}$$

$$h_1 H_1 + (c - x) V_3 + h_2 H_3 + h_3 H_4 = (a - x) V_2 + (x - b) V_1 + (x - d) V_4 + (e + d - x) V_5 + (x - d) V_6$$

ここで簡略のため、杭の水平抵抗については前後の杭でほぼ同じ挙動をするとすれば、 $H_3 = H_4$ 、 $h_2 = h_3$  とすることができる。このような条件は、杭の間隔が十分に広い時には満足している。また、非常に軟弱な地盤に簡単な杭を設置した場合には、堤体の回転に伴い、押込み側の杭と引抜き側の杭の杭周面摩擦抵抗としてそれぞれ逆向きで同じ大きさの力が作用すると仮定できる。すなわち、 $V_4 = V_5$  と仮定できる。上記の仮定を受け入れると上式は以下のようになり、多少見通しが良くなる。

$$H_1 - H_2 - 2H_3 = 0$$
$$V_2 - V_3 - V_1 - V_6 = 0 \tag{2.4}$$

$$h_1 H_1 + (c - x) V_3 + 2h_2 H_3 = (a - x) V_2 + (x - b) V_1 + e V_4 + (x - d) V_6$$

杭の存在によって底面の摩擦抵抗成分や底版の地盤反力部分は楽になる。また、杭の存在によって、杭の水平抵抗に起因する図-2.4 中の時計回りのモーメントの増大と杭軸方向の抵抗による半時計回りのモーメントが生じる。このため、杭の剛性、地盤条件、杭の配置の違いなどの条件によって堤体の回転のしやすさが変化するようになる。

このようなことから、「くし形」の場合には、杭の曲げ剛性や杭の配置が構造物の抵抗特性に大きな影響を与えることが予想される。特に、杭の曲げ剛性が高く、根入れ長が短い場合、杭

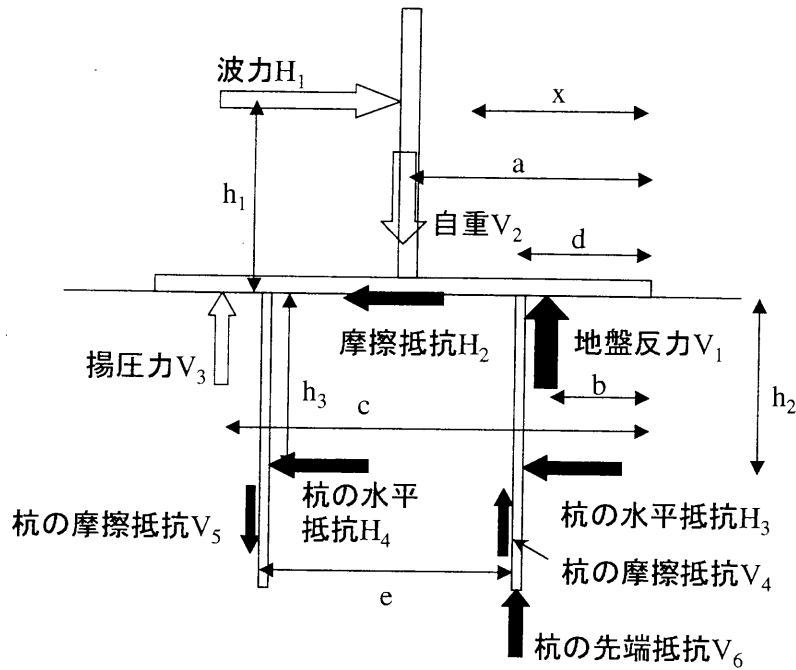


図-2.4: くし形の場合の外力と抵抗力の関係

間隔  $e$  が狭い場合などのときには、構造物はきわめて回転しやすいという傾向を示すようになることが考えられる。

また、「くし形」の場合には、杭の横抵抗を期待することになり、杭の断面を変更することにより、より大きな水平力に抵抗することが可能となる。ただし、先にも述べたように、杭の横抵抗は杭が変形することによって発揮されるものであるため、条件によっては構造物が比較的大きな変位を起こす可能性があるのが特徴である。

## 2.3 底板の影響

「ひら形」と「くし形」では水平力に対する底板の抵抗特性に違いがあるが、ここでは比較的取り扱いの簡単なひら形について底板の抵抗特性が検討された結果を示す。軟弱地盤着底式構造物の場合には、改良していない地盤上に軽い構造物を建設しようとするものであり、ここでは、きわめて構造物の重量が軽く、接地圧が低い場合の底板と地盤の間の摩擦抵抗特性を考える必要がある。

北詰ら (1988) は遠心力載荷装置を用いて、「ひら形」を想定して偏心量  $e$  と鉛直荷重強度  $V^*$  を変化させた水平載荷実験を行い、鉛直荷重成分  $V^*/s_{u0}$  と水平荷重成分  $H^*/s_{u0}$ 、偏心量  $e/B$  からなる三次元空間での破壊包絡面を図-2.5 に示すように求めた。ただし、ここで、 $V^*$ 、 $H^*$  はそ

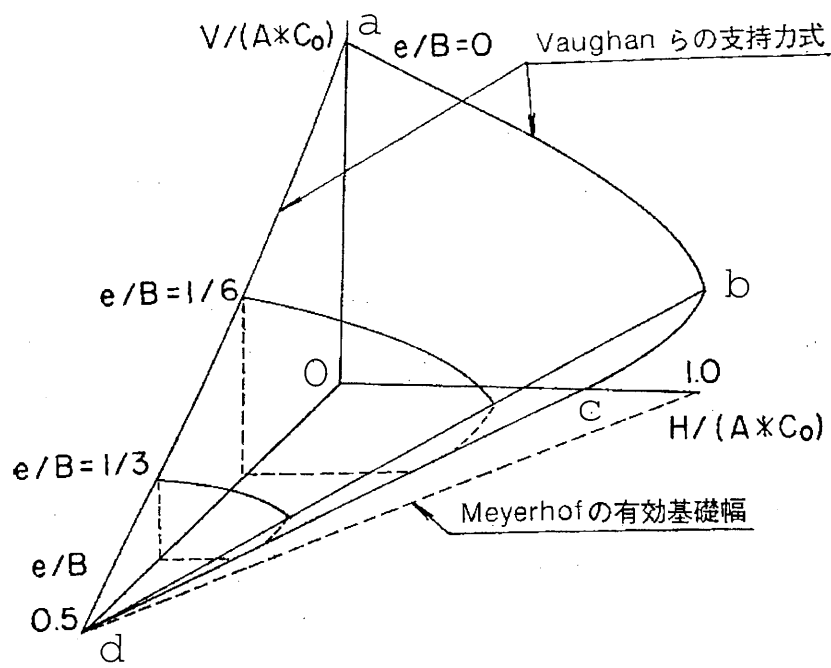


図-2.5: 三次元荷重空間での破壊包絡面 (ひら形)(北詰ら, 1988)

れぞれ鉛直荷重と水平荷重を基礎の全面積で除したものである。また、底版の幅を  $B$ 、地表面での土のせん断強度を  $s_{u0}$  としている。ここで、図-2.5 中の  $abd$  面は地盤の支持力破壊が生じる面であり、Vaughan 他 (1976) の提案した式に従うものである。鉛直荷重強度が小さくなってくると、鉛直荷重強度の低下、偏心量の増加によって破壊時の水平荷重強度が低下する様子が見られた。北詰らはこの結果を図-2.6 のようにして示している。ここで、横軸は、鉛直荷重強度  $\sigma_v$  を Meyerhof の有効基礎幅の考えを元にした鉛直支持力  $q_e$  で除したものの  $\sigma_v/q_e$  を取っている。ここで、 $q_e = N_c \cdot s_{u0} \cdot (1 - 2e/B)$  である。

この関係を再整理して横軸を鉛直荷重強度と地表面強度の比として表わしてみると、図-2.7 のようになる。この図は、鉛直荷重強度が小さいときの図-2.5 に示した破壊包絡面の  $V^*/s_{u0} - H^*/s_{u0}$  面への投影である。図-2.7 を見ると、偏心量の違いによって  $H^*/s_{u0}$  の最大値には差があるものの、偏心量の違いによらずほぼ一本の線上にデータが存在していることがわかる。これは、鉛直荷重強度が小さく底面のすべり破壊モードで破壊するときには、破壊時の水平荷重強度は鉛直荷重に比例するような傾向にあり、見かけ上摩擦抵抗的な破壊モードになっている事がわかる。すなわち、図-2.5 の  $c$  点は、 $O$  にかなり近いところにあると考えてよい。結局、平均鉛直荷重強度が、地盤の圧密降伏応力程度以下である場合には、底版と地盤との間のすべり破壊は、地盤の強度によって決まるのではなく、地盤と底版との摩擦で決まる傾向にあるらしいことがわか

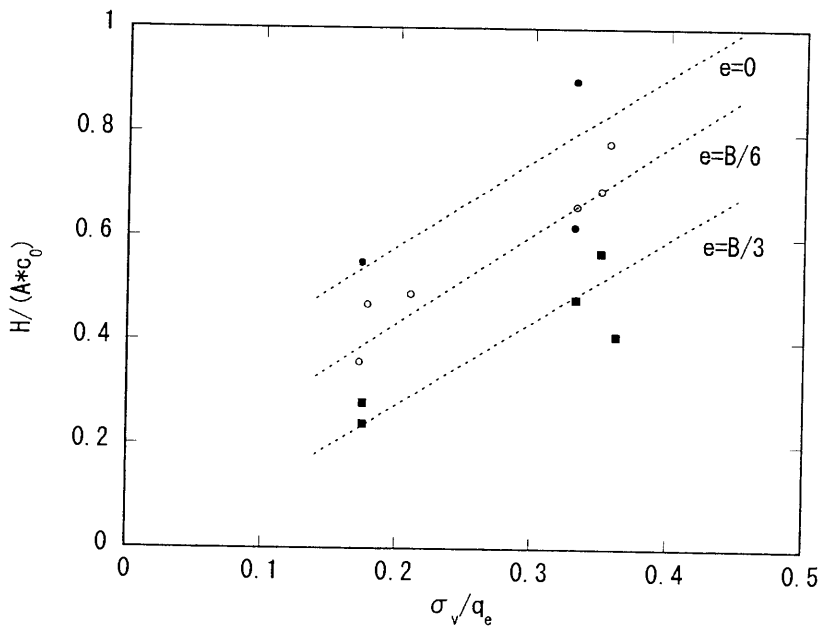


図-2.6: 最大水平荷重と鉛直荷重レベルの関係 (北詰ら, 1988)

る. 北詰らは, このことについて, あまりにも小さい鉛直荷重の下では, 十分に地盤の付着力が発揮しない可能性があるためとしている.

「くし形」の場合には, 杭の存在が原因となって底版による水平抵抗が低減される事が懸念される. すなわち, 荷重レベルが小さい間は, 「くし形」は底版と地盤の間の粘着抵抗で水平力に抵抗すると考えて良いと思われるが, さらに大きな荷重に抵抗するために, 杭の横抵抗を大きくしようとして曲げ剛性の高い杭を用いると, 堤体は回転しやすくなり, 底版の一部が地面から離れ, 底版による水平抵抗が期待できなくなるおそれがある. このように, 「くし形」の場合には底版の抵抗が一定ではないことが考えられる.

## 2.4 繰返し载荷の影響

くし形構造物は, 主として波力のような繰返し作用する外力に対して抵抗する構造物である. 繰返し外力に対して杭の横抵抗で抵抗する必要がある, 杭に水平外力が繰返し作用することになる. 杭に繰返し荷重が作用した場合の杭の変形については古くより研究されており, 研究成果がある. しかし, それらの多くは砂地盤におけるものであり, 粘性土地盤での研究成果は少ない. 実際, 杭の横抵抗を期待するような構造物は本来地盤の横抵抗が十分に期待できるような条件下で施工されることが多く, そのようなことを考えると軟弱な粘性土地盤で地盤改良を



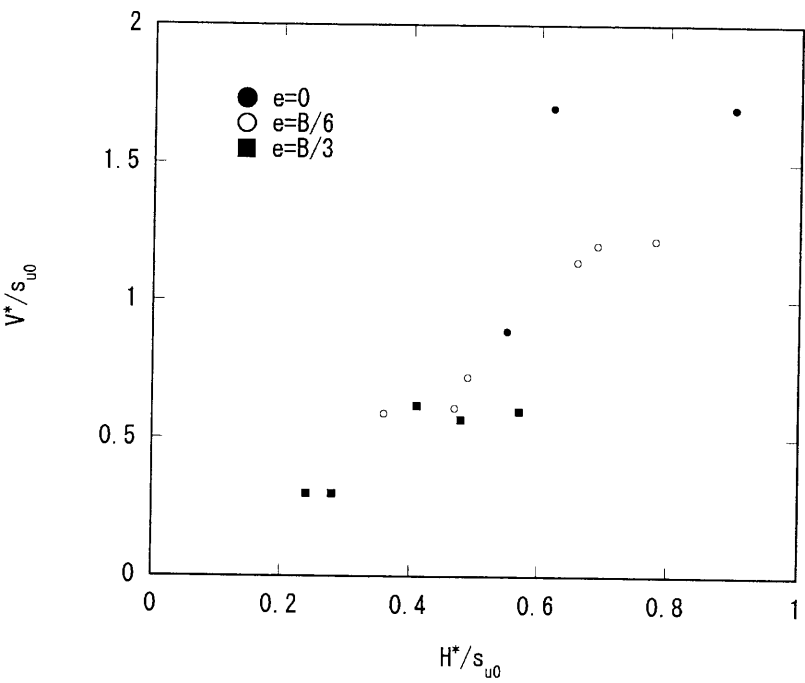


図-2.7: 最大水平荷重比と鉛直荷重比の関係

せずに杭が使われることはめったにないため、そのような研究がなされなかったと考えられる。しかし、今回検討しているくし形構造物では、地盤改良をしないところで杭を用いようとするものであるため、軟弱な粘土地盤での杭の横抵抗、特に繰返し荷重の影響について知る必要がある。

粘性土の繰返しせん断による力学特性の変化についてはさまざまな研究がなされている。粘性土の繰返しせん断の問題は交通振動の観点から多くの実験が行われており、繰返し载荷による強度の低下の問題(安原ら, 1994 ; 土田, 1990 ; 山崎ら, 1991)を議論しているものの他に、その後の強度回復について議論しているもの(西田ら, 1993 ; 中山ら, 1998)がある。

図-2.8 は山崎ら(1991)が熊本港の粘性土について繰返し三軸試験を実施した時の応力ひずみ曲線を示したものである。この図から、繰返し载荷によって粘性土の剛性が低下していくことがわかる。山崎らは、このように繰返し载荷をして繰返しによるひずみを発生させた供試体について静的三軸圧縮試験を行い、応力ひずみ曲線の変化を調べている。その結果を図-2.9 に示す。これによると、繰返し三軸試験によるひずみ振幅が大きくなるとせん断の初期剛性が低下することがわかる。ただし、 $2 \cdot \epsilon_a = 5\%$  まではせん断強度の低下はほとんど見られないこともわかる。山崎らは、せん断強度が低下しない理由については、三軸圧縮時の応力経路を示すことによって説明している。

2.4. 繰返し载荷の影響

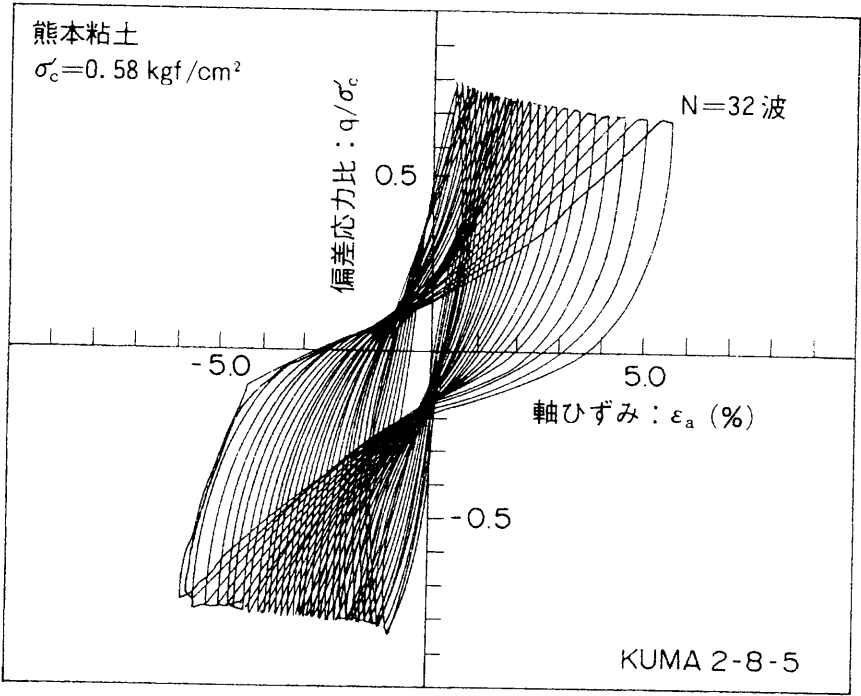


図-2.8: 繰返し三軸試験時の粘性土の応力ひずみ曲線 (山崎ら, 1991)

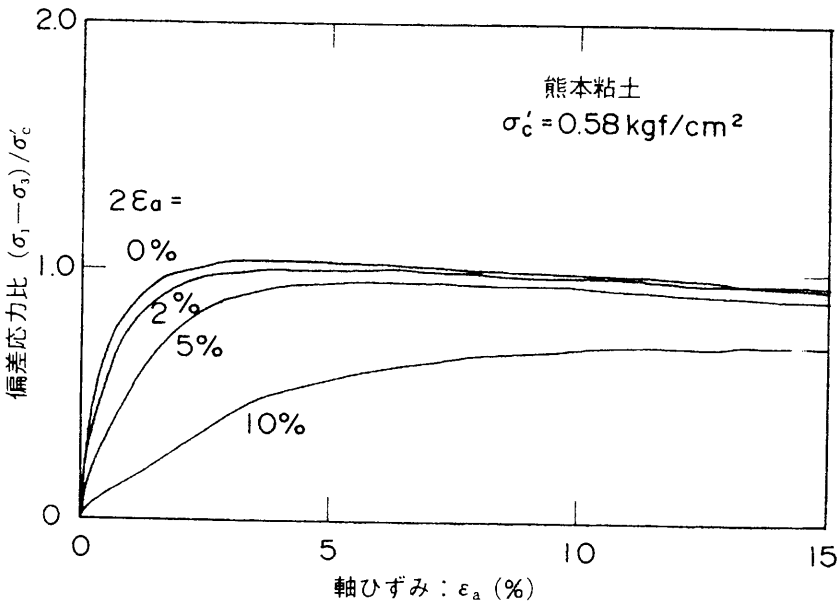


図-2.9: 静的三軸試験時の粘性土の応力ひずみ曲線 (山崎ら, 1991)

## 第2章 軟弱地盤着底式くし形構造物の横抵抗メカニズム

以上のことから、繰返し载荷を受けた粘性土はせん断強度はあまり低下しないものの、せん断剛性は著しく低下することが分かる。このような繰返し载荷による粘性土の力学特性の変化は、杭の横抵抗特性にもかなりの影響を与えるものと考えられる。地盤の変形特性を議論しようとする時には、地盤要素の変形特性を議論するだけでは不十分であり、地盤と構造物を一体化した検討も必要である。大根田ら(1984)は、繰返し载荷を受ける基礎地盤の変形特性を室内模型実験によって検討している。大根田らは、模型粘性土地盤を作成し、その上にケーソンを設置し、ケーソンに水平方向の繰返し力を作用させることにより、ケーソンの変位と地盤の変形について観察した。彼らの観察によると、繰返し力を受ける場合の粘性土地盤の変形は、構造物基礎の比較的浅い部分を中心に発生し、静的解析で用いるような円弧すべりのような変形は卓越しないことを示している。このことは、杭に繰返し荷重が作用することによって変形する粘性土地盤は、比較的杭近傍の部分だけに変形が卓越する可能性があることを示しているものと思われる。

繰返しせん断を受けて強度低下した粘性土の強度の回復についての西田ら(1993)の報告を見ると、鋭敏な粘土では繰返し载荷を受ける前の強度までせん断強度が回復しない事例もあるが、その一方で、大阪湾粘性土の場合には、繰返しせん断後の再圧縮によって密度が増加する影響を受けて、もとの強度以上に回復する場合もあるとしている。さらに、繰返し载荷によって劣化した変形係数が回復するのにかかる時間についての中山ら(1998)の検討結果では、繰返しによる劣化が少ないほど強度回復にかかる時間が短くなる傾向にあることがわかっている。

### 2.5 本章のまとめと本研究の目的

本章では、まったく新しい防波堤形式として提案された軟弱地盤着底式防波堤の波力に対する抵抗メカニズムについて検討した。この構造物は、波力が比較的小さい場合には、軟弱地盤上であっても地盤改良を必要としない構造物としてのメリットがあるものと考えられる。構造物のタイプとしては、底板の粘着力を期待するひら形と杭の横抵抗も期待するくし形とに別れる。ひら形の場合には、その抵抗特性は比較的簡単であると考えられるが、くし形の場合には、複合的な抵抗特性を示すため、種々の検討を必要としている。

本研究では、粘性土地盤中の杭の横抵抗特性として、軟弱地盤中の杭の横抵抗特性を概観し、ついで、頭部を固定した2本杭の横抵抗特性について検討することによって、くし形構造物における杭の役割を検討する。最後に底板の効果も考慮したくし形構造物の水平力に対する抵抗特性を検討し、軟弱地盤着底式くし形構造物の水平抵抗特性を明らかにすることを目的とする。

## 参考文献

- Vaughan, P. R., M.K. El Ghamrawy, M.M. Hamza, and D.W. Hight (1976): Stability Analysis of Large Gravity Structures, Behavior of offshore structures, BOSS '76, pp.467-487.
- 大根田秀明・梅原靖文・樋口嘉章・入澤一明 (1984) : 波の繰返し载荷を受ける粘性土地盤の安定性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告第 23 巻第 3 号, pp. 127-151.
- 北詰昌樹・遠藤敏夫・寺師昌明 (1988) : 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告第 27 巻第 3 号, pp.185-203.
- 土田孝 (1990): 三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 港湾技研資料 No.688, 199p.
- 中山義久・西田一彦・西形達明・井上啓司 (1998) : 繰返し载荷を受けた粘性土の変形係数の低下とその回復, 土木学会論文集 No.589, III-42, pp.131-140.
- 西田一彦・井上啓司・中山義久 (1993) : 繰り返し载荷を受ける鋭敏粘土のせん断挙動, 土木学会論文集 No.481, III-25, pp. 1-10.
- 安原一哉・永埜宗孝・半沢秀郎 (1994) : 直接せん断試験による繰り返し履歴を受けた粘性土のせん断強度の劣化, 第 29 回土質工学研究発表会講演集, pp.885-886.
- 山崎浩之・善功企・加賀谷宏基・館下徹 (1991) : 繰り返し载荷を受ける粘土の強度・変形特性, 港湾技術研究所報告第 30 巻第 4 号, pp.65-83.

## 第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

### 3.1 はじめに

杭を施工し、鉛直に建て込んだときには、杭の断面を考えると杭は全周面から等しい土圧を受けることになる(図-3.1(b)). ついで、杭に軸直角方向の外力を作用させると、杭がある方向にたわみ、杭がたわんだ方向からは大きな土圧を、その反対方向の土圧は初期に比べて小さな土圧を受けることになる(図-3.1(c)). このような現象として杭の挙動を捉えるには、杭とその周辺地盤との関係を3次元的に捉えるべきであり、3次元有限要素法によって杭周辺地盤の挙動を考察した研究がある(足立ら, 1992; 若井ら, 1995; 若井ら, 1998). これらの方法を用いた検討の結果は杭の挙動を理解できるものとなっており、杭間隔の影響に関する研究やサンドコンパクションパイル工法によって改良した地盤での杭の横抵抗の問題など問題によっては3次元FEMによって検討するのがふさわしいと思われる場合も数多くある. 近年の計算システムの発達をかんがみると、今後ますますこの方面の研究が進むと思われるが、現状では3次元FEM解析を直接的に設計に導入するのは難しい段階にあると考えられる.

それにひきかえ、これまでの多くの研究や実務的な杭の軸直角方向の抵抗の検討は上述の杭の挙動を単純化して、杭を梁とみなし、周面に生じる初期土圧からの変動分を図-3.1(c)に $P_1$ として示すような等価な線荷重としてモデル化する方法を用いてきている. この手法については、ある程度の限界があることは明らかであるが、実務的な利便性は大きい. なぜなら、このような簡略化を行うことにより、より難しい地盤中の土圧計測の代わりに、杭に生じるひずみを測り、それを微分することにより杭に作用している地盤からの反力の大きさを知ることができるからである.

杭の挙動から地盤反力を求める最も簡単な方法としては、杭の載荷点(杭頭)での荷重と変位の関係を用いるものがある(篠原・久保, 1961). これは、地盤反力とたわみの関係があらかじめ比較的単純な形でモデル化されていれば、いくつかの荷重レベルでの杭の変位と杭に作用している荷重との関係から、地盤反力モデルの表現式や地盤のばね係数が予測できるとしたものである. 今、ここで、代表的な杭の横抵抗モデルとして、港研方式のS型とC型とChangの式を考える(付録参照). これらのモデルに従うとした場合、杭頭の荷重と変位の関係がどのよう

第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

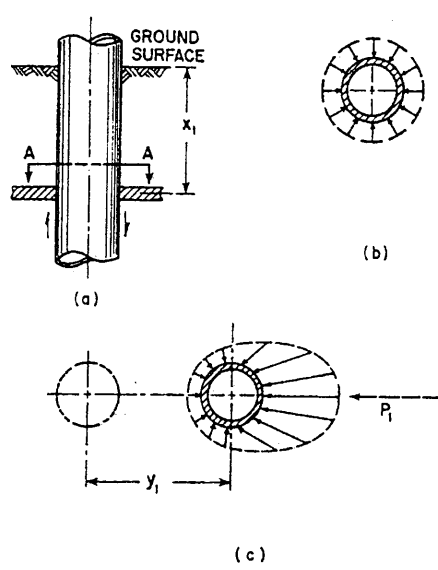


図-3.1: 杭周辺に生じる土圧の分布 (Sullivan et al.,1980)

に異なるかを図-3.2 に示す. また, 図-3.3 には, S 型地盤の場合で, 地盤反力係数が異なる場合の杭頭での荷重と変位の関係を示す. 図-3.2 の 3 者を比較すると, それぞれ荷重変位関係の曲線の傾きが異なっていることが分かる. 図-3.3 からは, 地盤反力係数が異なる場合には, 曲線の傾きは変わらず, 曲線の位置がほぼ平行に移動していることが分かる. このように, 杭の載荷位置での荷重と変位の関係を調べることによって, 概略的に地盤反力の特性を推定することが可能である.

少し詳しく杭の挙動を調べようとする場合には, 杭にひずみゲージを貼ることが行われる. これによって杭の曲げモーメントの分布が測定できるようになる. 曲げモーメントの分布測定の結果から, 杭頭が自由端となっているときの曲げモーメント第一ゼロ点の深さ  $l_{m1}$  を決定することにより, 地盤反力定数を求める方法も提案されている (篠原・久保, 1961).

曲げモーメントが十分に細かく調べられている場合には, 梁の方程式に基づいて曲げモーメントを二階微分することによって地盤反力が推定できることになる. また, 曲げモーメントを二階積分して変位を求めることにより, 地盤反力と変位から地盤反力係数が求められる. しかし, 一般的に, 測定データにはばらつきが存在し, また, 二階微分することによる誤差は相当なものがあるため, 二階微分して地盤反力を求めるには大きな問題が含まれている. 以下, 本章では, この点について議論する. ここでは, まずはじめに, 曲げモーメントを多項式で近似する方法を紹介する. ついで, 3 次のスプライン関数を用いて近似する方法を紹介し, この方法によって, 比較的信頼度の高い地盤反力分布が推定できることを示す.

### 3.1. はじめに

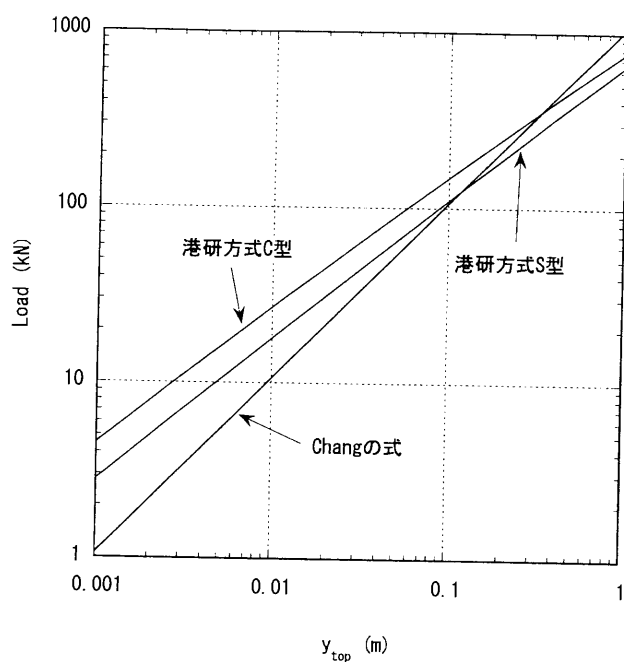


図-3.2: 各モデルにおける杭頭の荷重と変位の関係

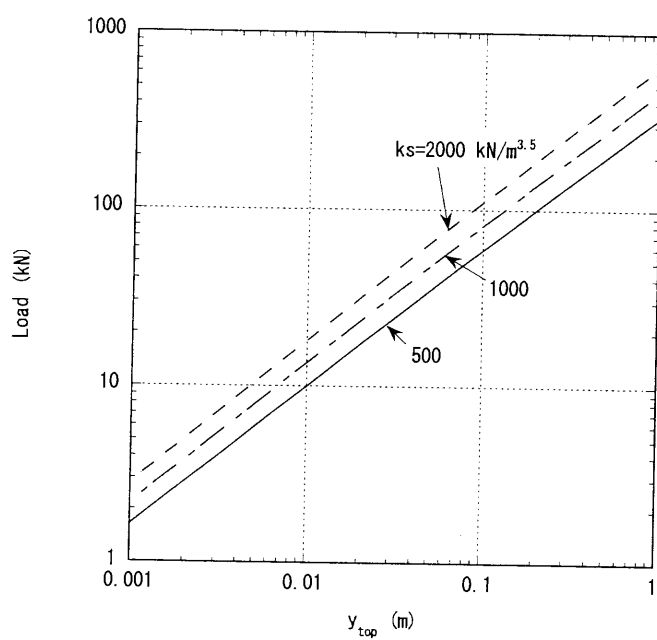


図-3.3: S型地盤における杭頭の荷重と変位の関係

### 3.2 多項式近似による方法

測定された曲げモーメントを最小二乗法により多項式(通常6次から8次)で近似して、曲げモーメントの分布関数を求めることがよく行われている(荘司, 1983; 関ら, 1993). 変位を求める場合には、この関数を2階積分し、地盤反力を求める場合には2階微分すればよい. しかし、この方法では以下に示すような問題点が存在する.

- (i) 杭の全領域を同じような精度で近似することは困難である.
- (ii) 多項式の次数によって曲線の特性が異なり、微分時に杭端部での近似の信頼性が低くなる.
- (iii) 微分をしたときに近似精度が低下する. 地盤反力のように二階微分が必要なときには特に精度が低くなる.

このような問題に対処するため、例えば(i)の問題に対処する場合には、解析に重要な、曲げモーメントが大きくなる点を中心に近似精度を高める方法など、様々な工夫をしながら多項式近似をしてきた(荘司, 1983). しかし、曲げモーメント分布の曲線が複雑な形状になるときは、解析が不可能となる場合が多い. たとえば、曲げモーメントを近似したときに、実測値とそれに該当する近似値とを比較して相関係数を求めて近似の精度を確認し、近似の精度が悪いと判断された場合には近似結果を利用しないことを考えてきた. このような方法では活用できないデータが多くなってしまいう問題がある.

### 3.3 スプライン関数を用いる方法

全区間をほぼ同じような精度で近似できるスプライン関数(桜井, 1981)を用いた近似を考えてみる. スプライン関数は、与えられたデータ点を滑らかな曲線でつなぐ補間曲線の一つである. 一つの節点間では一つが多項式が与えられ、異なった節点間にはそれぞれ異なった多項式が対応し、多項式の結び目である節点では、滑らかな性質を持った関数である. このような特性を持つことから、「区分的多項式曲線」とも呼ばれるものである. スプライン関数は多項式の集まりであるため、微分積分が容易であるというメリットがある. このような補間曲線はコンピュータの発達とともにさまざまな分野で広く用いられてきているが、土質関係でスプライン関数を用いた解析の一例としては、 $e - \log p$  曲線から圧密降伏応力を求めるのに用いられた例(土田ら, 1984)があげられる.

一般に、節点  $x_1, x_2, \dots, x_n$  を持つ  $2m-1$  次の自然スプライン関数  $s(x)$  は、一義的に次式で表される.

$$s(x) = p_{m-1}(x) + \sum_{i=1}^n c_i (x - x_i)_+^{2m-1} \quad (3.1)$$



### 3.3. スプライン関数を用いる方法

ここで、 $p_{m-1}(x)$  は  $m-1$  次の多項式であり、 $c_i$  は定数係数である。また、

$$x_+^{2m-1} = \begin{cases} x^{2m-1} & (x > 0) \\ 0 & (x \leq 0) \end{cases}$$

である。

このとき、未知数は、 $n$  個の  $c_i$  と多項式  $p_{m-1}(x)$  の  $m$  個の係数  $a_i$  となり、合計  $(n+m)$  個の未知数がある。しかし、この式を  $N$ -スプラインと呼ばれる自然スプラインの差分商による表記を行うことによって、 $n$  個の  $c_i$  を  $(n-m)$  個の  $b_i$  であらわすことができるようになる。この結果、 $n$  個のデータ点を与えるだけでスプライン関数を計算できるようになり、端部での境界条件を与える必要がなくなる。

すなわち、 $N$ -スプラインを用いることにより自然スプライン関数は以下のようにあらわすことができる。

$$f(x) = p_{m-1}(x) + \sum_{i=1}^{n-m} b_i N_i(x) \quad (3.2)$$

ここに、

$$N_i(x) = \sum_{j=i}^{i+m} \frac{(x-x_j)_+^{2m-1}}{P_{i,j}(x_j)}$$

である。ただし、

$$P_{i,j}(x_j) = (x_j - x_i)(x_j - x_{i+1}) \dots (x_j - x_{j-1})(x_j - x_{j+1}) \dots (x_j - x_{j+m})$$

である。この点についての詳細はスプライン関数について詳しく議論している他書 (桜井, 1981; 吉村・高山, 1988) に譲ることとする。

また、実験などで得られる計測データでは測定上のさまざまな問題からデータにばらつきが生じることが考えられる。このような場合には、必ずしもすべての測定データを通過するような近似曲線を選ぶよりは多少測定点からずれた点を通過するように近似曲線を選んだほうが望ましいことがある。このようなスプライン関数は平滑化スプライン関数と呼ばれる。

いま、与えられたデータ点の座標を  $(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)$  とし、平滑化曲線  $f(x)$  がデータ点に対して忠実であるか、滑らかであるかを重み  $w_i, g$  で決定するとして次の量を考える。すなわち、 $\sigma$  を最小にするように平滑化曲線  $f(x)$  を求める。

$$\sigma = \sum_{i=1}^n w_i (f(x_i) - y_i)^2 + g \int_a^b f^{(m)2} dx \quad (3.3)$$

### 第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

第1項は平滑化曲線が与えられたデータにいかにかに忠実かを測る尺度である。ここで、重み  $w_i$  は正 ( $0 < w_i \leq 1$ ) であり、信頼度の低いデータについてはその重みを小さくすることができる。一方、第2項はいかに滑らかにするかの尺度であり、重み  $g$  を除く積分値が小さいほど振動の少ない滑らかな曲線となる。ここで、 $g$  は非負の定数である。この  $g$  をここでは平滑化パラメータと呼ぶ。平滑化係数を大きく取ると曲線は滑らかになるがデータに対する忠実性が失われるので注意が必要である。

幸左ら (1998) は杭の曲げモーメントを近似するのに、曲げモーメント分布から滑らかな地盤反力分布を得ることを考えて5次のスプライン曲線で近似している。しかし、一度微分した後に次元が下がらないような工夫を施すことが可能であれば、杭の横抵抗の解析では、3次の自然スプライン関数を用いれば十分と考えられる。また、測定データに多少のばらつきがあることが考えられ、また、微分後の曲線の滑らかさを重視するため、必要に応じて平滑化を行うことにした。特に、微分を繰り返すことによって曲線の滑らかさを失うことを避けるため、ひとつの近似式を2回微分することを避け、一度微分をした後にもう一度スプライン近似をやり直してから2回目の微分をしている。積分側についてはこのような問題は少ないと考えられるので、モーメントについてスプラインで近似した後は、台形積分をした。計算には、パーソナルコンピュータを用いており、スプライン関数のプログラミングについては、参考文献 (吉村・高山, 1988) を参考にした。

#### 3.4 多項式近似とスプライン近似の比較

ここではこれまで港湾技術研究所基礎工研究室で実施してきた多項式近似と今回提案するスプライン近似の両方法で曲げモーメント分布からせん断力や地盤反力分布を推定する場合の特徴について検討する。

杭の深度方向のモーメント分布を調べるために、曲げモーメントがいくつかの深度で与えられている条件を考える。まず、あらかじめ正解値を得ることができる理論計算による曲げモーメント分布を与え、地盤反力を精度よく推定できるかどうか検討する。図-3.4 は港研方式のS型地盤を想定して、第4章で述べる砂地盤での実験に用いた杭と同等の諸元を持つ杭が同等の地盤条件の地盤に建て込まれているものとして、杭に働く曲げひずみとせん断力、地盤反力を計算したものである。この計算には、基礎工研究室で開発した非線形ばねと杭の曲げ理論による杭の横抵抗解析プログラム (荘司, 1983) を用いている。

この計算結果をもとに、既知の曲げモーメントの値の与え方として次の2つのケースを考え、それぞれのケースについて多項式近似法とスプライン近似法とを比較してみる。

ケース A は深度 -10cm (深度は地盤面から下向きが正) より 210cm まで 10cm 間隔で測定した

### 3.4. 多項式近似とスプライン近似の比較

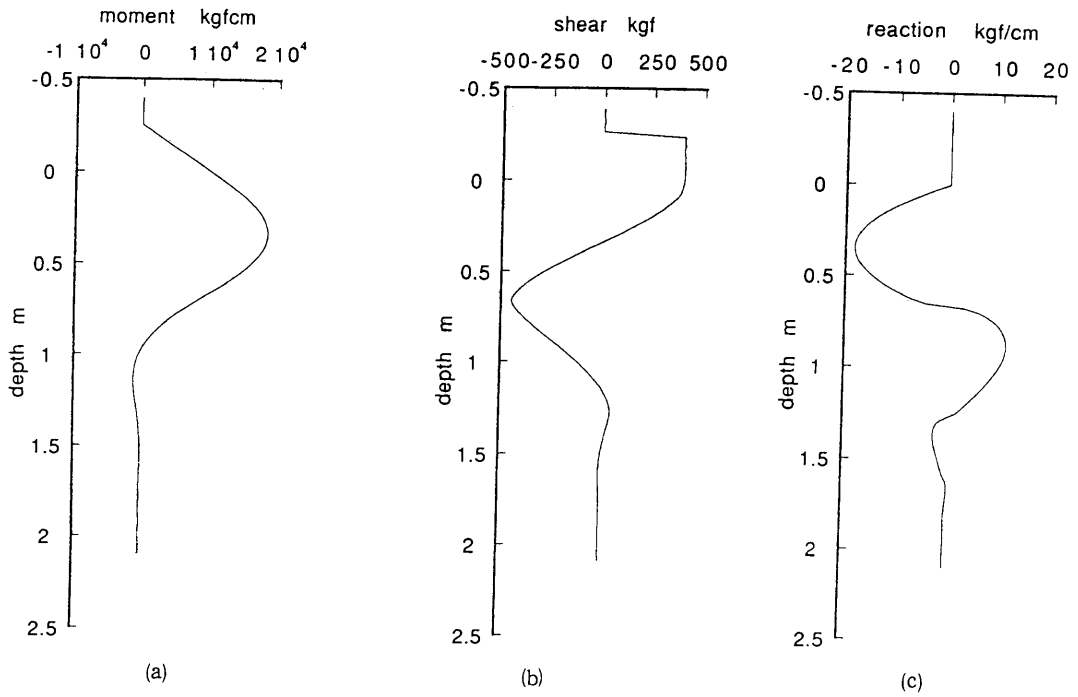


図-3.4: 港研方式に従う杭の挙動

ものである。

ケース B は第 4 章の実験で測定している深度 (上から, -1, 0, 20, 30, 37.5, 45, 52.5, 60, 67.5, 75, 82.5, 90, 97.5, 105, 112.5, 120, 127.5, 135, 142.5, 150, 157.5, 165, 172.5, 180, 190, 200cm) で測定したものである。

図-3.5 と図-3.6 にケース A の結果を示す。ここで図-3.5 は多項式近似の結果であり, 図-3.6 はスプライン近似の結果である。両図とも, 実線で示されているのが近似結果であり, ○で示されているのが, 曲げモーメントを与えた深度での理論値である。両手法で曲げモーメントの近似精度にはほとんど違いがないが, 多項式近似の場合には, せん断力と地盤反力の近似について杭の端部で精度が落ちてくることがわかる。

図-3.7 と図-3.8 にケース B の結果を示す。このケースの近似の際には, 深度 -1cm のところの曲げモーメントが既知であるとし, 地盤反力分布が不連続となる点にあえてデータを与えている。ここでは示していないが, この点を既知でないとすると, 多項式近似ではデータの近似精度がかなり落ちるが, スプライン近似では地盤反力の地表面のごく近傍での精度が少し落ちる程度であることを確認している。ケース B でも曲げモーメントの近似結果は両手法にあまり差がないが, 図-3.7 に示す多項式近似の場合には解析で重要な地表面付近の地盤反力の近似精度が極めて低い。一方, スプラインを用いた場合には, 図-3.8 に示すように, 微分した結果と理論値はよく一致しており, かなり安定的に精度よい結果を示している。

第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

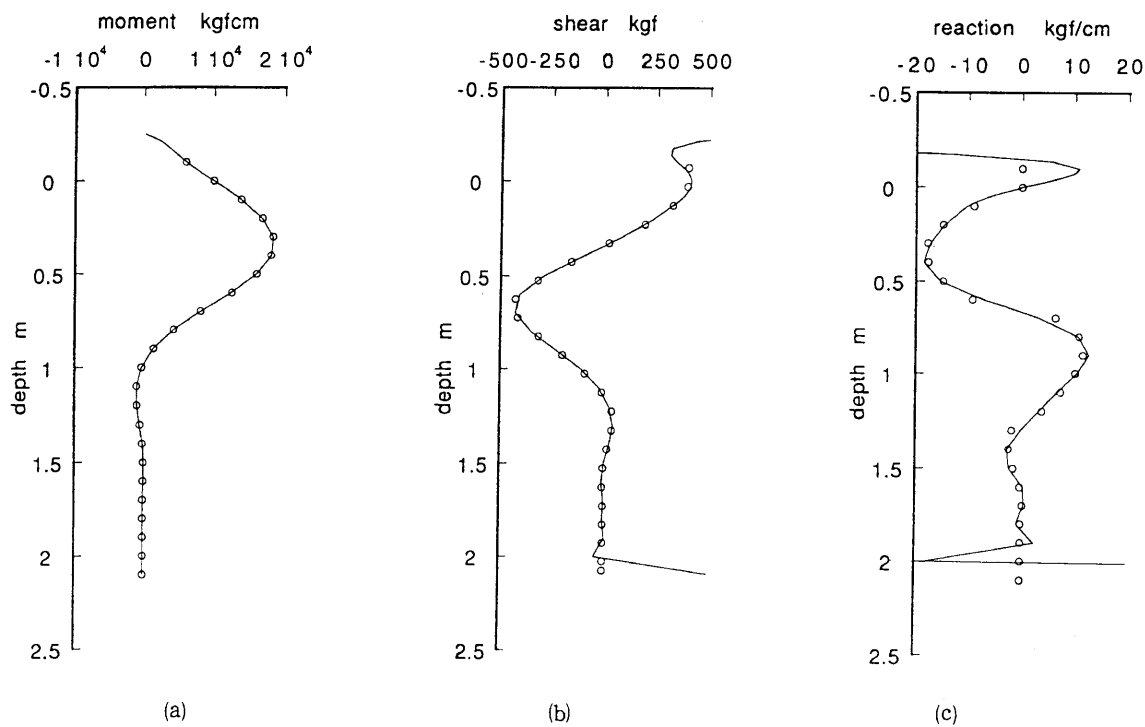


図-3.5: 最小自乗法による多項式近似 (ケースA)

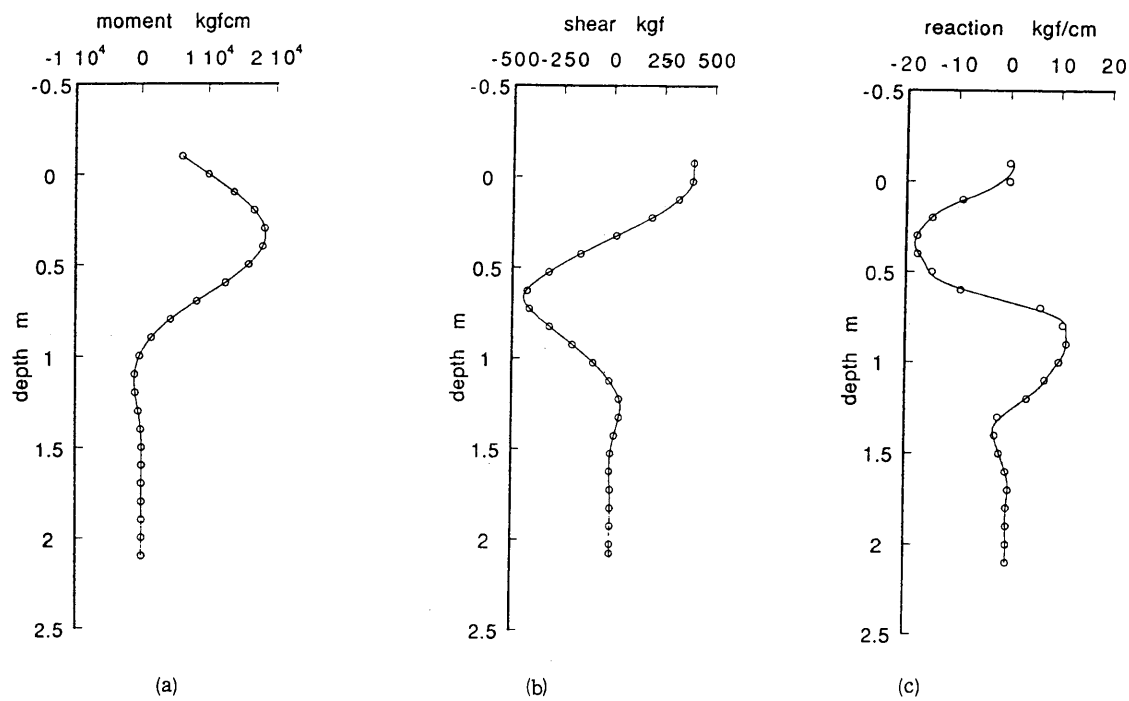


図-3.6: スプライン関数による近似 (ケースA)

3.4. 多項式近似とスプライン近似の比較

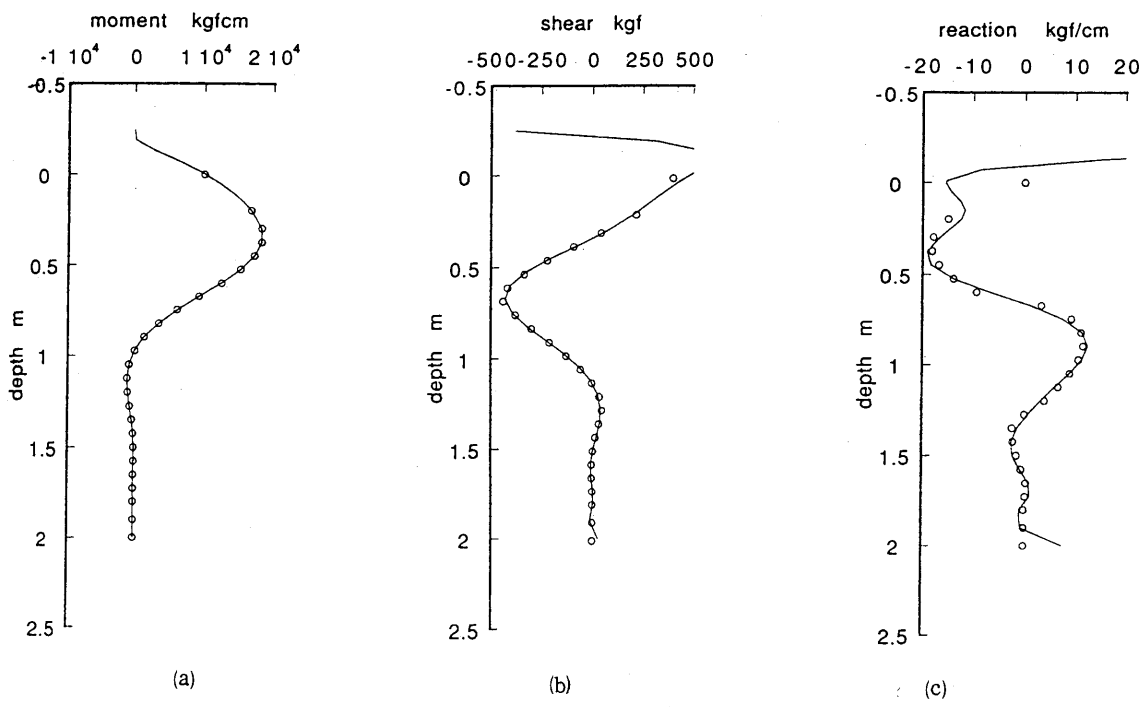


図-3.7: 最小自乗法による多項式近似 (ケース B)

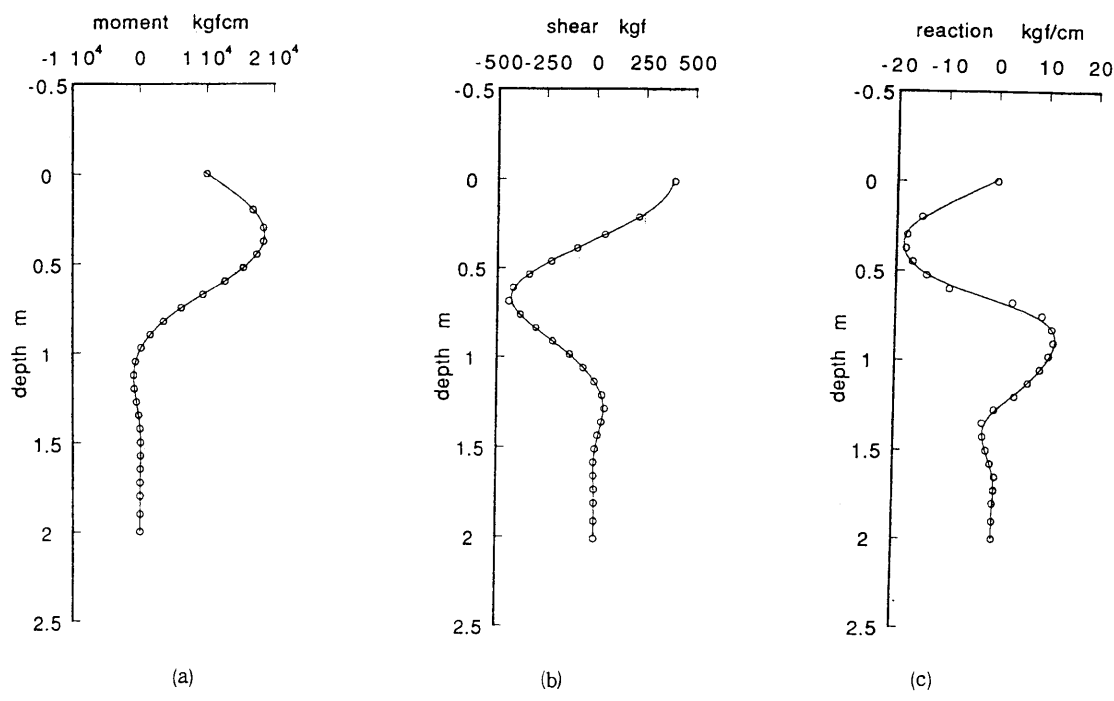


図-3.8: スプライン関数による近似 (ケース B)

### 第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

本来近似精度を高めるためには、目的の区間の測定点の個数を増やすべきであり、ケース A のように測定点を決めていれば、多項式近似の手法でも十分信頼のおけるデータが得られたと考えられるが、必ずしも想定したとおりの条件では実験を実施することができないことを考えると、データの与え方の影響を受けることの少ないスプライン法の方が解析手法としては優れていると考えられる。

さらに、多項式近似の場合には、曲げモーメント分布を近似したときの相関係数はケース A とケース B でどちらも 0.99999 であったにもかかわらず、ケース B では 2 回微分した地盤反力の値は本来想定される値からかけ離れたものとなってしまうっており、データの安定性が悪いことがわかる。他方、スプライン関数による今回の近似手法は近似結果の安定性が良く、今回の実験データの解析に用いるのに適していると考えられる。

つぎに、実験データがばらつきを持つ場合にスプライン関数を用いた近似の安定性について検討してみる。ここでは、理論計算から得られる曲げモーメント分布を考え、図-3.4 と同じデータについてケース A の深度のデータを与えて検討した。ここで検討したデータのばらつきは、(1) 測定値に最大で  $\pm 10\%$  のばらつきがあるものとしたケース、(2) 測定値に最大で  $\pm 5\%$  のばらつきがあるものとしたケース、(3) 測定値に最大で  $\pm 3\%$  のばらつきがあるものとしたケース、(4) 測定値に最大で  $\pm 60\mu$  の測定誤差があるものとしたケースの 4 つのケースについて検討した。ここで、それぞれのばらつきは乱数を発生させてばらつかせている。データがばらついているおそれがある場合には、測定データを完全に通るような近似をするよりも平滑化を行うことによるべく滑らかな曲線で近似したほうが、微分をしたときの安定性が高い。そこで、ここでは平滑化スプラインを用いて近似することを前提とする。すでに、3.3 で述べたように、平滑化の方法には、各測定点の重みを調整することで行う方法と、近似曲線の忠実度を下げて全体の曲線を滑らかにする方法とがある。ここでは、各測定点の重みに差をつける適切な方法がわからないものとして、近似曲線の忠実度を下げる方法で近似曲線の平滑化を考えることにする。図-3.9 に与えられた曲げモーメントのばらつき具合とスプライン関数を用いた近似曲線の計算結果を示す。図中、白丸がばらつきがない場合の曲げモーメント分布であり、黒丸はばらつきを与えた曲げモーメント分布である。実線はスプライン近似結果である。この曲げモーメント分布の近似計算では、平滑化係数として 0.0003 を用いている。ここに示した曲げモーメントの近似結果を見る限りいずれのばらつきのケースにおいても近似は比較的うまくいっているものと考えられる。

次に、図-3.10 に、図-3.9 を二階微分して求められた地盤反力分布の近似結果を示す。図中で、実線は理論的に求められる地盤反力分布であり、ここでは正解値と考えるべきものである。実線は、近似結果である。繰返しになるが、ここでの微分の方法について説明する。まず、曲げモーメント分布を与えられた平滑化係数を用いて近似し、その結果を得られた 3 次関数を微分する。

3.4. 多項式近似とスプライン近似の比較

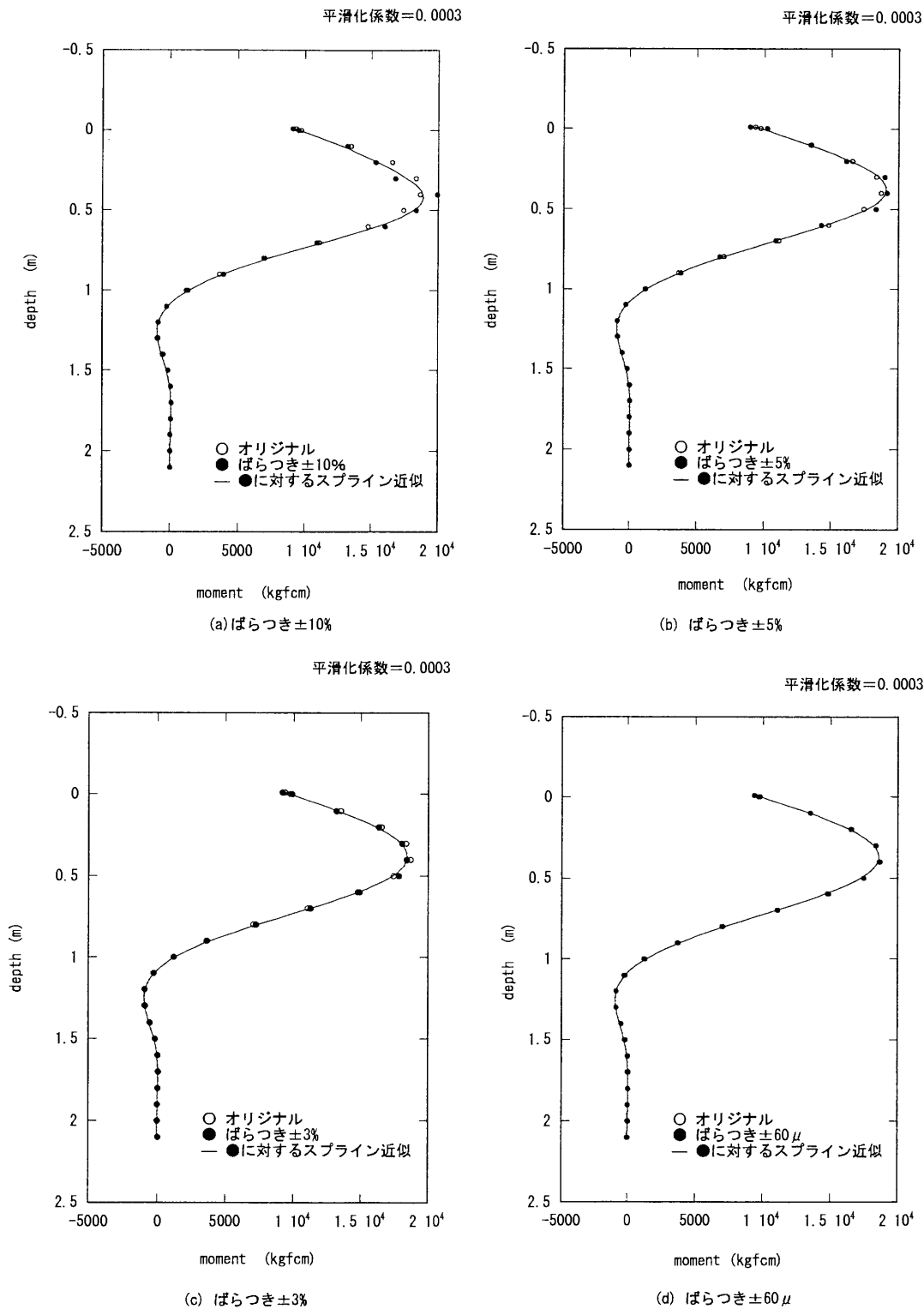


図-3.9: 各ケースにおける曲げモーメント分布のばらつきとスプライン近似結果

### 第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

これから杭に作用するせん断力の深度分布関数がわかる。次に、この結果をそのままは用いずに、測定値が与えられた深度のせん断力のデータだけを用いて、スプライン関数で近似する。これを近似したせん断力分布とする。このとき、平滑化係数は用いていない。さらに、与えられたせん断力分布曲線を微分し、データ点を選びなおして、平滑化せずにスプライン関数で近似することにより地盤反力分布を求めた。このような手法の客観的合理性はないと考えられるが、この手法を用いることにより、微分による次元数の減少を抑えることができ、より滑らかな曲線が得られやすくなると考えられる。

図-3.10 をみると、(1) のケースのようにデータに大きなばらつきがある場合には、多少地盤反力の推定結果が悪くなるが、それ以外のケースでは、近似計算結果と理論値の違いはあまり大きくない。

ところで、上の結果のようにデータにばらつきがあってもそれなりに信頼できる微分結果が得られたのは、最初のデータ近似において適切な平滑化係数を選択できたためであると考えられる。そこで、(1) のケースについて平滑化係数を変えて近似計算した結果を図-3.11 に示す。ここで、白丸は基本となる、ばらつきがないと考えられるモーメント分布であり、黒丸は(1) のケースで与えたばらつきがある曲げモーメント分布である。図には3つの近似曲線を示している。点線は平滑化係数が 0.000003 の場合の結果であり、実線は平滑化係数が 0.0003 のときの、破線は平滑化係数が 0.03 のときの近似結果である。点線は、測定データに忠実に近似曲線が描かれており、破線は、実測データの傾向と異なり、必要以上に曲線が滑らかになっている。これらの曲線を上に示した方法で二階微分して求めた地盤反力分布を図-3.12 に示す。もともと、ほぼ同じような近似曲線が得られている場合でも二階微分することによってまったく異なった曲線があらわれるものであるので、今回の計算結果でも結果は大きく異なるものとなった。特に、平滑化係数が 0.000003 と小さいものでは微分結果が大きく変動していることが見て取れる。しかし、ここで、実際上問題となるのは、平滑化係数を大きく取りすぎるときであると考えられる。大きく振動した結果となった平滑化係数の小さいものの場合であっても高周期の成分を取り除いて考えれば、曲線の大まかな傾向がわかると考えられるのに対し、平滑化係数を大きくしすぎたものについては、分布形状に関する情報が失われているようである。

以上のことをまとめると以下のことが言える。

測定された曲げモーメント分布を近似して地盤反力分布を求めようとする場合、測定データが十分な密度で存在し、個々のデータの測定精度が高いことが重要である。微分した結果を滑らかな関係で得るためには、高次数の多公式近似を行うよりもスプライン関数を用いたほうが良い。ただし、スプライン関数で近似する今回の方法はどのような場合でも万能な方法ではない。すなわち、平滑化スプライン関数を用いることにより、どのような近似でも可能となるため、あらかじめ曲線の大まかな形状を理解しておくか、得られた結果の持つ意味を十分に考慮するこ



3.4. 多項式近似とスプライン近似の比較

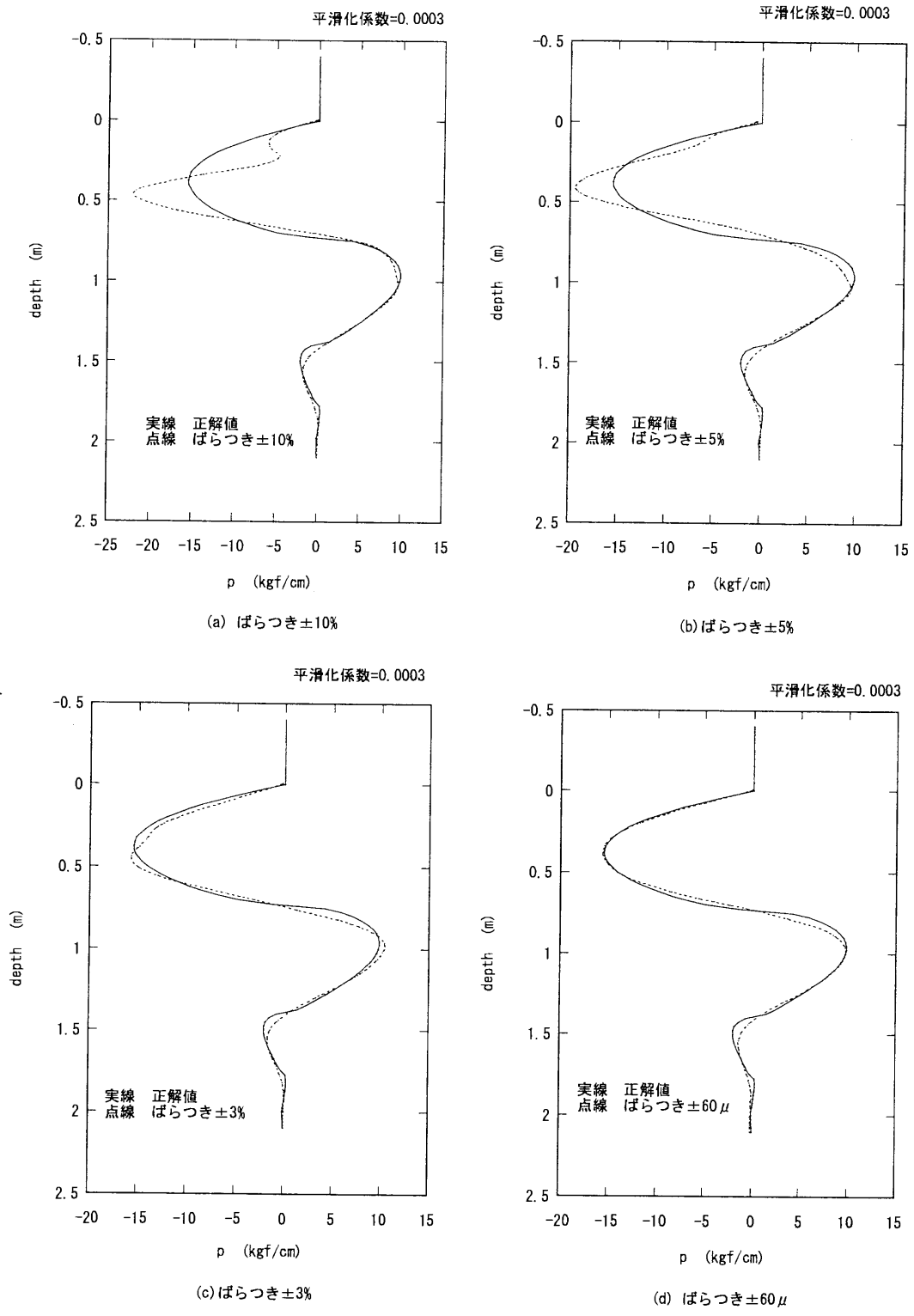


図-3.10: 各ケースにおける地盤反力分布のばらつきとスプライン近似結果

第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

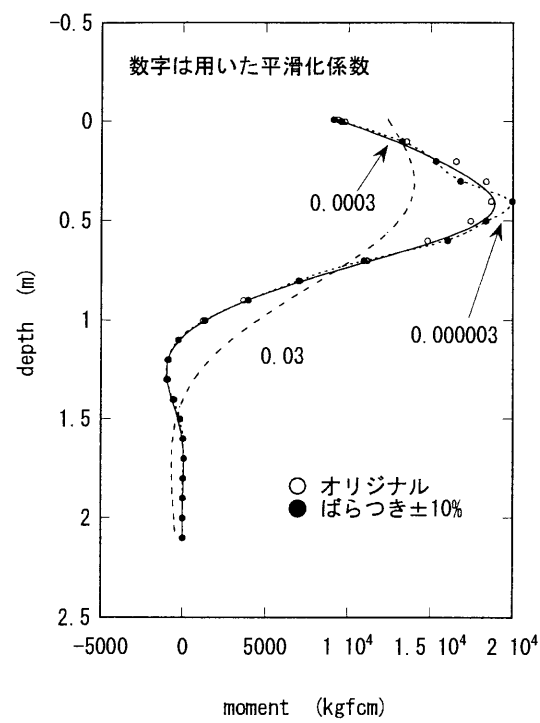


図-3.11: 平滑化係数の違いによる曲げモーメント分布の近似の違い

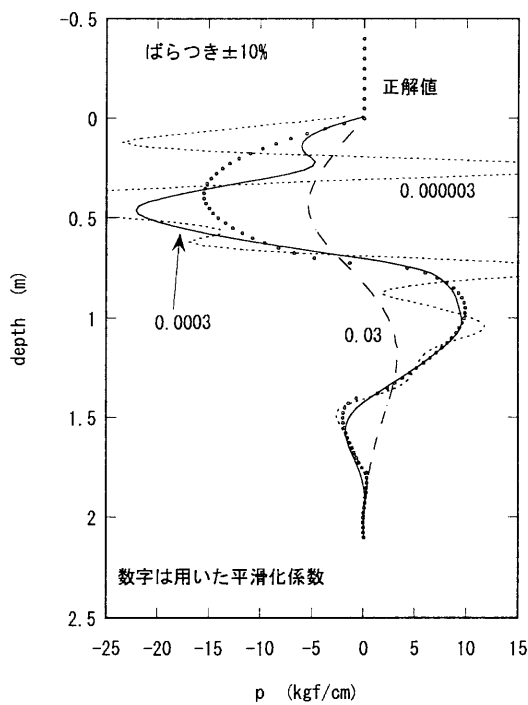


図-3.12: 平滑化係数の違いによる地盤反力分布の近似の違い

とが必要である。

### 3.5 粘性土地盤の場合の問題点

重力場で粘性土地盤の模型実験を行う場合は、特別の配慮をしない限り地盤強度が深度方向にほぼ一定の条件となることが多い。これは次のような理由による。重力場で粘性土地盤を作成する場合には、ある大きさの荷重で地盤を圧密させ、圧密終了後に除荷して杭の載荷実験を行うことになる。このため、粘性土地盤はプレロードを受けた過圧密地盤となっているからである。このような場合には、地盤ばねが深度方向にほぼ一定といった仮定が成立することが多く、港研方式で言う C 型地盤の仮定が成立すると考えて良い。

C 型地盤では、S 型地盤の場合とは異なり、地表面付近で杭に働く地盤反力は杭の変位の平方根に比例するため、比較的大きなものとなる。すなわち、地盤反力は地表面で不連続となるか、あるいは非常に大きく変化することになる。

粘性土地盤中の杭の横抵抗の実験においても砂地盤中の杭の横抵抗を推定したときと同様にスプライン関数を用いて曲線を近似し、微分を行う(菊池・高橋・廣橋, 1994)ことを考えている。いくつかの測定点を基に、測定点間を補間しようとする時、補間といった作業の基本的な問題点として、空間的、場合によっては時間的に端部にあるデータについての補間の精度が極めて低くなる問題がある。データの連続性など、事前に端部での挙動が大まかに分かっている時には、そのような情報を追加することによって補間の精度を高めることが可能であり、砂地盤の場合にはそのような手法を一部取り入れることができた。しかし、港研方式の C 型地盤のモデルが適用できる場合には、地表面付近での不連続の程度が著しく、そのような手法を用いることに困難をきたすおそれがある。

そこで、地表面付近の地盤反力を精度良く推定するために地表面付近で密に曲げモーメントを測定することを検討した。第 5 章の実験条件では、各測定値に全く誤差がなく、理論値のとおりのデータが得られたとしても、不連続となる地表面を含め 3 測点間のせん断力、地盤反力の値はやや不正確となる事が分かったので、地表面付近には、5 点ゲージを用い、ひずみゲージの貼付密度を高めることにした。なお、地表面付近以外の深度のところでは全長にわたり 2cm 間隔に曲げひずみを測定している。ここでの研究の条件では、測定間隔としてはこの程度で十分である事を確認している。

測定値に誤差が含まれる場合には、測定間隔が狭いほど微分したときに高周期の乱れが入り込む。この対策としては、スプライン関数で近似する際に平滑化係数を適切に用いて曲線の特徴を引き出す努力を行った。この際、平滑化係数は試行錯誤的に求めており、必ずしも得られた曲線の細部まで正しいと判断できないことには注意が必要である。平滑化する際には、曲げ

### 第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

モーメント分布曲線の持つ特性を最大限生かすように処理をしているが、ある程度の誤差を含むことは避けられない。

## 3.6 まとめ

杭の軸直角方向の抵抗特性を考える上で地盤の抵抗を推定することが極めて重要である。一般的には、軸直角方向力に抵抗する杭の挙動は弾性床上の梁の問題として扱われてきている。杭の挙動を測定する上では、杭体にひずみゲージを貼付し曲げモーメントを求めることが多く行われてきている。曲げモーメント分布を二階微分すれば地盤反力分布が推定でき、二階積分すればたわみの分布が求められる。これらの関係から地盤反力係数などが求められる。

しかし、曲げモーメントを適切な関数で近似し二階微分することにはかなりの問題が生じ、これまでには十分精度のよいデータは得られていないのが実状である。

本章では、曲げモーメント分布から地盤反力を求めるにあたり、スプライン関数を用いることを提案した。その結果、比較的精度良く曲げモーメント分布などを近似できるようになり、あわせて精度良く地盤反力を求めることができるようになった。

本章における主な結論は以下のとおりである。

- (i) 曲げモーメント分布から地盤反力を求める場合のように、関数を二階微分する場合には、関数形の近似手法に注意して決定する必要がある。このとき、スプライン関数は高次数の多項式近似に比べより安定的に微分できるため、多項式近似を用いるよりも優れていると考えられる。ただし、繰返し微分する必要がある場合には、近似関数の次元が下がらないようにする工夫が必要である。この点については、特に二度目の微分をする際にどの点を採用するかが重要である。
- (ii) スプライン関数を用いて曲げモーメントから地盤反力を求めるような場合であっても、データの計測位置、密度、精度は極めて重要である。これらの計画、計測がうまくいかなければ、良い結果を得ることは困難である。
- (iii) ただし、与えられたデータにばらついているおそれのある場合には、平滑化係数を用いることが有効である。特に、曲線の性質を定性的に把握するために、なるべく滑らかな曲線を得るためには重要である。平滑化係数を大きく取りすぎると曲線が本来持つ性質を失うことになるので、注意が必要である。
- (iv) ここで用いているスプライン関数で近似する方法はどのような場合でも万能な方法とは限らない。すなわち、平滑化スプライン関数を用いることにより、どのような近似でも可能

となるため、あらかじめ曲線の大まかな形状を理解しておくか、得られた結果の持つ意味を十分に考慮することが必要である。

以上は砂地盤での結論であるが、粘性土地盤については以下のような結論が得られた。

- (v) 港研方式の C 型地盤の仮定が成立するような、比較的浅い部分の地盤反力係数が大きくなることが見込まれる地盤では、地表面付近のひずみゲージの貼付密度を高めることが必要となる。

## 参考文献

- Sullivan, W.R., L.C. Reese and C.W. Fenske(1980): Unified Method for Analysis of Laterally Loaded Piles in Clay, NUm erical methods in Offshore Piling, pp.135–146.
- 足立紀尚・木村亮・勝本卓(1992): 水平力を受ける場所打ち杭の 3 次元 FEM 解析, 第 27 回土質工学研究発表会講演集, pp.1649–1652.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・廣橋哲次(1994): 版により剛結された杭構造物の水平荷重に対する挙動, 港湾技研資料 No.773, 25p.
- 幸左賢二・鈴木直人・木村亮・木村嘉富・森田悠紀雄(1998): 終局挙動に着目した実物大基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集 No.596, III–43, pp.249–260.
- 桜井明(1981): スプライン関数入門, 東京電気大学出版局, 173p.
- 篠原登美雄・久保浩一(1961): 杭の横抵抗に関する実験的研究(その 1), 運輸技術研究所報告 第 11 巻第 6 号, pp.169–242.
- 荘司喜博(1984): 砂地盤における地中杭の横抵抗に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告 第 23 巻第 2 号, pp.75–179.
- 関延子・津島剣星・藤井斉昭・除敏強(1993): 遠心模型実験による単杭の水平支持力機構に関する研究, 第 28 回土質工学研究発表会講演集, pp.1779–1780.
- 土田孝・菊池喜昭・中村謙二郎・佐々木栄美穂(1984): パーソナルコンピュータを用いた全自動圧密試験機の製作, 第 19 回土質工学研究発表会, pp.207–208.
- 吉村和美・高山文雄(1988): パソコンによるスプライン関数, 東京電気大学出版局, 217p.
- 若井明彦・鶴飼恵三(1995): 単杭の水平載荷挙動に関する模型実験と解析, 土木学会論文集 No.517, III–31, pp.159–168.

### 第3章 曲げモーメント分布より杭に作用する地盤反力分布を推定する方法

若井明彦・鵜飼恵三(1998)：単杭の水平載荷解析に用いる砂の3次元構成則の検討，土木学会  
論文集 No.589, III-42, pp.369-374.

## 第4章 繰返し載荷時の杭の挙動(砂地盤)

### 4.1 はじめに

防波堤のように波力のような繰返し荷重を受ける構造物では、繰返し載荷による構造物の変位の蓄積がどうなるかは重要な課題である。本研究で検討している軟弱地盤着底式くし形構造物では、特に杭に作用する水平方向の繰返し荷重に対する挙動の把握が重要である。

杭軸直角方向の荷重が繰返し作用する問題については、APIの基準(2000)が有名である。この基準では、粘性土地盤については以下のような考え方を示している。すなわち、静的なたわみと地盤反力の関係を標準とし、繰返し載荷によってたわみが増加した場合には、たわみの増加に伴って地盤反力が低下するという考え方をとっている。このとき、浅い部分ほど地盤反力の低下が著しく、深くなるにつれて地盤反力があまり低下しないとの考え方である。この基準は直接的に地盤反力とたわみの関係を用いて解析する方法をとっている。

砂地盤における繰返し載荷の影響についてはわずかに Reese et al.(1974)の研究がある。彼らは理論的な考察から砂の静的な極限地盤反力を求め、これを基本として、実験結果との対比によって補正した地盤反力とたわみの関係を得ている。彼らの示している単調載荷時の補正係数と繰返し載荷時の補正係数を比較すると浅い部分ほど繰返し載荷時の極限地盤反力係数を小さくとする結果となっており、杭径の4倍の深さより深い部分では単調載荷でも繰返し載荷でも極限地盤反力は等しくなるものとしている。なお、Reese et al.(1974)の実験ではひずみゲージにより曲げモーメントを測定しており、その結果から地盤反力を推定している。しかし、彼らはこの方法には困難が伴うことを指摘している。なお、Reese et al.(1974)の繰返し載荷に関する成果はかつてはAPIの基準で用いられていたようである(横山, 1977)が、今日ではAPIでは砂地盤中の繰返し載荷については記述が削除されている。

以上のように、砂地盤中の杭の繰返し載荷時の挙動についての研究が十分ではなく、その上、その際の地盤反力の推定精度にも問題があるため、今回の目的のために再検討を要すると考えられる。

なお、粘性土地盤でのこの課題については第5章で議論し、ここでは、乾燥砂地盤中で実施された杭の繰返し水平載荷試験結果について述べていく(菊池ら, 1992)。

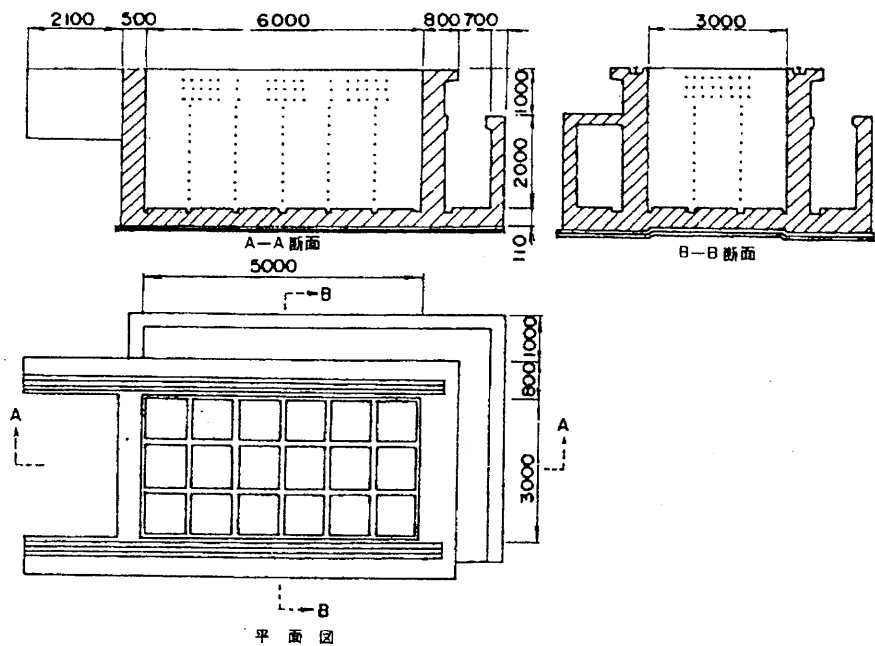


図-4.1: 実験土槽 (砂地盤)

4.2 実験の概要

実験は基礎工研究室の大型土槽を用いて行った。土槽の内寸法は、図-4.1 に示すように、長さ 6m× 幅 3m× 深さ 3m である。土槽の 2/3 は地中にあり、長手方向と幅方向の各一辺ずつの外側に、載荷のための空間をとってある。

実験に用いた砂は、千葉県富津市の浅間山から採取したもので、2mm のふるいを通過したものを用いている。その粒径加積曲線を図-4.2 に、物理定数を表-4.1 に示す。実験にはこの砂を乾燥状態で使用している。

実験には高張力鋼板 (SHY685, 降伏点  $\sigma_{sy}=70\text{kgf/mm}^2$ ) の杭を用いた。ここでの実験では、杭に大変形を与え、かつ杭を繰返し利用することを前提にしたので、大変形時でも杭が降伏しないような材質のものを選んでいる。杭は長さは 250cm, 幅 20cm の板状であり、杭の剛性を変えるために 2 種類の板厚のものを用いた (図-4.3)。製作した模型杭の諸定数を表-4.2 に示す。

ひずみゲージは図-4.4 に示すように 1 測定点あたり片面 2 枚 × 2 面 = 4 枚、26 測点あるので、杭 1 本あたり計 104 枚貼りつけてある。測定にあたっては同一深度の 4 枚でブリッジを組み、曲げひずみを測定している。コーティングに際して、1 次コーティングとしてひずみゲージ部分をネオプレンゴムでコーティングし、2 次コーティングとして杭全体をポリエステル系樹脂でコー



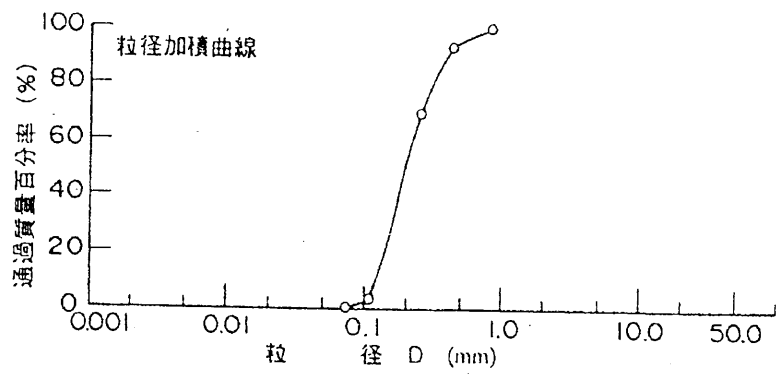


図-4.2: 浅間山砂の粒径加積曲線

表-4.1: 浅間山砂の物理特性

土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )
2.746	1.681	1.336

表-4.2: 模型杭の諸定数

	板厚 (mm)	EI(kgfc <sup>2</sup> m <sup>2</sup> )	EZ (kgfc <sup>2</sup> m)
杭 1	8.4	2.10×10 <sup>6</sup>	5.00×10 <sup>6</sup>
杭 2	10.6	4.20×10 <sup>6</sup>	7.92×10 <sup>6</sup>

第4章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

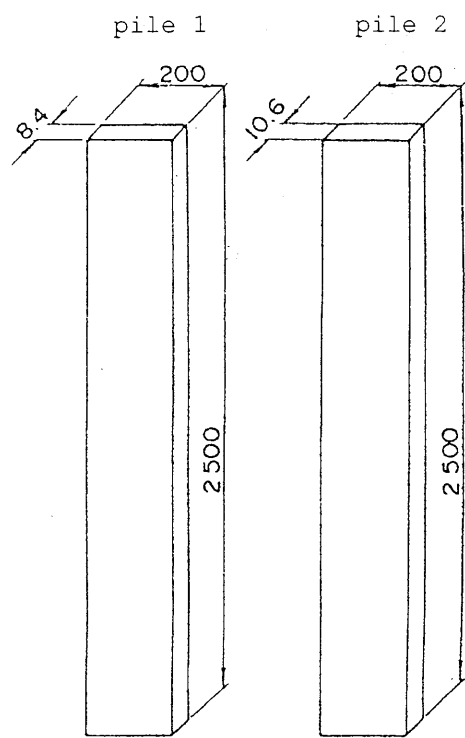


図-4.3: 模型杭 (単位:mm)

表-4.3: コーティングを含む杭の諸元

	$EI(\text{kgfcm}^2)$	$EZ'(\text{kgfcm})$
杭 1	$3.00 \times 10^6$	$6.30 \times 10^6$
杭 2	$5.00 \times 10^6$	$9.20 \times 10^6$

ティングした。

製作した杭について、水平載荷実験の前に検定を行い、検定試験の結果から、コーティングを含めた杭全体の曲げ剛性  $EI$  と測定した曲げひずみに対する曲げモーメントの換算係数  $EZ'$  を求めた ( $M = EZ'\epsilon$ )。検定結果を表-4.3 に示す。

地盤の層厚は 2.25m とし、杭の根入れ長は 2.1m とした。まず、土槽内の所定の位置に杭を固定し、そこへ乾燥砂を空中落下させることにより地盤を作成した。地盤は普通の地盤とやや固い地盤の 2 種類作成した。普通の地盤を作成する際には、落下高さが約 20cm になるようにして砂を自然落下させた。やや固い地盤を作成する際には、作成した地盤高さ約 20cm ごとに約 9kgf の重錘を約 10cm の高さから落下させて突き固めた。これらの 2 種類の地盤作成方法により作成された地盤の原位置乾燥密度  $\rho_d$  は、普通の地盤で約  $1.459\text{g/cm}^3$ (相対密度 41%)、やや固い地

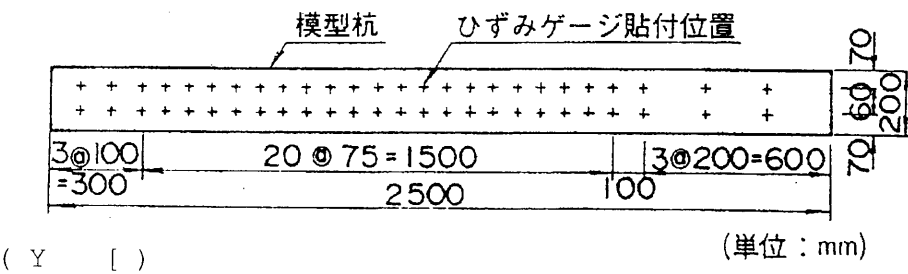


図-4.4: ひずみゲージ添付位置

表-4.4: 実験ケース一覧

No.	地盤条件	地盤反力係数 $k_s$ (kgf/cm <sup>3.5</sup> )	根入れ長 (m)	载荷高さ (m)	杭の曲げ剛性 (kgfcm <sup>2</sup> )	载荷パターン
6	やや固い	0.018	2.1	0.25	$3.00 \times 10^6$	C
7	やや固い	0.023	2.1	0.25	$1.50 \times 10^6$	C
8	やや固い	0.023	2.1	0.25	$5.00 \times 10^6$	C
14	普通	0.010	2.1	0.25	$3.00 \times 10^6$	B
16	普通	0.010	2.1	0.25	$3.00 \times 10^6$	C

盤で約 1.548g/cm<sup>3</sup>(相対密度 67%) であった。

载荷は、約 20kgf の重錘を所定の荷重に見合う個数を載せて行った。载荷の状況を図-4.5 に示す。

荷重が载荷されているときの载荷時間によって杭の変位が伸びる影響は小さいと判断されたので、荷重の保持は計測に必要な時間だけとした。

測定項目は、水平荷重を変化させるごとに、時間、荷重、载荷点の杭の変位、杭頭変位、地表面での杭の変位、杭の曲げひずみであり、そのほか必要に応じて杭周辺の地盤の変形状態をスケッチした。

図-4.6 に、今回用いた载荷のパターンを示す。パターン B は計画最大荷重を杭の最終的な挙動が確認できるまで繰返しかけたものである。パターン C は同一荷重を繰返しかけ、その荷重での杭の最終的な挙動が把握できたら次の荷重段階に移るものである。

実験ケースの一覧表を表-4.4 に示す。なお、実験の詳細は参考文献(菊池ら, 1992) に述べられているが、ここでは、必要部分についてのみ記している。

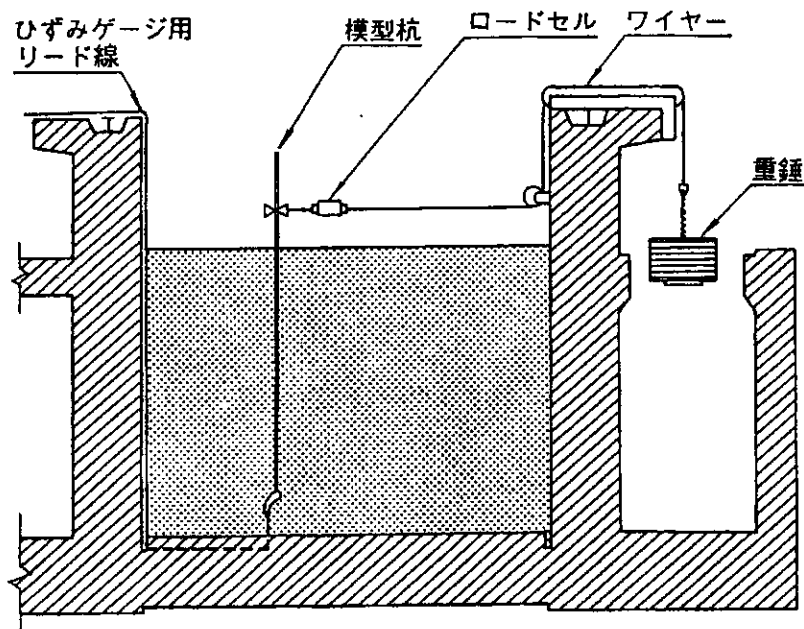


図-4.5: 水平载荷の状況

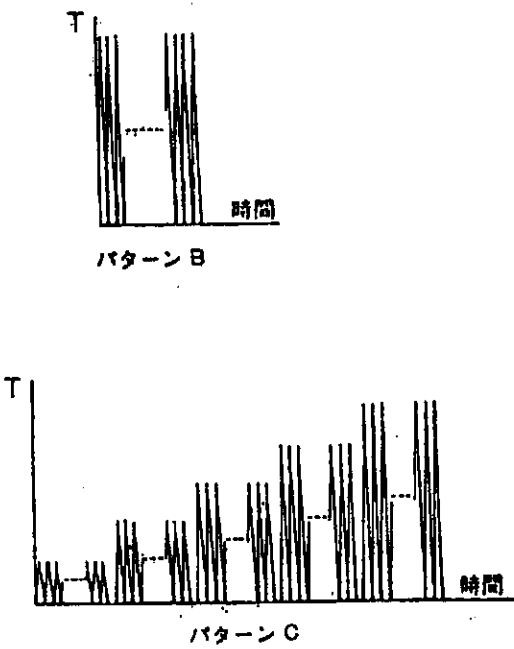


図-4.6: 用いた载荷のパターン

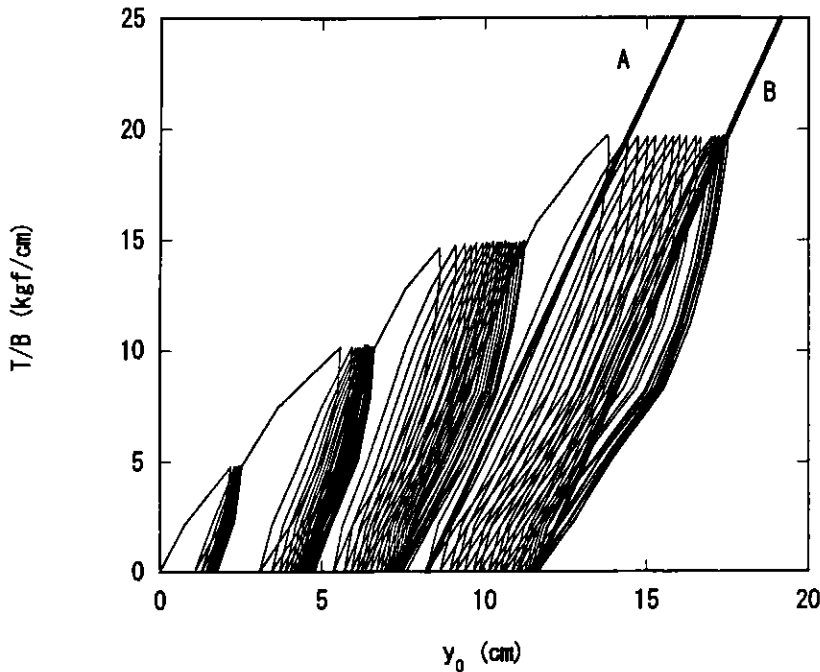


図-4.7: 繰返し載荷時の杭頭荷重と杭の地表面のたわみの関係 (砂地盤)

### 4.3 繰返しによる変位の伸び

ここでは、既往最大の繰返し荷重が作用している場合について、最大荷重一定の繰返し時の杭のたわみ挙動について検討する。繰返しによる杭のたわみの伸びについては、載荷点のたわみを用いるのが簡単であるが、載荷点のたわみ  $y_{top}$  の伸びは地表面のたわみ  $y_0$  の伸びと地表面たわみ角  $i_0$  の変化の両方の影響を受け、載荷高さの違いによってどちらの影響を受けるかその度合いが変化するため、たわみの伸びを評価する指標として望ましくない。そこで、ここでは、地表面のたわみの伸びを用いて検討をした。なお、地表面のたわみの計算にあたっては、杭下端のたわみとたわみ角が0であることを仮定して、曲げモーメント分布を二階積分することによって求めている。

図-4.7 に case 14 での砂地盤中での繰返し載荷時の単位幅あたりの杭頭荷重  $T/B$  と地表面のたわみ  $y_0$  の関係を示す。この実験では図中に示したすべての荷重条件で、根入比 (根入れ長と  $l_{mi}$  の比、付録参照) が 1.5 を越えており、長い杭としての条件を満足している。図-4.7 中には、繰返しの初期と終期の割線 A, B を示している。図-4.7 から、砂地盤の場合であっても、繰返し載荷をすることによって杭頭のたわみは伸びて行くことがわかる。しかし、割線 A, B からわかるように、繰返し回数が増加しても割線の勾配があまり変化しない。

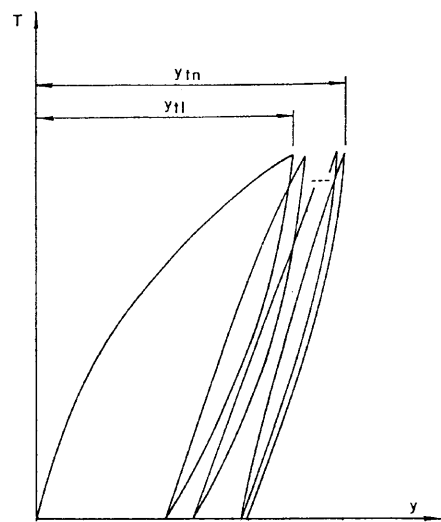


図-4.8: 繰返し载荷時の記号の定義

処女荷重レベルにおける繰返し回数が，地表面変位  $y_0$  や地表面たわみ角  $i_0$  に与える影響についてさらに詳しくみることにする．ここでは，図-4.8 に示すような諸量を定義する．図に示してあるように，1 回目の载荷時の最大荷重時の地表面変位を  $y_{i1}$  とし， $n$  回目の最大荷重時の地表面変位を  $y_{in}$  とする．

このようにして定義した杭の地表面変位の繰返し回数ごとの変化を図-4.9 に示す．ここでは，縦軸に第 1 回最大荷重载荷時の地表面変位に対する第  $n$  回最大荷重载荷時の地表面変位の比を取っている．図-4.9 からわかるように，地表面変位は繰返し回数が増えるにつれて増加する．しかし，その増加率は繰返し回数の増加に従って低下し，30 回の繰返しで最大 1.4 倍程度杭頭変位量が増えている．

図-4.10 に，今回の実験結果と篠原・久保 (1961) の実験結果と，現場実験の結果 (木内ら，1988；木内ら，1990) を同時に示した．図-4.10 では横軸に繰返し回数の対数を取って杭頭変位の伸びを示した．これらの結果からは，杭頭変位は繰返し回数が増えるにつれて増加する傾向がみられ，実験で用いた繰返し回数の範囲では，杭頭変位量の伸びは，繰返し回数の対数にほぼ比例した傾向にある．この傾向が続くものと仮定すると，100 回程度の繰返し荷重が作用したときで，繰返しによる杭頭変位量は処女荷重時に比べて 1.4 から 1.6 倍に達する．ただし，今回の実験結果は既往の実験結果に比べると変位の伸びはやや小さめであり，既往の結果は今回の実験結果のばらつきのほぼ上限に位置している．ここで，篠原・久保の実験結果は杭頭変位の伸びについて整理したものであり，現場実験と今回の実験は地表面変位について整理したものである．今回の結果を杭頭変位で整理した場合には，変位の伸びは，図-4.10 に示すものより小さく

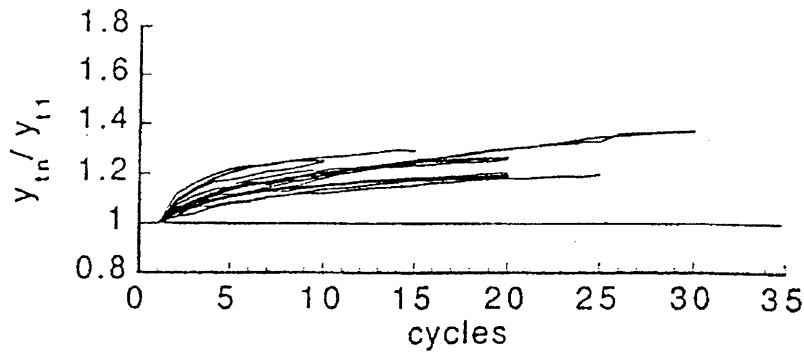


図-4.9: 繰返し回数と地表面変位比の関係

なるので、篠原・久保の結果は、今回の実験結果より変位の伸びはやや大きかったようである。

ところで、篠原・久保(1961)の実験では、板杭と管杭を用いており、現地での実験(木内ら、1988; 木内ら、1990)は管杭を用いたものであり、今回の実験では板杭を用いたものである。篠原・久保の報告では杭の形状の違いによる変位の伸びの差はなかったとされている。しかし、杭の形状が異なる場合には、周辺の地盤の動きが異なってくると考えられるので、繰返し挙動に影響がある可能性がある。また、今回の実験は乾燥砂地盤で実施しているが、篠原・久保と現地の実験では、地盤が飽和もしくは湿潤状態にある。このように水の存在の有無によって実験結果が異なる可能性がある。

Barton(1984)は、飽和砂地盤と乾燥砂地盤中の杭に準静的に繰返し水平方向载荷をする遠心模型実験を行い、その結果から、砂地盤中の水の有無が杭の繰返し挙動におよぼす影響として以下のようにまとめている。すなわち、第一回目の繰返し载荷の過程で、杭前面の地盤はせん断を受け破壊する。杭背面では、土は引張り力に抵抗できないので地盤は杭に追従せず穴ができる。除荷時には、もし水があれば、杭前面の破壊した部分が液状化し、杭の周辺の穴があいた部分に砂が流れ込んでいく。その後の繰返しによって、表層付近の砂は締め固まっていき、ほぼ5回から10回程度の繰返しによって安定状態となる。このとき杭周辺にできた穴の斜面の勾配は比較的緩やかである。水が存在しない場合にも、杭前面では破壊が起こり、杭背面では穴ができる。繰返しによってできる斜面の勾配は水が存在する場合よりも急になり、穴に砂が動く量が少ない。そして最終的には、20回程度の繰返しによって安定状態となる。

杭形状による変位の伸びに差がないとすると、今回の実験と既往の実験の結果の差は地盤中の水の有無の影響が無視しえないと言えるかも知れない。しかし、Bartonが観察しているような、杭の変位の伸びが収束するのに必要な繰返し回数が異なるような挙動は示していない。全体として、今回の実験データからもわかるようにデータにはばらつきが大きく、今回の実験と

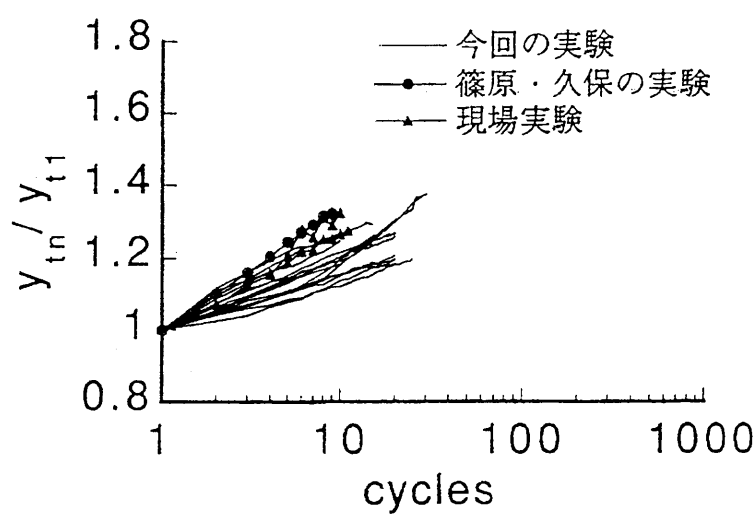


図-4.10: 他の実験結果も含めた繰返し回数の対数と地表面変位比の関係

篠原・久保の実験や現地実験の結果との差は顕著な差とは言えず、杭形状の違い、水の有無の影響はそれほど大きなものではないと考えられる。

繰返し载荷による杭頭部の変位の伸びについては、根入れ比 ( $E_r=l/l_{m1}$ ) が影響することが考えられる。特に長杭と考えられないときにはその影響が大であると思われる。今回の実験では、根入れ比  $E_r$  はどの荷重レベルでも長杭の範疇にはいる 1.5 よりも大きかった。荷重レベルごとに実験結果を平均し、杭頭変位の伸び特性を検討したが、荷重レベルが異なっても杭の変位の伸びの傾向はほとんど同じであった(菊池ら, 1992)。このように、今回の実験範囲のように長杭であれば、変位の伸びに対する荷重レベルの影響はないようである。

4.4 杭の挙動

杭のたわみが荷重の繰返しとともに増える原因について検討してみる。

図-4.11 に、乾燥砂地盤で実施した杭の水平载荷試験時のいくつかのサイクルの载荷除荷時に杭に生じた曲げモーメント分布の変化を示す。この実験では、杭頭(自由長 25cm)に最大で杭の単位幅あたり約 20kgf/cm の荷重を一方向に繰返し作用させた。これらの図では载荷過程の曲げモーメントを実線で、除荷過程の曲げモーメントを点線で示している。なお、これらの図は、実測の曲げモーメントデータをスプライン近似したものを示している。図-4.11(a) は第 1 回目の载荷サイクルの結果を示す。载荷過程(実線)では荷重を増やしても曲げモーメント最大点深さ  $l_{m,max}$  があまり大きくならないのに対し、除荷過程(破線)では除荷につれて  $l_{m,max}$  が深くなっ



ており、最終的にかなり深い位置に残留曲げモーメントが残った状態となる。また、曲げモーメントの第1ゼロ点の深さ  $l_{m1}$  については、載荷の過程、除荷の過程のどちらでも深くなっていくことが分かる。二回目以降の載荷では、 $l_{m,max}$  は載荷とともに急速に浅くなり、ある程度の荷重以上では初期載荷のときとほぼ同じ深さとなり、それ以降はほぼ一回目の除荷載荷時と同じ深さとなっている。また、ほぼ同じ荷重のときの最大曲げモーメントを考えると除荷時のほうが大きく、載荷時のほうが小さくなっている。

図-4.12に載荷荷重と曲げモーメントの第1ゼロ点の深さ  $l_{m1}$  の関係を示す。 $l_{m1}$  は載荷の初期には0.8mであったものが、最大荷重時には1.1mまで深くなり、さらに除荷により1.3mまで深くなる。その後、載荷時に浅くなり、除荷時に深くなるといったことを繰返しながら、最終的には1.4m付近の値に収束するようである。

図-4.13に各載荷サイクルで杭に生じるたわみの変化を示す。ここで、杭のたわみは図-4.11に示した曲げモーメント分布曲線を二階積分して求めたものである。ここでも、載荷過程は実線、除荷過程は点線で示している。(a)は第1回目のサイクルである。載荷過程では、杭頭たわみが荷重とともに増加し、同時に杭のたわみの第1ゼロ点の深さ  $l_{y1}$  も深くなっていく。除荷過程になると、杭頭のたわみは減少するものの、 $l_{y1}$  付近では、除荷とともに杭のたわみが増加し、 $l_{y1}$  が深くなることがわかる。1サイクルが終了したときには、 $l_{y1}$  が深くなったまま、残留たわみが残った状態となる。2回目以降のサイクルでは、最大荷重時も残留時も繰返し載荷によって地表面でのたわみが伸びており、たわみの伸びの原因のひとつとして  $l_{y1}$  が少しずつ深くなっていることがあげられると考えられる。

図-4.14に杭頭荷重と  $l_{y1}$  との関係を示す。 $l_{m1}$  の場合と同じように繰返し載荷によって  $l_{y1}$  が深くなっていくことが分かる。 $l_{y1}$  付近の杭は初期載荷では負の方向にたわんでいるのが繰返し載荷によってその付近のたわみが正の方向に出てくるようになるために  $l_{y1}$  が深くなっている。すなわち、繰返しによって杭のたわみが増加するのは  $l_{y1}$  程度のかかなり深いところから杭のたわみが増えていることに起因している。

図-4.15に各サイクルの地盤反力の変化を示す。ここに示した地盤反力は図-4.11に示した曲げモーメントを二階微分して求めたものである。第1回目の載荷過程では、最大地盤反力の生じる深さ  $l_{p,max}$  より浅いところでは、地盤反力は深さとともに増加する傾向にあり、 $l_{p,max}$  は荷重レベルによらずほぼ一定である。載荷過程で  $l_{p,max}$  より浅かった部分では除荷過程では急速に地盤反力が低下し、残留状態では逆方向の地盤反力が生じる。地盤反力は載荷前面と背面の土圧の差を示すものと考えてよいが、浅い部分に現れた負の地盤反力の挙動は、杭のたわみに従って主働土圧側と受働土圧側が入れ替わったことを示している。 $l_{p,max}$  より深い部分では載荷過程では、大きな地盤反力は発生していないが、除荷過程に入ると全体としては地盤反力は低下するものの、載荷時より大きな地盤反力が発生しながら、 $l_{p,max}$  が深くなっていく。このよう

第4章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)

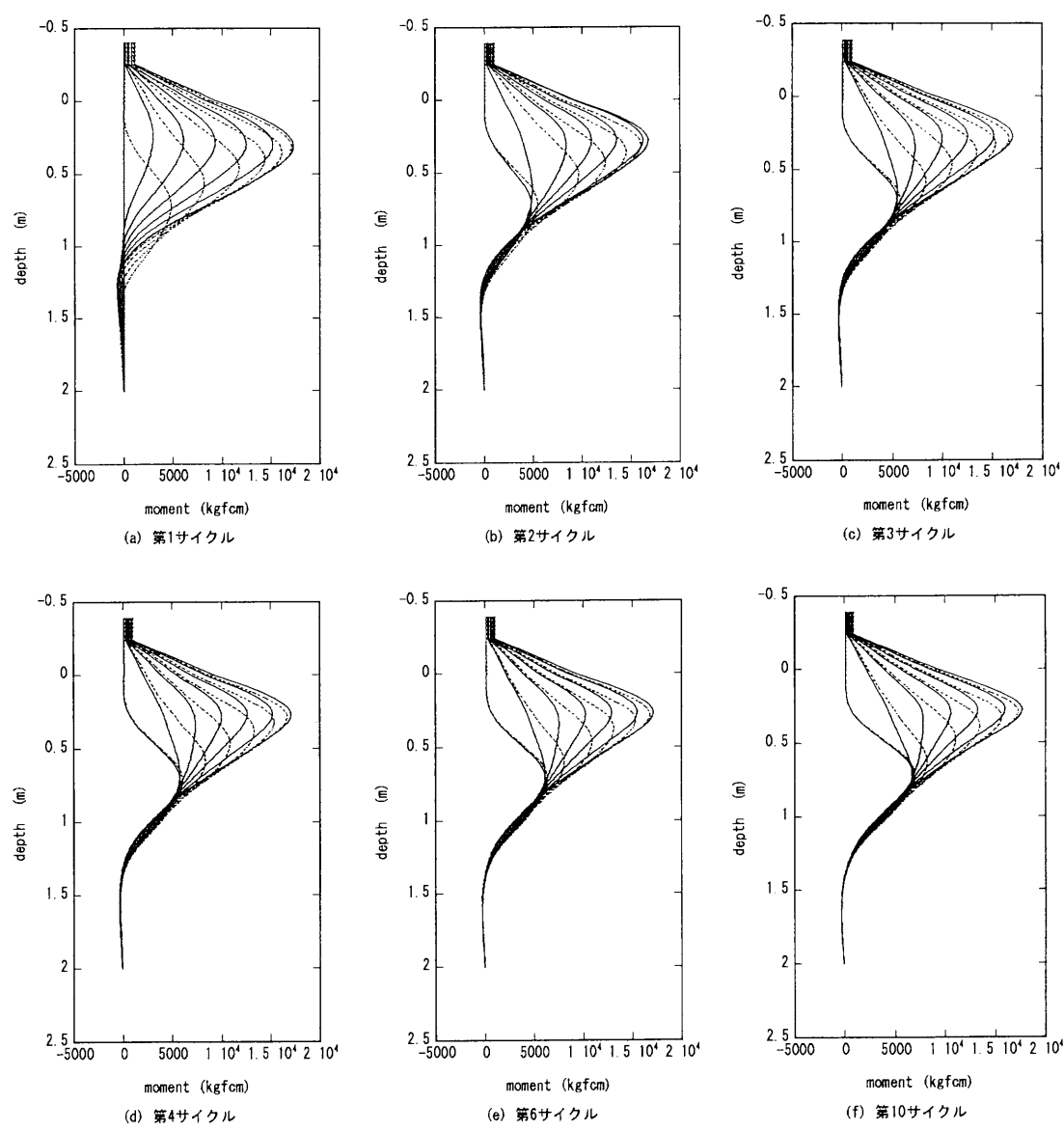


図-4.11: 各サイクルで杭に生じる曲げモーメント (砂地盤)

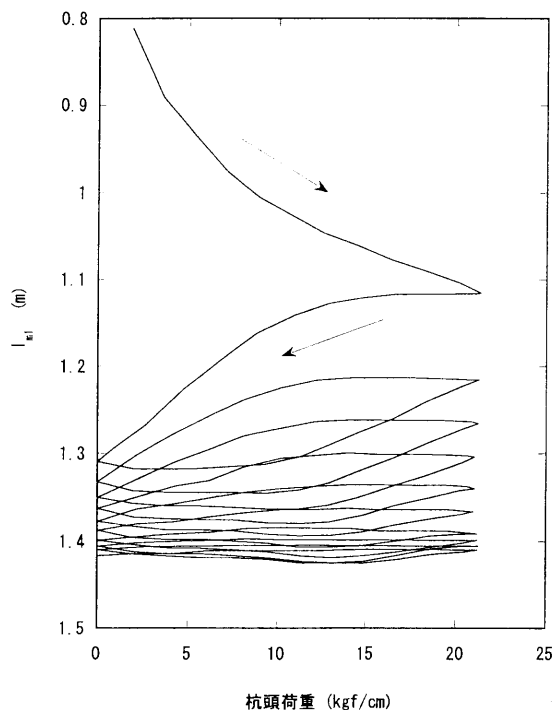


図-4.12: 荷重と  $l_{m1}$  の関係 (砂地盤)

に、50cm～100cm 付近の比較的深いところでは、除荷の始まりとともに地盤反力が増加しており、浅い部分とはまったく異なる挙動となっている。この付近は、除荷の始まりとともに、杭のたわみが増加する部分であり、杭の浅い部分が元に戻ろうとするときに押し出されることによって杭前面が受働傾向となる部分であるといえる。2回目以降の繰返し載荷では、深さ 1m 付近までの深い部分での地盤反力の出方が繰返し回数の増加とともに進んでいることが分かる。

以上のことを、周辺地盤の動きとあわせて考えると以下のようになっていることが想像される。載荷時には、杭の浅い部分が前方にたわむため、杭前面が盛り上がり、杭背面の地盤が下がる。このとき、杭の背面には砂が供給される。除荷時には、杭の浅い部分がもとに戻ろうとするが、すでに杭の背面側に流れ込んできた砂が存在するため、元の位置まで戻ることができない。また、 $l_{y1}$  付近の杭の深い部分では、除荷時に杭が前方にたわむ傾向にあり、わずかではあるが、除荷時に杭背面側に砂が流れ込んでくることになる。引き続き載荷では、除荷時の杭の状態から変形が始まり、浅い部分では、第一サイクルとほぼ同じような動きをするが、 $l_{y1}$  付近の杭の深い部分で、載荷の繰返しのたびに杭背面からの砂の供給を受けるために、繰返し載荷によって徐々に杭頭のたわみが増大していくものと考えられる。

以上の様子を詳しく見るために、図-4.16 から図-4.19 に深度 12cm から 110cm 程度までのいくつかの深度におけるたわみと杭頭荷重の関係 (図-4.16, 図-4.17) とたわみと地盤反力の関係

第4章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

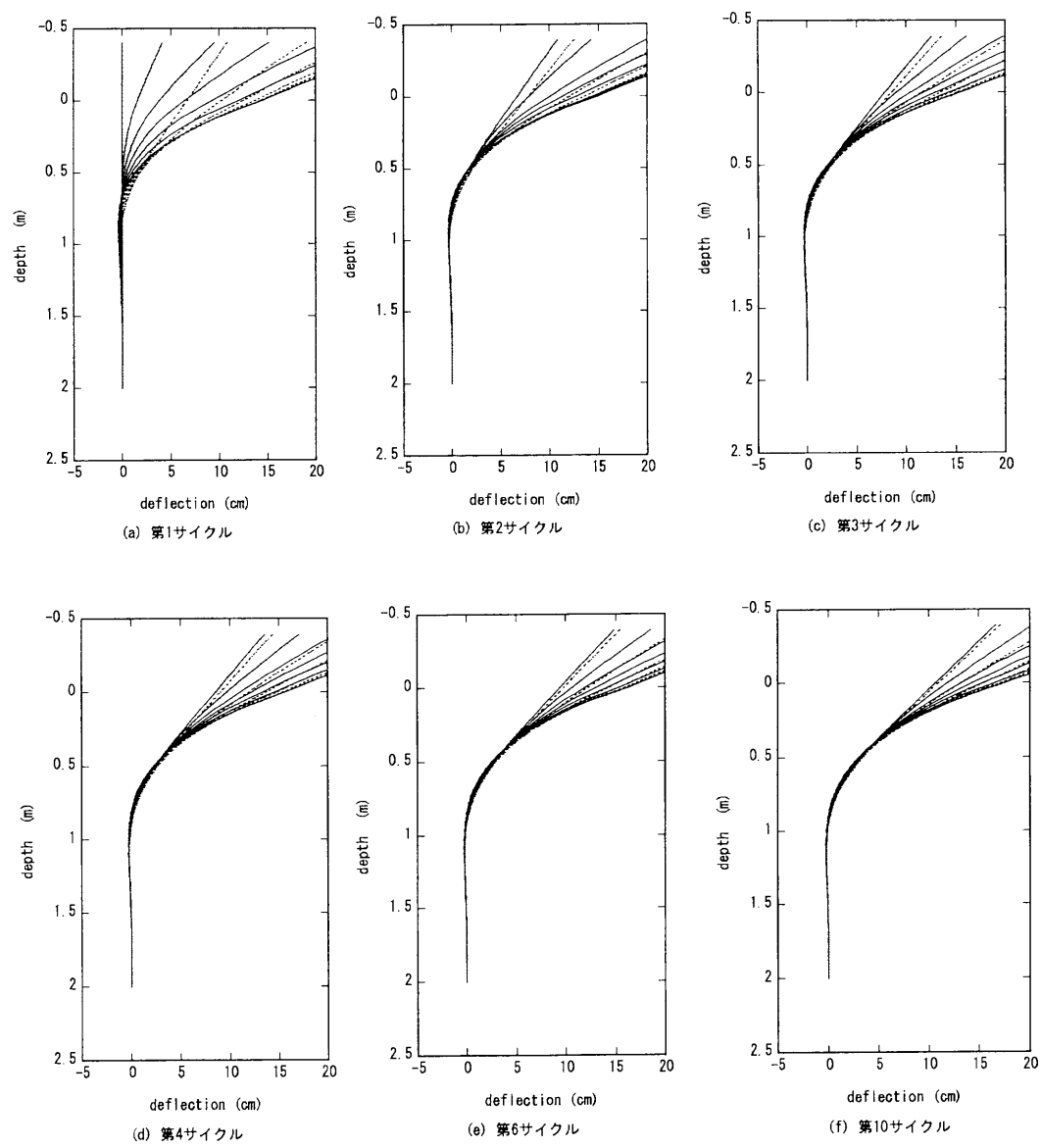


図-4.13: 各サイクルで杭に生じるたわみ (砂地盤)

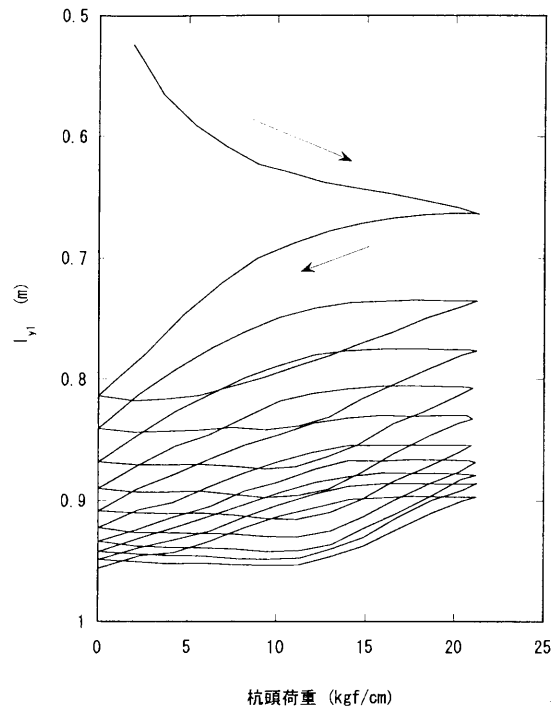


図-4.14: 荷重と  $l_y/l$  の関係 (砂地盤)

(図-4.18, 図-4.19) について示した. なお, 図-4.18 と 図-4.19 では, 参考のために, 杭頭に作用している荷重が最大のときのたわみと地盤反力位置を○であらわし, 残留時 (杭頭荷重が0のとき) のたわみと地盤反力位置を●であらわしている.

図-4.16 と 図-4.17 をみると, 深度方向の杭の挙動の変化は連続的であり, どこかの深さで挙動が急に変化するという事はない. すなわち, 処女載荷時には浅いところでは荷重の増加とともに杭は前面方向にたわむが, その大きさは深さが深くなるにつれて小さくなる. たわみが小さくなることの延長として, この実験で言うとも深度 70cm 付近以深では, 荷重の増加につれてたわみが負の方向に出るようになる. また, 第1回目の除荷時については, 浅い部分では荷重の減少につれてたわみが小さくなるが, 深くなるにつれて除荷時にもたわみが増加する傾向が見られる. ある深さを超えるとたわみの増加は除荷時に現れ, たわみの減少は載荷時に現れるようになる. 荷重を繰返し載荷する場合にも, 以上の傾向はあまり変わらないが, 各深度における1サイクルごとのループの位置および形状は少しずつ変化している.

杭の深度方向の挙動の変化は連続的であるが, あえて変化点を指摘するとすると, 深度 30cm までは杭のたわみは荷重が載荷される過程で増加し, 除荷過程で減少するが, 30cm より深くなると除荷時にたわみが増える様子が観察される. この深さの境界は, 図-4.11 に示すように, 概ね載荷時の  $l_{m,max}$  に相当している. さらに深くなって, 深度が 70cm より深くなると, 第1回目

第4章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)

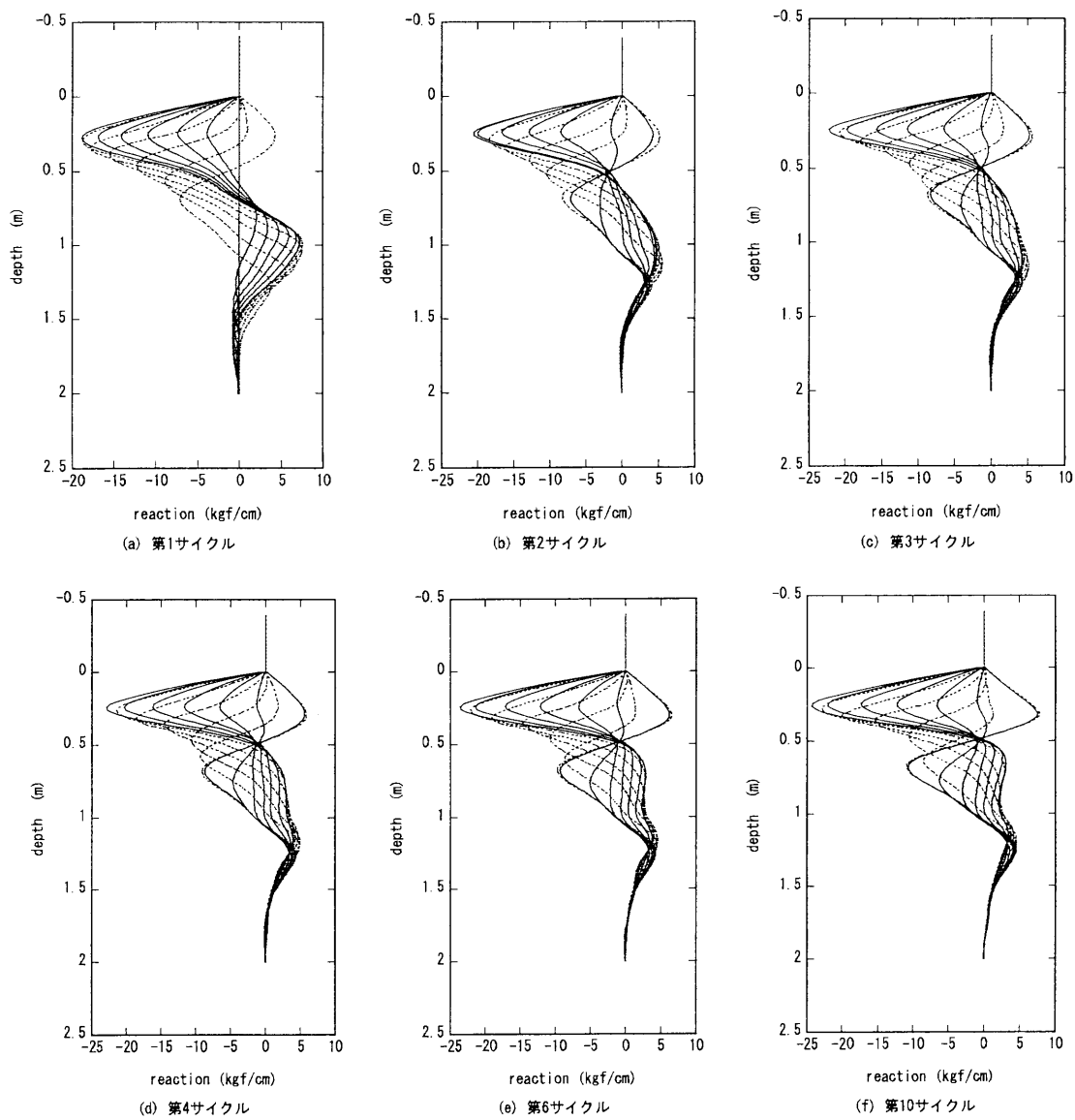


図-4.15: 各サイクルで杭に生じる地盤反力 (砂地盤)

の載荷の過程で負の方向にたわむが繰返し載荷されることにより正の方向にたわみが増加していき様子がわかる。この区間においても、載荷の過程ではたわみは負の方向に進み、除荷の過程で正方向にたわむ傾向にある。この深さの境界は、図-4.14に示すように、概ね第1回目の載荷時の $l_{y1}$ に相当している。

図-4.18と図-4.19は曲げモーメントを二階微分して得られた地盤反力とその深度のたわみについていくつかの深度のものを示したものである。ここで、地盤反力は曲げモーメントの二階微分であることに注意する必要がある。すなわち、全体的な傾向、定性的な傾向は概ね合っていると考えられるが、絶対値そのものの正確さや細かなデータのばらつきが真か否かということについては言えないということである。

図-4.18と図-4.19をみると、各深度のたわみと地盤反力の関係についても深さ方向に連続的に変化が現れているが、深度ごとに特徴的なグループに分けることができる。

すなわち、30cmまでの浅い部分では、処女載荷時には、いわゆる港研方式で説明されるような、地盤反力とたわみの間の非線型な関係が見られる。除荷時には、地盤反力がほぼ0になるまでほとんどたわみが増加しない状態で地盤反力が低下し、その後、たわみが減りながら負の地盤反力を生じるようになる。その後の繰返し載荷では、繰返し回数が増えるにつれて杭の最大たわみ、最大地盤反力ともに増える。ただし、深度が浅いほど繰返しによる地盤反力の増加の割合が大きく、処女載荷曲線の上方にまで地盤反力が発生する。深さが30cm程度では、繰返し時の荷重最大時の地盤反力とたわみの関係のプロットは、処女曲線の延長上にある。

40cmから60cmの間の中間的な深さの部分では、杭頭荷重増加時にたわみが増加し、地盤反力も増加するが、杭頭荷重の除荷が始まっても杭のたわみは増加しつづけ、同時に地盤反力の最大が除荷の過程で現れるようになる。この区間は、すでに見てきたように、載荷過程では、 $l_{m,max}$ の下にあたる部分であり、杭の曲率が最大となる深さより少し深い部分である。これが、除荷が始まると、杭の地表面に近い部分のたわみが急速に減少し、杭のこの区間が前面に押し出されるような形となる。このため、載荷時には、十分な地盤反力を発揮しなくて良かったこの部分が除荷の開始とともに大きな地盤反力を示さなくてはならなくなったものと考えられる。また、繰返し時の杭頭荷重最大時の地盤反力に注意すると、深くなるにつれて杭頭荷重最大時の地盤反力が小さくなり、ある深さ以上では、杭頭荷重最大時に地盤反力が最小となる傾向があらわれる。この区間で特徴的に見られるのは、杭のたわみが増加しながら地盤反力が低下する挙動が見られることである。このように、たわみが増えながら地盤反力が低下するのは、この区間の特徴的な現象である。これは、杭背面に砂が供給されて押し出されるようにして杭が前方へたわんでいることを意味しているものと考えられる。

70cmより深い部分はたわみ、地盤反力ともに小さな値となり、その精度には多少の問題がある虞があるが、全体的な傾向はつかめているものと考えられる。この区間では、載荷の初期に負

第4章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)

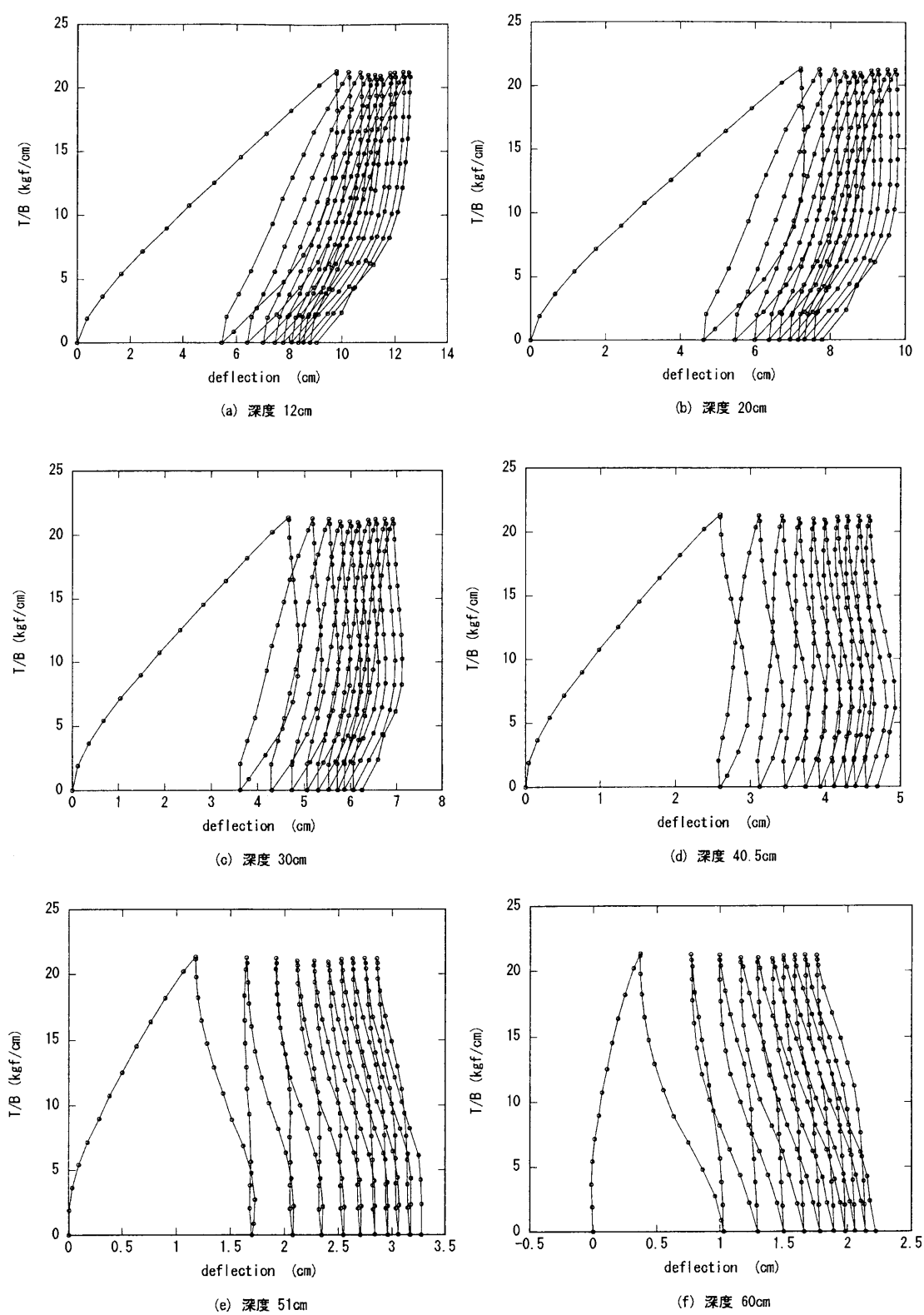


図-4.16: いくつかの深度でのたわみと杭頭荷重の関係 (砂地盤)(その 1)



#### 4.4. 杭の挙動

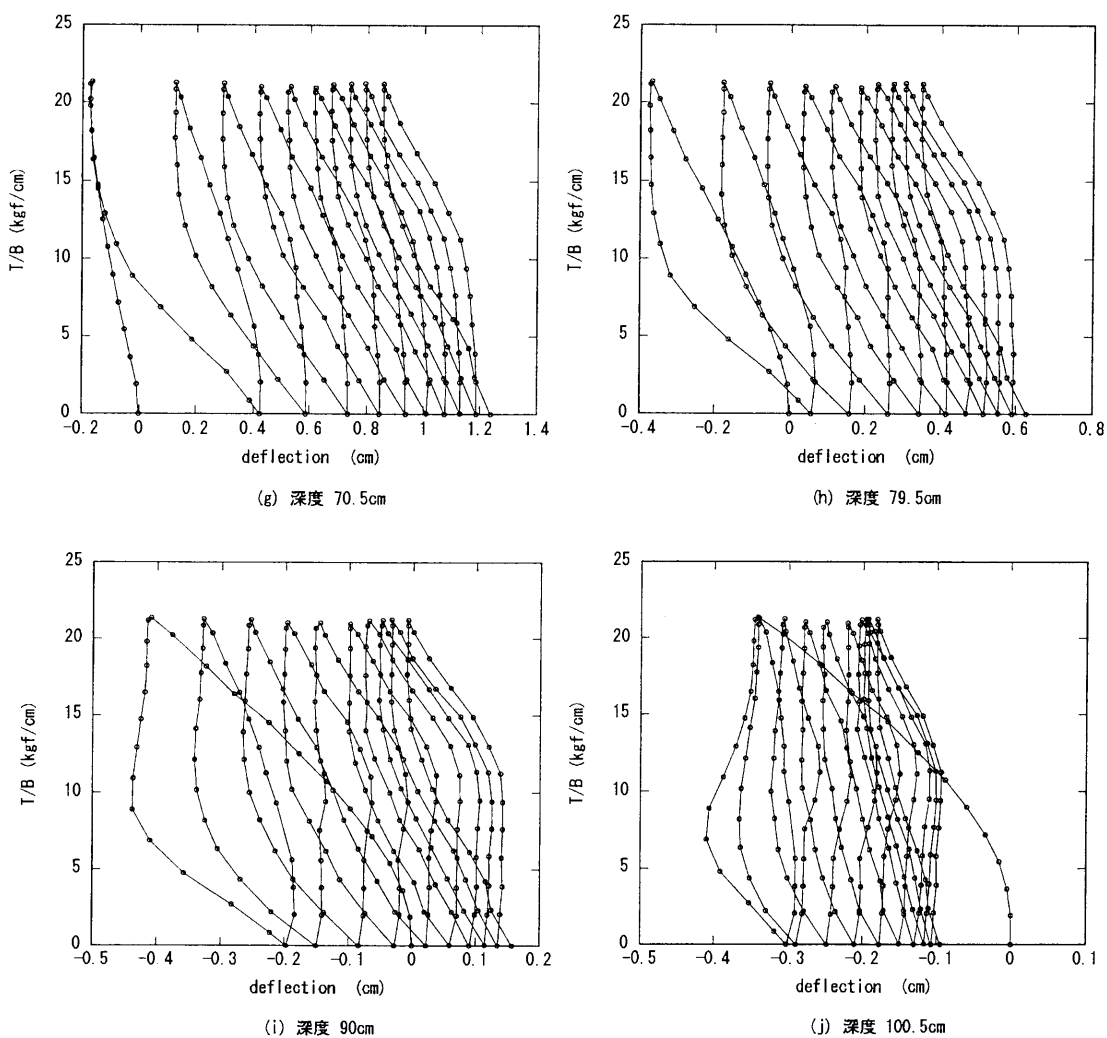


図-4.17: いくつかの深度でのたわみと杭頭荷重の関係 (砂地盤)(その 2)

## 第4章 繰返し載荷時の杭の挙動(砂地盤)

の方向にたわみ、地盤反力も負の値を示す。処女載荷時の曲線形状は浅いところの荷重たわみ関係と同様に港研方式に良く合いそうな傾向となっている。この区間では、地盤反力もたわみも荷重が最大のときに最小となり、荷重が最小のときに最大となる傾向がある。また、繰返し載荷によってたわみは増加する傾向にある。

全体として、繰返し載荷をしたときに杭のたわみが正方向に増えていくのはかなり深いところからであることが分かる。また、全深度にわたって言えることであるが、繰返し載荷によるたわみの正方向への移動は簡単には収束しないようであるが、1サイクルあたりのたわみ振幅は繰返し回数が増えるにつれて小さくなっており、たわみと地盤反力の関係を示す曲線の勾配も急になってきている。これは、ゆすり込みのような現象によって杭周辺地盤が締め固められていくためではないかと考えられる。

あまり深くない部分での杭周辺の砂の動きについては以下のように考えられる。 $l_{m,max}$ より浅いところでは、主に載荷時に杭の背面に砂が供給される。 $l_{m,max}$ から $l_{m1}$ あたりのやや深いところでは、図-4.16、図-4.17でも見られたように、除荷時に地盤反力が減少しながら、杭が正方向にたわむなど、除荷時に杭背面から砂が供給される傾向が見られる。すなわち、この部分では、処女載荷時を除けば、除荷時に上部から杭背面に砂が供給される。次に載荷するときに杭のこの部分は戻ろうとするが、すでに背面に砂が供給されているため、もとには戻ることができない。このように、載荷過程では杭背面の比較的浅部に砂が供給され、除荷過程ではより深いところに砂が供給されるという二段階の過程を経ながら上部の砂が杭の背面に落ち込んでくることによって残留たわみが蓄積されていく。図-4.16、図-4.17でも見られるように、1サイクルでのたわみの伸びはこの深さでも小さくなっていき、砂が供給される量がだんだん少なくなっていくことがわかるが、このような砂の供給がなくなればこの深度の地盤反力の発生の仕方が安定的にならないと考えられ、このためには多数の繰返し回数を必要とする。

篠原・久保(1961)は飽和砂地盤においてほぼ同じような観察をしており、周辺地盤の崩壊のしやすさの違いによって杭の荷重たわみ曲線が多少異なるであろうことを述べている。このように、以上のような現象は程度の差はあるとしても砂地盤の静的な繰返し載荷においては、地盤の乾燥、飽和条件によらず生じる現象である。

### 4.5 最大荷重時の地盤反力係数の変化

次に、同じ荷重を繰返し作用したときの最大荷重時の各深度でのたわみと地盤反力の関係についてみる。図-4.11や図-4.13で見たように、最大荷重作用時に曲げモーメントや杭上部のたわみが最大となるので、荷重最大時の挙動を把握しておくことは重要である。

図-4.20と図-4.21はこれまでに見てきた図-4.18、図-4.19を取りまとめて最大荷重載荷時の

#### 4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

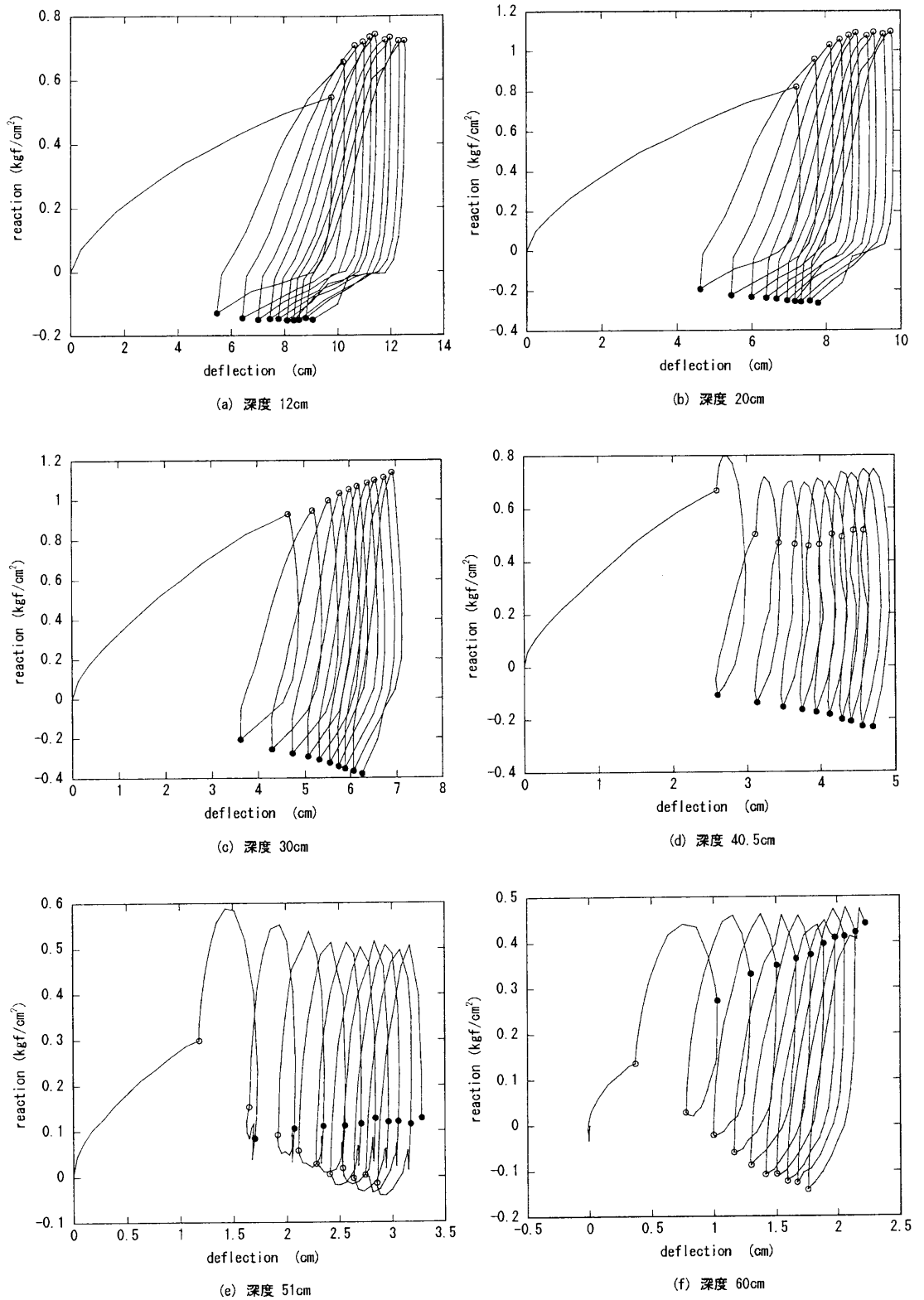


図-4.18: いくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係(砂地盤)(その1)

第4章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)

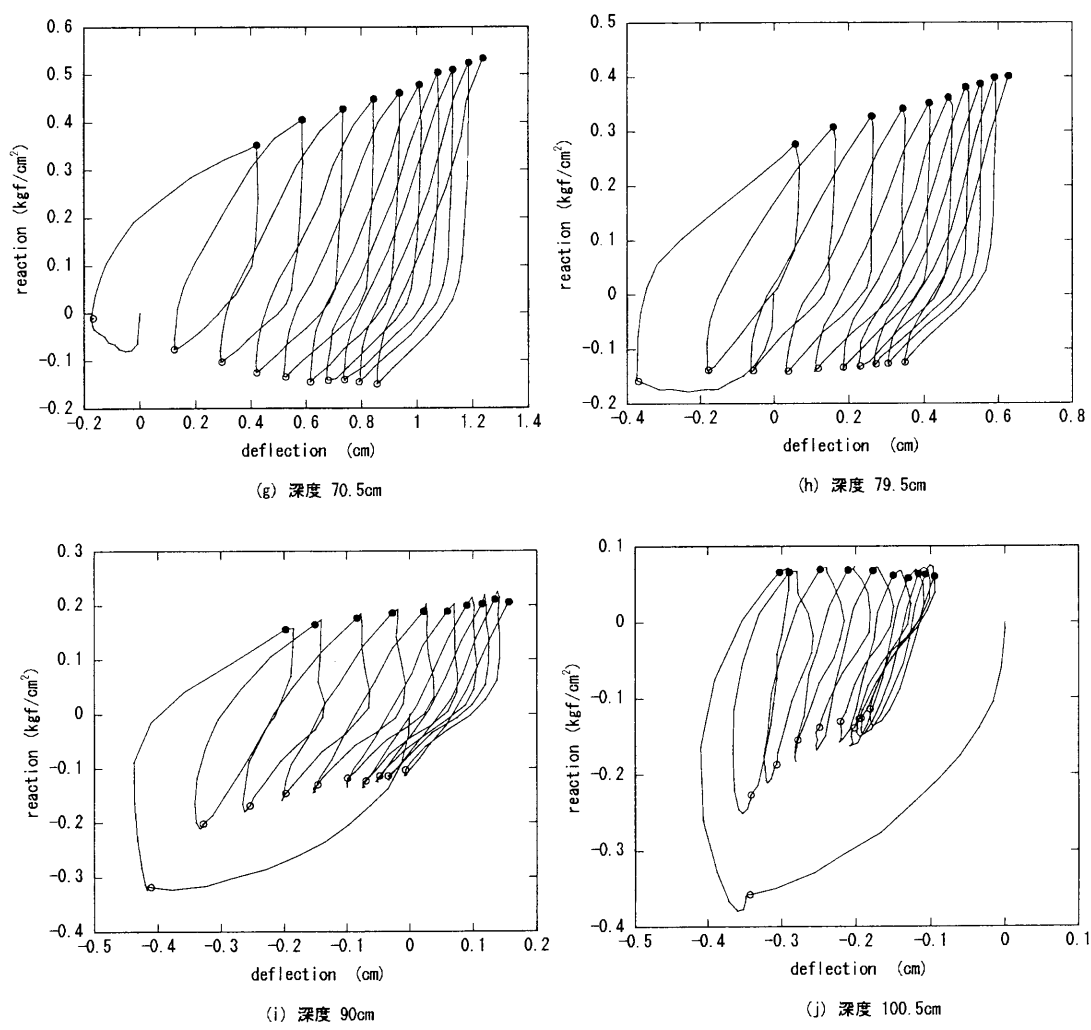


図-4.19: いくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係 (砂地盤)(その 2)

#### 4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

深度ごとの地盤反力の発生の仕方を比較したものである。すでに見てきたように、深度が深くなると最大の地盤反力が荷重最大時には生じない場合もある。図中にそれぞれ記号でプロットされている点は、単位幅あたりの杭頭荷重  $T/B$  が 21 の時の地盤反力とたわみの関係を示している。また、原点から各深さの最初の記号のプロットの点までの折れ線は、処女荷重の載荷による地盤反力とたわみの関係を示している。

図-4.20 は深度およそ 30cm より浅い部分について示したものである。これらの深度では、最大荷重載荷時に杭のたわみがそのサイクルの最大値に達している。この深さでの地盤反力とたわみの関係を見ると概ね 25cm 程度の深さまでは、繰返し時の地盤反力は処女載荷時の地盤反力と変位の関係よりも上側にでるようになる。ただし、その増加の程度ははじめの数サイクルでは大きく、繰返し回数が増えるにつれて増加率は低下してくる。特に、20cm までの比較的浅い部分では、地盤反力に上限があるような挙動となる。繰返し回数の少ないうちの地盤反力の増加は除荷時の杭前面への砂の供給などにより再載荷時の受働抵抗が発揮されやすくなることと周辺地盤の高密度化が影響していると考えられる。その後、浅い部分で地盤反力が飽和するのは、その部分では受働崩壊に近い現象が生じているためではないかと考えられる。

図-4.21 は深度およそ 30cm～70cm までの区間について示したものである。これらの深度では、最大荷重載荷時の杭のたわみは各載荷サイクルの最大変位ではない。とくに、50cm 程度より深い部分では、最大荷重載荷時にたわみが最も小さくなっている。まず、処女載荷時について見ると、地盤反力とたわみの関係がほぼひとつの線上にあり、港研方式の S 型地盤の関係が成り立っていないことがわかる。繰返し載荷時の地盤反力については、いずれの深度でも処女曲線の延長よりは下方にあり、繰返し載荷によって地盤反力が発生しない状態となる。特に、深さが深くなるほど地盤反力の低下が著しくなっているのが特徴的である。結局、深くなると 1 載荷サイクル中のたわみの極小値のときの状態を示していることになり、杭背面側からの反力が大きくなるため、地盤反力が小さくなっているものと考えられる。

これらの関係について見通しを良くするために、処女載荷時の最大荷重時の各深度の地盤反力  $p_{t1}$  とたわみ  $y_{t1}$  で正規化した地盤反力とたわみの関係を図-4.22 に示す。この結果から、繰返し載荷時の荷重最大時の各深度における地盤反力とたわみの関係は深度によって異なり、浅い部分では、処女載荷時の地盤反力とたわみの関係の延長よりも地盤反力が大きくなり、深い部分では小さくなることがわかる。この変化は深度方向にほぼ連続であり、浅い部分ほど処女曲線の延長からの増加率が大きく、深い部分ほど減少率が大きい。また、処女曲線の延長からの増加率が 0 となるのは深度 30cm 程度であり、この深さは第 1 回目の最大荷重載荷時の  $l_{m,max}$  と対応している。この深さを処女載荷時の曲げモーメントの第 1 ゼロ点との比率で示すと、 $0.27l_{m1}$  となる。なお、浅い部分での増加率には、頭打ちがあり、その極限は、 $p/p_{t1} = 1.35$  程度である。28cm よりも深い部分では、一度は地盤反力が低下するものの、浅い部分ほどその後地盤反力が

第 4 章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)

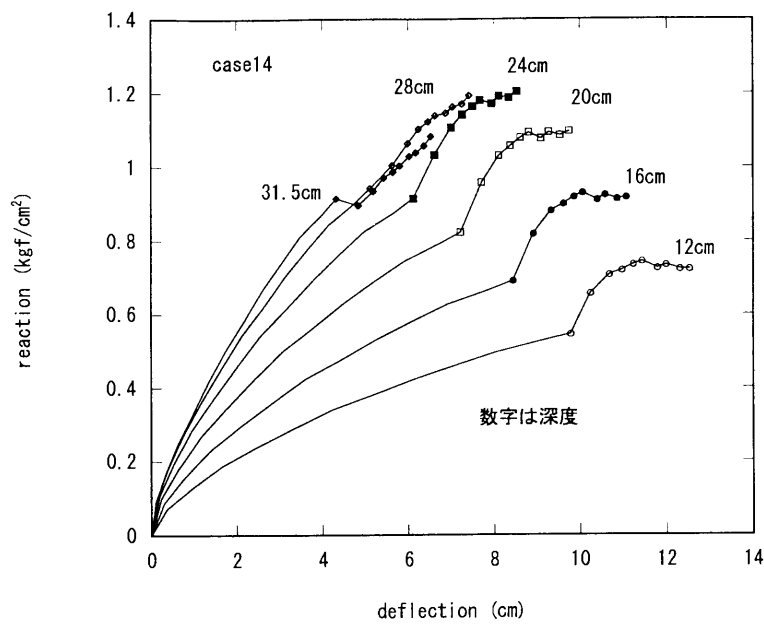


図-4.20: いくつかの深度での荷重最大時のたわみと地盤反力の関係 (砂地盤)(深度 12cm～31.5cm)

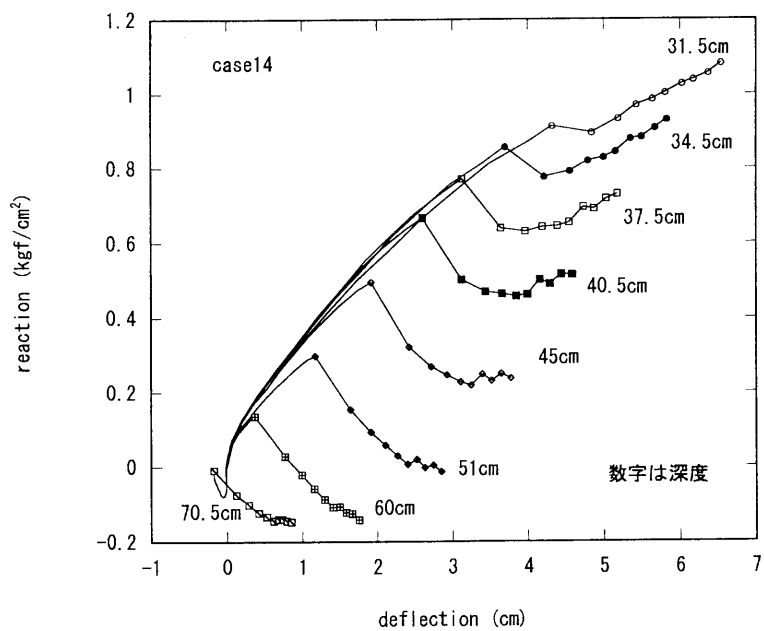


図-4.21: いくつかの深度での荷重最大時のたわみと地盤反力の関係 (砂地盤)(深度 31.5cm～70.5cm)

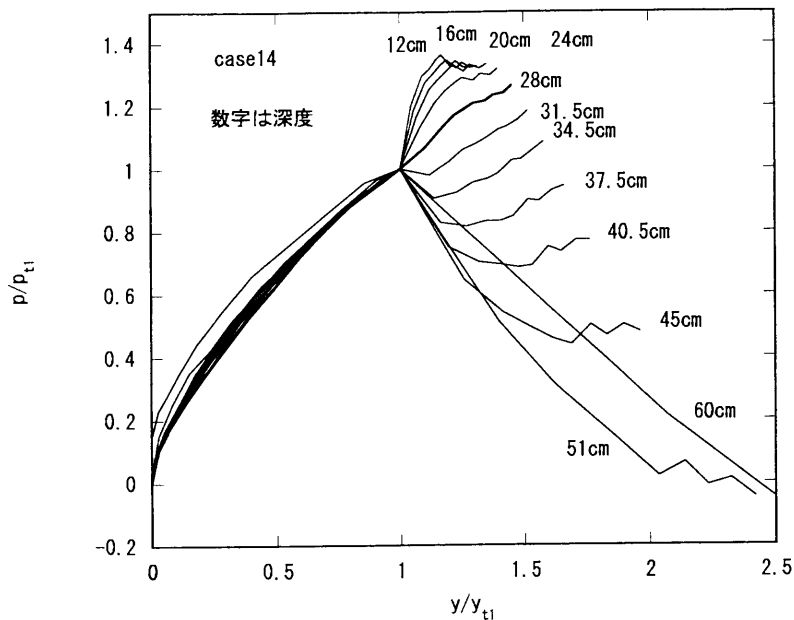


図-4.22: 正規化したいくつかの深度での荷重最大時のたわみと地盤反力の関係 (砂地盤)(深度 12cm～60cm)

増加する傾向にある。

ここで、たわみ比  $y/y_{t1}$  と地盤反力比  $p/p_{t1}$  の関係を見たが、このような関係は地盤反力係数の変化を直接見ようとする立場からすればやや間接的な見方である。図-4.22 に示したように、 $y/y_{t1}$  と  $p/p_{t1}$  の関係は

$$\left(\frac{p}{p_{t1}}\right) = f\left(\frac{y}{y_{t1}}\right) \tag{4.1}$$

と表せられるので、このような関数として、

$$\left(\frac{p}{p_{t1}}\right) - 1 = a \cdot \left(\left(\frac{y}{y_{t1}}\right) - 1\right) \tag{4.2}$$

を考える。ある深度の 1 回目の最大荷重載荷時の杭のたわみ  $y_{t1}$  と地盤反力  $p_{t1}$  の関係と荷重最大時の杭のたわみ  $y_{in}$  と地盤反力  $p$  にそれぞれ次のような関係があるとする。ただし、ここでは暗黙のうちに、港研方式のような単調載荷状態を前提としたモデルの適用を考えているため、最大荷重時あるいは処女荷重時を念頭においている。

#### 第4章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

$$p_{t1} = k_{t1} \cdot y_{t1}^m \quad (4.3)$$

$$p = k \cdot y_{tn}^m \quad (4.4)$$

このとき、 $R_k = \frac{k}{k_{t1}}$  は次のように表せられる。

$$R_k = \left( \left( \frac{y_{tn}}{y_{t1}} \right)^{1-m} - \left( \frac{y_{tn}}{y_{t1}} \right)^{-m} \right) \cdot a + \left( \frac{y_{tn}}{y_{t1}} \right)^{-m} \quad (4.5)$$

ここでは、 $n$  回の繰返し載荷をしたとき、最大荷重が作用している場合の地盤反力係数を考えるために、第  $n$  回の繰返し載荷時の最大荷重時の地盤反力とたわみをそれぞれ  $p_{tn}$ 、 $y_{tn}$  であらわすことにする。また、もともとの港研方式では、 $k$  は杭の剛性や荷重レベルによらない地盤に固有の値をとる、すなわち、梁の方程式中で定数として取り扱えるものとして考えられてきている。繰返しによって、そのように考えてきた数字がどのように変化するかを考えることにより、繰返しによる地盤の性質の変化として取り扱うことができる。以上のようなことを考えて、ここでは、港研方式の提案に従い、 $m = 0.5$  のときについて検討する。すなわち、 $n$  回繰返し載荷した時の最大荷重時の  $R_k$  が次式で表せられるものとする。

$$R_k = \left( \left( \frac{y_{tn}}{y_{t1}} \right)^{0.5} - \left( \frac{y_{tn}}{y_{t1}} \right)^{-0.5} \right) \cdot a + \left( \frac{y_{tn}}{y_{t1}} \right)^{-0.5} \quad (4.6)$$

簡単のために、たとえば  $a$  が定数のときを考え、たわみ比  $y_{tn}/y_{t1}$  と地盤反力比  $p_{tn}/p_{t1}$  の関係が図-4.23 に直線で示すような関係があったとき、港研方式に従う地盤反力係数の比は、図-4.24 のような関係があることになる。

同様の変換を実測データに対して施すことにより、地盤反力係数比で表した地盤反力係数の変化を示すことができる。

このようにして、繰返し載荷による最大荷重時の正規化したたわみ  $y_{tn}/y_{t1}$  と地盤反力係数比  $R_k$  の関係を求めたのが、図-4.25 である。図からわかるように、深度 28cm では繰返し載荷によっても地盤反力係数が変化せず、それより浅い部分では、地盤反力係数が大きくなり、それより深い部分では、地盤反力係数が小さくなる。ただし、浅い部分では、繰返し回数が大きくなると地盤反力係数は頭打ちとなり、最終的には低下してくる。一方、深い部分では、繰返しの初期には地盤反力係数が低下するが、比較的浅いところから順にある一定の地盤反力係数に収束していくようである。なお、深度 28cm は処女載荷時の  $l_{m1}$  のおよそ 0.27 にあたる。

このような繰返しによる地盤反力とたわみの関係の変化が荷重レベルや地盤の密度の影響をどのように受けているかを調べるために、他のケースで実施した繰返し載荷についても同様の整



4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

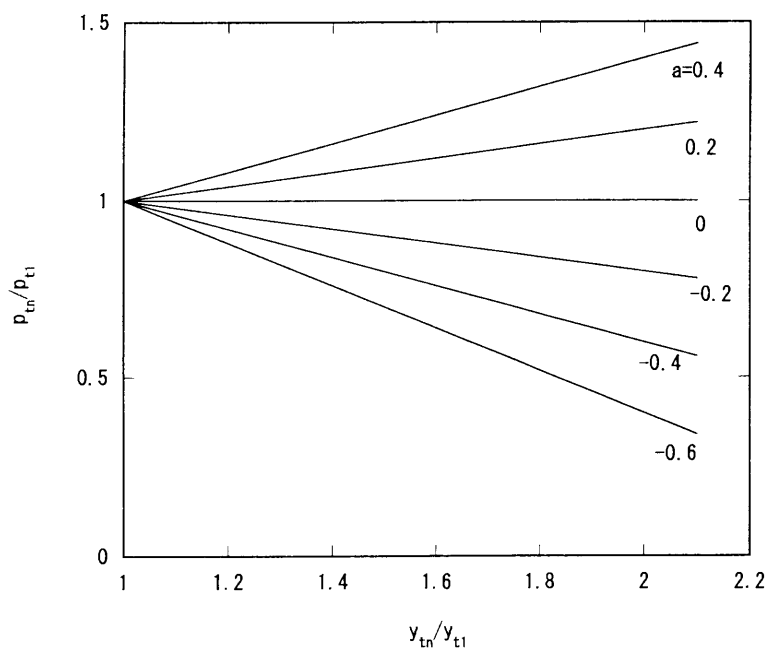


図-4.23: 繰返し載荷時の正規化した地盤反力とたわみの関係が直線で表せる場合の例

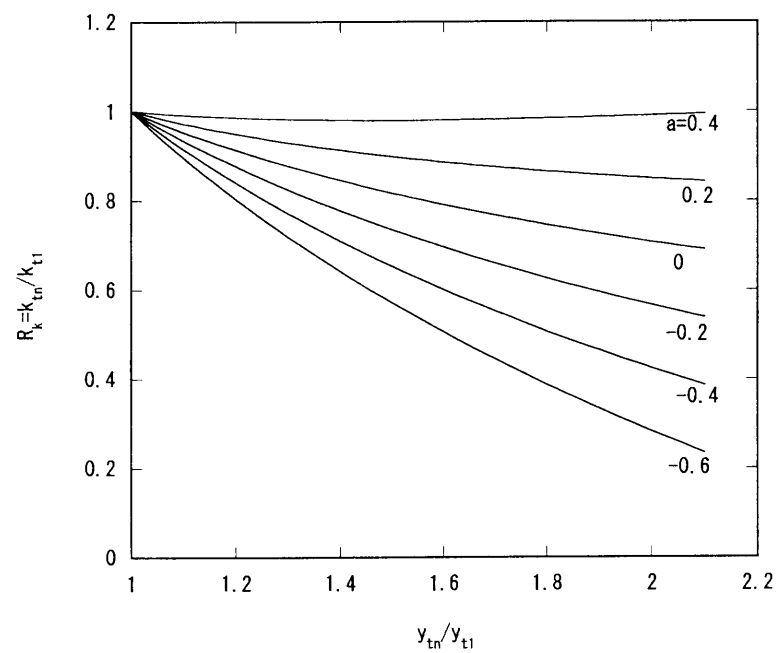


図-4.24: 繰返し載荷時の正規化したたわみと地盤反力係数比の関係

第 4 章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

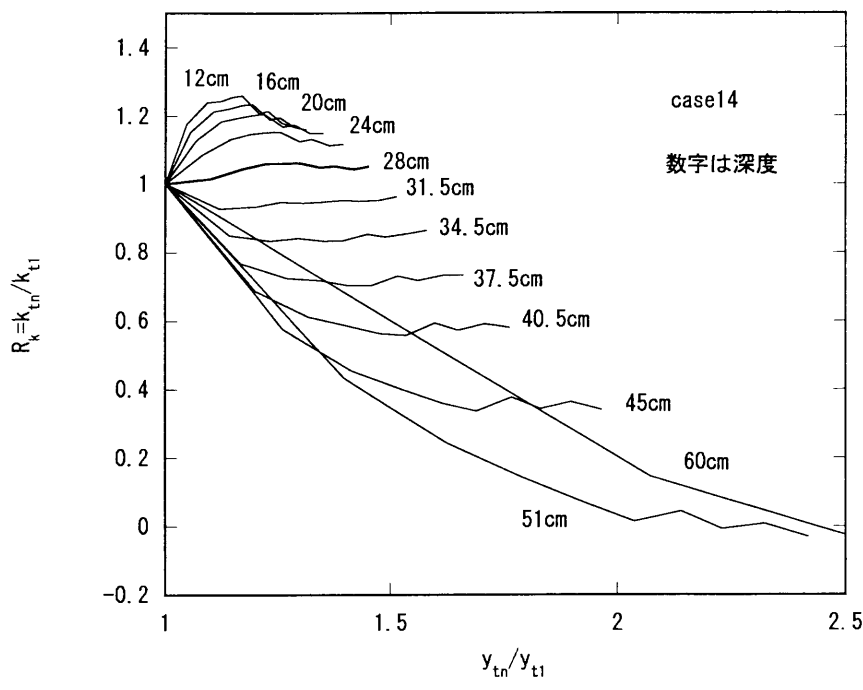


図-4.25: 繰返し載荷時の正規化したたわみと地盤反力係数比の関係 (case 14)

理をしてみた. 図-4.26 と図-4.27 に, 図-4.22 と同じ杭, 地盤の条件で載荷荷重レベルが 96kgf と低い場合の結果である. 図-4.22 と比べると, 深度が深くなるにつれて地盤反力が低下していく様子がわかるが, 浅い部分の地盤反力の増加も深い部分の地盤反力の減少も図-4.22 に比べてその変化の幅が小さくなっている. そのため, 図-4.27 に示すように, 地盤反力係数の低下としてみると浅い部分でも地盤反力係数は繰返し回数の増加とともに低下しており, 正規化たわみに対する地盤反力係数比の変化の様子は深さ方向の違いは比較的小さくなっていることがわかる.

図-4.28 と図-4.29 は, 密度の高い地盤 ( $D_r = 70\%$ ) での結果である. 推定されている地盤反力係数は図-4.22 の 2 倍程度である. このケースでは, 杭の曲げ剛性  $EI$  も図-4.22 に比べて 1.6 倍となっている. ここに示した実験での繰返し最大荷重は 96kgf である. 密度の高い地盤での実験は杭の曲げ剛性を変えた実験を行っているが, いずれの実験ケースでも挙動は概ね同じであり, 図-4.28 の結果とほとんど同じであった. この結果では, 深度によらずほぼ一定の比率で地盤反力が低下する傾向にある.

以上のように, 繰返し載荷による荷重最大時の地盤反力とたわみ関係の変化は荷重レベルや地盤の密度の影響も受けることがわかった. 一般的には, 密度が高いほど, 荷重レベルが低いほど繰返しによる地盤反力とたわみの関係の変化が少なく, 地盤の密度がゆるく, 荷重レベルが大きくなるとこの変化が大きくなると考えられる.

4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

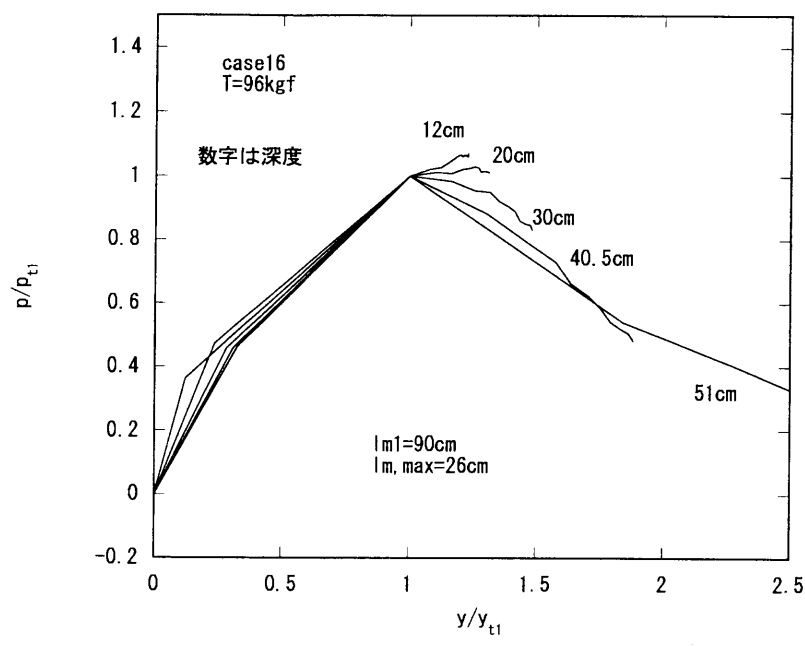


図-4.26: いくつかの深度での荷重最大時の正規化したたわみと地盤反力の関係 (case 16)(深度 12cm～50cm)

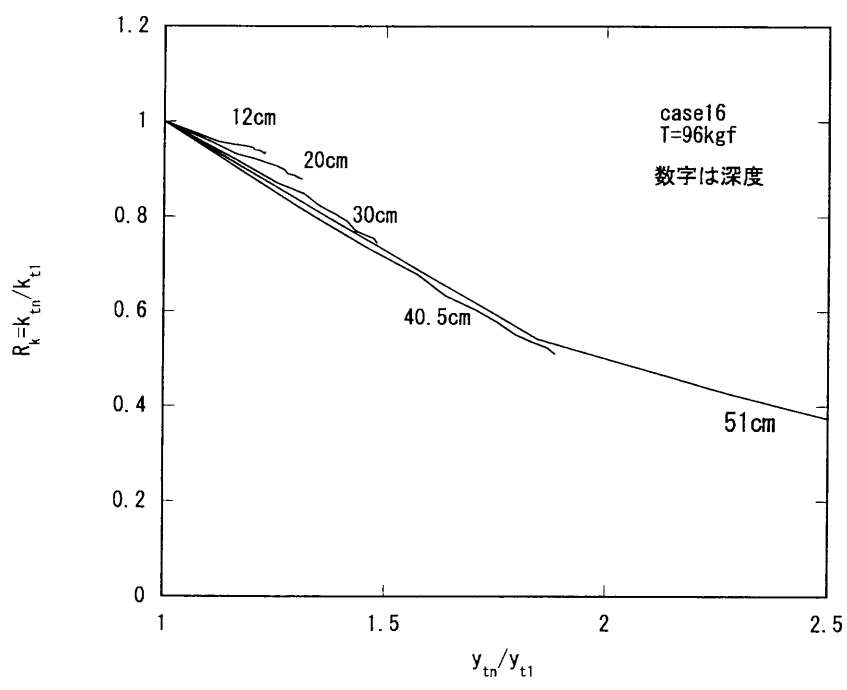


図-4.27: 繰返し載荷時の正規化したたわみと地盤反力係数比の関係 (case 16)(深度 12cm～50cm)

第4章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)

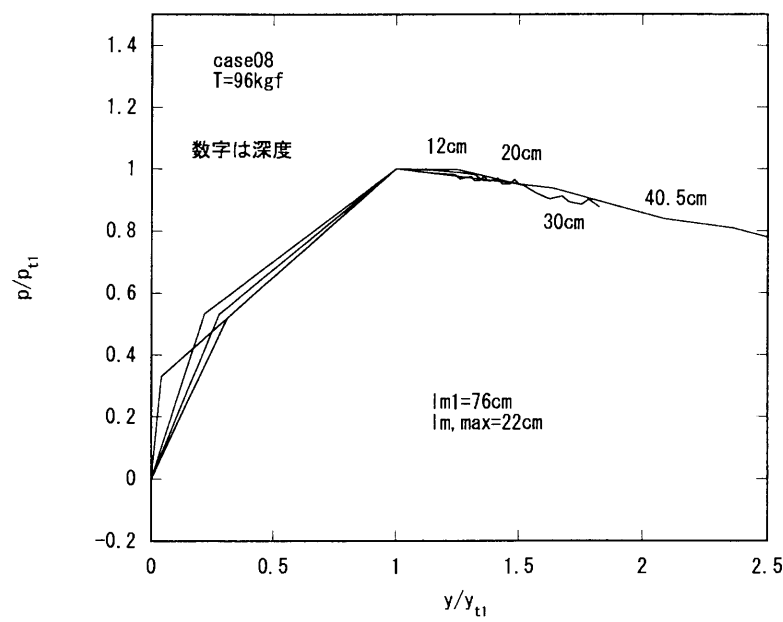


図-4.28: いくつかの深度での荷重最大時の正規化したたわみと地盤反力の関係 (case 08)(深度 12cm～40.5cm)

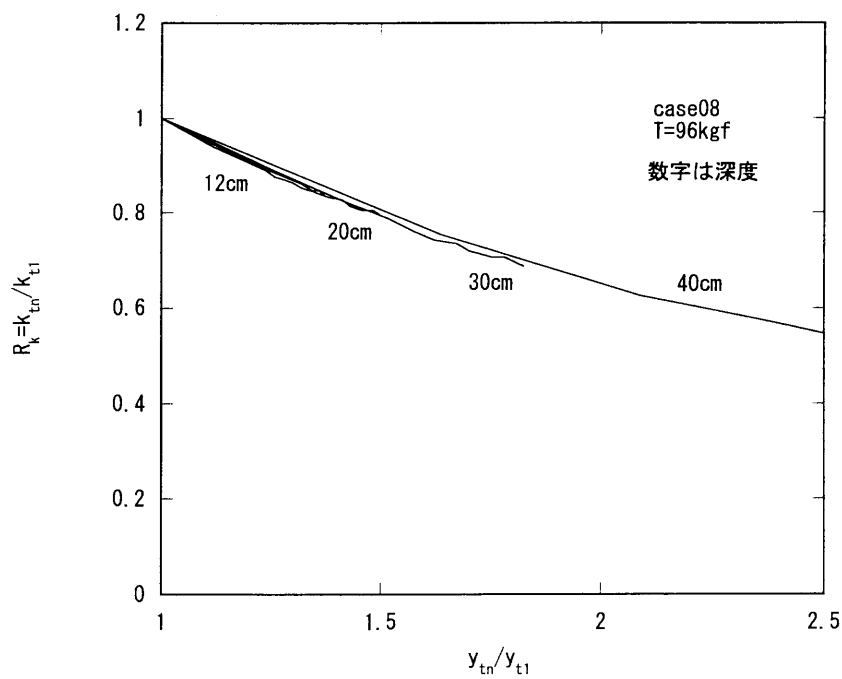


図-4.29: 繰返し载荷時の正規化したたわみと地盤反力係数比の関係 (case 08)(深度 12cm～40.5cm)

#### 4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

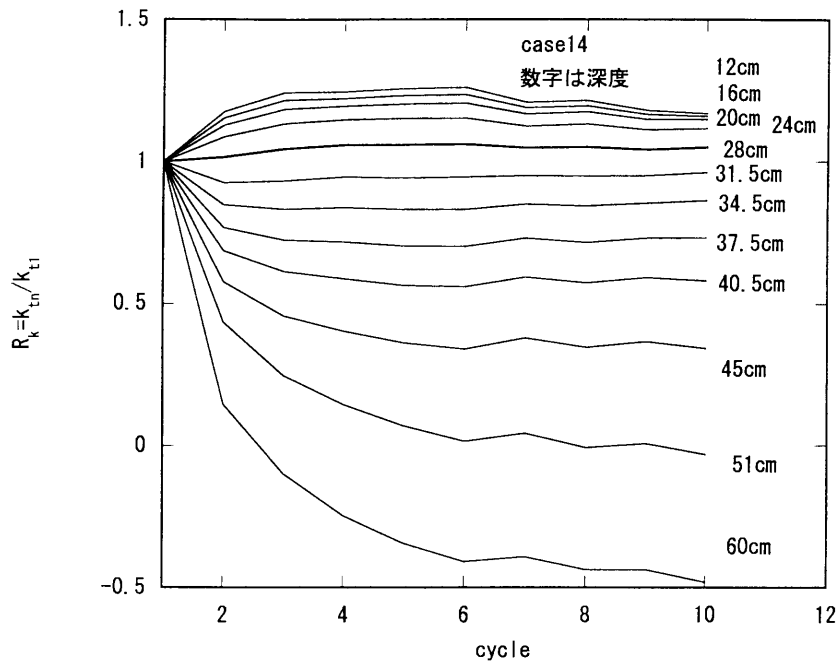


図-4.30: 荷重の繰返し回数に対する地盤反力係数比の変化 (case 14)

ところで、実務の設計を考える場合には、正規化したたわみに対して地盤反力係数の低下を考えるよりも繰返し回数の増加に対して各深度の地盤反力係数がどのように低下したかを考える方が利用しやすい。そこで、これまでの地盤反力係数比の変化が繰返し回数に対してどのようなになっているかを見たのが図-4.30 から図-4.32 である。これらの結果を見ると、深度が深くなるほど荷重の繰返しに対する地盤反力係数比の低下が大きく、繰返し回数が増えてくるとその変化の割合は小さくなり、ほぼ 6 回程度で一定値に収束するような傾向にある。そこで、ほぼ一定値になったと思われる地盤反力係数比の深度方向の分布を示したのが図-4.33 である。一定値となった  $R_k$  の深度方向の分布を見ると比較的浅い部分では一定値となった  $R_k$  の深度による変化は小さいが深い部分では、深くなるに連れて急速に低下することがわかる。この境界となる深さは case 14 ではおよそ 30cm 付近であり、case 8 と case 16 では判別がやや難しいが 15～20cm 位のところである。この深さは概ね  $l_{m,max}$  にあたり、第 1 回目の載荷時の  $l_{m1}$  の 0.27 倍の深度の点にあたる。

荷重レベルや地盤の条件が地盤反力の発生の仕方にどのように影響があるかについてさらに調べてみる。図-4.34～図-4.36 に荷重段階ごとに繰返し載荷を実施しながら荷重レベルを増加させた実験におけるいくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係を示す。これらの図では、すべての荷重レベルの結果を点線で示し、荷重が最大のときの点を○で、荷重が最小のときの点を●で示した。図-4.34 は地盤条件、杭の条件が図-4.18 に示したものと同一条件のときのものである。

第 4 章 繰返し载荷時の杭の挙動 (砂地盤)

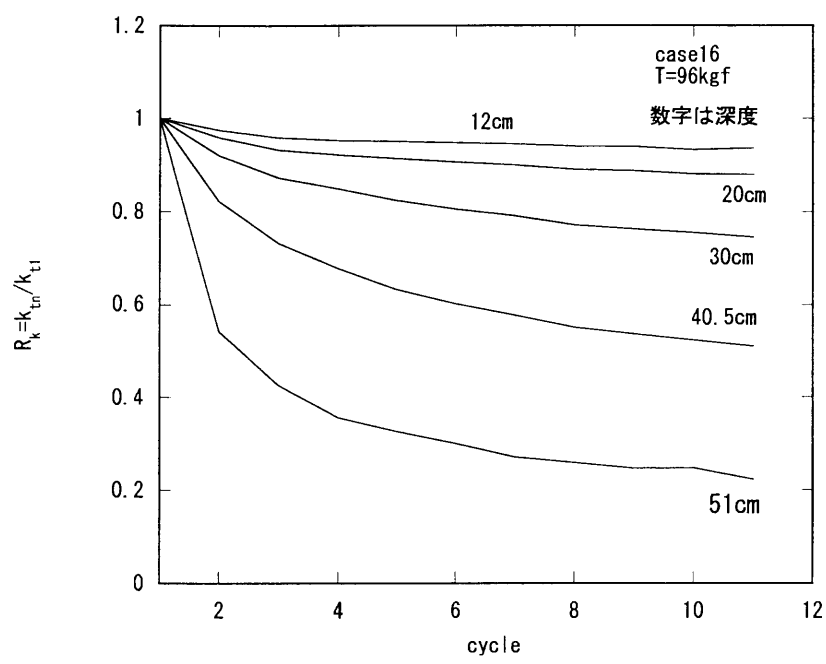


図-4.31: 荷重の繰返し回数に対する地盤反力係数比の変化 (case 16)

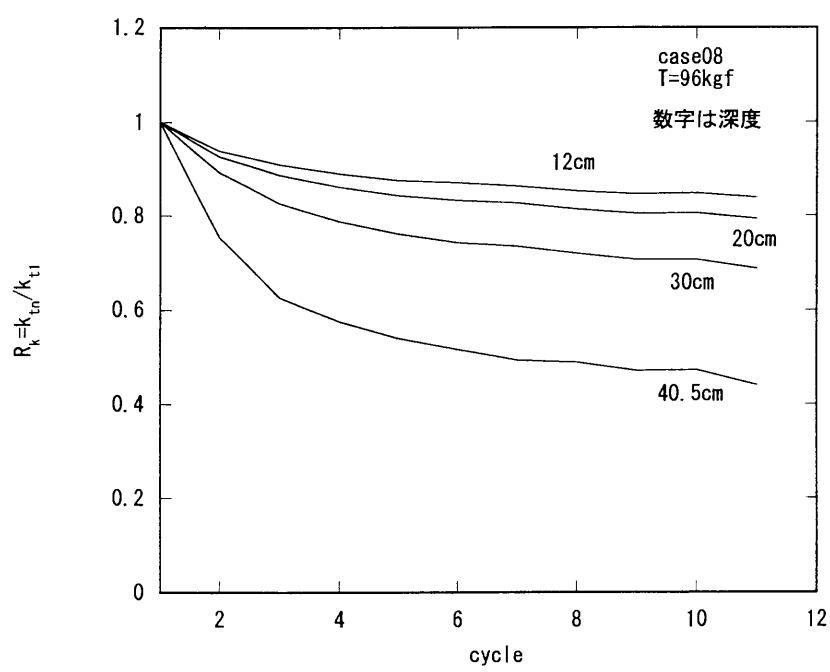


図-4.32: 荷重の繰返し回数に対する地盤反力係数比の変化 (case 08)

#### 4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

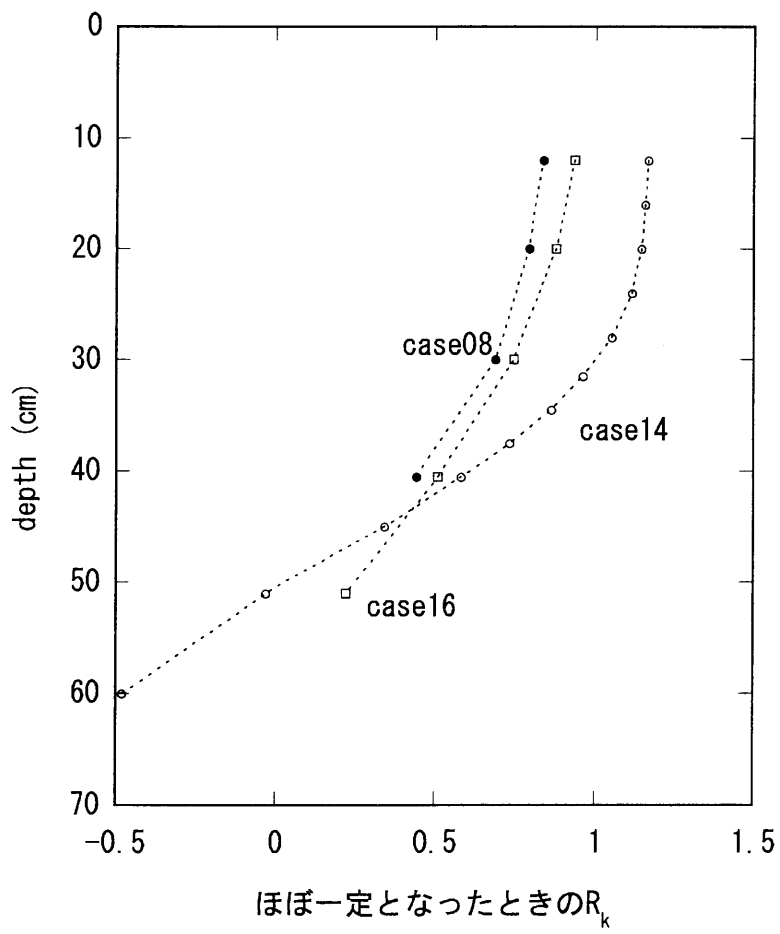


図-4.33: ほぼ一定値となった地盤反力係数比  $R_k$  の深度分布

#### 第4章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

深度 30cm の点の地盤反力とたわみの関係に着目してみると、荷重レベルが低い場合には、繰返し載荷によって地盤反力が低下する傾向が見られるが、荷重レベルが大きくなってくると地盤反力が一定もしくは増加する傾向を示すようになる。深度 40.5cm の場合には、荷重の最大時に地盤反力の最大が現れないという深いところ特有の現象が生じている。この傾向を図-4.18 と比較してみると、荷重レベルが低い場合には、繰返し載荷により荷重最大時の地盤反力が低下し、荷重最小時の地盤反力が増加するという図-4.18 で示すところの 50cm くらいの深さの挙動と類似の挙動を示している。しかし、図-4.18 と同じ高いレベルの荷重を繰返し載荷すると図-4.18 と同じ深度での挙動と類似の挙動を示すようになる。深度 50cm の場合にも以上の傾向は類似しており、荷重レベルが低いときには、図-4.18 で示したケースの深いところでの挙動に比較的近く、荷重レベルが上がるにつれて浅いところの挙動に類似してくる。以上の傾向は、密な地盤の結果である、図-4.35 と図-4.36 でも同様である。

途中の低い荷重レベルでの繰返し載荷の有無の影響を見るために、case14 と case16 のいくつかの深度での荷重最大時の地盤反力とたわみの関係を図-4.37～図-4.40 に示す。これらの図のうち、図-4.37～図-4.39 に示した深度 30cm より浅いものについては実験結果のほかに、港研方式で計算した地盤反力とたわみの関係を太い実線で示した。また、図-4.40 では case14 の結果を点線で、case16 の結果を実線および記号のプロットで示した。

図-4.37 や図-4.38 のように極めて浅い部分では、ある荷重レベルを境に地盤反力が急増する点があるが、case14 と同じ荷重レベルの繰返し載荷をしていくと最終的には、ほぼ同じ地盤反力レベルに収束する傾向がある。図-4.39 に示した深度 30cm の場合には、低い荷重レベルでは、見かけ上地盤反力係数が低下した挙動となるが、最終の荷重段階では、地盤反力係数が増加した挙動となり、最終的には、途中で繰返し載荷をした影響がなくなってしまう。図-4.40 に示した 40cm～70cm の深いところでは、途中の荷重レベルで繰返し載荷をすることにより地盤反力が出なくなった影響が次の荷重レベルでも生じているが、最終的には、case14 の結果と case16 の結果とが一致するようになり、途中で繰返しをした影響がなくなる。

仮説であるが、これらの結果を見ると、比較的浅い部分においては、周辺地盤のある程度広い範囲を変形させるようなたわみを生じなければ繰返し載荷によって地盤反力係数が増加することはないようである。このようになるたわみの範囲は今回の実験で言えばたわみ量として 4cm 程度であろう。しかし、さらに大きなたわみのもとで繰返し載荷をすると地盤反力の最大値に達してしまうようである。このような現象が現れてくるのはたわみがおよそ 8cm 以上となったときであった。

密な地盤において同様に繰返し載荷による地盤反力の変化を見てみた。図-4.41～図-4.43 に密な地盤の深度 12cm での地盤反力とたわみの関係の変化を示す。これらの実験は同じ地盤条件で実施されているが、杭の曲げ剛性  $EI$  がそれぞれ異なるもので、ほぼ同じ荷重レベルの繰返し載



#### 4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

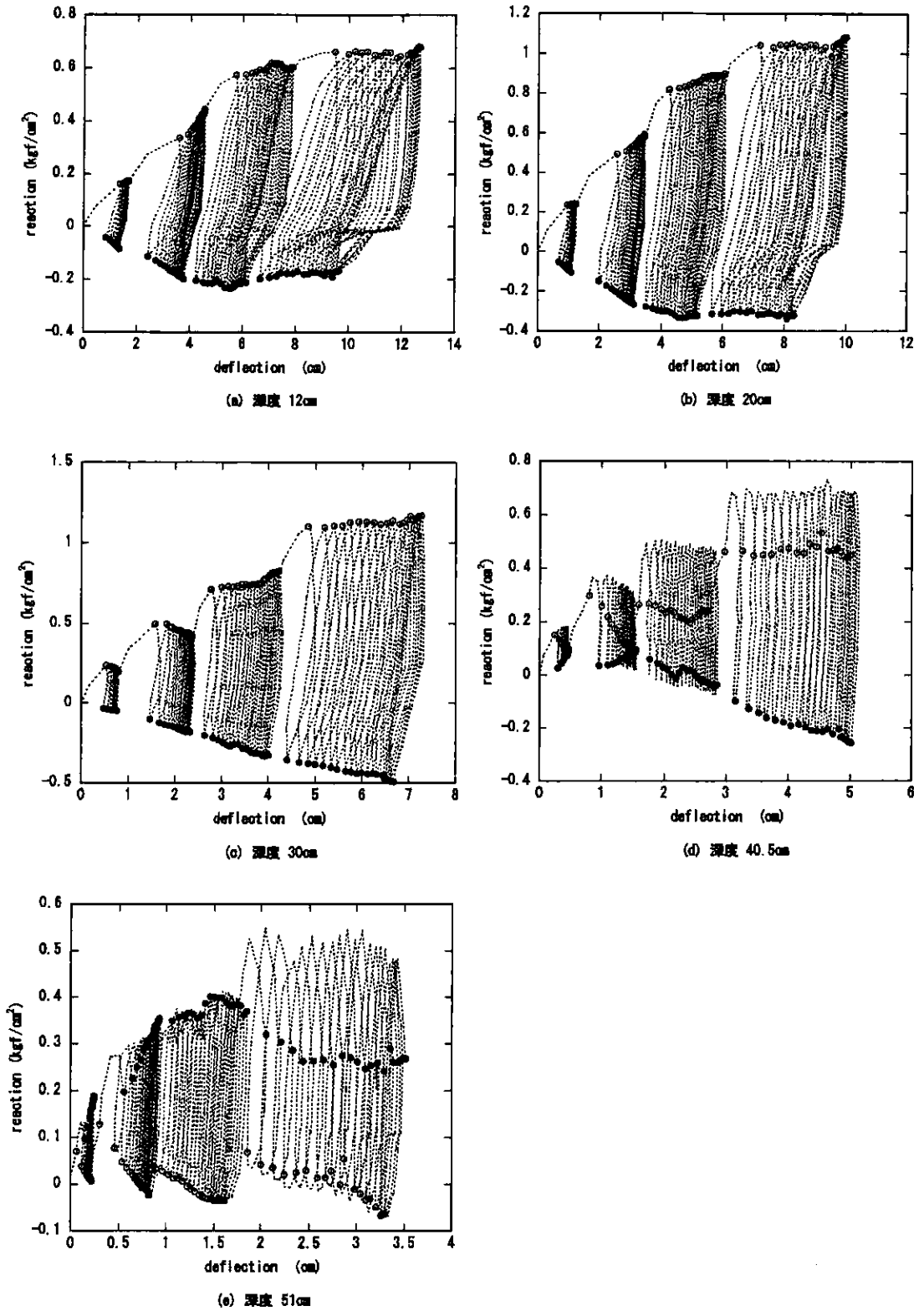


図-4.34: いくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係 (case16)

第4章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

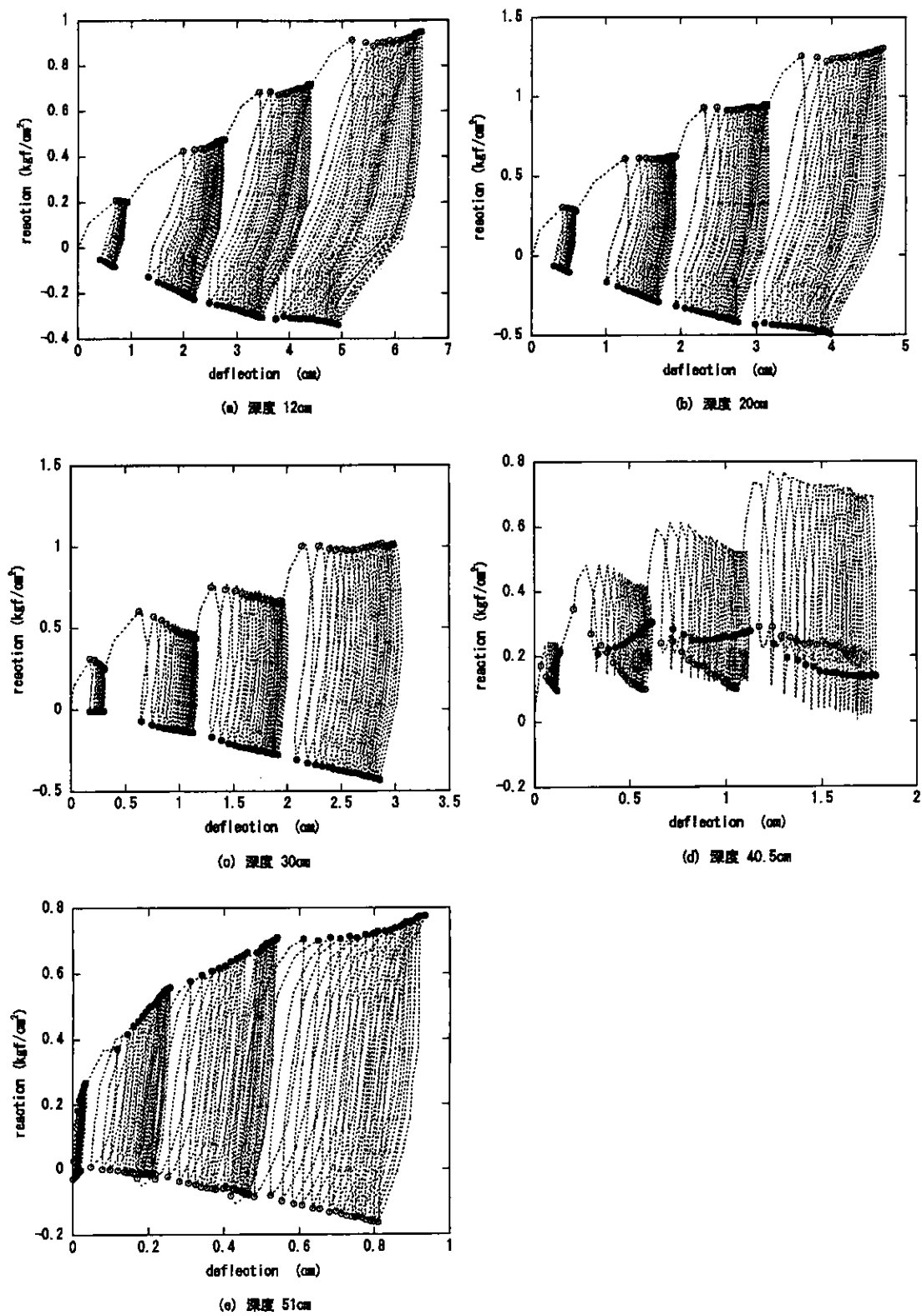


図-4.35: いくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係 (case06)

#### 4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

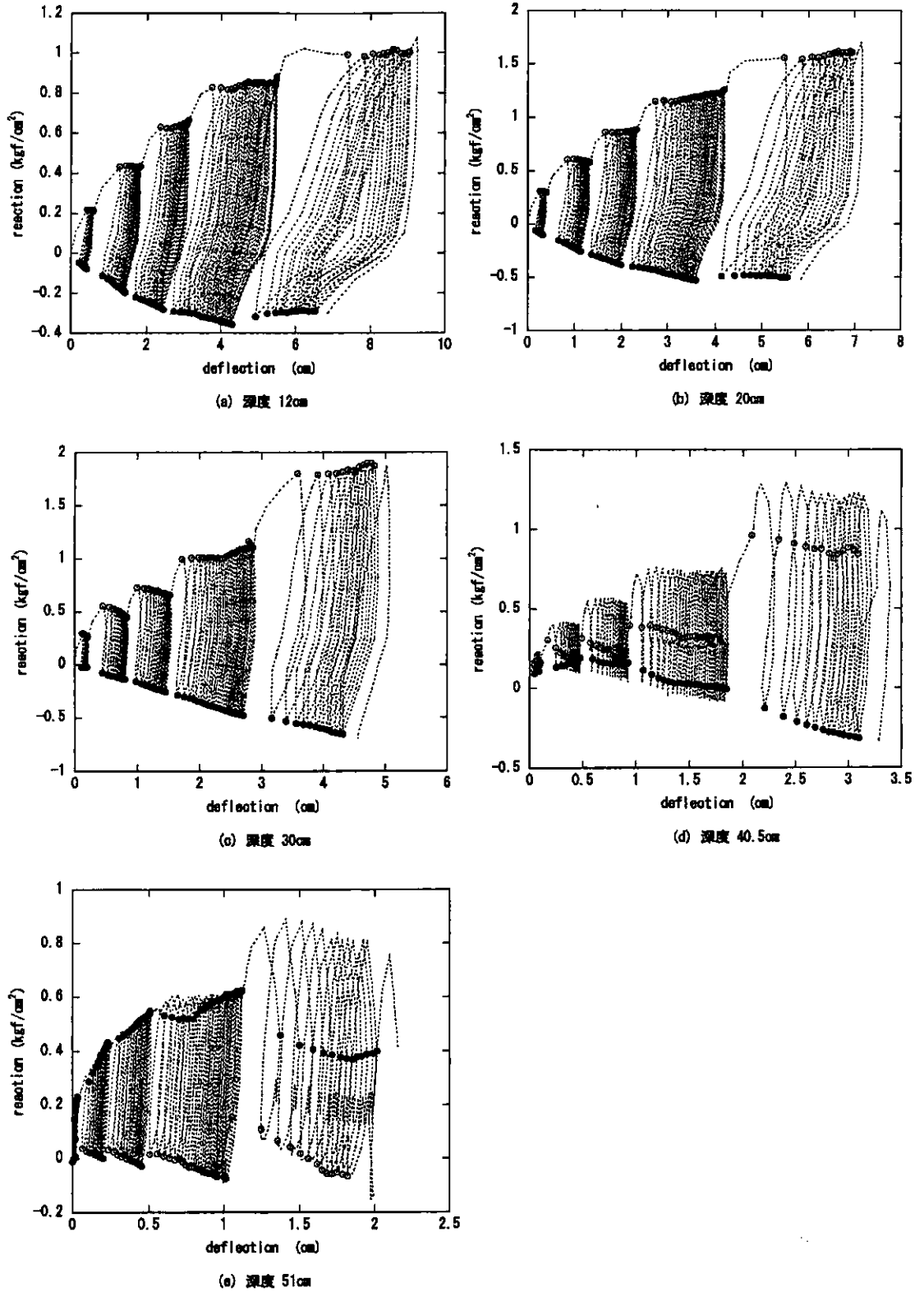


図-4.36: いくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係 (case08)

第4章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

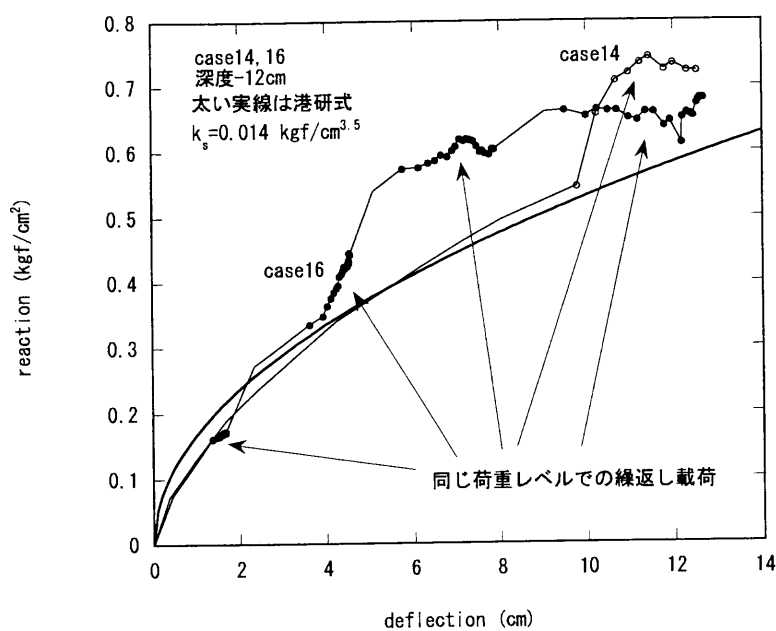


図-4.37: 低い荷重レベルでの繰返し載荷の有無による地盤反力の変化 (深度 12cm)

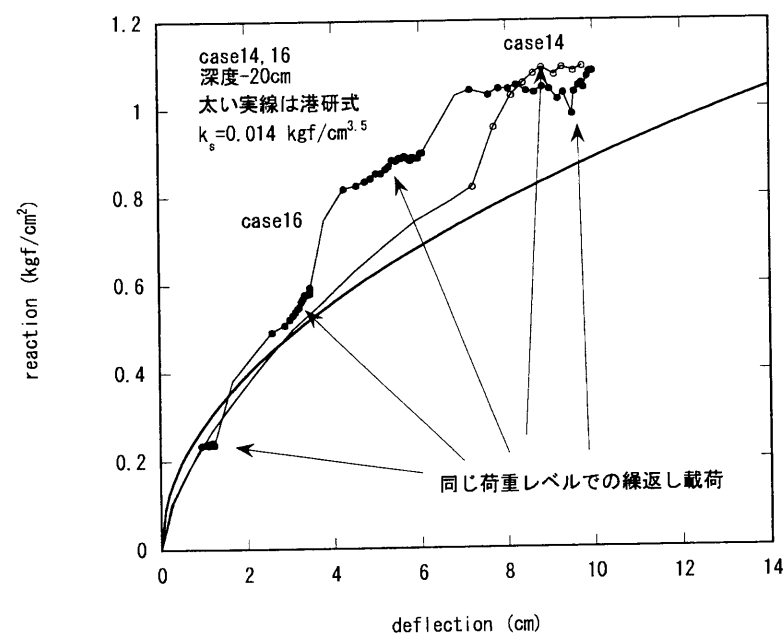


図-4.38: 低い荷重レベルでの繰返し載荷の有無による地盤反力の変化 (深度 20cm)

#### 4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

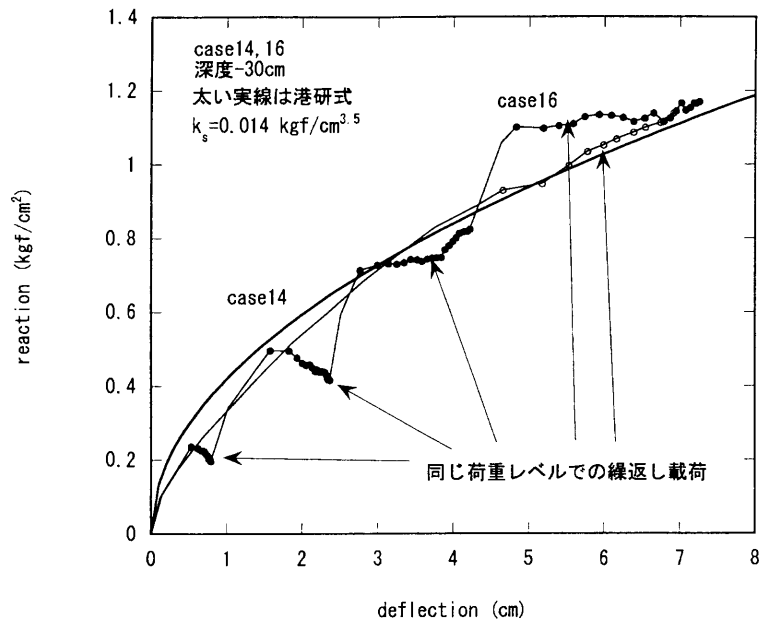


図-4.39: 低い荷重レベルでの繰返し載荷の有無による地盤反力の変化 (深度 30cm)

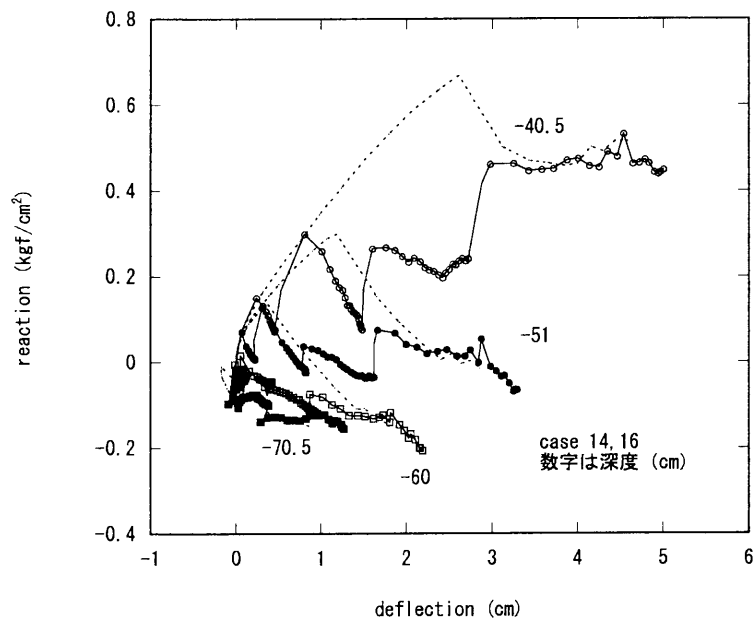


図-4.40: 低い荷重レベルでの繰返し載荷の有無による地盤反力の変化 (深度 40.5cm～70.5cm)

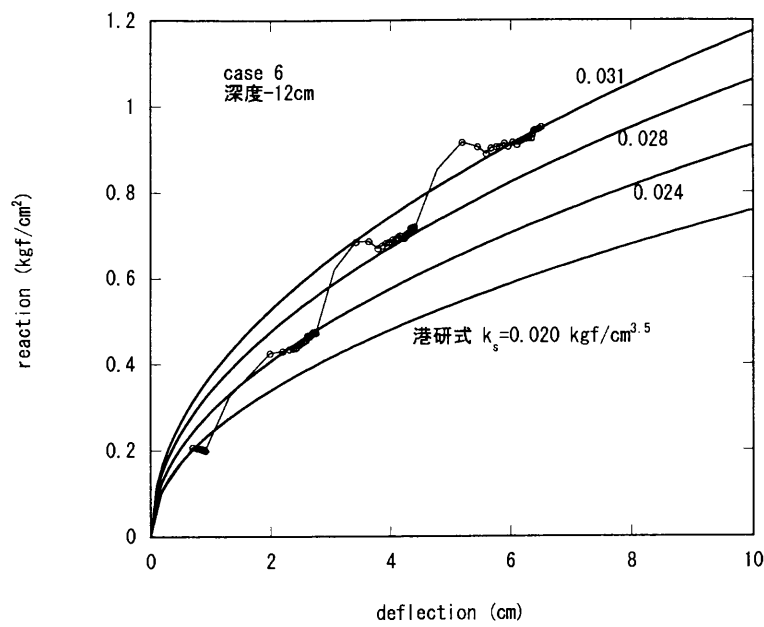


図-4.41: 密な地盤における浅い部分の地盤反力の変化 (case6)(深度 12cm)

荷をしてもたわみの出方が異なったものである。これらいずれのケースにおいてもたわみが小さい場合には繰返し載荷によって地盤反力係数が低下したような挙動となるが、次の荷重ステップに移ったときに地盤反力係数が大きくなる。すなわち、荷重レベルが上がるにつれて地盤反力係数が上がってくる。しかし、たわみが 8cm 程度になると地盤反力が頭打ちとなり、地盤反力係数が低下する。途中の段階での顕著な地盤反力係数の増加はやはりたわみ 4cm 付近で見られている。

これら 3つの実験結果をまとめたのが、図-4.44 である。低い荷重レベルでの繰返しによって途中段階での地盤反力係数の大きさは実験ケースごとに異なるが、最終段階では、そのような影響がほとんど消され、どのような載荷履歴であってもほぼ同じような地盤反力係数となる傾向にある。

なお、砂地盤の実験では、最初に大きな荷重をかけて、最大荷重より小さな繰返し荷重をかけたときの杭の挙動についても検討している。その結果によれば、最大荷重より小さな荷重の繰返しでは、繰返しによる杭頭たわみの増加は見られず、弾性的な挙動をしているように見えるが、地中部、特に深いところになるほど、繰返し載荷時にたわみが杭前面側に増えていく傾向が見られる。また、小さい荷重の繰返し時には、ほとんどたわみが増えない深さであってもその後の大荷重を作用させたときに地盤反力係数が増加する傾向が見られる。これらのことは、小さい荷重レベルでの繰返しでは、浅い部分の杭のたわみは増えないものの深い部分の杭の挙動の

4.5. 最大荷重時の地盤反力係数の変化

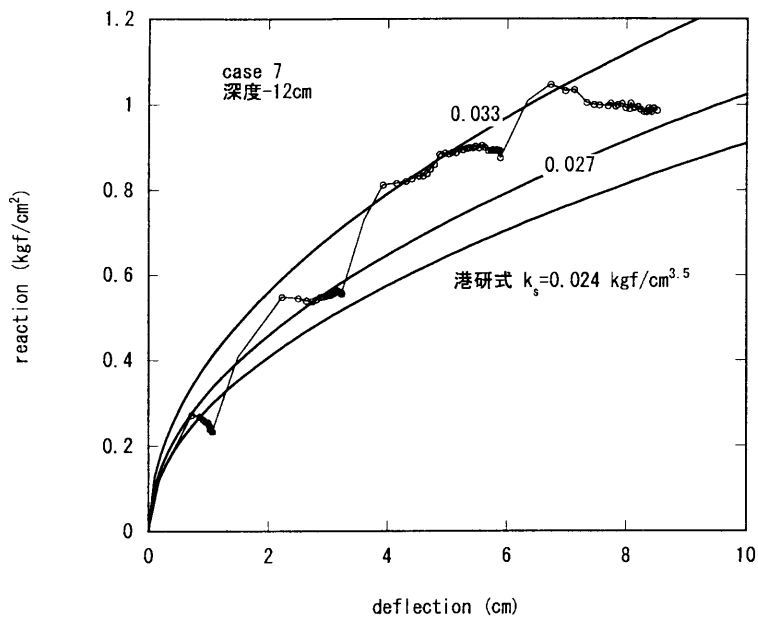


図-4.42: 密な地盤における浅い部分の地盤反力の変化 (case7)(深度 12cm)

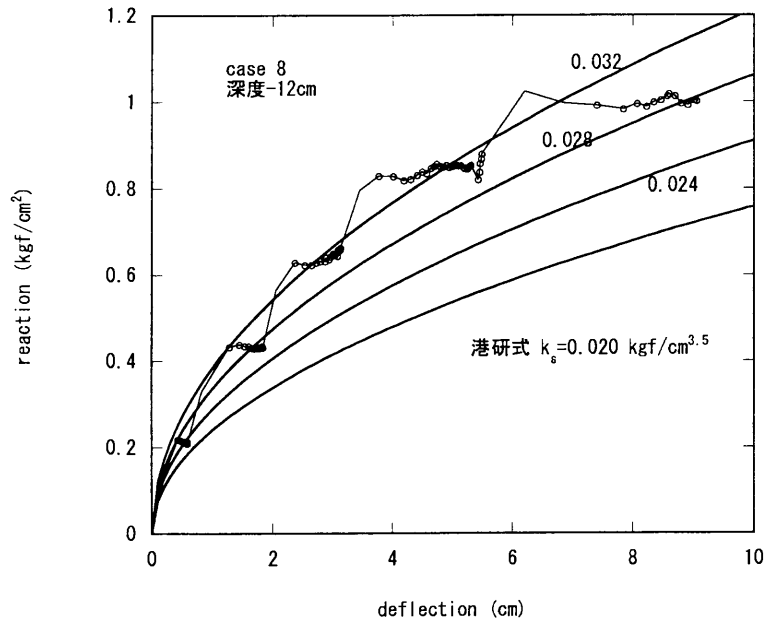


図-4.43: 密な地盤における浅い部分の地盤反力の変化 (case8)(深度 12cm)

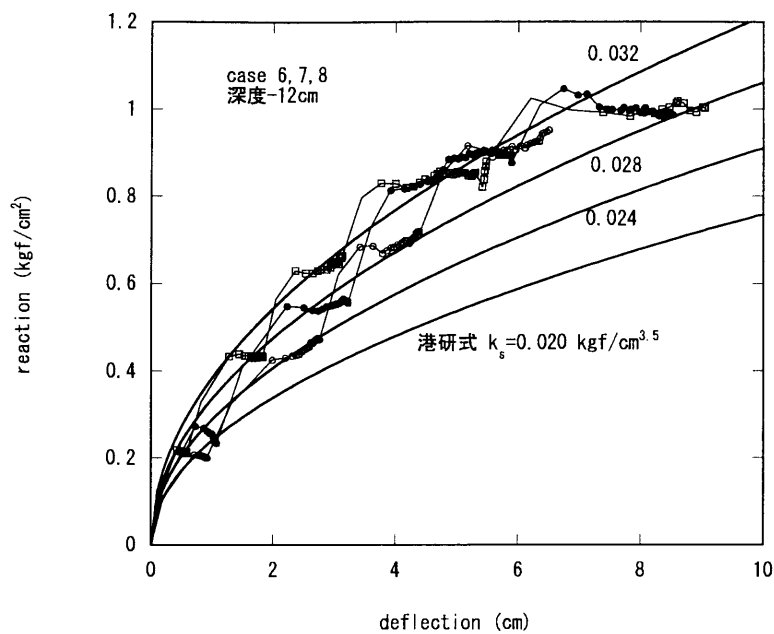


図-4.44: 密な地盤における浅い部分の地盤反力の変化(まとめ)(深度 12cm)

変化によって周辺の地盤のゆすり込み挙動が生じるなど杭周辺の地盤特性は変化しているものと考えられる。

4.6 まとめ

本章では、砂地盤中の杭の軸直角方向抵抗特性のうち、繰返し荷重が载荷する場合の特性について検討してきた。本章では、大型土槽を用いた乾燥砂地盤中での実験を中心として検討をしている。ここでの検討では、杭の根入れは長杭として十分な根入れ長さを持ったものである。主たる結論は以下のとおりである。

- (i) 杭の根入れ比  $E_r$  が 1.5 以上ある場合であっても、最大荷重が同じ荷重を繰返し受けると杭の変位は繰返し回数の増加とともに増大する。このとき、第 1 回目の载荷時のたわみに対するある繰返し载荷時のたわみの比は繰返し回数の対数に比例する。30 回程度の繰返し载荷による杭のたわみの第 1 回目の载荷時のたわみに対する伸び率はほぼ 1.4 以下である。
- (ii) 静的繰返し载荷時のたわみの伸びに及ぼす杭形状の影響や地盤が乾燥しているか飽和しているかの影響は顕著ではない。



- (iii) 繰返し載荷時の杭の挙動の観察結果から、載荷時には、浅い部分の杭背面に背後の砂が入り込み、除荷時にはやや深い部分に砂が入り込むことがわかった。このような杭背面側からの砂の供給は簡単には収まらず、徐々にではあるが、杭のたわみは繰返し載荷回数の増加に伴って増加する。
- (iv) 繰返し載荷時の各深度における地盤反力とたわみの関係を見ると、浅い部分では、各繰返しサイクルの中での地盤反力の最大、たわみの最大とも杭頭荷重最大時に生じるが、深くなると、除荷過程で地盤反力の最大、たわみの最大が生じるようになる。
- (v) 最大荷重時のたわみと地盤反力に着目して、繰返し載荷による地盤反力係数(割線係数)の変化を見てみると、深度が浅い場合には、地盤反力係数が増加するが、深度が深くなるにつれて地盤反力係数の低下が顕著となる。地盤反力係数の変化は繰返し回数が増えるにつれて小さくなる。
- (vi) 繰返し載荷による最大荷重載荷時の地盤反力とたわみの関係は荷重レベルや地盤の密度の影響も受ける。一般的には、密度が高いほど、荷重レベルが低いほど繰返しによる地盤反力とたわみの関係の変化が少なく、荷重レベルが大きく、地盤が緩いほど変化が大きくなる傾向にある。
- (vii) 繰返し載荷の荷重レベルを徐々にあげた実験結果からすると、低い荷重レベルでの繰返し載荷は高い荷重レベルでの繰返し載荷時の挙動にほとんど影響を及ぼさない。

## 参考文献

- American Petroleum Institute(2000):Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, pp.63 – 66.
- Barton, Y.(1984):Response of pile groups to lateral loading in the centrifuge, Proc. of Symp. on the Application of Centrifuge Modelling to Geotechnical Design, pp.456 – 472.
- Reese, L.C., W.R. Cox, and F.D. Koop(1974):Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand , Offshore Technology Conference, Proc. paper # 2080, pp.473 – 483.
- 木内里美・森永勝登・高橋正美・廣瀬鉄蔵・榊信昭・鈴木操(1988)：SPS(単杭構造)の設計法に関する基礎的研究，第13回海洋開発シンポジウム，pp.331 – 336.
- 木内里美・松下基也・高橋正美・掛江正紀・磯崎総一郎・鈴木操(1990)：砂地盤に打ち込まれた水平荷重を受ける単杭構造物の挙動に関する実大実験，第15回海洋開発シンポジウム，pp.107 – 112.

#### 第4章 繰返し載荷時の杭の挙動 (砂地盤)

菊池喜昭・高橋邦夫・鈴木操 (1992) : 繰返し水平荷重下で大変形する砂地盤中の杭の挙動, 港湾技術研究所報告第 31 巻第 4 号, pp.33 – 60.

篠原登美雄・久保浩一 (1961) : 杭の横抵抗に関する実験的研究 (その 1), 運輸技術研究所報告第 11 巻第 6 号, pp.169 – 242.

横山幸満 (1977) : くい構造物の計算法と計算例, 山海堂, pp.137 – 140.

## 第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関する諸問題

### 5.1 はじめに

本研究で対象としている構造物は、主として軟弱地盤上で立地する構造物である。このため、杭の横抵抗に関する実験は粘性土地盤中で行うこととなる。

水平方向に載荷した場合の杭の挙動にはどのような特徴があるだろうか。このことに関するひとつの回答は第4章に示した。

第4章は乾燥砂地盤中の杭の水平方向繰返し載荷試験結果について述べたものである。乾燥砂地盤中では、杭の載荷試験によって周辺地盤が変形するが、間隙水圧の発生が無く、また、杭前面側は多少の圧縮を受け、密度が増加する傾向にある。このようなことから、一般に杭の変形には載荷速度の影響がほとんど現れず、また、繰返し載荷をした場合でも周辺地盤の劣化による地盤反力係数の低下などはほとんど見られない。

これに反し、粘性土の場合には、せん断に伴って間隙水圧が上昇し、繰返し載荷とともに地盤反力係数が低下することが考えられる。また、長期間せん断力を作用させつづけるとクリープ現象を起こしたり、拘束圧を大きくすると圧密現象が生じたりすることが考えられる。また、現場における杭の施工でも観察されるように、杭打設時には低下していた周面摩擦力が時間とともに復元するといったことも生じるものと考えられる。

APIの基準(2000)では粘性土地盤中の杭の水平力繰返し載荷時の挙動についてのモデル化が示されている。このモデルは、やわらかい粘土に対する Matlock(1970)の実験結果と固い粘土に対する Reese et al.(1975)らの実験成果をもとに提案されたものである。また、これらの結果から、軟らかい粘土地盤でも固い粘土地盤でも統一的に説明できるようなモデルを Sullivan et al.(1980)が提案している。これらの一連の研究では、地盤反力を直接たわみと関連付ける  $p-y$  法を用いている。軟らかい粘性土の  $p-y$  曲線としては図-5.1 に示すものが提案されている。これは Matlock(1970)によるもので、図-5.1(a)が単調載荷時の曲線であり、(b)が繰返し載荷時の曲線である。ここで、 $p_u$ 、 $y_{50}$ ともに非排水圧縮試験から求めたせん断強度と応力ひずみ曲線から推定する方法をとっている。(a)を見ると地盤反力には上限があるという仮定が取られている。(b)では、繰返し載荷時の最大地盤反力が単調載荷時の最大地盤反力の0.72倍に抑えられてお

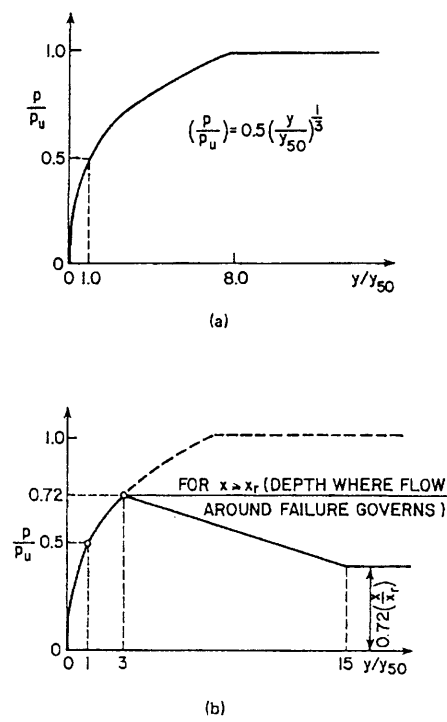


図-5.1: 軟らかい粘土の  $p-y$  曲線 (a) 単調載荷時 (b) 繰返し載荷時

り、たわみの増加による地盤反力の低減が浅い部分ほど大きく、深くなるにつれて小さくなるというモデル化がなされている。このようなモデル化は、圧縮試験から簡単に地盤反力とたわみの関係が得られること、繰返しによる地盤反力の低下の概念がうまく捉えられていることといった利点があるが、限られた実験結果を元に提案されたものであり、また、API の基準で用いられる構造物の設計のための簡略化がなされているものと考えられるため、妥当性を検討する意味でも追加検討が必要である。

わが国における数少ない実験のひとつの例として、宮本ら (1968) による野外実大杭の載荷実験があげられる。宮本らは、かつての入り江の跡地において  $\phi 216\text{mm}$ 、杭長  $15.5\text{m}$  の杭を用いて杭の載荷実験を実施した。彼らは、この実験で、水平方向の繰返し載荷実験、載荷速度を変えた実験などを行っている。彼らの実験結果によると、繰返し回数は高々4回程度であるが、砂で見られるような締固め挙動が粘性土地盤では一切見られず、その間に地盤反力係数の顕著な低下が見られている。また、宮本ら (1968) の実験では、平均載荷速度にして  $0.01\sim 0.5\text{kgf/cm/min}$  の載荷速度での載荷試験を行い、 $0.23\text{kgf/cm/min}$  より遅い速度での載荷では地盤反力係数に及ぼす載荷速度の影響はほとんどないが、それより速い速度では載荷速度が速くなると地盤反力係数が増加する傾向にあることを示している。

このような結果を考慮して、本研究において作成する模型粘性土地盤での杭の載荷試験にお

表-5.1: 川崎粘土の物理特性

土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	コンシステンシー特性			粒度組成 (%)		
	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	砂分	シルト分	粘土分
2.713	52	30	22	19	45	36

いてどのような現象が生じるかを事前に把握する必要がある。そこでここでは、模型粘性土地盤中の杭の横抵抗実験を実施する上で注意すべき点を確認するための予備実験を実施した。

本研究では主として室内の重力場で作成した模型地盤を用いた実験を行っている。このような場合一般的に地盤は過圧密の条件になっていることが多い。また、もし、圧密が十分に終了しているような室内模型地盤では、圧密荷重が深度方向にほぼ一定の条件となるために、深度方向にせん断強度がほとんど変化しない地盤となっていることが多い。このような条件は、現地の地盤とは多少条件の異なるところである。ただし、一般的には実験期間の都合から地盤を十分に圧密させることができない場合が多く、地盤の中央の深度付近のせん断強度やせん断剛性が小さい場合もある。

ここでは、本研究で実施するスケールの実験においての下記の影響を把握するために、単杭を用いて杭の載荷試験を実施した。

- (i) 載荷速度の影響
- (ii) 繰返し載荷の影響

5.2 模型地盤作成方法と模型杭

実験に用いた粘性土は川崎粘土 B で、その物理特性は表-5.1 に示すとおりである。この粘性土は川崎港の海底から採取して港湾技術研究所構内の貯蔵タンクに保管してあったものである。実験に用いた土槽は図-5.2 に示すような長さ 200cm × 幅 50cm × 深さ 80cm の鋼製のものである。

まず、粘性土を貯蔵タンクより採取し、水を加えて液性限界の約 1.5 倍の含水比になるようにミキサーで練り混ぜた。土槽にあらかじめ約 10cm の水浸した砂層を作成し、砂層の上にガラス繊維を用いた織布であるガラスクロスとろ紙を敷き、その上に約 50cm の厚さで調整した粘性土を投入した。その上に、ガラスクロスとろ紙を敷き、1cm 厚の砂層を作った。さらに、ガラスクロスとろ紙を敷いた上に載荷版を載せ、圧密荷重をかけた。圧密時には剛な載荷版の 2 点をベロフラムシリンダーで押すことによって圧密荷重を載荷した。

圧密荷重は、最終荷重に達するまで段階的に作用させた。途中の荷重段階では十分に圧密が

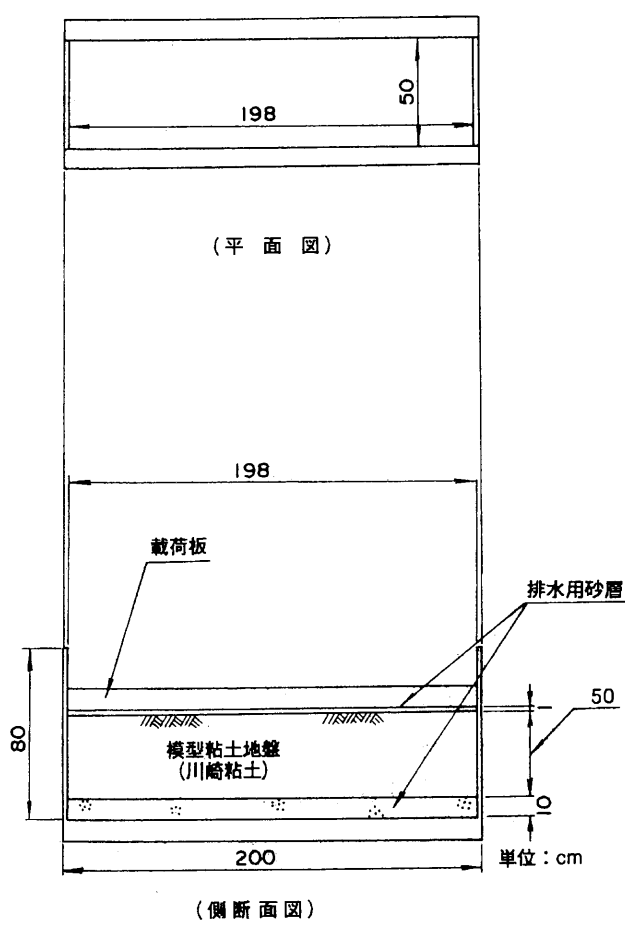


図-5.2: 実験に用いた土槽

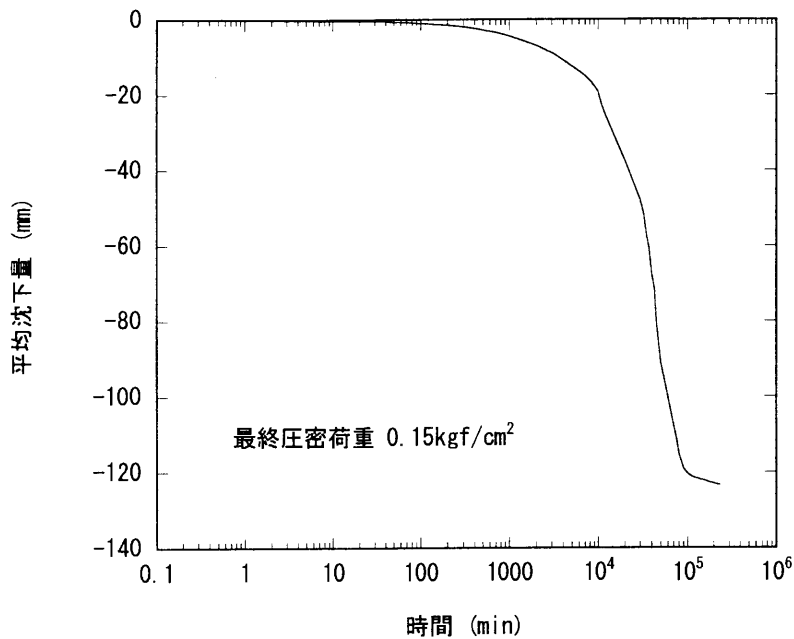


図-5.3: 圧密沈下曲線

終了しているかどうかは検討していないが、最終荷重段階では、図-5.3 に示すように一次圧密が終了したと考えられる程度に圧密した。この間の圧密に要した期間はほぼ6カ月である。

所定の圧密終了後、載荷版、ガラスクロス、上層の砂を取り除き、粘性土の表面を整形することによって完成地盤とした。なお、整形後載荷実験が終了するまで、表面の乾燥を防ぐため、試験に影響のない範囲はぬれた布で常時覆っておいた。

できあがった粘性土地盤の層厚は約40cmである。

水平載荷試験に用いた杭は、板状の硬質アルミニウムのものである。厚みは3mmで、幅50mm、長さ500mmである。この杭に図-5.4 に示すような位置にひずみゲージを表裏に各1枚ずつ貼付してある。図-5.4 に5連ゲージと示している部分には、長さ12mmの間にひずみゲージが5枚貼付されているものを用いた。これは、第3章で述べたように、粘性土中の杭の水平載荷試験で、曲げモーメントから地盤反力分布をできるだけ精度よく求めるためには、地表面付近で杭に発生する曲げひずみを細かく測る必要があるためである。杭の水平載荷試験に際しては、5連ゲージの最上部に地表面がくるように設置した。ひずみゲージの表面はポリエステル系樹脂でコーティングし、さらに杭の表面全体をゴムでコーティングしてある。ただし、載荷点及び変位を測定する部分はコーティングを施していない。

この杭を地盤中に静的に挿入し、3日間放置した後で水平載荷試験を実施した。なお、挿入中に杭に過大な曲げが発生しないように注意した。

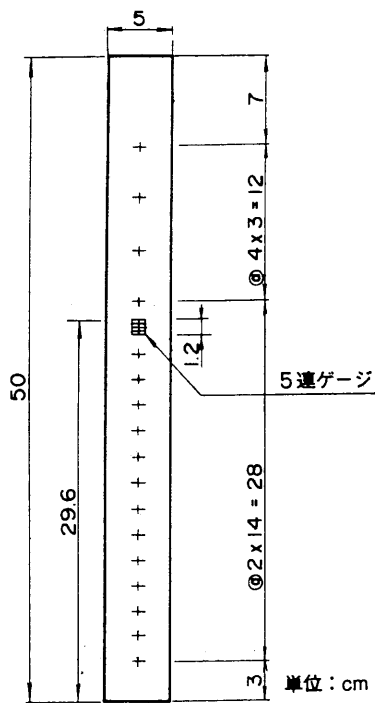


図-5.4: ひずみゲージ貼付位置

杭の載荷実験に先立って杭の曲げ剛性の検定を行った。この検定では杭を両端単純支持のほりとして中心付近に段階的に荷重をかけ、測定される曲げひずみと理論的に求められる曲げモーメントの関係から曲げ剛性を決定した。実験に用いた杭の曲げ剛性を表-5.2 に示す。

なお、この章の実験では、杭の根入れ長は 29.6cm であり、載荷高さは 8cm である。

5.3 地盤物性のばらつき

載荷試験の実施に先立って、作成される地盤の特性を把握するための実験を実施した。この時の模型地盤の最終圧密圧力は 0.1kgf/cm<sup>2</sup> で、最終荷重段階では一次圧密終了を確認してある。

表-5.2: 実験に用いた杭の曲げ剛性

杭の名称	$EI$ (kgfcm <sup>2</sup> )
G-1	7900
G-4	7550
G-5	7770



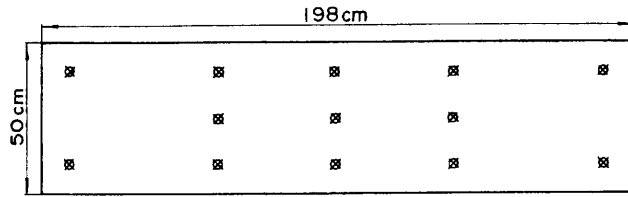


図-5.5: ベーンせん断試験実施孔位置

ここでは地盤の均質性を確認するために数多くの点でベーンせん断試験と含水比の測定を行った。用いたベーンは、直径 2cm、高さ 4cm である。これを 10 秒で  $1^\circ$  回転させてベーン強度を求めた。

図-5.5 にベーン試験を実施した孔の平面的な位置を示す。各孔ではベーンの中央の深さとして地表面から、8cm、18cm、28cm、33cm の 4 深度でベーンせん断試験を行った。その結果得られたベーン強度の深度分布を図-5.6 に示す。図中●で示しているのが平均値であり、データのばらつきの範囲を合わせて示している。この結果を見ると、浅い部分の強度がやや低めであるが、深度方向にほぼ一定であり、また、ばらつきも比較的小さいことがわかる。図-5.7 には含水比の深度分布を示す。この図でも平均値とばらつきの範囲は図-5.6 と同じようにして示してある。含水比については、深いところの含水比がやや小さめに出ているが、これについても深度方向にほぼ一定、ばらつきも小さいという傾向があると考えてよいと思われる。この地盤ではベーン強度、含水比とも平面的な偏りはなく、これらの図に示されているように、深度方向にもほぼ均質な地盤が作成されていることを確認した。

## 5.4 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

### 5.4.1 港研方式の適用限界

#### 港研方式の適用限界

付録に示しているように、港研方式では、地盤反力は杭のたわみの 0.5 乗に比例するものとしてモデル化されている。このため、無限のたわみに対して無限の地盤反力が生じることになる。しかし、現実的に、そのようなことが起きるとは考えられず、ある限界があると考えられている。港研方式を提案した篠原・久保 (1961) は、彼らの室内における砂地盤での実験の結果をもとに、2~3cm のたわみで地盤反力の増加が鈍くなり、港研方式が適用できなくなるものと考えている。しかし、この結論は、やや控えめなものであったのではないかと考えられる。すなわち、

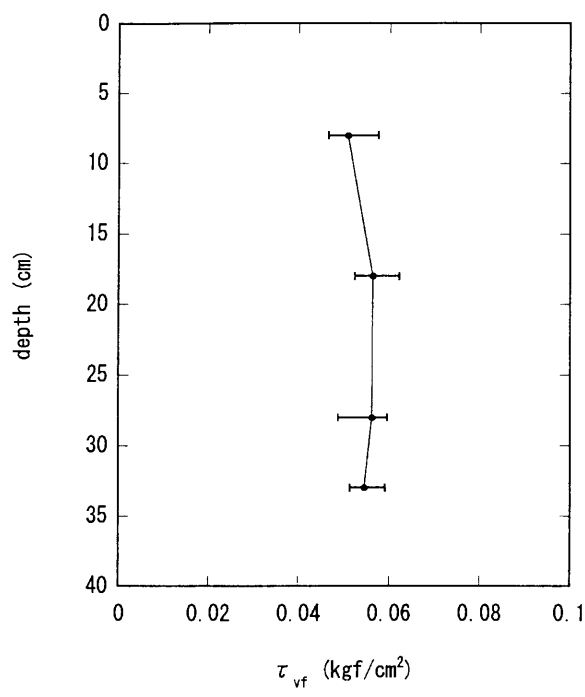


図-5.6: ベーンせん断強度の深度分布

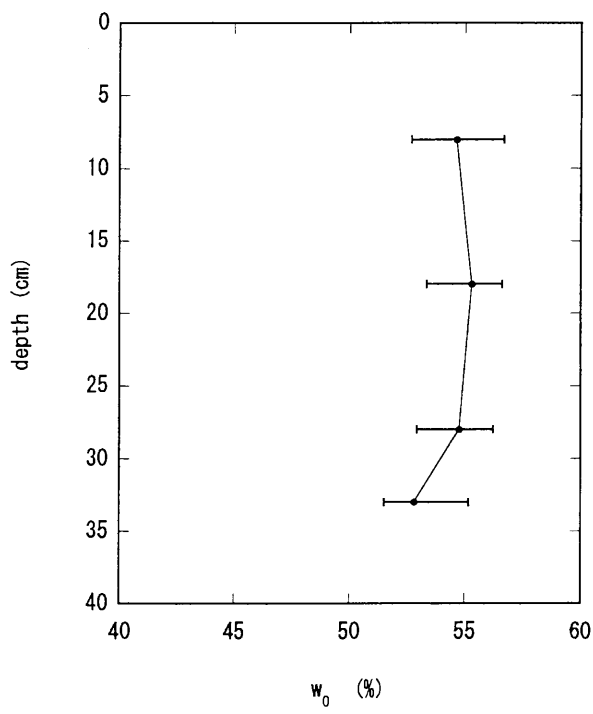


図-5.7: 含水比の深度分布

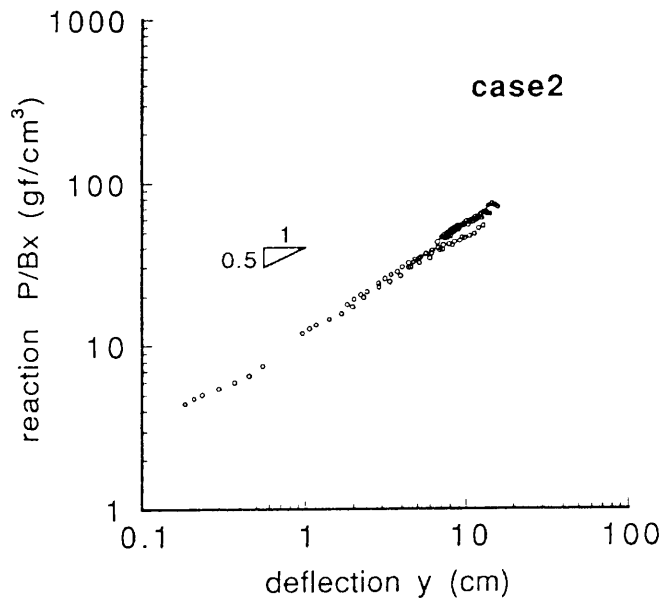


図-5.8: 砂地盤における杭の変位と地盤反力の関係

港湾構造物を含む杭基礎で支えられる一般の構造物では、杭の地表面の軸直角方向変位として数 cm 以下で用いられることが多く、これまでの港湾における栈橋構造などでは、地表面の軸直角方向変位は 2cm 以下に抑えられるのが普通である。このようなことを前提に考えると港研方式の限界がたわみで 2~3cm であるということは、基本的に適用限界に達することがないということになる。当時は実用上それ以上の適用性について判断する必要がなかったものと考えられる。

菊池ら (1992) は、杭が軸直角方向にたわみやすい性質を利用した構造物の適用性を検討するために、大変位を生じる杭の横抵抗について乾燥砂地盤で室内模型実験を行っている。図-5.8 にそのときの実験結果を示す。彼らの結論では、杭のたわみが 15cm となっても地盤反力の上限には達せず、また、地盤反力係数  $k_s$  の低下も見られなかったとしている。なお、この実験における杭の杭幅は 20cm であった。

粘性土地盤での挙動については、本論文中的各章でその実験結果を示すが、港研方式によるモデルを用いたとしても比較的小さなたわみで変位に対して地盤反力係数が一定であるとする仮定が成立しないことが多い (6.4.1, 7.4.1 参照)。

#### 地盤強度と地盤反力定数の関係

地盤反力定数を推定する簡単な方法のひとつとして、載荷試験時のいくつかの荷重レベルでの杭頭部の荷重変位関係を求め、その関係を最も適切に表現できるモデルおよび地盤反力係数を

## 第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題

もって地盤反力係数とする方法がある。この方法は、比較的簡便なため計測項目の少ない実験であってもその結果を利用して地盤反力係数を推定できるというメリットがある。ただし、このような方法から求めた地盤反力係数およびバネモデルには一定の限界があることはやむをえない。

一方で、沢口(1968)は理論的に考察し、地盤のせん断強度と港研方式のC型地盤( $p = k_c \cdot y^{0.5}$ )の杭の地盤反力係数の間には次式のような関係があるとしている。

$$k_c = c_u \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}} \quad (5.1)$$

ここに、

$k_c$ : 港研方式のC型地盤の地盤反力係数 (kgf/cm<sup>2.5</sup>)

$c_u$ : 非排水せん断強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{50}$ :  $c_u/2$  の時の圧縮ひずみ

$B$ : 杭幅 (cm)

この理論は、弾性理論に破壊条件を取り入れたものである。杭の水平載荷を平面的な載荷と捉え、弾性論を取り入れ、圧縮応力が  $q_u/2$  以上となる範囲を破壊の範囲と捉える。圧縮応力が  $q_u/2 = c_u$  となる範囲は円柱状となり、その半径は、 $q/(2\pi c_u)$  となる。ここで、 $q$  は杭面に作用する杭幅あたりの地盤反力 ( $q = p \cdot B$ ) である。この範囲の圧縮のみが杭の変位に関係すると仮定すると、粘土土塊の円柱内に生じる圧縮ひずみ  $\epsilon$  と横変位量  $y$  の関係は次式で表せられる。

$$\epsilon = \frac{y}{q/(2\pi c_u)}$$

ここで、粘土地盤のヤング係数  $E_s$  が  $E_s = q/(B\epsilon)$  で表せられるものとすれば、上式は

$$\frac{q}{B} = E_s \frac{2\pi c_u}{q} y$$

となる。ここで、さらに  $E_s$  として  $E_{50} = c_u/\epsilon_{50}$  をとると (5.1) 式が導かれる。

実験的にもある程度の検討はされているものの、沢口自身が述べているように、この理論には大胆な割り切りが多く、多少の問題点が含まれているが、地盤反力係数と土のせん断強度を結びつけた点、地盤反力係数が杭幅の逆数の平方根に比例する形で表現した点などに実用上の利点を有している。

ここでは、第6章と第7章で行った実験で、上記の式(5.1)がどの程度の妥当性を持っているかを検証してみる。

図-5.9に第6章と第7章で行った実験時に測定したベーンせん断強度と横抵抗定数  $k_c$  との関係プロットした。ここで、第6章の実験結果は、黒丸で表しており、第7章の結果は白丸で表

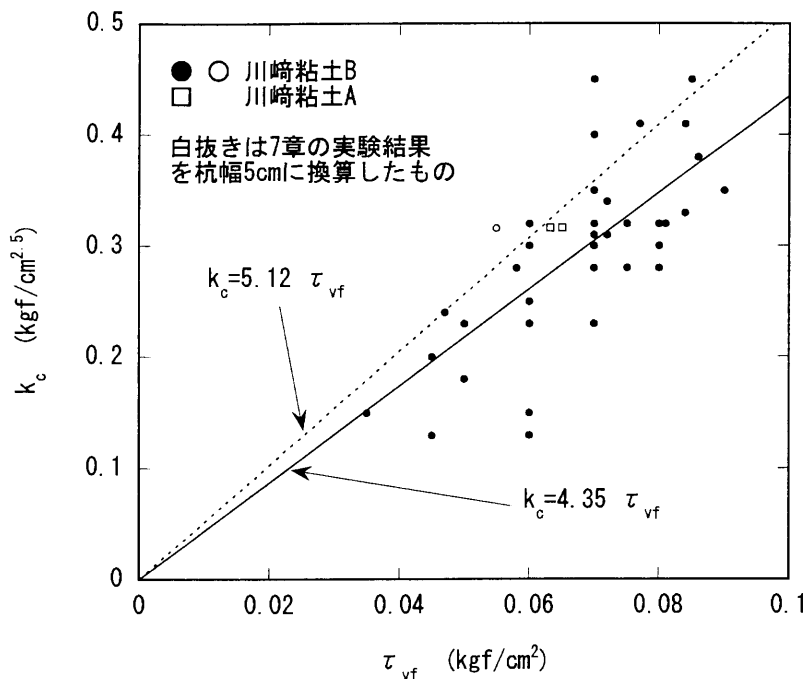


図-5.9: ベーンせん断強度と地盤反力係数の関係

している。ただし、第6章の実験では杭幅は5cmであり、第7章の実験の杭幅は2cmであったため、第7章の実験で実際に求めた地盤反力係数を5cmの杭幅相当のものになるように $\sqrt{5/2}$ で除している。第6章の実験で用いた粘土は川崎粘土Bであり、第7章の実験で用いた粘土は川崎粘土AとBである。それぞれの粘土の分類特性は、第7章の表-7.3に示すとおりである。それぞれの実験において、地盤のせん断強さは主としてベーンせん断試験機を用いて求めている。また、ここで用いているせん断強さは、杭の横抵抗メカニズムの特性を考え、杭の横抵抗特性に支配的な比較的地表面に近いところのせん断強さを地盤の代表的な地盤強さであると考えて用いている。

なお、第6章の実験では、杭頭部の固定状態が杭頭固定と杭頭自由の中間的な状態にあり、また、剛結された二本杭の実験の結果から推定したものであるため、実際には、杭頭の荷重変位関係を直接用いる代わりに、杭に作用している曲げモーメントから杭頭荷重と杭頭モーメントを推定したものを外力として用いている。第7章の実験では地盤反力係数を求めるための実験を特別に実施した結果を用いている。

図-5.9の結果によるとベーンせん断強さと地盤反力係数 $k_c$ には多少のばらつきがあるが、概ね比例的な関係があることが分かる。また、杭幅の補正をした第7章の実験結果と第6章の実験結果の間で傾向に差がなく、杭幅の補正はほぼ適切である。また、データ数の少ない粘土の結果は2つしかプロットがなくデータの個数が少ないとの嫌いはあるが、これらの結果は粘土

## 第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題

の違いによるせん断強さと地盤反力係数の関係に違いがあるという結果を示してはいない。以上の結果は、式(5.1)の式の形がほぼ妥当であることを示している。ただし、これまでの研究から港研方式の杭の横抵抗式を用いる場合の杭幅の影響は30cm以下の杭幅のものにしか現れず、30cm以上の杭では現れていないことから、式(5.1)の適用の範囲は杭幅の比較的狭いものに限定されと考えられる。

さて、第6章の実験では、杭幅 $B$ は5cmであり、 $\varepsilon_{50}$ が0.02～0.03程度であるとして、式(5.1)に代入すると、 $k_c=6.47\sim 7.93c_u$ となる。第6章の実験より得られた関係では、 $k_c=4.35\tau_v$ であったので、 $\tau_v$ が $c_u$ に等しいとすると、実験の結果得られた杭の地盤反力係数は沢口の理論式よりやや低めの値となっており、その係数比は0.55～0.67程度である。

一方、第7章の実験では、 $B$ は2cmであり、 $\varepsilon_{50}$ をおよそ0.02とすると、 $k_c=12.53c_u$ となる。これを杭幅5cmに換算しなおすと、 $k_c=7.93c_u$ となる。ここで第7章の実験結果を最大限尊重すれば、実験結果からは、 $k_c=5.12\tau_v$ とするのが最適と考えられる。 $\tau_{vf}$ と $c_u$ が等しいとすると実験結果と理論値との係数比は0.65となっている。

ところで、ここで測定している地盤の強度はベーン試験機によるものである。特に、第7章の実験では一軸圧縮試験とベーンせん断試験を数多く実施しているので、ベーン試験結果と一軸圧縮試験結果をいくつかの地盤について比較してみた。図-5.10がその結果であり、一軸圧縮試験結果と手動ベーン試験結果とはほぼ比例( $c_u=0.7\tau_{vf}$ )することが明かとなった。また、このときの一軸圧縮試験では、 $\varepsilon_{50}$ はおよそ0.02であった。

この結果をもとに図-5.9に示した式( $k_c=4.35\tau_v$ )を $c_u$ について書き直すと、 $k_c=6.2c_u$ となり、沢口の理論式とほぼ一致する結果となった。

以上のように、粘性土地盤のせん断強度と地盤の地盤反力係数の関係についてはある程度の相関性が認められ、地盤反力係数が杭幅の平方根の逆数に比例することについてもおおむね妥当性があることが確認された。精度よく地盤反力係数を推定しようとする際にはやや不十分なところもあるかもしれないが、(5.1)式は実用上問題はないと判断される。

### 5.4.2 載荷速度が荷重変位関係に及ぼす影響

粘性土のせん断強度やせん断剛性は載荷速度の影響を受けることが知られている。粘性土のこのような性質のために、杭の水平載荷試験においても荷重変位関係が載荷速度の影響を受けることが考えられる。

載荷速度の違い、言い換えれば、載荷にかかる時間の違いによって杭の挙動に違いが出る原因としては、粘土のせん断における粘性による速度効果やクリープ現象、粘性土の圧密などが考えられる。載荷時間の違いが杭の横抵抗特性に及ぼす影響については、杭の長期載荷試験といった観点からの検討がこれまでも進められている(矢作ら, 1979; 沢口ら, 1991)。矢作ら(1979)

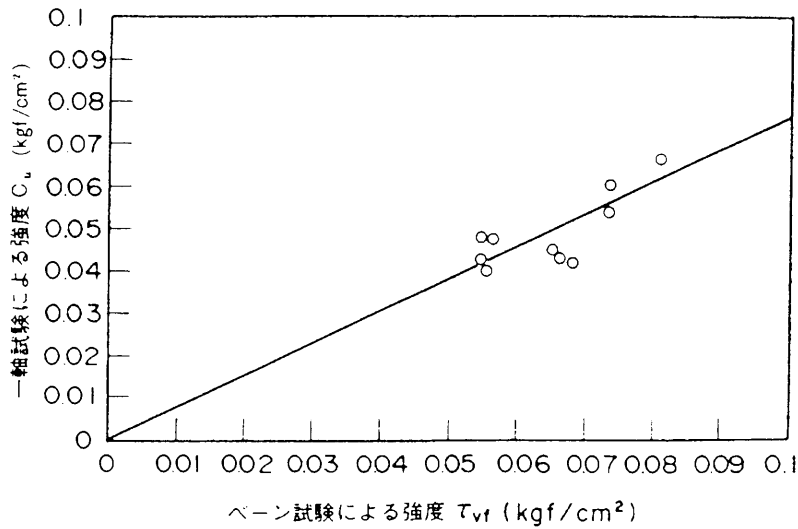


図-5.10: 一軸圧縮強度とベーンせん断強度の関係

は、径 609.6mm の鋼管杭の長期水平載荷試験を行うとともに、長期にわたる LLT を用いた孔内水平載荷試験を行い、杭の挙動から求められた地盤の横抵抗係数と孔内水平載荷試験の結果得られる  $K$  値との関係を議論している。彼らの杭の水平載荷試験結果を見ると地表面の比較的浅い部分の地盤反力係数が時間の経過と共に低下する傾向が見られ、この地盤反力係数の低下の割合と孔内水平載荷試験の結果もとめられた  $K$  値の時間的な低下の割合が傾向としてよく似ていることが示されている。これらの現象を、矢作らは粘性土のクリープ現象として捉えている。

Carter ら (1981) は水平方向に載荷された杭の周りの地盤の圧密による杭頭変位の変化の予測手法を提案している。彼らの結果によると、根入れ長と杭径の比が 20 のものの場合、載荷による周辺地盤の圧密によって杭頭変位が 1 割位増加する計算となっている。矢作らの実験結果では、荷重レベルにもよるが、約 90 日間の長期載荷によって杭頭変位は 50~100% 増加しており、杭頭変位の増加にはクリープ現象の影響が大きいことを物語っていると思われる。

沢口ら (1991) は、室内模型地盤において杭幅 3.2cm の板状の模型くいを用いて、杭の長期載荷試験を行っている。載荷期間は 47 日である。その結果、載荷期間中の杭頭変位と載荷時間が次式のように表されることを示した。

$$\log y_t = A \log t + B \quad (5.2)$$

また、この式における係数  $A$  は荷重レベルによって異なり、荷重レベルが低いほど大きいことを示した。さらに、曲げモーメント分布の計測結果から、地表面付近の地盤反力の低下を観察

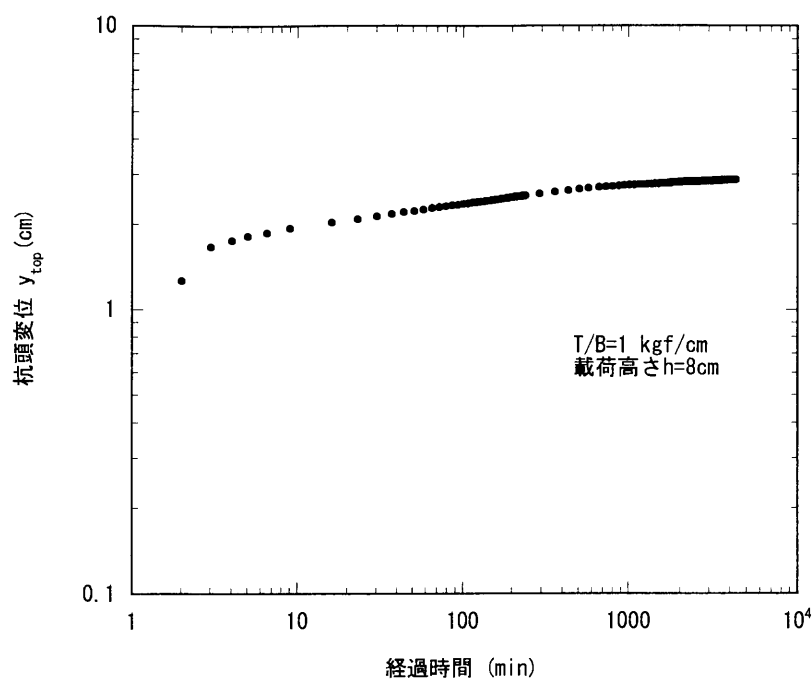


図-5.11: 長期載荷における経過時間と杭頭変位関係

しており、この主たる原因はクリープ破壊によるものであるとしている。

図-5.11 に今回行った長期載荷試験の結果を示す。用いた模型地盤は最終圧密圧力  $0.1 \text{ kgf/cm}^2$  であり、圧密期間を 6ヶ月とり、一次圧密がほぼ終了した地盤である。ここでの載荷条件は、杭頭荷重  $T/B = 1 \text{ kgf/cm}$  であり、載荷高さは  $h = 8\text{cm}$  である。ここで、載荷開始から所定の荷重に達するまでの時間はおよそ 1 分程度であり、図-5.11 の横軸は載荷開始時を 0 としている。載荷時間は約 3 日である。ほかの実験と比べると載荷時間はかなり短いだが、載荷初期の一点を除くと経過時間と杭頭変位の関係は沢口らが示したのと同様式 (5.2) と同様な傾向を示している。載荷初期の 1 点がこの傾向とあっていないのは、載荷初期のために、所定の荷重に十分達していなかったことが原因である。

なお、この実験では杭頭部の挙動しか測られていなかったため、地盤反力分布の変化についてはデータがない。しかし、これまでの研究成果からして、地表面付近の地盤の劣化による杭頭変位の増加であると考えて差し支えないと思われる。

以上のように、長期載荷についてはいくつか研究もあり、どの実験についてもほぼ同様な結果が得られている。しかし、荷重が時間とともに変化している状況下での挙動については必ずしも情報が十分であるとは言えない。すなわち、荷重を増加させていく載荷過程での載荷速度の違いが測定される杭頭変位に及ぼす影響については明らかになっていないと考えられる。このことは、すなわち、載荷速度に多少の違いがあったとしてもどの程度の載荷速度であれば、



載荷速度の影響を無視できるかについて検討する必要があるということである。そこで、ここでは、載荷速度が杭の荷重変位関係に及ぼす影響について検討した。

図-5.12 にいくつかの載荷速度で荷重を載荷した際の単位幅あたりの杭頭荷重と変位の関係を示す。図-5.12 よりわかるように、載荷速度が早い場合には同じ荷重で杭の変位量が小さい。しかし、載荷速度が  $0.04\text{kgf/cm/min}$  よりも遅い場合には速度の違いによる変位の差が少ない。このことを別の角度から見るために、図-5.13 に、ある荷重レベルでの杭頭変位量とその荷重レベルに達するまでに要した載荷時間の関係を示す。図-5.13 に示した荷重レベルは、単位幅あたりの杭頭荷重として  $0.8\text{kgf/cm}$  載荷したときのものである。図-5.13 から、載荷時間が長くなるにつれて杭頭変位量が大きくなる傾向にあることがわかる。特に、載荷時間が短い場合には、載荷時間のわずかな違いによって、杭頭変位が異なる傾向にあるが、載荷にかかる時間が長くなってくると、載荷時間の違いが、杭頭変位に与える影響は小さくなっていることがわかる。このときの時間と杭頭変位の関係は図-5.11 の結果とは多少異なり、載荷速度が速い場合に杭頭変位の変化率が著しく大きくなっていることがわかる。また、載荷に要した時間が長い場合には、長期載荷よりも杭頭変位の増加率が小さくなっていた。すなわち、この実験の結果からすると、載荷速度が速い場合には、載荷速度の違いによる杭頭変位の変化の程度は長期載荷の結果よりも大きくなるが、載荷速度が遅くなると、逆に長期載荷よりも杭頭変位の変化率が小さくなるといえる。このような結果となった理由としては、荷重の増加による杭頭変位の増加と荷重を一定に保ったときの杭頭変位の時間的な増加との関係が荷重レベルによって異なることが原因していると思われる。

載荷時間を変えても杭頭変位に違いがなくなる境界の載荷時間を厳密に決定することはできないが、一回の載荷試験に要する時間を考慮した場合、ここでは、 $0.04\text{kgf/cm/min}$  より遅い比較的ゆっくりとした速度で載荷すれば、載荷速度の多少の違いによる杭の変位の違いを少なくすることができる。

### 5.4.3 繰返し載荷時の杭の挙動 (粘土地盤)

室内において作成した模型粘性土地盤中の杭の繰返し水平載荷試験の結果に基づいて述べていく。この地盤は、最終圧密圧力  $0.1\text{kgf/cm}^2$  で圧密したもので、一次圧密がほぼ終了した地盤である。この実験では、杭幅  $5\text{cm}$  の杭に対して段階的に最大荷重約  $2\text{kgf}$ 、 $4\text{kgf}$ 、 $6\text{kgf}$  の荷重を一方方向に繰返し作用させた。載荷高さは  $8\text{cm}$  である。また、このときの杭頭の荷重と変位の関係から推定した初期地盤反力係数  $k_c$  は  $0.3\text{kgf/cm}^{2.5}$  であった。なお、この実験では、試験装置の都合から繰返し時の最小荷重が  $0$  となっていないことに注意が必要である。載荷速度は、平均で  $0.04\text{kgf/cm/min}$  であった。

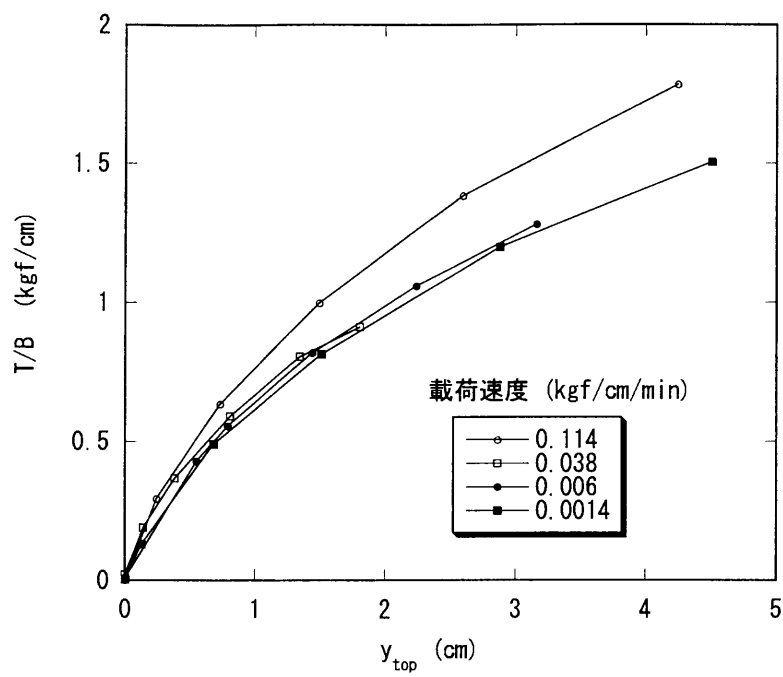


図-5.12: 載荷速度の違いによる杭頭荷重と杭頭変位関係の変化

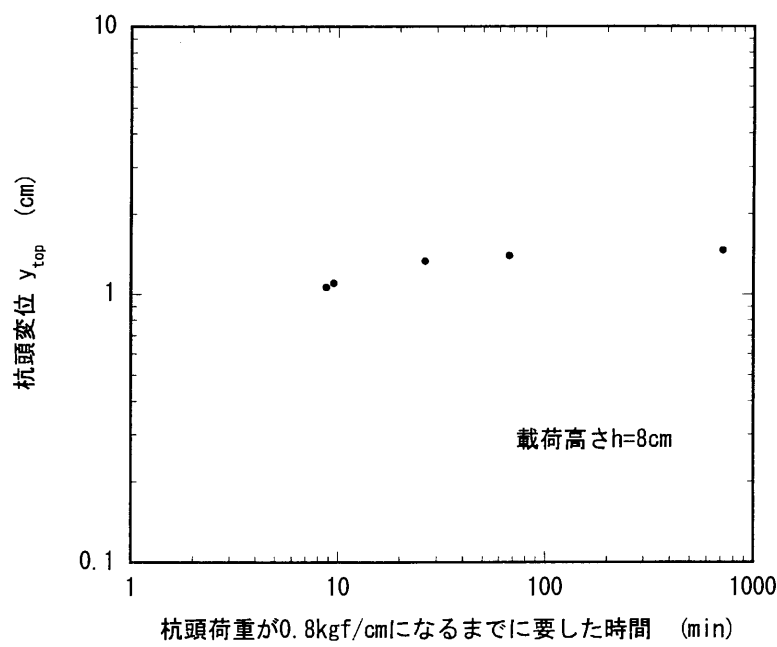


図-5.13: 杭頭荷重が 0.8kgf/cm になるまでに要した時間

## 繰返し载荷による杭のたわみの伸び

粘性土地盤中の杭の軸直角方向载荷では砂質地盤中と異なり、杭の変位によって地盤が乱され、地盤の強度が低下することが懸念される。特に繰返し载荷に対する杭頭のたわみの伸び特性が異なることが考えられる。そこで荷重レベルをいくつか選んで粘土地盤中で繰返し载荷試験を行った。ここでは、既往最大の繰返し荷重が作用している場合について、最大荷重一定の繰返し時の杭頭のたわみ挙動について検討する。繰返しによる杭のたわみの伸びについては、载荷点のたわみを用いるのが簡単であるが、载荷点のたわみ  $y_{top}$  の伸びは地表面のたわみ  $y_0$  の伸びと地表面たわみ角  $i_0$  の変化の両方の影響を受け、载荷高さの違いによってどちらの影響を受けるかその度合いが変化するため、たわみの伸びを評価する指標として望ましくない。そこで、ここでは、地表面のたわみの伸びを用いて検討をした。なお、地表面のたわみの計算にあたっては、杭下端のたわみとたわみ角が 0 であることを仮定して、曲げモーメント分布を二階積分することによって求めている。なお、確認のために、杭頭部で計測したたわみとたわみ角をもとに上記の仮定の妥当性を確認したところ、この実験では、荷重レベルが  $T/B = 0.8$  までは上記の仮定が妥当であることが確認されている。

図-5.14 に繰返し载荷時の単位幅あたりの水平荷重  $T/B$  と地表面のたわみ  $y_0$  の関係を示す。この実験では、载荷装置の都合から繰返し時の最小荷重が 0 まで戻っていない。このことが繰返し時の杭の挙動に及ぼす影響については明らかではない。しかし、後段の議論では最大荷重時の挙動を中心に議論していることと、繰返し载荷時の杭のたわみに最も影響があるのは最大荷重であると思われることなどから、これからの議論では、最小荷重が 0 まで戻ったものとはほぼ同等の挙動をしているものとして取り扱うことにする。

図-5.14 に示す実験では、二つの荷重レベルで繰返し载荷を行った。図中には、各荷重レベルの繰返し载荷について、繰返し初期と終期の荷重たわみ関係から最小荷重時と最大荷重時を結ぶ割線も示した。図中に A と示しているのが繰返し初期の割線であり、図中に B と示しているのが繰返し終期の割線である。これら二つの荷重レベルの繰返し試験の結果を見るといずれの荷重レベルであっても、繰返し载荷によって杭の地表面のたわみが増大していくことがわかる。また、荷重レベルの低い繰返しでは A 線と B 線の勾配はほぼ等しいものの、荷重レベルが大きい場合には、これらの線の勾配が変化しており、繰返しによって変形剛性が低下していることがわかる。ところで、杭の根入れ長さが十分に長いかな否かの判定には、杭の根入れ長と曲げモーメントの第一 0 点の深さ  $l_{m1}$  との比である根入れ比が指標として用いられる。今回の実験では、 $T/B$  がほぼ 0.4 である荷重レベルの小さな繰返しでは、根入れ比は 1.5 以上確保していた。 $T/B$  がほぼ 0.8 の荷重レベルの大きな繰返しでは繰返しの初期には根入れ比はほぼ 1 となっていた。しかし、すでに述べたように、杭頭部のたわみとたわみ角から杭下端のたわみとたわみ角を確認したところ、杭下端のたわみやたわみ角が無視できる状態であった。

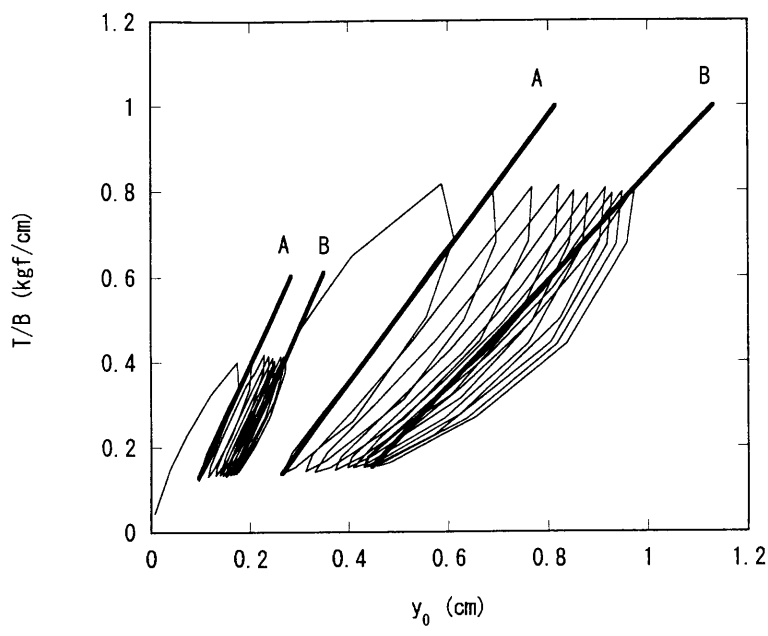


図-5.14: 繰返し載荷時の杭頭荷重と杭の地表面のたわみの関係 (粘性土地盤)

4.3 の図-4.7 に砂地盤中での繰返し載荷時の単位幅あたりの杭頭荷重  $T/B$  と地表面のたわみ  $y_0$  の関係を示している。この実験は乾燥した砂地盤中で静的に載荷が行われている。粘性土地盤の実験と比べると、砂地盤での実験の方が単位幅あたりの荷重も大きく、たわみ量も大きく、これらのレベルにはかなりの差があるが、砂地盤の実験では図中に示したすべての荷重条件で、根入比が 1.5 を越えており、長い杭としての条件を満足している。砂地盤の場合であっても、繰返し載荷をすることによって杭頭のたわみは伸びて行く。しかし、繰返し回数の増加によって割線の勾配がゆるくなるような現象は見られず、砂地盤では繰返し回数が増加しても割線の勾配があまり変化しない。

繰返し回数と  $n$  回繰返し載荷したの時の最大荷重作用時の地表面のたわみ  $y_{in}$  の第 1 回目の最大荷重載荷時の地表面のたわみ  $y_{i1}$  に対する比  $y_{in}/y_{i1}$  を示したのが図-5.15 である (菊池ら, 1994)。ここには、今回の実験のほかに、砂地盤での実験 (菊池ら, 1992)、遠心力場での正規圧密粘性土地盤での実験 (菊池ら, 1993)、の 3 つの室内試験結果の他に、篠原・久保が行った飽和砂地盤での模型杭の載荷試験結果 (篠原・久保, 1961)、実大杭を用いた現場試験 (木内ら, 1988, 木内ら, 1990) の結果もあわせて載せてある。

遠心重力場の正規圧密粘土地盤での実験では、カオリン粘土を用いた。地盤は初期含水比を 120% に調整し真空脱気した試料を遠心加速度 25g の下で自重圧密させることで作成した。なお、遠心力場の正規圧密地盤では、港研方式による横抵抗推定法において S 型地盤と想定され

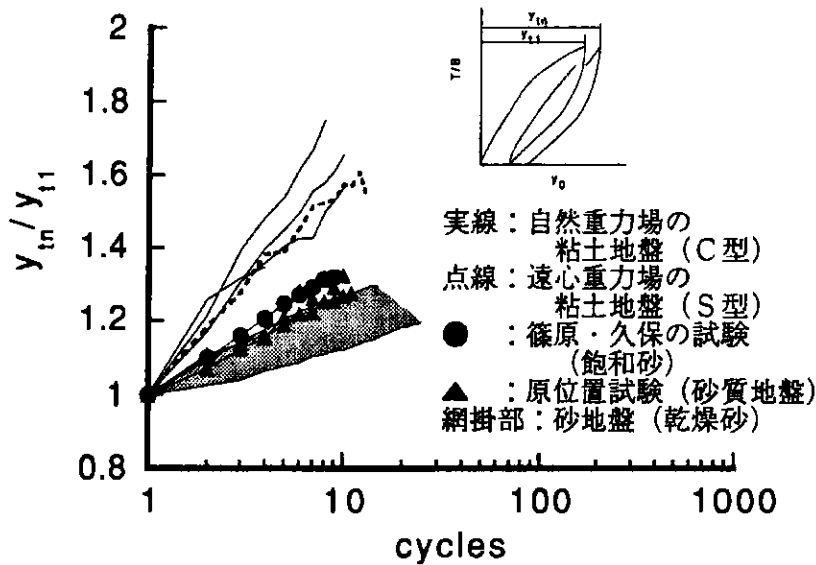


図-5.15: 地表面たわみ比  $y_{in}/y_{i1}$  と繰返し回数の関係

た。篠原・久保の行った実験は、地盤は飽和地盤であり、用いた杭は杭幅 20cm、根入れ長はほぼ 150cm であった。原位置試験では、鋼管杭を用いており、砂地盤であるが、 $N$  値は深度方向にほぼ一定であった。

同図からわかるように、いずれの実験結果も、杭のたわみは、繰返し回数の対数にほぼ比例する傾向にあることがわかる。データにはばらつきがあるが、たわみの伸び率は、地盤条件によって大きく異なり、乾燥砂地盤が最もたわみの伸びが少なく、粘土地盤では、過圧密地盤（C型）の方が、正規圧密地盤よりたわみの伸びが大きい傾向にある。

#### 粘性土地盤における繰返し載荷時の杭の挙動

図-5.16 に最大荷重 2kgf の繰返し載荷のときのいくつかのサイクルの 1 サイクル間での曲げモーメントの変化を示す。図中で、実線で示しているのは載荷過程の曲げモーメント分布であり、点線は除荷過程のものである。(a) は第 1 サイクルのときのものである。この図を見ると、4.4 の図-4.11 の場合とほぼ同じような傾向があり、載荷過程では少しずつ  $l_{m1}$ 、 $l_{m,max}$  が深くなっていき、除荷過程に入ると載荷過程よりも急速に  $l_{m,max}$  が深くなることが分かる。 $l_{m1}$  についても除荷につれて深くなっていることがわかる。二回目以降の繰返し載荷においては、載荷過程では、 $l_{m,max}$  は荷重の増加とともに浅くなり、既往最大荷重時には、第 1 サイクルでの  $l_{m,max}$  とほ

## 第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題

ほぼ同じとなる。

ただし、最大曲げモーメントの値  $M_{max}$  は繰返し回数が大きくなるにつれて少しずつ大きくなる傾向にある。一方、 $l_{m1}$  は載荷過程ではほとんど変化せず、除荷過程で深くなる傾向があり、繰返しとともに次第に深くなる傾向にある。また、砂地盤では、除荷過程と載荷過程とで荷重と  $l_{m,max}$  の関係が著しく異なっていたが、粘性土地盤の場合にはそれが顕著ではない。図-5.17 に杭頭載荷荷重と  $l_{m1}$  の変化の関係を示す。4.4 の図-4.12 と同様に繰返し載荷によって  $l_{m1}$  が深くなっていき、繰返し回数が増えるにつれて深くなるなり方が小さくなっていくが、砂地盤の場合と異なり、載荷過程のほうが除荷過程よりも  $l_{m1}$  が小さいといったような挙動はない。

図-5.18 に各載荷サイクルで杭に生じるたわみの変化を示す。ここで、杭のたわみは測定した曲げモーメント分布曲線を二階積分して求めたものである。この積分の境界条件は、杭下端で与えており、たわみ、たわみ角ともに0であるとしている。ここでも、載荷過程は実線、除荷過程は点線で示している。(a) は第1回目のサイクルである。第1回目の載荷過程では、杭頭たわみが荷重とともに増加し、同時に杭のたわみの第1ゼロ点の深さ  $l_{y1}$  も深くなっていく。除荷過程になると、杭頭のたわみは減少するものの、 $l_{y1}$  付近では、除荷とともに杭のたわみが増加し、 $l_{y1}$  が深くなることがわかる。このような挙動は砂地盤の場合とほぼ同様である。ただし、粘性土地盤の場合には、深部において杭が負の方向にたわむ量が少なく、除荷時に正の方向に杭がたわむ量も少ない傾向にある。2回目以降のサイクルでは、最大荷重時も残留時も繰返し載荷によってたわみが伸びており、繰返し載荷によって  $l_{y1}$  が少しずつ深くなるというように、杭の深部からのたわみが増えている。

図-5.19 に杭頭荷重と  $l_{y1}$  との関係を示す。 $l_{m1}$  の場合と同じように繰返し載荷によって  $l_{y1}$  が深くなっていくことが分かる。

図-5.20 に各サイクルの地盤反力の変化を示す。ここに示した地盤反力は測定した曲げモーメントを二階微分して求めたものである。第1回目の載荷過程では、砂地盤の場合と比較するとやや丸みを持った曲線形状となっており、最大地盤反力の生じる深さ  $l_{p,max}$  が載荷の進行とともに深くなっていく傾向にある。除荷時には、地表面付近の地盤反力が急速に低下し、その結果、 $l_{p,max}$  がさらに深くなる傾向にある。二回目以降の繰返し載荷では、地盤反力の変化は、概ね、最大荷重時と最小荷重時の地盤反力分布の中で変動しているが、浅い部分の地盤反力の出方が繰返しとともに小さくなる傾向を示し、表面付近から地盤が劣化し、地盤反力が発現しなくなることを示している。粘性土地盤のこの実験の場合には、表面付近で大きな逆方向の地盤反力は発生していない。この地盤はおよそ  $0.1\text{kgf/cm}^2$  で圧密されたものであり、かなりの自立高さを有するため、載荷時の背面の粘性土地盤が崩れることはなく、このため除荷時に杭背面に受働的な大きな土圧が作用しなかったことが原因であると考えられる。 $l_{p,max}$  より深い部分では載荷過程では、大きな地盤反力は発生していないが、除荷過程に入ると  $l_{p,max}$  が深くなりながら、

5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

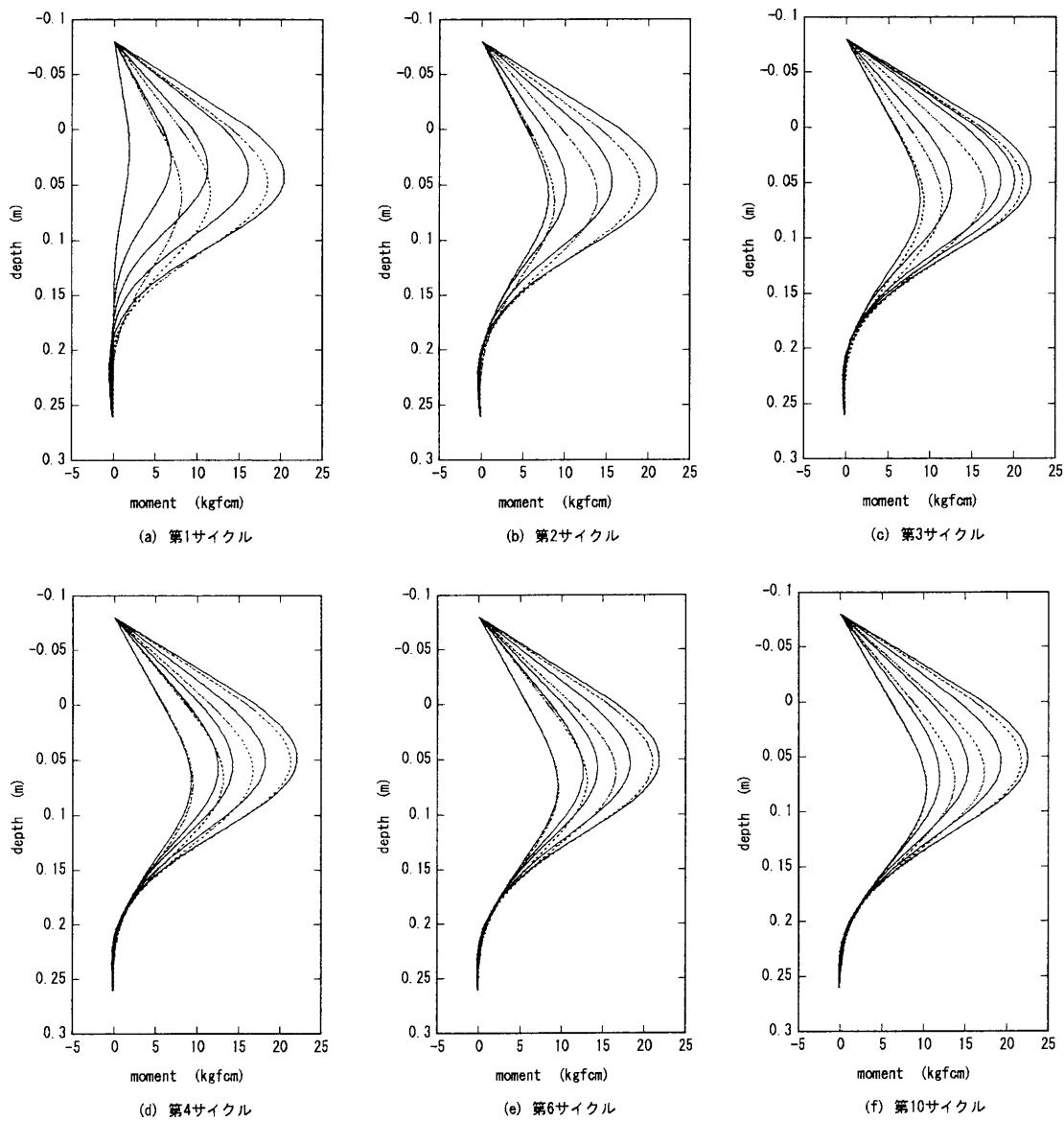


図-5.16: 各サイクルで杭に生じる曲げモーメント (粘性土地盤)

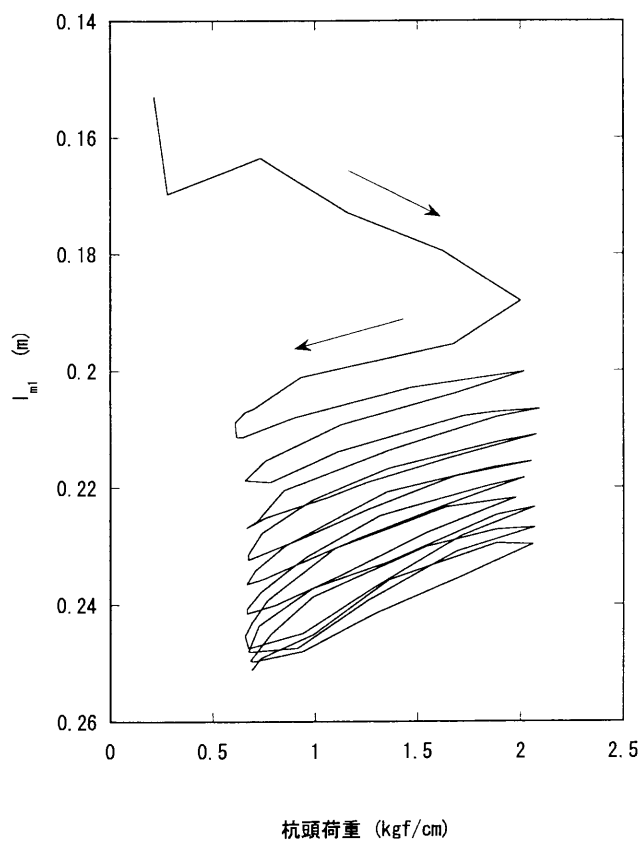


図-5.17: 荷重と  $l_{m1}$  の関係 (粘性土地盤)



#### 5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

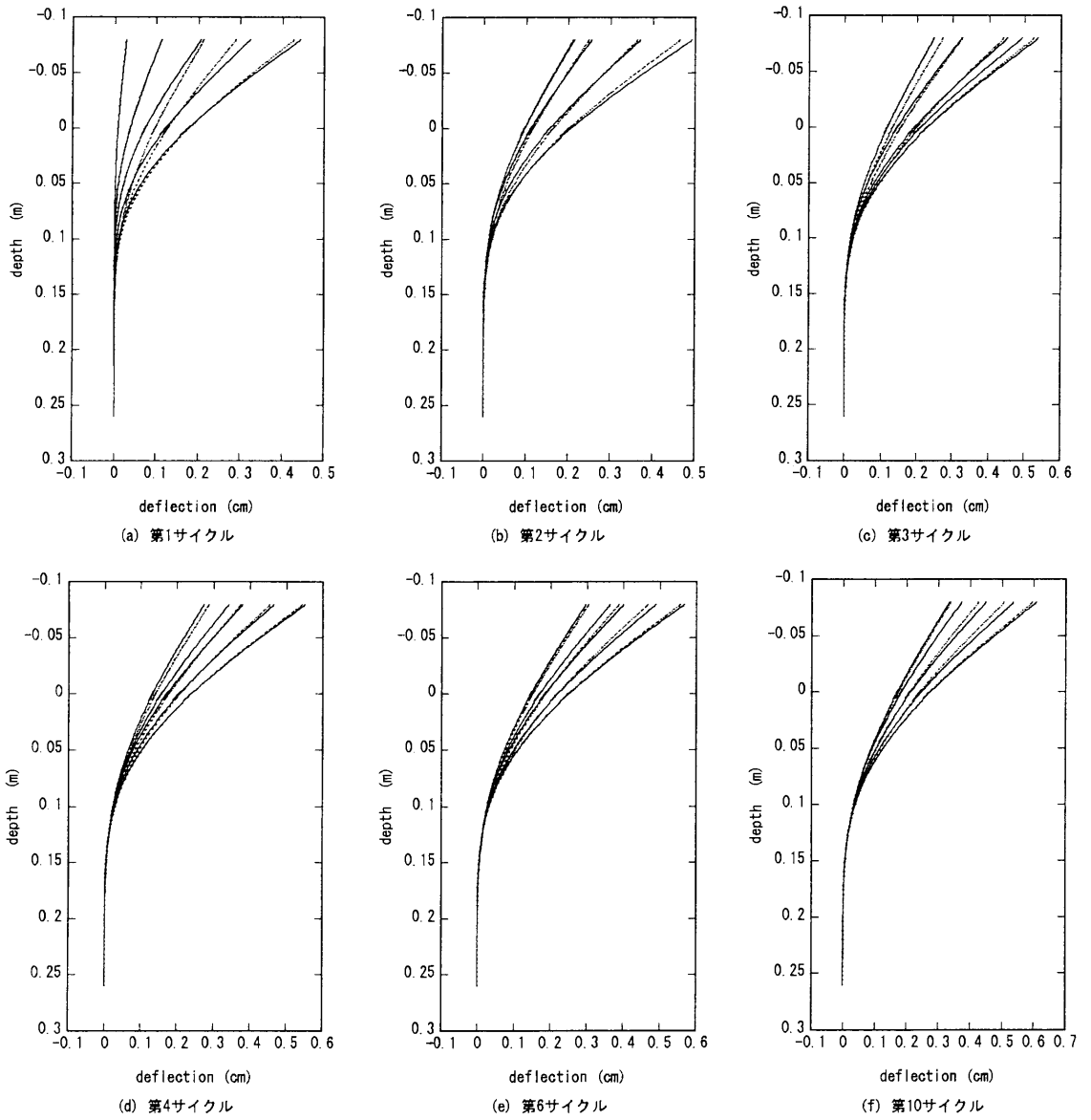


図-5.18: 各サイクルで杭に生じるたわみ (粘性土地盤)

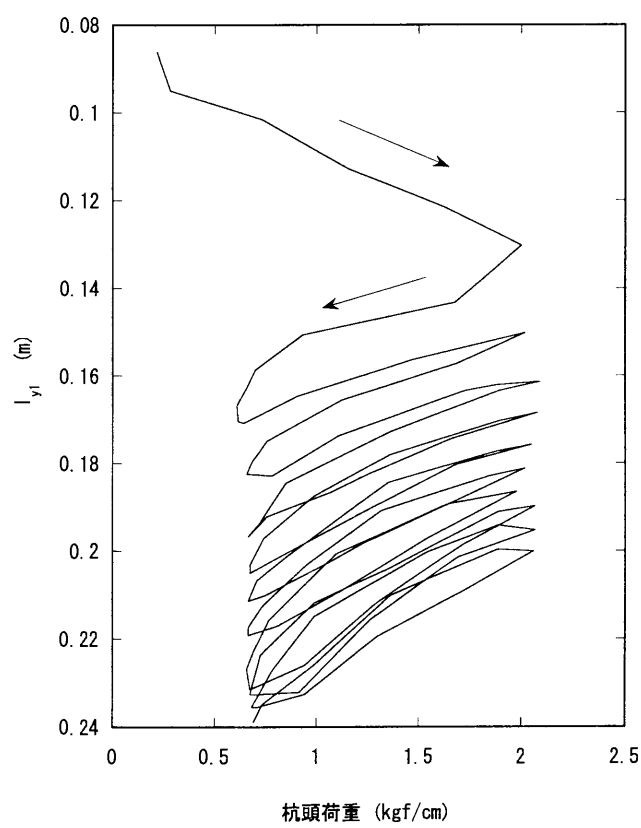


図-5.19: 荷重と  $l_{y1}$  の関係 (粘性土地盤)

#### 5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

地盤反力が発生するようになる傾向は砂地盤同様粘性土地盤でも見られる。2回目以降の繰返し載荷では、浅部、深部とも地盤反力が小さくなっていく傾向がある。

さて、いくつかの深度におけるたわみと杭頭荷重の関係とたわみと地盤反力の変化について見ていく。この杭の根入れ長さは29.6cmであり、処女載荷時の $l_{m1}$ が19cm程度であったので、ここでは、深度2cmごとに2cmから18cmの深度までの結果を示している。

図-5.21、図-5.22にいくつかの深度におけるたわみと杭頭荷重の関係を示す。図-5.21、図-5.22をみると、深度ごとに荷重とたわみの関係が変化しており、その変化は連続的である。深度10cmまでは杭のたわみは荷重増加過程で増加し、除荷過程で減少する傾向にあるが、12cmより深くなると、荷重増加過程でたわみが減少し、荷重減少過程でたわみが増加する傾向となる。第一サイクルの除荷過程の初期部分で、どの深度でもたわみが増加する傾向が見られる。除荷の初期にたわみが増加する傾向は、2回目以降の繰返しでも見られる現象である。このような現象は粘性土のクリープ特性との関連があることが考えられる。この他、4.4の図-4.16に示した砂地盤の場合の挙動と異なる点としては、砂地盤の場合にはある程度深いところで除荷時にたわみが増えるといった現象が見られているが、粘土地盤ではそのような現象が見られないことである。また、粘土地盤では、たわみの減少の割合は、深くなるにつれて連続的に小さくなっていることである。このような傾向は、4.4の図-4.16に示した砂地盤の場合とは多少異なっている。深度が12cmのあたりからは、除荷時にたわみが増える様子が観察される。これがさらに深くなると載荷時には負のたわみが生じ、除荷時に正のたわみが生じるようになる。いずれの深度における繰返し載荷ごとのたわみの増加の傾向を見ても、繰返し回数の増加とともにたわみの増加傾向が減る様子はなく、この程度の繰返し回数では、収束するか否かは判断が付きにくい。

図-5.23に各深度におけるたわみと地盤反力の関係を示した。なお、図-5.23では、参考のために、杭頭に作用している荷重が最大のときのたわみと地盤反力の位置を○であらわし、残留時(杭頭荷重が極小のとき)のたわみと地盤反力の位置を●であらわしている。図-5.23をみると8cmまでの浅い部分と10cm付近の中間の深さの部分と14cmより深い部分の3つの区間に分けて考えることができるようである。すなわち、8cmより浅い部分では、処女載荷の過程ではたわみの増加とともに非線形な形で地盤反力が増加し、除荷の過程に入るとたわみと地盤反力がともに減少し、深度8cmを除けば、繰返し回数が増えるにつれてたわみが増加するにもかかわらず地盤反力は低下していく。砂地盤では、深度の浅い部分で、繰返し載荷によってたわみが増えるにつれて地盤反力が増加する傾向が見られたが、粘土地盤では逆に低下する傾向があることが示されている。このような現象の違いのために、粘土地盤では繰返し載荷によって最大曲げモーメントが増加する結果となったものと考えられる。10cm付近の区間では、荷重が最大となった後もたわみが増大し、除荷の過程で一度最大地盤反力を生じた後に地盤反力が低下する様子が見られる。またこの深さあたりでは、1サイクルあたりの地盤反力の変動幅が小さ

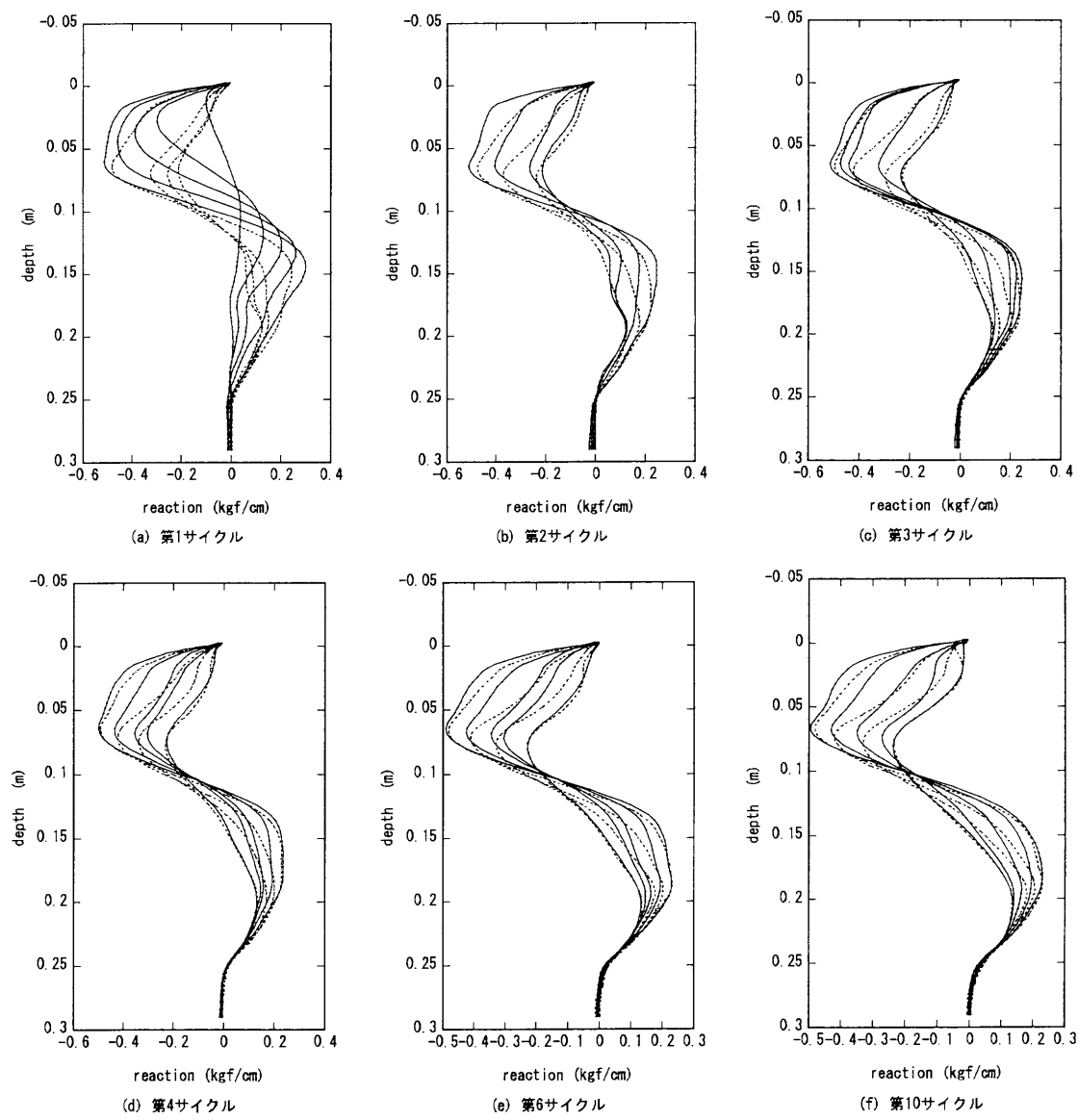


図-5.20: 各サイクルで杭に生じる地盤反力(粘性土地盤)

5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

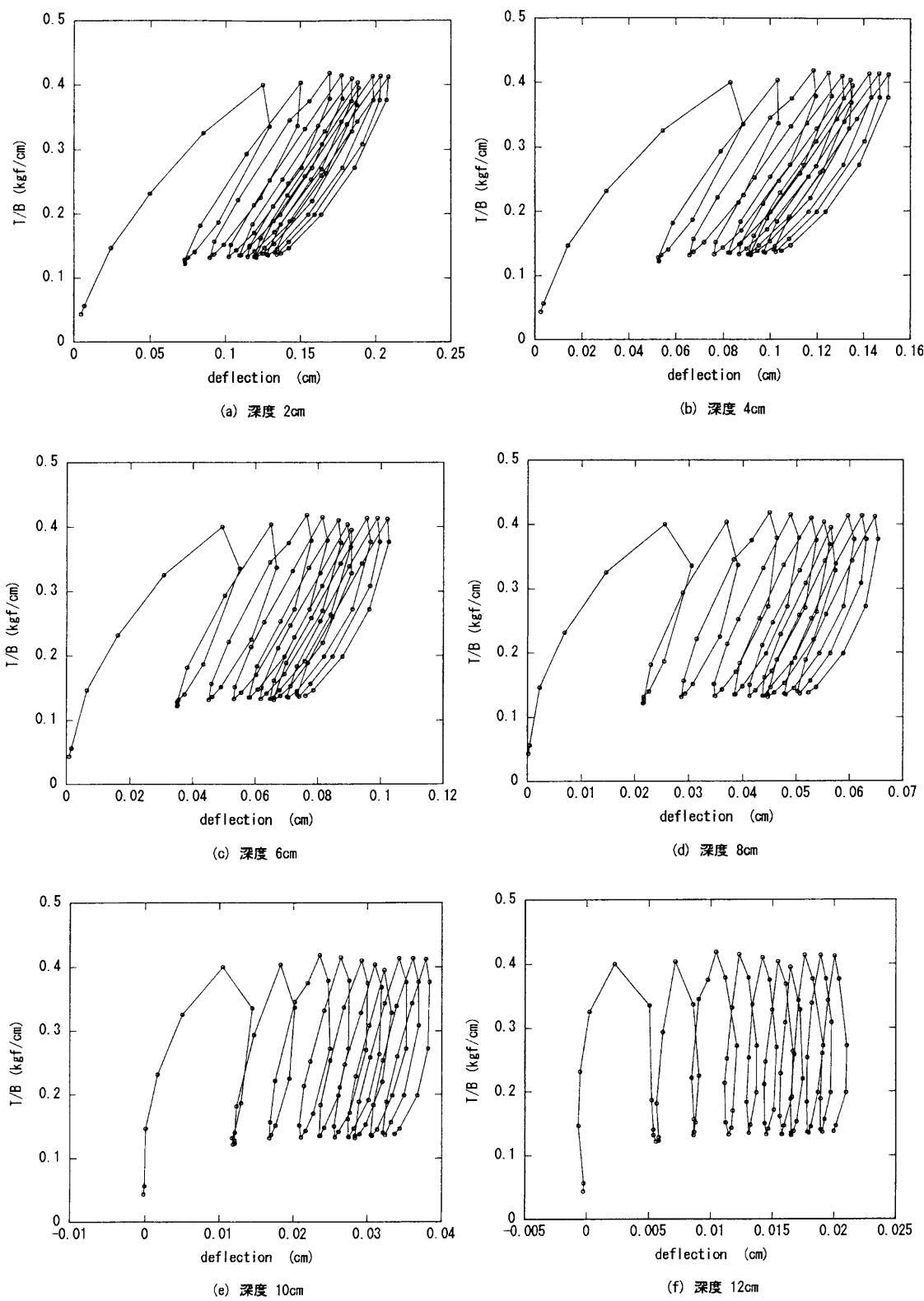


図-5.21: いくつかの深度でのたわみと杭頭荷重の関係 (粘性土地盤)(その 1)

第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題

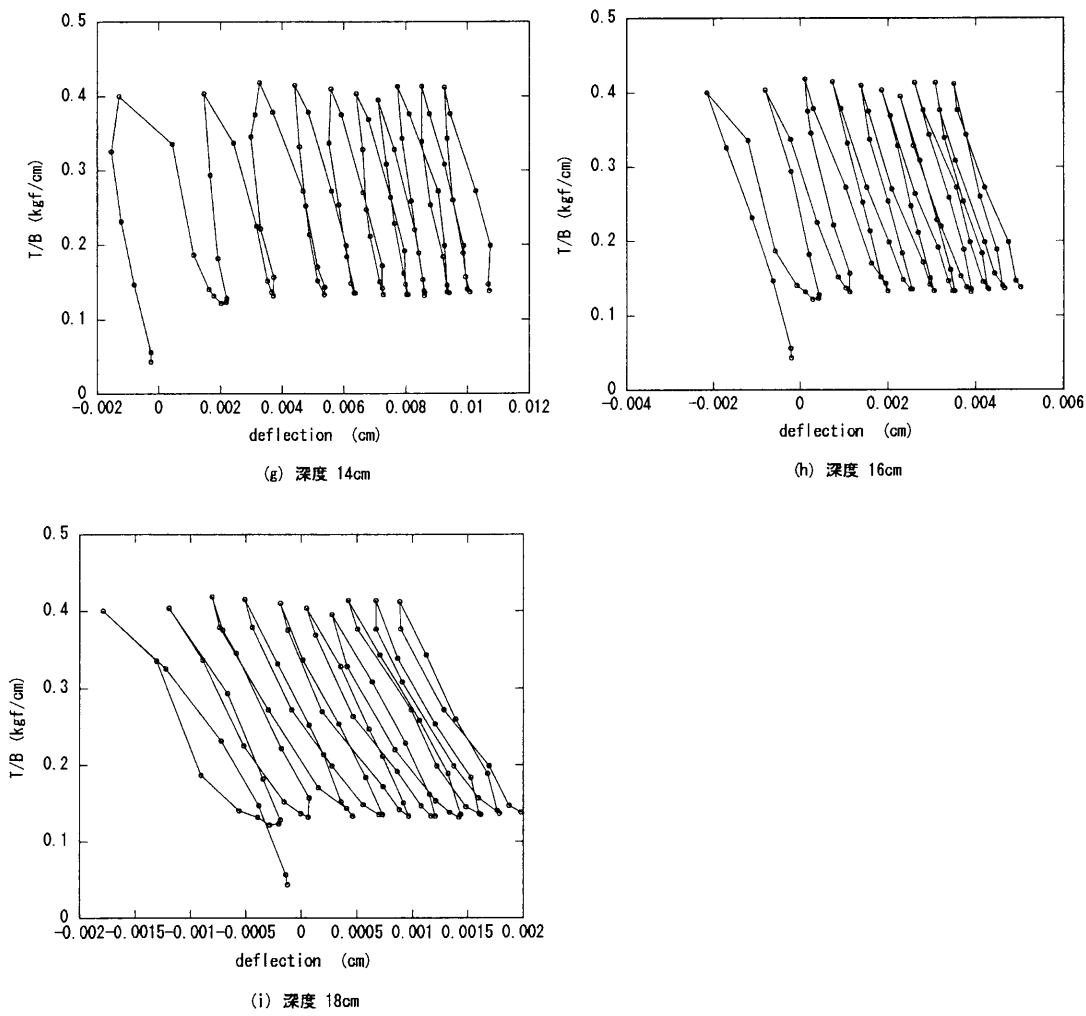


図-5.22: いくつかの深度でのたわみと杭頭荷重の関係 (粘性土地盤)(その 2)

#### 5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

く、この深さを境に、より深いところでは、砂地盤の深いところと同じように、杭頭荷重最大のときの地盤反力が1サイクルの中で最も小さく、荷重最小のときに地盤反力が大きくなるようになる。しかし、砂地盤では  $l_{m,max}$  より深い部分で杭のたわみが増えながら地盤反力が減少する挙動が見られたが、粘性土地盤ではそのような傾向を見られない。14cm より深い部分は載荷の初期に負の方向にたわむ区間である。この区間では、負の方向にたわむにつれて負の地盤反力が線形な形で生じ、たわみの方向が逆転したところからは地盤反力の変化の仕方も逆向きとなっている。また、繰返し載荷中の載荷除荷のそれぞれの過程において地盤反力とたわみの関係に直線的な関係がある。また、この区間においても載荷の繰返しによって正の方向にたわみが増えていること、荷重が最小のときに地盤反力が最大になることが分かる。

以上見てきたように、粘性土地盤においても繰返し載荷によってかなりの深部から杭のたわみの増加があることがわかった。しかし、そのメカニズムは砂の場合とは異なるものであると考えられる。今回の実験は、室内においてあらかじめ圧密しておいた地盤の荷重を除去して重力場で水平載荷試験を実施している。このため、地盤は過圧密状態にあり、自立高さを有している。実際、実験中に杭の部分で載荷方向と直角方向のクラックが生じた。このような状況では、砂地盤で見られたような、地盤が崩壊することにより隙間を埋めるという現象は起きていないと考えられる。

ここに示した繰返し実験は、前述のとおり、3つの荷重レベルで繰返し載荷を実施している。ここでは、より大きな荷重レベルでの繰返し載荷の影響にも言及し、低い荷重レベルでの繰返し載荷が、それよりも大きな荷重を載荷する場合の杭の挙動への影響を考察するとともに、荷重レベルの異なる繰返しが杭の挙動に及ぼす影響についても検討する。

図-5.25に繰返し載荷をしたときの地表面たわみと杭頭荷重の関係について単調載荷した場合との比較で示している。なお、繰返し載荷試験での地盤の初期地盤反力係数がおよそ  $k_c=0.3\text{kgf/cm}^{2.5}$  であったのに対し、単調載荷試験では初期地盤反力係数がおよそ  $k_c=0.23\text{kgf/cm}^{2.5}$  であった。図からもわかるように、点線が繰返し載荷によるものであり、実線は単調載荷の結果である。繰返し実験では、杭頭最大荷重 2kgf の繰返しを 10 サイクル、4kgf の繰返しを 10 サイクル、6kgf の繰返しを 20 サイクル行っている。なお、載荷にかかった延べ時間はおよそ 1400 分である。杭下端が不動であるとした積分結果と杭頭挙動を比較してみると、杭頭荷重がはじめて 6kgf に達するまでは、杭下端が動いていないという仮定は適切なものであると判断された。繰返し載荷試験では、6kgf の2回目の最大荷重から、単調載荷試験では、杭頭荷重 7kgf くらいから杭下端が固定であるという仮定が成立しなくなっている。

これら二つの実験は、同じようにして作成した地盤での実験結果であり、杭の条件、水平力の載荷高さ、載荷速度はいずれも同じである。しかし、この結果を見ると繰返し載荷をした杭の周辺の地盤のほうが単調載荷をした杭の周辺の地盤より載荷の初期から少し剛性が高く、初期

第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題

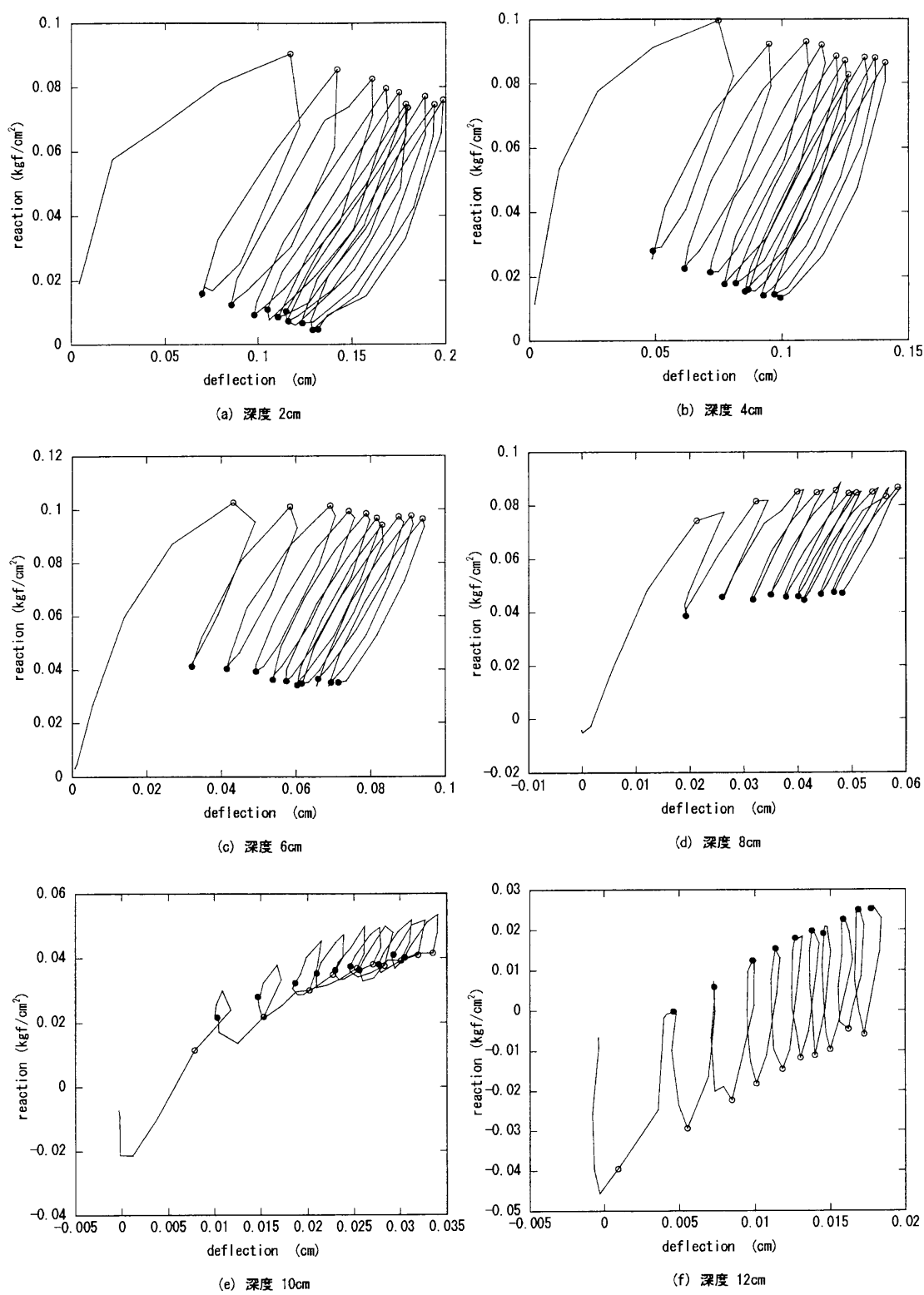


図-5.23: いくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係 (粘性土地盤)(その 1)



5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

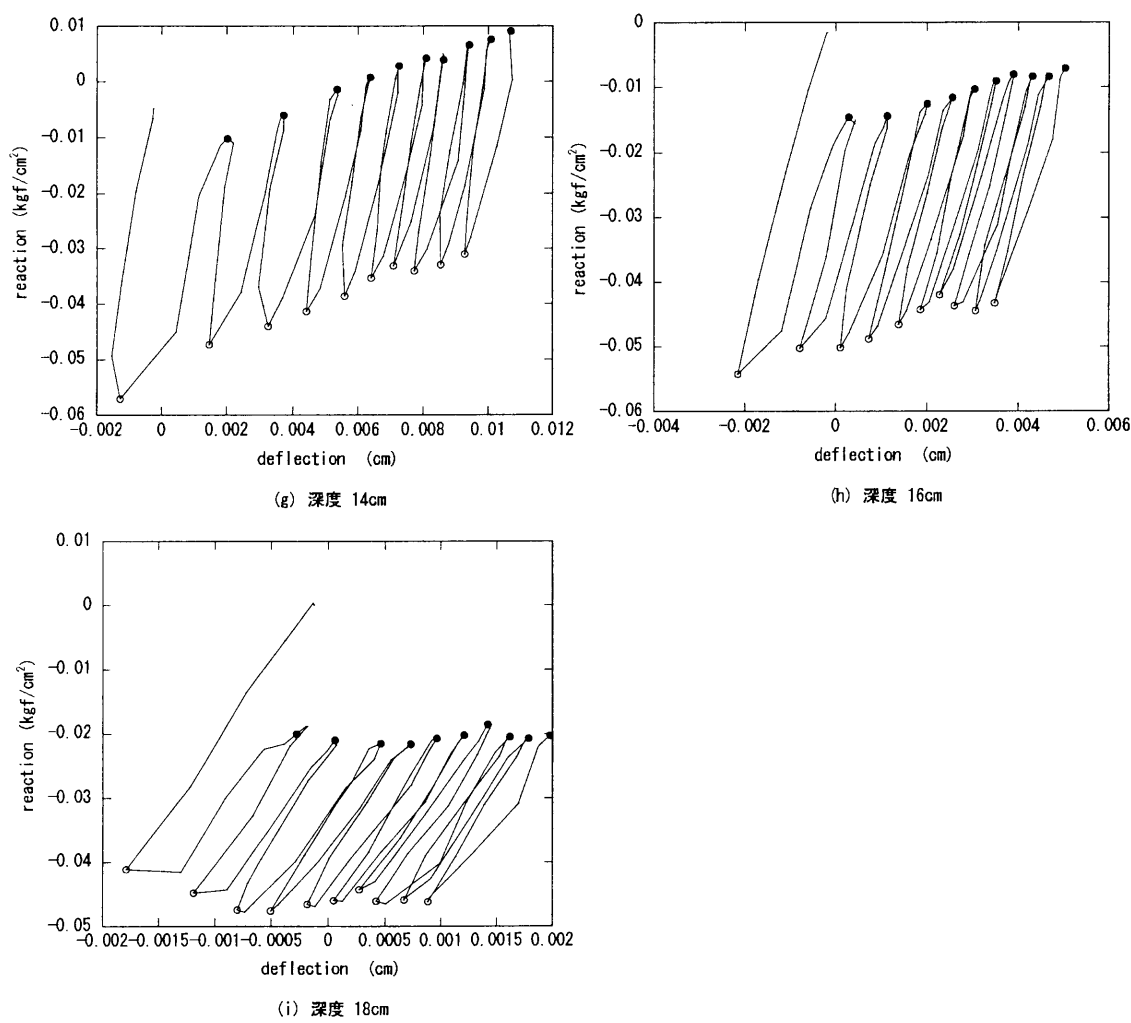


図-5.24: いくつかの深度でのたわみと地盤反力の関係 (粘性土地盤)(その2)

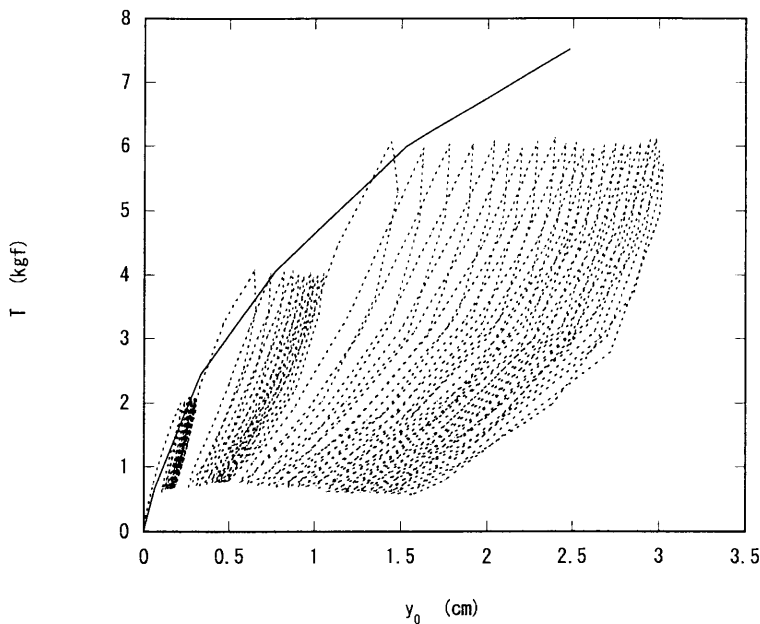


図-5.25: 粘性土地盤での繰返し載荷が杭の荷重たわみ関係に及ぼす影響

の載荷段階で繰返し実験をした杭の荷重のほうが単調載荷のときの荷重より、同じたわみで大きくなっている。そのことに注意しながら、この図を見ると、途中で繰返しを含みながら 6kgf まで載荷した場合と、繰返しをせずに 6kgf まで載荷した場合とで、杭の地表面変位にはほとんど差がないことがわかる。このような結果となった理由は、繰返し回数が多すぎなかったこと、また、次の繰返し荷重のレベルが前の段階の荷重に比べて十分に大きかったことが理由であると考えられるが、それと同時に、繰返しによる地盤の劣化が極端に大きなものではないこと、とくに杭下端の固定条件が満足していれば、急激な杭頭部のたわみの増大はないことなどがわかる。

図-5.26 には繰返し載荷実験と単調載荷実験の杭の挙動を比較した。繰返し載荷試験については、各繰返し荷重での最初の最大荷重到達時の挙動を示している。ここで、実線が単調載荷の結果であり、点線が繰返し載荷を含む結果である。(b) のモーメント図については、破線は各繰返しの最終最大荷重時でのものを示している。他の図では煩雑となるため、各繰返し載荷での最終の最大荷重のときの結果は示していない。図-5.25 でも見たように、単調載荷試験のほうがたわみが大きく出る結果となっており、たわみ分布でもそのような結果が出ている。曲げモーメント分布についてみるとたわみが大きくなることと呼応して、単調載荷試験のほうが深いところから曲げモーメントが生じているのがわかる。しかし、地盤反力分布を見るとわかるように、これらの両実験では、地表面付近の地盤反力の発生の仕方に多少差があるものの、全体としてはほぼ同じような地盤であったと推察される結果となっている。

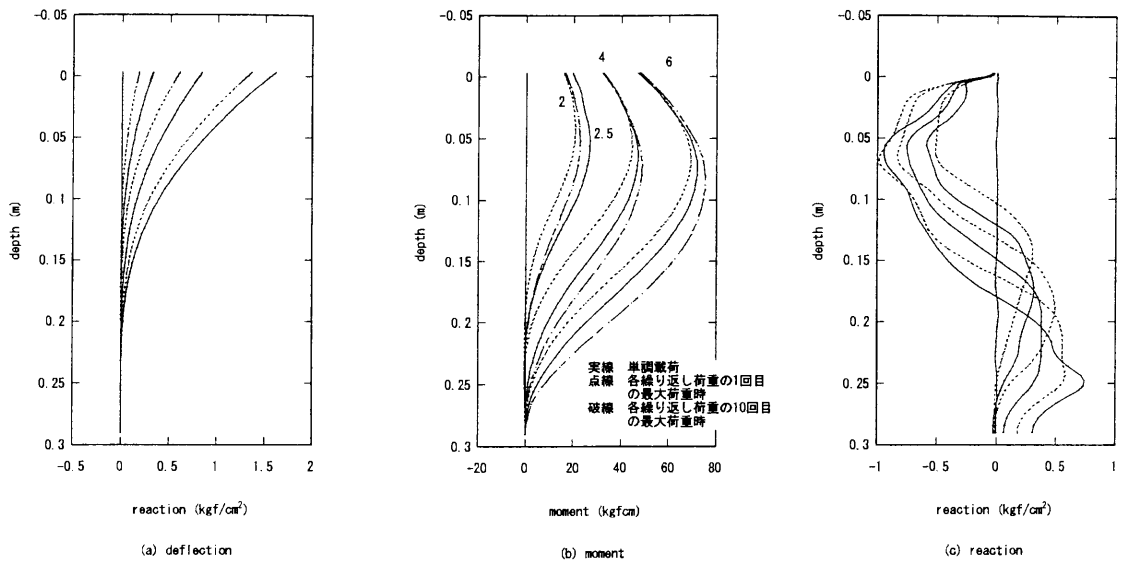


図-5.26: 繰返し載荷と単調載荷での杭の挙動の比較

以上のことを念頭において、各深度での地盤反力とたわみの関係についてみてみよう。図-5.27 にいくつかの深度における地盤反力とたわみの関係を示した。ここでは、繰返し載荷の結果は点線で示しており、杭頭荷重が最大の時の点を○で、杭頭荷重が最小のときの点を●で示している。比較のために、単調載荷試験の結果を実線で示した。ここでは、杭頭荷重 6kgf の繰返しの結果が特に強調されており、このときには、杭は全体として倒れ込むような挙動をしているため、ここに示した比較的浅い深度では、どの深度でも繰返しとともにたわみが増えている。しかし、下端のたわみがほとんどなかったと思われる杭頭荷重 4kgf の繰返しでも繰返し載荷とともに各深度のたわみが増加していることは明らかである。ところが、地盤反力については、たわみの増加とともに増大するような傾向はなく、比較的浅い部分では、たわみの増加とともに地盤反力が低下しており、比較的深いところでもほぼ一定を保っているに過ぎない。また、深い部分では、荷重レベルが低いときには、前述のとおり、荷重の大小と地盤反力の大小とが食い違っているが、荷重レベルが上がるにつれて地盤反力の最大ときと杭頭荷重の最大ときとが一致するようになる。なお、図-5.26 からわかるように、 $l_{m,max}$  は 8cm 前後であり、深度 10cm と 12cm は  $l_{m,max}$  よりも深い部分であるが、砂地盤で見られたような、杭頭荷重最大時に地盤反力が最小となる傾向はすぐになくなっている。

なお、地表面から深度 12cm までの範囲では、ある程度の繰返しをした後に、次の荷重レベルに上がったときに、以前の繰返しによる地盤反力の低下の影響が残っている様子はほとんど見られない。

なお、深度 12cm の載荷初期の負の方向へのたわみが生じたときを除いて、地盤反力の最小

## 第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題

の値が負になっていないことも特徴的である。これは地盤が自立しているためであると考えられる。

以上の結果から、各荷重レベルでの繰返し荷载が次の荷重レベルの繰返し荷载にはほとんど影響していないと考えられるので、繰返しをした全荷重レベルで、繰返しによって地盤反力とたわみの関係がどのように変化するかを見てみた。図-5.28に正規化した地盤反力とたわみの関係を示す。この図では、横軸に、各荷重レベルでの第 $n$ 回目の最大荷重時のたわみと地盤反力を $y_{in}$ ,  $p_{in}$ として、第1回目の最大荷重荷载時のたわみと地盤反力をそれぞれ $y_{t1}$ ,  $p_{t1}$ で正規化して示したものである。図中には、4つの深度、3段階の繰返し荷载のレベルの結果をひとつにまとめている。これらの結果を見ると、同じ荷重レベルでは、浅い部分ほど繰返しによる地盤反力とたわみの関係の劣化が大きく、また、荷重レベルが高くなるほど地盤反力とたわみの関係の劣化が大きくなるのがわかる。比較的深い深度8cmでは荷重レベルが低い場合には、地盤反力が増加する傾向が見られる。このように、比較的深い、また荷重レベルが低いときには変位の増加に伴って地盤反力が増加する挙動も見られるが、粘性土地盤の浅い部分では全体的に荷重の繰返しによって変位が増加しながら地盤反力が低下する傾向にある。比較的浅い部分で地盤反力が低下する現象は、砂地盤の場合とはまったく異なる現象であり、たわみの大きなところほどせん断ひずみも大きくなっておりその結果、地盤の劣化が進みやすいことを示しているものと考えられる。

以上の結果から港研方式に従う地盤反力係数の比 $R_k$ を求めると図-5.29のようになる。これからわかるように、いずれの深度、いずれの荷重レベルにおいても地盤反力係数は低下し、しかも、深度が浅いほど、また、荷重レベルが高いほど地盤反力係数の減少の程度が大きい。これは、あとで述べる図-6.35の観察からもわかるように、荷重レベルが高いほど、また、深度が浅いほど荷载によるせん断歪が大きく、このため粘性土地盤では間隙水圧が上昇したり、弾性係数が低下するため急速に地盤反力係数が低下するためと思われる。その他、地盤反力係数の低下の程度は、深度の違いと荷载レベルの違いによって変化する。ただし、どちらかといえば深度の違いによる差のほうが大である。また、わずかずつではあるが、 $y_{in}/y_{t1}$ が大きくなるにつれて地盤反力係数の低下速度は小さくなる傾向にあることがわかる。

砂地盤の場合に合わせて、以上の地盤反力係数比の変化を繰返し荷载回数との関係で示したのが図-5.30から図-5.32である。これらの結果からすると、繰返し回数の増加とともに徐々に地盤反力係数が低下していくこと、深度ごとの違いはあまりないこと、荷重レベルが大きくなると地盤反力係数の低下が大きくなるのがわかる。なお、この実験では、処女荷载時の地盤反力係数は $k_c=0.23\text{kgf/cm}^{2.5}$ であり、 $T/B=0.4, 0.8, 1.2$ のとき、それぞれ $l_{m1}$ は23.2cm, 26.6cm, 28.8cmであった。また、それぞれの荷重レベルでの処女荷载時の地表面たわみは0.2cm, 0.65cm, 1.35cmであった。

5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

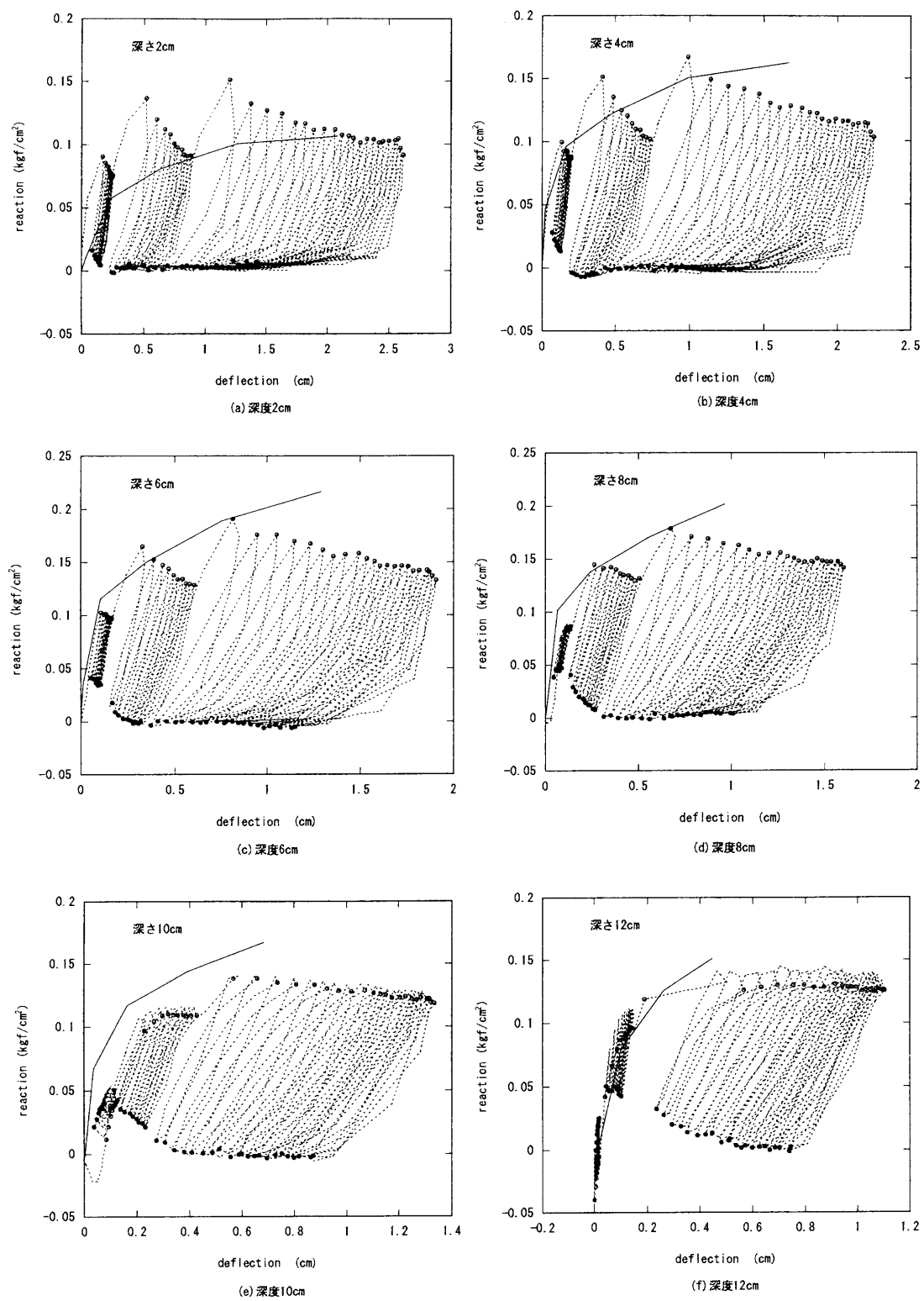


図-5.27: 繰返し載荷と単調載荷でのいくつかの深度での地盤反力とたわみの関係の比較

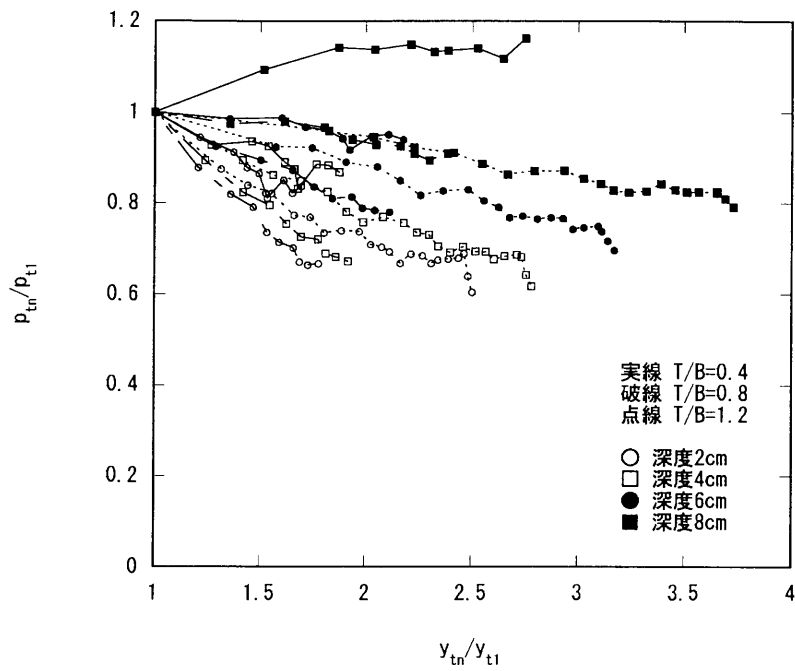


図-5.28: 繰返し載荷時の正規化した地盤反力とたわみの関係

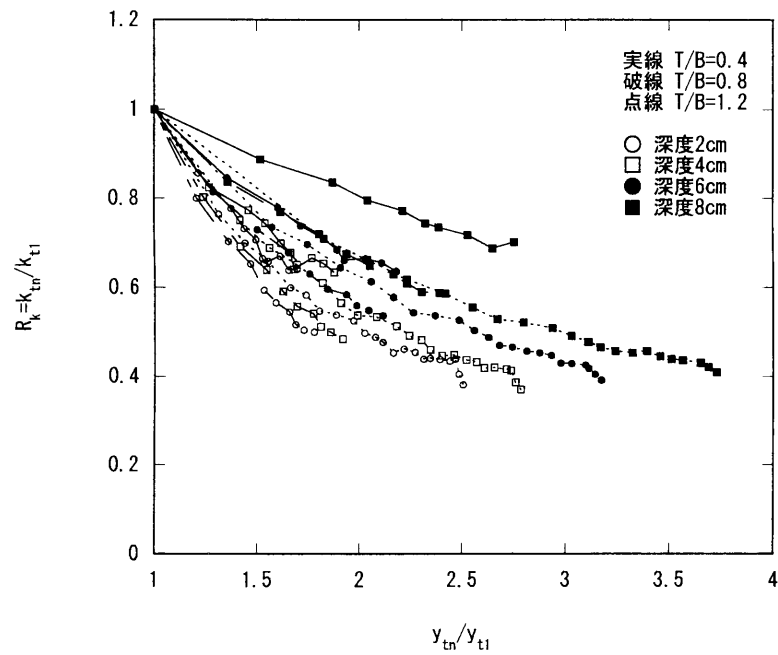


図-5.29: 地盤反力係数比の変化

5.4. 粘性土地盤中の単杭の横抵抗特性

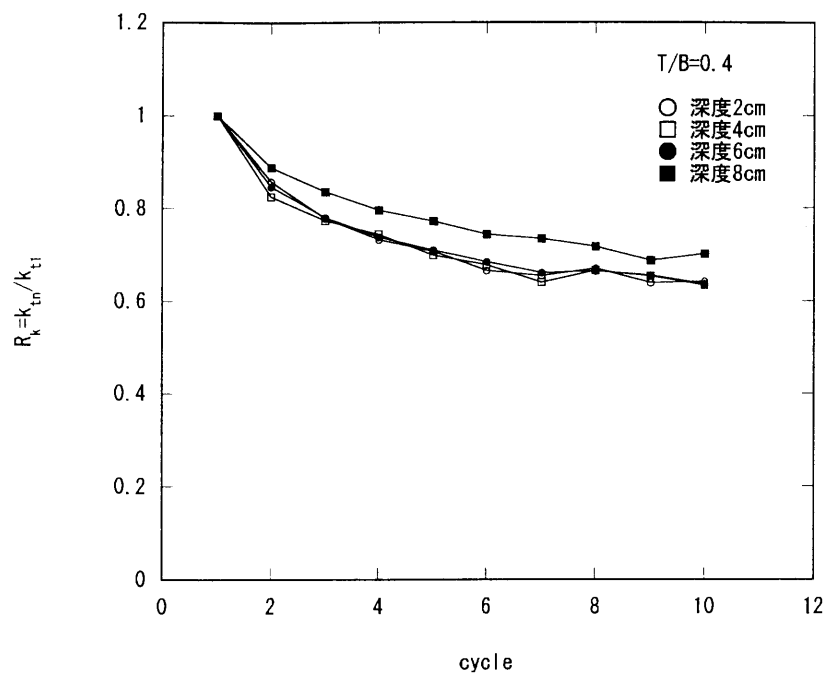


図-5.30: 繰返し載荷回数の違いによる地盤反力係数比の変化 ( $T/B = 0.4$ )

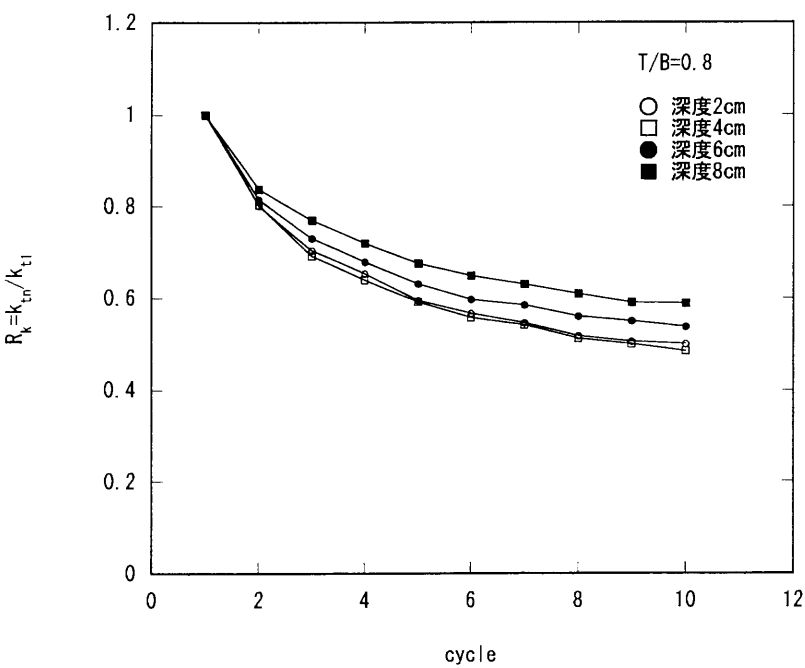


図-5.31: 繰返し載荷回数の違いによる地盤反力係数比の変化 ( $T/B = 0.8$ )

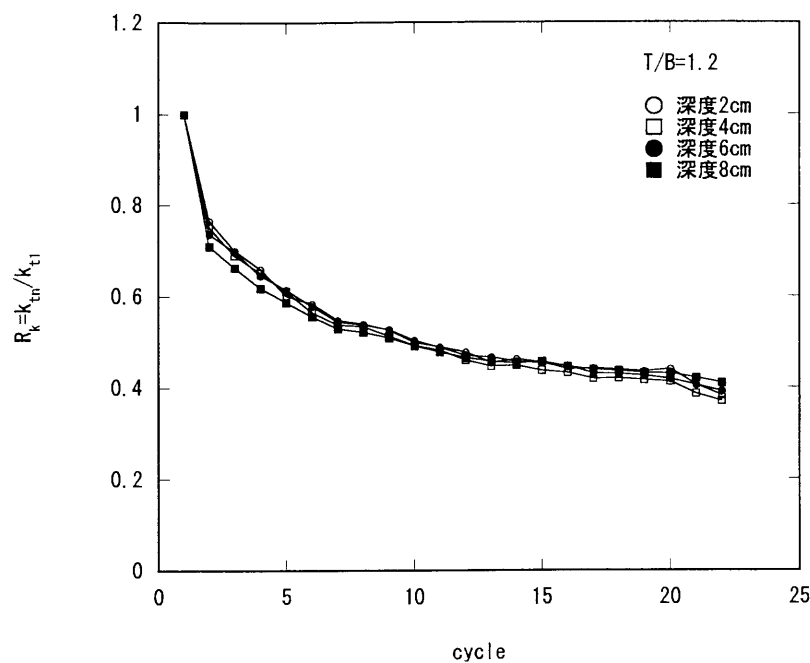


図-5.32: 繰返し載荷回数の違いによる地盤反力係数比の変化 ( $T/B = 1.2$ )

以上見てきたように、粘性土地盤では、地盤が繰返し変形を受けることにより剛性が低下し、特に浅い部分で反力を発揮しなくなることがたわみが増加する原因となっている。また、中間付近の深さにおける杭背面側からの土の供給による地盤の抵抗の増加も期待できない。その結果が、深部でのたわみの増につながっているものと思われる。以上のような原因で、曲げモーメントの増大が深いところから生じるようになり、一度の単調載荷では十分な根入れ長があると考えられる場合であっても、多数回の繰返し載荷によって根入れ不足を起こす危険性がある。また、浅部での粘土の劣化は、繰返し回数の増加によって著しくなることが考えられるので、繰返し載荷によるたわみの増加がある程度で収束するとは考えられない。さらに、繰返し載荷によって杭に作用する曲げモーメントの最大値も大きくなることになり、繰返しによる曲げモーメントの増加についても考慮することが必要となってくる。

以上の結果から以下の結論を得る。

- 同一荷重を繰返して受けた場合、たわみの増加は、繰返し回数のほぼ対数に比例して大きくなる。
- 繰返し載荷時の杭のたわみの増加は、 $l_{m1}$  よりもさらに深いところから生じる。
- 繰返しによるたわみの伸びの率は砂地盤よりも粘性土地盤の方が大きい。このような差は、地表面付近の地盤反力定数の低下の度合いの違いによるものと考えられる。



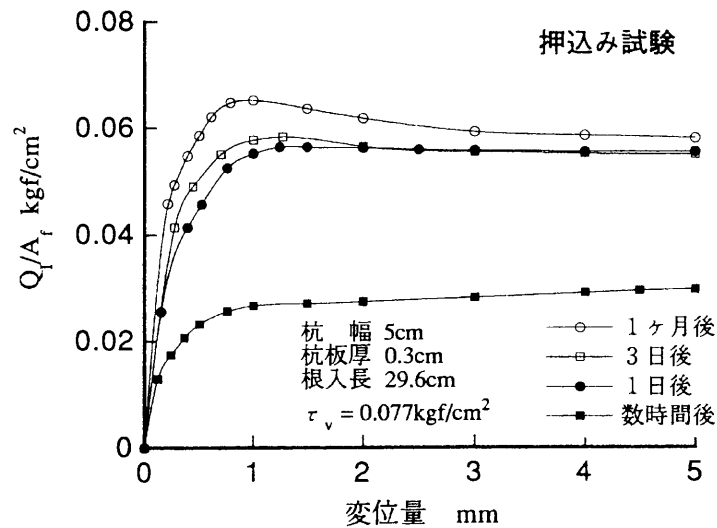


図-5.33: 杭の押し込み試験

- このため、砂地盤では最大曲げモーメントが増加しないが、粘土地盤では増加する。

## 5.5 付着強度

くし型構造物を模擬した模型実験では、載荷側の杭と前面側の杭に引抜き力と押し込み力が作用し、引抜け、押し込みが発生する可能性が考えられる。実験条件を同一にするためには杭面での付着力がどのように発揮されるかについて検討する必要がある。そこで、杭を地盤に挿入してから経過時間と押し込み引抜き抵抗力の関係について検討した。実験に用いた杭は杭幅5cm、板厚3mm、根入れ長さ29.6cmである。経過時間として、数時間、1日、3日、1月の4種類を採用した。

図-5.33と図-5.34に押し込み試験と引抜き試験の結果を示す。これらの図の縦軸は抵抗力 $Q$ を杭の周面積 $A_f(=313.76\text{cm}^2)$ で割った値を示している。このため、押し込み試験の結果には先端部の抵抗が含まれていることになる。これらの結果からわかるように、ベーン強度よりは低い付着力しか示さないが、押し込み抵抗力も引抜き抵抗力も1～3日の間であればほぼ一定値になることがわかる。引抜き抵抗力については、経過時間が長くなればなるほど初期の立ち上がりが急になる傾向があるが、経過時間が1日以上あれば、経過時間の違いによる変化は余り大きくない。

押し込み試験では周面の付着力と先端抵抗とによって押し込み抵抗が測定されている。一方、引抜き試験では、周面の付着力によって引抜き抵抗が発揮されている。もし、押し込み試験と引抜き

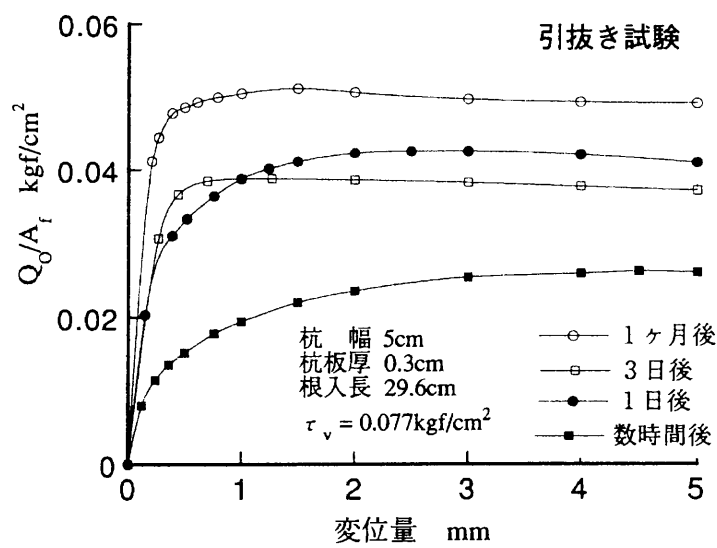


図-5.34: 杭の引抜き試験

き試験で、周面の付着力の発揮の仕方が同じであれば、押し込み抵抗と引抜き抵抗の差は先端抵抗を示していることになる。図-5.35は押し込み抵抗  $Q_I$  から引抜き抵抗  $Q_O$  を差し引いた力  $Q_I - Q_O$  を杭の先端面積  $A_p (=1.5 \text{ cm}^2)$  で割った値とたわみとの関係を示している。この結果を見ると杭先端における抵抗力とたわみの初期の立上がりについては、経過時間の影響は少ないが、最大抵抗力は経過時間が増えるほど増大する傾向にあることがわかる。しかし、ここに示した力  $Q_I - Q_O$  は、必ずしも先端抵抗力と一致するものではないと考えられる。この地盤の先端付近での地盤の強度は  $0.077 \text{ kgf/cm}^2$  であったので、もしここでの  $Q_I$  と  $Q_O$  の差がすべて先端抵抗力であるとするとその先端抵抗係数は、建込み後数時間の実験結果ではおよそ 20、1 日以降では 40～50 程度であることになる。しかし、押し込み直後には先端地盤に乱れが生じていることや、先端抵抗力の式から考えて、これらの値は大きすぎると考えられる。詳細はわからないが、ここで求められた力の差には、押し込み時と引抜き時に作用する周面摩擦力の違いの分も含まれているのではないかと考えられる。すなわち、地盤が過圧密の条件になっていることと押し込み時には地盤を押しつける形で杭が挿入されるのに対して、引抜き時にはわずかではあるが杭と地盤が離れるような挙動となっている可能性がある。このようなことから、押し込み時と引抜き時では押し込み時の方が大きな周面付着力が発揮しているのではないかと考えられる。

以上の結果をもとにして、今回の 2 本杭の実験では、地盤に杭を挿入してから載荷するまでに 3 日間地盤中に放置することにした。

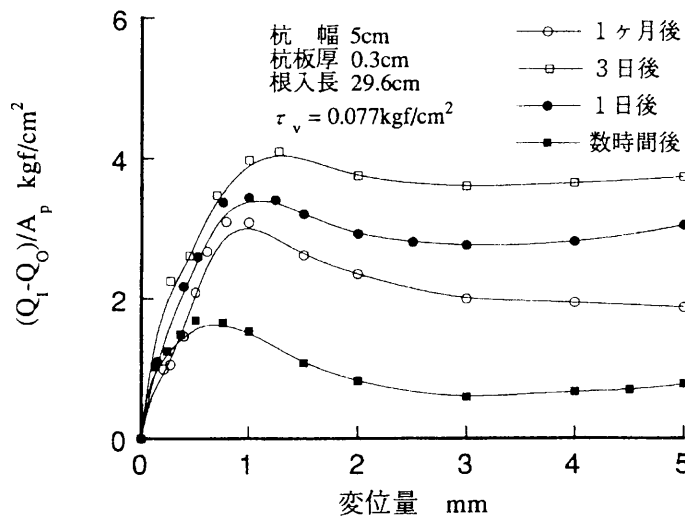


図-5.35: 杭の先端支持力と変位の関係

## 5.6 まとめ

本章では，粘性土地盤中の杭の軸直角方向載荷試験を実施する上で確認しておくことが必要となるいくつかの点について検討するための実験を実施した．ここで検討した点は具体的には，地盤反力係数の推定法，載荷速度の影響，繰返し載荷時の杭の挙動特性，杭の付着特性である．主な結論は以下のとおりである．

- (i) 粘性土の横抵抗係数  $k_c$  と地盤のせん断強度には相関性があり，沢口の提案した次式を用いることができることを確認した．

$$k_c = \alpha \cdot c_u \sqrt{\frac{2\pi}{\epsilon_{50} B}}$$

ただし，ここで  $\alpha$  は沢口の式の補正係数であり，計測データの集積を待つて修正すべきものである．

- (ii) 荷重一定条件での長期杭の軸直角方向載荷実験をした結果，沢口・山田らの研究と同様，杭頭変位  $y_{top}$  と載荷時間  $t$  の間には次式の関係があることを確かめた．ただし，ここで， $A, B$  は実験定数である．

$$\log y_{top} = A \log t + B$$

## 第5章 粘性土地盤中の杭の横抵抗実験に関連する諸問題

- (iii) 一定の載荷速度で杭に水平荷重を作用させた場合には、所定荷重になるまでに要した時間とそのときの杭頭たわみ  $y_{top}$  の間の関係は定式とはやや異なり、載荷速度が速いときには上式に比べて  $y_{top}$  の変化率が大きく、載荷時間が長くなると  $y_{top}$  の変化率が小さくなる傾向にあることがわかった。このことから、載荷速度が速いときには、載荷速度の違いが荷重たわみ関係に大きく影響を及ぼすが、載荷速度が遅くなれば、載荷速度の違いが荷重たわみ関係に及ぼす影響は小さくなることがわかった。そこで、実用的には、ある程度の載荷速度で実験を行えばよい。
- (iv) 粘性土地盤でも砂質地盤同様に繰返し載荷によって杭頭のたわみ  $y_{top}$  は増加する。繰返し回数に対する変位の伸びは粘性土地盤の方が砂地盤より大きくなる傾向にある。また、粘性土地盤での繰返し載荷では、曲げモーメントの最大値が増加することが特徴である。
- (v) 曲げモーメントの最大値が繰返し載荷によって増加する原因のひとつとして、浅い部分の地盤反力係数が低下することがあげられる。これは、粘性土地盤の場合には、周辺地盤が繰返し変形させられることによる弱화가要因である。このため、周辺地盤の変形量の多い、浅い部分ほど地盤反力係数が低下する。
- (vi) 室内実験のような過圧密粘性土地盤では、杭のたわみによって杭と地盤の間に隙間が生じ、砂地盤で見られたようなゆすり込み現象は見られない。
- (vii) 荷重レベルをいくつか変えて繰返し載荷試験を実施した結果、低い荷重レベルの繰返し載荷は引き続く高い荷重レベルでの繰返し載荷時の杭の挙動にはほとんど影響を及ぼさない。
- (viii) 第1回目の最大荷重時の地盤反力係数に対する繰返し載荷中の最大荷重時の地盤反力係数は、深度が浅いほど、また荷重レベルが大きいほど低下しやすい。特に、深度の違いによる地盤反力係数の低下の程度が大きく異なる。
- (ix) 付着強度とその発現に要する時間付着強度は接地後の時間の経過によって強くなる。その増加は3日程度までは著しく、それ以上の時間ではあまり差がない。

## 参考文献

- American Petroleum Institute(2000):Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, pp.63 – 66.
- Carter,J. P.(1981): Consolidation Due to Lateral Loading of a Pile, Proc. of 10th ICSMFE, Vol.2, pp.647–650.

- Matlock, H.(1970):Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Offshore Technology Conference, Proc. paper # 1204, pp.577-594.
- Reese, L.C., W.R. Cox, and F.D. Koop(1975):Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay, Offshore Technology Conference, Proc. paper # 2312, pp.671-690.
- Sawaguchi,M. and Y. Yamada(1991) : Long-term Behavior of Laterally loaded Piles in Clay, Proc. of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, Vol.1, pp.731-734.
- Sullivan, W.R., L.C. Reese, and C.W. Fenske(1980):Unified Method for Analysis of Laterally Loaded Piles on Clay, Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, pp.135-146.
- 木内里美・森永勝登・高橋正美・廣瀬鉄蔵・榊信昭・鈴木操 (1988) : SPS(単杭構造) の設計法に関する基礎的研究, 第 13 回海洋開発シンポジウム, pp.331-336.
- 木内里美・松下基也・高橋正美・掛江正紀・磯崎総一郎・鈴木操 (1990) : 砂地盤に打ち込まれた水平荷重を受ける単杭構造物の挙動に関する実大実験, 第 15 回海洋開発シンポジウム, pp.107-112.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・鈴木操 (1992) : 繰返し水平荷重下で大変形する砂地盤中の杭の挙動, 港湾技術研究所報告第 31 巻第 4 号, pp.33-60.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・朝木祐次・廣橋哲次・吉田渉 (1993) : 繰返し水平載荷時の杭の挙動, 第 28 回土質工学研究発表会講演集, pp.1797-1800.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・廣橋哲次 (1994) : 版により剛結された杭構造物の水平荷重に対する挙動, 港湾技研資料 No.773, p.25.
- 沢口正俊 (1968) : くいの横抵抗における地盤定数に関する研究, 港湾技術研究所報告第 7 巻第 2 号, pp.65-94.
- 篠原登美雄・久保浩一 (1961) : 杭の横抵抗に関する実験的研究 (その 1), 運輸技術研究所報告第 11 巻第 6 号, pp.169-242.
- 宮本六男・沢口正俊・田中芳夫・武田俊夫 (1968) : くいの横抵抗に関する野外実験について, 港湾技研資料 No.47, pp.3-34.
- 矢作枢・萩原英輔・田矢盛之 (1979) : クリープを考えた杭の横方向 K 値, 土と基礎, Vol.27, No.3, pp.19-26.

## 第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

### 6.1 はじめに

ここでは、粘性土地盤に挿入された頭部を剛結された前後2本の杭の間隔が水平力を受ける構造物の挙動に与える影響について検討することを主目的として実験を行い研究を進めた(菊池ら, 1994).

ここでは、2本の杭の間の相互作用を検討している。また、本研究で考えている杭は頭部を剛結されているが、頭部固定ではない。すなわち、載荷につれて杭頭および杭を連結している版が回転することが考えられ、この回転は許容している。この条件は、着底式くし形構造物での現実的な条件であり、また、程度の違いはあるにせよ一般的な栈橋構造物でも起こる条件である。

横栈橋に代表される多くの杭式構造物は、杭頭部が版で連結されている。このような点から、本研究の結果は、多くの杭式構造物の設計に際しても参考となる。

### 6.2 縦間隔の影響に関する既往の研究

水平方向に載荷する際の群杭効果を検討した研究は数多くなされており、杭の間隔が狭まることにより、杭の挙動が単杭の場合と異なることについて検討されてきている。本研究で考えているような、前後二列に横方向にある間隔で杭を配列した場合、載荷方向の杭の間隔と載荷とは直角方向の杭の間隔がある程度以上に狭くなることによって単杭を考えた場合とは異なった現象が現れる。ここでは、載荷方向の杭の間隔(縦間隔)が狭まった場合の杭の挙動についての既往の研究成果について紹介する。

宮本・沢口の研究(1971)は杭の縦方向の間隔の違いが杭の横抵抗に及ぼす影響について調べたものである。彼らは杭間隔を変えた2本の杭に独立に水平荷重を載荷することにより、杭と地盤の相互の干渉関係を検討した。その結果、杭間隔が狭くなると、載荷方向に対して前側にある杭が変位することによって載荷方向の後ろ側の杭の横抵抗が小さくなること、また載荷方向の後ろ側の杭を変位させることによって載荷方向前側の杭も影響を受けることを明らかにした。彼らはこれらの結果を、見かけ上地表面が低下したと考えることによって説明できるとし、図-6.1のような結果を示した。図-6.1において、横軸には杭間隔 $S$ と曲げモーメントの第一ゼ

## 第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

口点の長さ  $l_{m1}$  との比をとっており、縦軸には、見かけ上の地表面の低下量  $\Delta h$  と  $l_{m1}$  の比をとっている。ここで、 $\Delta r$  は载荷方向前杭の変位に伴う载荷側杭の見かけ上の地表面低下比を表し、 $\Delta f$  は载荷側杭の変位に伴う前側杭の見かけ上の地表面低下比を表している。また、 $S$  は杭の間隔である。この図では、地表面低下比  $\Delta (= \Delta h / l_{m1})$  は間隔比  $S / l_{m1}$  の関数となり、前面側の低下比  $\Delta f$  のほうが同じ間隔比で背面側の低下比よりも小さいという結果を示している。またこの図では縦軸を対数でとっており、間隔比が大きくなると急激に地表面低下比が小さくなることを示している。この結果のように、砂地盤で、杭の前後にそれぞれ受働崩壊と主働崩壊が発生し、潜在的なすべり面が重なり合うことによって見かけ上の地表面が低下すると考えることができる。すなわち、杭の前面側にはある深さのところから受働崩壊が生じ、杭の背面側にはある深さのところから主働崩壊が生じるとして、それらのすべり面が重なり合う深さまで地表面が低下するものとするわけである (図-6.2)。具体的には、

$$\begin{aligned}\Delta_f &= \Delta h_f / l_{m1} \\ &= (r_P \cot \zeta_P - S / l_{m1}) / \cot \zeta_P\end{aligned}\quad (6.1)$$

$$\begin{aligned}\Delta_r &= \Delta h_r / l_{m1} \\ &= (r_A \cot \zeta_A + r_P \cot \zeta_P - S / l_{m1}) / \zeta\end{aligned}\quad (6.2)$$

ここで、

$$\begin{aligned}r_A &= x_A / l_{m1} \\ r_P &= x_P / l_{m1}\end{aligned}$$

であり、それぞれ主働、受働崩壊面が発生する深さ  $x$  を  $l_{m1}$  で正規化したものである。これまでの実験結果から、砂地盤では、 $r_A, r_P$  とともに定数とみなすことができるとしている。また、 $\zeta_A$  と  $\zeta_P$  はそれぞれ主働、受働崩壊面と水平面のなす角であり、

$$\zeta = \cot \zeta_A + \cot \zeta_P \quad (6.3)$$

である。

このように、潜在的なすべり面の発生する深さが曲げモーメントの第一ゼロ点の深さ  $l_{m1}$  と関係があるとし、杭間隔  $S$  と  $l_{m1}$  の比をパラメータとして実験結果を整理している。 $l_{m1}$  は杭と地盤の条件が同じ場合には荷重レベルによって変わることから、彼らは地盤反力の低下は杭間隔のみによって決まるのではなく、杭頭に作用する荷重レベルも影響することを主張しているのである。

6.2. 縦間隔の影響に関する既往の研究

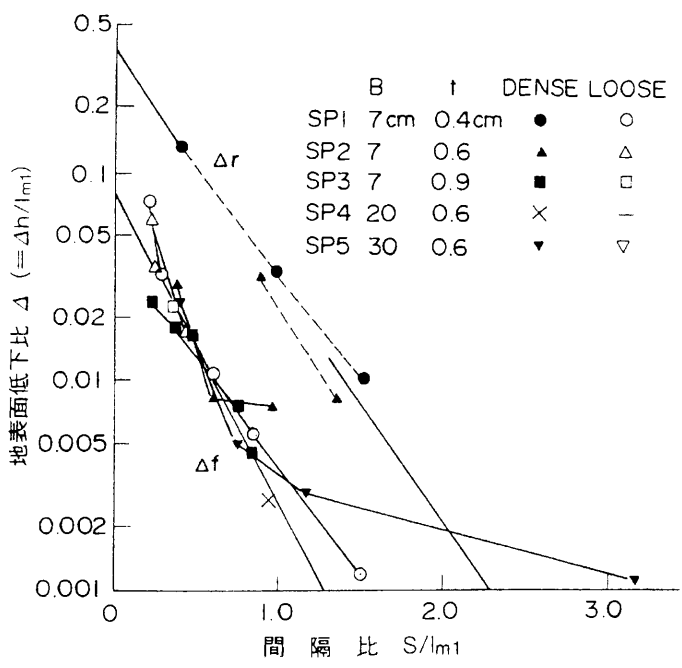


図-6.1: 地表面低下比  $\Delta$  と間隔比  $S/l_{m1}$  の関係

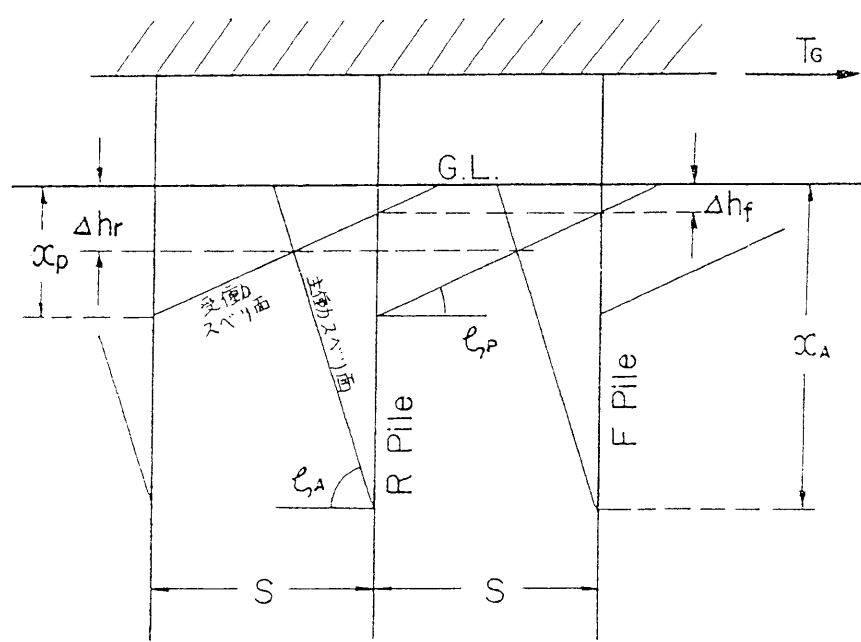


図-6.2: 計算に用いる仮想すべり面



## 第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

また、この地盤の横抵抗性能の低下を、見かけ上地表面が低下したと考えるかわりに、載荷高さが変わらないものとして、地盤反力係数が全体的に低下したと考える場合に、杭の挙動が港研方式に従うものとすれば、

$$R_k = k/k_0 = (1 + \Delta h)^{(2m+5)-(2m+8)\eta/2(1-\eta)} \quad (6.4)$$

で地盤反力係数の低下を表現できる。ここで、 $\eta$  は杭頭荷重  $T$  と杭頭変位  $y_{top}$  の関係を実用的な範囲で次式で近似したときの係数である。なお、ここで言う地盤反力係数は、杭頭における荷重と変位の関係から求められるマクロなものである。

$$T = C_y \cdot y_{top}^\eta$$

Poulos(1971) は弾性均質な半無限体の中に挿入された杭の相互作用について理論的に検討し、杭頭の変位と回転角に関する影響係数を示した。この研究では、杭間隔と杭の載荷方向と2本の杭の延長方向とのなす角をパラメータとし、独立な2本の杭に同じ外力を作用させて相互の影響を検討している。影響係数は、杭間隔と杭幅の比、根入れ長と杭幅の比の他に、杭と地盤の相対剛性 ( $K_R = E_p I_p / E_s L^4$ ) によって変化する。また、正方形配列の場合の検討結果から、杭の本数を少なくして杭間隔を広げることが群杭の抵抗力を効果的に発揮させる方法であるとしている。

玉置ら(1971) は、頭部固定杭と頭部自由杭について実験を行い、群杭効果について検討している。この実験では、載荷されるすべての杭は頭部で連結されており、頭部固定杭と頭部自由杭の杭頭の境界条件は杭頭たわみ角が拘束されているか否かが異なっている。この研究では杭間隔がある程度広くなると群杭効果が無くなるとしており、その距離を臨界間隔として示している。彼らはさらに杭頭固定度を群杭効果のパラメータとして導入し、固定度が増すと臨界間隔が広がることを示している。その範囲は、4本組杭の場合、杭幅を  $B$  として、 $5.5 \sim 7.8B$  であることを示した。

港湾の施設の技術上の基準・同解説(1989)では、杭の中心間隔が表-6.1に示す値以上であれば群杭としての効果を考慮しなくて良いとしている。このような数値は国内の他の多くの基準でもほぼ同等となっている。杭の間隔がこれ以下の場合に群杭効果を考慮する方法を明示してある基準もある。しかし、これらの数字について砂質土ではそれなりの裏付けがあるが、粘土地盤については蓄積されたデータもないのが現状である。

表-6.1: 杭の中心間隔

砂質土	横方向	杭径の 1.5 倍
	縦方向	杭径の 2.5 倍
粘性土	横方向	杭径の 3.0 倍
	縦方向	杭径の 4.0 倍

表-6.2: 川崎粘土 B の物理特性

土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	コンシステンシー特性			粒度組成 (%)		
	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	砂分	シルト分	粘土分
2.713	52	30	22	19	45	36

6.3 模型載荷実験

6.3.1 実験装置及び試料

実験は粘性土地盤で行った。実験に用いた粘土は川崎粘土 B で、その物理特性は表-6.2 に示すとおりである。この粘土を貯蔵タンクより採取し、水を加えて液性限界の約 1.5 倍の含水比になるようにミキサーで練り混ぜる。土槽に、あらかじめ約 10cm の水浸した砂層を作成し、砂層の上にガラス繊維を用いた織布であるガラスクロスとろ紙を敷く、その上に約 50cm の厚さで、調整した粘性土を投入する。その上には、ガラスクロスを敷き、1cm 厚の砂層を作る。さらに、ガラスクロスを敷いた上に載荷版を載せ、圧密荷重をかける。

土槽は、図-6.3 と図-6.4 に示すような直方体のものと円筒形のものを用いた。直方体土槽によって地盤を作成したときには最終圧密圧力が 0.15kgf/cm<sup>2</sup> となるように、円筒形土槽の場合には平均的最終圧密圧力が 0.1kgf/cm<sup>2</sup> となるように荷重をかけた。直方体土槽の場合には、剛な載荷版の 2 点にベロフラムシリンダーを用いて荷重をかけた。円筒形土槽の場合には、いくつかの版を組み合わせて載荷版を作成し、荷重にはおもりの自重を用いた。

荷重は最終荷重に達するまで段階的に作用させた。途中の荷重段階では十分に圧密が終了しているかどうかは検討していないが、最終荷重段階では、図-6.5 に直方体土槽の場合の時間～沈下曲線を示す。この図に示すように一次圧密が終了したと考えられる程度に圧密した。この間の圧密に要した期間はほぼ 6 カ月である。

作成した地盤の特性はベーンせん断試験と含水比を測定することにより推定した。直方体土槽を用いて作成した地盤のベーンせん断強度は平面的にはほぼ均一で、深度方向の強度分布は

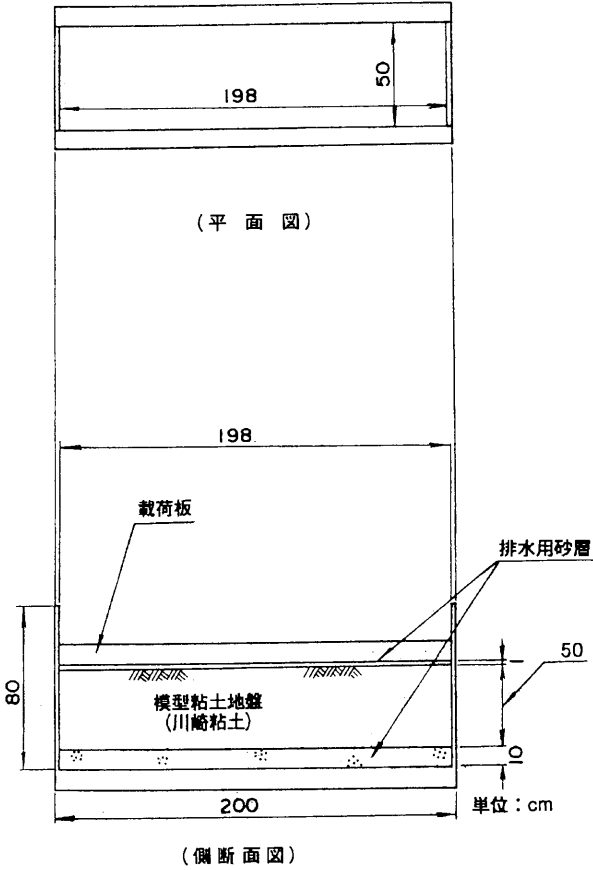


図-6.3: 直方体土槽

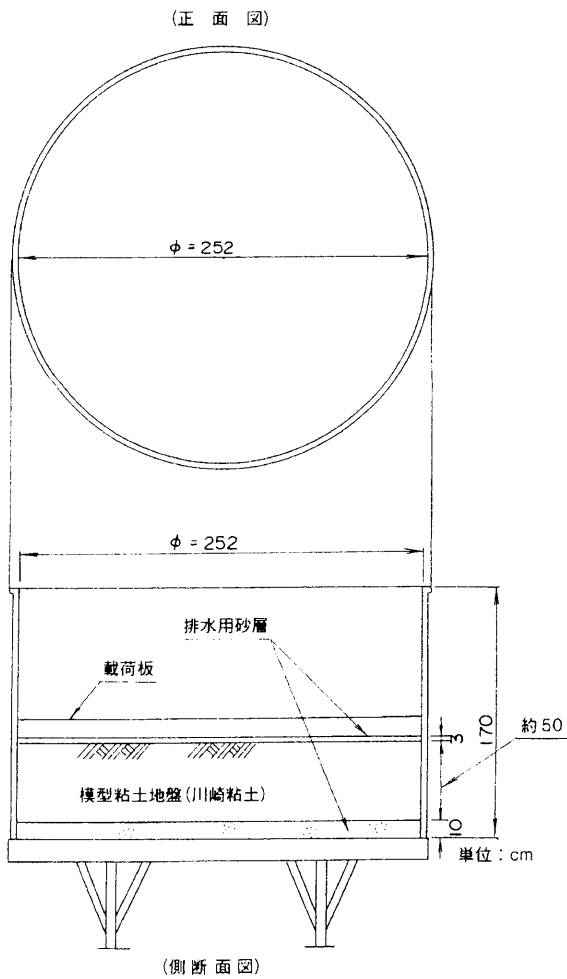


圖-6.4: 円筒形土槽

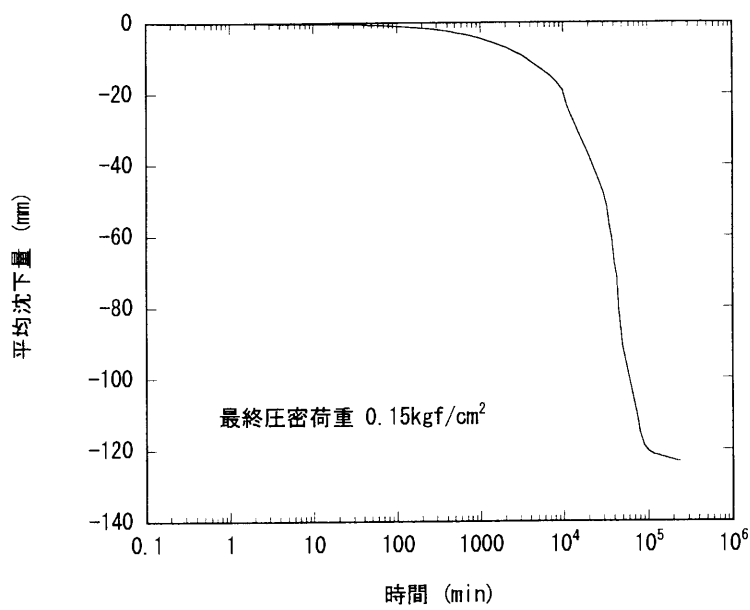


図-6.5: 圧密沈下曲線

図-6.6 に示すようなものであった。圧密荷重が  $0.15\text{kgf/cm}^2$  の場合の地盤の平均せん断強度はおよそ  $0.08\text{kgf/cm}^2$  である。含水比の深度分布は図-6.7 に示すとおりであり、表面付近の含水比がやや小さいが全体としてほぼ均一である。円筒形土槽を用いて作成した地盤は平均的には上載荷重は  $0.1\text{kgf/cm}^2$  で圧密されているが、載荷版の剛性が十分ではなく、上載荷重を均等に載せることができなかったため、荷重が均一に作用していなかったと考えられる。このため、図-6.8 に示すように、土槽の中心付近ではベーンせん断強度が大きく、周辺ではベーンせん断強度が低い地盤となっている。このような理由から、円筒形土槽で行われた実験では、載荷側杭と前面側杭との地盤の強度が異なり、従って、初期の横抵抗定数も杭ごとに異なっていた可能性がある。

実験には 5.2 の実験で用いたものと同じ板厚 3mm の板状硬質アルミニウムの杭を用いた (図-6.9)。

版に剛結した杭の載荷実験は剛性の高い連結版に杭を固定して実験を行った。連結版は杭と同様硬質アルミニウム製で、厚みが 1cm、幅 9cm、長さは 5cm、10cm、15cm、25cm の 4 種類である。この版の曲げ剛性は杭の曲げ剛性の約 50 倍となっている。杭の間隔が 25cm の場合、両杭の杭頭に作用する曲げモーメントが  $140\text{kgfcm}$  であれば、連結版の最大たわみ量は  $0.027\text{cm}$  で、最大たわみ角は、 $1.64 \times 10^{-3}\text{rad}$  となる。この条件は実験のなかで最も厳しい条件であり、ほとんどの荷重条件では連結版のたわみは問題とならない。連結版と杭との結合は図-6.10 に示

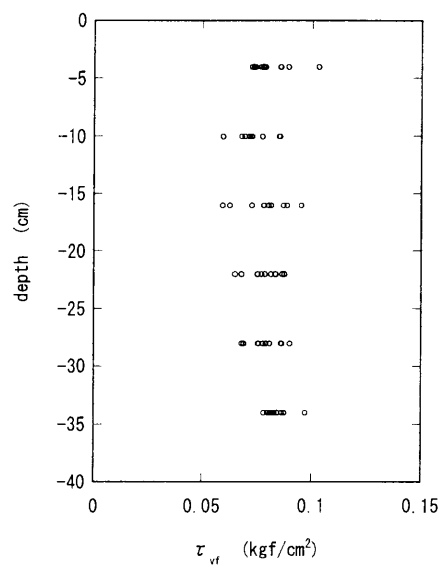


図-6.6: 直方体土槽のベーンせん断強さの深度分布

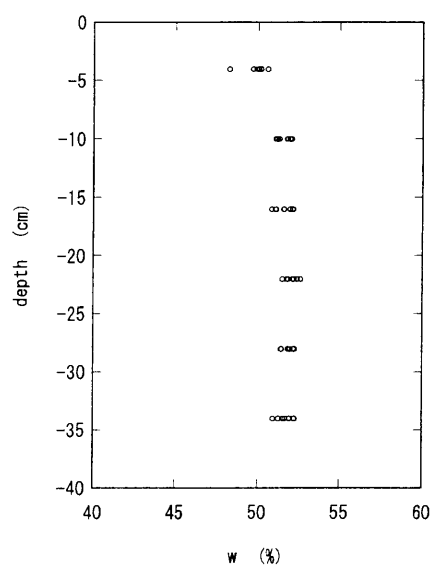


図-6.7: 直方体土槽の含水比の分布

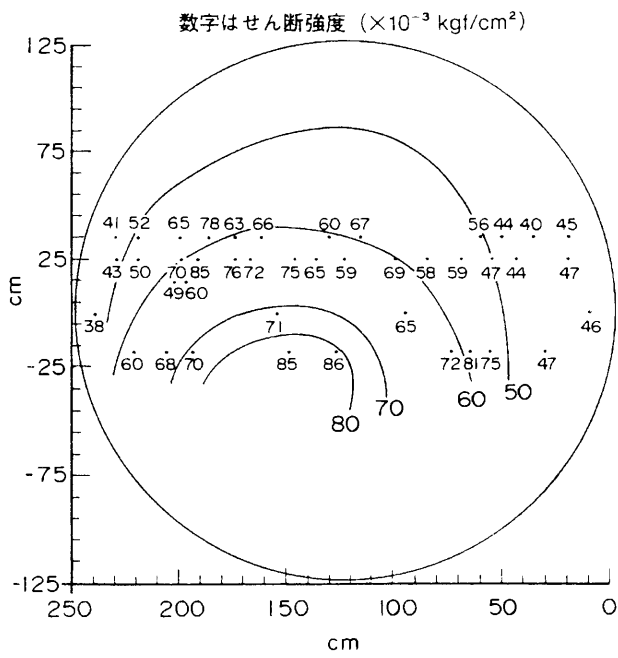


図-6.8: 円筒形土槽の浅部のベーンせん断強さの分布

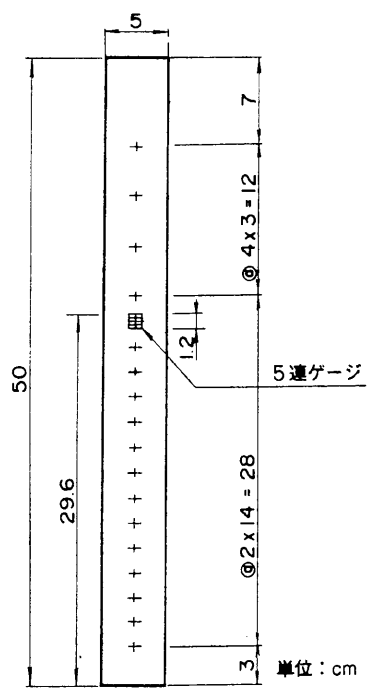


図-6.9: 杭模型

すようにして行っている。すなわち、連結版の各々の端は、2本のネジによって、L型の連結部材2個と結合され、L型連結部材と板状の連結部材は4本のネジで杭をはさむようにして杭と固定されている。2つのL型部材は、厚さ10mm、幅5mm、長さ50mmのアルミニウム製の当て板にそれぞれ2本のボルトで固定されている。ここで、L型になっている連結部材は厚さが5mm、幅が5cmである。この部材の曲げに対する剛性は杭に対して十分に大きいとはいえず、連結版と杭との直交性は完全に満たしているとはいいがたい。実験の結果では、載荷の初期に連結版と杭とのなす角が0.005rad程度変化した。ただし、載荷を続けても、その角度はそれ以上変化しなかった。これは、初期には連結部分の遊びのため、連結版と杭とのなす角に変化があるが、ある程度なす角が変化したあとでは連結版の端面と杭とが接触し、連結部分の回転に対する剛性が高まったためと思われる。このため、載荷初期において杭頭固定条件が満たされていない影響が顕著となるおそれがある。しかし、遊びの問題を除けば、初期に杭頭固定条件が満たされていると考えられる杭間隔が広い実験ケースにおいて杭頭固定の程度を確認したところ、完全固定とする計算と実験結果とが良く一致していた。このように、L型部材の回転に対する剛性は必ずしも十分ではなかったが、結合部全体としては杭頭固定とする条件を満たすには十分な構造になっていたと考えられる。

杭の剛結下端がどの点になっているかは必ずしも明確ではないが、連結部材の最下端を剛結の下端としても解析に大きな誤差は生じていないものと考えた。

### 6.3.2 実験方法

版に剛結された2本杭の載荷実験は以下の手順で実施した。

(1)6.3.1で述べたようにして作成した地盤の表層付近の粘土を取り除き平らにする。このとき、杭を差し込む部分以外は乾燥を防ぐため湿らせた布でおおっておく。

(2)剛性の高い連結版と杭をボルトを使って剛結する。

(3)組み立てられた二本の杭を粘性土地盤に建込む。このとき、杭に曲げひずみが発生しないように注意して地盤に建込んだ。杭の根入れ深度は29.6cmであり、地表面と5連ゲージの最上面の位置が一致するようにした(図-6.9)。

(4)杭面に働く付着力の特性が実験結果に影響を及ぼすおそれがあるので、建込んだ状態で3日間放置する。

(5)放置している間に変位計、載荷装置等をセットする(図-6.11)。

(6)荷重制御で載荷を行う。各段階ごとに3分から5分ほど放置したのちに荷重と変位、曲げひずみを測定する。

(7)(2)~(6)の過程を所定の実験回数だけ繰り返す。この一連の実験が終了した後、地盤のベークンせん断強度と含水比を測定する。



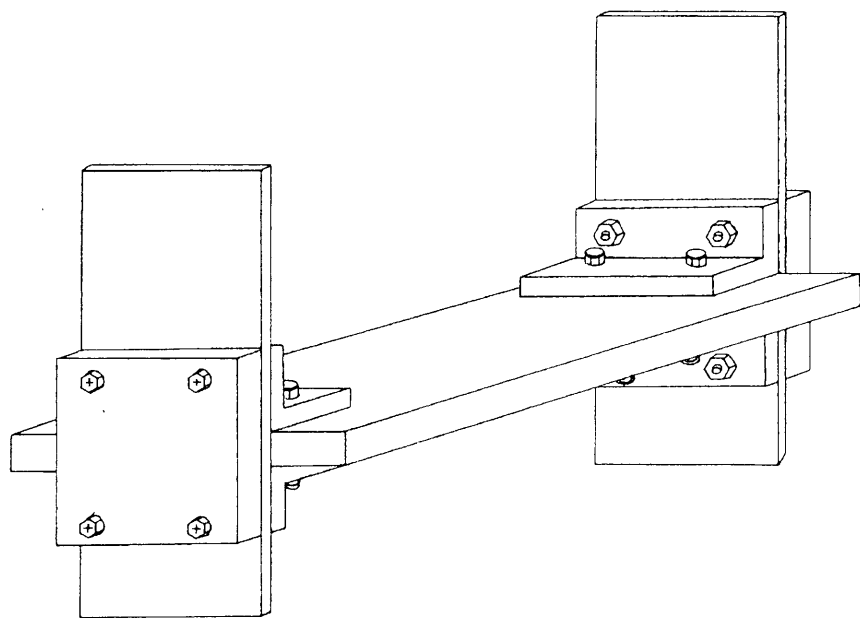


図-6.10: 杭と連結版の結合状況

実験ケースの一覧表を表-6.3 と表-6.4 に示す。これらの実験位置を図-6.12 と図-6.13 に示す。なお、表-6.3 に示した単杭による杭の載荷試験は地盤反力係数をより単純な試験条件で確認するために行ったものである。表-6.3 と表-6.4 のいずれの地盤反力係数とも杭頭の荷重条件と杭頭のたわみをもとにして推定したマクロな初期地盤反力係数である。

6.3.3 解析手法

この実験では、図-6.11 に示すように、2本杭の構造系に作用する水平荷重と、載荷側杭の載荷点変位、載荷点のたわみ角、前面側杭のたわみ角、連結版上の二点の鉛直方向変位量を測定している。さらに、各杭の曲げひずみを図-6.9 に示した点で測定している。

この実験において曲げひずみの測定位置は以下のような考察によって決定している。この実験では、測定された曲げひずみを微分及び積分することにより、杭に働くせん断力、地盤反力、たわみ角、変位を推定する。このとき特に問題となるのはせん断力と地盤反力の推定である。この実験においても砂地盤中の杭の横抵抗を推定したときと同様にスプライン関数を用いて曲線を近似し、微分を行うことにした(吉村ら, 1988)。ここで用いた方法は多項式近似関数を微分するよりも精度的に優れていると考えられる(菊池ら, 1992)。この実験では、粘性土地盤は深度方向に地盤の強度がほぼ一定であると考えられ、従って港研方式の杭の横抵抗推定法によれ

表-6.3: 単杭の実験ケース一覧表

実験 ケース	初期地盤反力係数 $k_c$ kgf/cm <sup>2.5</sup>	地盤のせん断強度 kgf/cm <sup>2</sup>	杭の曲げ剛性 kgfcm <sup>2</sup>	根入長 cm	載荷高 cm	圧密圧力 kgf/cm <sup>2</sup>
NS04	0.41	0.077	7770	33.0	8.0	0.15
NS05	0.20	0.045	7770	33.0	7.5	0.10
NS06	0.41	0.084	7770	33.0	7.5	0.10
NS07	0.28	0.058	7770	33.0	7.5	0.10
NS08	0.23	0.060	7770	33.0	7.5	0.10
NS09	0.31	0.070	7770	33.0	7.5	0.10
NS10	0.33	0.084	7770	33.0	7.5	0.10
NS11	0.38	0.086	7770	33.0	7.5	0.10
NS12	0.32	0.081	7770	33.0	7.5	0.10
NS13	0.34	0.072	7770	33.0	7.5	0.10
NS14	0.32	0.075	7770	33.0	7.5	0.10
NS15	0.24	0.047	7770	33.0	7.5	0.10

表-6.4: 2本杭の実験ケース一覧表

実験 ケース	杭間隔 cm	初期地盤反力係数 $k_{c0}$ kgf/cm <sup>2.5</sup>		地盤のせん断強度 kgf/cm <sup>2</sup>		杭の曲げ剛性 kgfcm <sup>2</sup>		根入長 cm	載荷高 cm	圧密圧力 kgf/cm <sup>2</sup>
		前面側	載荷側	前面側	載荷側	前面側	載荷側			
NW04	25	0.30	0.35	0.080	0.090	7550	7900	29.6	6.4	0.15
NW05	5	0.15	0.16	0.035	—	7900	7550	29.6	6.4	0.15
NW06	15	0.45	0.45	0.085	0.070	7550	7900	29.6	6.0	0.15
NW07	10	0.40	0.35	0.070	0.070	7550	7900	29.6	6.0	0.15
NW08	5	0.15	0.13	0.060	0.060	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW09	25	0.32	0.28	0.070	0.075	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW10	15	0.25	0.32	0.060	0.060	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW11	10	0.18	0.13	0.050	0.045	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW12	25	0.23	0.28	0.050	0.070	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW13	15	0.30	0.30	0.060	0.070	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW14	10	0.31	0.32	0.072	0.080	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW15	5	0.28	0.23	0.070	0.070	7550	7900	29.6	6.0	0.10
NW16	5	0.28	0.30	0.080	0.080	7550	7900	29.6	6.0	0.10

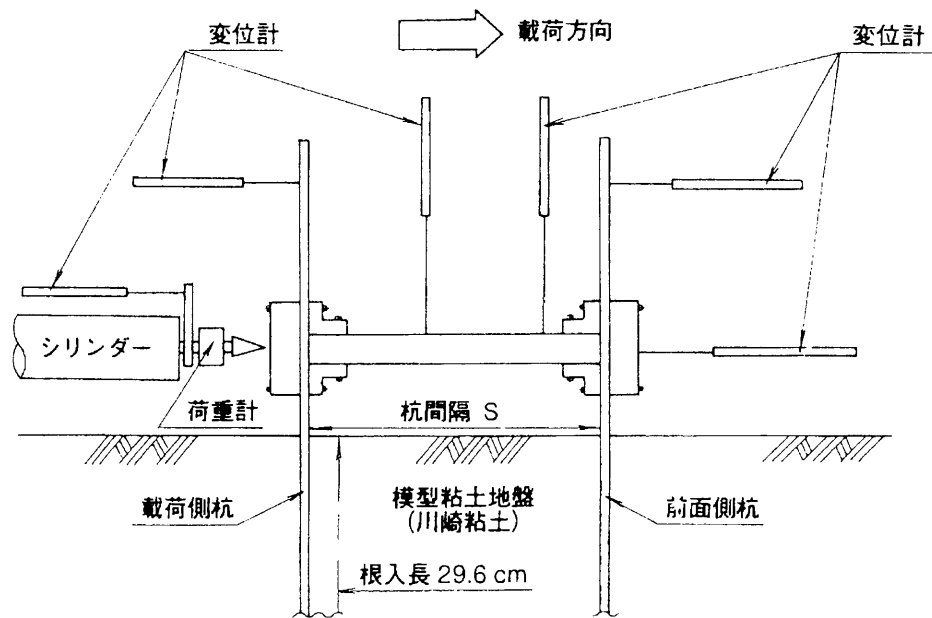


図-6.11: 模型杭載荷状況

ば、C型地盤に近い挙動が予測される(運輸省港湾局監修, 1989). C型地盤中に杭があるとした場合、地表面付近で杭に働く地盤反力は杭の変位の平方根に比例することになるので比較的大きなものとなり、地表面で不連続となる. このような場合に、地表面付近の地盤反力を精度良く推定するには地表面付近で密に曲げモーメントを測定する必要がある. また、各測定値に全く誤差がなく、理論値のとおりデータが得られるとしても、不連続となる地表面を含め3測点間では、微分して求められるせん断力、地盤反力の値はやや不正確となることが考えられる. 実験で用いている地盤では、完全なC型地盤と言うことはありえないが、砂地盤の場合に比べて地表面付近で不連続な性質を持っていると考えられるので、この実験では、地表面付近に5点ゲージを用いることにした. なお、他の深度のところでは全長にわたり2cm間隔に曲げひずみを測定しており、測定間隔としては今回の解析レベルでは、この程度で十分であることを確認している.

測定値に誤差が含まれる場合には、測定間隔が狭いほど微分したときに高周期の乱れが入り込む. この対策としては、スプライン関数で近似する際に平滑化係数を用いる方法もあるが、平滑化係数を用いると測定間隔のせまい5点ゲージ付近での微分結果が現象を正しく再現できなくなる恐れがある. ここでは、本来の傾向を保持したままなるべく滑らかな微分曲線が得られることを目標に、いくつかの試行をした後、5点ゲージのうち3点を用いてスプライン関数で近似

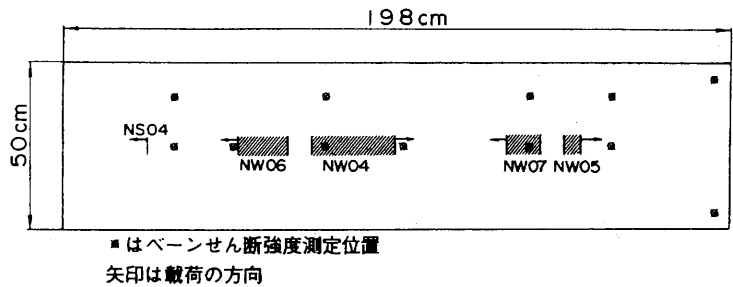


図-6.12: 試験位置 (直方体土槽)

することにした。

空中部の曲げモーメントの測定値は、杭頭部に作用する曲げモーメントの推定と、杭頭に働くせん断力の推定に用いられる。

いずれの実験においても、最終的には杭は短杭状態となる。また、杭頭の回転にともない、杭は引抜き及び押込み方向にも変位する。このため、杭先端は固定条件とならず、積分のための境界条件は杭頭で与えられる。

6.4 実験結果

6.4.1 模型地盤

今回実施した2本杭と単杭の実験及び地盤の条件の一覧は表-6.3と表-6.4に示したとおりである。また、それぞれの実験の平面的配置と荷重の方向は図-6.12と図-6.13に示すようになっている。

表-6.3と表-6.4に示した地盤反力係数は、単杭の実験については、通常良く行われているような、杭頭の荷重と変位の関係から地盤反力係数を推定する方法で推定してある。2本杭の実験については、地盤作成上の問題から空間的に完全に地盤の強度が一定ではないため、荷重側杭と前面側杭の初期地盤反力が等しいとは考えられず、また、実験上の制約で模型杭を地盤に建て込む際の地盤に与える乱れも比較的大きいと考えられたので、各実験の荷重側と前面側の杭について別々に初期地盤反力係数  $k_{c0}$  を推定した。

2本杭の実験の各々の杭の地盤反力係数の推定は以下のようにして行っている。まず、各々の杭に作用する杭頭せん断力を推定する。各々の杭の杭頭のせん断力は直接には測っていないので、杭に作用している曲げモーメント分布のうち、地上部及び極めて地表に近い部分のものをを用いて杭頭せん断力を推定した。このようにして推定した荷重側杭と前面側杭のせん断力の合

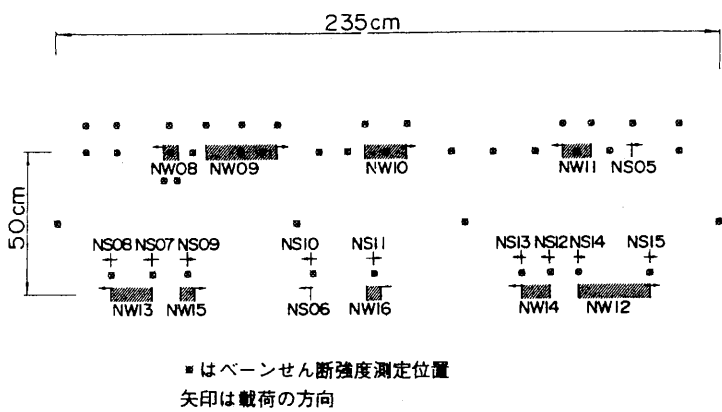


図-6.13: 試験位置 (円筒形土槽)

計とロードセルで測定した載荷重とを比較した結果、その差は5%以内であった。次に、杭頭が完全固定条件となっていないので、杭頭に作用している曲げモーメントを空中部で測定された曲げモーメントと杭頭せん断力から推定した。実際には、杭間隔が広い場合には、かなり大きな荷重まで杭頭固定とする仮定は満足いくものであったが、杭間隔が狭い場合には、杭頭の固定度は載荷レベルの低いときから余り高くなかった。このようにして推定した各杭の杭頭に作用するせん断力と曲げモーメントを杭頭での外力条件とした。ここで、図-6.10よりわかるように、杭には連結のための部材が剛結されているので、杭の曲げ剛性が杭連結版よりかなり低い位置で急変し、大きくなる。このため、連結治具の最下端より上では、杭のたわみ角の変化はないものとして考え、実際には、連結治具の最下端を杭頭とみなして荷重変位条件を設定している。なお、この点の変位とたわみ角については、連結部分で測定した変位量をもとに求めた。以上のようにして実験結果より得られた杭頭の荷重と変位の関係について港研方式による計算結果と比較し、初期地盤反力係数を推定した。図-6.14にその一例を示す。この例では、かなり大きな荷重レベルまで $k_c$ は一定とみなせるが、いくつかの例では、荷重が大きくなると $k_c$ が小さくなる傾向が見られた。なお、この詳細については6.5.3で述べる。

表-6.3と表-6.4には、単杭と2本杭の荷重レベルが低い段階での地盤反力係数を載せている。これらの推定には、上述のように、杭頭の荷重条件とたわみの関係を用いた。それぞれの実験を行った地点については、図-6.12と図-6.13に示してある。これらの図に示しているように、杭の載荷試験を実施した場所と地盤のベーンせん断強度を測定したところはわずかにずれている。また、ベーンせん断強度は、杭の横抵抗挙動に影響の大きい比較的浅い部分のベーンせん断強度を用いるべきとの考え方から表-6.3と表-6.4には、表層から4cmの深さの試験結果を示している。これらをもとに近接した実験結果について単杭の地盤反力係数と2本杭の初期地盤反力係

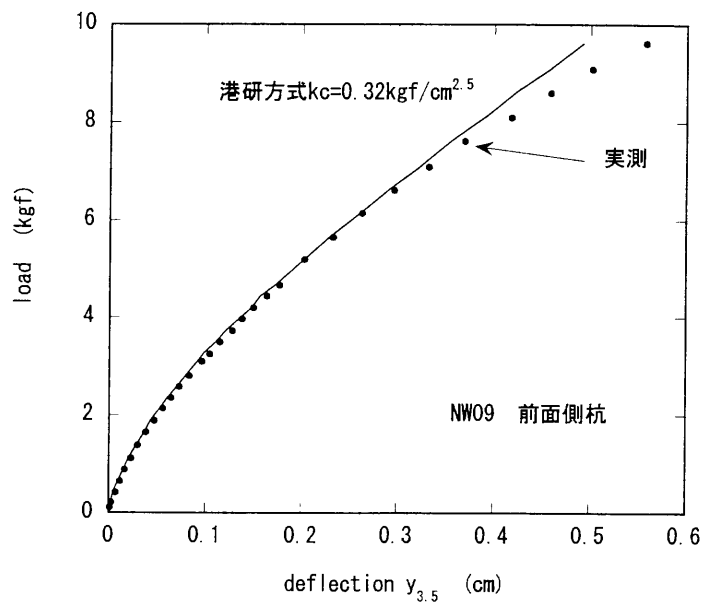


図-6.14: 2 本杭の杭頭荷重変位と  $k_c$  の変化の例

数について比較したところ多少のばらつきはあるものの、頭部の境界条件の違いによる地盤反力係数の違いはないと判断できた。

地盤反力係数を杭頭の荷重と変位の関係より推定する方法では、今回の実験結果は港研方式の C 型地盤とする仮定に良くあっていた。しかし、地中部での挙動が港研方式にあっていなくとも、さまざまな要因が重なりあって偶然杭頭の挙動が港研方式にあっていた可能性も考えられる。そこで、確認のために、地中部の挙動についても港研方式とどの程度違いがあるか検討した。ここでは図-6.15 に単杭の実験の結果を示し、2 本杭の実験の結果のうち杭間隔が広いものの結果 ( $S/B = 5$ ) を図-6.16 に示す。図中に示す数字は、杭頭に作用している単位幅あたりの荷重を表している。これらの図には変位、曲げモーメント  $M$ 、地盤反力  $p$  について、スプライン関数で近似した値かモーメント分布を微積分して得られた推定値と港研方式の C 型地盤の計算結果を示している。図中の実線は実験より得られた近似値及び推定値であり、点線は港研方式による計算結果である。港研方式の計算については、地盤反力係数として表-6.3 と表-6.4 に示した推定値を用いている。単杭は杭頭自由で、載荷高さは 7.5cm である。2 本杭の場合の外力、杭の曲げ剛性が急激に変化していると考えられる高さ 3.5cm のところを杭頭自由として、推定されたその高さでのせん断力と曲げモーメントを作用させている。また、積分に際しては杭下端の境界条件として、変位及びたわみ角が 0 であるとしている。

まず、変位と曲げモーメント分布についてみると、港研方式の計算結果と実験結果は良く一

第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

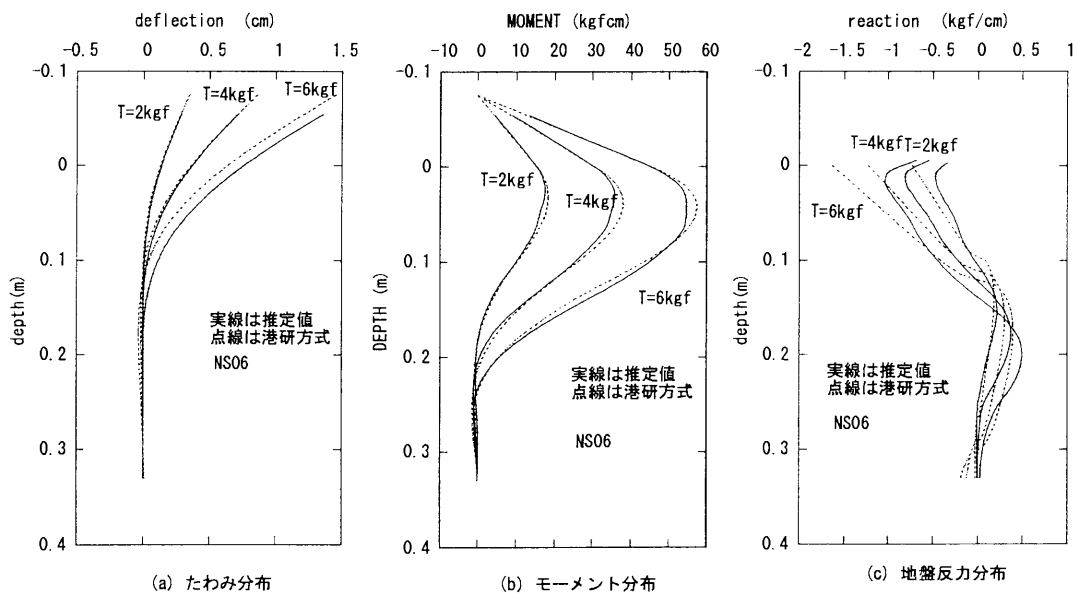


図-6.15: 単杭の実験結果と港研方式の比較

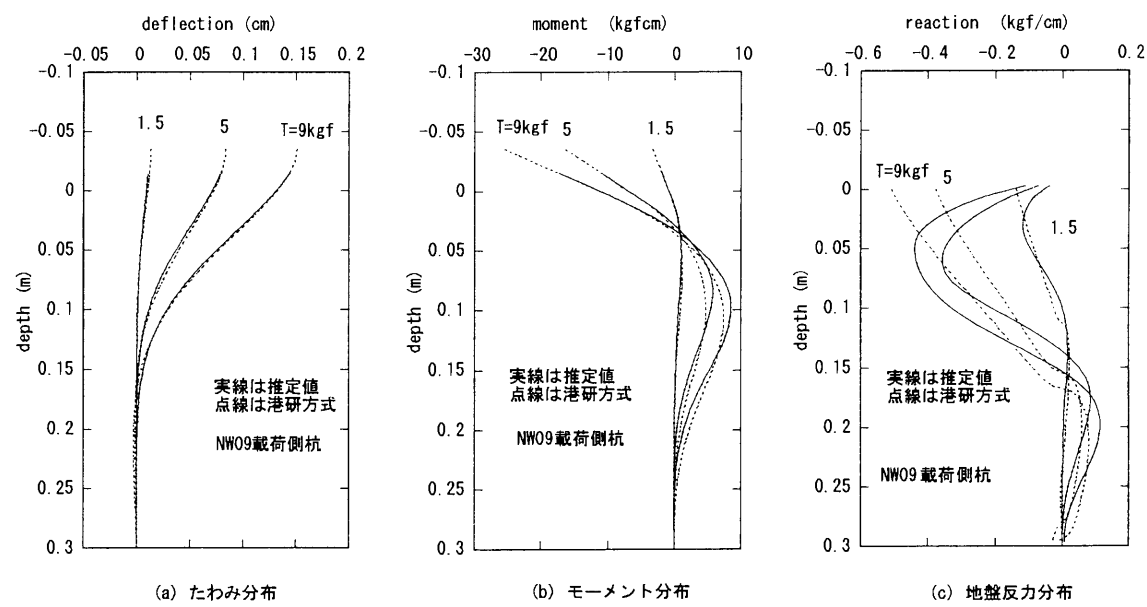


図-6.16: 2本杭の実験結果と港研方式の比較

致していることがわかる。ただし、荷重レベルが大きくなると多少一致しない点が目立つようになる。一方地盤反力についても比較的良く一致しているが、荷重レベルが大きくなると地盤反力係数の推定で重要な比較的浅い部分での差が顕著になる場合がある。

表面付近ではC型地盤とみなすことができないいくつかの要因が考えられる。まず、この実験で用いた地盤は過圧密地盤であり、一般に過圧密粘土では、過圧密比(圧密圧力/現在の有効応力)が大きくなるほど圧密終了時に比べて強度が下がり、特に現在の有効応力が非常に小さくなると急激に強度が低下する傾向にあることがあげられる。このような強度の低下の影響は比較的浅いところに限られると考えられる。さらに、過圧密比が比較的小さい範囲では、過圧密粘土はピーク強度を発揮するひずみが小さく、ピーク強度発現後はひずみの増加につれてせん断抵抗力が低下する傾向を持つことがあげられる。今回実験を行った地盤では、極めて表層に近い部分を除いては、サクションが働くため、有効応力の低下はあまり大きくないと考えて良いと思われる。このようなことから、ひずみのレベルが大きくなる変位の大きな浅い部分では必ずしも変位が増えるにつれて地盤反力も増大するわけではない。

このように、C型地盤と見なせなくなる要因があり、変位が大きくなるとC型地盤と見なせなくなる場合もあるが、一般的にはC型地盤とする仮定が比較的良く現象を表していることは地盤反力の分布形からも明かである。

#### 6.4.2 全体挙動

図-6.17に杭頭変位  $y_{top}$  と単位幅あたりの杭頭荷重  $T/B$  の関係を示す。ただし、ここにいう杭頭荷重は、杭2本に作用させている荷重である。図-6.17は、初期地盤反力係数がほぼ等しいと考えられるケースについて、杭間隔の違いによる全体挙動の違いを見ようとするものである。この図-6.17から、杭間隔  $S$  が大きなほど杭の水平抵抗力が大きいことがわかる。

図-6.18には、杭頭変位と載荷側杭の杭頭回転角の関係を示している。杭間隔が最も狭い  $S/B = 1$  の場合には、変位の初期から回転角が大きくなっているように見受けられる。一般に、変位の初期には杭間隔の違いによる回転角の違いはないが、杭間隔が狭いほど変位の小さいところから回転角が増大しやすい傾向にあることがわかる。図-6.17と図-6.18から、杭間隔が狭い場合には、ある荷重レベルまでは杭間隔が異なっても挙動は変わらないが、杭間隔が狭いほど荷重レベルの小さい段階から変位が大きくなり、また回転挙動が顕著になることがわかる。

#### 6.4.3 前杭と後ろ杭の挙動の違い

図-6.19から図-6.22にいくつかの荷重レベルにおける単位幅あたりの曲げモーメント  $M/B$  の深度分布を示す。それぞれの図には、同じ載荷ステップの載荷側杭のデータを○で示し、前面側



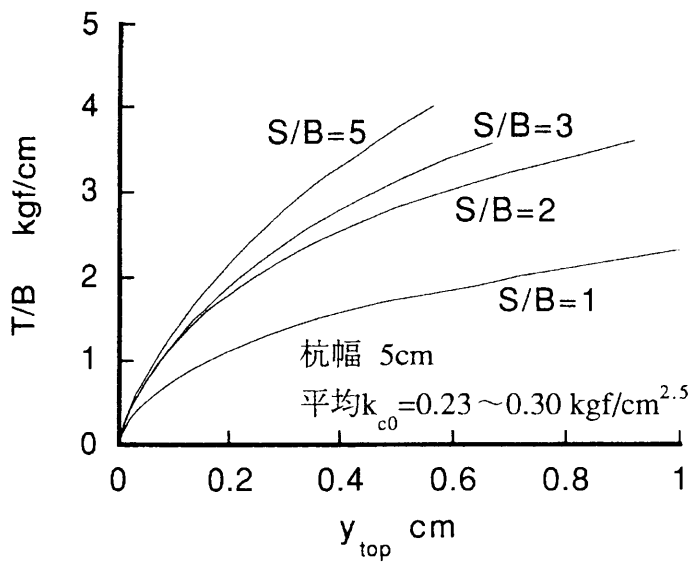


図-6.17: 杭頭荷重と杭頭変位の関係

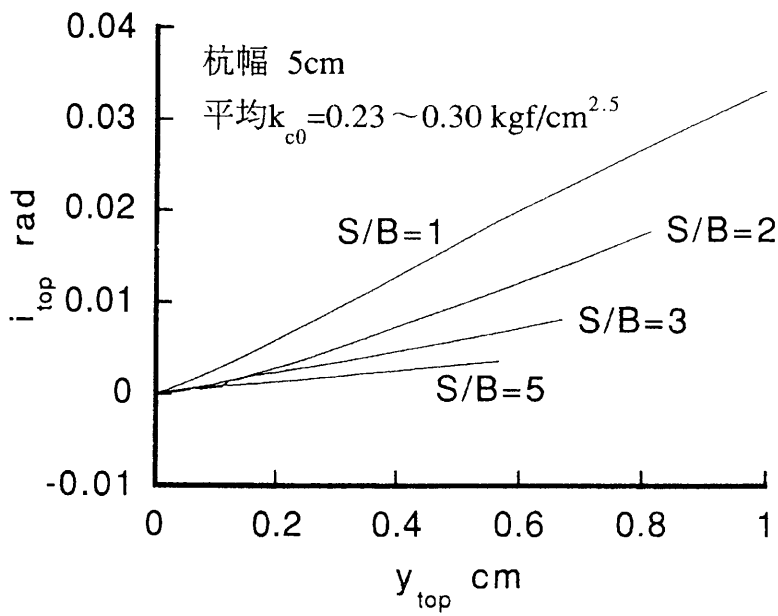


図-6.18: 杭頭回転角と杭頭変位の関係

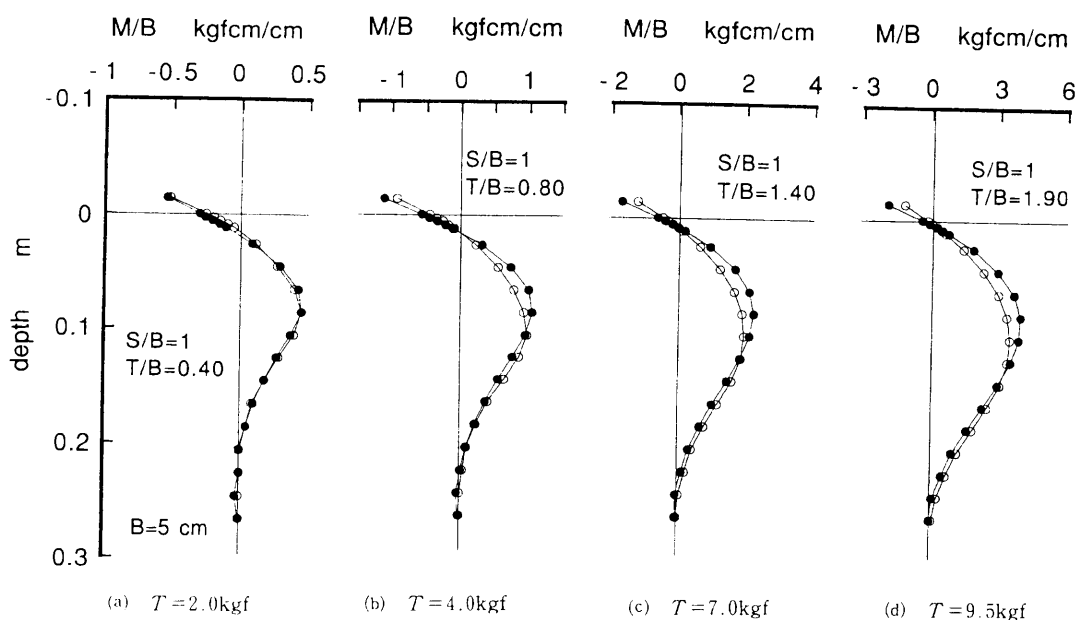


図-6.19: 杭に発生する曲げモーメント ( $S/B = 1$ , NW05)

杭のデータを●で示すことにより、曲げモーメント分布を重ねて示してある。図より、杭間隔の大きい  $S/B = 5$  の場合には荷重レベルが大きくなった場合でも載荷側杭と前面側杭とで曲げモーメント分布にほとんど差がないのに対し、杭間隔が狭くなると曲げモーメント分布が載荷側杭と前面側杭とで異なるようになることがわかる。このとき、杭間隔が狭いほど、低い荷重レベルで載荷側杭と前面側杭との曲げモーメント分布の違いが顕著となり、前面側杭の最大曲げモーメントが大きくなり、杭頭に作用する曲げモーメントの絶対値も大きくなる。また、地上部分の曲げモーメント分布の傾きは、杭頭に作用しているせん断力を表しているが、前面側杭の方が大きくなることもわかる。

杭頭に作用するせん断力は、杭に作用する地盤反力の積分値と釣り合うものであるから、このように、同じ杭頭変位のもとで、載荷側杭の杭頭せん断力が前面側杭の杭頭せん断力よりも小さくなっていくことは、載荷側杭の地盤反力係数が荷重につれて小さくなっていることを示している。ただし、このような地盤反力係数の低下は、 $S/B$  が 1 の場合であっても、荷重レベルが低いときにはみられず、ある荷重レベル以上でみられる。このことは、群杭の効果が杭の間隔  $S$  だけで決まるものではなく、荷重のレベルによっても異なることを意味している。

杭に働く曲げモーメントの第二ゼロ点の深さ  $l_{m1}$  と各杭の杭頭に作用している単位幅あたりのせん断力  $F/B$  との関係を示したのが図-6.23～図-6.26 である。ここで、各杭の杭頭に作用しているせん断力の実測値はないので、地表面付近の曲げモーメント分布より推定している。また、 $l_{m1}$  については、実測曲げモーメントを補間することによって求めている。実験では杭の根

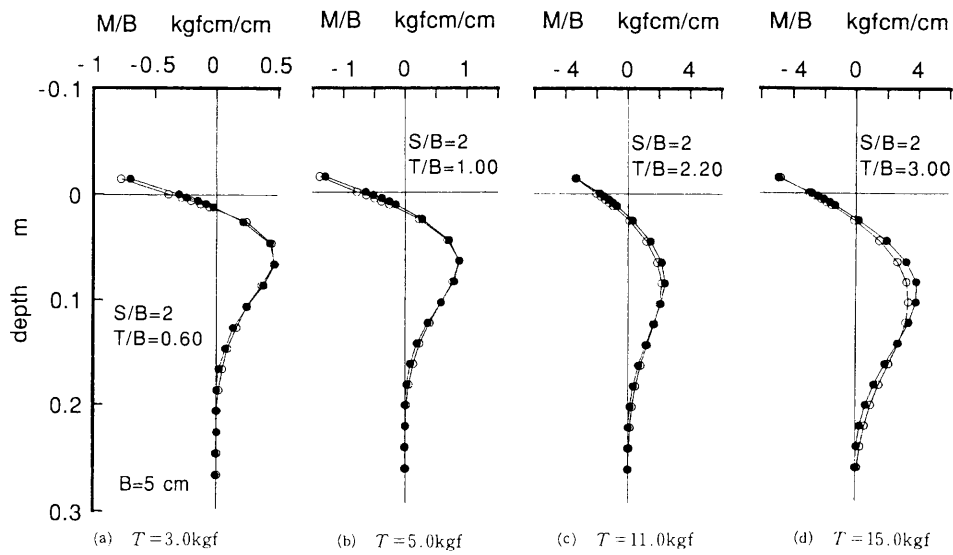


図-6.20: 杭に発生する曲げモーメント ( $S/B=2$ , NW07)

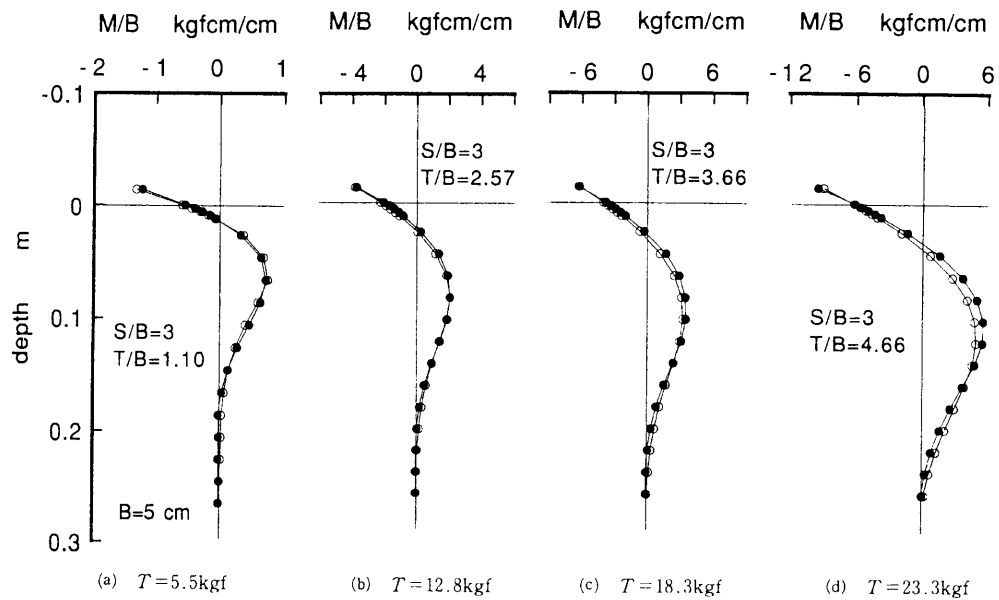


図-6.21: 杭に発生する曲げモーメント ( $S/B=3$ , NW06)

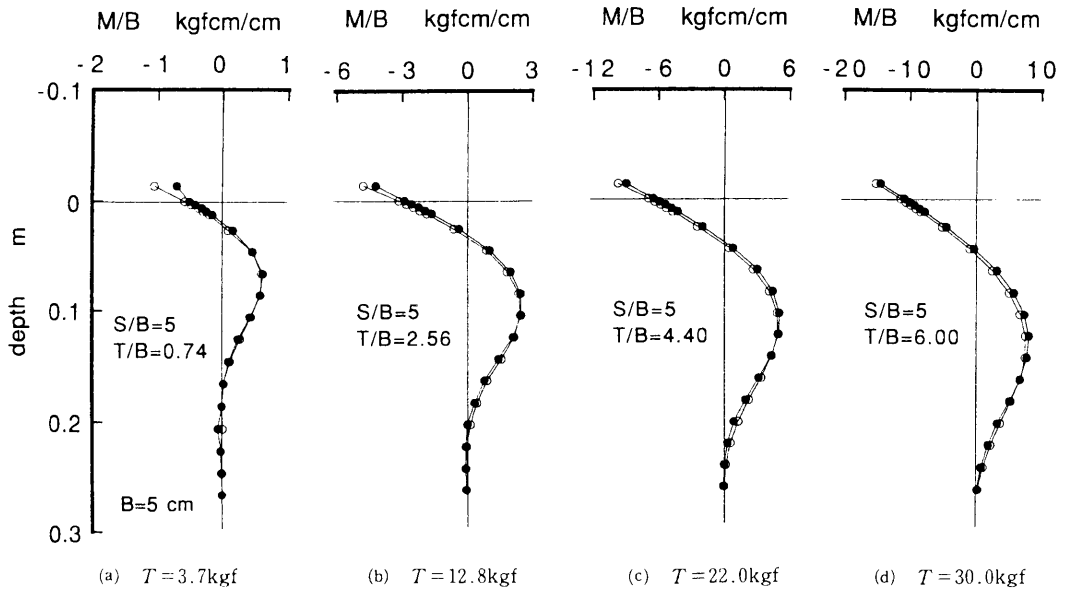


図-6.22: 杭に発生する曲げモーメント ( $S/B = 5$ , NW04)

入れ長は 29.6cm であるので、曲線は  $l_{m1}=29.6(\text{cm})$  の線に漸近することになる。これらの図よりわかるように、杭間隔の広い  $S/B = 5$  の場合には、載荷側杭と前面側杭とで測定された杭頭せん断力と  $l_{m1}$  の関係はほぼ一致しているが、杭間隔が狭くなると関係は一致せず、ある荷重レベルより大きな荷重では、載荷側杭の方が同じせん断力で長い  $l_{m1}$  を示すようになる。

杭と荷重の条件が同じであれば、地盤反力係数が小さいほど  $l_{m1}$  は大きくなるものであるから、このことも、ある荷重レベル以上になると載荷側杭の地盤反力係数が低下することを示している。

これらのように、モーメント分布から載荷側杭の地盤反力係数の低下が推察される。また、地盤反力係数の低下はある荷重レベル以上の場合に起こることも推察される。

そこで、より直接的に地盤反力係数を検討するために、モーメント分布を微分することによって求められた地盤反力分布を図-6.27 と図-6.28 に示す。ここでは  $S/B = 1$  の場合と  $S/B = 5$  の場合のみ示している。図-6.27 と図-6.28 では点線が前面側杭の地盤反力分布で、実線が載荷側杭の地盤反力分布である。 $S/B = 5$  の場合には、載荷側杭と前面側杭とで地盤反力分布にほとんど差がないが、 $S/B = 1$  の場合には、初期には地盤反力分布に差がないものの、荷重レベルが大きくなると、根入れの浅いところから中くらいのところにかけて地盤反力を発揮しなくなる傾向にあることがわかる。

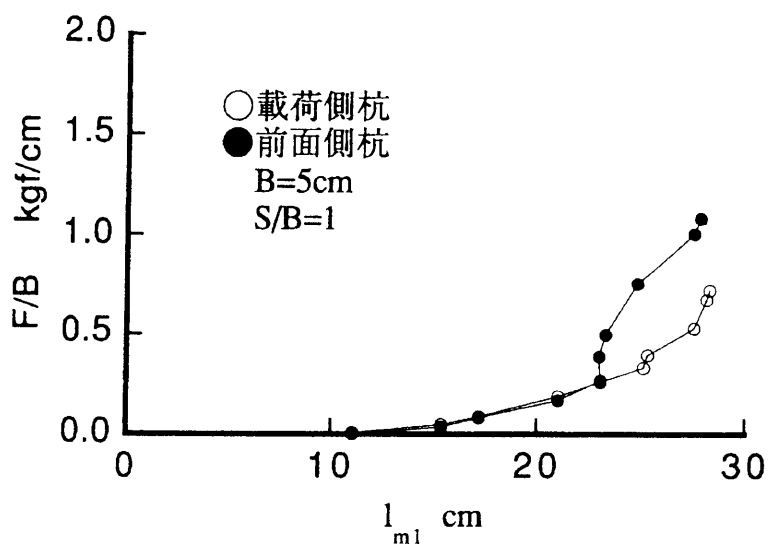


図-6.23: 杭頭せん断力と  $l_{m1}$  の関係 ( $S/B = 1$ , NW05)

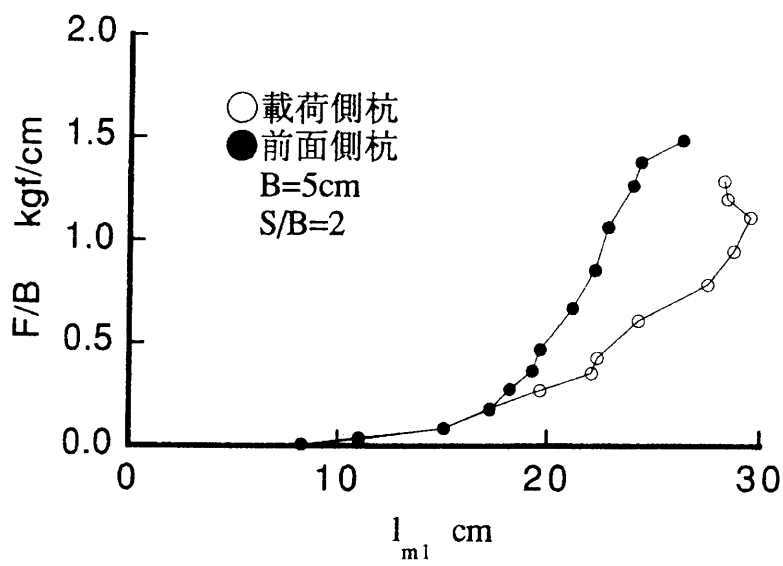


図-6.24: 杭頭せん断力と  $l_{m1}$  の関係 ( $S/B = 2$ , NW07)

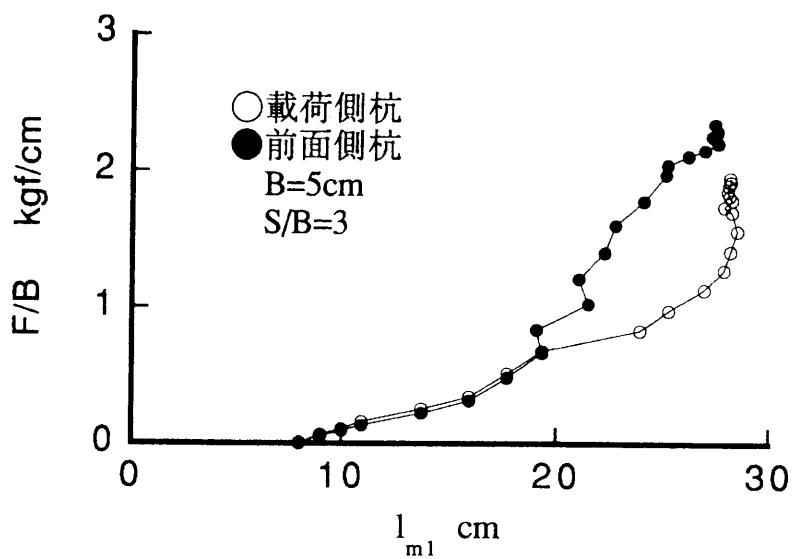


図-6.25: 杭頭せん断力と  $l_{m1}$  の関係 ( $S/B = 3$ , NW06)

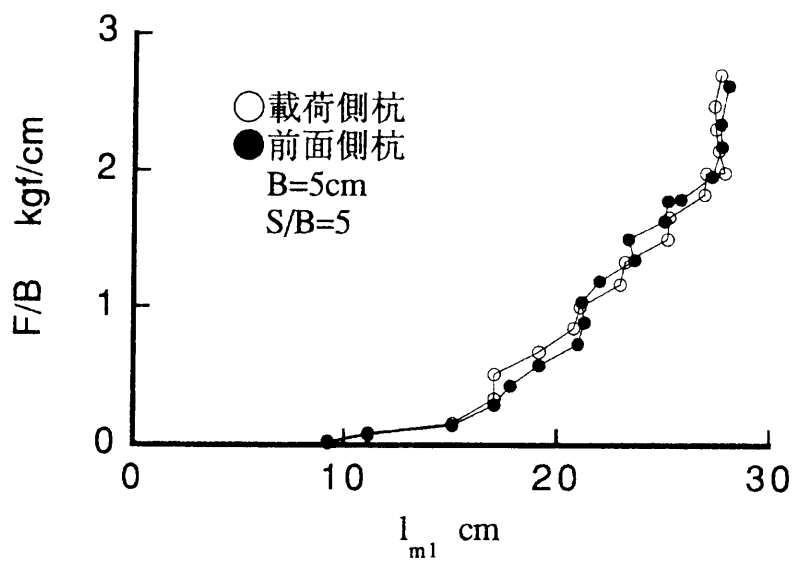


図-6.26: 杭頭せん断力と  $l_{m1}$  の関係 ( $S/B = 5$ , NW04)

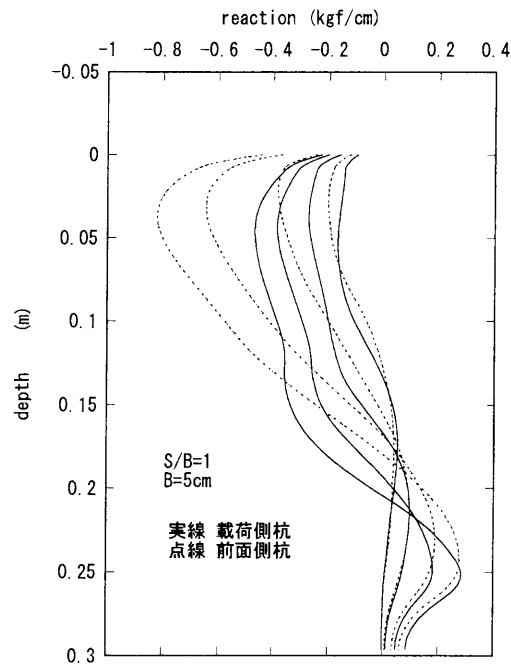


図-6.27: 杭に働く地盤反力分布の比較 ( $S/B = 1$ )

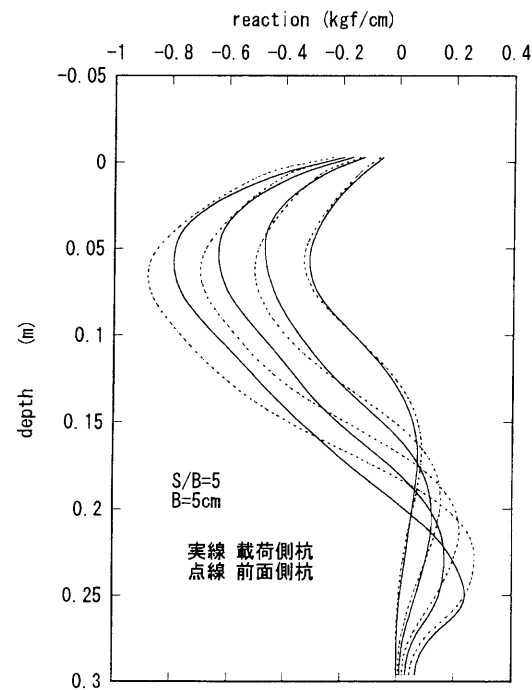


図-6.28: 杭に働く地盤反力分布の比較 ( $S/B = 5$ )

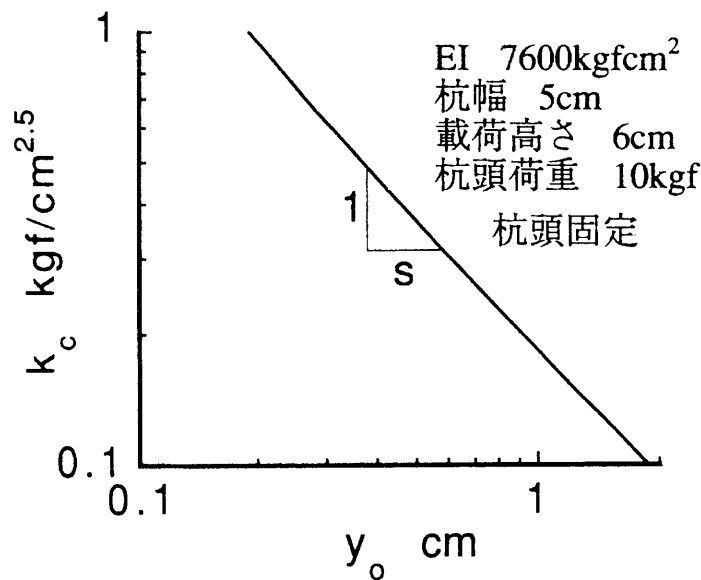


図-6.29: 地盤反力係数  $k_c$  と地表面変位  $y_0$  の関係

6.5 考察

6.5.1 実験条件の正規化

地盤条件の関係から、今回の実験ではすべての杭に対して同じ地盤反力係数の地盤での実験を行うことがむずかしかった。そこで、地盤反力の影響を無視できるような正規化の方法を検討してみる。まずはじめに、港研方式のC型地盤に従って杭が挙動するものとする。もし、杭の曲げ剛性、杭幅、載荷高さ、杭頭荷重が等しい長い杭では、地盤反力係数  $k_c$  と地表面変位  $y_0$  との間には図-6.29 に示すように  $\log k_c$  と  $\log y_0$  がほぼ直線となるような関係がある。

そこで、図-6.29 に示した勾配  $-s$  について、 $k_c$  が  $0.15 \sim 0.50 \text{kgf/cm}^{2.5}$  の間にある場合について、荷重レベルを変えてその変化を見ると、図-6.30 のようになる。この結果から、今回の実験レベルの荷重下では、同じ荷重が作用している際の図-6.29 に示すような勾配  $s$  はほぼ1となり、したがって、同じ荷重が作用していれば、

$$y_0 \cdot k_c = \text{constant} \tag{6.5}$$

という関係が近似的に成り立つことがわかる。そこで、別途推定した地盤反力係数が異なる実験結果について、地表面変位  $y_0$  と初期の地盤反力係数  $k_{c0}$  の積を横軸にとり、杭頭に作用した単位幅あたりの荷重  $T/B$  との関係を比較したのが図-6.31 である。ここでは、この実験に用いた杭1本に杭頭固定条件で載荷した際の杭の挙動が港研方式のC型地盤に従うものとして計



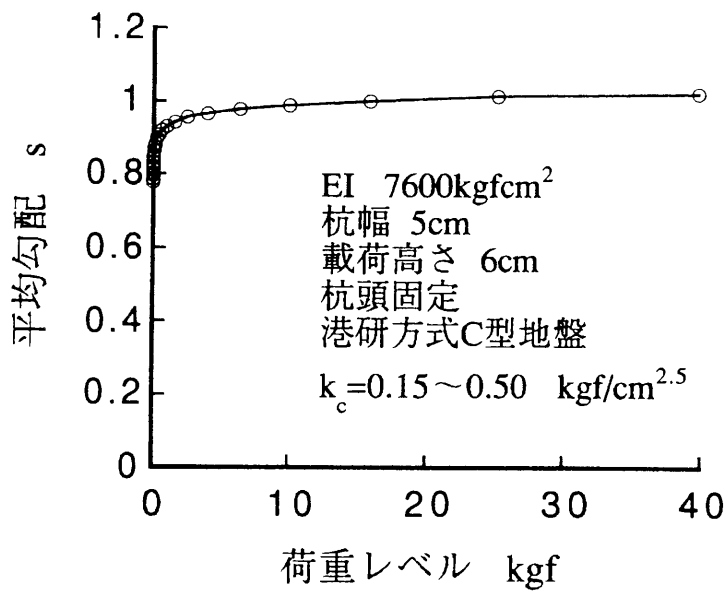


図-6.30: 平均勾配  $s$  と荷重レベルの関係

算した結果とその結果に対して荷重が2倍であるものとを合わせてプロットしてある。この結果から、2本杭の初期の変位剛性は港研方式のC型地盤として2本の杭が挙動する場合とほぼ等しいが、杭間隔が狭いほど、低い荷重レベルから変位剛性の急激な低下が始まり変位の伸びが大きくなり、いずれは、C型地盤の1本杭の荷重変位曲線に近づいていくことがわかる。さらに、杭間隔が狭いときには、構造物全体の回転が無視し得ないので、1本杭について杭頭固定条件でC型地盤として計算した場合よりも変位が大きくなる場合もある。

6.5.2 構造物の力学特性

第2章で、軟着堤式構造物の力学特性について検討したが、ここで再度、この構造物の力学特性について考えてみる。この構造物は、軟着堤式構造物に比べると底版が浮いている分だけ力学的複雑さは少なくなっている。この構造物の地表面より上の部分についての外力は図-6.32に示すとおりである。ここで、この構造物に作用する力の釣り合いを考えると以下のとおりとなる。

$$F = H_1 + H_2 \tag{6.6}$$

$$V_1 + V_2 = 0 \tag{6.7}$$

$$F \cdot h + M_1 + M_2 - V_1 \cdot S = 0 \tag{6.8}$$

結局、杭に軸方向の力が作用することにより、地表面で杭に作用するモーメントを低減する

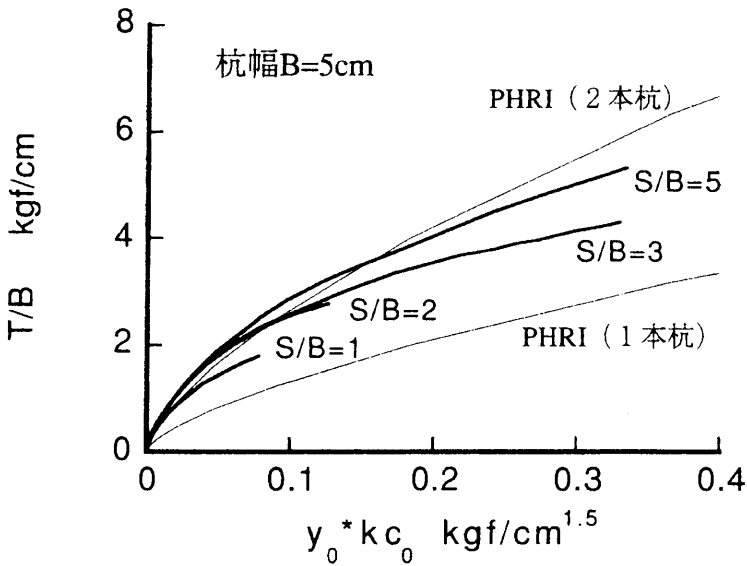


図-6.31: 杭頭荷重と正規化した地表面変位の関係

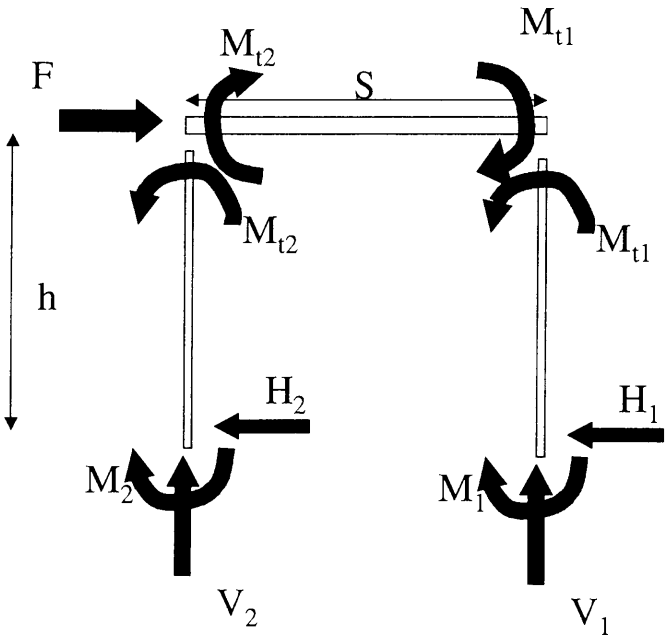


図-6.32: この実験で用いられた構造に作用する外力

第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

ことができる。すなわち、载荷の初期には、杭の引き抜き抵抗が十分にあるため、杭頭部は回転を拘束された状態にあるが、载荷が進むにつれて  $V_1$  が大きくなり、杭の引き抜きが生じてくるため、杭頭部の回転拘束が弱くなっていくことになる。

一般的に、杭頭が自由の場合には、最大曲げモーメントは、地中部で生じ、杭頭が固定の場合には、杭頭部で生じることになる。杭頭の固定の程度が杭頭自由と杭頭固定の中間の場合には、杭頭部の曲げモーメントは杭頭固定の場合より絶対値が小さく、地中部に生じる最大曲げモーメントは杭頭固定の場合よりも小さくなる。結果的に、杭に生じる最大曲げモーメントの観点からは頭部の固定の程度が杭頭固定と自由の中間にあると有利となる。

$V_1 \cdot S$  は杭の縦間隔と杭の鉛直方向の抵抗力によってきまる。また、 $V_1 = -V_2$  であり、一般的には、 $V_1$  の発生と構造系の回転の程度は、杭の引き抜き抵抗と前杭と载荷側杭の軸方向の相対変位の関係に支配される。

引き抜き相対変位が0であれば、2本の杭頭条件は杭頭固定となる。それぞれの杭の杭頭モーメントを  $M_{t1}, M_{t2}$  とし、そのうち、杭頭が固定の場合のそれぞれの杭の杭頭モーメントを  $M_{max-t1}, M_{max-t2}$  と書くことにする。

各杭の杭頭モーメント  $M_i$  と  $M, H$  の関係は

$$M_1 = M_{t1} - H_1 \cdot h$$

$$M_2 = M_{t2} - H_2 \cdot h$$

となる。すなわち、

$$M_1 + M_2 = M_{t1} + M_{t2} - F \cdot h$$

となる。杭頭固定のときは、

$$M_1 + M_2 = M_{max-t1} + M_{max-t2} - F \cdot h = V_1 \cdot S - F \cdot h \tag{6.9}$$

すなわち、

$$V_1 \cdot S = M_{max-t1} + M_{max-t2} \tag{6.10}$$

である。上記の仮定が崩れると

$$V_1 \cdot S < M_{max-t1} + M_{max-t2} \tag{6.11}$$

となる。これは、杭頭に生じる曲げモーメントが杭頭固定の条件の場合よりも小さくなることを意味している。

一般的に、押し込み抵抗の  $V_1$  に比べ、引抜き抵抗である  $V_2$  が先に極限に達するが、 $V_2$  が極限に達すると、構造物は回転しながら杭頭自由の条件に近づいていく。

この状況について、水平部材と杭とがピン結合である場合との比較で考えてみると、ピン結合の場合には、構造系の鉛直方向の外力のやり取りは考える必要がなく、杭頭自由杭2本を水平方向に載荷した状況と考えればよいことになる。すなわち、ピン結合であれば、載荷の初期から杭頭に構造系の変位を拘束するようなモーメントは生じず、水平変位量は大きくなり、杭の発生する最大曲げモーメントも大きくなる。ただし、最終的に破壊する際にも構造系が回転することはない。

結局、杭頭部を剛結することにより、杭軸方向の抵抗を利用して初期における構造形式の水平変位に対する抵抗性を高めることができ、発生する最大曲げモーメントも低減できる。ただし、破壊時には、構造系は回転が卓越した破壊形態となる。杭軸方向の抵抗を最大限利用するためには、杭間隔を広げることと杭の引き抜き抵抗を高めることが有効である。

ところで、杭連結部材の剛性が十分に高ければ、杭頭の回転角は、連結部材の回転角と等しくなる。すなわち、杭頭回転角は近似的に次式となる。

$$i_{top1} = i_{top2} = \frac{\Delta h}{S} \quad (6.12)$$

ここで、 $i_{top1} = i_{top2}$  はそれぞれの杭頭のたわみ角であり、 $\Delta h$  は前杭と載荷側杭の引き抜き量と押し込み量の差である。

また、港研方式のC型地盤に従う杭の挙動を調べてみると、図-6.33に示すような関係がある。この関係は完全には直線ではないが、直線で近似した場合の誤差はきわめて小さい。すなわち、杭頭たわみ角  $i_{top}$  と杭頭モーメント  $M_{top}$  には以下のような関係が認められる。

$$i_{top} = -\frac{i_{topfree}}{M_{max-t}}(M_{top} - M_{max-t}) \quad (6.13)$$

すなわち、

$$\frac{M_{top}}{M_{max-t}} = \frac{i_{topfree} - i_{top}}{i_{topfree}} \quad (6.14)$$

そこで、杭頭の固定度として、次式で定義する。

$$R_{fix} = \frac{M_{top}}{M_{max-t}} = \frac{i_{topfree} - i_{top}}{i_{topfree}} \quad (6.15)$$

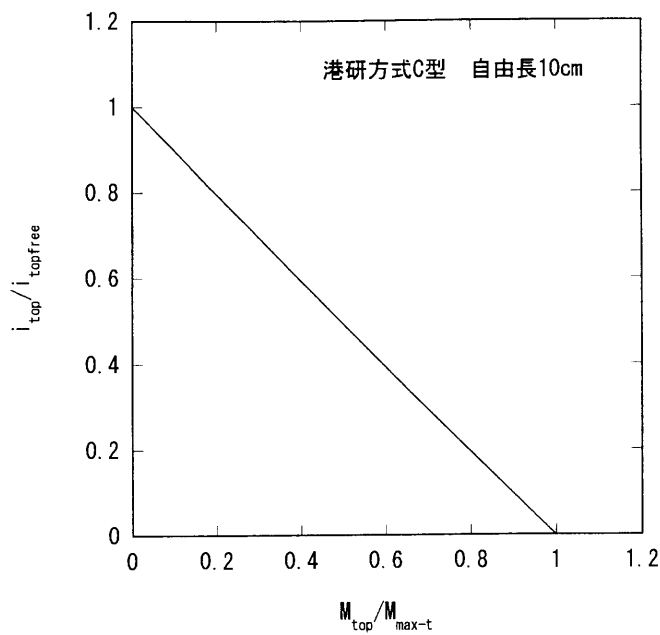


図-6.33: 杭頭に作用するモーメントと杭頭たわみ角の関係

さらに、杭のたわみとたわみ角に関する諸量について調べてみると、杭が長杭であり、載荷荷重、載荷高さが等しい場合には、杭頭の固定度の変化に応じてそれぞれ次式のような関係がある。

$$R_{y_{top}} + R_{fix} = 1 \tag{6.16}$$

$$R_{y_0} + R_{fix} = 1 \tag{6.17}$$

$$R_{i_{top}} + R_{fix} = 1 \tag{6.18}$$

$$R_{i_0} + R_{fix} = 1 \tag{6.19}$$

なお、これらの関係の誤差は高々数%以内である。また、諸量の定義は以下のようなものである。

$$R_{y_{top}} = \frac{y_{top} - y_{topfix}}{y_{topfree} - y_{topfix}} \tag{6.20}$$

$$R_{y_0} = \frac{y_0 - y_{0fix}}{y_{0free} - y_{0fix}} \tag{6.21}$$

$$R_{i_{top}} = \frac{i_{top}}{i_{topfree}} \tag{6.22}$$

$$R_{i_0} = \frac{i_0 - i_{0_{fix}}}{i_{0_{free}} - i_{0_{fix}}} \quad (6.23)$$

なお、添え字  $0_{top}$  はそれぞれ地表面と杭頭を意味している。また添え字  $_{free,fix}$  はそれぞれ、杭頭にモーメントが作用しない場合 (杭頭自由) と杭頭たわみ角  $i_{0p}$  が 0 となる条件 (杭頭固定) のことを意味している。

以上の関係式を用いることによって、杭頭の拘束条件が杭頭固定と杭頭自由の中間的な状態にある場合の構造系の変形状態を簡便に算定することができる。

すなわち、ある荷重が作用したときに、まず、杭頭の固定度  $R_{fix}$  が 1 である (杭頭固定条件) として、杭頭に発生する曲げモーメントを算定し、そのモーメントに対応する杭軸方向の力を算定する。この軸力による杭頭のたわみ角を構造に用いた杭の周面摩擦力と変位量の関係から推定し、杭頭たわみ角を元にした杭頭固定度を算出する。この杭頭固定度を元にして、上記と同じ計算を杭頭の固定度の計算結果が収束するまで繰り返すことによって、杭頭の固定度を決定し、それに対応する杭頭回転量と杭頭変位量を知る。

なお、この計算の過程では、載荷荷重の増加による杭周辺地盤の横方向地盤反力係数の変化について把握しておくことが重要となる。すでに 5.4.1 で見てきているように特に粘性土地盤の場合には、比較的小さなたわみで、地表面付近から地盤反力係数の低下が生じるのでこのような効果を適切に計算に取り入れる必要がある。また、杭の間隔が狭い場合には、地盤を介在とした載荷側杭と前面側杭の相互作用の結果、両側の杭について地盤反力係数の変化量を把握することが必要となる。

### 6.5.3 杭間隔の違いによる地盤反力係数の低下

港研方式の杭の横抵抗推定法では、杭を梁としたときの地盤の反力が次式で表せるものとしている。

$$p = k \cdot x^m \cdot y^{0.5} \quad (6.24)$$

ここに、

$k$ : 地盤反力係数

$x$ : 深度

$m$ : 指数。  $m = 1$  もしくは  $m = 0$  とする。  $m = 1$  とする地盤を S 型地盤と呼び、  $m = 0$  とする地盤を C 型地盤と呼ぶ。

$y$ : 各深度におけるたわみ

である。

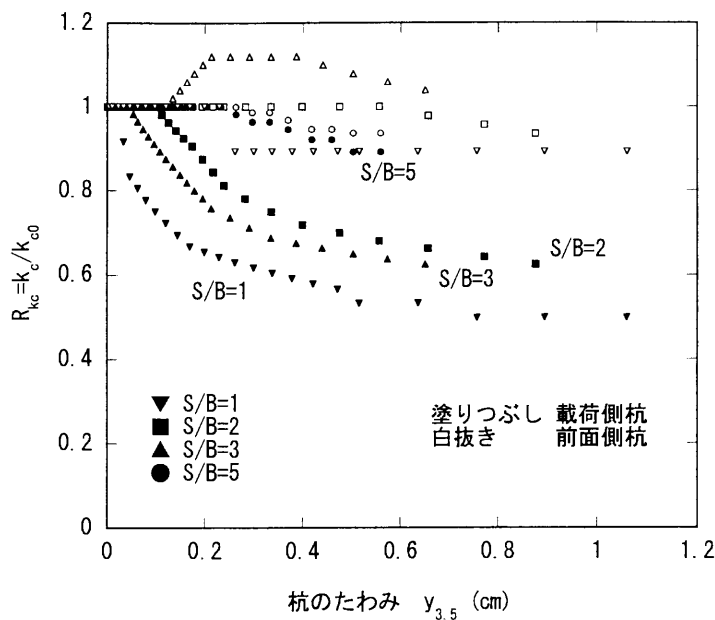


図-6.34: 地盤反力係数比  $R_{kc}$  と杭のたわみの関係

篠原・久保(1961)は多くの実験結果から、このような表現をすることにより、 $k$ を杭の条件や荷重条件によらない地盤に固有な定数として扱うことができる点を利点としてあげている。ただし、 $k$ が他の条件によらず地盤に固有なものとしてこの式の適用するには限界があり、単杭の場合の限界についてはすでに別の節で検討してきている。ここでは、杭の間隔の違いにより地盤反力係数がどのように変化するかを見ていくことにする。

図-6.14 に示したように、杭頭の荷重条件と変位の関係をもとにして载荷側杭と前面側杭の地盤反力係数の変化を求めた。その結果を図-6.34 に示す。図中、前面側杭については白抜きでプロットし、载荷側杭については塗りつぶして示している。また、図中に示す  $S/B$  は杭間隔と杭幅の比を示すものである。この結果によると、前面側杭の地盤反力係数の推定値では、载荷の途中で増加するものもあるが、変位によらず  $R_{kc}$  はほぼ一定で、0.9 以上ある。しかし、载荷側杭については杭のたわみの増加とともに  $R_{kc}$  が低下する傾向にあり、特に  $S/B$  が小さいほど小さい杭頭たわみの段階から地盤反力係数が低下する傾向にあることがわかる。

宮本・沢口(1971)は砂地盤における実験の結果から、地盤反力係数の低下は、間隔比  $S/l_{m1}$  によって決定できることを示した。彼らは、杭が水平力を受けてたわむことにより、杭の前面と背面の地盤に受働破壊と主働破壊が生じるものと考え、また、潜在的な主働・受働破壊面が生じ始める深さが  $l_{m1}$  と関連性があるものと考え、横方向地盤反力係数の低下と間隔比  $S/l_{m1}$  に関連性があるものとして検討した結果、上記のような結論を得たものである。

杭が水平方向に載荷される際の杭周辺地盤の変位挙動を観察する目的で、杭前面の地盤内の変形を調べた実験がある。これは、モデルを簡略化するために、アルミニウムを積層させたものを地盤とみなして、地盤の二次元の断面を観察したと考えられるものである。

実験に用いたアルミ棒は、長さ 150mm で直径は 3mm, 2mm, 1.5mm の 3 種類で、重量比にして 1:1:1 の割合で混ぜたものを用いている。この材料の内部摩擦角を 2 軸圧縮試験機で測定したところ、およそ 30 度であった。用いた土槽は、長さ 150cm, 高さ 50cm, 幅 15cm で、実験時には両側の側版を取り外すことができ、完全に側面摩擦の影響を除去することができるようになっている。

実験では、アルミニウム製の板状の杭(長さ 700mm × 幅 150mm × 板厚 2mm,  $EI=8300\text{kgfcm}^2$ )を載荷前面側の土槽壁から 810mm の位置に建て込み、前後にアルミ棒を敷き詰めた。アルミ棒地盤の単位堆積重量はおよそ  $2.18\text{g/cm}^3$  であった。載荷時の地盤の変形状態を知るため、2.5cm メッシュでターゲットとしてアルミ棒をマジックで赤く塗り、所定の変位ごとに写真撮影をし、画像解析することにより地盤の変形を求めた。載荷は変位制御で行い、載荷点での載荷速度は  $0.0002\text{cm/sec}$  である。載荷点の高さは 41mm であった。

図-6.35 と図-6.36 にその観察結果を示す。これらの図に示したのは、地盤に生じた最大せん断ひずみの分布である。いずれの図においても図の上端が地盤面であり、下端が土槽の底面である。杭の下端は土槽底面にある。図-6.35 では杭は各図の右端にあり、図-6.35 は杭前面側の地盤の様子をあらわしている。図-6.36 では杭は各図の左端にあり、図-6.36 は杭背面側の地盤の様子をあらわしている。いずれの図においても左上が載荷初期の状態を表しており、上から下に行くにつれて載荷が進行している。杭頭荷重が最大に達するのは、真中の列の上から 4 番目の図のときであり、その後は除荷に転じ、最終的には右下の図で除荷が終了している。杭では本来三次元的な現象を問題とする必要があるが、ここで観察している現象は二次元であり、ひずみの拡がりについては多少割り引いて考える必要があることには注意が必要である。そのような問題はあるが、この実験結果を見ると、杭前面に、受働崩壊角に似た傾きで等せん断ひずみ線が生じることがわかる。また、杭背面には同様に主働崩壊角に似た傾きで、等ひずみ線が生じている。このように、摩擦性の材料では、宮本らが想定したような周辺地盤の変形が生じるため、地盤反力係数比の低下が  $S/l_{m1}$  で決まるといったことが見られた可能性がある。

今回の実験結果について、彼らの整理方法と同様に載荷側杭の地盤反力係数比と間隔比の関係を示したのが、図-6.37 である。ここには、宮本・沢口の論文(1971)に従って、載荷側杭の前面の受働化を考慮し、受働崩壊面が前面側の杭にぶつかったところまで、見かけ上の地盤が低下するものとし、さらに、杭の横抵抗が港研方式の C 型に従うものとし、 $S/l_{m1}$  が小さくなることによって地盤反力係数が低下するものとして、理論的に地盤反力係数比と間隔比の関係を求めたものも示している。このとき、粘性土の内部摩擦角を  $30^\circ$  であるとし、 $r_p$  は砂地盤の場合



第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

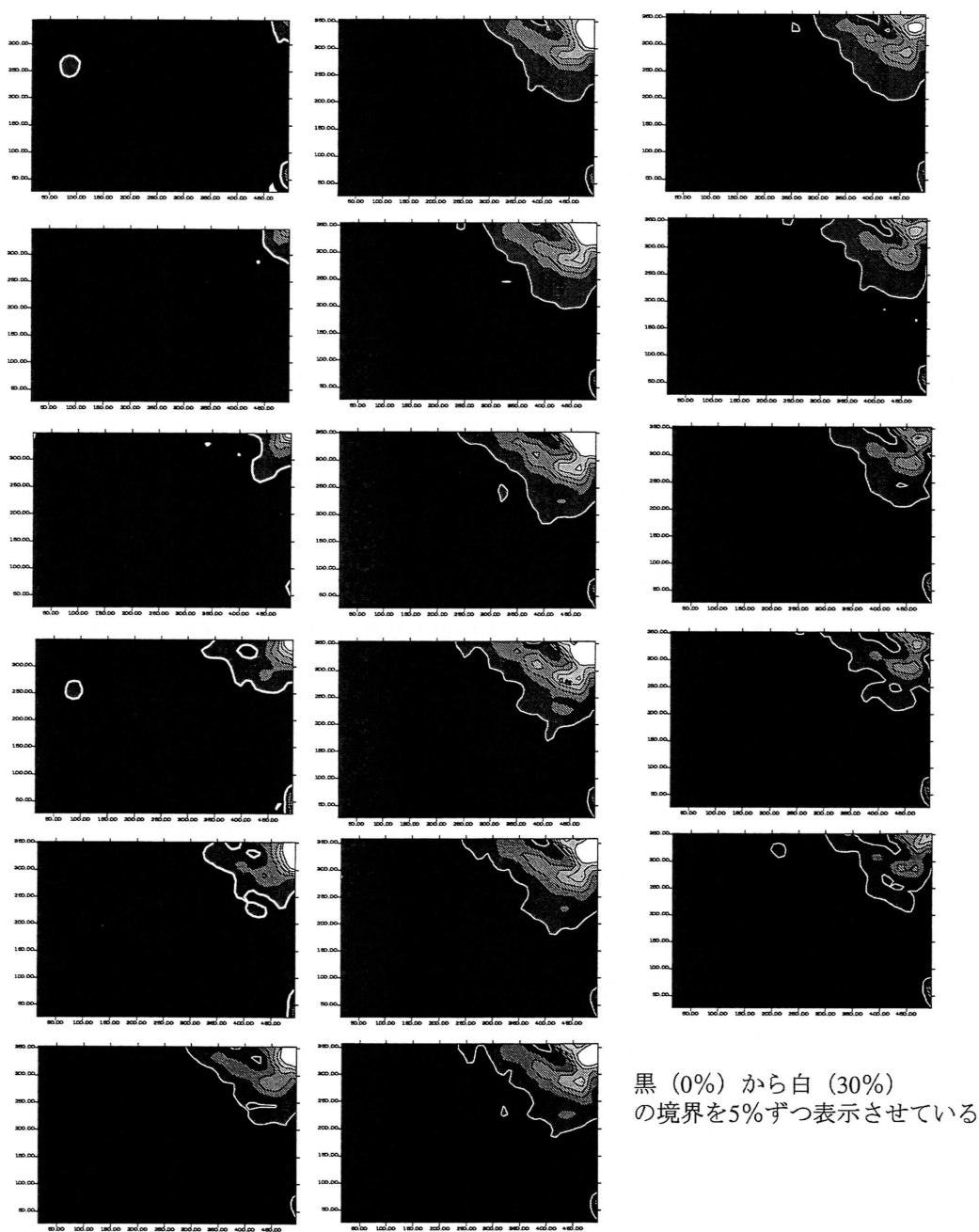


図-6.35: アルミニウム積層地盤における水平載荷時の杭周辺地盤の最大せん断ひずみ分布 (前面側)

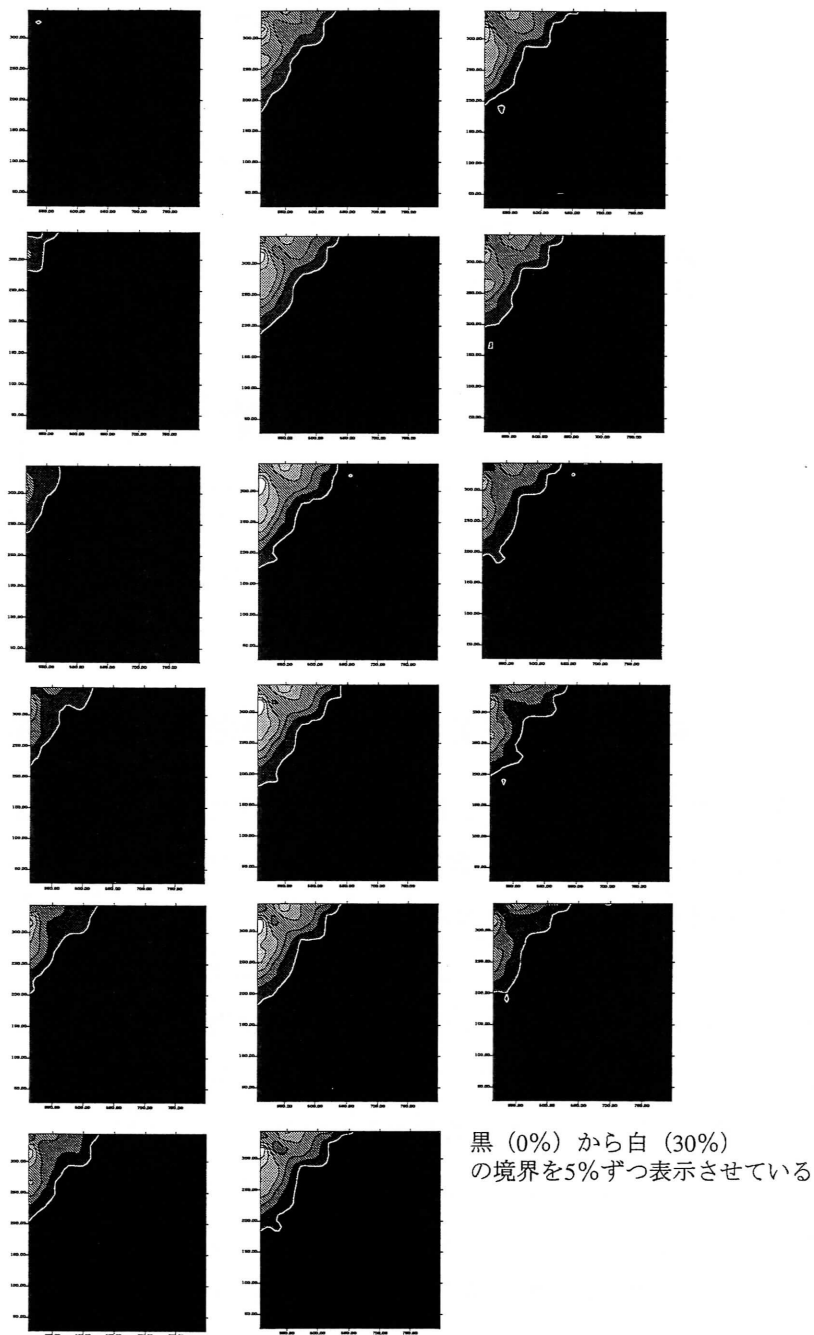


図-6.36: アルミニウム積層地盤における水平載荷時の杭周辺地盤の最大せん断ひずみ分布 (背面側)

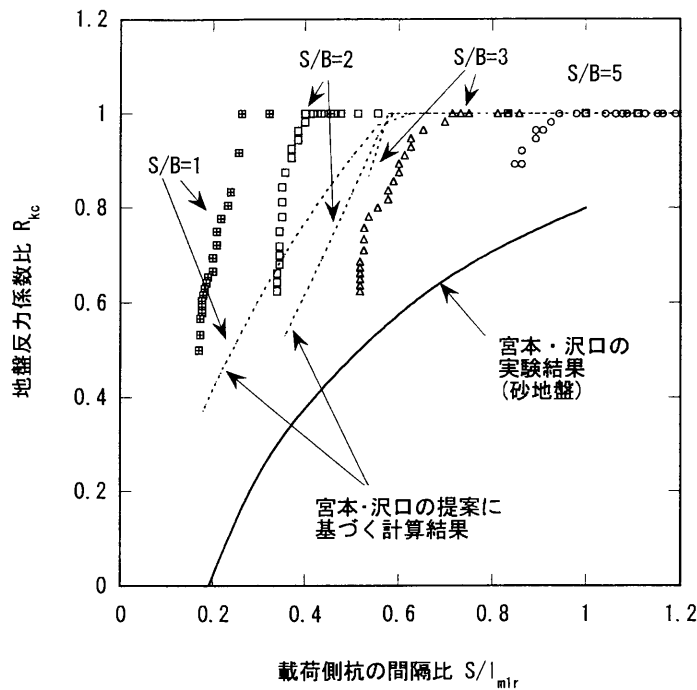


図-6.37: 地盤反力係数比  $R_{kc}$  と載荷側杭の間隔比の関係

と同じく  $1/3$  とした。また、 $\eta$  は  $0.72$  としている。図中には、杭間隔比  $S/B$  が  $1, 2, 3, 5$  のすべてのケースについて宮本・沢口の提案 (1971) に基づいて計算した結果を点線で示している。式 (6.1), (6.2) からわかるように、宮本らの提案では、 $r_A, r_P, \zeta_A, \zeta_P$  が同じであれば、同じ  $S/l_{m1}$  で  $R_k$  が下がり始めることになる。また、 $S$  が大きなほど  $R_k$  が下がり始める  $l_{m1}$  が大きいため、同じ  $S/l_{m1}$  の変化に対する  $R_k$  の低下率が大きくなることになる。しかし、実験結果では、杭間隔の違いによって  $R_k$  が下がり始める  $S/l_{m1}$  が異なる上、 $R_k$  が下がり始めてからの下がり方についても宮本らの提案のようにはなっていないことがわかる。

ところで、 $S/l_{m1}$  が小さくなるときには、 $l_{m1}$  が大きくなっており、特に、 $S/B$  が大きなケースでは、 $l_{m1}$  がかなり大きくなってきていることが考えられる。そこで、横軸に間隔比の代わりに  $l_{m1}$  を取った場合の結果を図-6.38 に示す。実験結果を見ると、およそ  $l_{m1}$  が根入れ長 (29.6cm) の  $2/3$  以上になってから地盤反力係数が低下してきており、杭間隔が狭いほど  $R_{kc}$  が下がり始める  $l_{m1}$  が小さいことがわかる。なお、宮本らの提案は、 $R_{kc}$  が低下し始める  $l_{m1}$  の予測精度は低いものの、 $l_{m1}$  に対する  $R_{kc}$  の下がり方、杭間隔が広いほど大きな  $l_{m1}$  になってから  $R_{kc}$  が低下するようになるなどの特徴は捉えている。いずれにせよ、地盤反力係数の低下の始まりと  $l_{m1}$  の関係は、 $S/B$  ごとに異なっている。比較的単純に、地表面の荷重と変位の関係だけから地盤反力係数の低下をとらえる立場からは、根入れ比 ( $E_r = l/l_{m1}$ ) が小さくなることによって、見かけ

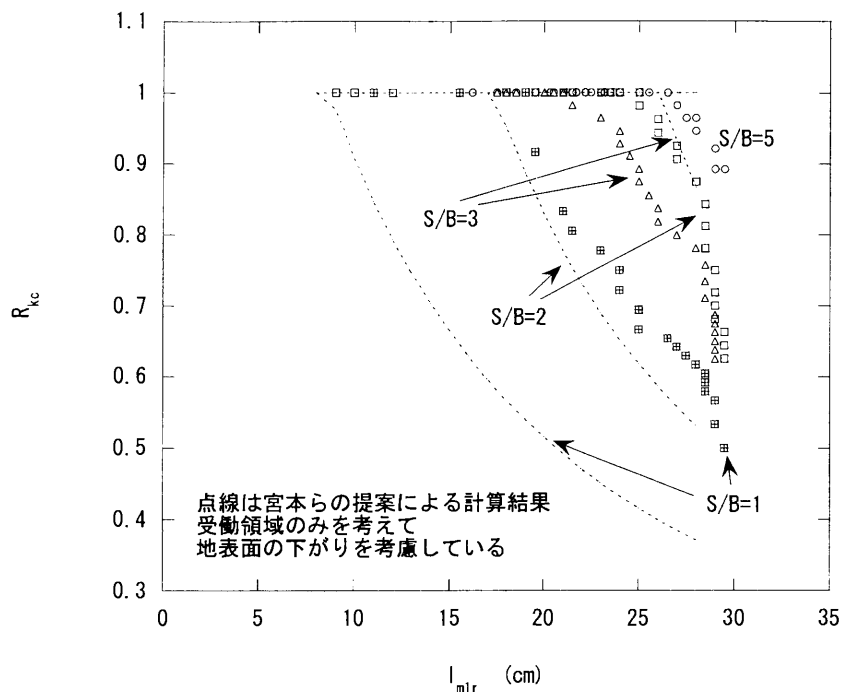


図-6.38: 地盤反力係数比  $R_{kc}$  と載荷側杭の  $l_{m1}$  の関係

上地盤反力係数が小さくなったように見えるようになる。しかし、今回の実験結果はこのような考え方を支持していない。つまり、長杭に比べて単杭の変位が伸びてくるのは一般に  $E_r$  が 1 を切ったときといわれており、今回の実験結果のように  $E_r$  が 1.5 付近から急速に見かけ上の地盤反力係数が低下するとは考えられないことである。このように考えると、 $S/B$  が 5 の場合の地盤反力係数の低下は杭間隔比  $S/l_{m1}$  の影響よりは根入れ比  $E_r$  が小さくなったことの影響のほうが大きいと考えられ、

$S/B$  が 2 と 3 の場合には、杭間隔比の影響と根入れ比の影響が混ざり合って見かけ上の地盤反力が低下したものと考えられる。

そこで、さらに、いくつかの深度における地盤反力とたわみの関係がどうなっているかを検討してみる。図-6.39 に、いくつかの深度におけるたわみと初期地盤反力係数  $k_0$  で正規化した地盤反力  $p/k_0$  の関係を示す。ここで、地盤反力  $p$  は、曲げモーメントを二階微分することによって得られたもので、図には単位幅あたりの値を示している。たわみは、曲げモーメントを二階積分して求めたものである。図中には、参考のため、港研方式が適用できるとした場合のたわみと正規化した地盤反力の関係も実線で示している。なお、これらの図に示した深度は、杭の横抵抗を考える上で主要な部分を示しているが、明らかに港研方式の C 型地盤の挙動と異なる極めて浅い部分の結果は省いてある。図-6.39(a)～(d) はそれぞれ  $S/B=5, 3, 2, 1$  の場合を示

## 第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

したものである。図-6.39(a)をみると極めて浅い部分を除き、 $y$ と $p/k_0$ の関係は港研方式のC型で想定している関係とよく一致しており、地盤の横抵抗係数が顕著に低下していないものとなっている。しかし、図-6.39(b)～(d)では、あるたわみを境に港研方式で想定している関係からずれていることがわかる。各実験ケースの各深度において港研方式の想定からずれ始めるたわみの大きさについては必ずしも明確ではないが、杭間隔が狭いほどずれ始めるたわみが小さくなるようであり、また、深度が深いほど小さなたわみでずれる傾向にあるようである。試みに、図-6.39(b)と(c)について、港研方式の関係から顕著にずれ始めたときの長杭としたときの凡その $l_{m1}$ を求めると、(b)、(c)ともに、26cm程度であった。この深さと $r_p = 1/3$ とする宮本沢口らの考え方とを総合すると、 $S/B = 3$ の場合については、宮本らの言う受働崩壊の考え方で地盤反力係数の低下がある程度説明できるが、 $S/B = 2$ の場合には傾向が合わない。

そこで、たわみに着目してみると、図-6.39(b)～(d)において、たわみが0.05、0.03、0.015mmとなったあたりを境に港研方式で想定している関係からずれ始めていることがわかる。この値は、 $3 \times 10^{-3}S$ に相当する。このことは、見かけの相対圧縮量 $y/S$ が $3 \times 10^{-3}$ になると横抵抗性能が低下してくることを意味している。

実験の観察結果によると、杭を水平方向に載荷すると、杭背面の地盤は自立するため、杭と地盤との間に隙間ができる。このとき、地盤には載荷方向と直角方向に亀裂が走る。また、杭前面側については、杭の直前ほど地盤が圧縮される状態となる。また、杭の直前面ほど大きく圧縮され周辺の圧縮量は小さい。このことを考えると杭に生じる地盤反力の増加は、杭間にはさまれた土とその周辺地盤との間のせん断変形が主体であると考えられる。つまり、杭間土による抵抗は杭間隔 $S$ によると考えられ、杭間土に作用する圧縮力は $pB$ であると考ええる。実務的に、横抵抗性能がどのように劣化するかを判断する場合には、上記のように各深度の地盤反力定数の低下の程度を知るよりは、杭の頭部付近の変位を基準にして横抵抗性能の低下を評価するほうが便利である。そこで、杭の抵抗に関する代表ひずみとして地表面たわみ $y_0$ と杭間隔 $S$ の比を考える。地表面のたわみに着目して地盤反力係数の低下の割合を示したのが、図-6.40である。実験結果では、地盤反力係数比の低下が始まる正規化地表面たわみ $y_0/S$ に多少のばらつきがあるが、杭間隔 $S$ によらず、ほぼ同じような傾向で横抵抗係数比が低下する傾向が得られている。

### 6.5.4 載荷側杭と前面側杭の相対変位と杭軸方向力の関係

すでに、6.5.2で論じたように、載荷方向に対し、前後二本の杭が連結版に剛結されているこの構造では、各杭の杭頭に生じているモーメントの合計と杭軸方向の引抜き力と前後の杭間隔によって決まる杭軸方向力によるモーメントは等しい。すなわち、次式のような関係がある。

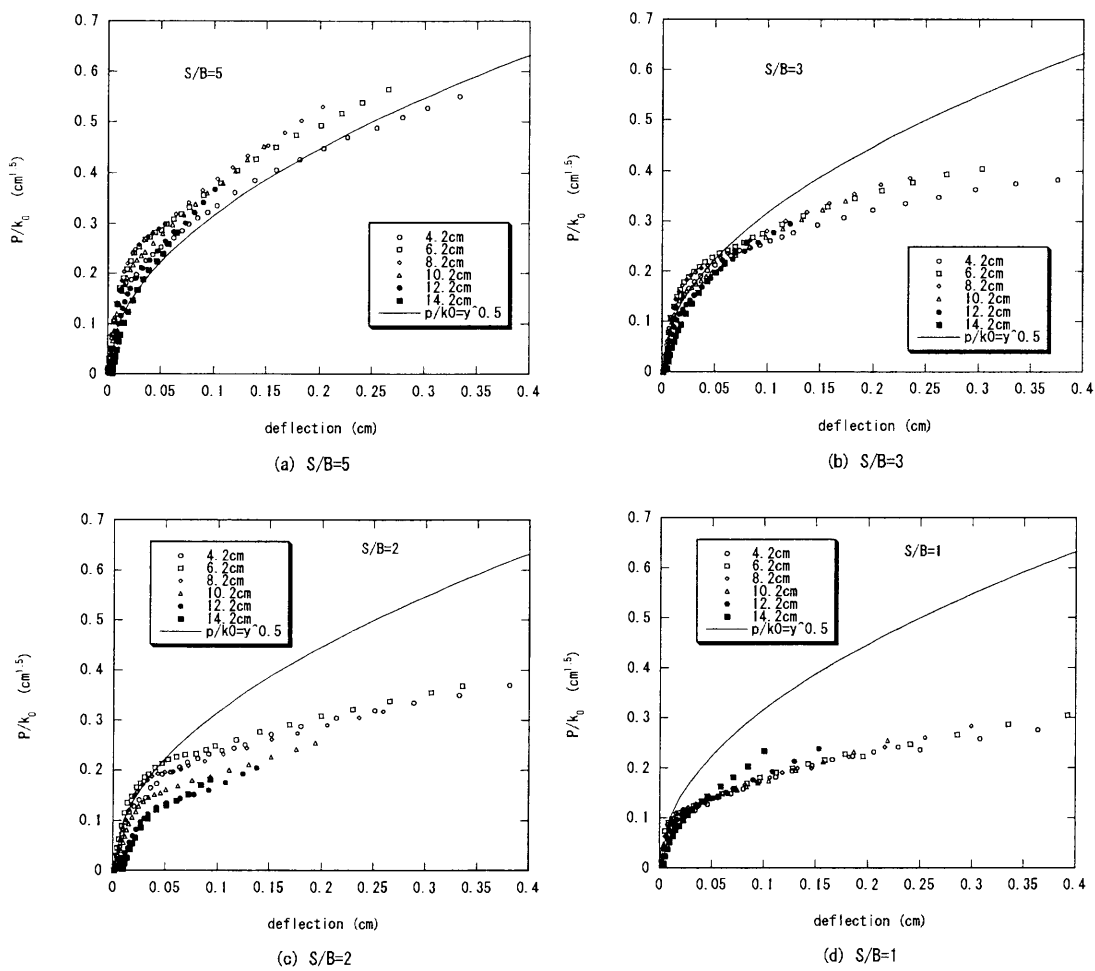


図-6.39: 各深度のたわみ  $y$  と正規化した地盤反力  $P/k_0$  の関係

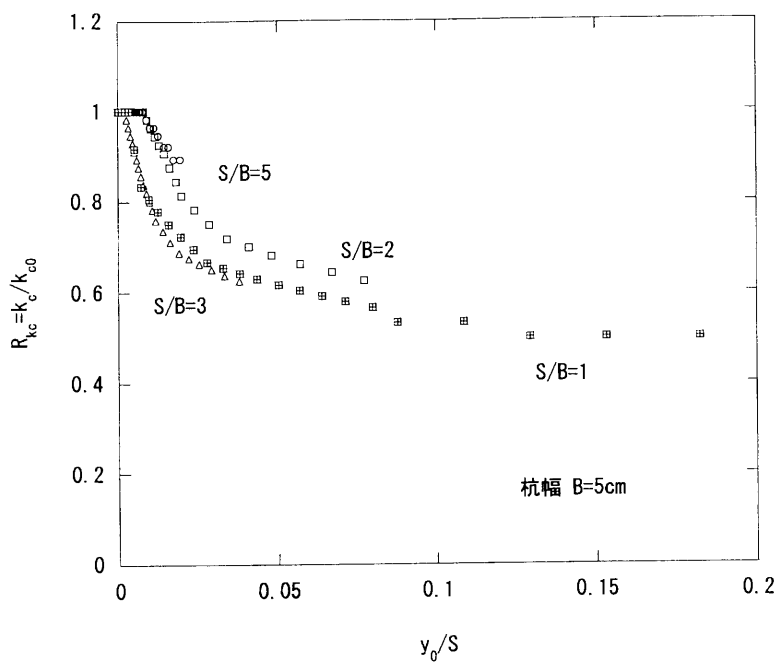


図-6.40: 正規化した地表面のたわみ  $y_0/S$  と地盤反力係数比  $R_{kc}$  の関係

$$M_{t1} + M_{t2} = V_1 \cdot S \tag{6.25}$$

ここに、 $M_{t1}$  と  $M_{t2}$  は、それぞれの杭の杭頭に作用しているモーメントである。

式からもわかるように、杭頭に作用するモーメントの最大値は、杭の引抜き抵抗力和杭間隔によって決められる。さらにいうと、载荷側杭は引抜かれるような軸力を受け、一方、前面側杭は押込まれるような軸力を受ける。この時、载荷側杭の引抜け量と前面側杭の押込み量の合計である相対引抜き量と杭間隔の関係から、各杭に杭軸力が作用する場合には、杭頭を回転させながら抵抗することになる。

そこで、杭頭に作用する曲げモーメントや杭頭のたわみ角を推定するためには、杭軸方向の押込みや引抜き力による杭の軸方向変位の関係を知る必要がある。すでに、第 5 章の 5.5 で示した実験をもとに、押込みと引抜きによる押込み力や引抜き力と変位の関係について整理し、前後杭の相対変位と軸方向力の関係を整理した。図-6.41 に押込みの場合の変位荷重関係 (○印) と引抜きの場合の変位荷重関係 (●印)、さらに引抜きと押込みの相対変位と引抜き抵抗力の関係 (実線) を示す。一般に引抜きに比べ押込みのほうが変位量に対する剛性が高いため、相対変位と引抜き荷重の関係と引抜き変位と引抜き荷重の関係は極めて似通ったものとなる。図-6.41 を見ると相対変位と引抜き力の関係はほぼバイリニアで近似でき、最大荷重に達する変位量も 0.5mm

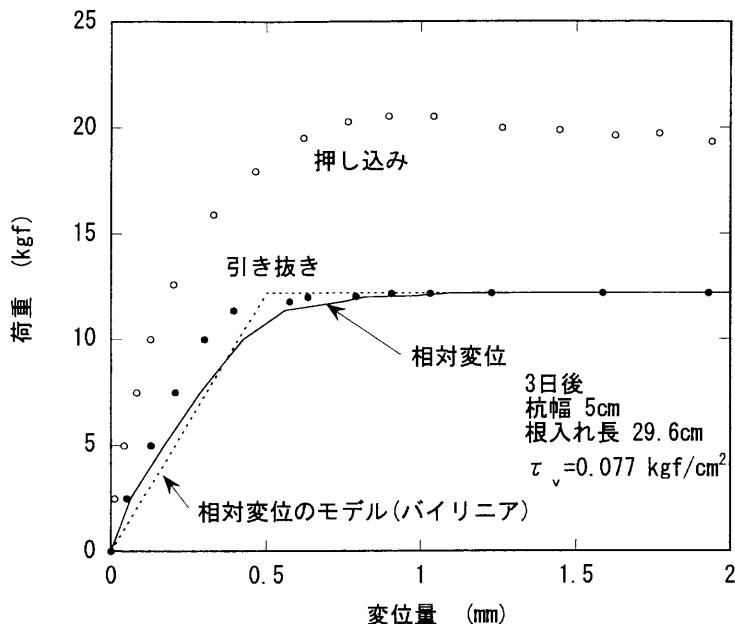


図-6.41: 押し込み引き抜き試験から得られた押し込み引き抜きによる杭の相対変位と引き抜き抵抗の関係

と極めて小さなものとなっている。

さて、ここで、代表的な実験結果について、測定されたモーメント分布から杭頭に作用しているモーメントを求め、これをもとに、杭に作用している引抜き力を求めた。また、杭頭で測定された杭頭たわみ角から得られた载荷側杭と前面側杭の相対引抜き量を求めその関係を図化した。これを図-6.42 に示す。図の縦軸には、発揮された引抜き抵抗力から求めた平均周面摩擦力度をベーンせん断試験による地盤のせん断強度で除したものをを用いている。この結果を見ると  $S/B=5$  の場合を除き、相対変位が 0.5mm に達するまでの引抜き量と周面摩擦力度比の関係は極めて似通っていることがわかる。ただし、その後の挙動を見ると引抜き試験では想定されなかったような軸力が杭に作用している結果となっている。単杭の押し込み、引抜き試験はたった 1 回のデータから求めたものであり、データのばらつきについては多少考慮する必要があるが、それにしても二本杭の結果は杭の押し込み引抜き挙動に良く一致していることがわかる。なお、いずれの結果においても杭面に働く平均周面摩擦力度は地盤のせん断抵抗よりはるかに小さなものとなっている。これは、模型地盤が過圧密であったことと関係がある。すなわち、模型地盤が過圧密であったため、杭と地盤の間の付着強度が、もともとの地盤が持っていたせん断強度よりも弱くなったためであると考えられる。地盤と杭の間の付着の問題は良くわからないところがあるが、これまでの経験から、正規圧密粘性土地盤では、付着強度として地盤のせん断強度とほぼ等しく取ってよいものと思われる。



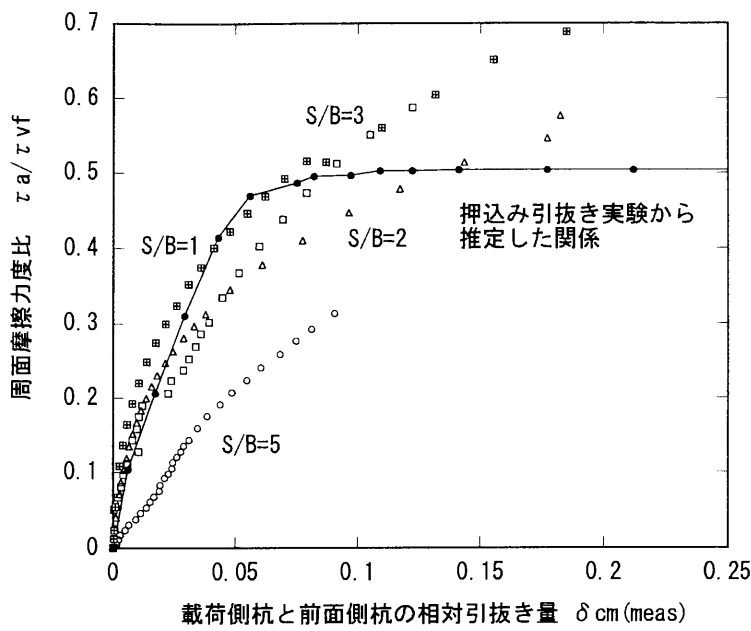


図-6.42: 杭面摩擦応力度と載荷側杭と前面側杭の相対引抜き量の関係

6.5.5 実験結果の再現計算

以上の考察をもとに、版で剛結された二本杭の挙動の予測手法について検討してみる。ここでは、なるべく簡便な計算手法で予測できることを前提に検討する。

設計の手順は以下のようなものを考える..

- (i) 載荷荷重を設定する。
- (ii) 各杭の横方向地盤反力係数を仮定する。
- (iii) 杭頭固定条件で各杭の  $M_{max-t}$  を求め、 $M_{top} = M_{max-t}$  とする。
- (iv)  $M_{top}$  に対応する杭に作用する引抜き力  $V_2$  を求める。

$$V_2 = 2 \cdot M_{top} / S$$

- (v)  $V_2$  に対応する杭軸方向相対変位  $\delta$  を求める (図-6.42 参照)。
- (vi)  $\delta$  に対応する  $i_{top}$  を求める。

$$i_{top} = \delta / S$$

(vii) 想定している荷重条件下での各杭の  $i_{topfree}$  を求め、各杭の固定度  $R_{fix}$  を求める.

$$R_{fix} = 1 - R_{i_{top}}$$

ここで、杭に引抜き抵抗が生じているために、杭頭にはその分の杭頭を拘束するモーメントが作用しているため、 $i_{top}$  は  $i_{topfree}$  より大きくなることはなく、また、 $R_{fix}$  が 0 になることもない点には注意が必要である. このために、杭の引抜き抵抗から決まる最低限の固定度を下回ることはないものとして検討をすべきである.

(viii)  $R_{fix}$  に対応する杭頭モーメント  $M_{top}$  を求める.

$$M_{top} = R_{fix} \cdot M_{max-t}$$

(ix) 想定している荷重条件下での  $y_{top}$  を求め、横方向地盤反力係数の低下を確認し、必要に応じ横方向地盤反力係数を修正する.

$$y_{top} = (1 - R_{fix}) \cdot (y_{topfree} - y_{topfix}) + y_{topfix}$$

(x) 収束するまで (iv) 以降の操作を繰り返す.

以上の考え方に従って、今回の実験で用いたものとほぼ同等な、杭頭部を完全剛結した、底版が空中に浮いている 2 本杭構造物の水平抵抗について検討した. ここでは、構造物として図-6.11 と同じものを考える. すなわち、2 本の杭の連結高さは 5cm、杭幅 5cm、杭の曲げ剛性 8000kgfcm<sup>2</sup>、とする. 前後の杭間隔としては、5cm、15cm、25cm を考え、根入れ長は、15cm、30cm、45cm とする. 地盤は C 型地盤の仮定が成立するものとし、 $k_c=0.5\text{kgf/cm}^2$ 、 $\tau_{vf}=0.115\text{kgf/cm}^2$  とする. 水平荷重は高さ 5cm のところに作用させる. 杭の引抜き抵抗については、今回の実験結果を参考に、図-6.42 を参考に設定した. 具体的には、次のとおりである.

$$\delta = \begin{cases} \frac{1}{10} \cdot \frac{\tau_a}{\tau_{vf}} & (\delta \leq 0.05\text{mm}) \\ 10 \cdot \left( \frac{\tau_a}{\tau_{vf}} - 0.5 \right) + 0.05 & (0.05 \leq \delta \leq 0.06\text{mm}) \end{cases}$$

この設定では、図-6.42 と異なり、引抜き抵抗の最大値を  $\tau_a/\tau_{vf} = 0.6$  としている.

図-6.43 に根入れ長を 30cm に固定したときの杭間隔の違いによる荷重と杭頭変位の関係に関する計算結果を示す. 図の縦軸は杭 1 本あたりの水平荷重を示している. この計算では、杭の水平変位の増加による地盤反力係数の低下を見ていない. また、杭の根入れが有限長であることによる杭下端の変位や回転も考慮していない. ただし、今回の解析条件では、曲げモーメントの第一ゼロ点  $l_{m1}$  の深さは水平荷重が 2kgf で 17cm、40kgf で 32cm であるので、根入れ長が 30cm の場合には杭の根入れ長さが有限長であるかどうかの考慮の有無はほとんど影響がないも

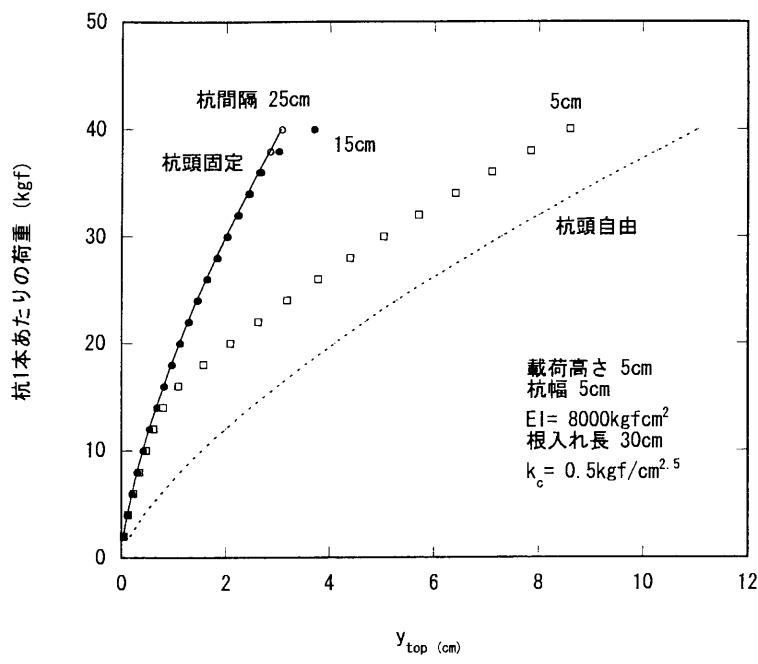


図-6.43: 剛結された2本杭の水平抵抗に関するモデルの解析事例 (杭間隔の違い)

のと考えられる。この結果を見ると、同じ根入れ長さであっても杭の間隔が狭いほど途中の段階から杭頭変位が急増してくることがわかる。これは、杭に作用する引抜き力が杭の引抜き抵抗に達すると急激に杭頭の固定度が低下し、杭頭変位が大きくなることを表している。この形式では、杭間隔が狭いほど杭に作用する引抜き力は大きくなるため、杭間隔を広げることにより、この構造形式の水平変位を小さくできることを示している。

つぎに、杭の根入れ長さの違いについて検討する。図-6.44に杭間隔を15cmに固定したときの杭の根入れ長さの違いによる荷重と杭頭変位の関係に関する計算結果を示す。同図においても縦軸は杭1本あたりの水平荷重を示している。また、この計算では、杭の水平変位の増加による地盤反力係数の低下を見ていない。また、杭の根入れが有限長であることによる杭下端の変位や回転も考慮していないのは図-6.43と同様である。この結果を見ると、根入れ長さが短くなると途中の段階から杭頭変位が急増してくることがわかる。これは、杭そのものの引抜き抵抗の違いによって堤体の挙動に変化が現れたものと考えられる。すなわち、杭に作用する引抜き力が杭の引抜き抵抗に達すると急激に杭頭の固定度が低下し、杭頭変位が大きくなることを表している。

以上のように、杭の間隔を広くするなどして杭に作用する引抜き力を抑えるか、杭の根入れ長を長くするなどして杭の引抜き抵抗を大きくすることによって、堤体の水平変位量を小さくすることができる。しかし、同じ荷重が作用したときの杭に作用する最大曲げモーメントは杭

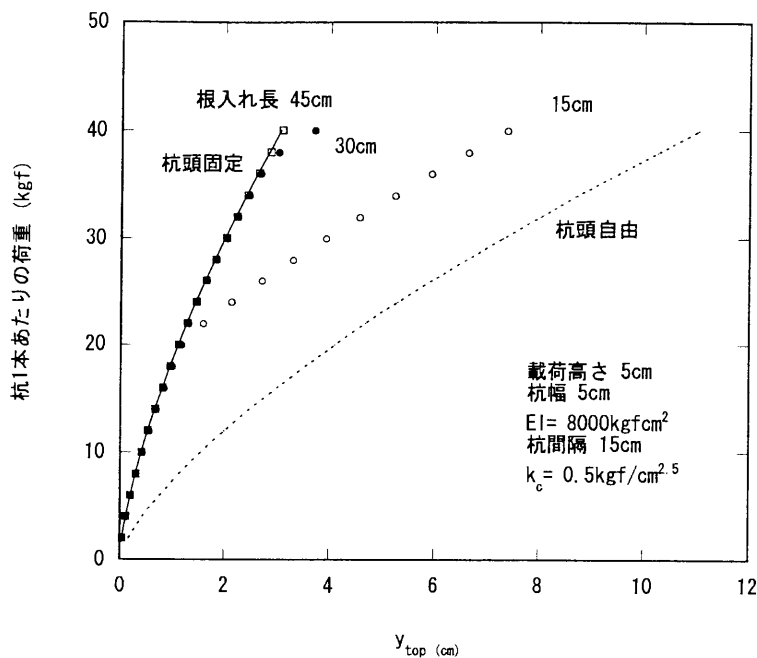


図-6.44: 剛結された2本杭の水平抵抗に関するモデルの解析事例 (杭の根入れ長の違い)

頭を完全に固定するよりは、ある程度杭頭の固定度が小さい方が有利となる。それは、杭頭固定の場合には、曲げモーメントの絶対値の最大は杭頭で生じることが多く、杭頭自由の場合には、地中部のある深さで生じることになるためである。杭頭がある程度の拘束を受け、杭頭固定より小さ目の曲げモーメントが生じる状態になると、杭の設計で考慮すべき曲げモーメントとしては小さなものとすることができるようになるからである。

## 6.6 まとめ

室内で作成した粘性土地盤において行われた頭部を剛結された前後2本杭による構造物の水平荷重に対する抵抗性が杭間隔の違いによってどのように変化するかについて検討してきた。ここで考えている構造物は軟弱地盤着底式構造物(くし形)の底版が空中に浮いている上体の構造物を想定しており、くし形に比べて外力的な条件が簡略化されたものである。本章の主たる結論は以下のとおりである。

- (i) 杭頭を版により剛結された杭構造物の水平抵抗力は杭の間隔によって異なり、杭間隔が広いほど水平抵抗力が大きくなる。
- (ii) 版で固定された杭構造物の杭間隔が狭い場合には、杭頭が回転しやすくなることと杭間の

## 第6章 頭部を結合した2本杭の縦間隔が横抵抗特性に及ぼす影響

地盤の横抵抗性能が低下することが、水平抵抗性能を低下させる理由である。

- (iii) 杭頭部が完全に剛結されている場合の杭頭固定度  $R_F$  は、杭の引抜き押込み抵抗と杭間隔の影響によって決定される。
- (iv) 杭間粘土の横抵抗性能の低下は、間隔比  $S/l_{m1}$  だけではなく、杭間隔  $S$  の影響も受ける。今回の実験からすると相対たわみ  $y/S$  が  $3 \times 10^{-3}$  となったあたりから後ろ杭の地盤の抵抗が劣化し始める。また、相対たわみ  $y/S$  によって後杭の地盤反力係数の低下をあらわすことができる。
- (v) 実務的に、横抵抗性能がどのように劣化するかを判断する場合には、上記のように各深度の地盤反力定数の低下の程度を知るよりは、杭の頭部付近の変位を基準にして横抵抗性能の低下を評価するほうが便利である。そこで、地盤反力係数比の低下が始まる正規化地表面たわみ  $y_0/S$  着目すると、杭間隔比  $S/B$  によらず、ほぼ同ような傾向で横抵抗係数比が低下する傾向が得られた。
- (vi) 実験結果を再現できる計算手法を示した。この手法によるシミュレーションの結果から、根入れ長や杭間隔の違いがこの構造物の水平抵抗特性に及ぼす影響を明らかにできる。

## 参考文献

- Poulos, H. G.(1971) : Behavior of Laterally Loaded Piles: II—pile groups, Proc. of ASCE Vol.97, No.SM5, pp.733–751.
- 運輸省港湾局監修(1989): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, (社)日本港湾協会, pp.375–399.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・鈴木操(1992): 繰返し水平荷重下で大変形する砂地盤中の杭の挙動, 港湾技術研究所報告第31巻第4号, pp.33–60.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・廣橋哲次(1994): 版により剛結された杭構造物の水平荷重に対する挙動, 港湾技研資料 No.773, 25p.
- 篠原登美雄・久保浩一(1961): 杭の横抵抗に関する実験的研究(その1) –垂直自由端単杭の横抵抗–, 運輸研究所報告第11巻第6号, pp.169–242.
- 玉置修・三橋晃司・今井常雄(1971): 水平抵抗における群杭効果の研究, 土木学会論文報告集第192号, pp.79–89.
- 宮本六男・沢口正俊(1971): 群グイの横抵抗に対するクイ間隔の影響(第1報)–縦間隔について–, 港湾技術研究所報告第10巻第4号, pp.53–108.

吉村和美・高山文雄(1988): パソコンによるスプライン関数, 東京電機大学出版局, 217p.

# 第7章 軟弱地盤着底式くし形構造物の室内模型実験

## 7.1 はじめに

ここでは、熊本港で用いられる防波堤を幾何学的に縮尺したシリーズ(12本杭シリーズ)とその約6分の1の長さの模型を用いたシリーズ(2本杭シリーズ)の2つのシリーズで実験を行い、版が地面に接した「着底式」の「くし形」構造物についてその水平力に対する抵抗メカニズムを実験的に解明しようとするものである。

底版と杭との複合的な水平抵抗力を考えなくてはならないこの構造物の場合には、杭の構造形式(杭の剛性、杭の間隔、杭幅、堤体の幅、堤体の重量など)や地盤の条件などが構造物の抵抗特性に大きく影響する。そこで、設計手法を一般化するために、さまざまな条件下での詳細な実験が不可欠である。しかし、現地規模の実験では、数多くのケースを実施することは困難である。

ここでは、現地実験では十分に検討する事ができないさまざまな条件下での実験を実施することにした。具体的には、杭の剛性や地盤の強度、堤体重量、堤体の長さ(2本杭と12本杭)を変えた模型実験を実施した(菊池ら, 1990)。

## 7.2 実験装置および試料

実験は、熊本港で用いられている防波堤の1/24の縮尺の模型を用いて実施した。熊本港で採用されている構造物の一基は12本の杭を用いており、前列、後列それぞれ6本ずつが用いられている。この一基分をモデル化したのが12本杭のシリーズであり、その約6分の1の長さの部分のみをモデル化し、前列、後列とも杭1本ずつ用いているのが2本杭のシリーズである。

模型の底版はいずれもステンレス製で、12本杭のシリーズに用いた底版は幅50cm×長さ49cmで、厚さは1.5cmと2cmの2種類である。この概要を図-7.1に示す。この底版には、杭を取り付けるための穴が前後2列各6箇所計12箇所開いており、中央部には、模型重量を変化させるために用いる鋼球を入れる容器が取り付けられている。

2本杭のシリーズに用いた模型の底版は、幅48cm×長さ6cmである(図-7.2)。この底版には杭を取り付けるための穴が4箇所に開いており、前列と後列の杭の間隔を変えられるようにし

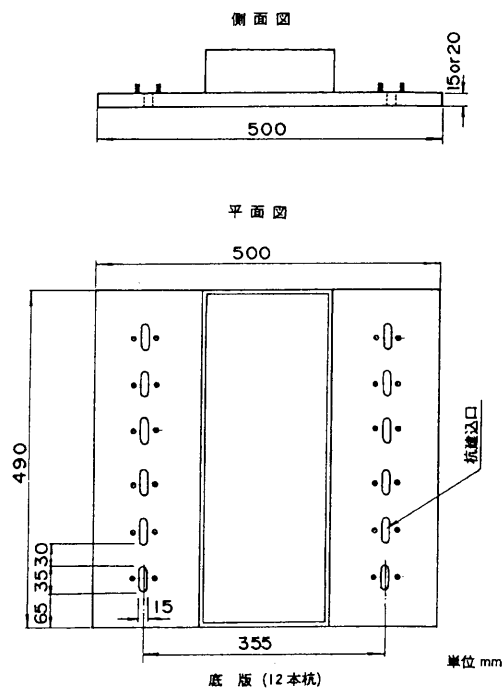


図-7.1: 実験に用いた底版 (12 本杭)

である。ただし、今回の実験では前後列の杭の間隔は変化させていない。また、中央部には重量を変化させるための容器が取り付けられている。

杭の模型は、ステンレス製であり、板状のものを用いている。杭の全長は 25.5cm で、上から 1cm のところに底版に固定させるための取り付け穴がついている。杭幅はすべて 2cm で、厚みは 2mm, 3mm, 4mm, 5mm, 7mm の 5 種類である。それぞれの杭には図-7.3 に示すように曲げひずみを測定するために歪みゲージを取り付けてある。それぞれの厚みの杭に貼り付けたゲージの枚数は表-7.1 に示すとおりである。

杭に働く曲げモーメントは杭に発生する曲げひずみに断面係数をかけて求めている。この断

表-7.1: 使用した杭の厚さとゲージ点数の関係

ゲージ点数	杭の板厚 (mm)				
	2	3	4	5	7
1	○			○	
3	○			○	
5		○	○		○



7.2. 実験装置および試料

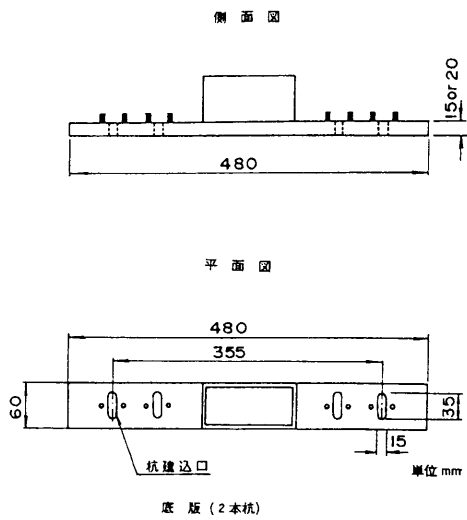


図-7.2: 実験に用いた底版 (2本杭)

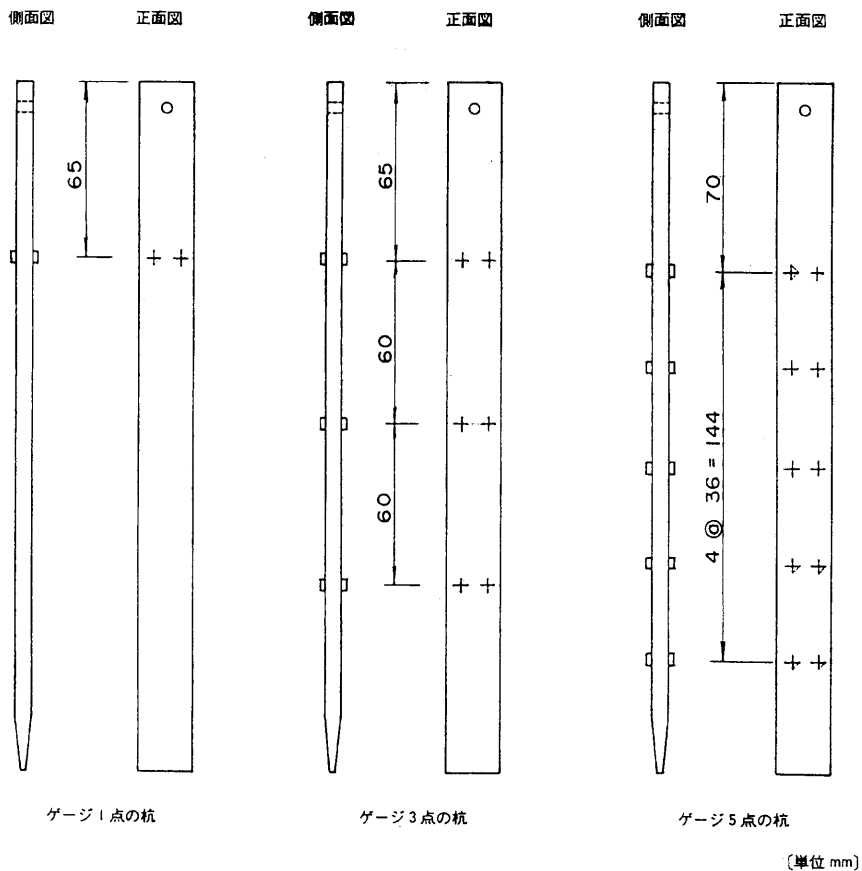


図-7.3: ゲージの貼付位置

表-7.2: 杭の断面性能

杭板厚 (mm)	ゲージ点数	検定より求めた $EZ$ (kgfcm)	$EZ$ より仮定した $EI$ (kgfcm <sup>2</sup> )
2	1	23900	2390
	3	27050	2700
3	5	44900	6740
4	5	87600	17500
5	1	128000	32000
	3	135600	33900
7	5	310600	108700

面係数は検定により求めている。検定試験は、模型杭を杭両端付近を支点として水平に設置し、杭中央部に模型杭の許容応力を考慮して定めた最大荷重に至るまで鉛直に段階載荷し、曲げひずみを測定することにより実施した。測定された曲げひずみを理論曲げモーメントと比較することにより断面係数を求めている。断面二次係数については、杭模型の大きさが小さいことから検定で求めても精度が不十分であると考えられたので、上記の検定試験で求められた断面係数と杭の板厚とより推定した。これらの結果は表-7.2 に示す。

実験には図-7.4、図-7.5 に示すような2つの土槽を用いている。大型土槽は直径 252cm × 高さ 170cm の円筒形をしている。小型土槽は、縦 150cm × 横 50cm × 高さ 100cm の直方体をしている。小型土槽の場合、12 本杭のシリーズでは土槽の横の幅と模型の長さがほぼ同じであるため実験結果に側面の影響が出るおそれがある。しかし、大型土槽では実験の回数が十分に確保できないので、両者を併用して用いた。なお、12 本杭のシリーズでは、土槽の違いが実験結果に及ぼす影響は 7.4.2 で述べているようにわずかながらあり、小型土槽の方が強度が大きめに出る傾向にあった。

実験に用いた粘土試料は川崎粘土である。12 本杭のシリーズと 2 本杭のシリーズで異なる粒度組成の川崎粘土を用いている。これは、実験の都合上同じ試料が確保できなかったためである。ここでは 12 本杭のシリーズで用いた試料を川崎粘土 A、2 本杭のシリーズで用いた試料を川崎粘土 B と呼ぶことにする。それぞれの川崎粘土の分類特性は表-7.3 に示すとおりである。なお、粘土の違いが実験結果に及ぼす影響をチェックするために、12 本杭のシリーズの一部のケースについて、2 本杭のシリーズで用いた川崎粘土 B を用いた実験を行っている。結果は示していないが、地盤の強度が同じであれば実験結果は粘土の種類に影響されないと判断できた。

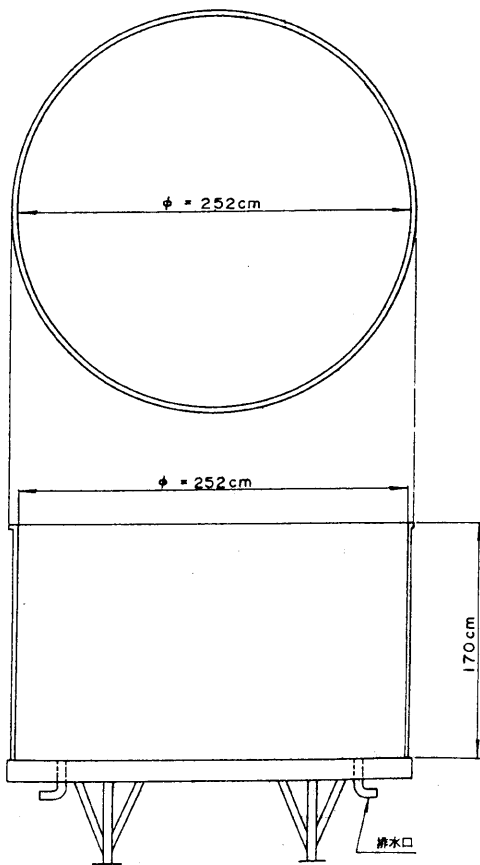


図-7.4: 大型粘性土槽

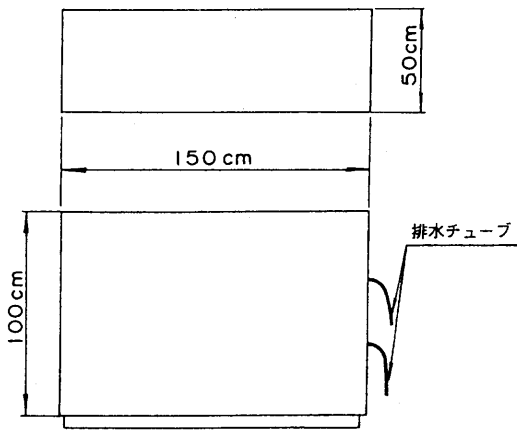


図-7.5: 小型粘性土槽

表-7.3: 用いた粘土の分類特性

	川崎粘土 A	川崎粘土 B
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.695	2.718
液性限界 $w_L$ (%)	82	53
塑性限界 $w_P$ (%)	38	30
砂分 (%)	4.5	19.2
シルト分 (%)	41.0	44.6
粘土分 (%)	54.5	35.7

7.3 実験方法

- 実験は以下の手順で実施した。
- (1) 土槽の壁面摩擦を低減するため、土槽内を清掃し、壁面全体にグリースを塗布し、厚さ 0.05mm のビニールシートをたるみのないように貼る。
- (2) 下部に、排水層として、20cm 厚で飽和砂を敷き、その上に透水性の高いガラス繊維の布を敷く。そこへ液性限界のおよそ 1.5 倍の含水比で練り返した粘土を入れ、その上に、ガラス繊維の布を敷き、上面排水用砂を湿潤状態で敷く。
- (3) この上に厚さ 3mm 程度の鉄板を置き、その上に重錘を乗せ、圧密上載荷重とした。小型土槽の場合の圧密時間曲線の例を図-7.6 に示す。
- (4) 圧密が完了したら、重錘、鉄板、上部排水砂、ガラス繊維を取り除き、粘土表面を平らにするため、地盤を乱さないように注意しながら、ストレートエッジで地盤表面を 2 から 3cm 削り取った。仕上がり状態での粘土層厚は小型槽で 35cm、大型槽で 50cm 程度であった。
- (5) 平らとなった粘土地盤の表面に底版を静かに設置し、鉛直性に注意しながら杭を地盤に建て込み、図-7.7 に示すように杭の頭部を底版にボルトで固定した。このとき杭頭部に曲げモーメントが発生しないように注意した。地盤と模型のなじみをよくするため、図-7.8 のような状態で一晩放置した。この間、地盤表面が乾燥しないように湿った布で地盤の表面を覆った。
- (6) 変位量測定用のダイヤルゲージ、および荷重測定用のロードセルを取り付け、水平載荷実験を開始した。図-7.9 に変位計の設置位置を示す。ほとんどの実験は重錘による荷重制御実験であるが、大型土槽の一部の実験については変位制御実験も行った。
- (7) 一部の実験については、ひら形の水平抵抗を調べるため、(6) の水平載荷試験を実施したあとで、杭を抜き、再度水平載荷を行った。この時、水平載荷に先立って、底版を据えなおすことはしていない。

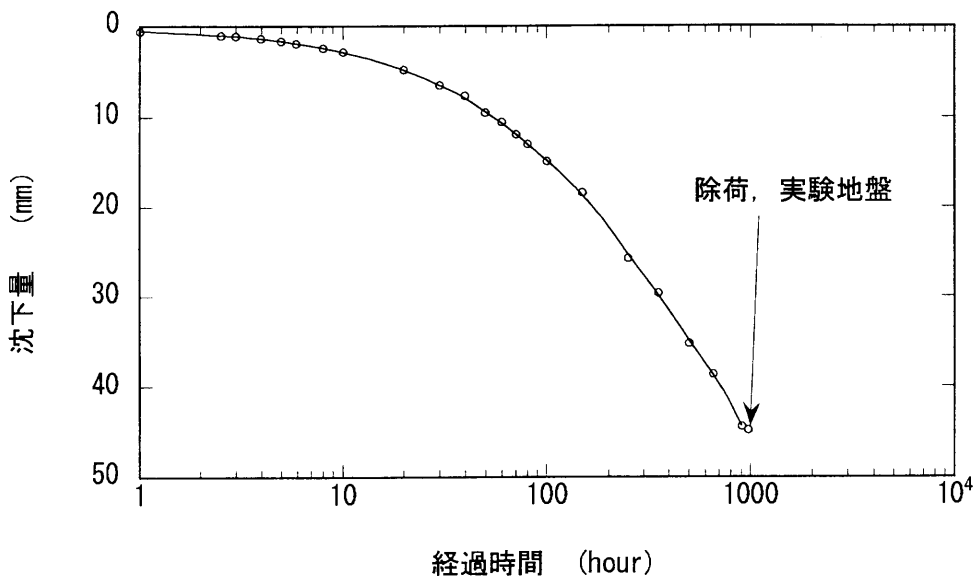


図-7.6: 圧密沈下曲線

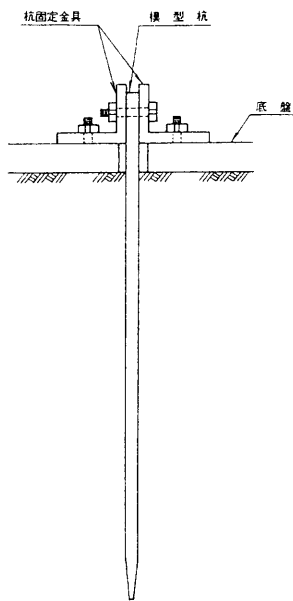


図-7.7: 杭の固定状況

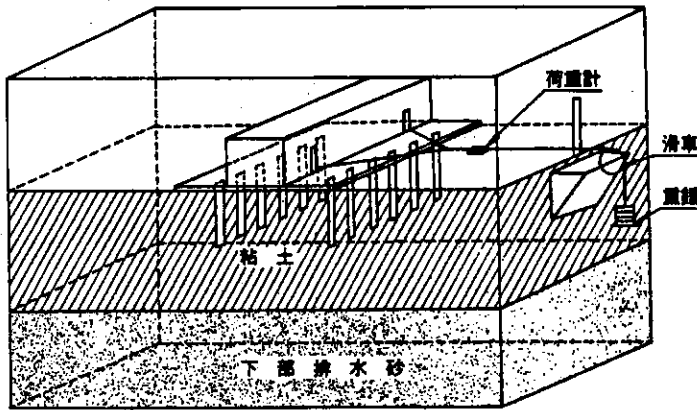


図-7.8: 実験状況

(8) 実験終了後、土槽の模型を設置したあたりを中心に、手動ペーンせん断試験機による地盤強度の測定と含水比の分布を測定した。

## 7.4 実験結果

この実験では、地盤の強度、杭の剛性、模型の重量、杭の有無の影響について特に重点的に検討した。実験ケースの一覧を表-7.4 から表-7.6 に示す。

軟弱地盤着底式くし形防波堤では、防波堤という構造物の特性から、ある程度の水平変位は許すことを考えている。また、開発の当初には構造物の変位が累積して機能に影響が起きる場合には、堤体ごと持ち上げ、再度据直すことを考えていた。このため、杭は短くて剛性の高いものを用いることを考えている。そのような背景があるために、この実験で用いている杭は、比較的剛性の高いものばかりである。

今回の地盤について、単杭杭頭固定条件で、港研方式(運輸省港湾局監修, 1989)により曲げモーメント第二ゼロ点の深さ  $l_{m1}$  を計算し、久保(1966)の示した短杭の遷移点(表-7.7)と比較すると、最も剛性の低い2mm杭1ゲージ付の場合、平均的な地盤強度  $\tau_{vf} = 0.04 \text{ kgf/cm}^2$  のときに、長杭と短杭の境界点である  $1.5l_{m1}$  と杭の地中長が一致するときの杭1本あたりの水平荷重はおよそ0.15kgfであり、第一過渡領域と第二過渡領域の遷移点である  $1.0l_{m1}$  と一致するときで1kgf、剛性杭と第二過渡領域の遷移点である  $0.6l_{m1}$  と一致するときで11.6kgfとなる。一方最も剛性の高い7mm杭5ゲージ付の場合には、同じ強度の地盤で、それぞれ  $1.5l_{m1}$ 、 $1.0l_{m1}$ 、 $0.6l_{m1}$  が杭の地中長と一致するときの杭1本あたりの水平荷重は、0.004、0.02、0.25 kgfとなる。このように、最も剛性の低い杭であっても比較的荷重レベルの低い段階から短杭としての挙動を

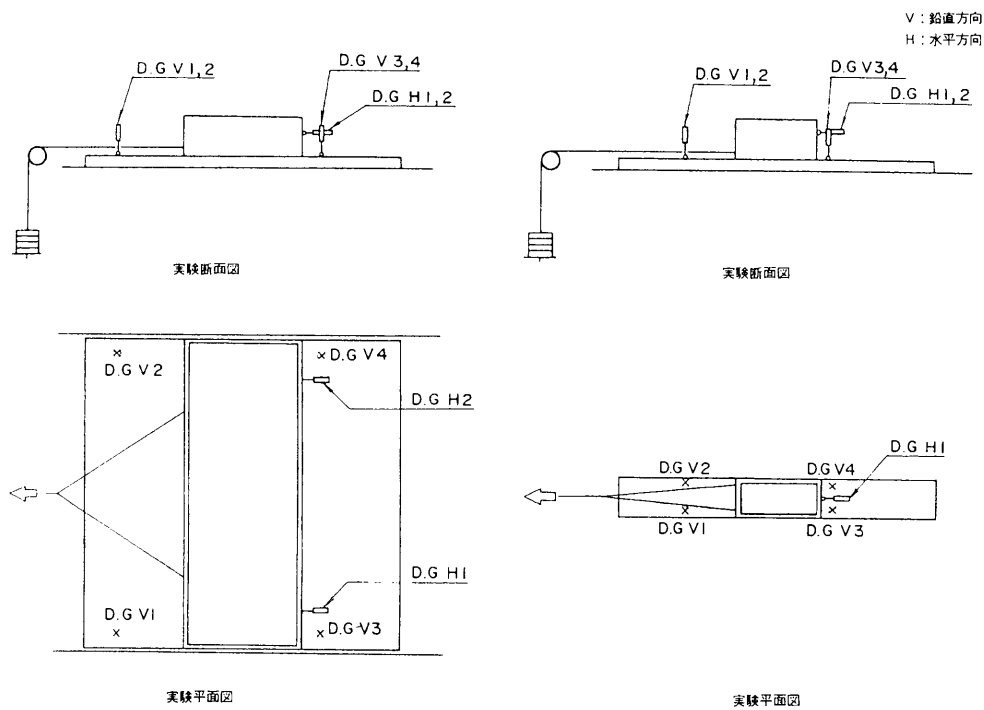


図-7.9: 変位の測定位置

表-7.4: 実験ケース (12 本杭)

番号	杭の厚さ (mm)	本数	ゲージ 点数	地盤強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	底版重量 (kgf)	土槽
1	2	12	1	0.012	52	小型
2	2	12	1	0.014	52	小型
3	2	12	1	0.014	52	小型
4	2	12	1	0.022	52	小型
5	2	12	3	0.016	52	小型
6	2	12	3	0.046	52	大型
7	2	12	3	0.049	52	大型
8	2	12	3	0.053	52	大型
9	3	12	5	0.080	36	大型
10	4	12	5	0.066	36	大型
11	4	12	5	0.079	52	大型
12	5	12	5	0.008	52	小型
13	5	12	1	0.011	52	小型
14	5	12	1	0.015	52	小型
15	5	12	1	0.015	52	小型
16	5	12	3	0.020	36	小型
17	5	12	3	0.030	36	小型
18	5	12	3	0.032	52	小型
19	5	12	3	0.044	52	大型
20	5	12	3	0.047	52	大型
21	5	12	3	0.049	52	大型
22	5	12	3	0.061	52	大型
23	5	12	3	0.065	36	大型
24	7	12	5	0.010	36	小型
25	7	12	5	0.014	36	小型
26	7	12	5	0.037	36	小型
27	7	12	5	0.040	52	大型
28	7	12	5	0.048	36	大型
29	7	12	5	0.052	36	大型
30	7	12	5	0.057	52	大型



表-7.5: 実験ケース (杭なし)

番号	地盤強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	底版重量 (kgf)	土槽	対応する杭ありの ケース番号
31	0.010	36	小型	24
32	0.014	36	小型	25
33	0.030	36	小型	17
34	0.037	36	小型	26
35	0.048	36	大型	28
36	0.052	36	大型	29
37	0.065	36	大型	23
38	0.066	36	大型	10
39	0.080	36	大型	9
40	0.008	52	小型	12
41	0.011	52	小型	13
42	0.014	52	小型	2
43	0.014	52	小型	3
44	0.015	52	小型	14
45	0.015	52	小型	15
46	0.016	52	小型	5
47	0.032	52	小型	18
48	0.046	52	大型	6
49	0.049	52	大型	21
50	0.049	52	大型	7
51	0.053	52	大型	8
52	0.057	52	大型	30
53	0.061	52	大型	22
54	0.065	52	大型	—
55	0.066	52	大型	—
56	0.079	52	大型	11

表-7.6: 実験ケース (2 本杭)

番号	杭の厚さ (mm)	本数	ゲージ 点数	地盤強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	底版重量 (kgf)	土槽
57	2	2	1	0.030	5	小型
58	3	2	5	0.036	5	大型
59	3	2	5	0.042	8	大型
60	5	2	3	0.012	5	小型
61	5	2	3	0.016	5	大型
62	5	2	3	0.021	5	小型
63	5	2	3	0.022	8	小型
64	5	2	3	0.027	5	小型
65	5	2	3	0.046	5	小型
66	5	2	3	0.046	3	大型
67	5	2	3	0.078	3	大型
68	7	2	5	0.009	5	小型
69	7	2	5	0.029	5	小型
70	7	2	5	0.037	5	大型
71	7	2	5	0.039	5	大型
72	7	2	5	0.062	5	大型
73	7	2	5	0.075	8	大型

表-7.7: 短杭の遷移点

$L$	$0.6l_{m1}$	$1.0l_{m1}$	$1.5l_{m1}$
剛性杭	第二過渡領域 短杭	第一過渡領域	長杭 ↓ 有効長
長杭	杭の下端部が地盤中に固定された状態となっており、杭の挙動に対し、根入れ長が無関係.		
第一過渡領域	杭の下端部における固定状態は不十分であるが、杭の挙動は長杭の場合と変わらない.		
第二過渡領域	変位や傾斜が長杭よりも著しく大きくなる. 杭の曲がりはかなり大きい.		
剛性杭	杭の曲がりが無視できる程度で杭の動きは回転運動に近い.		

するように実験の条件を定めてある.

軟着底式構造物は、水平力に対し、底版の付着あるいは摩擦による抵抗と杭による水平抵抗の複合的な抵抗特性を持つものと考えられる. このような構造物では、杭間隔の違いや、杭一本あたりの底版面積の大きさなどの違いが挙動に複雑に効いてくることが考えられるが、ここでは、実験の都合から、そのような構造物の幾何学的形状の違いによる挙動の変化については検討の対象としていない. しかし、それらの課題のいくつかについては実験結果の観察と考察によって明らかにできるものと考えられる.

なお、2本杭のシリーズは主に 5mm 杭と 7mm 杭を用いた実験であったので、以下の実験結果については 12 本杭のシリーズの結果を中心に述べる.

7.4.1 模型地盤の特性

できあがった地盤の強度  $\tau_{vf}$  と含水比  $w$  の深度分布は図-7.10 に示すように、深度方向に比較的均一な地盤となっている.

本実験に先立ち、地盤の特性を調べるために、単杭の水平載荷実験を行った. 実験に用いたのは 3mm 杭である. 載荷高さは何れも 3cm である. 図-7.11, 図-7.12 に実験結果と地盤反力係数  $k_c$  を一定とした場合の港研方式(運輸省港湾局監修, 1989)による計算結果との比較を示す. これらの図では、杭頭における荷重と変位の関係の比較の結果、実験結果を最もよく表現できる地盤反力係数を用いた計算結果を示している. また、港研方式による計算結果は、有限要素法

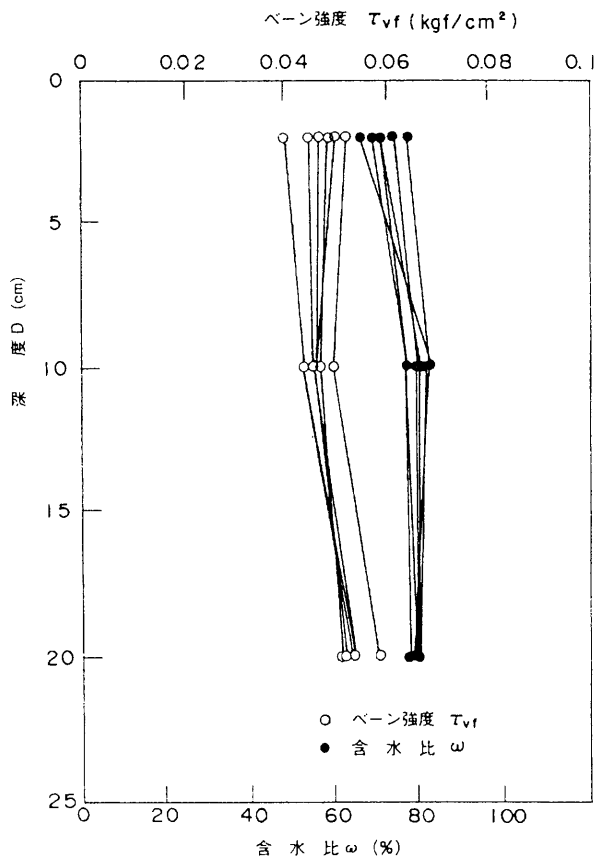


図-7.10: 地盤の強度および含水比の深度分布

による地盤汎用解析プログラム(小林, 1984)によって計算したもので, 杭の長さが有限であることを考慮してある. 図よりわかるように, 杭頭変位が 1cm よりも小さな場合には, この地盤は港研方式でいう C 型地盤(運輸省港湾局監修, 1989)の挙動とよくあっている. しかし, 杭頭変位がそれ以上のときには, 港研方式による地盤反力係数が低下していると仮定するとしたほうが良く合う結果となっている.

杭頭変位が 1cm に達しないうちにあわなくなっていることから, 地中変位からするとさらに小さなたわみのところで港研方式の地盤反力係数が低下していると考えerべき結果となっている. このような傾向は 6.4.1 でも見られたものである.

以上の単杭の水平載荷実験の結果から, 地盤強度  $\tau_{vf}$  と地盤反力係数  $k_c$  は表-7.8 に示すような関係にあった.

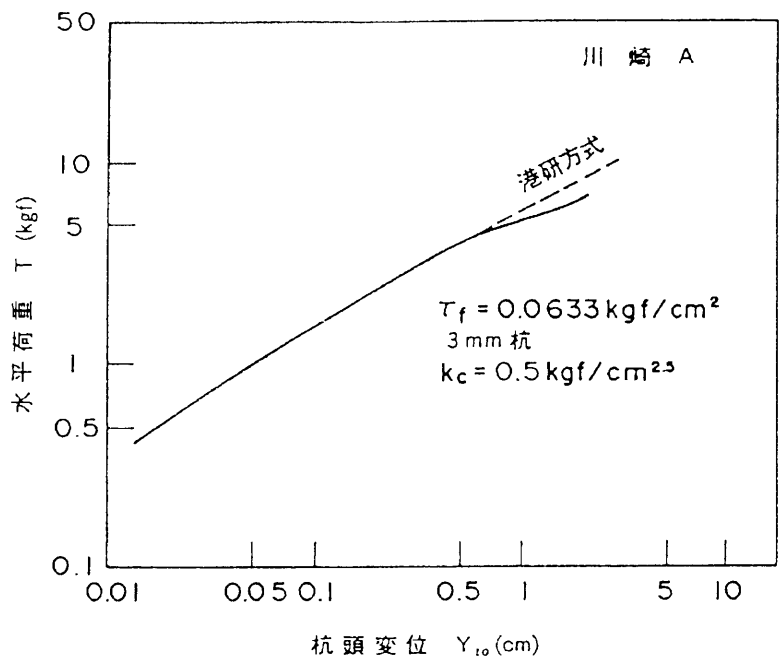


図-7.11: 水平荷重と杭頭変位の関係 (川崎粘土 A)

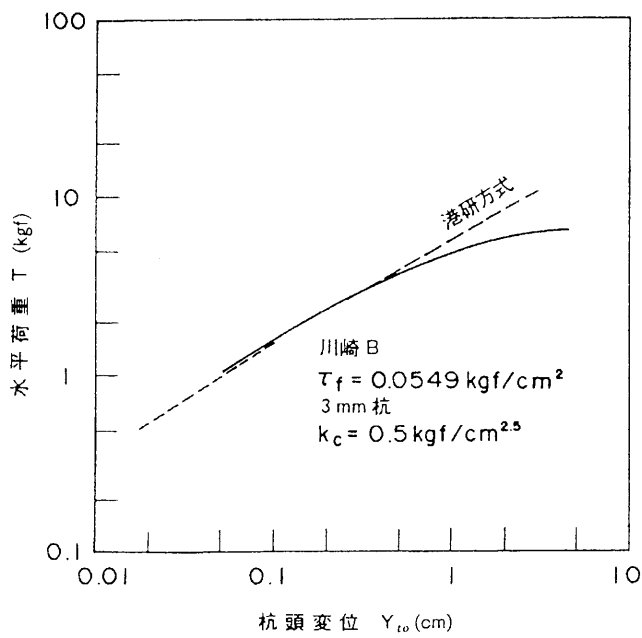


図-7.12: 水平荷重と杭頭変位の関係 (川崎粘土 B)

表-7.8: 地盤強度と地盤反力係数の関係

地盤強度 $\tau_{vf}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	地盤反力係数 $k_c$ (kgf/cm <sup>2.5</sup> )	試料
0.0651	0.5	川崎 A
0.0633	0.5	川崎 A
0.0549	0.5	川崎 B

7.4.2 境界条件の影響

小型土槽の実験は大型土槽の実験を補完する目的で行ったが、圧密期間の相違からか、全般的に大型土槽の地盤は小型土槽の地盤に比べて強度が大きめである。図-7.13 には、杭の剛性の条件がまったく同じで小型土槽の方が大型土槽よりも地盤強度がやや小さくなっている場合の実験結果を示す。地盤の強度は小型土槽の方が2割ほど小さいが、水平変位と水平荷重の関係はほぼ同じとなっている。このときの底版の回転角  $\tan \theta$  と水平荷重  $H$  の関係は図-7.14 に示すようになっており、これについても二つの実験結果はほぼ同じになっていることがわかる。このように小型土槽の方が地盤強度が小さいにもかかわらず堤体の変位挙動がほぼ同じであることから、地盤強度が同じであれば小型土槽の12本杭の試験結果の方が変位に対する剛性が高くなると推察される。つまり、小型土槽を用いた12本杭の模型の試験では、境界の影響を受けて変位に対する剛性がやや大きめに出る傾向にあったといえる。一方、2本杭のシリーズでは図-7.15 に示すように土槽の相違が堤体の変位挙動に及ぼす影響はほとんどない。

このように12本杭のシリーズの小型土槽の実験結果は他の条件に比べて堤体の抵抗がやや大きめに出ている。以下ではこのことを念頭において結果を見ていくこととする。

なお以下では、地盤強度  $\tau_{vf}$  が0.04kgf/cm<sup>2</sup> より大きいときは特に示さない限り大型土槽の結果であり、それより小さいときは小型土槽の結果である。

7.4.3 堤体の挙動特性

ここでは主に case 16(表-7.4 参照)の実験をもとに堤体の挙動特性を概観する。

図-7.16 には水平荷重  $H$  と水平変位  $d_h$  の関係を示す。なお、ここで示す水平変位  $d_h$  は測定点の変位ではなく、底版の底面位置での水平変位である。载荷の初期には変位剛性が極めて高く、0.5cm 程度の水平変位以降は変位剛性が小さくなるが、変位が増えるにつれて、水平抵抗力も増大し、3.5cm 程度まで変位しても、抵抗が一定値に収束しない傾向にある。

図-7.17 には底版の回転角  $\tan \theta$  と水平変位  $d_h$  の関係を示す。ここで、底版の回転角  $\tan \theta$  は図-7.9 に示した堤体の前後で計った鉛直変位 (D.G.V) の差を前後の鉛直変位測定点の距離で割つ

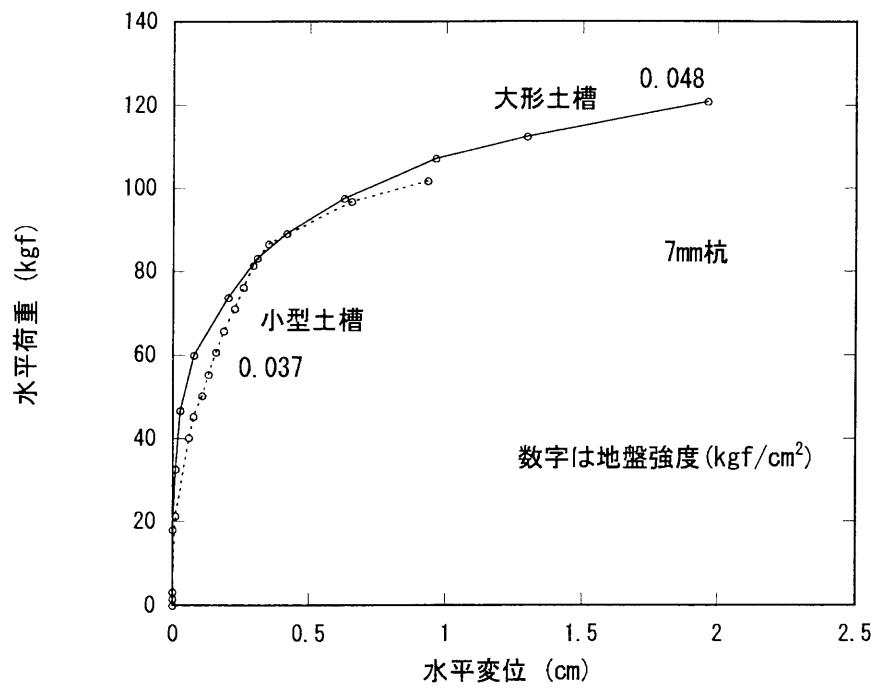


図-7.13: 水平荷重と水平変位の関係 (土槽の違い)

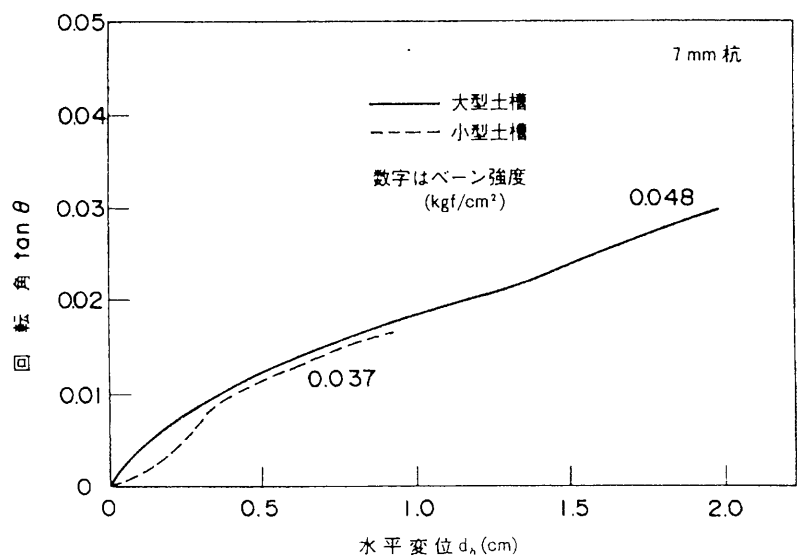


図-7.14: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (土槽の違い)

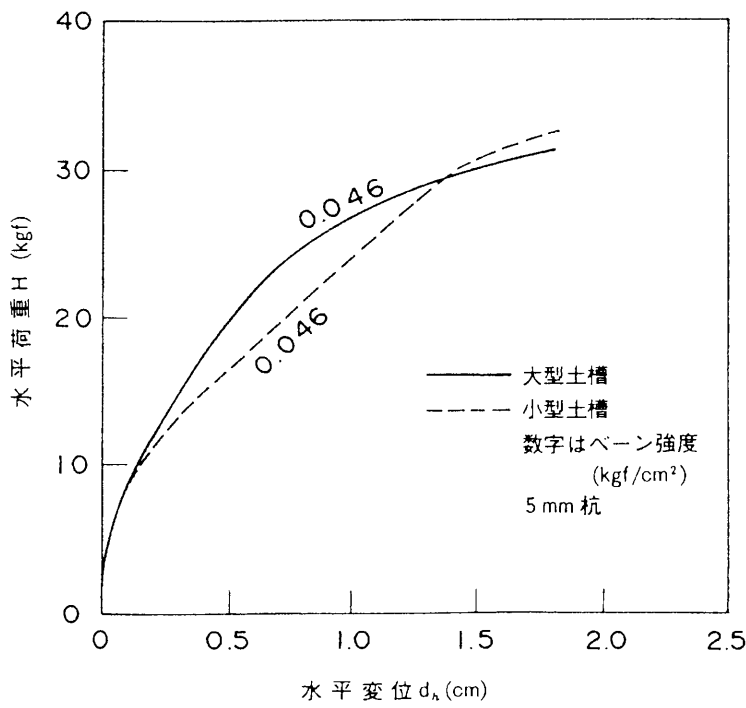


図-7.15: 水平荷重と水平変位の関係 (土槽の違い, 2 本杭)

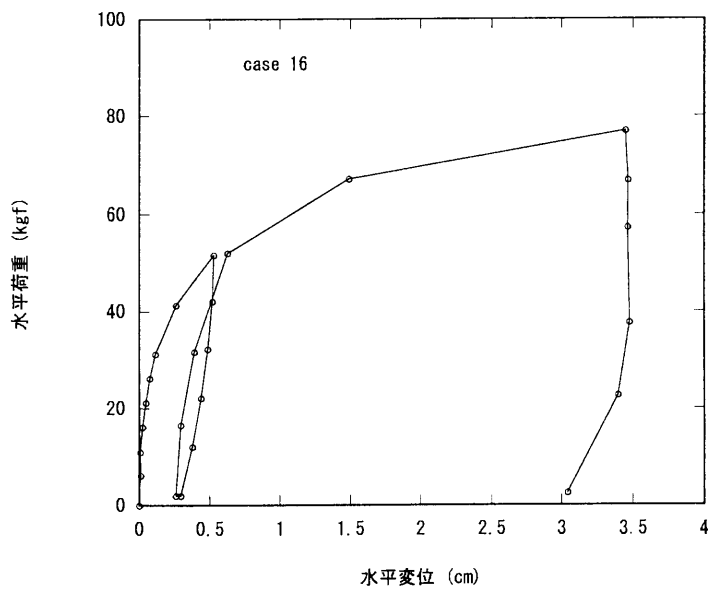


図-7.16: 水平荷重と水平変位の関係 (12 本杭)



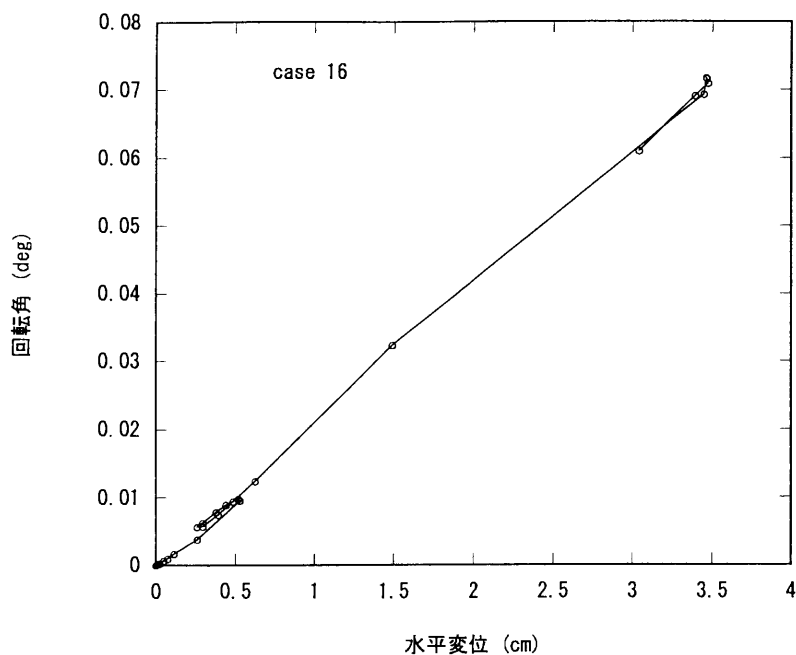


図-7.17: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (12 本杭)

たものをとっている。図-7.17によれば、変位の初期には、水平変位が進んでも回転角  $\tan \theta$  が同じ増加率では大きくならないが、途中からは、回転角は水平変位量とほぼ比例する形で増えている。また、図-7.18には、堤体の前趾と後趾の鉛直変位  $d_{vf}$ ,  $d_{vb}$  の様子を示す。ここで、前趾とは、堤体が載荷されて進む前面側の底版の先端部分のことをいい、後趾とは、その反対側の、後側の端部のことを言う。また、ここでは、沈下する方向を正にとっている。この図を見ると、後趾の持ち上がり量のほうが、前趾の沈下量よりわずかに大きくなっている。このように、堤体はほぼ堤体の中央部を中心に回転する挙動を示しているが、その回転中心は、中心よりやや前方にあると考えられる。これは、前列、後列の杭に作用する押込み、引抜き力を考えたとき、押込み側の抵抗のほうが大きいためであると考えられ、その結果、杭の押込み量よりも引抜き量のほうが大きかったことが原因であると考えられる。

図-7.19には各荷重ごとに前列側と後列側の杭に働く平均的な曲げモーメントの深度分布を示している。ここで、前列側の杭とは堤体が載荷されて進む方向に対して前方に位置する列の杭のことであり、後列側の杭とは、その反対側の列の杭のことである。これらの結果から、杭に働く曲げモーメントは杭頭で最も大きくなり、杭を堤体に固定したことによる杭頭固定の効果が現れていることがわかる。

図-7.20は、5点ずつ曲げモーメントを測定したケース27の実験結果について、杭頭部に最も近い曲げモーメント  $M_1$  と堤体の水平変位  $d_h$  の関係を示したものである。なお、ここに示し

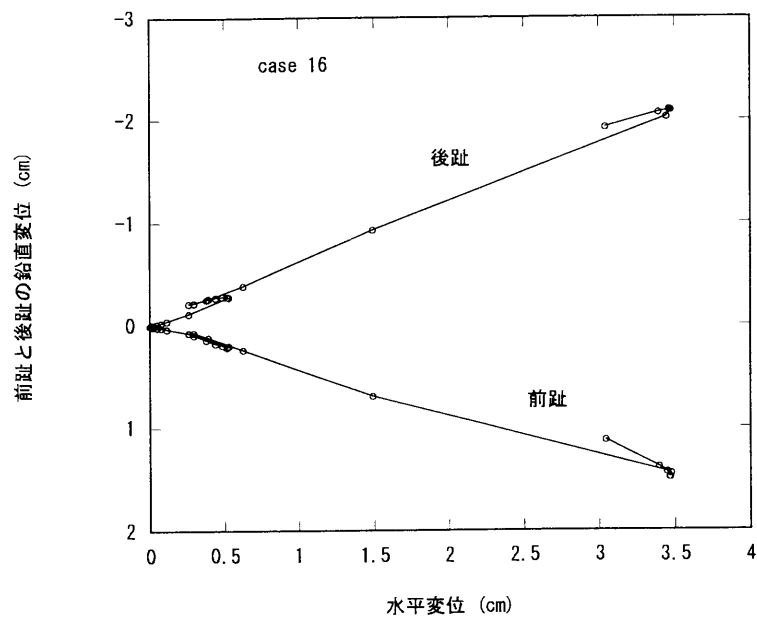


図-7.18: 前趾，後趾の鉛直変位と水平変位の関係

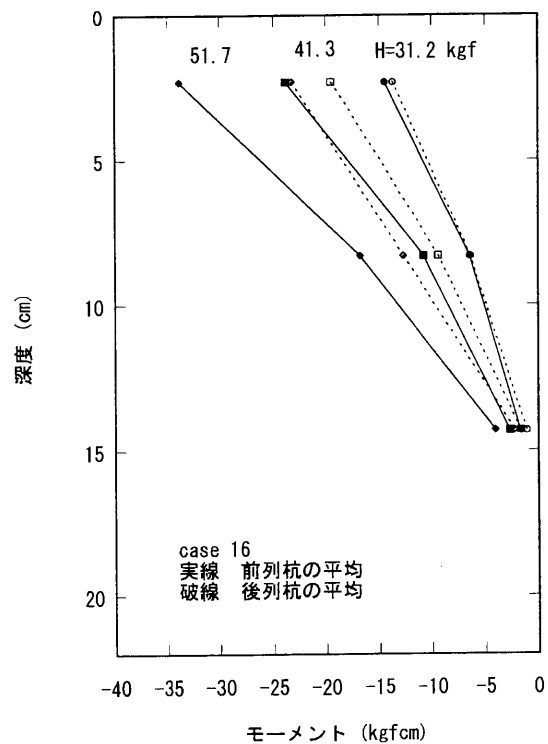


図-7.19: 曲げモーメントの深度分布 (ケース 16)

たモーメントの測定深度は、 $-2.3\text{cm}$  である。あとで述べるように、この実験では、各杭ごとのモーメントの発生量にかなりのばらつきがあり、図-7.20 に示したように前列杭と後列杭の $-2.3\text{cm}$  の深度でのモーメントの関係も荷重レベルによって異なる結果になっている。杭頭に近い部分の曲げモーメントの値には、杭頭に作用しているせん断力や杭頭の固定状態の影響が強く出ていると考えられるが、これがばらついていたり、荷重レベルによって前列杭と後列杭との相対的な大きさが異なっていることには注意が必要である。このようになった一つの原因は、杭頭の固定状態が均一ではなかったことが考えられる。実験時にはなるべく同じ条件になるように作業をしているが、実験システムが不十分であったためにこのような結果となったものと考えられる。一般的に、杭頭を完全に剛結するのは大変な作業であり、実施工においても多大の労力を必要とすることになると考えられる。また、現場の施工において杭頭の固定条件を均一にするのには比較的困難が伴うことが考えられるので、設計手法を考える上では、このことを考慮したものが必要となると考えられる。

なお、第6章での結果に従えば、この実験の条件では、 $S/B$  が 17.8 と非常に大きく、また、 $l_{m1}$  は、水平荷重  $T$  がかなり小さなところで、 $l_{m1} > l$  となるため、仮想的な受働崩壊線の始まる深さが高々  $21\text{cm}$  であることになり、杭間隔  $35.5\text{cm}$  は前後の杭が相互に作用して地盤反力係数が低下すると考えられる条件に比べて十分に大きなものである。このようなことから、後列杭が前列杭の影響を受けて、受け持つせん断力が小さくなったり、曲げモーメントが小さくなったりすることはないと考えられる。

#### 7.4.4 杭の剛性の影響

図-7.21 にほぼ同じ地盤強度 ( $\tau_{vf} = 0.046 \sim 0.053\text{kgf/cm}^2$ ) における水平荷重  $H$  と水平変位  $d_h$  の関係を示す。図-7.21 中で、実験ケース 6, 7, 8 は杭が  $2\text{mm}$  の場合の実験結果であり、実験ケース 28, 29 は杭が  $7\text{mm}$  の場合の実験結果である。今回用いている  $7\text{mm}$  杭と  $2\text{mm}$  杭とでは、杭の剛性がおよそ 40 倍異なっている (表-7.2 参照)。図-7.21 中の  $2\text{mm}$  杭を用いた場合の実験ケース 6, 7, 8 の地盤の強度  $\tau_{vf}$  はそれぞれ  $0.046$ ,  $0.049$ ,  $0.053\text{kgf/cm}^2$  となっており、少しずつ異なっているが、その違いに比べて荷重変位関係のばらつきは比較的大きなものとなっている。また、 $2\text{mm}$  杭の実験ケースと  $7\text{mm}$  杭の実験ケースとを比較すると  $7\text{mm}$  杭の実験ケースのほうが多少大きな抵抗を持っているが、同じ  $2\text{mm}$  杭のケースでのこのばらつき具合を考えると杭の剛性の違いによる荷重変位関係の違いはあまり大きくないことがわかる。

同じ図-7.21 には杭を用いていない場合の例 (実験ケース 35, 36, 48, 50, 51) も示してある。杭を用いない場合には、比較的小さい変位で水平抵抗力が最大値に達する傾向にある。一方、杭を用いた場合には抵抗力がなかなか最大値に達しない傾向にある。このように、杭を用いることによって、水平抵抗力の増加の仕方はかなり異なってくる。なお、底版重量  $52\text{kgf}$  のものの

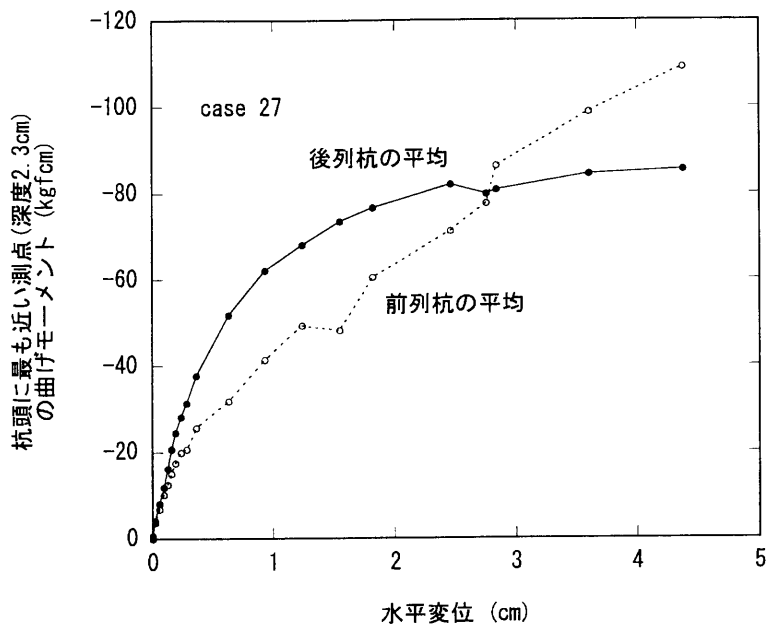


図-7.20: 曲げモーメントと水平変位の関係

平均接地圧は 0.022kgf であり、36kgf のものは、0.015kgf である。これらの接地圧は地盤強度よりも小さなものであり、北詰ら (1988) が示しているように、軽いものほど底版による水平抵抗が小さくなる傾向がこの実験結果でも得られた。なお、ケース 35、36 は、底版重量の軽いケースの結果であり、他の杭なしの結果に比べて抵抗力が小さくなっていることが分かる。

図-7.22 には、堤体の回転角  $\tan \theta$  と水平変位  $d_h$  の関係を示す。図-7.22 は、今回行った 12 本杭のシリーズの全データをもとに整理したものである。図-7.22 より、杭の剛性が低い場合には、堤体は変位の初期にはあまり回転せず、変位がある程度大きくなると回転する挙動を示すことがわかる。一方、剛性の高い杭を用いた場合には、変位の初期から顕著な回転挙動を示すことがわかる。

この結果について、観点を変えて荷重と回転角の関係として示したのが図-7.23 である。この図では、杭なしと 2mm 杭のケースについては、ケース番号を省略したが、実験ケースとしては、図-7.21 に示したものをを用いている。すなわち、地盤の強度が 0.046～0.053kgf/cm<sup>2</sup> にあるものについて示している。この結果を見るといずれのケースについても水平荷重 40kgf 程度まではほとんど回転せず、それを超える荷重が作用すると回転が生じるようになっている。

6.5.2 で検討したように、杭頭に生じるモーメントと杭の鉛直方向の抵抗力による隅力とは密接に関係がある。図-7.23 に示した実験では、地盤強度はほぼ 0.05kgf/cm<sup>2</sup> とほぼ等しく、杭は板厚こそ違うものの、杭幅 (2mm)、根入れ長 (21cm) はすべて等しい。また前後の杭間隔について

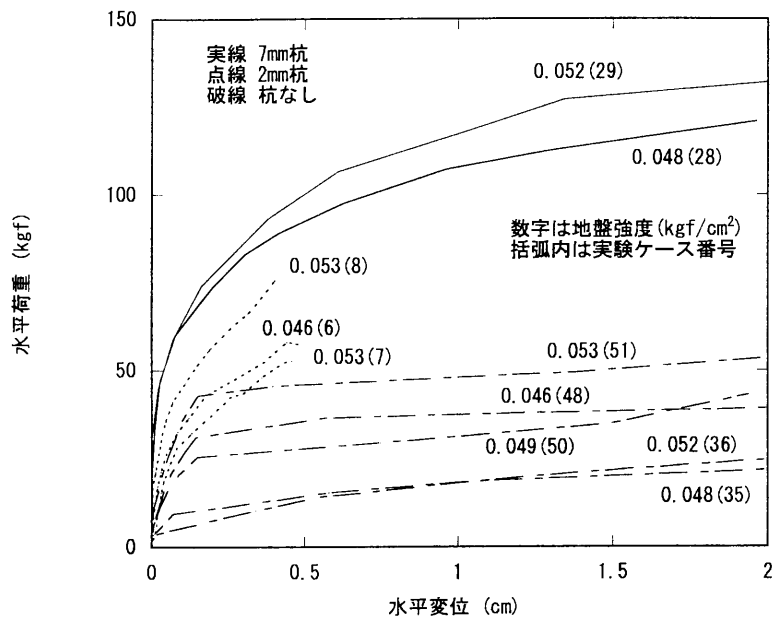


図-7.21: 水平荷重と水平変位の関係 (杭剛性の違い)

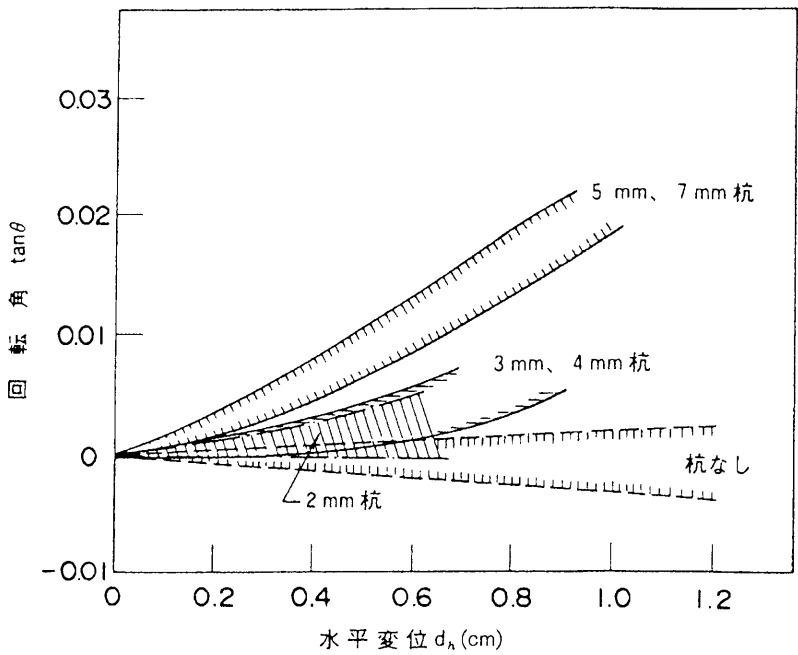


図-7.22: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (杭剛性の違い)

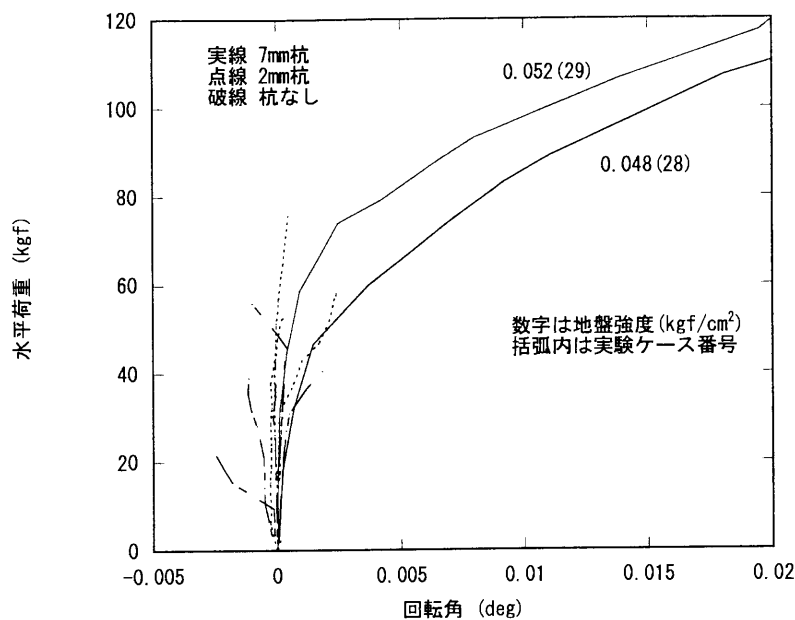


図-7.23: 水平荷重と回転角の関係 (杭剛性の違い)

も 35.5cm と等しくなっている. 杭が引抜けるときに生じる杭頭に作用するモーメントは杭の付着の程度にもよるが, おおよそ 270~450kgf·cm(堤体あたり)となる. ところで, 7mm 杭と 2mm 杭とでは杭の曲げ剛性が 40 倍近く異なっている. このような二つの杭で, 今回の実験で与えられた地盤条件, 載荷条件で杭頭が固定であるとしたときに, 同じ荷重が作用した場合の各杭の杭頭に生じる曲げモーメントは港研方式で計算すると 7mm 杭のほうが 2mm 杭よりも 2 倍程度大きくなる. 一方, 変位については 7mm 杭では 2mm 杭の 1/5 倍程度となる. 仮に, 杭頭に作用するモーメントが 270kgf·cm(堤体あたり)となったときに, 杭頭が固定であれば, 杭の受け持つせん断力は 7mm 杭で 30kgf, 2mm 杭で 54kgf となる. 図-7.23 に示した条件では, 底版の持つ水平抵抗力はおおよそ 30kgf 程度であると考えられるので, 7mm 杭のケースで 60kgf, 2mm 杭のケースで 85kgf 程度になると杭等の固定度の低下が顕著になるものと思われる. 結局, 40 倍もの杭の剛性の違いがあっても, 杭頭の固定の程度が著しく低下し始める荷重レベルの差はおおよそ 25kgf 程度であることになる. しかし, 回転し始めるまでに生じる水平変位については, 杭が剛なほど小さく, 杭の剛性が小さくなると著しく大きくなる.

以上のような特性の違いが, 図-7.22 と図-7.23 の現れ方の違いとなったものと考えられる. 以上のように, 今回の実験条件では, 杭の剛性が異なる場合であっても, くし形軟着底の水平荷重水平変位特性はあまり大きく変わらない. このことのひとつの理由は, 載荷の初期の底版の抵抗成分が比較的大きかったことがあると思われる. この, 底版の抵抗成分を除き, 杭の抵

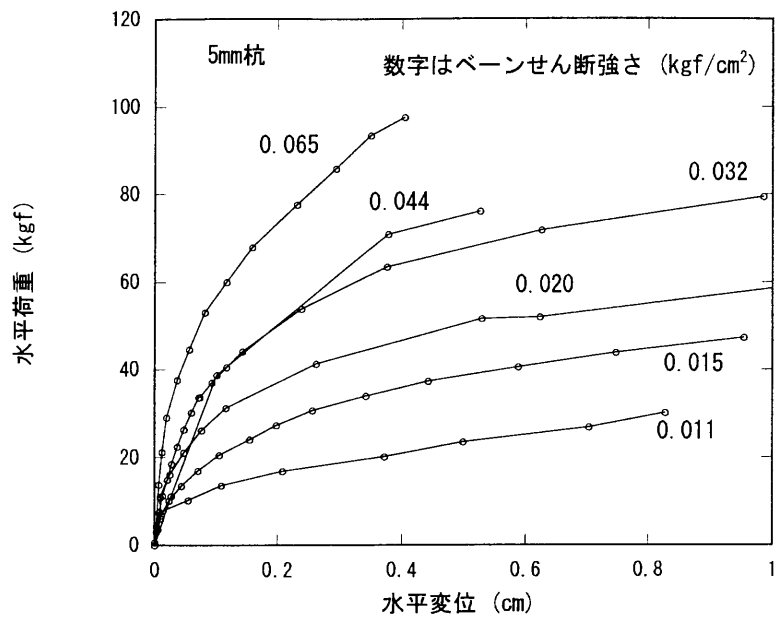


図-7.24: 水平荷重と水平変位の関係 (地盤強度の違い, 5mm 杭)

杭だけに着目すると杭の剛性が高いほど、くし形軟着底の水平荷重に対する抵抗性は高い。堤体の回転量について見ると、杭の剛性が高い場合には、堤体は小さい変位のもとでも回転しやすくなる。一方、杭の剛性が低い場合には、回転よりも水平変位が卓越する。これらの違いは、杭の剛性の違いによって、堤体の抵抗メカニズムに違いがあることを示している。

7.4.5 地盤強度の影響

図-7.24 に、5mm 杭の場合の様々な地盤強度での水平荷重  $H$  と水平変位  $d_h$  の関係を示す。この図を見ると、いずれのケースにおいても  $d_h = 0$  のままある程度まで抵抗が上がる。これはすべて底版の抵抗であると考えてよい。その後、荷重を増やすと水平変位が増え始める。変位が増えるにつれて回転することを考えると、変位の増加につれて底版の抵抗は暫減しながら、杭の抵抗が増えているものと思われる。いずれにせよ、図-7.24 より明らかなように、地盤強度が増加することによって堤体の水平抵抗も増大する。試みに、杭の抵抗がかなり大きくなってきていると考えられる水平変位が 0.4cm のときの水平荷重  $H$  を地盤の強度  $\tau_{vf}$  に対してプロットしたのが図-7.25 である。地盤の強度の増加に伴い、水平抵抗が増加している。この関係はやや上に凸な関係となっている。

図-7.25 には、底版の抵抗と杭の抵抗とをあわせて示しているので、地盤の強度の違いによって杭の受け持つ抵抗がどのように変化しているかは明らかになっていない。そこで、杭の受け

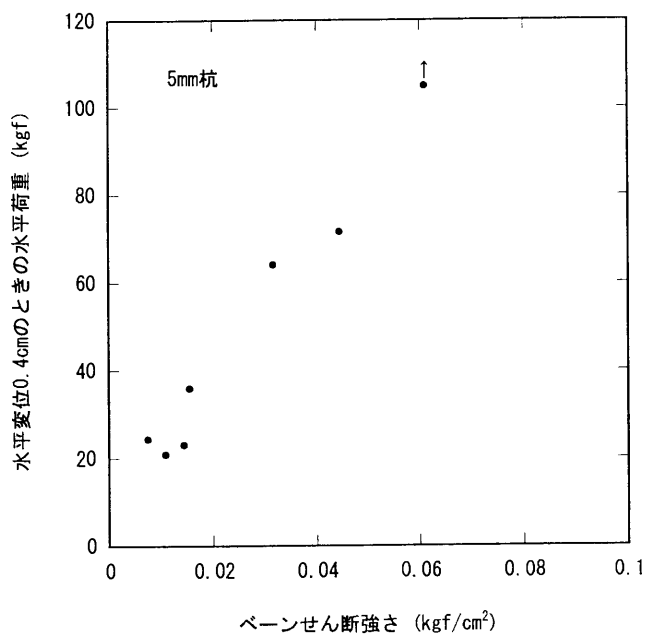


図-7.25: 水平変位が 0.4cm の時の水平荷重と地盤強度の関係 (5mm 杭)

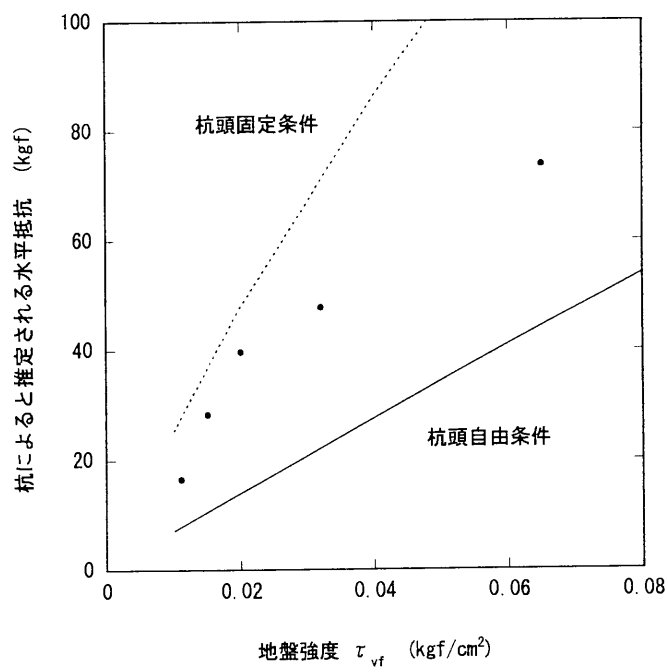


図-7.26: 水平変位が 0.4cm の時の杭の抵抗と地盤強度の関係 (5mm 杭)



持っている抵抗力と地盤強度の関係を図-7.26に示した。ここで、杭の受け持つ抵抗は、全抵抗から底版の抵抗を引いたものとしている。ただし、ここでは、底版の抵抗の値は、簡便のため、図-7.31と図-7.21を参考にして求めた。すなわち、底版の抵抗  $H_B$  は

$$\left(\frac{H_B}{\mu V_m}\right)^2 + \left(\frac{M/B}{\psi V_m}\right)^2 = \left(\frac{V}{V_m}\right) \left(1 - \frac{V}{V_m}\right) \quad (7.1)$$

であらわせられるとした(柴田・関口, 1995)。ここに、

$H_B$ :底版の水平抵抗

$V$ :底版による鉛直荷重

$V_m$ :最大鉛直支持力

$M$  底版に作用するモーメント(ここで考える条件では、 $M = 0$ )

$B$  堤体の幅

$\mu$ :係数( $= \frac{4}{2+\pi}$ )

$\psi$ :係数( $=0.5$ )

である。

ただし、底版の抵抗特性は杭の有無によって異なることが考えられ、杭の存在によって底版が回転するような挙動をすれば、ここでの底版の抵抗の評価は多少過大となっているおそれがある。図-7.26には、比較のために、5.4.1で求めたベーン強度と地盤反力係数の関係に従って、 $k_c = 8.2\tau_{vf}$ として求めた  $k_c$  値を用いて推定した、港研方式に従う場合の杭頭固定と自由の場合の有限長の杭の荷重と変位の関係から求めた抵抗力を示した。この結果を見ると杭の抵抗は杭頭固定とした場合と杭頭自由とした場合の中間的な抵抗を示しており、杭頭が完全には固定されていない状況であることがわかる。また、必ずしも明瞭な関係ではないが、地盤強度が高くなるほど杭頭自由の場合の抵抗に近くなっている。

図-7.27に、回転角  $\tan \theta$  と水平変位  $d_h$  の関係を示す。図-7.27よりわかるように、同じ水平変位での回転角は地盤強度が小さいほど大きく出る傾向にある。ただし、この差は図-7.23で見られたほどの大きな差ではない。わずかではあるが、このような結果が出ることのひとつの理由としては、地盤強度が小さいほど杭が剛な性質を示すことがあげられる。これは、7.4.4で述べた結果と傾向が一致する。また、もうひとつには、水平力が作用することによって杭に押込み引抜き力が作用した場合に、地盤強度が小さいほど杭の軸方向の変位が大きくなるために、回転しやすくなるという傾向も示しているものと考えられる。

図-7.28に、地盤の強度が異なる場合の水平荷重と回転角の関係を示す。この結果を見ると、地盤の強度の違いが水平荷重と回転角の关系到及ぼす影響は極めて大きいことがわかる。すなわち、地盤の強度が小さい場合には、小さい水平荷重で回転挙動が顕著となる。このような結果となる理由として、(1)地盤の強度が小さければ、載荷初期の底版の抵抗が小さいこと、(2)杭

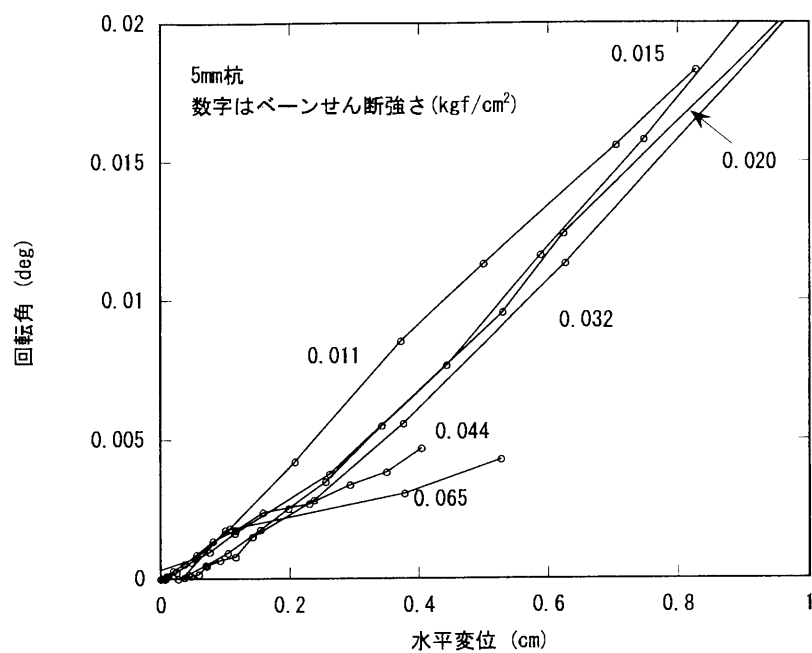


図-7.27: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (地盤強度の違い, 5mm 杭)

の引抜き抵抗が小さいため、簡単に杭が抜け上がり、杭頭の固定がすぐに弱くなることがあげられる。特に、この結果から、(2)の影響がかなり大きいことがわかる。

7.4.6 模型重量の影響

図-7.29 に、地盤の強度はほぼ等しいが、底版の重量だけが異なっている二つの実験結果を示した。図-7.29 中には、両者の曲線の違いをわかりやすくするために、模型重量が 36kgf のケースについて両者の重量の違いによる初期の底版の水平抵抗にほぼ相当する 20kgf の水平荷重を上乗せして示したものを点線で示した。図-7.29 を見ると変位が小さいところの抵抗の差が大きく、変位が大きくなってくると変位の増分に対する抵抗の増分の違いはあまり無いことがわかる。重量の違いによる抵抗の差は主として底面の摩擦の違いによる分の違いであると考えられる。このように、模型の重量は堤体の初期の荷重変位関係に影響を与えている。この実験では、堤体の重量に対し、地盤強度が比較的大きく、この堤体がひら型であったとしても、地盤の深部まで破壊するような支持力破壊とはならず、滑動破壊となる。このような条件下では、ひら型の破壊は北詰ら (1988) の示したように、模型重量に比例するような破壊となると考えられる。くし形についても今回の結果は堤体重量の影響を受ける結果となっており、底版の抵抗力の差がそのまま構造物の挙動の差となっている。

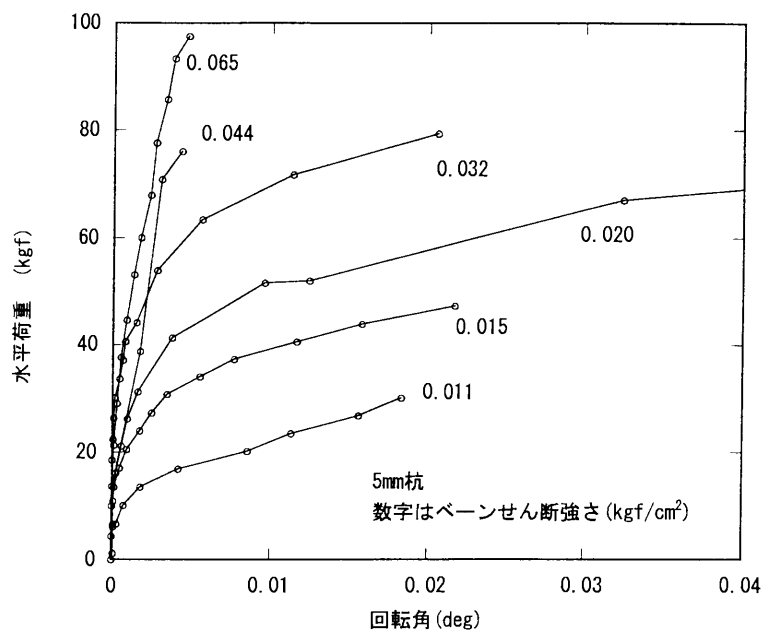


図-7.28: 水平荷重と回転角の関係 (地盤強度の違い, 5mm 杭)

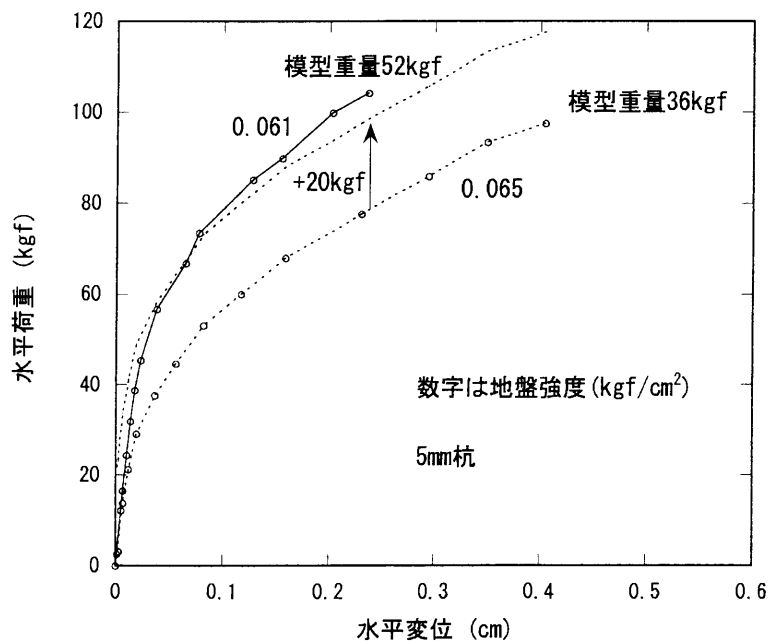


図-7.29: 水平荷重と水平変位の関係 (重量の異なるケース)

#### 7.4.7 ひら形の変位特性

現地実験の結果では、支持力不足による破壊と表面付近の滑動破壊とがみられ、Vaughanらの式 (Vaughan et al., 1976) に良くあった破壊強度を示した (図-8.5 参照). 図-7.31 には、今回の実験結果を地表面強度で正規化した模型重量  $V^*/s_{u0}$  と地盤強度  $H^*/s_{u0}$  の関係を示している. ここで、 $V^*$  は底版重量  $W$  を全底版面積  $A$  で除したもの  $V^* = W/A$  であり、底版にとりつけてある箱に入れる鋼球の量を変えることにより重量を調節してある. また、 $H^*$  は水平荷重  $T$  を全底版面積  $A$  で除したもの  $H^* = T/A$  である. ここで  $s_{u0}$  としては、地表面に最も近いところで測定したベーンせん断強度  $\tau_{vf}$  を用いている. なお、同図には、(7.2) 式で表される Vaughan らの式と (7.3) 式で表される Nova の式 (柴田・関口, 1995) で計算される支持力の値も示している.

$$V^* = s_{u0} \cdot R \cdot (2 + \pi) \cdot i_{c1} \cdot F_{ec} \quad (7.2)$$

ここで、

$$\begin{aligned} R &= F_R \cdot \left( 1 + \frac{\rho \cdot B / s_{u0}}{4 \cdot (2 + \pi)} \cdot F_{ec} \right) \\ i_{c1} &= i_c \cdot \left( \frac{1}{R} + \left( 1 - \frac{1}{R} \right) \cdot \frac{4\theta}{\pi} \right) \\ i_c &= 0.5 + \frac{2\theta + \sin 2\theta}{2 + \pi} \\ F_{ec} &= 1 - \frac{2e}{B} \\ \cos 2\theta &= \frac{H^*}{s_{u0}} \end{aligned}$$

である. なお、 $F_R$  は Davis and Booker (1973) によるものであり、図-7.30 に示すように、 $\rho \cdot B / s_{u0}$  の関数として与えられるものである. なお、ここでは、基礎底面は粗なものとして取り扱えばよい.

$$\left( \frac{H_B}{\mu V_m} \right)^2 + \left( \frac{M/B}{\psi V_m} \right)^2 = \left( \frac{V}{V_m} \right) \left( 1 - \frac{V}{V_m} \right) \quad (7.3)$$

今回の室内実験では強度増加率  $k = 0$ 、偏心量  $e = 0$  の条件になっている. この実験では、現地と同様に支持力破壊のモードについても検討する予定であったが、結果的に地盤強度が大きすぎたため、今回の結果ではすべて滑動破壊をしている. また、北詰ら (1988) がすでに遠心載荷装置で行った実験と同じように、模型重量と地盤強度の比が小さくなると滑動破壊強度も小さくなる傾向にあった. なお、鉛直荷重レベルが低いときには、Vaughan の式よりは、Nova の式が良く合う. これは、地盤の既往の圧密圧力に比べて上載荷重が小さすぎるため、地盤と底面の完全な付着が期待できず、摩擦的な破壊をするためであると考えられる.

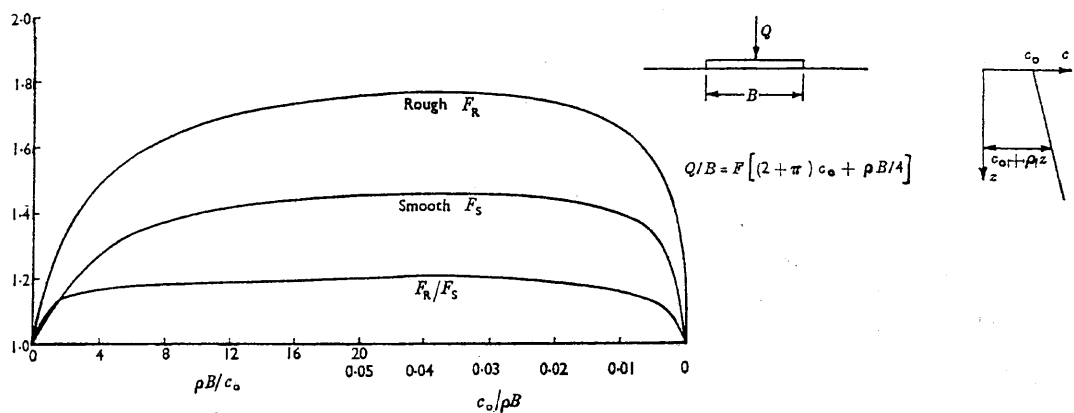


図-7.30: 補正係数  $F_R$

いずれにせよ、今回の結果は底版の摩擦抵抗が小さいという結果となっている。これらの結果はくし形の変位挙動にも影響を及ぼしていると考えられる。今回の実験では、模型重量による鉛直荷重強度と地盤強度との比  $V^*/s_{u0}$  が現地実験の場合より小さく、このため、 $H^*/s_{u0}$  が小さめになっている。今回の地盤でより重い模型を用いた場合には、水平抵抗力に対する底版の寄与が大きくなるだろうと考えられる。

図-7.32 には、ひら型の水平荷重  $H$  と水平変位  $d_h$  の関係を示している。図よりわかるように、ひら型の場合は、比較的小さな変位で水平抵抗力がピークに達し、変位とともに強度が増加する傾向はない。前に示したくし形の変位挙動に比べてその傾向には明かな差がある。

7.4.8 12 本杭のシリーズと 2 本杭のシリーズの比較

この構造物は荷重の載荷方向に対して直角方向の杭の間隔は杭幅の約 3 倍に取っており、隣同士の杭が互いに影響しないように考えられているが、現実に着底式くし形構造物が設置される場合には、何基もの構造物が一行に並ぶことになり、構造物は二次元的に挙動する。構造物の側面にある地盤の影響を受けない小型土槽の実験が現実の構造物を一行に並べている条件に近い。しかし、小型土槽では土槽側面の摩擦の影響を受け、結果として、二次元的挙動の効果を十分には再現していない。そこで、より三次元的な 2 本杭のシリーズとやや二次元的な 12 本杭のシリーズとを比較することにより、今回の実験の三次元的挙動から二次元挙動を予測する。

図-7.33、図-7.34 に、水平荷重  $H$  と水平変位  $d_h$  の関係について 2 本杭シリーズと 12 本杭シリーズで比較した。2 本杭シリーズは 12 本杭シリーズに比べて杭の本数が 6 分の 1 の模型であることを考慮して、2 本杭シリーズの水平荷重は実際に載荷した荷重を 6 倍してある。実際に

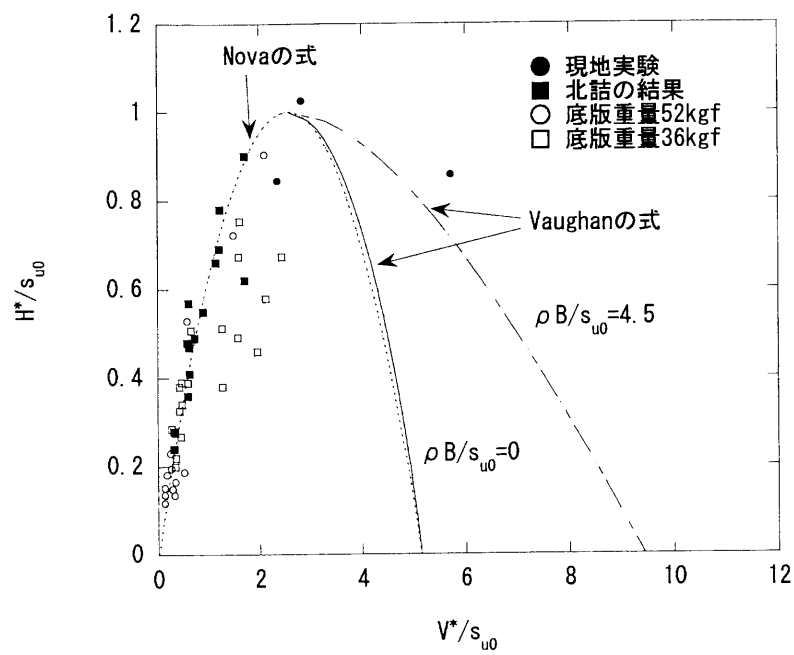


図-7.31: ひら形模型の破壊強度

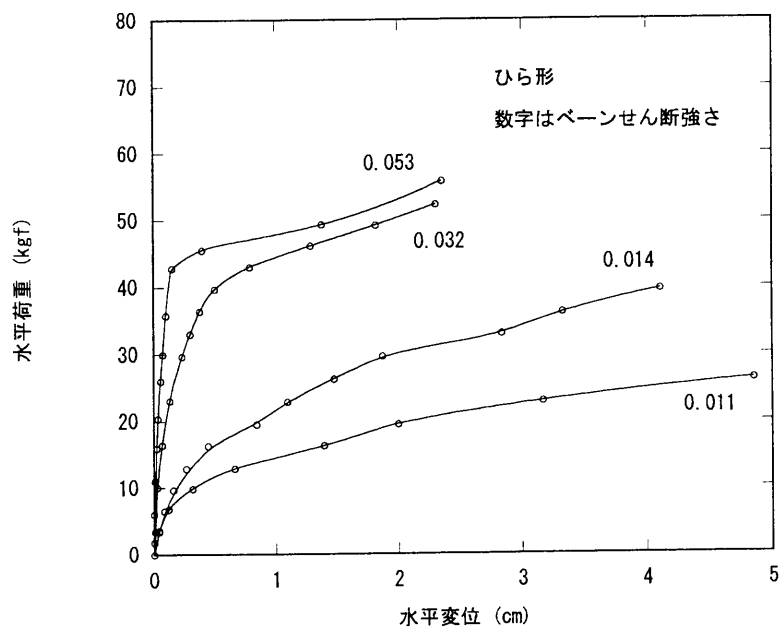


図-7.32: 水平荷重と水平変位の関係 (ひら形)

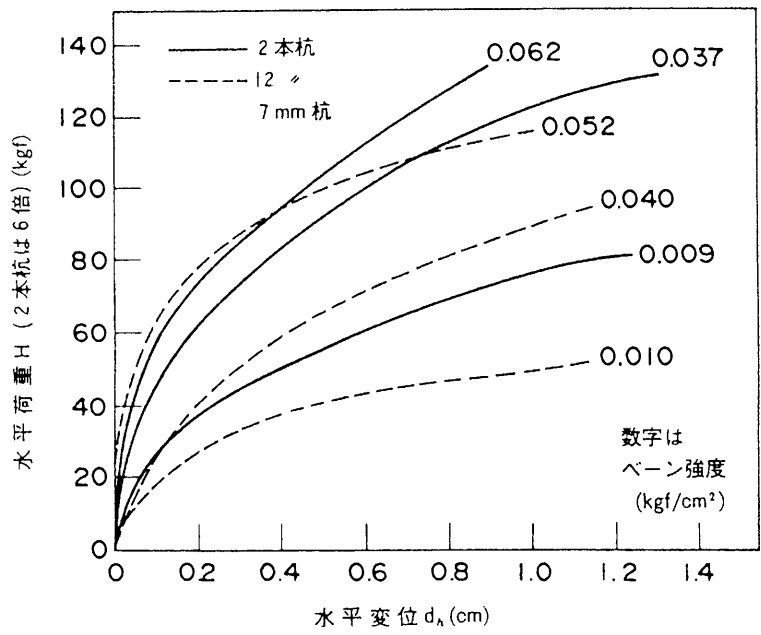


図-7.33: 水平荷重と水平変位の関係 (7mm 杭)

は、2本杭の実験の底版の長さは12本杭のもののおよそ1/8となっており、重量的にも1/8である。このように、底版の抵抗成分については12本杭の場合の1/6よりも小さいにもかかわらず、図よりわかるように、地盤強度が同じであれば2本杭の方が剛性が高い変位挙動を示している。このことは、12本杭の場合の杭の抵抗において左右の杭間隔が十分には広くなく、多少相互干渉していたことを意味しているものと考えられる。

図-7.35、図-7.36には回転角  $\tan \theta$  と水平変位  $d_h$  の関係を示した。2本杭のデータはばらついているため、やや判然としないが、この関係については2本杭と12本杭で傾向に顕著な差がない。

図-7.37、図-7.38には7mm杭の場合について、杭頭部に近い点で測定した曲げモーメント  $M_1$  と水平荷重  $H$  の関係を示した。データにばらつきはあるが、2本杭の方が同じ荷重条件下で曲げモーメントが小さく出る傾向にある。ある荷重条件下での曲げモーメントの深度分布について、2本杭と12本杭で比較したのが図-7.39である。比較した図では、2本杭の方が、1堤体あたりの水平荷重は大きい。この曲げモーメントの深度分布の形状は2本杭と12本杭で同じである。

以上の結果より次のことがいえる。2本杭の場合には、12本杭よりも堤体の水平方向への変位剛性は高くなる傾向にある。しかし、水平変位と回転角、荷重と曲げモーメントの関係についてはほとんど両者に差がない。したがって、今回の構造物では2本杭の場合でも多くの構造物が一行に並んだ場合でもほぼ同じ挙動を示すと予想され、今回の結果が三次元の影響を著し

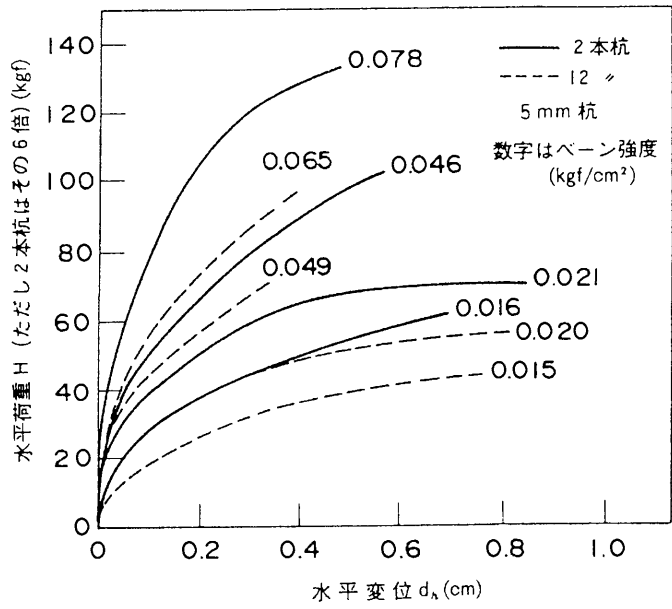


図-7.34: 水平荷重と水平変位の関係 (5mm 杭)

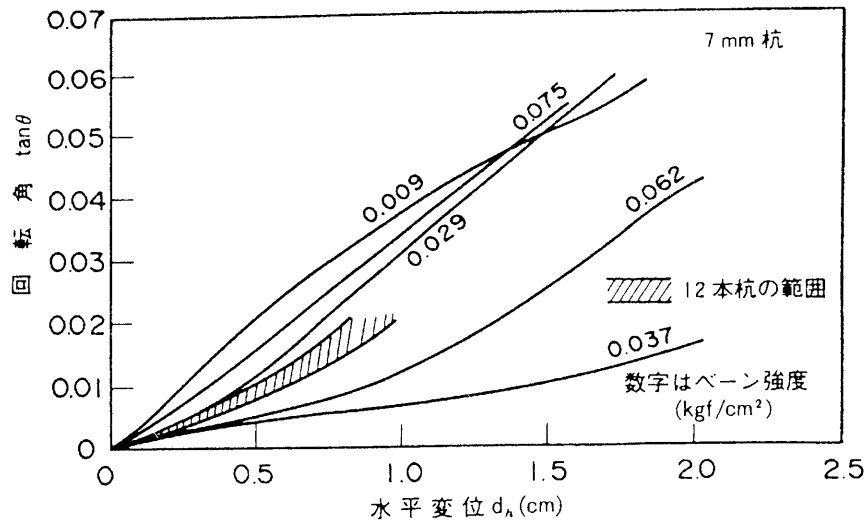


図-7.35: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (7mm 杭)



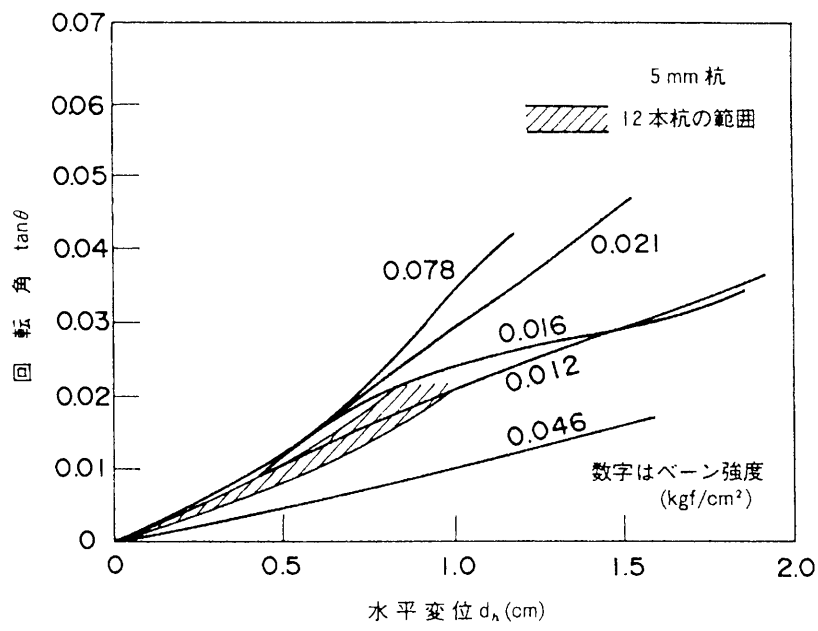


図-7.36: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (5mm 杭)

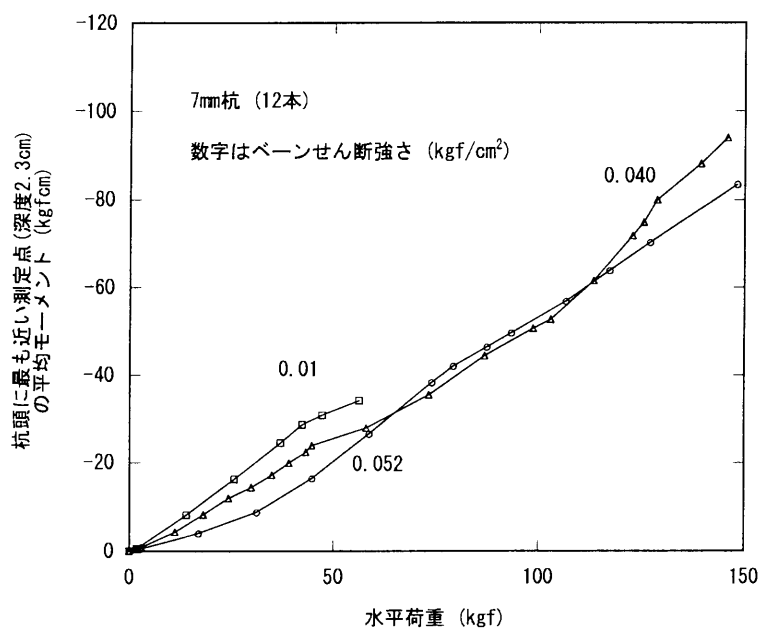


図-7.37: 曲げモーメントと水平変位の関係 (12 本杭)

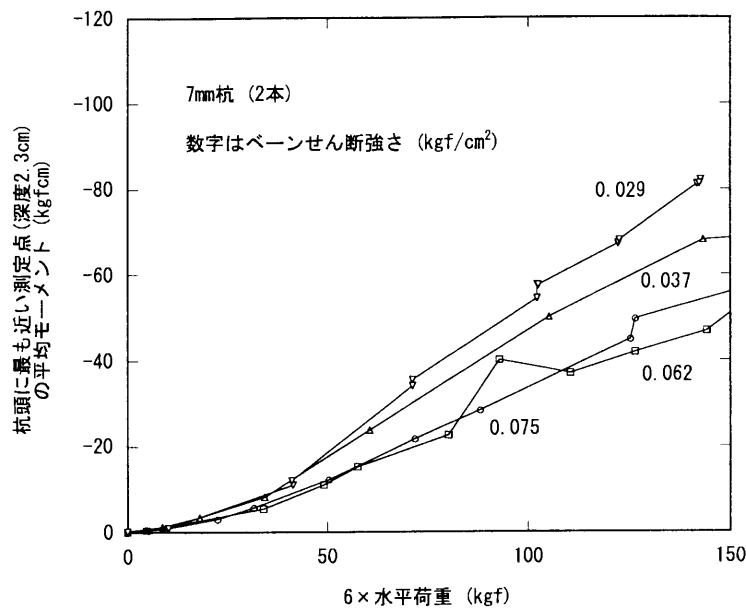


図-7.38: 曲げモーメントと水平変位の関係 (2 本杭)

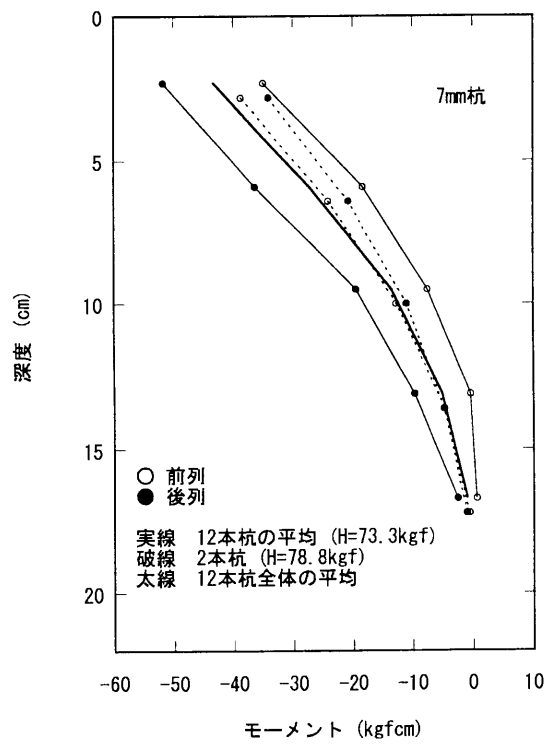


図-7.39: 曲げモーメントの深度分布

く受けているとは考えられない。

## 7.5 考察

### 7.5.1 地盤のせん断強さと地盤反力係数の関係

詳細にわたる検討の前提として、今回用いた地盤の地盤反力係数を確認しておく必要がある。一般的には、杭の荷重変位関係から地盤反力係数を推定することができるが、今回の実験のように、複雑な構造形式の場合には、荷重変位関係からは地盤反力係数を決定することができない。そこで、数は少ないが単杭の載荷試験と地盤のせん断強さを求めた結果があるので、その結果を元にして、今回の実験で用いるべき地盤反力係数を決定することにする。ここでは、以下の方法によって地盤反力係数を求めた。

いくつかの単杭の水平載荷実験の結果から、地盤のせん断強さ  $\tau_{vf}$  と地盤反力係数  $k_c$  は表-7.8 に示すような関係にあった。ここで、沢口(1968)の考え方に従い、地盤反力係数  $k_c$  が地盤のせん断強さ  $\tau_{vf}$  (手動ベーン試験によるもの) と比例関係にあるとし、その係数を調べると平均的には  $k_c = 8.2 \cdot \tau_{vf}$  の関係にある。

個々の実験では地盤反力係数  $k_c$  を測定していないので、以下の解析では、地盤反力係数  $k_c$  を推定する際には、地盤のせん断強度から  $k_c = 8.2 \tau_{vf}$  を用いて求めることにした(5.4.1 参照)

### 7.5.2 杭の抵抗特性

杭に作用する曲げモーメント分布とそのときの地表面変位の関係からその杭の受け持つせん断力を推定する方法を検討した。ここでは、その方法を用いて、杭の抵抗特性について検討する。

実験中の各杭に作用するせん断力を求めるには、杭の曲げモーメント分布を測定し、杭頭部付近の曲げモーメント分布から杭頭せん断力を推定するのが比較的精度の良い方法である。しかし、今回の実験のように、模型が比較的小さく、また、杭頭部でのモーメントの測定に困難をきたすような場合には、杭頭部付近のモーメントからせん断力を求めるのが必ずしも簡単ではない。

そこで、多少精度が悪くなるおそれがあるが、杭全体の曲げモーメント分布と杭の地表面変位から杭の受け持つせん断力を推定することにした。

今回の実験では、1つの実験ケースにおいて12本の杭を用いたケースが多数ある。この場合、すべての杭が同じような挙動を示すのであれば、解析的に大変都合が良いし、実際、十分に制御された実験ではそのようであるべきではないかと考えられる。しかし、実際には、必ずしも実験が想定どおりにうまくいくとは限らないものである。

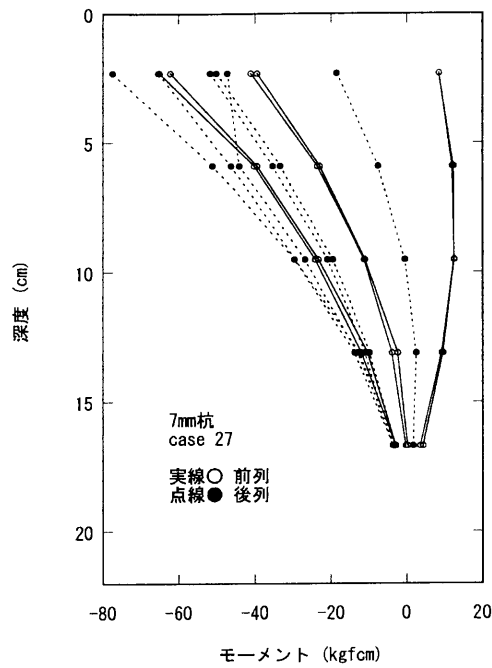


図-7.40: 測定された曲げモーメント分布の一例 (7mm 杭)

図-7.40 に 7mm 杭を用いた実験で測定されたある荷重のときの曲げモーメント分布を示す。図中実線は前列各杭の曲げモーメント分布を示したものであり、点線は後列各杭の曲げモーメント分布を示したものである。この結果は大変にばらついている。このうち、杭頭に最も近い曲げモーメントの測定データについて各杭の位置との関係から示したのが図-7.41 である。この結果を見ると特別な傾向は見られず、ただばらついているといった感じである。このような結果となった理由として考えられることのひとつとして、今回用いたような杭頭の固定の仕方では、杭頭部の固定状態を均一に保つことができなかったのではないかとということである。たとえば、6.3.1 で見たように、杭頭部を完全に固定しようとするとき杭を固定すべき底版や治具の剛性を非常に高くしなければならなかったことや第 8 章で述べる日奈久での現地実験の結果でも杭に生じた曲げモーメントが杭ごとに大きく異なっていたことから理解できる。ちなみに、2mm 杭を用いたケースでの各杭の曲げモーメント分布を図-7.42 に示す。この場合には、多少のばらつきはあるとはいうもののその程度は小さく、図-7.40 のケースとは大分様相は異なる。しかし、このような場合でも、このデータをもとにせん断力を推定しようとするとき結果にかなりのばらつきが生じる。

図-7.40 に示したモーメントはかなりばらついたものであるが、個々の曲げモーメント分布は杭頭部である程度の曲げを受けながらせん断された杭の曲げモーメント分布としてはおかしい

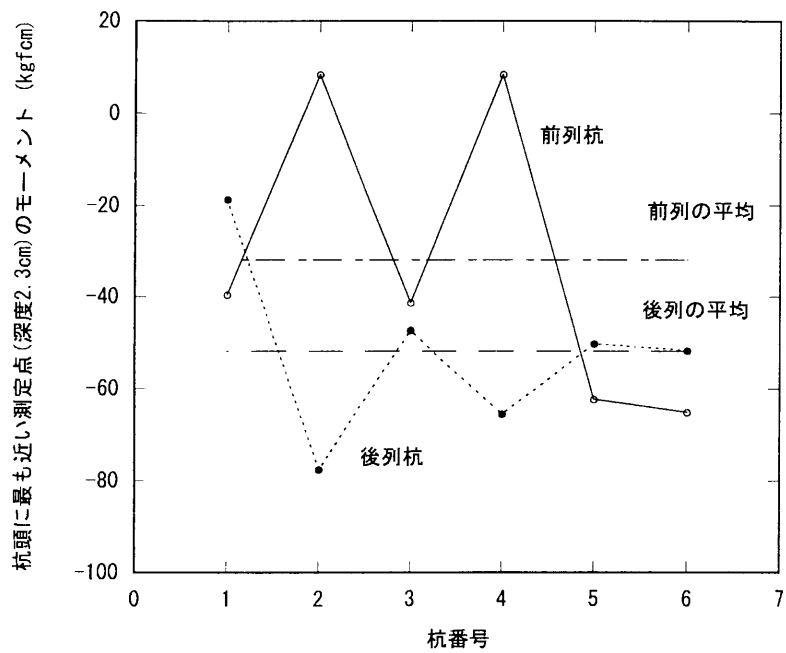


図-7.41: 測定された杭頭曲げモーメントの水平位置関係

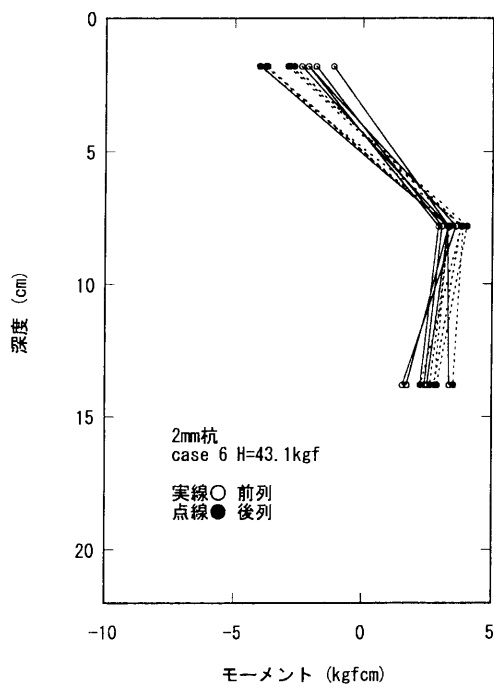


図-7.42: 測定された曲げモーメント分布の一例 (2mm 杭)

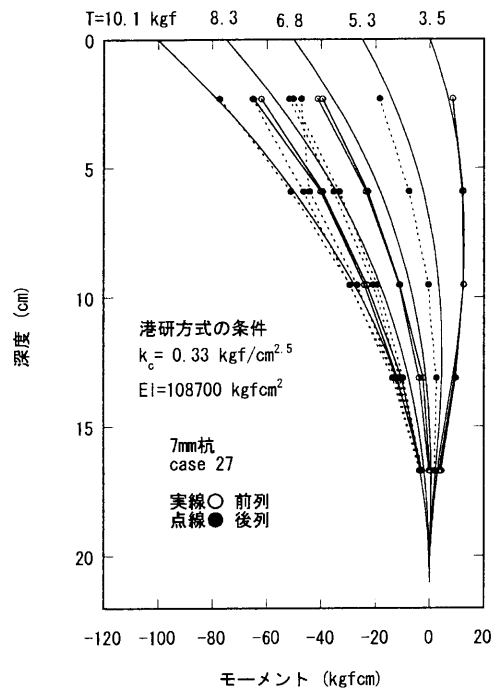


図-7.43: 測定された曲げモーメントと港研方式で計算した曲げモーメント分布の比較

ものではなく、この計測データそのものに大きな問題があるわけではないようである。試みに、7.5.1 で求めたベーンせん断強さと地盤反力係数の関係から推定された地盤反力係数を用いて、杭の地表面部に作用する曲げモーメントとせん断力を適当に調整して、実験で得られた地表面変位と同じ変位が出るように港研方式で計算してみた。その結果得られた曲げモーメント分布を図-7.43 に示す。測定されたどの曲げモーメント分布もある条件下での港研方式のいずれかには当てはまると想定される結果となっている。

さらに、同じ変位となる地表面の曲げモーメントと杭頭荷重の組み合わせについて見ると図-7.44 のようになっており、杭の地表面部に適当なモーメントが作用しているときの杭頭荷重は、地表面たわみ角  $i_0 = 0$  の条件と地表面モーメント  $M_0 = 0$  の条件で求められる地表面モーメントと杭頭荷重の関係の直線補間で推定できる。

このことをさらに拡張して、すべての深度におけるモーメントがどうなっているかについて検討した。その結果を図-7.45 に示す。ここで、プロットされている曲線群は、 $i_0 = 0$  の条件、 $M_0 = 0$  の条件と、地表面曲げモーメントとして  $-100, -75, -50, -25\text{kgfcm}$  の5 ケースについて港研方式に従う杭の曲げモーメント分布を計算した結果である。また、黒丸印は、各深度において杭頭曲げモーメントの比率に合わせて  $i_0 = 0$  の条件と  $M_0 = 0$  の条件の各深度の曲げモーメントを直線補間して計算した曲げモーメントである。このように、すべての深度における曲げモー

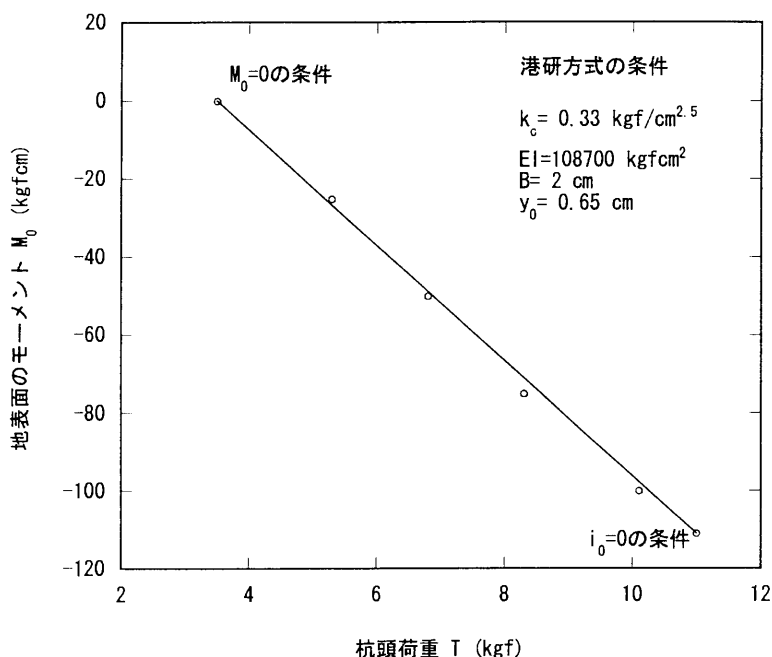


図-7.44: 同じ地表面変位となる杭頭荷重と地表面曲げモーメントの関係

メントと杭頭荷重の間には、 $i_0 = 0$ の条件と  $M_0 = 0$ の条件を直線補間することによって推定することが可能である。なお、ここで用いている計算条件では、根入れ比は1よりもかなり小さなものであり、ここに示す関係は長杭から単杭に至るまでの幅広い根入れ条件で成立するものであると考えてよい。

図-7.46に2mm杭の場合の実験結果について示す。多少のばらつきはあるようであるが、この結果においても曲げモーメントの測定値は、 $i_0 = 0$ の条件と  $M_0 = 0$ の条件の中間にあり、また各測定深度での曲げモーメントの比率は深度方向に変わっていないようである。このように、上記の考え方に一般性があることがわかる。

以上のように、曲げモーメントの計測点数が少ない場合でも、あらかじめ地盤反力係数の値が推定できていれば、 $i_0 = 0$ の条件と  $M_0 = 0$ の条件の二つの条件での杭の横抵抗の計算をするだけで杭頭部に作用しているせん断力や曲げモーメントの値の予測が可能となる。また、杭頭荷重と曲げモーメントの関係が直線補間可能であることから、杭に作用している杭頭せん断力の合計を計算するには、個々の杭について曲げモーメント分布からせん断力を求めてその合計を取る代わりに、まず曲げモーメント分布の平均をとって、平均的なせん断力を推定し、杭全部のせん断力を推定する方法をとることができる。

一例として、5mm杭のケースについて、杭頭付近で測定された曲げモーメントから推定した杭頭荷重と地表面曲げモーメントを用いて計算した港研方式に従う杭の曲げモーメント分布と

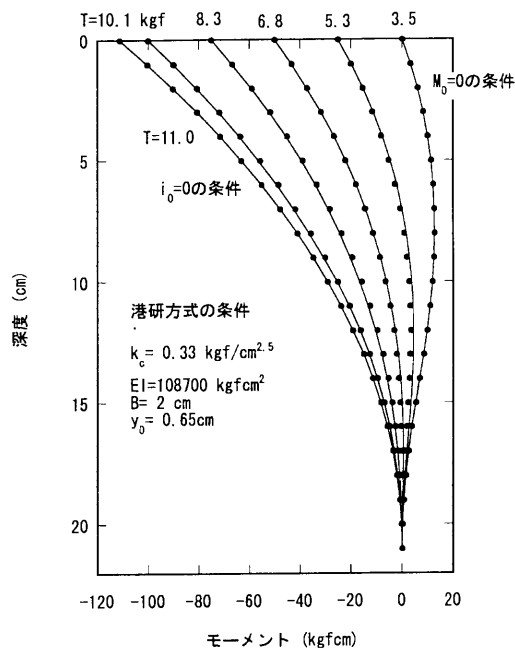


図-7.45: 同じ地表面変位となる杭頭荷重と曲げモーメント分布の関係

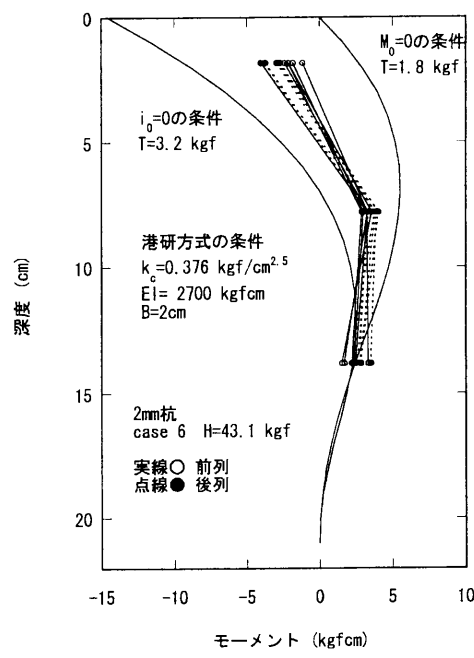


図-7.46: 測定された曲げモーメントと港研方式で計算した曲げモーメント分布の比較 (2mm 杭の場合)



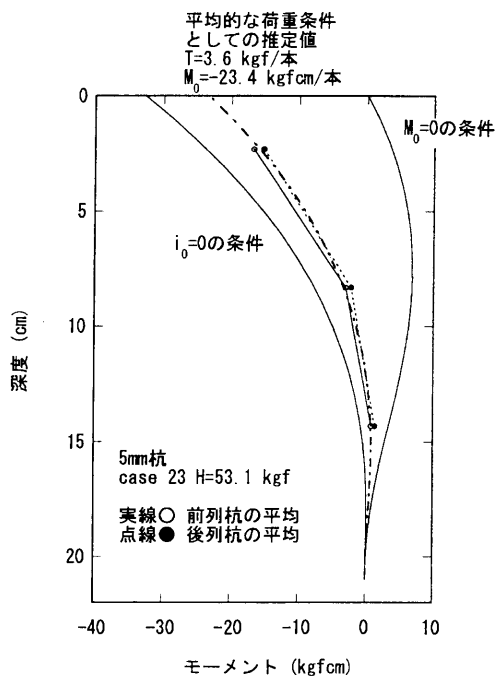


図-7.47: 測定された曲げモーメントと推定した曲げモーメント分布の比較 (5mm 杭の場合)

実測データを比較した結果を図-7.47 に示す. この結果は, 曲げモーメント分布から杭頭に作用するせん断力と地表面モーメントを推定した結果として十分な精度を持つものである.

なお, 今回の検討では, 地盤反力係数の推定値の精度が問題となると考えられる. 試みに, 7mm 杭を用いた 12 本杭の試験結果 (case27) について, 当初の推定では  $k_c = 0.33\text{kgf/cm}^2$  となるところを  $k_c = 0.25\text{kgf/cm}^2$  とほぼ 75% に低減して杭頭せん断力を推定したところ, 杭頭せん断力は 20% ほど小さく推定されることが分かった. このように, 地盤反力係数の推定の精度はそのまません断力の精度に影響を及ぼしていることには注意が必要である. この点については, この実験ではこれ以上の精度での地盤反力係数の推定は困難である. なお, 一般的に原位置においても地盤のせん断強さからこの程度以上の精度で地盤反力係数を推定することは一般的には困難であると考えられる.

### 7.5.3 杭頭部の固定度

第 6 章の 6.5.2 で考察したように, 杭の頭部に作用する曲げモーメントと杭の周面摩擦力との関係は堤体の回転性に強く関係している. この章で用いているような着底タイプの底版の場合には, 底版自身の受ける地盤反力も回転性に影響を与えることとなる.

今回の実験で, 着底式くし型構造物に作用する外力は図-7.48 に示すようなものである. この

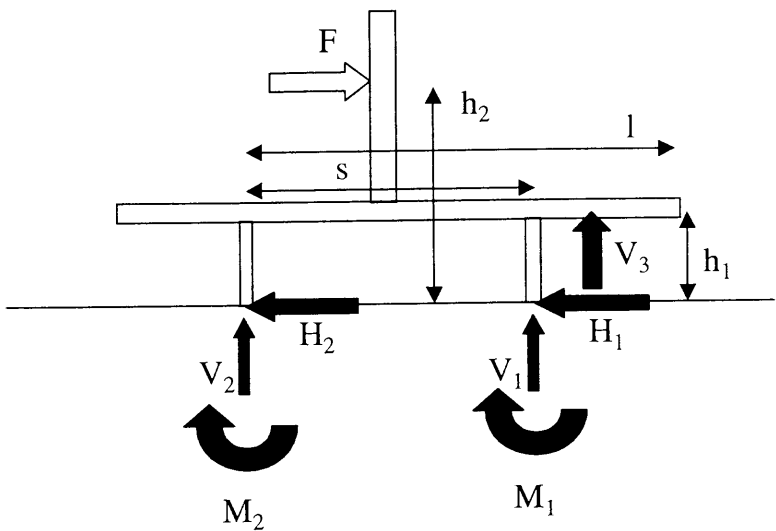


図-7.48: 着底式構造物に作用する外力

ときの力のつりあいは、次式のとおりである．

$$F = H_1 + H_2 \tag{7.4}$$

$$V_1 + V_2 + V_3 = 0 \tag{7.5}$$

$$F \cdot h_2 + M_1 + M_2 - V_1 \cdot s - V_3 \cdot l = 0 \tag{7.6}$$

ここで、6.5.2 と同様に、 $M_1$ 、 $M_2$  の代わりにそれぞれの杭頭モーメント  $M_{t1}$ 、 $M_{t2}$  を考えると (7.6) は

$$F \cdot (h_2 - h_1) + M_{t1} + M_{t2} - V_1 \cdot s + (V_1 + V_2) \cdot l = 0 \tag{7.7}$$

となる．ここで、 $M_{t1} = M_{t2}$  であるとすれば、 $V_2$  は次式で表される．

$$V_2 = -\frac{1}{l} (F \cdot (h_2 - h_1) + 2M_{t1} + (l - s) \cdot V_1) \tag{7.8}$$

ここで、 $l$  は载荷側の杭から底版に作用する地盤反力の作用位置までの距離である．堤体幅を  $B$  とし、地盤反力の生じている幅を  $\alpha B$  であるとし、前後の杭の位置がそれぞれ前趾と後趾から等距離にあるとすれば、地盤反力の分布形状は三角形分布と等分布の間であることが予想されるため、

$$l = \frac{1}{2} \cdot s + \left( \frac{1}{2} - \left( \frac{\alpha}{2} \sim \frac{\alpha}{3} \right) \right) B \quad (7.9)$$

となる．実験の結果からすると地盤反力の作用している幅はおよそ堤体幅の 1/2 であり，また， $B = 50\text{cm}$ ， $s=35.5\text{cm}$  であることから， $l = 30.2 \sim 34.4\text{cm}$  であり， $s$  とほぼ等しくなる．そこで，ここでは， $l = s = 35.5\text{cm}$  であるとして検討を進めることにする．

すなわち，ここでは，次式の関係があるものとして議論を進める．

$$F \cdot (h_2 - h_1) + M_{t1} + M_{t2} + V_2 \cdot s = 0 \quad (7.10)$$

各実験の各ケースにおいて，まず地表面付近でのベーンせん断強さをもとに， $k_c = 8.2\tau_{vf}$  の関係を用いて地盤反力係数を求める．この推定値にはかなりのばらつきを有していることが考えられるが，ここではほかに代わる指標がないので，この値で代表する．なお，本来であれば，変位の増加に伴う，地盤反力係数の低下も考慮すべきであるが，もともとの推定値の精度の問題を含めて，地盤反力係数の変化を考慮できるだけの精度の問題となっていないので，この点についてもここでは検討対象外とする．

次に，各杭の平均曲げモーメント分布と杭の地表面変位量から港研方式に基づいて杭頭に作用するせん断力と曲げモーメントを求めた．

その後，同じ杭頭せん断力が作用しているときの杭頭固定の場合の杭頭モーメントを求め，実際の杭頭モーメントの杭頭固定時の杭頭モーメントに対する比を取って杭頭の固定度とした．

載荷に伴う杭頭固定度の変化の一例を図-7.49 に示す．図に示したのは，7mm 杭を 12 本用いた場合の全体の平均的な固定度を表すものである．7mm 杭の場合には，杭頭の固定方法に多少の問題もあったため，全体としてかなり固定度がばらついている．また，case27 は初めから固定度が低いといった特徴的な傾向があるが，このケースについては，各杭のモーメントがばらついており，杭によって固定度が非常に悪いものがあつたことを物語っている．なお，全体としては，荷重レベルが上がり，水平変位が増加するにつれて固定度が低下する傾向にある．

ここに言う杭頭固定度とは，単に杭頭が剛結されている程度を評価しているのではなく，一般に杭の問題で考えている杭頭のたわみ角が 0 の場合と杭頭が自由な状態で杭頭たわみ角が生じている場合との間の相対的にどの状態であるかを問題にしている．このため，杭頭部の回転挙動が杭の固定度の変化に及ぼす影響が大きい．図-7.49 に示したような水平変位の増加に伴う固定度の低下は，堤体の回転に伴う杭頭の固定状態の劣化が原因である．杭頭部がある程度剛結されていると考えられる場合には，水平荷重載荷に伴う杭及び底版の抵抗によって生じるモーメントの釣り合いを保つために，杭軸方向の押込み力と引抜き力が生じる．これによって杭に引抜き力が生じる側の杭は引抜かれ，押込み側は，底版と杭の押込み抵抗によって抵抗するよ

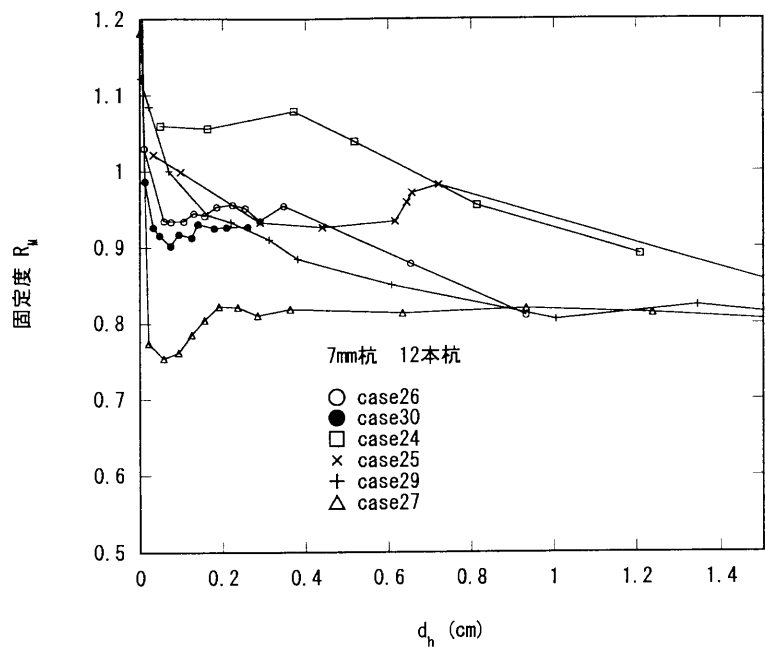


図-7.49: 杭頭固定度と水平変位の関係の例

うになる。杭の引抜き量は、杭の間隔や杭の引抜き抵抗によって決まる。杭の間隔が狭かったり、杭の引抜き抵抗が小さい場合には、杭が引抜かれることによって回転しやすくなり、それだけ杭頭の固定度が小さくなることになる。そこで、(7.10)式を用いて杭頭に作用しているモーメントから後列杭に作用したと考えられる引抜き力を推定し、杭の単位面積あたりの周面摩擦力度と地盤のせん断強さの比と堤体の回転角について調べてみた。

図-7.50にその結果の一例を示す。縦軸は杭に作用する周面摩擦力度比であり、式(7.10)から推定した引き抜き力から単位面積あたりの杭周面摩擦力度を算定し、ベーンせん断強さとの比を取ったものである。横軸は堤体の回転量であり、回転角0.01radのとき、前後の杭の相対引き抜き量(押し込み量と引抜き量の差)は0.355cmである。図に示した結果による傾向はかなりばらついているが、いずれも0.005radあたりまでは $R_r$ が直線的に増加し、その後増加率が低下する傾向がある。この様子から、杭の周面摩擦が0.18cm程度の引抜き量で飽和に近づくことを示していると考えらる。

7.5.4 杭の水平抵抗分担率

軟弱地盤着底式くし形構造物の設計を考える上で、水平荷重に対して、杭と底版がそれぞれどのような分担で抵抗しているかは、杭の配置や底版の大きさなどに影響される。ここでは、今

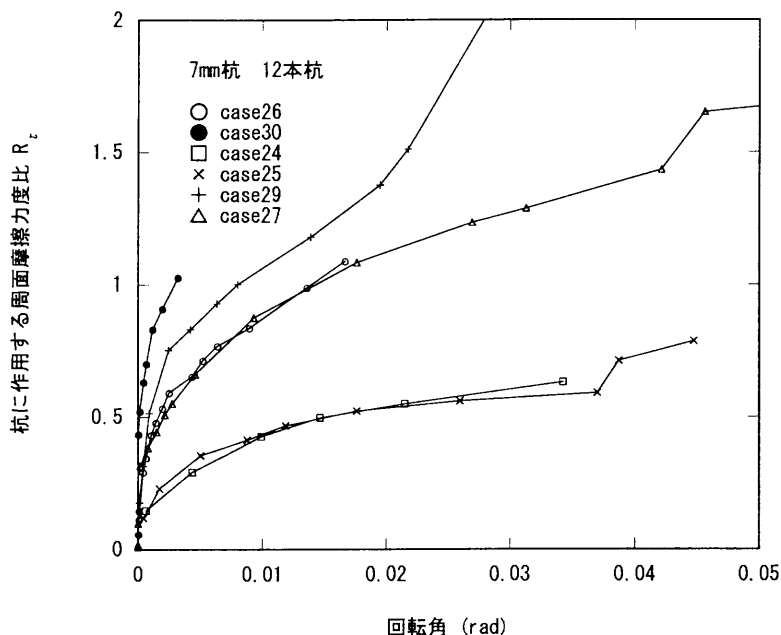


図-7.50: 杭に作用する周面摩擦力度比

回の実験の条件において、杭と底版の水平力に対する抵抗の分担率を見تينすることにする。

この構造物の抵抗の分担特性を推定するにはさまざまな方法が考えられるが、計測項目の主たるものが、杭に関するものであるため、ここではまず、杭の抵抗成分を主として分担特性を考えることにする。すでに述べてきているように、この構造物の場合、杭頭部で杭と底版との交角が変わらないようなきわめて剛性の高い結合方式をとったとしても、堤体そのものが回転を起こすため、杭頭条件としては完全固定条件とはなりえない。そこで、杭頭の固定度の変化を考慮しながら杭の水平抵抗を考える必要がある。杭頭の固定度を考慮するには、(1) 杭頭部がどの程度回転しているかを指標にする方法と(2) 杭頭部に生じている曲げモーメントから推定する方法の二つが考えられる。今回の実験では、杭頭部の結合条件が完全には把握できておらず、また、杭頭の回転角の測定もなされていないため、杭頭部のたわみ角から杭の抵抗を検討するのは困難である。一方で、杭に生じている曲げモーメントについては、測定点数が多少少ないなどの問題を含んでいるが、すでに述べてきているように、それなりの妥当性を持って杭に作用しているせん断力が推定できる状況にある。そこで、ここでは、杭に生じた曲げモーメントから推定した杭の水平抵抗をもとに水平抵抗の分担特性を検討する。

なお、底版の水平抵抗については、底版の抵抗が杭の影響を受けずに生じるものであるとの仮定を設けることによって推定することが可能である。この方法は、7.4.5 の(7.1)式で示した水平抵抗を持つものとして、全水平荷重から底版の抵抗成分を差し引いて杭の抵抗成分であると

考えるものである。この手法と杭からの推定との比較についてもここで実施している。

図-7.51～図-7.53 にそれぞれデータ数の多い、7mm 杭、5mm 杭、2mm 杭の実験における杭の水平抵抗分担率と水平変位の関係を示す。杭の受け持つせん断力の推定方法はすでに 7.5.2 と 7.5.3 で述べた方法である。データはかなりばらついているが、全体的な傾向として、水平変位の小さなところでは、杭の分担率が小さく、変位が増えるにつれて杭の分担率が大きくなること、また、変位が極めて小さいところを除き、水平抵抗の大半を杭が負担していることが分かる。この解析において、計算結果がばらついたことについてはいくつかの理由が考えられる。ひとつには、7.5.2 でも述べたように、地盤反力の推定精度の問題である。特に、分担率が1を大きく越えるものについては、地盤反力係数を過大に評価していると考えられるものがある。別の理由としては、杭の固定の方法の問題である。杭頭の固定度についてはすでに見てきているが、杭頭の固定の程度の違いによって杭頭モーメントの発生量が変わるだけでなく、杭の受け持つせん断力も変わってくるからである。

以上の理由から定性的な傾向を見ることが主となる。杭の剛性の違いによる分担率の変化については、杭の剛性が高いほど分担率が大きくなる傾向にあるといえる。杭の剛性が異なることにより全体抵抗性が大きくなり(図-7.21)、底版の水平抵抗が杭の剛性の違いによらず同じ抵抗を示すとしても杭の分担率が大きくなると考えられる上に、同一の水平変位に対して堤体の回転量も杭の剛性が高いほど大きくなる傾向にある(図-7.22)などため、杭の剛性が高くなることによって底版の抵抗が小さくなる可能性もあるなどのことから、上の結果は妥当なものであると考えられる。

地盤の強度の違いによる分担率の違いについては、ここに示した図-7.51～図-7.53 からは判然としない。そこで、特定の変位に着目して、地盤のせん断強さの違いによって杭によると推定される水平抵抗がどの程度変化するかを見てみた。図-7.54 にその結果を示す。この図には、底版の水平抵抗が杭の有無によって変わらないと考えて求めた杭の水平抵抗と上記の方法によって求めた杭の水平抵抗とをあわせて示している。さらに、全抵抗(■および点線)も示した。また、比較のために、杭頭が完全固定と完全自由の場合の杭の水平抵抗と実験で得られた全荷重とを示している。なお、底版の抵抗が変位レベルによらず一定であるとの考え方は一般性はないと思われる。この結果によると、推定方法の違いによる杭の水平抵抗はこの変位レベルでは比較的小さく、どちらの手法でもほぼ同じ結果になっている。また、杭の水平抵抗は杭頭固定と杭頭自由の中間にあり、地盤のせん断強さが異なっても相対的な抵抗性にはあまり変化がないことが分かる。さらに、全荷重と杭の抵抗の違いは荷重が大きくなるにつれて少しずつ大きくなってきており、分担率としてみるとあまり変わっていない様子がうかがえる。以上のように、地盤のせん断強さの違いは分担率にはあまり寄与していないことが分かる。

分担率の程度や地盤の強さが分担率に及ぼす影響については、杭の長さ方向の間隔や堤体の

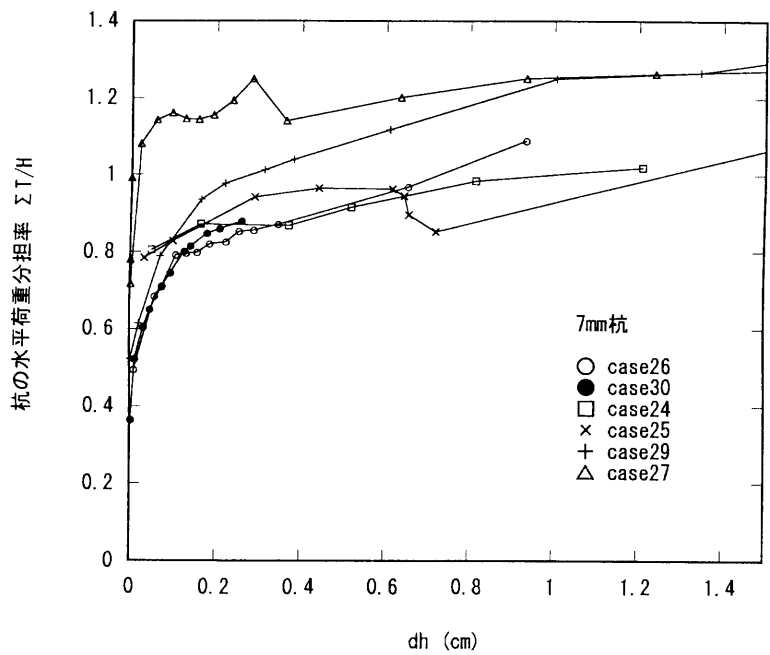


図-7.51: 7mm 杭の試験における杭の水平荷重分担率と水平変位の関係

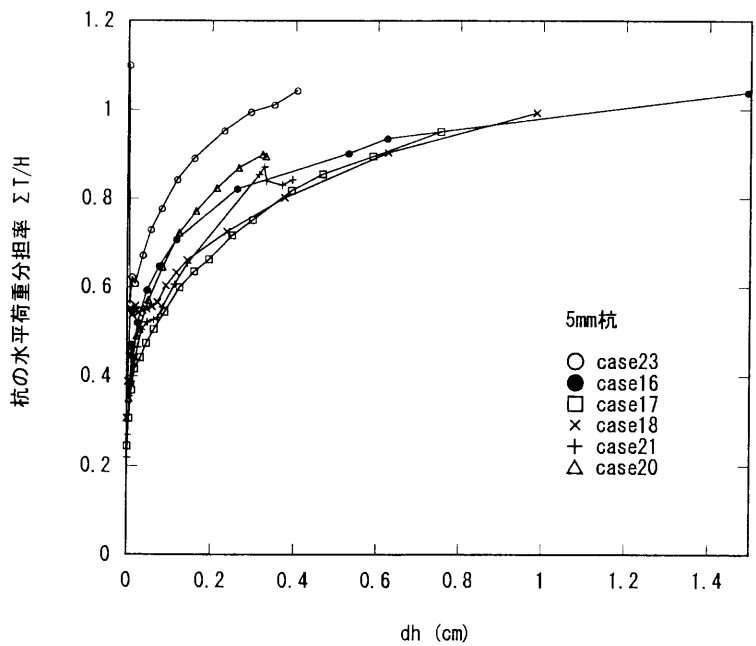


図-7.52: 5mm 杭の試験における杭の水平荷重分担率と水平変位の関係

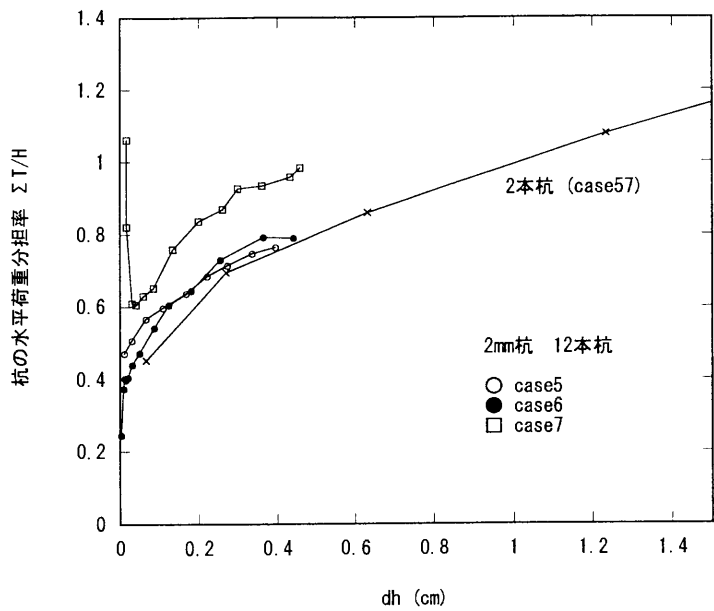


図-7.53: 2mm 杭の試験における杭の水平荷重分担率と水平変位の関係

重量などによっても変化するためこの結果をもとに実物の抵抗を議論するためには、十分な注意が必要である。

7.5.5 ばねモデルによる堤体の変位挙動の予測

堤体の回転挙動の効果をより詳しくみるために、図-7.55 に示すようなばねモデルを用いて数値計算をした。

杭に該当する鉛直部材には、水平方向には港研方式を表すばねをつけており、鉛直方向には杭と地盤との付着力を表すために、図-7.56 に示すような応力ひずみ関係を持つばねをつけている。この応力ひずみ関係は一軸圧縮試験の結果を参考に決定している。また、底版を表す水平部材には、水平方向には地盤と底版の付着力を表すばねをつけており、鉛直方向には地盤を圧縮するのに抵抗するばねをつけている。いずれのばねも図-7.56 と同じ応力ひずみ関係を持っている。ただし、底版の鉛直方向のばねは、底版が地面から離れるような変位をしたときにはばねの力がゼロになるようにしてある。なお、それぞれの部材には自重がないものとして計算している。

ここでは、杭の剛性の違いと、地盤強度の違いについて計算結果と実験結果とを比較してみる。計算結果との比較に用いた実験は、杭の剛性の違いについては、ほぼ地盤強度が同じ 2mm



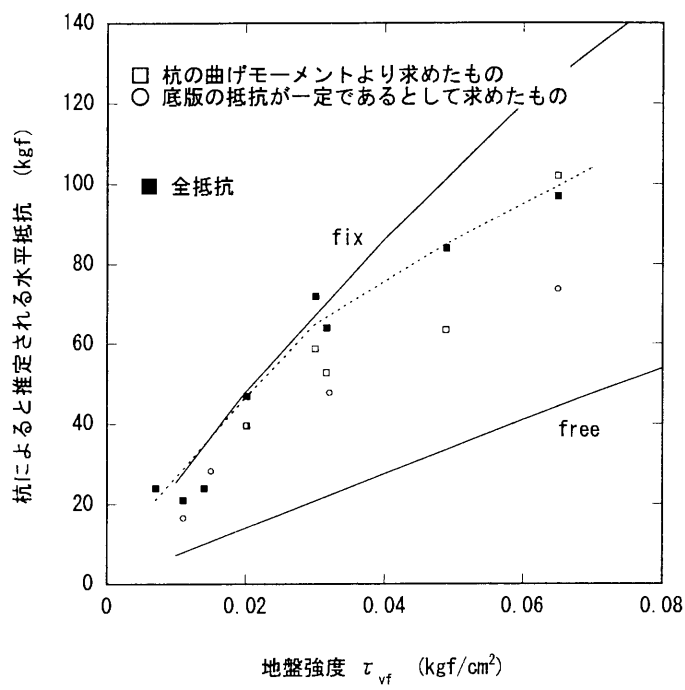


図-7.54: 水平変位が 0.4cm のときの杭による水平抵抗

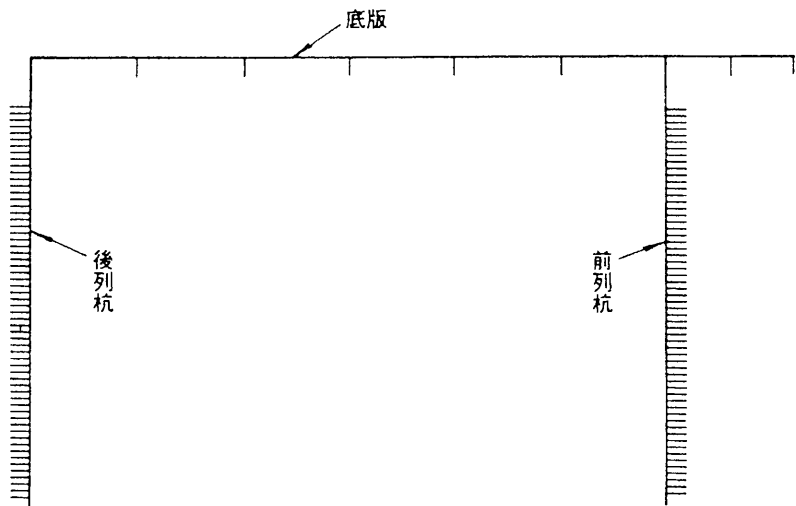


図-7.55: 計算に用いたモデル

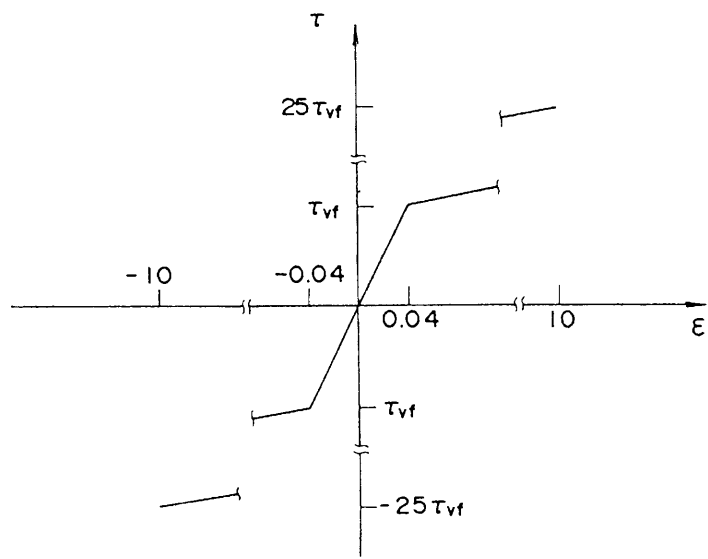


図-7.56: 計算に用いた杭鉛直方向のばねの応力ひずみ関係

杭のケース 6(地盤強度  $\tau_{vf} = 0.046\text{kgf/cm}^2$ ) と 7mm 杭のケース 29(地盤強度  $\tau_{vf} = 0.052\text{kgf/cm}^2$ ) であり、地盤強度の違いについては、5mm 杭のケース 16 とケース 23 である。

まず、計算結果による全体挙動について述べる。

図-7.57 と図-7.58 に、2mm 杭と 7mm 杭の場合について杭頭部の水平変位がほぼ同じときの堤体の変位状況を示す。ここで変位のスケールは、モデルのスケールの 5 倍に拡大している。このとき、2mm 杭のモデルの方は、12 本杭の模型としては 90kgf を載荷している状態であり、7mm 杭の方は 160kgf 載荷している状態であり、載荷重は異なったものである。両者には 3 つの点で挙動に差がある。第一に 2mm 杭の場合にはほとんど回転挙動を示さないのに対し、7mm 杭の方は大きく回転している。第二に 2mm 杭のモデルでは杭がかなりたわんでいるのに対し、7mm 杭のモデルでは杭はほとんどたわまず、回転している。第三に、杭の下端部が、7mm 杭の場合にはやや前に出ているのに対し、2mm 杭では逆方向に変位している。

図-7.59 と図-7.60 に 5mm 杭を用いた場合で、地盤強度が異なる例について同じように変位状態を示した。ここで図-7.59 が地盤強度  $\tau_{vf}=0.020\text{kgf/cm}^2$  の場合であり、図-7.60 が地盤強度  $\tau_{vf}=0.065\text{kgf/cm}^2$  の場合である。両図では杭頭部の水平変位は約 0.5cm であり、変位のスケールはモデルのスケールに比べて 10 倍になっている。模型の回転の状況、杭下端の変位状況などは 2mm 杭、7mm 杭の挙動と同じように差が出ており、地盤強度が小さい方がより短杭的に挙動することがわかる。

次に計算結果と実験結果を比較する。

図-7.61 に 2mm 杭と 7mm 杭の水平変位  $d_h$  と水平荷重  $H$  の関係について計算結果と実験結果

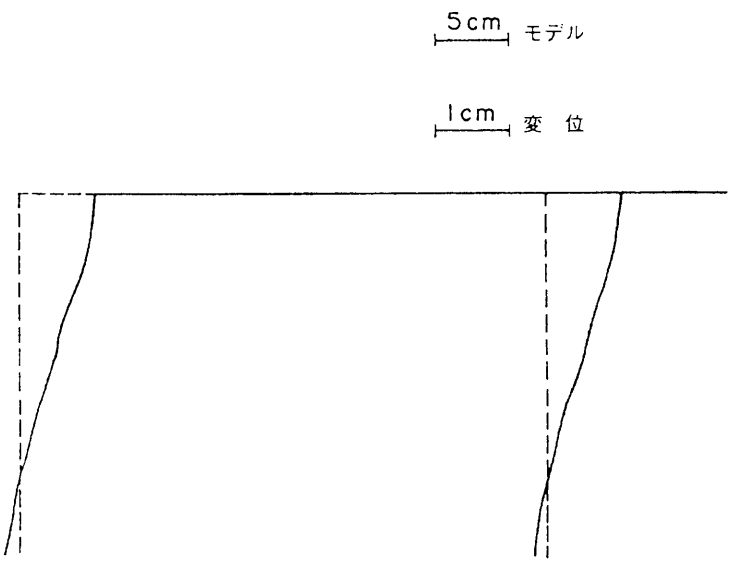


図-7.57: モデルの変位状況 (2mm 杭)

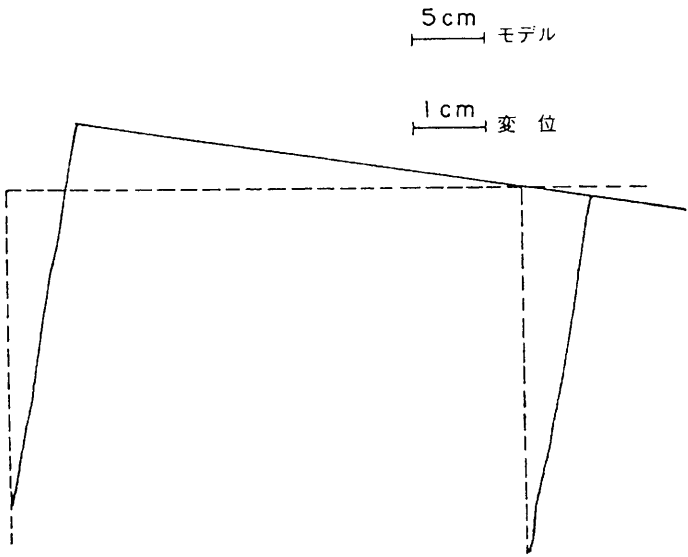


図-7.58: モデルの変位状況 (7mm 杭)

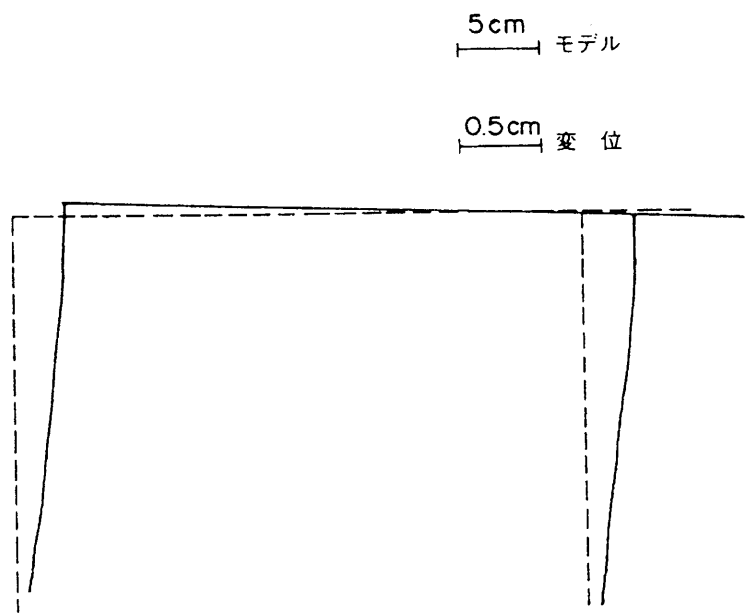


図-7.59: モデルの変位状況 (5mm 杭，地盤強度小)

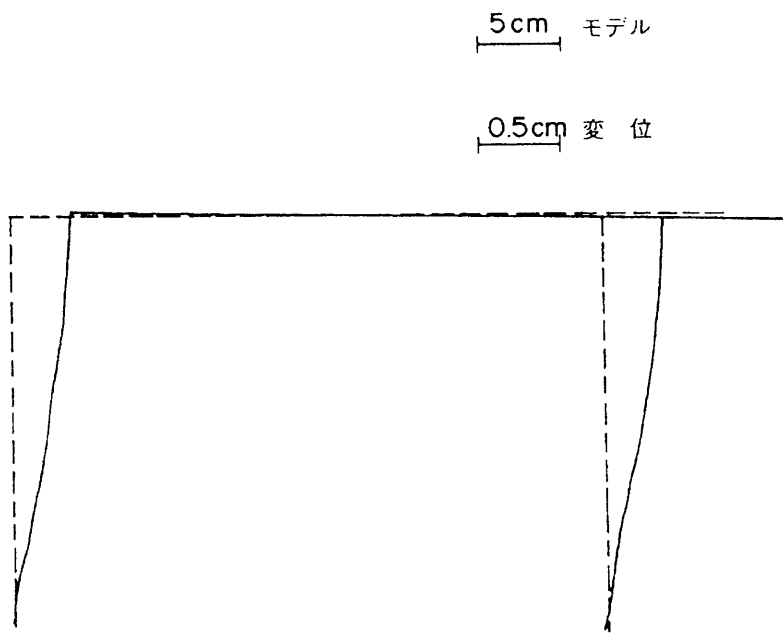


図-7.60: モデルの変位状況 (5mm 杭，地盤強度大)

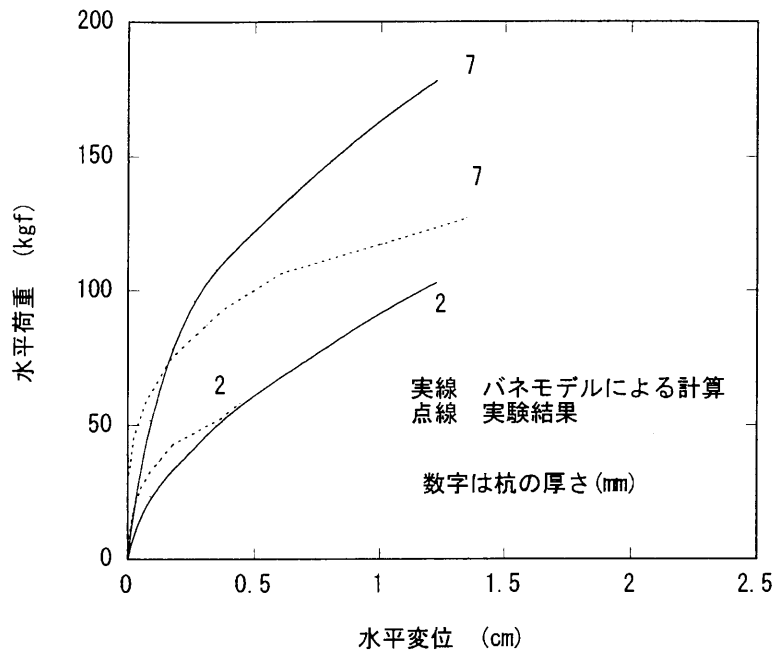


図-7.61: 水平荷重と水平変位の関係 (杭剛性の違い)

の比較を示す。図-7.62 には地盤強度が異なる場合の比較を示す。ここでは、5mm 杭の場合を示す。これらの結果を見てわかるように、このモデルは比較的よく実験結果を再現している。ただし、変位がある程度大きくなると、単杭の載荷試験結果と同様に、地盤反力が港研方式の仮定と異なり、飽和してくるため、全体として、実験結果の方が同一荷重における水平変位量が大きくなる。

図-7.63、図-7.64 に回転角  $\tan \theta$  と水平変位  $d_h$  の関係を示す。それぞれ杭の剛性の違いによって回転量に差があることがここでも表されており、実験結果を良く説明している。

図-7.65 から図-7.68 に、比較的的水平変位の小さな領域でのある荷重における杭に働くモーメント分布を示した。実験結果はいずれも平均的な値を示している。これらの結果からわかるように、モーメントの値や分布形状が実験と計算とで良く一致している。

さらに、杭の水平抵抗力分担率について計算した結果を図-7.69、図-7.70 に示す。杭の剛性が高い方が、杭の水平抵抗力分担率  $\Sigma T/H$  は、初期から大きく、また水平変位が大きくなって最終的な値に差があることがわかる。地盤強度  $\tau_{vf}$  の差は計算結果では顕著に現れなかった。

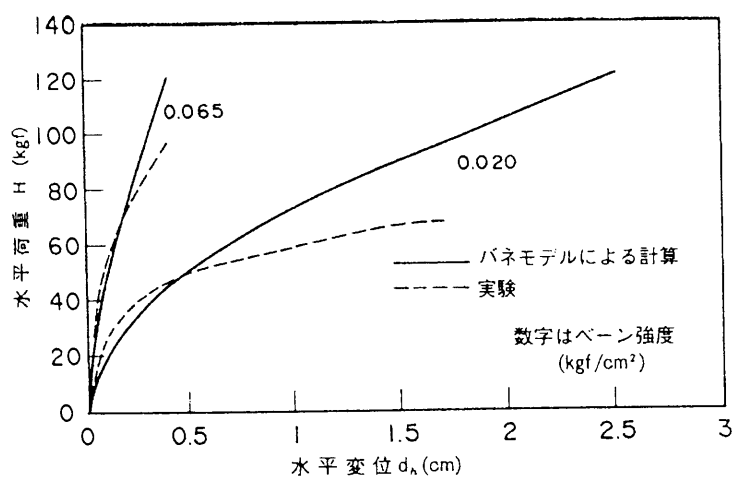


図-7.62: 水平荷重と水平変位の関係 (地盤強度の違い)

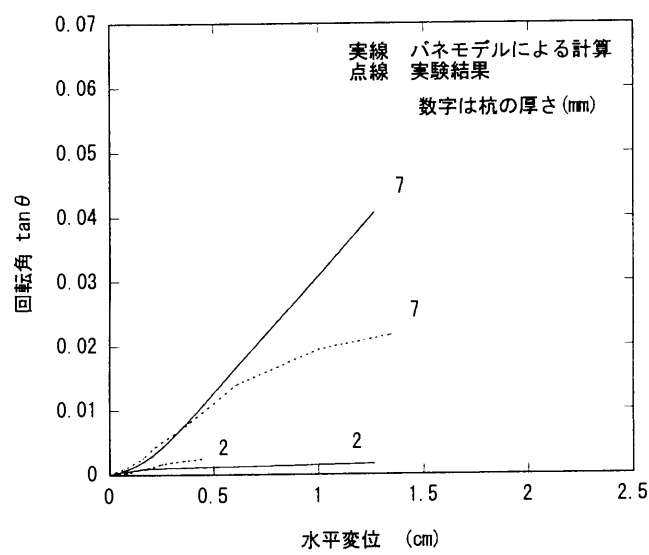


図-7.63: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (杭剛性の違い)

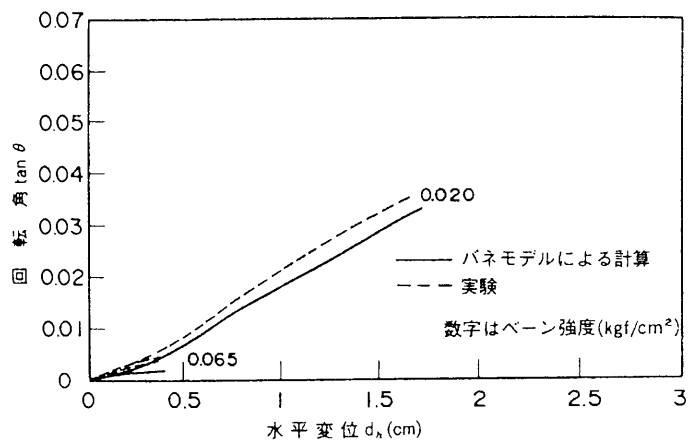


図-7.64: 回転角  $\tan \theta$  と水平変位の関係 (地盤強度の違い)

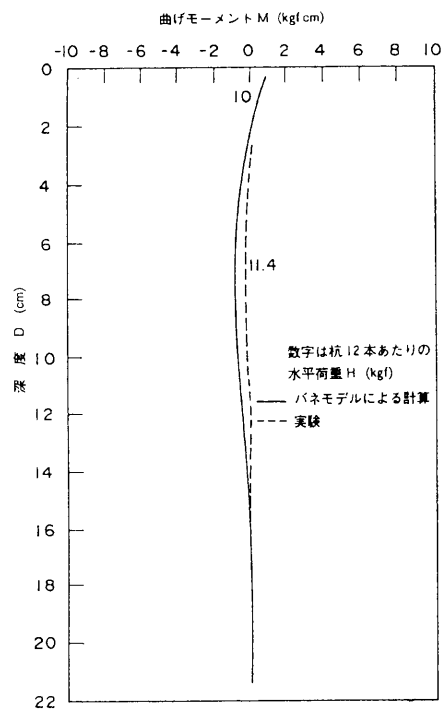


図-7.65: 曲げモーメントの深度分布 (7mm 杭)

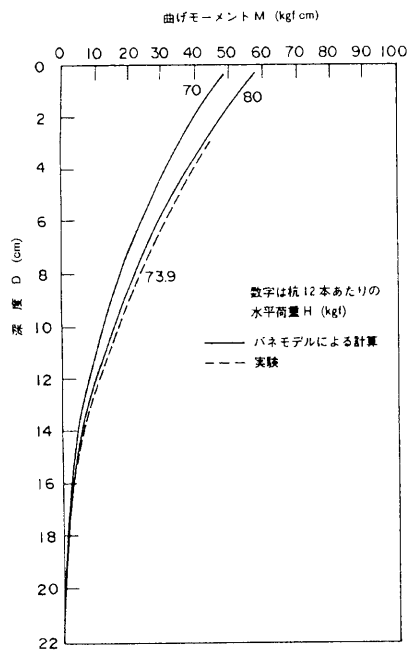


図-7.66: 曲げモーメントの深度分布 (2mm 杭)

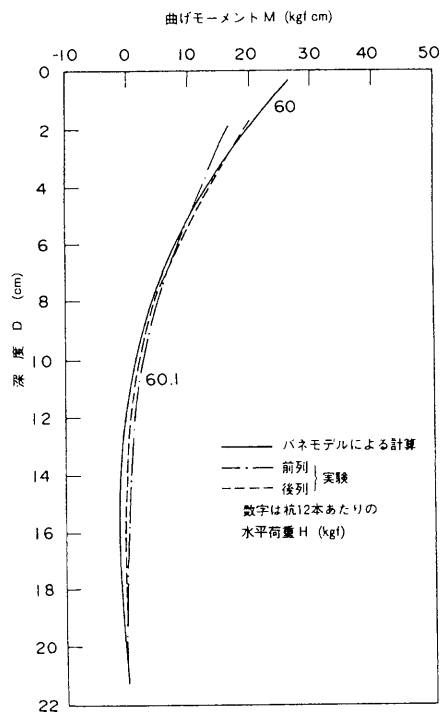


図-7.67: 曲げモーメントの深度分布 (5mm 杭, 地盤強度小)



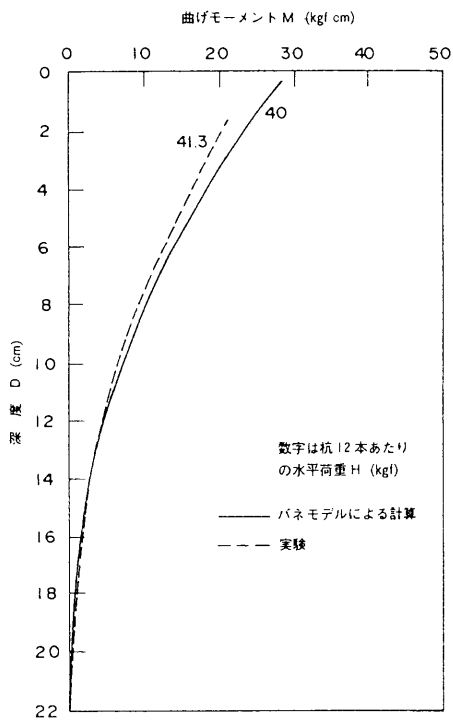


図-7.68: 曲げモーメントの深度分布 (5mm 杭, 地盤強度大)

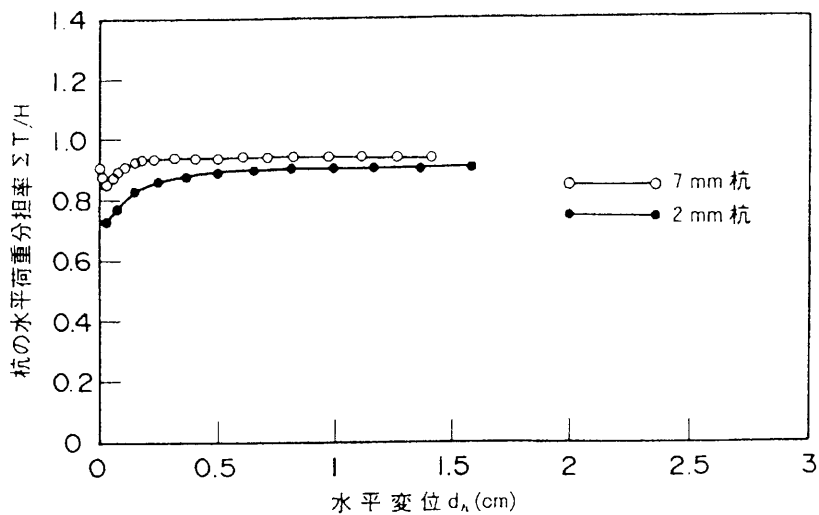


図-7.69: モデルによる杭の水平力分担率と水平変位の関係 (杭剛性の違い)

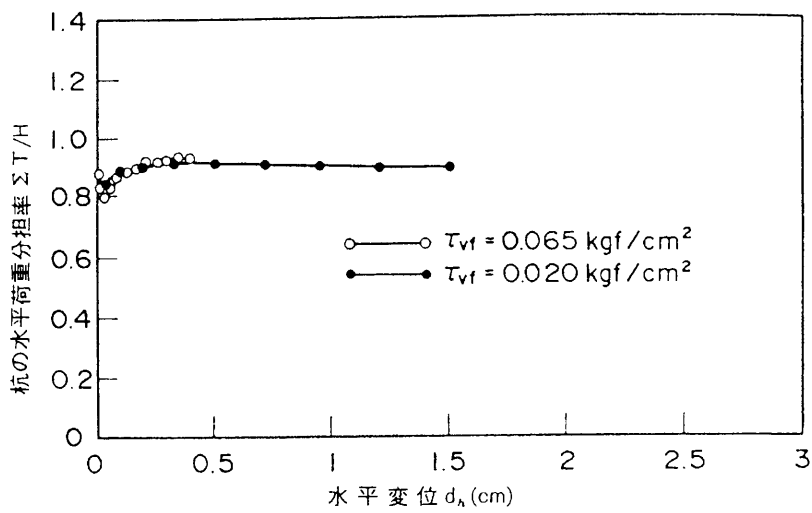


図-7.70: モデルによる杭の水平力分担率と水平変位の関係 (地盤強度の違い)

7.6 結論

本研究では着底式くし形構造物の水平力に対する抵抗メカニズムについて室内模型実験によって検討した。この実験では、熊本港で用いられる実構造物の 1/24 の模型を用いた。また、このときの模型では、初期に熊本港で用いられた杭と地盤の条件を考慮し、比較的剛性が高く、単杭として挙動するような杭を用いて実験を行っている。主な結論は以下のとおりである。

- (i) 地盤強度や杭の剛性の違いはくし形構造物の挙動に影響し、どちらも高いほど大きな水平荷重に抵抗するようになる。
- (ii) 杭の剛性が高いときには、くし形構造物は、変位の初期から回転挙動を示し、剛性の低いときには、初期にはひら形同様の水平変位挙動を示すが、少しずつ回転挙動が顕著になる。
- (iii) 今回の実験条件のように、堤体の荷重強度が地盤の鉛直支持力強度よりも小さな場合には、堤体の重量が重いほど底版による水平抵抗が大きくなる傾向にある。
- (iv) 12 本杭と 2 本杭による実験で 3 次元的効果の影響による実験結果の違いは顕著ではなく、堤体を帯状に並べたときの挙動は 2 本杭の模型によっても把握できる。
- (v) 杭頭の固定度の違いによる杭と曲げモーメントとせん断力と曲げモーメント分布の関係について明らかにした。杭頭の初期の固定度の違いは杭と底版の間の荷重分担率の关系到大きな影響がある。ただし、堤体が水平方向に変位するほど水平抵抗力のほとんどが杭の抵抗によるものとなる。

(vi) 杭の剛性の違いは杭と底版の水平抵抗力の分担率に影響を及ぼすが、地盤のせん断強度の影響は比較的小さい。

(vii) 着底式くし形構造物の挙動を推定できるばねモデルを提案した。この方法によって杭の剛性の影響や、地盤強度の影響が評価できる。

今回の実験では、相似則を考慮すると比較的地盤の強度が高く、現地実験の結果と比較すると底版による抵抗力をやや過小評価している可能性がある。従って今回の実験で用いた地盤より相似則を考慮した地盤強度が低い地盤では、杭による水平抵抗力分担率は今回の結果よりも小さくなり、底版による抵抗力の比率が大きくなる可能性がある。

## 参考文献

Davis, E.H. and J.R. Booker(1973):The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, *Geotechnique* 23, No. 4, pp.551–563.

Vaughan, P. R., M.K. El Ghamrawy, M.M. Hamza, and D.W. Hight (1976):Stability Analysis of Large Gravity Structures, *Behavior of offshore structures, BOSS '76*, pp.467–487.

運輸省港湾局監修 (1989)：港湾の施設の技術上の基準・同解説第5編基礎，pp.376–397.

菊池喜昭・高橋邦夫・中村竜一 (1990)：着底式くし形構造物模型の静的載荷実験，*港湾技研資料* No.679, p.26.

北詰昌樹・遠藤敏夫・寺師昌明 (1988)：正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力，*港湾技術研究所報告*第27巻第3号，pp.185–203.

口田登・小藏紘一郎・細川泰廣・中野敏彦 (1986)：軟弱地盤着底式防波堤の開発に関する現地試験 (水平載荷試験および考察)，*土木学会第41回年次講演会概要集*第3部，pp.137–138.

久保浩一 (1966)：短杭の横抵抗，*港湾技術研究所報告*第5巻13号，pp.1–38.

小林正樹 (1984)：有限要素法による地盤の安定解析，*湾技術研究所報告*第23巻第1号，pp.83–101.

沢口正俊 (1968)：くい横抵抗における地盤定数に関する研究，*港湾技術研究所報告*第7巻第2号，pp.65–94.

柴田徹・関口秀雄 (1995)：地盤の支持力，*鹿島出版会*，pp.71–74.

## 第8章 軟弱地盤着底式くし形構造物の現地模型 実験

### 8.1 はじめに

軟弱地盤着底式防波堤は、地盤が極めて軟弱で波力が比較的小さいという熊本港の自然環境条件に適した防波堤として考案された。ここで述べる現地実験は設計手法の検討のために平成2年度に行われたものである。この実験では、水平力に対する抵抗特性を検討するために、単杭の水平載荷試験とくし形防波堤の段階載荷試験と繰返し載荷試験が行われた。

ここで述べる実験に先立って、軟着底式防波堤の現地における実物模型実験が運輸省第四港湾建設局によって熊本県八代市の日奈久港港内で行われている。その時の実験では将来実際に熊本港で用いられる予定の軟着底式防波堤の実大模型を作成し、「ひら形」と「くし形」の2種類の構造について水平載荷実験が行われた(口田ら, 1986)。このとき用いられた模型(図-8.1)は、その後に実施された実海域での耐波特性を調べる実験(長期実証試験)にも用いられた。くし形模型では、根入れ長4mの杭が12本挿入されており、そのうちの前列後列とも中央付近の杭各2本の計4本の杭で深度方向に4点の曲げひずみを測定し、その他の杭では杭頭付近の曲げモーメントのみ測定した(図-8.1)。実験が行われた地点は実際に建設が予定されている熊本港と同様に沖積の軟弱地盤が堆積しているところである。載荷実験は、図-8.2に示すような形で行われた。載荷は静的段階載荷である。

「くし形」については、曲げモーメント分布を測定した4本の杭の各杭の杭頭に働いているせん断力 $T$ を推定し、その平均のせん断力がそれぞれの杭に作用しているせん断力であるとして杭全体の水平抵抗力を推定した。底版の抵抗力は作用荷重と杭の受け持つせん断力 $\Sigma T$ との差し引きであると考えた。それぞれが受け持つせん断力 $\Sigma T$ ,  $P_u$ について水平変位 $d_h$ との関係で整理し、図-8.3のような結果を得ている(木原ら, 1987)。この結果によると、ある程度の荷重までは堤体はほとんど水平変位せず、その間は底版が抵抗力のほとんどを受け持ち(領域Ⅰ)、変位が進むようになると杭が抵抗力を多く受け持つようになる(領域Ⅱ)。さらに変位が進むと杭の抵抗力が飽和し、再び底版による抵抗力が増加する傾向となっている(領域Ⅲ)。この現象は、当初杭の横抵抗が極限に達したため、再び底版の抵抗の増加が見られるようになったと解釈されたが、水平変位の増加につれて底版の抵抗がこのように大きくなることについては十分

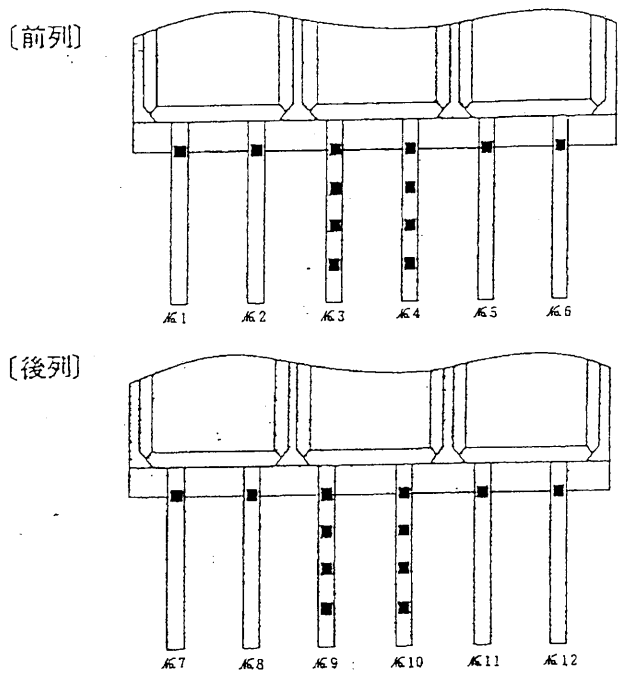
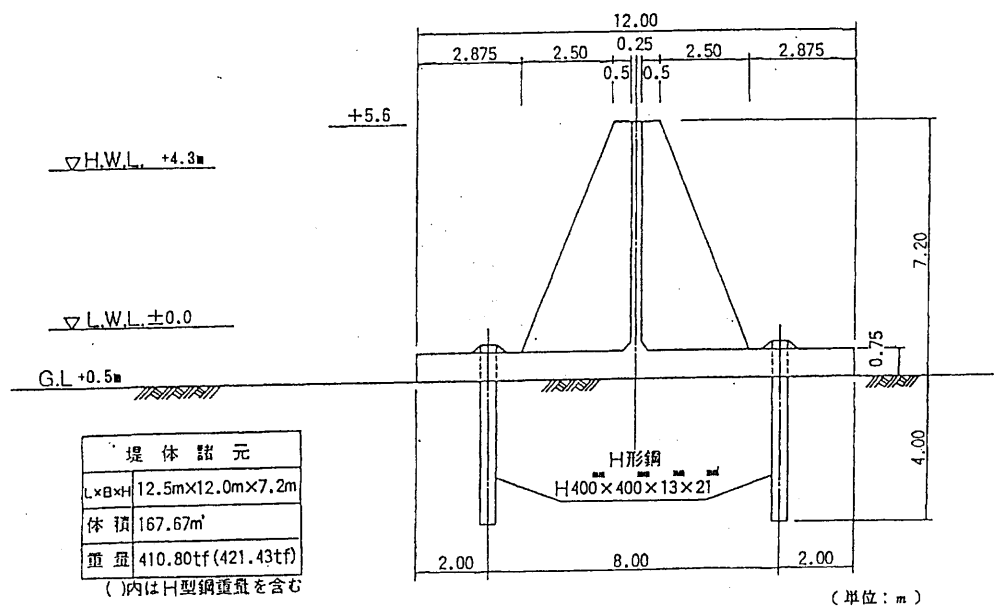


図-8.1: 第四港湾建設局で実施された実験に用いられた模型

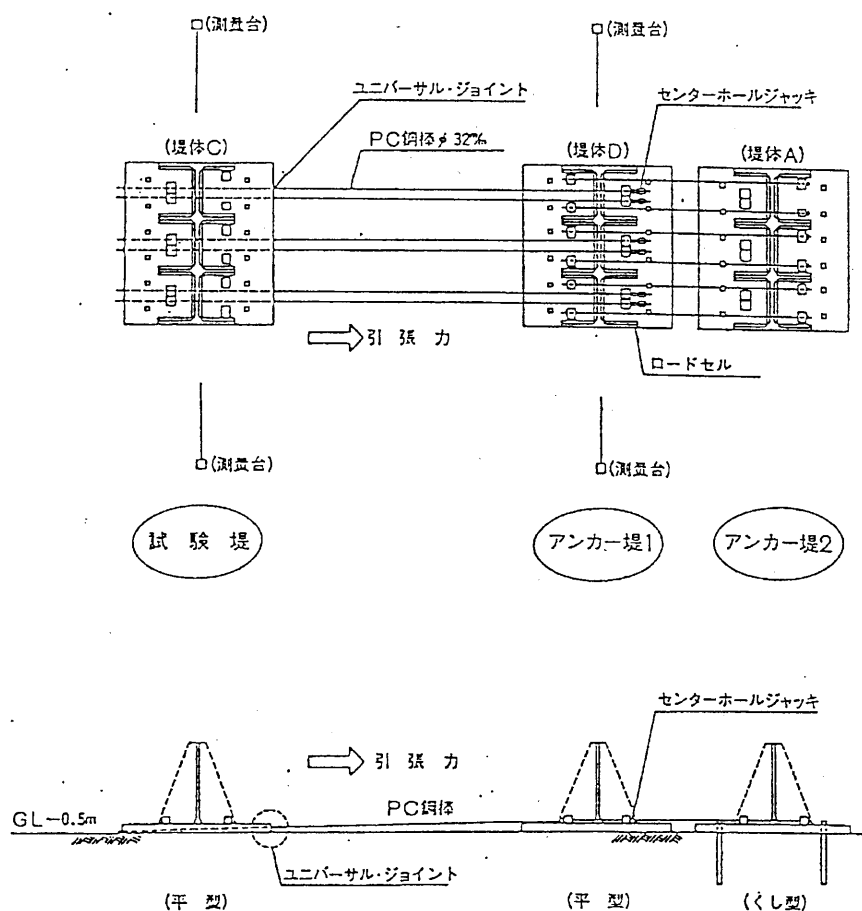


図-8.2: 第四港湾建設局で実施された実験の载荷の状況

## 第8章 軟弱地盤着底式くし形構造物の現地模型実験

な説明ができなかった。結局、このような観察は杭に関する計測が不足していたことが問題であったと考えられる。杭の抵抗に関する情報が満足ではなかったため、誤った解釈が生じたと考えられる。なぜなら、実際、杭頭に生じている曲げモーメントは、杭ごとに異なっており、杭ごとに受け持つせん断力が異なっていた可能性を示唆していること、また、その一方で、曲げモーメント分布を計測した杭についてみると杭頭に作用している曲げモーメントと各杭に作用していると推定されるせん断力の関係は必ずしも一義的に対応している関係にはない。以上のことから、この計測で行われた範囲内で杭の受け持つせん断力を精度よく評価しようとするのは困難であると考えられる。実際の現象としては、杭の横抵抗が飽和し底版の抵抗が増加することは考えにくく、曲げモーメント分布を測定していない杭の抵抗の増大が隠れていると考えるのが自然である。そのように考えると領域Ⅲにおいても領域Ⅱに現れたような杭のせん断力の増加が引き続き起きる傾向にあると想像するほうが自然であると思われる。

このあたりの状況をさらによく見るために、図-8.4に水平抵抗と水平変位の関係を示した。この図は図-8.3からデータを拾ってプロットしたものであり、計測されたデータを忠実に再現したものではないが、データの傾向を正確に捉えたものである。この結果を見ると、全抵抗は水平変位が増加するにつれて増えているものの、杭による抵抗分は、比較的小さな変位で頭打ちになるということを示している。しかし、7.5.4でも見てきているように、これまでの室内実験等の結果からすれば、変位するに従って底版の水平抵抗が減少し、杭の抵抗が増加することは考えにくい。従って、この点については再度現地実験を実施して確認をしておく必要がある。

同時に行われた「ひら形」模型の載荷実験から得られた、ひら形の破壊荷重を図-8.5に示した。ここで、縦軸には鉛直荷重を底版面積で除した鉛直荷重強度  $V^*$  を地表面強度  $s_{u0}$  で正規化した  $V^*/s_{u0}$  をとっており、横軸には水平荷重を底版面積で除した水平荷重強度  $H^*$  を地表面強度  $s_{u0}$  で正規化した  $H^*/s_{u0}$  をとっている。実験は3ケース実施されており、地盤条件の違いにより、それぞれのケースで  $V^*/s_{u0}$  の異なった実験となっている。図-8.5には、実験結果とともに、Vaughan 他 (1976) の示した地盤のせん断強度が深度方向に増加する地盤での支持力破壊線を実線で、Nova の示した  $V^*/s_{u0}$  が小さい場合までを含めた破壊線を点線で示している。これらの結果を見るとケース1とケース3についてはVaughanの式と、ケース2についてはNovaの式(柴田・関口, 1995)とよく合う結果が得られている。実験の観察の詳細はわからないが、「ひら形」の破壊は、 $V^*/s_{u0}$  が大きい場合は、Vaughan 他 の提案した式で破壊が説明でき、 $V^*/s_{u0}$  が小さい場合は、Nova の式に示されるような、破壊強度が鉛直荷重にほぼ比例するような傾向の破壊をするものと考えられる (2.3, 7.4.7 参照)。

その後の長期実証試験を経て、熊本港で用いられる軟弱地盤着底式構造物としては、「くし形」が採用されることになった。当初のくし形構造物はひら形の水平抵抗力不足をくしの歯状に挿

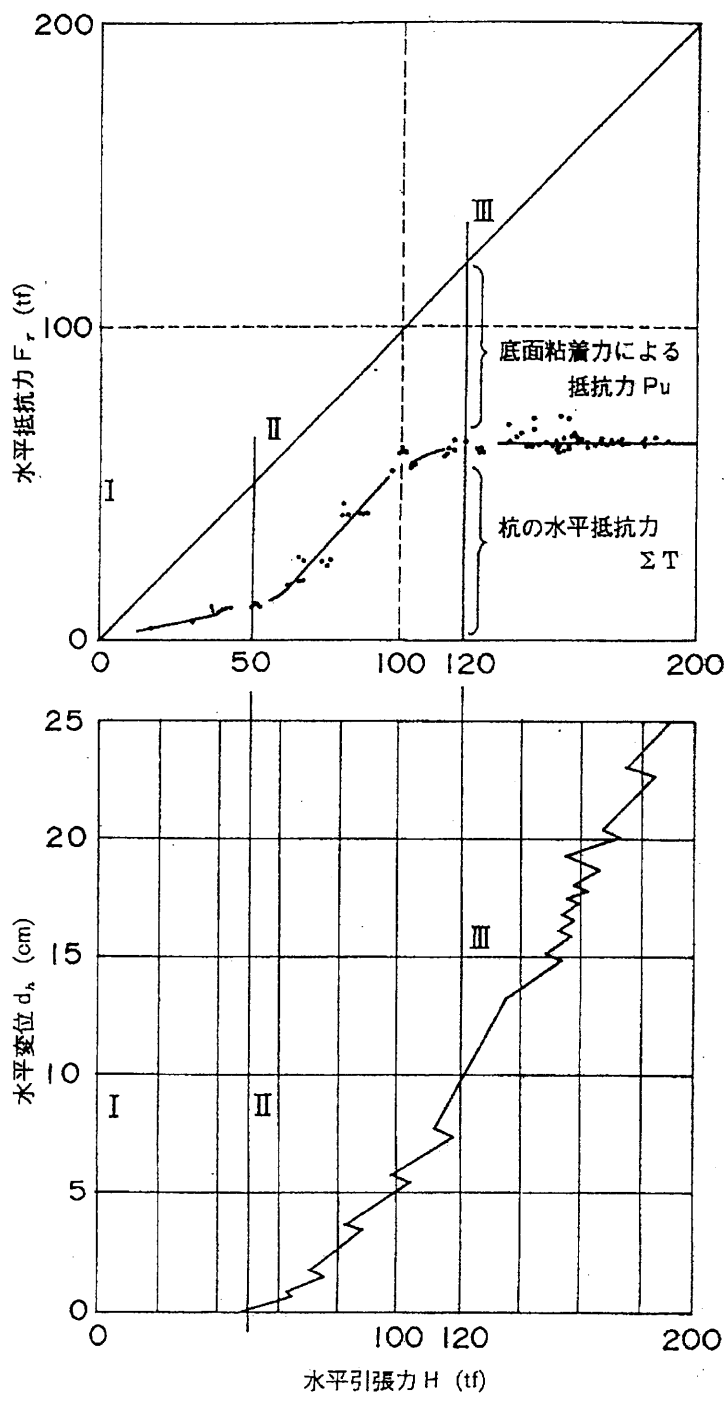


図-8.3: 現地実験での模型の挙動



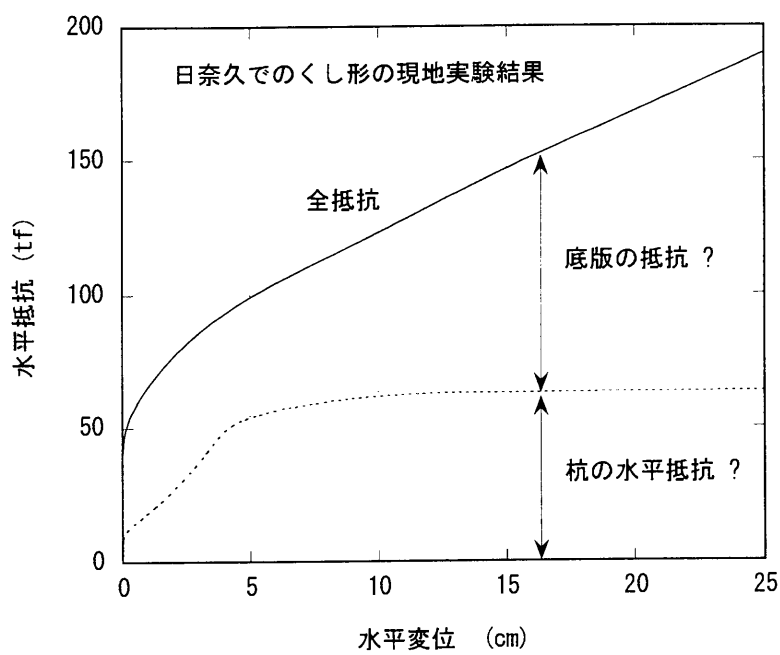


図-8.4: 現地実験でのくし形模型の水平抵抗と水平変位の関係

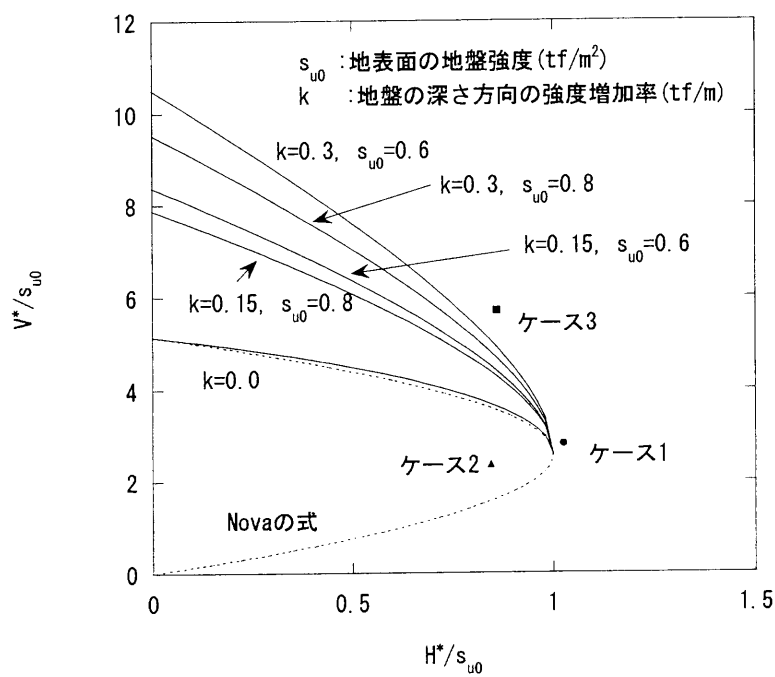


図-8.5: 現地実験でのひら形模型の破壊強度

した短い杭で抵抗させる形式が考えられており、上記の実験でも杭は剛性が高く、短いものが採用され、ある程度以上の変位が生じ機能上の問題が生じた場合には、構造物を据えなおすことで解決することが考えられていた。

しかし、実際に設計を進めていくと、水深が深くなるにつれて水平荷重が大きくなり、より大きな水平抵抗力を必要とすることになってきた。このため、軟弱地盤着底くし形構造物の汎用性を高めるためにも、また、より大きな水平抵抗力を期待するためにも、杭の長さを長くすることが検討された。また、実際の構造物で作用する繰返し外力に対する抵抗特性について詳しく調べることが必要であった。

## 8.2 実験の目的と方法

ここで紹介する現地実験は柔らかい長い杭を用いたくし形構造物の抵抗特性と繰返し作用する波力に対する抵抗特性について検討するものである。

実験は熊本港の港内で行われた。この実験では、実験実施地点の地盤条件を確認するための単杭の載荷試験と、杭の根入れ長さが軟着底くし形構造物の横抵抗特性に及ぼす影響を調べるための杭の根入れ長さを変えた模型での段階載荷実験と杭の根入れ長さが十分に長い杭を用いた模型の繰返し載荷実験が行われた。いずれの実験も水平力に対する抵抗特性を調べることを目的とするため、水平載荷試験とし、載荷高さもできるだけ低くする実験としている。図-8.6に単杭模型の概略を示す。杭はH鋼杭(300×300×10×15,  $EI = 4.3 \times 10^{10} \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ )で、杭の根入れ長さは25.25mであり、載荷高さは0.5mである。載荷時には、橋脚に反力を取り、油圧ジャッキで静的に載荷した。実験時には、図-8.6に示すとおり、載荷重、杭頭変位、杭頭傾斜、杭体に生じるひずみを測定した。

くし形構造物の載荷試験の目的は次の2点である。ひとつは、杭の根入れ長の違いが水平抵抗特性に及ぼす影響の評価である。過去に行われた実験では、杭は剛性が高く、しかも根入れの短い杭であるということを前提としていたが、根入れの短い杭では、杭による水平抵抗に限りがあり、将来より大きな水平力に抵抗しようとしたときに問題となる。そこで、長い杭としての抵抗特性を把握することを目的とした。もうひとつは、繰返し載荷による水平抵抗特性の低下の検討である。すでに見てきたように、杭式構造物は、繰返し荷重が作用する場合には、載荷回数の増加とともに、水平変位量が増える。特に粘性土地盤の場合には、周辺地盤の劣化も伴うため、水平変位量の増大が顕著となる恐れがある。さらに、水平変位量の増加とともに杭頭部が回転すると、杭頭部のモーメントが低下することも考慮する必要がある。杭頭部の杭の回転を拘束するようなモーメントが低下すると、杭の地中部での最大曲げモーメントが増大するため、この現象がどの程度のものであるかをあらかじめ評価しておくことは重要なことである。実験に

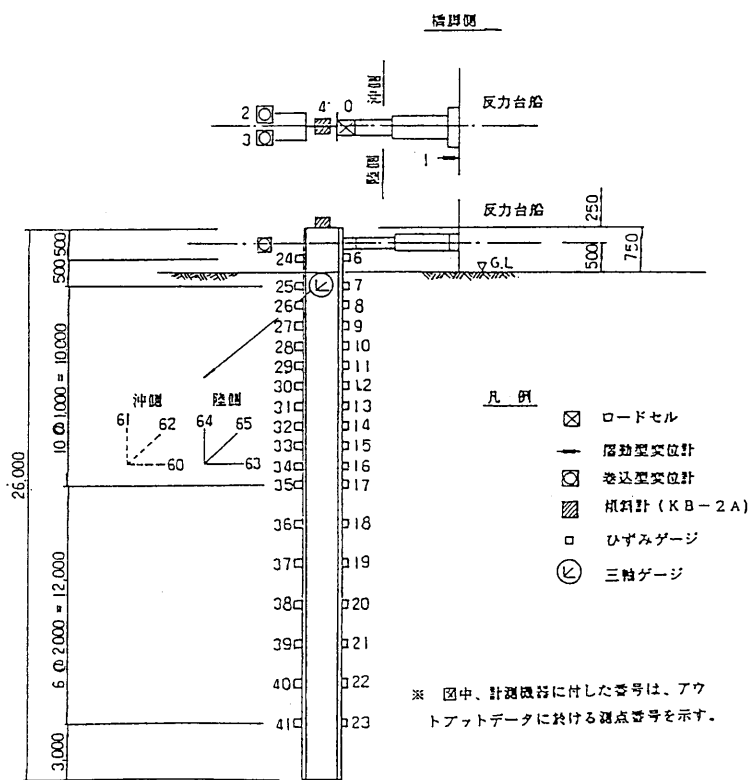


図-8.6: 実験に用いた単杭模型

8.2. 実験の目的と方法

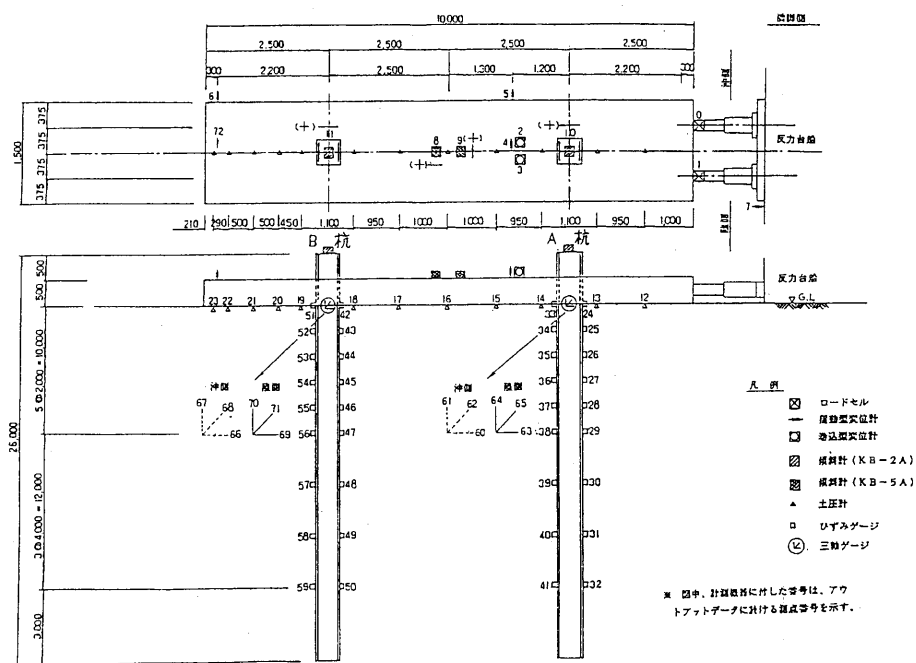


図-8.7: 実験に用いたくし形構造物模型の例 (長杭の場合)

用いたくし形構造物は図-8.7に示すものである。用いられた実物大模型の底版の寸法は、長さ10m×幅1.5m×厚み0.5mで、杭としては、H型鋼(250×250×9×14,  $EI = 2.3 \times 10^{10} \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ )が用いられた。この模型は、実際に用いられる堤体の1/6の長さの模型であり、堤体の前後に1本ずつ杭を挿入している。杭の根入れ長の違いの影響を見るための段階載荷試験のケースでは杭の根入れ長さは5m, 15m, 25mの3種類とした。繰返し載荷試験の場合の根入れ長は25mである。いずれの試験においても前杭と後杭の杭間距離は5mとした。杭の頭部は底版(RCスラブ、版厚50cm)の上面の位置でボルトにより固定してある(図-8.38)。実験では、図-8.7に示すように、載荷重、底版に作用する鉛直土圧、底版の鉛直、水平変位、平均傾斜角、杭頭変位、杭頭傾斜角、杭体に生じるひずみを測定した。

この実験では、試験堤を据え付け、試験杭を打設し、その後に水平載荷試験を実施している。実験の都合から、繰返し載荷試験については据え付けの翌日に載荷試験を実施したが、それ以外の実験については、模型据え付け2週間後に載荷試験を実施した。

静的載荷試験では、現地盤工学会の杭の水平方向載荷試験方法(1983)に準じて、静的段階載荷を実施した。繰返し載荷は波の周期を考慮して周期5秒の載荷(両振り)とした。繰返し載荷においては、載荷ステップと繰返し回数は以下のとおりである。まずはじめに片側約6tfの荷重を約40回載荷し、ついで約8tfを30回、最後に12tfを100回載荷した。

くし形模型への載荷は、底版を2本のジャッキで水平方向に押し出す形で行っている。

表-8.1: 現地実験ケースとその概要

実験ケース	種類	杭の根入れ長	杭の曲げ剛性 $EI$ (kgf·cm <sup>2</sup> )
case1	くし形, 繰返し載荷	25m	$2.3 \times 10^{10}$
case2	くし形, 段階載荷	25m	$2.3 \times 10^{10}$
case3	くし形, 段階載荷	15m	$2.3 \times 10^{10}$
case4	くし形, 段階載荷	5m	$2.3 \times 10^{10}$
case5	単杭, 段階載荷	25m	$4.3 \times 10^{10}$

載荷試験ケースとその概要を表-8.1 に示す。

この実験での載荷試験位置と地盤調査位置の関係は、図-8.8 のようなものである。このうち、No.1 と No.2 のボーリングは、すべての実験に先立って原位置の地盤条件を確認する目的で実施されたものである。No.1 地点では、サンプリングを行い、一軸圧縮試験、圧密試験などを実施しているが、他のボーリング孔では、ベーンせん断試験のみを実施している。No.3, 4, 5, 6, 7 はそれぞれ H 鋼杭の前方 40cm の位置においてベーンせん断試験を実施した地点であり、載荷試験による劣化の程度を調べるために、各地点で載荷試験が実施されたその日に調査されている。また、No.6' は No.6 よりさらに 1m 前方の位置で、載荷試験を実施した日にベーンせん断試験が実施された地点であり、地盤の強度の変化が杭の前方どのあたりまで及んでいるかを調べようとしたものである。No.3' は載荷試験終了後 70 日たってから原地盤の強度がどのように回復したかを調べた地点であり、ベーンせん断試験を実施している。

図-8.9 に No.1 の地点の塑性限界、液性限界、自然含水比の深度分布を示す。この地盤では、表層付近、-6m 付近に薄い砂層をかんているが、全体的に塑性限界 40% 程度、液性限界 80～100% 程度の地盤であり、自然含水比はほぼ液性限界程度の地盤である。同じ地点で調べた圧密降伏応力と土被り圧の深度分布を図-8.10 に示す。この結果を見ると、表層付近では、圧密降伏応力が土被り圧よりも大きく、深くなると土被り圧とほぼ等しいか、土被り圧よりもやや小さな値となるところもでてくる。図中には、参考のために OCR=2 の線も示してあるが、これからもわかるように、表層付近では OCR が 2 程度で、深くなるにつれて OCR が小さくなっていく。

図-8.11 に、この地点の自然地盤のせん断強度分布を示す。図中、黒丸は No.1 の地点で行った一軸圧縮試験の結果得られたせん断強さ  $c_u$  を示しており、○は No.2 地点で実施したベーンせん断試験の結果えられたベーンせん断強さである。また、図中に引いた線は、ベーンせん断強さをもとに類推した本地盤のせん断強さの深度分布である。一軸圧縮試験から得られたせん断強さはベーン試験の結果とほぼ等しいか小さめの値となっている。その違いは -15m～-20m 付近で著しい。このような結果となった理由は不明であるが、ここでは、ベーンせん断強さを地盤のせん断強さの基準として考えることにする。なお、この地盤では、-16m 以深のせん断強

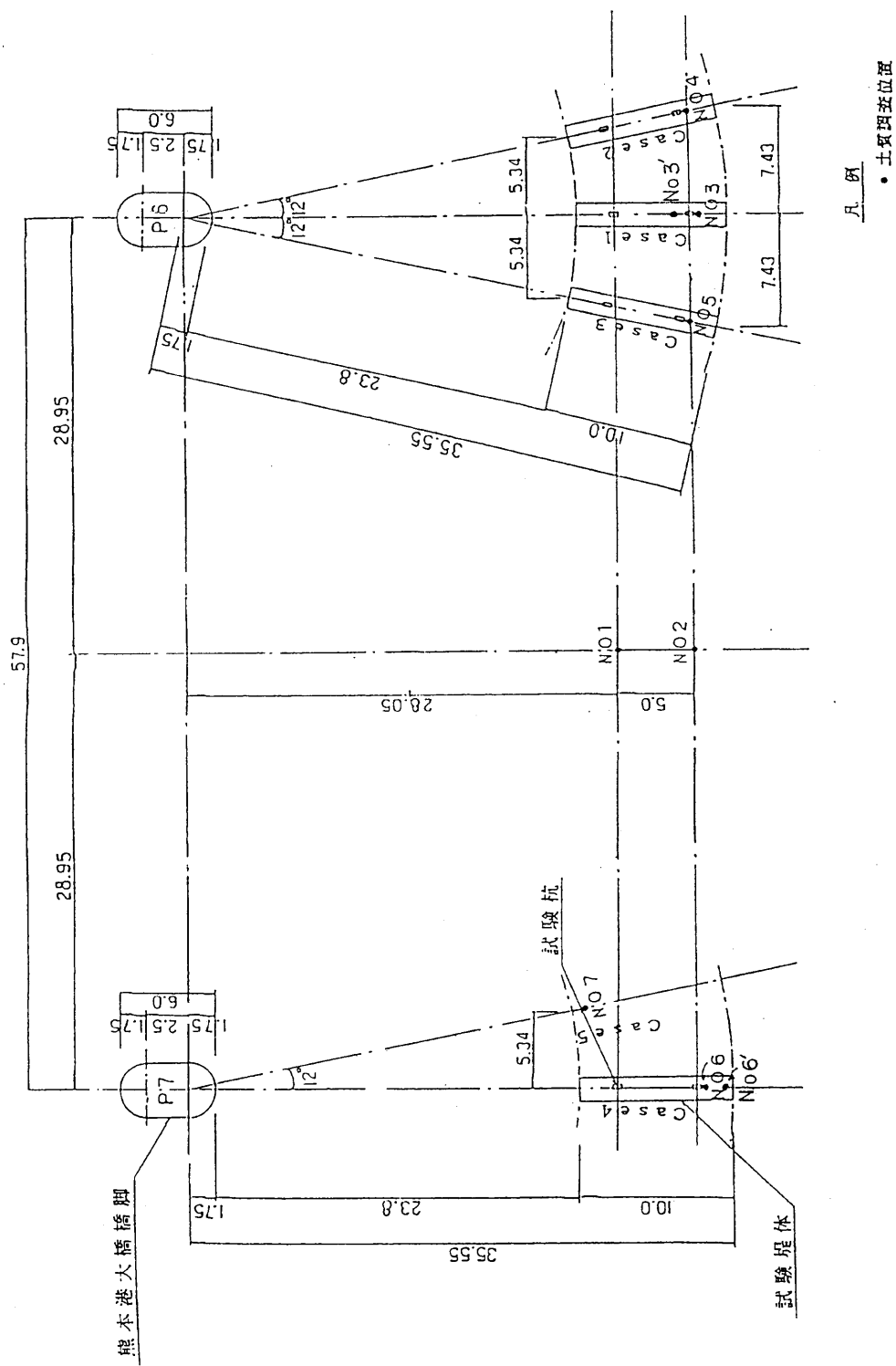


図-8.8: 各試験ケースの位置と地盤調査位置の関係

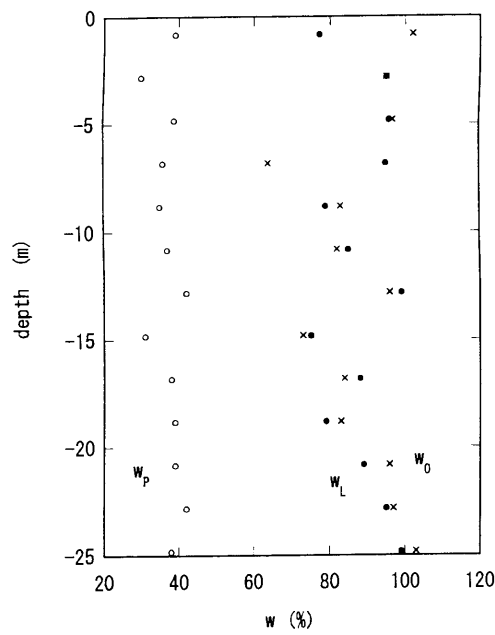


図-8.9: 塑性限界，液性限界，自然含水比の深度分布

さの深度分布特性がそれより浅いところと多少食い違っている．圧密降伏応力の深度分布などと比べてみても，このあたりの地盤条件は，これより浅いところと比べて連続的でないところがあるようである．

8.3 単杭の載荷実験

8.3.1 実験結果

図-8.12 に杭頭でロードセルで計測した載荷重と杭頭で計測した杭頭の水平変位の関係を示す．この実験では，荷重の載荷は現地盤工学会の杭の水平載荷試験法 (1983) に準じて段階載荷で実験を行っているが，潮位の関係から全体の載荷時間を十分に長く取ることができなかったため，ひとつの荷重段階での荷重保持時間は 3 分としている．また，計測間隔は 30 秒ごとにしている．図-8.12 には測定された全データを折れ線で結んだほかに，荷重を 3 分保持した後のデータを○で示している．最大荷重の 12500kgf については，荷重を保持せず，すぐに除荷したため，○で示すべきデータはない．この結果を見ると，載荷過程では荷重を保持している間に変位が増加していくこと，除荷時には荷重レベルにもよるが荷重を保持している間に変位が減少する傾向にあることも見て取れる．また，杭の荷重変位関係では一般的なことであるが，荷重レベルが上

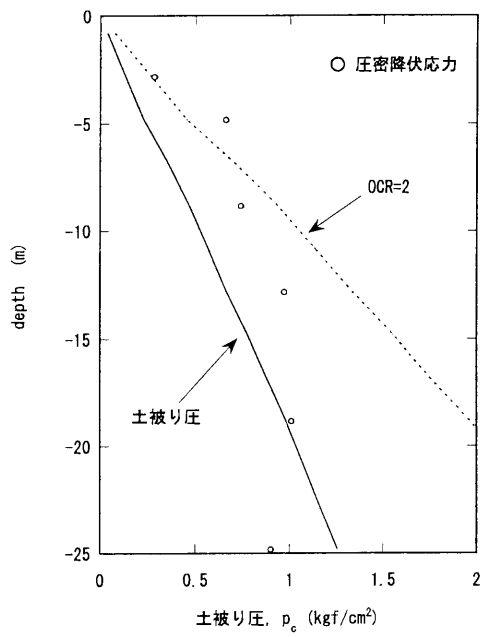


図-8.10: 圧密降伏応力と土被り圧の深度分布

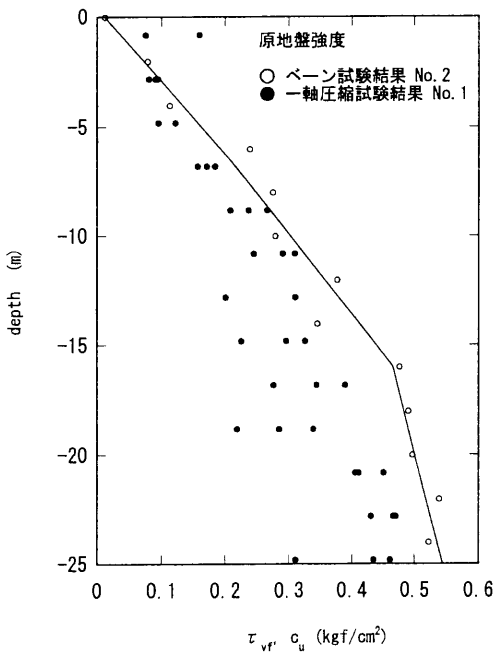


図-8.11: 現地の地盤強度



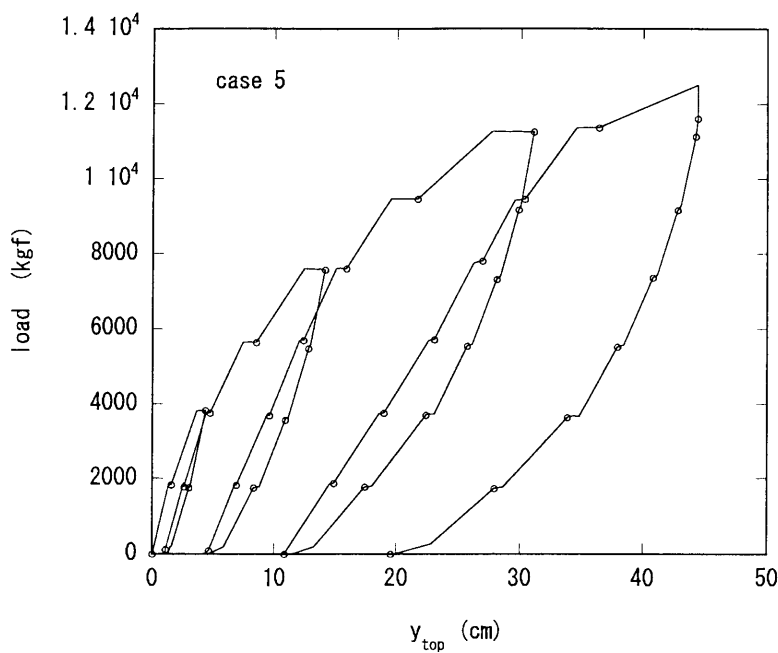


図-8.12: 単杭の杭頭荷重と杭頭変位の関係

がるにつれて荷重の増分に対する変位の伸びが大きくなる非線形な挙動が現れていることが分かる。また、この実験の範囲においては極限荷重を決定できるような状況にないことが分かる。

図-8.13 に曲げモーメント分布の計測結果を示す。ただし、ここに示す曲げモーメントは測定された曲げひずみに所定の校正係数をかけたものである。ここでは、分かりやすくするために、(a) から (d) まで、各サイクルごとの曲げモーメントの変化を示している。各図において実線は載荷過程での曲げモーメントであり、点線は除荷過程の曲げモーメントである。(a) や (b) では、これまでに室内実験で見てきたように、曲げモーメントの最大値の位置が除荷過程で大きくなることや、曲げモーメントが 0 となる深さが除荷過程で深くなる挙動が現れていることがわかる。

ところで、(c) の図を見ると杭頭荷重が 9.47 tonf となったあたりで、深さ 4m 付近の曲げひずみが急増し、結果として除荷時にも不規則な形で曲げひずみが残った状態となっている。ひずみの計測結果を見るとこのあたりで明らかにひずみが急増しており、杭が降伏したためであることが分かった。杭の保証降伏点強度は  $2400 \text{ kgf/cm}^2$  であり、この応力状態に達する曲げモーメントが  $3.2 \times 10^6 \text{ kgfcm}$  であることから、この杭は保証降伏点強度を少しこえたあたりで降伏したものと考えられる。杭が降伏してしまうと、杭を曲げ剛性一定の梁として取り扱うことができなくなってしまうので、ここの解析では、杭頭荷重で 7.6 tonf 以下を対象とすることにする。

ただし、図-8.12 に見られるように、今回の実験から、杭が降伏しても杭頭の荷重変位関係は急激に変化することなく、より大きな荷重に抵抗できることが分かる。このことは杭構造物の

特性を考える上では重要なことである。

単杭の載荷試験の最大の目的は、この地盤の地盤反力係数を推定することにある。地盤反力係数の推定の方法はいくつかあるが、最も古典的な方法は、杭の頭部あるいは地表面でのたわみと杭頭荷重の関係を調べることである。図-8.14には、測定されたモーメントを二階積分して得られた地表面のたわみと載荷重の関係をもとにして港研方式における地盤反力係数を推定したものである。この結果を見ると、地表面たわみが数 cm までなら  $k_s = 0.0015 \text{ kgf/cm}^{3.5}$  とする港研方式の S 型の仮定は十分満足できるものであることがわかる。

これとは別にすでに他の章で求めてきているように、地中部のいくつかの深さにおける地盤反力（曲げモーメントを二階微分して求めたもの）とたわみの関係から予測される地盤反力係数について試みる。図-8.15には、比較的浅い部分での地盤反力とその深度でのたわみの関係を示した。また、同図には、いくつかの  $k_s$  を仮定した場合の港研方式の計算結果も示している。この結果からすると、たわみが比較的小さな範囲では、推定された各深度の  $p-y$  関係から推定される地盤反力係数は  $0.0015 \text{ kgf/cm}^{3.5}$  より大きい。たわみが 2cm を超えるあたりから地盤反力係数の低下が見られ、たわみが増加するにもかかわらず地盤反力がほぼ一定となる傾向にあることがわかる。この関係をあえて港研方式の地盤反力係数の変化として捉えようすると図-8.16 のようになり、たわみが 2cm となるあたりから徐々に地盤反力係数が低下すると考えてよいことがわかる。

次に、地盤中の杭の挙動を調べるために、曲げモーメント分布をスプライン関数で近似し、微分および積分することによりたわみ分布と地盤反力分布を求めた。図-8.17 に各サイクルのたわみ分布の変化を、図-8.18 に各サイクルの地盤反力分布の変化を示す。この結果のうち、特に地盤反力分布に着目すると、除荷時に浅い部分 (0~3m) で逆向きの地盤反力が生じていること、浅い部分で深度方向に地盤反力が増加するといった S 型としての特徴を有すること、などの点で室内粘性土地盤の実験結果とは異なる傾向にある。

特に、除荷時に浅い部分で逆向きの地盤反力が生じることについては、室内実験と比較すると以下のような理由によるものではないかと思われる。すなわち、室内実験では、載荷実験時には地盤は過圧密状態にあり、地盤には自立できる高さがある。しかし、現地実験の地盤は正規圧密地盤であり、地盤が自立できる状態にはないため、杭の背面に粘土が入り込み抵抗を示したためであると考えられる。

図-8.19 から図-8.21 に各深度における地盤反力とたわみの関係を示す。これらの結果を見ると、浅いところでは、 $T_{max}$  時に  $p_{max}$  が生じ、深いところでは  $T_{max}$  時に  $p_{min}$  が生じるなどの点でこれまでに見てきた砂や粘土とほぼ同じような挙動となっているが、砂地盤で見られたような中間的な深度で、除荷時に地盤反力が急増するといった現象は見られない (図-4.16, 図-4.17, 図-5.21, 図-5.22 参照)。

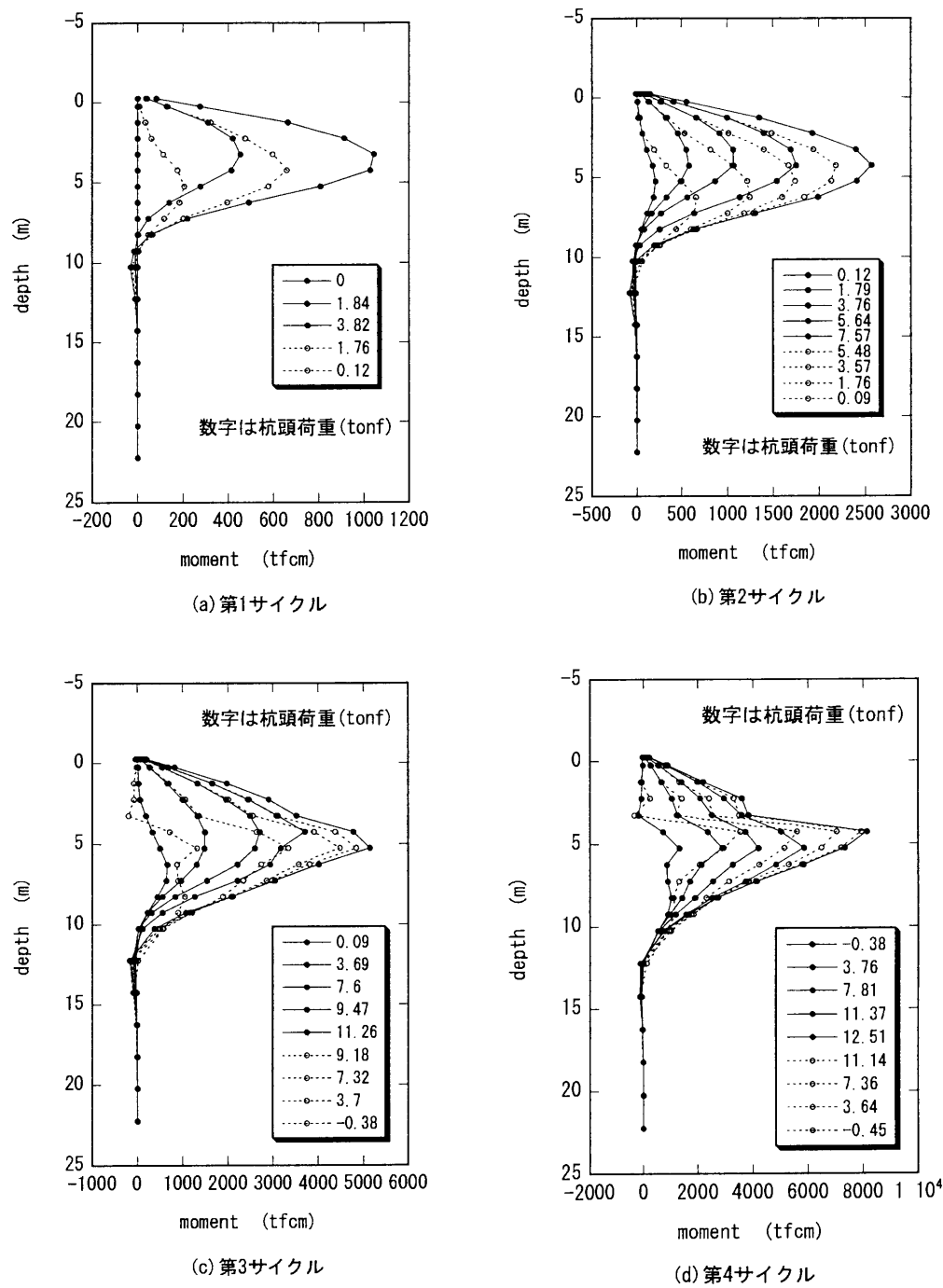


図-8.13: 各サイクルにおける曲げモーメント分布の変化

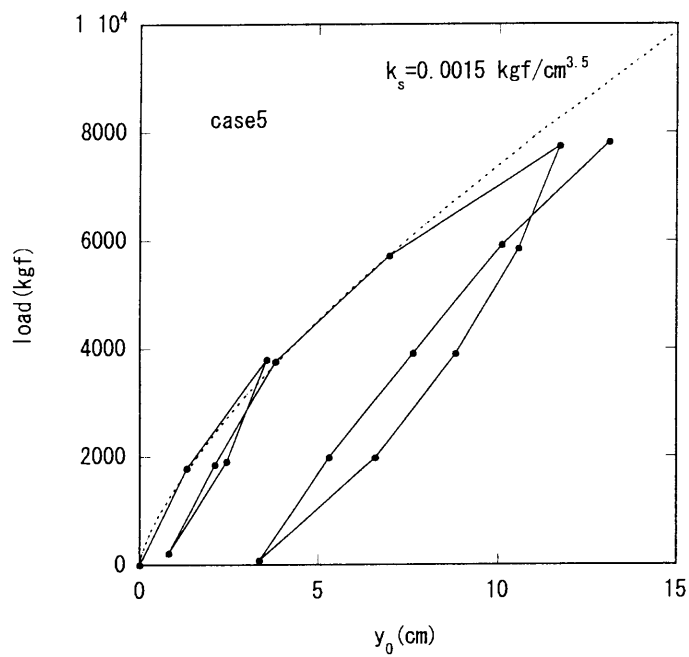


図-8.14: 単杭の杭頭荷重と地表面変位の関係

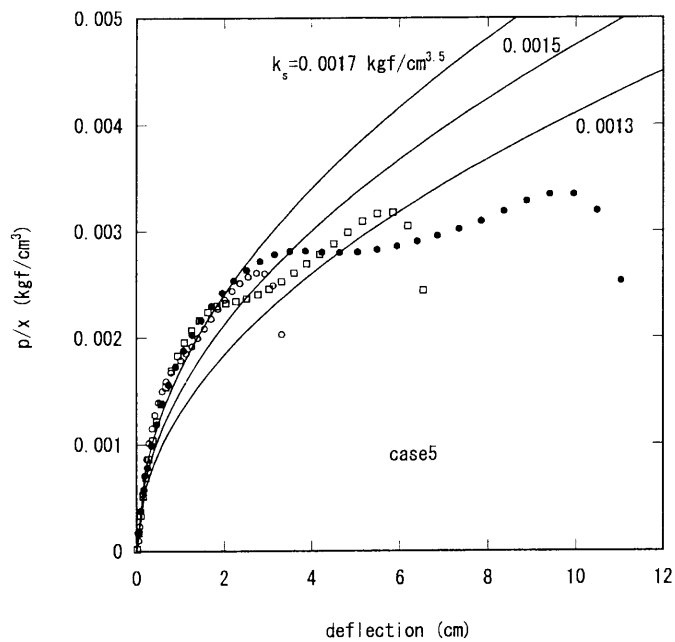


図-8.15: 比較的浅い深度における地盤反力とたわみの関係

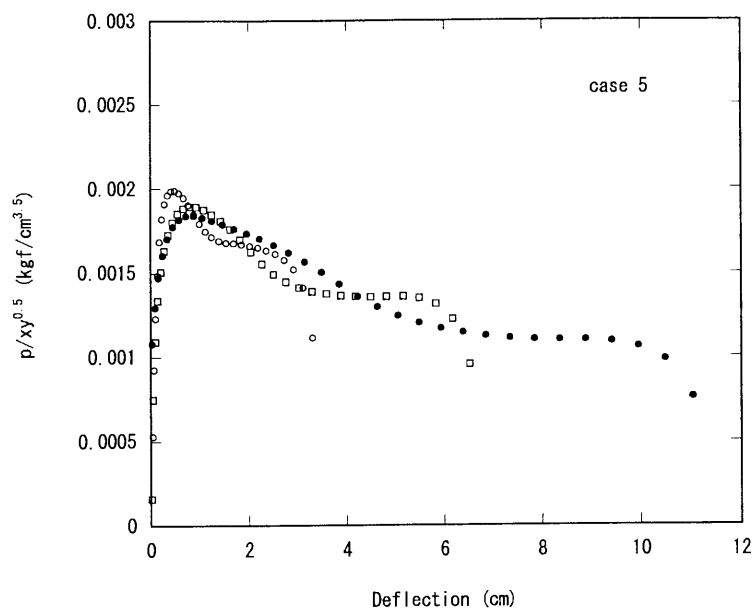


図-8.16: たわみの変化による港研方式の地盤反力係数の変化

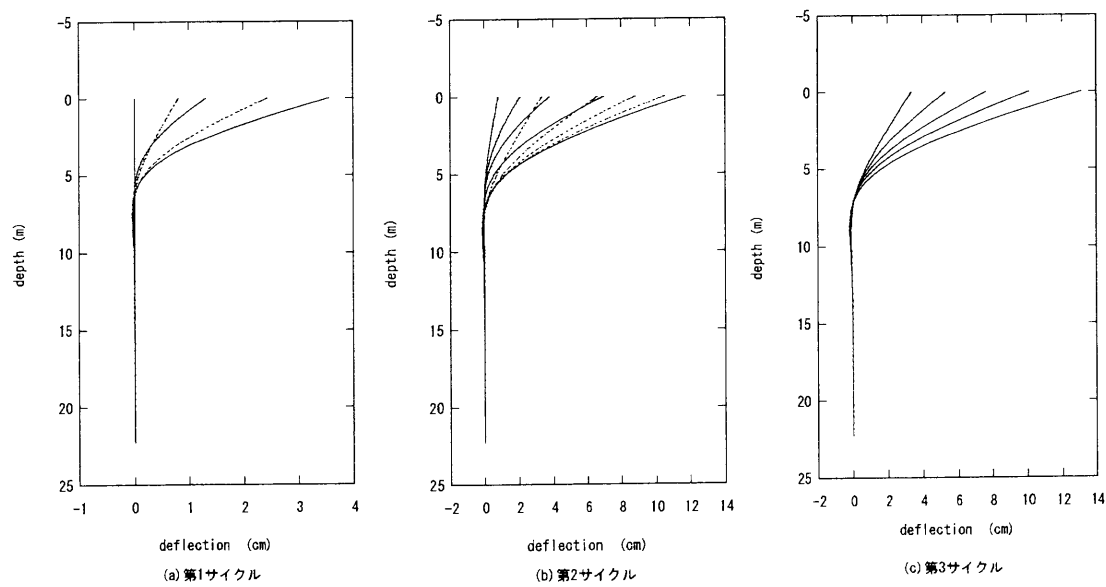


図-8.17: 各サイクルにおけるたわみ分布の変化

## 8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験

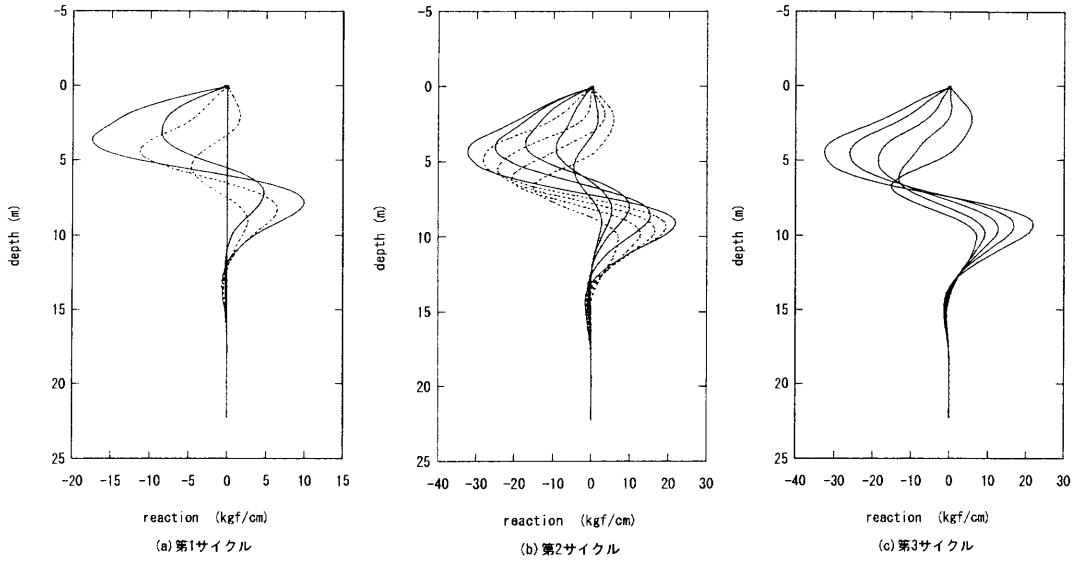


図-8.18: 各サイクルにおける地盤反力分布の変化

載荷試験直後の杭前面 (No.7) のベーンせん断強さの深度分布を図-8.22 に示す. なお, 比較のために No.2 のデータも示している. この結果を見る限り, 地盤のせん断強さが極端に減少しているとは考えられない.

## 8.4 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験

### 8.4.1 実験結果

図-8.23～図-8.25 に杭の根入れ長さの違う 3 つの載荷実験の結果を示す. すでに述べているように, それぞれの杭の根入れ長さは case 2, 3, 4 の順で, 25m, 15m, 5m である. いずれの実験結果においても, 荷重レベルがあがるにつれて地表面変位の増加率が大きくなる傾向にあることがわかる. しかし, 少なくとも case 2, 3 については, 地表面変位で 20～25cm 程度では水平荷重に対する極限抵抗には達していないようである. しかし, 杭の根入れ長が短い case 4 については, 地表面変位 25cm 程度でほぼ極限抵抗に達している. また, 荷重を除荷した際には, 載荷重の減少に伴って地表面変位も減少している. これらの荷重と変位の関係は, 一般的な杭の水平載荷時の挙動とよく似ており, ここで実験を行った構造物の水平抵抗の大半を杭が受け持っているであろうという想定ができる.

図-8.26 に 3 つの実験ケースをまとめて処女荷重レベルでの荷重と水平変位量の関係を示す.

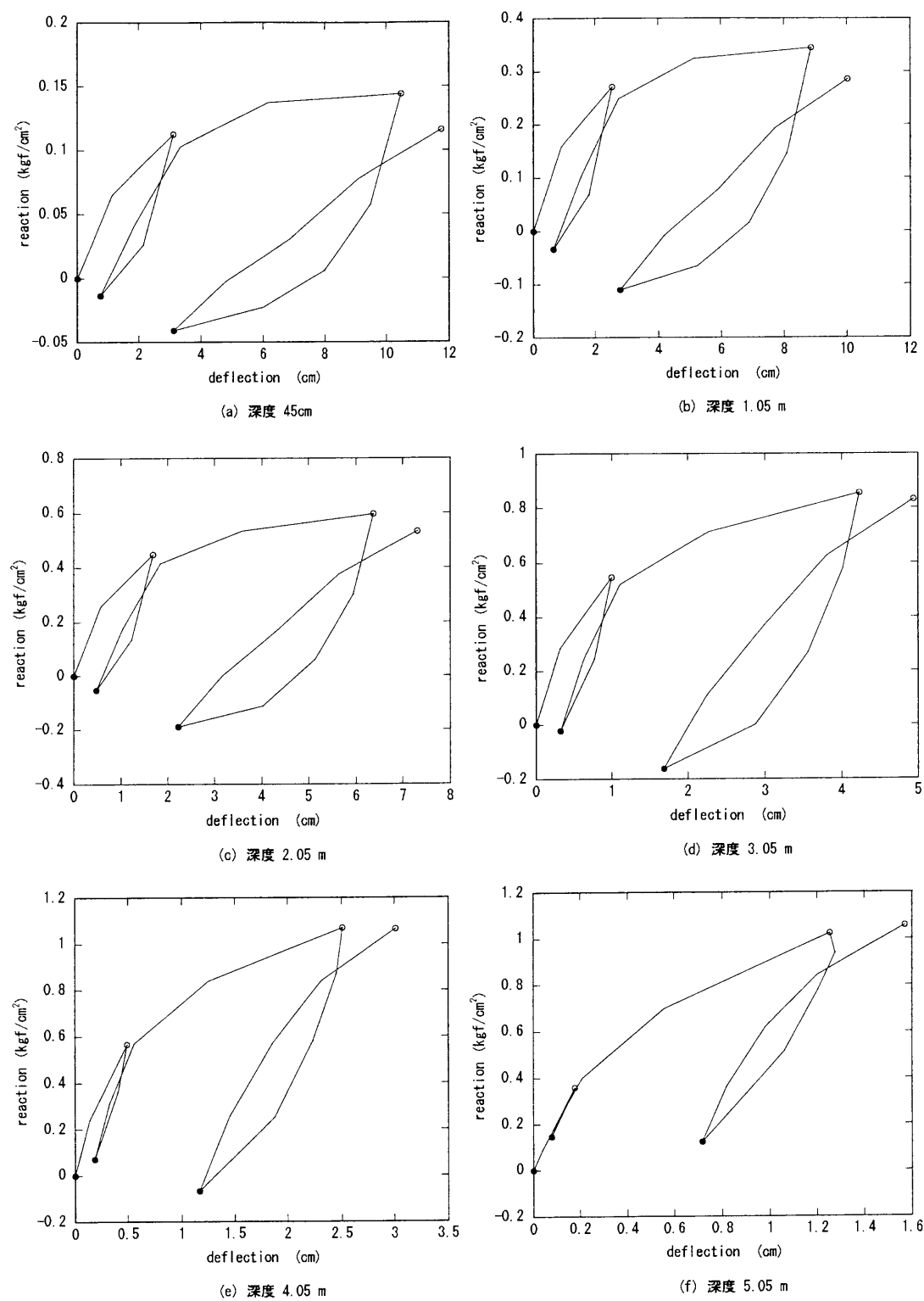


図-8.19: 各深度における地盤反力とたわみの関係 (その 1)

8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階载荷実験

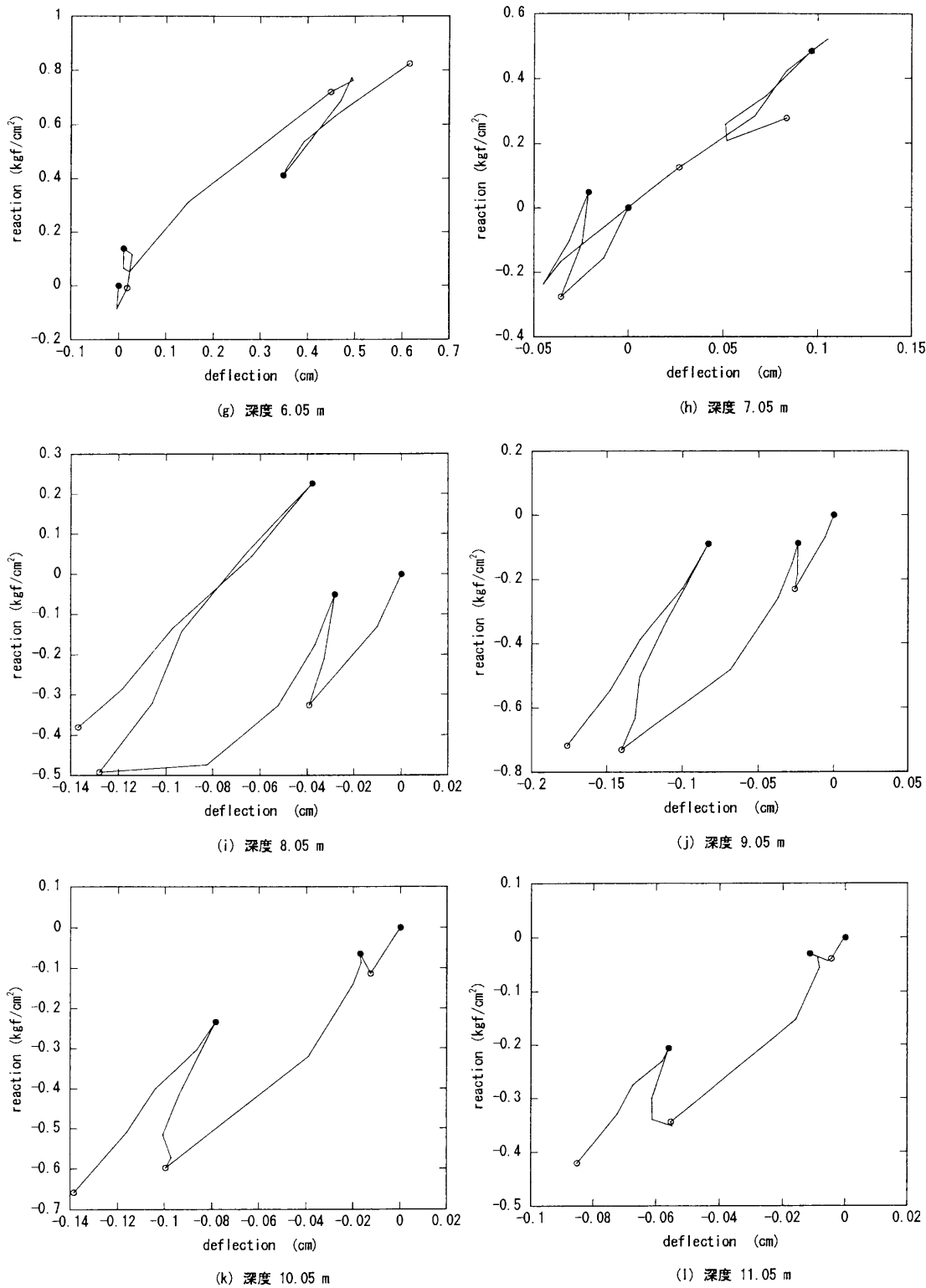


図-8.20: 各深度における地盤反力とたわみの関係 (その 2)



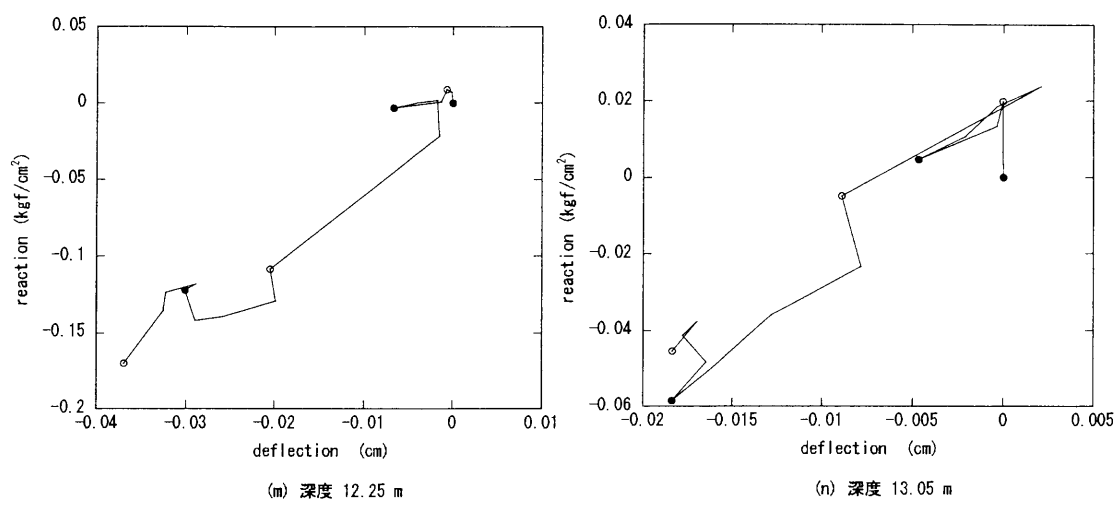


図-8.21: 各深度における地盤反力とたわみの関係 (その 3)

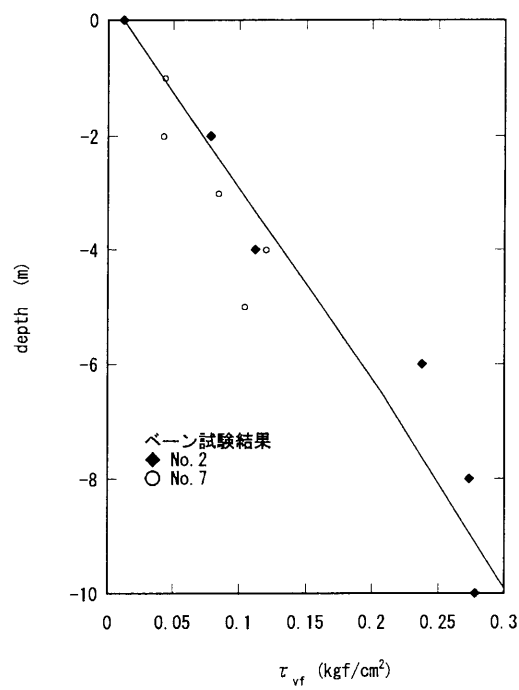


図-8.22: 単杭載荷試験直後のベーンせん断強さの深度分布

8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験

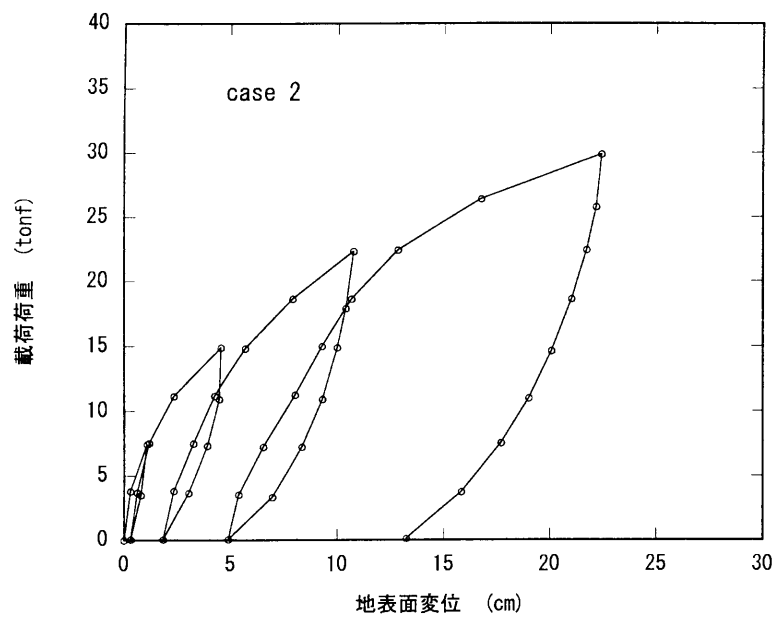


図-8.23: 長杭を用いた場合のくし形構造物の荷重と変位の関係

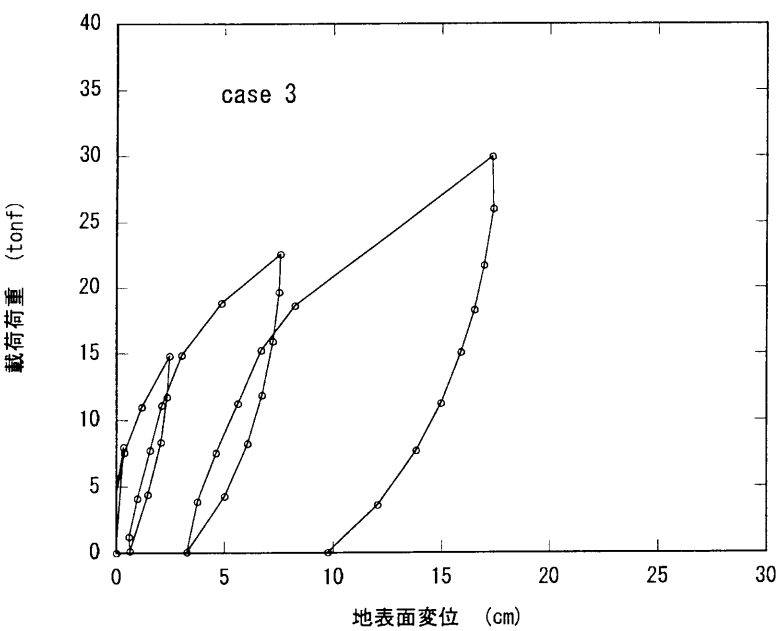


図-8.24: 中間長杭を用いた場合のくし形構造物の荷重と変位の関係

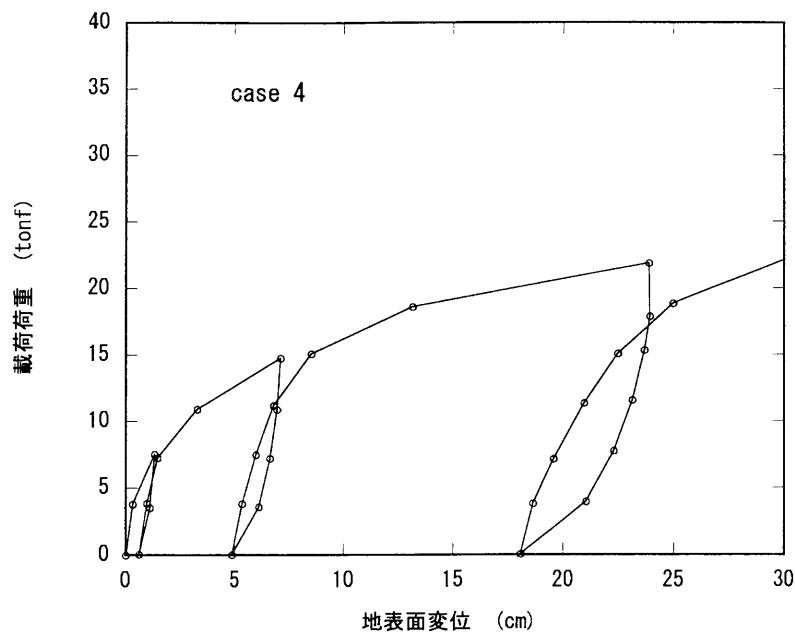


図-8.25: 短杭を用いた場合のくし形構造物の荷重と変位の関係

図中には、矢印を用いて、杭の降伏の生じた点も示した．ここで、載荷荷重 23 tonf 付近に示している一重の矢印は、杭頭付近で杭が降伏した点を示しており、載荷重 30 tonf 付近の二重矢印は、二番目の降伏が地中部の最大曲げモーメント点付近でも生じたことを示している．なお、短杭の実験では、杭の降伏は杭頭付近でしか見られなかった．なお、杭が降伏したかどうかの判定については、各杭に貼付しているひずみゲージの出力を確認し、それまでの出力に対して異常に大きな出力を示したときに杭の降伏が生じたものと考えている．この境界は、ほぼ鋼材の保証降伏点強度  $2400\text{kgf/cm}^2$  に相当していた．

すでに、図-8.23～図-8.25 からわかることであるが、構造物の荷重と変位の関係は、長杭と中間長杭ではほとんど変わらず、短杭の場合には水平荷重に対する抵抗性が低い．しかし、杭頭の降伏はほぼ同じ荷重レベルで生じている．また、中間長杭と長杭の二番目の塑性ヒンジ点もほぼ同じ荷重レベルで生じている．あとで述べるように、この実験条件における  $l_{m1}$  は載荷荷重レベル 20 tonf から 30 tonf 程度では、およそ 10m 程度であり、ここで中間長杭と呼んでいる根入れ長 15m の杭であっても事実上の長杭として機能していたため、長杭と中間長杭とではほぼ同じ挙動をしたものと考えられる．一方、短杭と呼んでいるケースでは、根入れ比は 0.5 程度であり、杭の長さを短くしすぎると構造物の水平荷重に対する抵抗性が低くなることがわかる．

図-8.27 に載荷荷重と堤体の傾斜角の関係を示す．また、図-8.28 に地表面変位と堤体傾斜角の関係を示す．これらの結果を見ると case 2 と case 3 ではほとんど堤体が回転していないが、

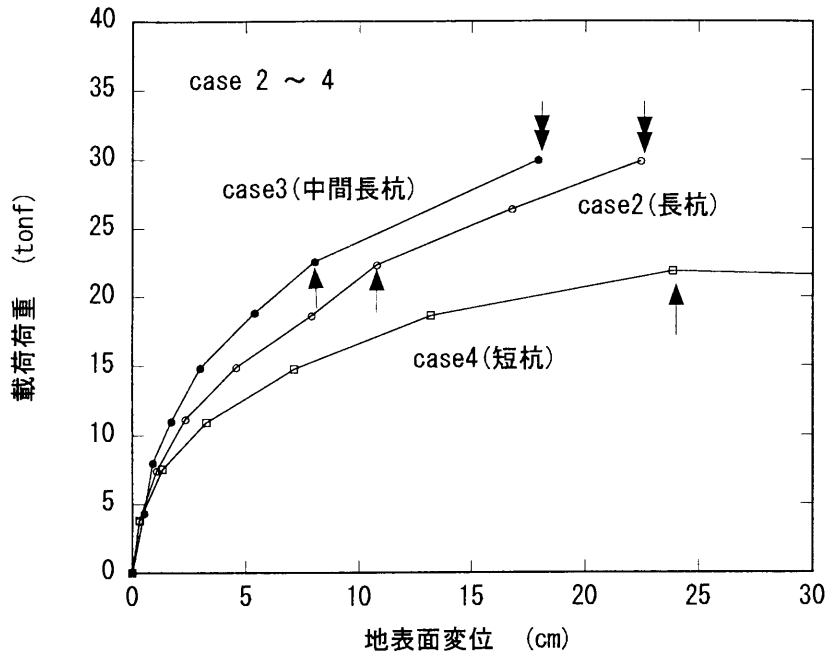


図-8.26: くし形構造物の荷重と変位の関係 (case2～case4)

case 4 では大きく回転している様子がわかる。

図-8.29～図-8.31 に載荷荷重と堤体の前趾と後趾の鉛直方向の変位量を示す。ここで、前趾とは、堤体が載荷荷重によって変位する前方の堤体の先端を意味し、後趾とは、その反対側の堤体の端を意味する。また、ここに示す変位では下向きを正にしている。これらの結果を見るといずれのケースにおいても前趾側は荷重の増加とともに沈下し、後趾側は、持ち上がる傾向にある。ただし、前趾の沈下量に比べると後趾の持ち上がり量のほうが小さい傾向にある。結局、水平荷重が増えるにつれて堤体は平均的には沈下していることになる。

次に、接地圧について見てみる。図-8.32 に底版の底面に設置した土圧計で計測した底版の接地圧の変化を示す。この図には、それぞれの実験ケースのほぼ最大荷重が作用したときの測定開始からの接地圧の変化量を示している。また、図中の横軸は底版の載荷方向の載荷点からの距離を示しており、後趾が距離 0m であり、前趾が距離 10m である。ところで、この実験では、まず底版を地盤の表面に設置し、そのあとで杭を打設している。土圧計の 0 点はこの時にとっている。土圧計の 0 点を取ったときの底版全体の平均接地圧は、およそ  $0.1\text{kgf/cm}^2$  であったと考えられる。以上のことからこの測定結果を見ると、後趾では接地圧の変化量がほぼ  $-0.1\text{kgf/cm}^2$  となっており、実際の接地圧はほぼ 0 になっているものと思われる。case 2 と case 3 では接地圧分布がやや複雑な形状をしているが、図中に矢印で示した 2 点がほぼ杭の挿入位置であり、接地圧の傾向の変化点と杭の位置とに関係のあることがわかる。すなわち、杭の前方側で接地圧

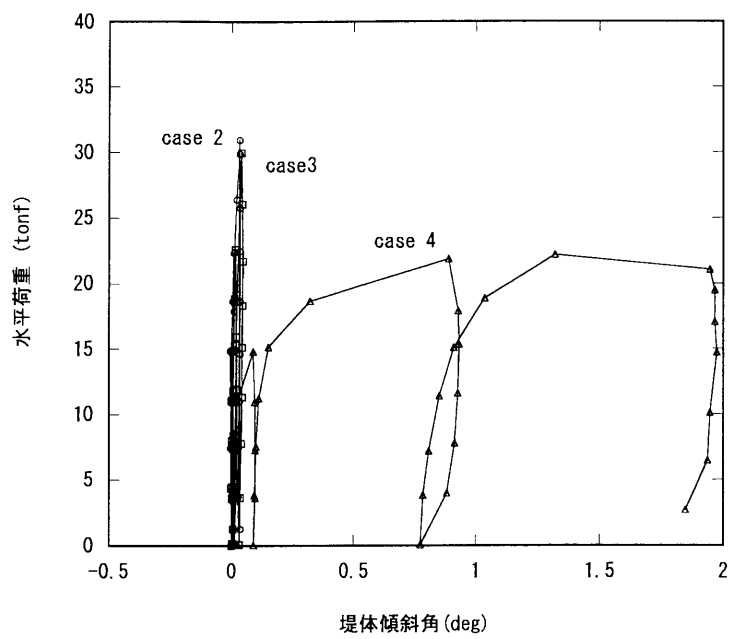


図-8.27: くし形構造物の荷重と堤体傾斜角の関係 (case 2～case 4)

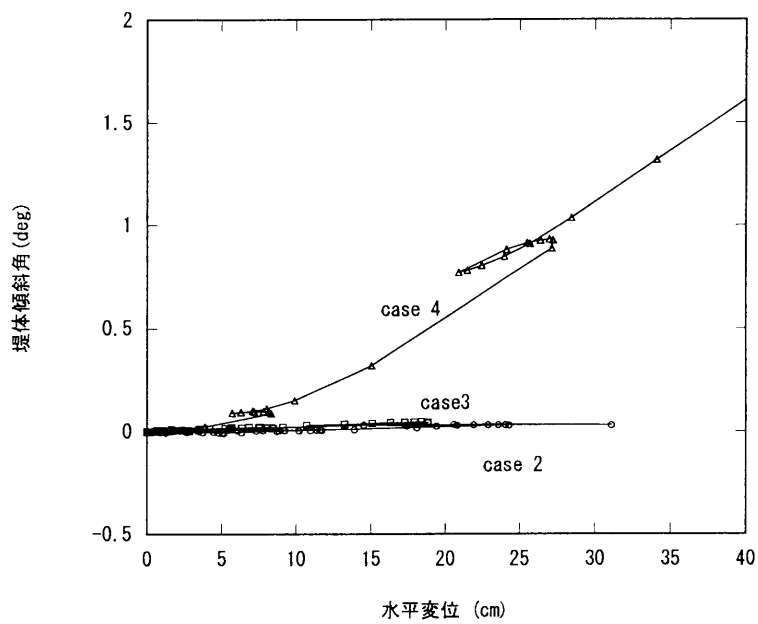


図-8.28: くし形構造物の水平変位と堤体傾斜角の関係 (case 2～case 4)

8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験

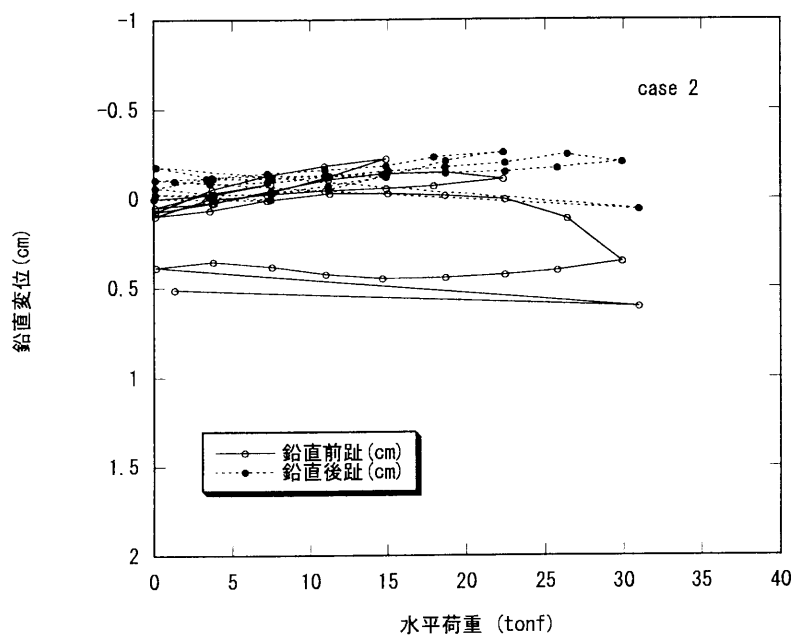


図-8.29: くし形構造物の荷重と堤体の前趾と後趾の鉛直変位 (case 2)

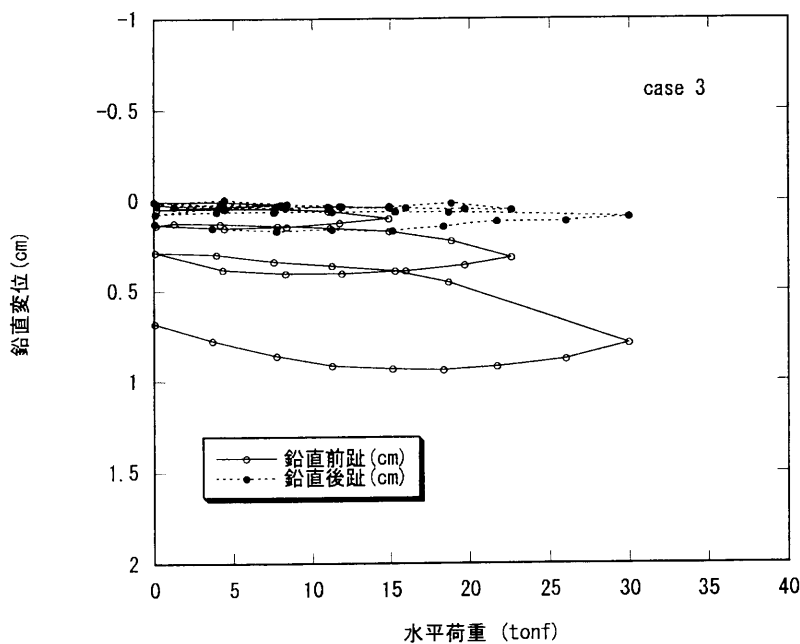


図-8.30: くし形構造物の荷重と堤体の前趾と後趾の鉛直変位 (case 3)

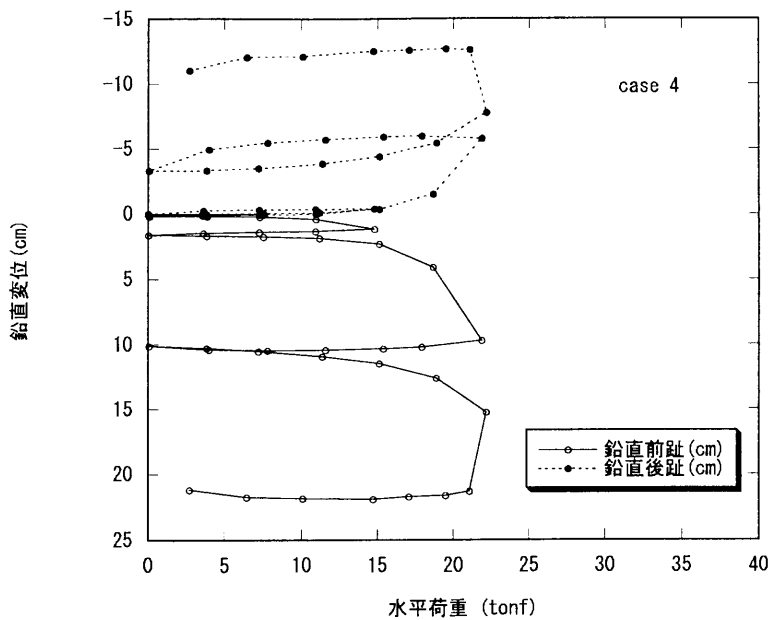


図-8.31: くし形構造物の荷重と堤体の前趾と後趾の鉛直変位 (case 4)

が大きく、後方側で接地圧が小さいという傾向にある。このことは、結局、杭頭に作用している曲げモーメントなどの影響により、底版が多少曲げられていたことを示すものと考えられる。case 4 においても多少その傾向が見られるが顕著ではない。一方、前趾側に着目すると前側杭の前趾側の接地圧が増えていることがわかる。case 2 と case 3 では、前面側の平均接地圧の増分は  $0.07\text{kgf/cm}^2$  であり、case 4 では、 $0.18\text{kgf/cm}^2$  となっている。図-8.29～図-8.31 からみても case 4 の前趾の沈下量が大きく、このような接地圧の増加の傾向と挙動が一致している。

次に、杭の挙動についてみる。図-8.33～図-8.35 に case 2 から case 4 での杭の挙動を示す。杭の挙動の推定にあたっては、曲げモーメントの深度分布を測定し、それをスプライン関数で近似した後、積分及び微分をすることによりたわみ、地盤反力分布を求めたものである。case 2, case 3 については曲げモーメント分布の形状から杭下端のたわみやたわみ角がほとんど変化していないと判断できるので、積分の際の境界値は杭下端とした。case 4 では、杭の根入れ長が短く杭下端が動いていると考えられたので、境界条件は杭頭で与えた。なお、図中で pile A が後趾側の杭であり、pile B が前趾側の杭である (図-8.7 参照)。また、この実験では、杭間隔は 5m であり、杭間隔と杭幅の比は 20 となっている。

図-8.33 は最も根入れ長の長い、根入れ長 25m のときの結果である。図-8.33 を見ると、杭は十分に長杭の条件を満たしており、この実験での  $l_{m1}$  はおよそ 10m であることがわかる。ただし、このとき、1 本の杭に作用している荷重はおよそ 10 tonf であった。また、この図を見ると

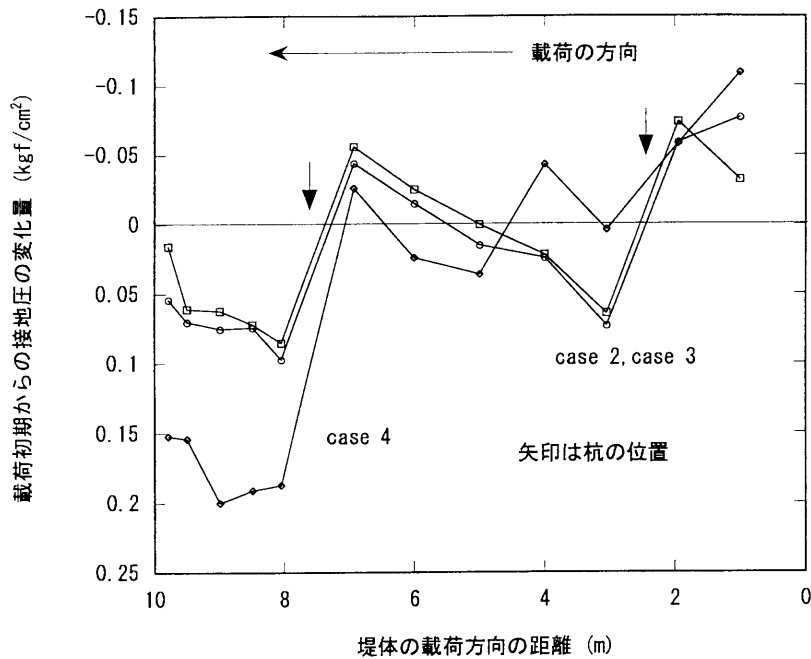


図-8.32: くし形構造物の接地圧の増分 (case 2~4)

前趾側の杭と後趾側の杭の挙動はほとんど同じであり、杭間隔が狭いことによる干渉効果は見られないことがわかる。

今回の実験条件では、载荷重 10 tonf で  $l_{m1}$  がおよそ 10m となることから、case 3 の杭の根入れ長さは、およそ  $1.5l_{m1}$  であり、case 3 の杭の挙動は長杭の場合の挙動とほぼ同じとなることが予想されるが、実際、図-8.34 からわかるように、case 2 の結果とほぼ同じ挙動をしている。ここでも前趾側と後趾側の杭の挙動にはほとんど差がない。

図-8.35 は根入れ長 5m の短杭の実験の結果 (case 4) である。まず曲げモーメント分布についてみると荷重レベルが低い段階では、case 2 や case 3 とよく似た傾向にあるが、荷重レベルが大きくなると杭頭に発生するモーメントとは逆向きに現れる地中部の曲げモーメントの最大値があまり大きくなっていない。また、たわみについてみると杭全体が倒れ込むような挙動をしている。地盤反力については、前面側の杭の地盤反力分布と後ろ側の地盤反力分との間に多少の違いがあることがわかる。すなわち、前方側では比較的浅いところでも地盤反力が発生しているのに対し、後ろ側では、S 型地盤に特有な形の地盤反力分布の形状をしている。なお、地盤反力分布は曲げモーメントを二階微分して求めるため、曲げモーメントの計測個数が少なすぎる場合には、その微分精度も落ちていることには注意が必要である。

図-8.36 にそれぞれの実験ケースにおける 2 本の杭の合計水平抵抗力と地表面変位の関係を示す。ここで、杭の抵抗は、各々の杭についてスプライン関数で近似した曲げモーメントを微分し



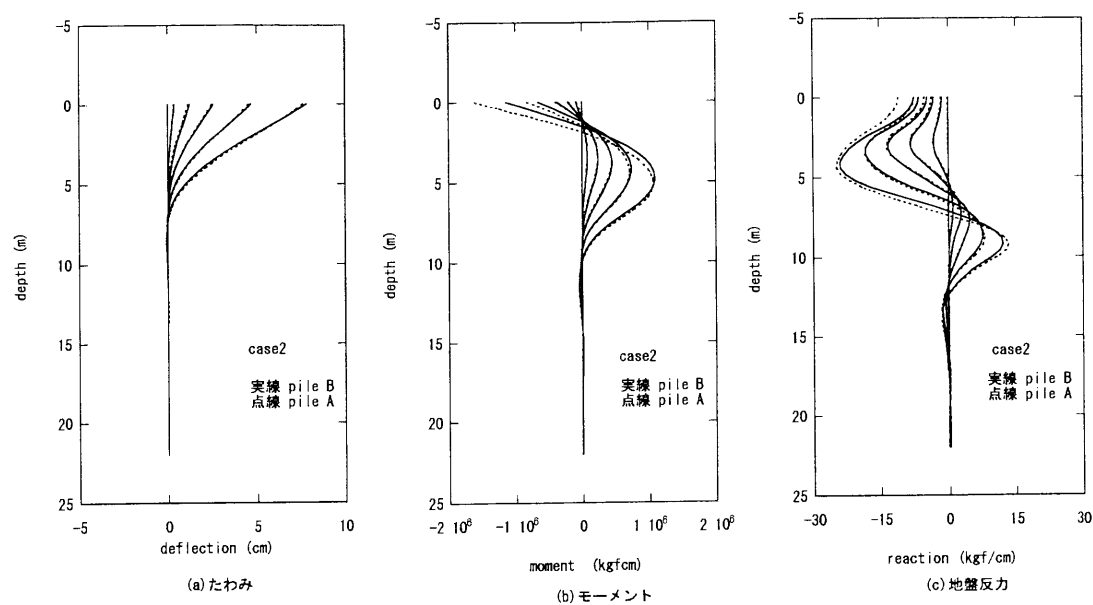


図-8.33: 長杭の挙動 (case 2)

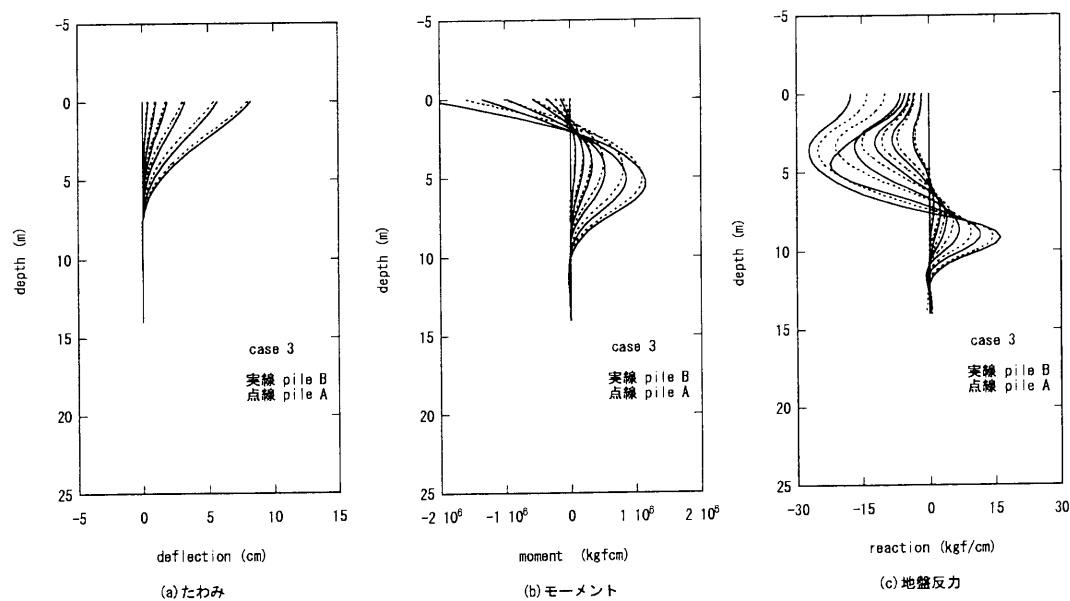


図-8.34: 中間杭の挙動 (case 3)

8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階荷重実験

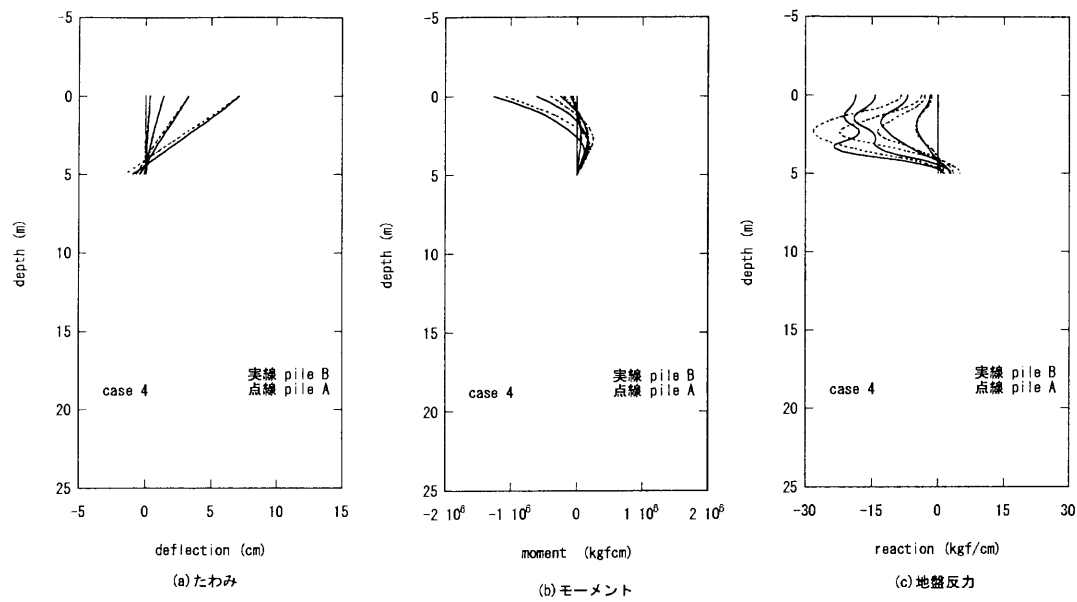


図-8.35: 短杭の挙動 (case 4)

て杭に作用するせん断力を求め、足し合わせたものである。地表面変位については、杭の曲げモーメントを積分して求めたものである。この結果によると、杭の水平抵抗と地表面変位の関係は杭の長さによらずほぼ同じ関係にあることがわかる。杭頭に作用している外力で水平変位に影響を与えるのは水平方向のせん断力だけでなく、杭頭モーメントもあるため、この図だけから杭による抵抗特性が杭の根入れ長さによらないとは言い切れないが、この構造系の中で、杭の水平抵抗と地表面変位との間には根入れ長の影響がほとんどない結果となっている。図-8.26に示した構造系全体の抵抗特性と比べてみると、図-8.36に示した範囲では、杭の抵抗特性の違いのほうが全体系の抵抗特性の違いよりも小さくなっている。このことは、荷重の比較的小さいレベルでは、くし形軟着底における杭の水平抵抗特性は根入れ長の影響をあまり受けないといえる。ただし、図-8.36に示した範囲を越えて変位が大きくなってくると、根入れ長の違いの影響が顕著になってくる。

図-8.37に杭による水平抵抗と杭の地表面たわみ角の関係を示す。この図によると中間長杭のケースのみ他のケースに比べて同じ水平抵抗時の地表面たわみ角が小さくなっているが、長杭のケースと短杭のケースで水平抵抗とたわみ角の関係が一致しているなど、多少のばらつきがある可能性があるとはいえ、この関係についても杭の根入れ長の影響をあまり受けていないことがわかる。

ところで、ここで、杭と底版との結合の程度がどの程度であったかを確認しておくことは重

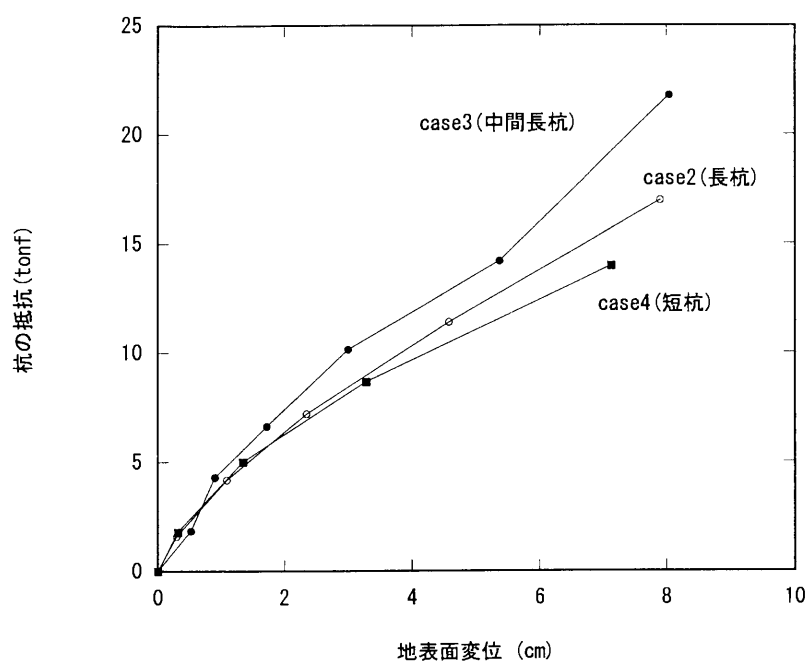


図-8.36: 杭による水平抵抗と地表面変位の関係

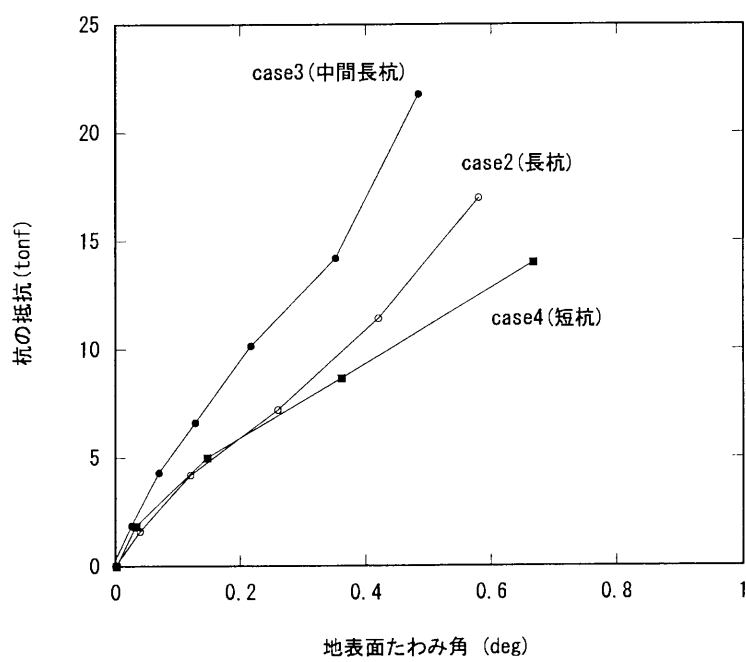


図-8.37: 杭による水平抵抗と地表面たわみ角の関係

#### 8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階荷重実験

要である。すでに述べた室内実験で見てきたように、底版と杭とを剛結し交角を一定に保つような条件の施工をすることは一般的に困難である。今回の実験の杭頭と底版との結合処理の詳細は、図-8.38 に示すようなものであった。図中の A-A 断面の左側から荷重されており、この方向には、杭と底版との間には大きな遊びがある。このため、底版を通して杭に作用するせん断力は底版の上面で作用していると考えてよく、また、地表面で杭に作用しているせん断力が杭に作用している水平力であると考えてよいことになる。しかし、杭頭の固定条件として考えると、杭頭部付近では、底版の上面より上はそれなりの固定がされているもののこの程度の固定では、底版と杭とが完全に剛結されているとは言えない状況にあると思われる。

実験結果から得られた堤体の傾斜角と杭頭の傾斜角の関係は図-8.39 のようになっており、図-8.38 に示す処理によって杭頭部の回転に対する拘束はある程度できているものの完全剛結には程遠いものであったと考えられる。

次に、水平力に対する抵抗を杭と底版とでどのように配分していたかについて検討する。この実験では、底版の抵抗力を直接測定することができていないので、全荷重と杭頭に作用しているせん断力から求められた杭の水平抵抗を比較することにより、この差が底版の抵抗力であると考えことにする。

図-8.40～図-8.42 に水平荷重と杭の水平抵抗の関係を示す。水平荷重が増えるにつれて、初期には、底版の抵抗が増加するが、最終的に極限荷重が近づいてくると底版の抵抗が小さくなるのが一般的な傾向であるようである。なお、case 4 では最終段階で杭の抵抗が荷重を上回っているが、これは何らかの誤差であると思われる。また、荷重を除荷した際には、堤体全体が元の位置に戻ろうとするため、堤体と地盤の摩擦が荷重時とは逆向きとなり、杭に残留のせん断力が作用した状態となる。

3つの実験ケースごとの比較をするために、処女荷重レベルの水平荷重と杭の抵抗について3ケースの結果を重ねて示したのが、図-8.43 である。底版の抵抗成分は、短杭の case 4 のケースでやや小さく、他のケースではほぼ同じであるようである。

底版の水平抵抗特性は、底面と地盤の付着の問題として捕らえるほかに、底版に偏心傾斜荷重が作用したときの支持力問題であると捕らえるべきである。精しくは、次節で検討することとしたいが、このように考えると堤体の水平変位による付着抵抗の変化という考え方のほかに、堤体の接地面積や堤体に作用する荷重の傾斜率などが、底版の抵抗と関係があることになる。そこで、図-8.44 と図-8.45 に底版の水平抵抗が水平変位や堤体の傾斜角の変化によってどのように変わっているかを示した。図-8.39 からわかるように case 2 と case 3 では堤体はほとんど回転していない。したがって、図-8.45 に見られるように堤体が回転しなくても底版の抵抗成分が減少していることがわかる。

次に杭に作用している軸力について検討する。図-8.46～図-8.48 にそれぞれの実験ケースご

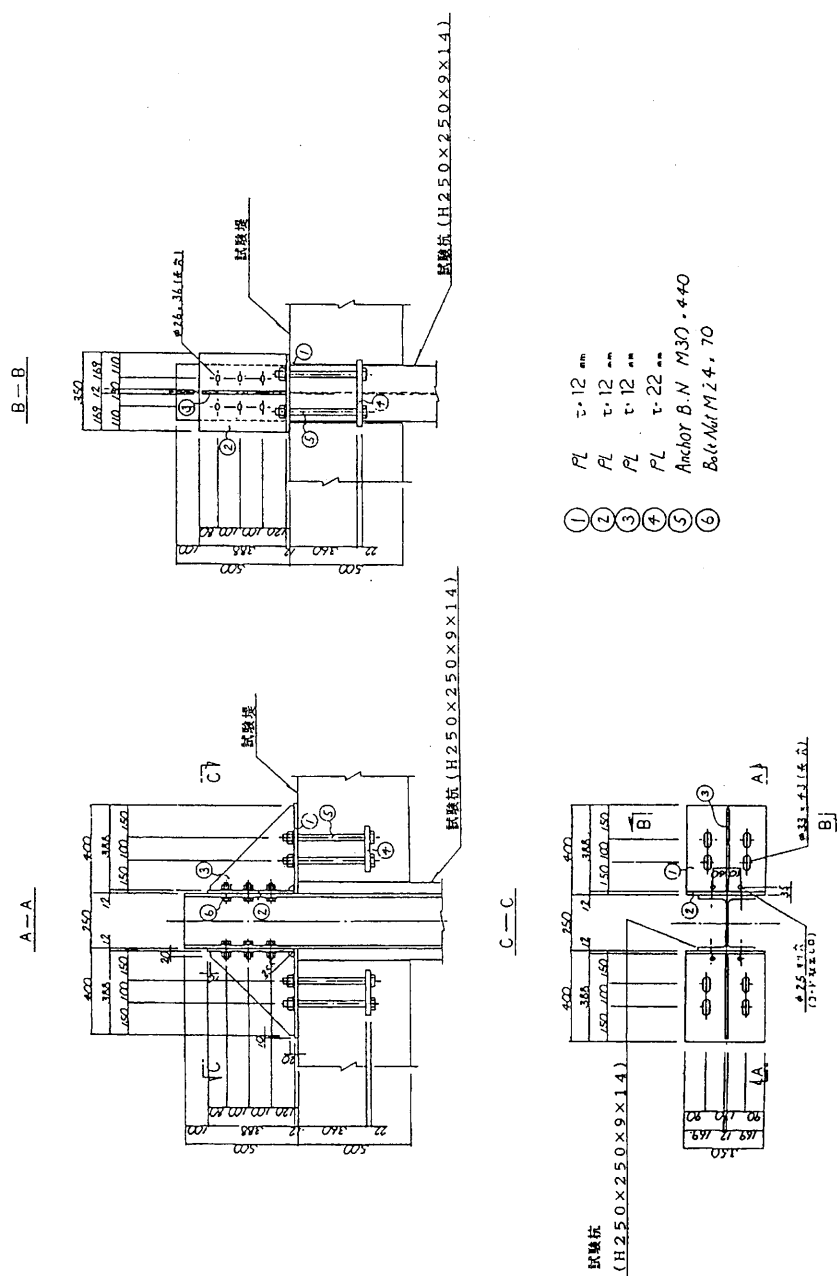


図-8.38: 杭と底版の間の結合処理

#### 8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階载荷実験

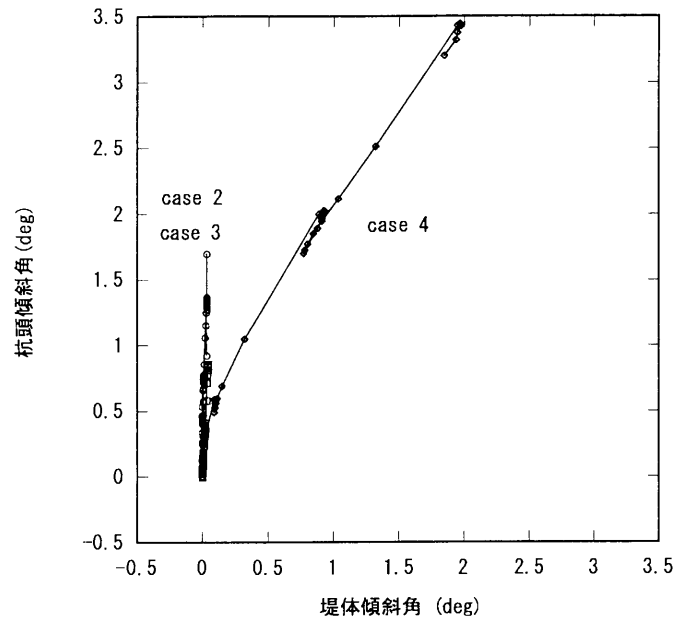


図-8.39: 杭頭傾斜角と堤体の傾斜角の関係

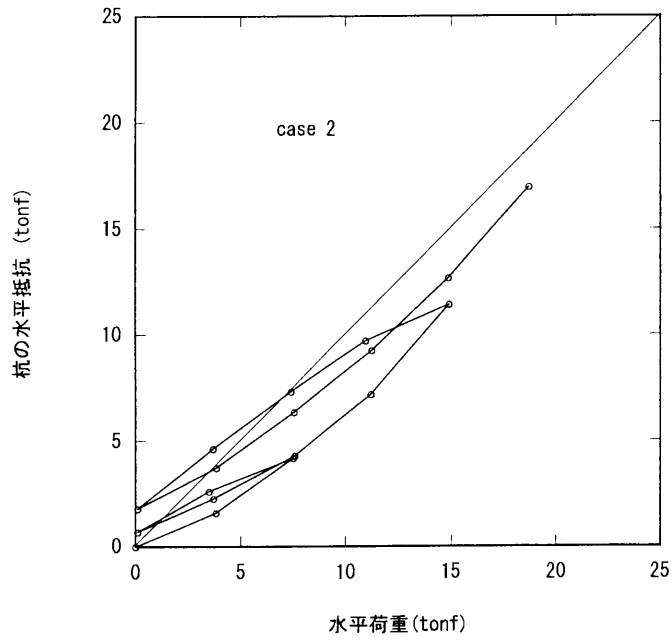


図-8.40: 全水平荷重と杭による水平抵抗の関係 (case 2)

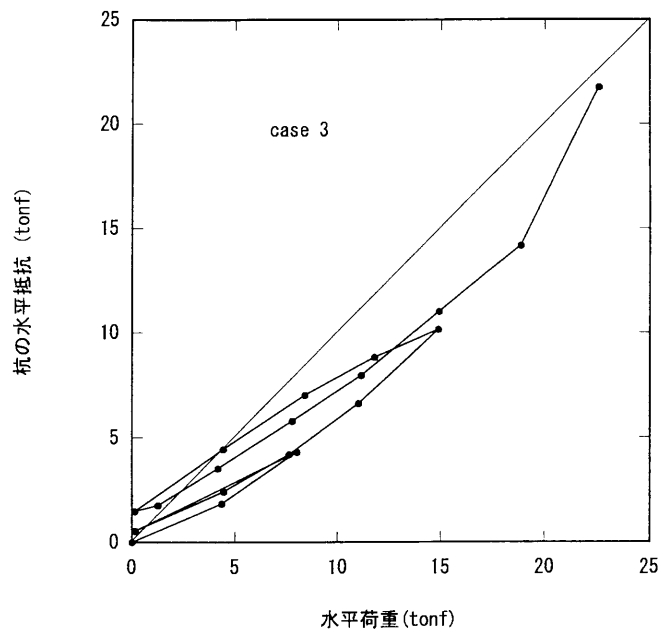


図-8.41: 全水平荷重と杭による水平抵抗の関係 (case 3)

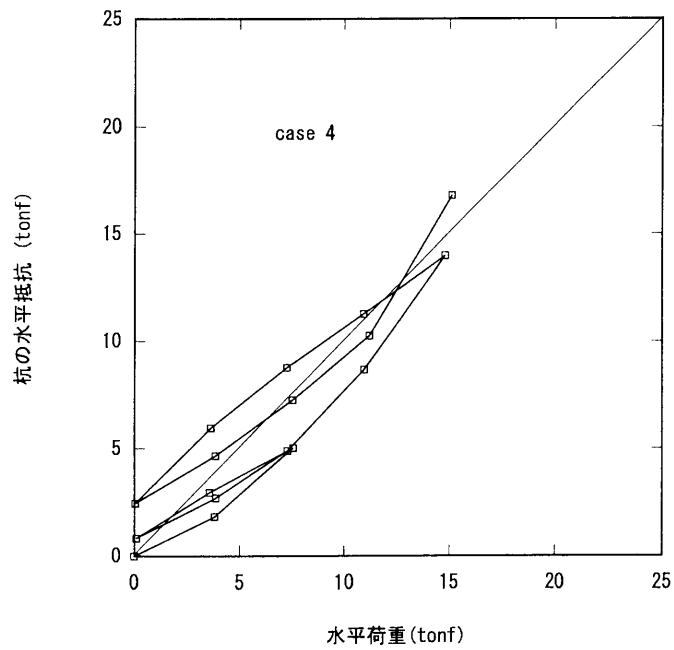


図-8.42: 全水平荷重と杭による水平抵抗の関係 (case 4)

#### 8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験

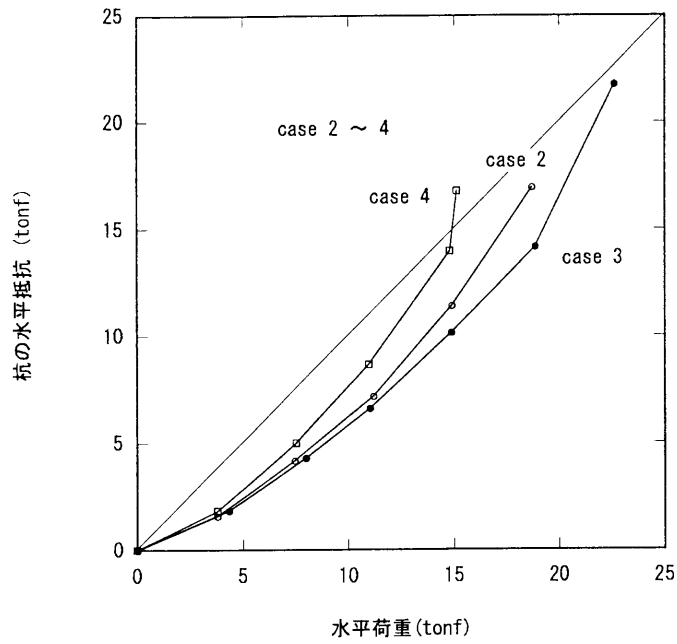


図-8.43: 全水平荷重と杭による水平抵抗の関係 (case 2～cas 4)

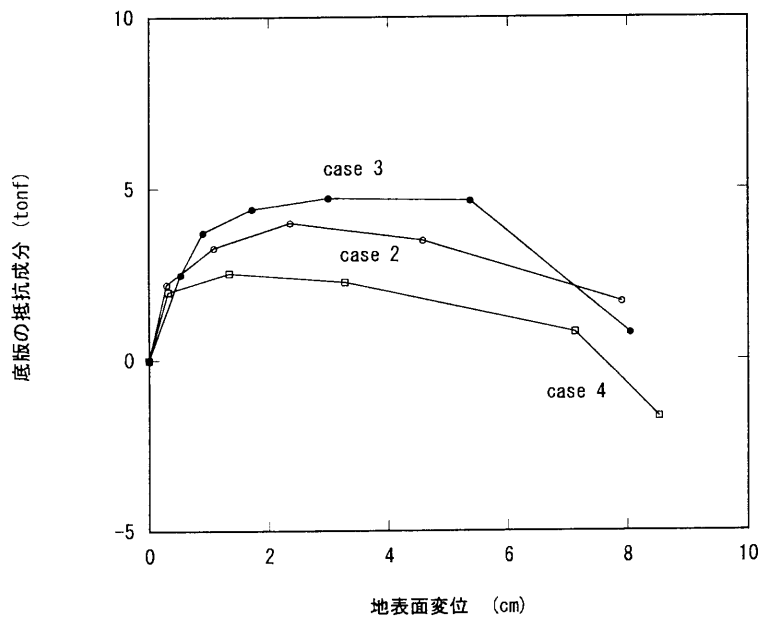


図-8.44: 底版の水平抵抗と水平変位の関係



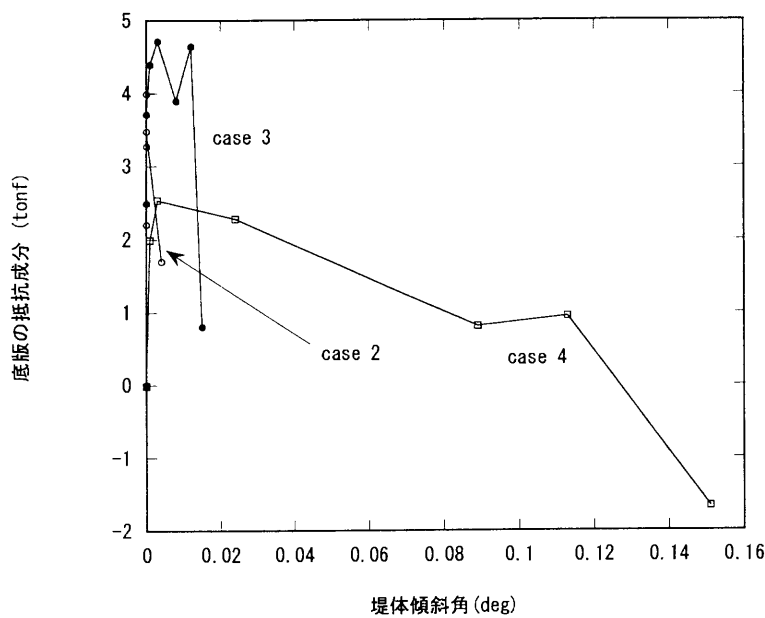


図-8.45: 底版の水平抵抗と堤体の傾斜角の関係

との杭に作用する軸力分布を示す。なお、ここでは引抜き力を正とし、押込み力を負としている。図中の破線は、pile B のもので、前趾側の杭であり、載荷時には、押込み力が働く杭である。図中の実線は pile A のもので、後趾側であるため、載荷時には引抜き力が生じる。今回の実験では、載荷の過程で何度か除荷も実施しているが、除荷し、再載荷した際のほぼ同じ荷重での軸力分布については、除荷の影響を受けていないと判断できたので、ここでは、処女荷重時のものだけを示している。実験結果を見ると、いずれのケースにおいても、水平荷重を載荷すると後趾側の杭には引抜き力が作用し、前趾側の杭には押込み力が作用する。また、荷重が増えるにつれて、押込み力引抜き力とも大きくなる。

case 2 と case 3 では、後趾側の杭に作用する押込み力の絶対値と前趾側に作用する引抜き力の絶対値を比較すると押込み力のほうが大きくなっているが、case 4 では、引抜き力のほうが大きくなっているようである。これらの 2 本の杭に作用する軸力の差分は底版の支持力との関係が強く、case 2, 3 では結果的に杭が底版荷重の一部を負担していることを意味しており、逆に case 4 では、底版が支持する鉛直荷重が増えていることを意味している。各杭に作用している軸力の差分を図-8.49～図-8.51 に示す。ここで、差分が正となっているのは、引抜き力のほうが押込み力より大きいことを示している。これらのことから、case 2, 3 では杭の引抜きに大してまだ余裕があったと思われるが、case 4 では、杭の引抜き抵抗は不十分で、杭が引抜かれ、底版の回転も大きくなったものと考えられる。

8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階载荷実験

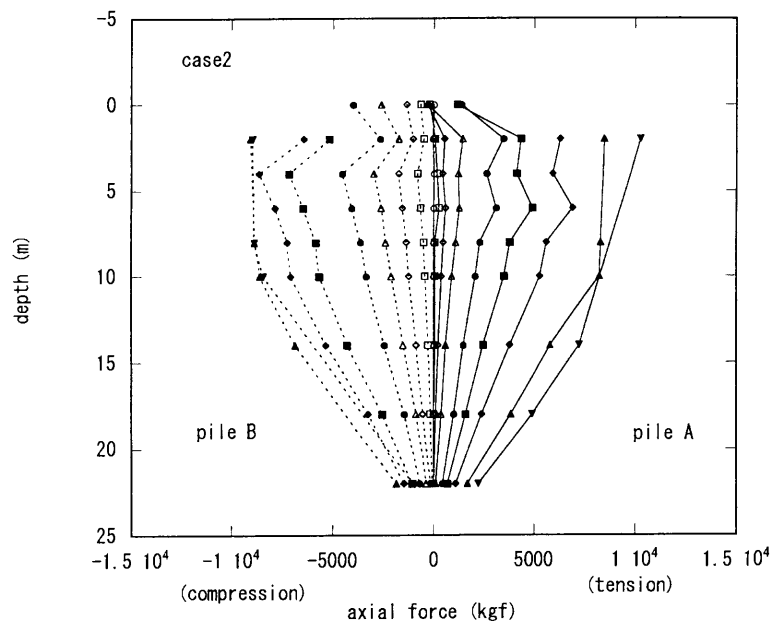


図-8.46: 杭に作用する軸力分布 (case 2)

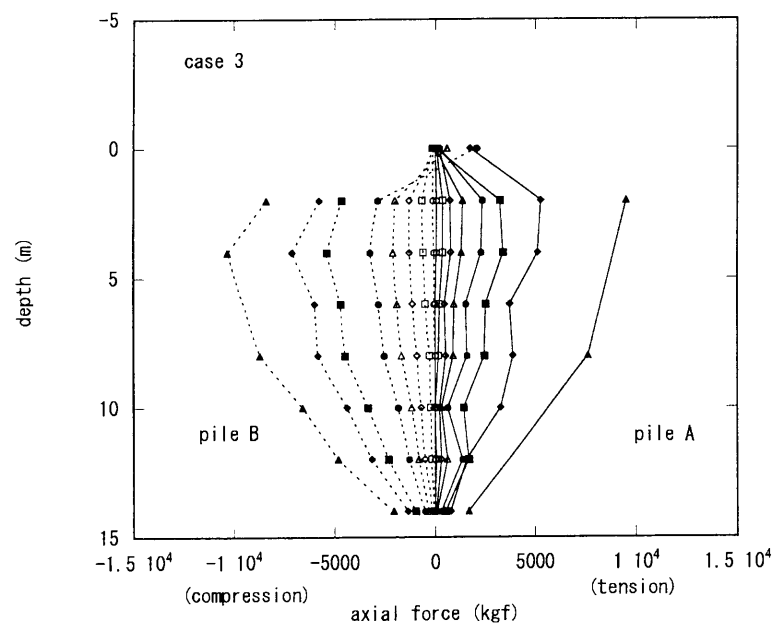


図-8.47: 杭に作用する軸力分布 (case 3)

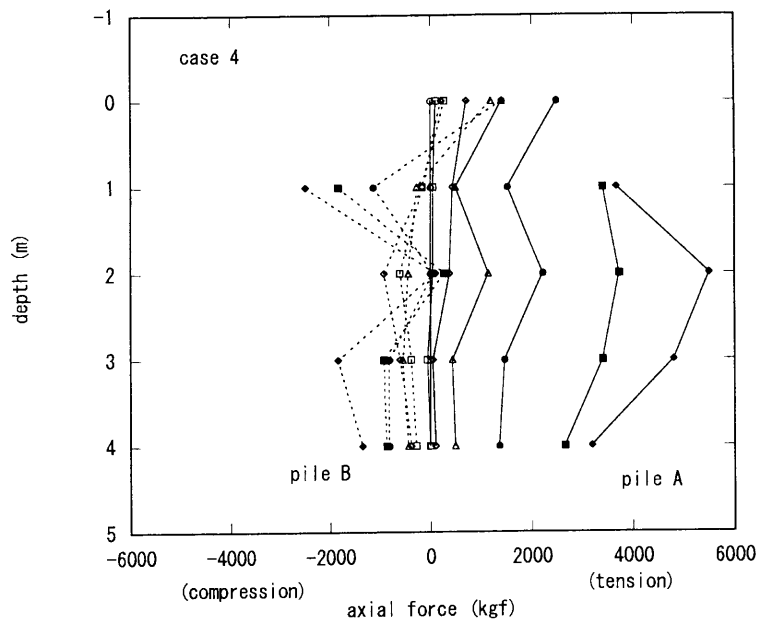


図-8.48: 杭に作用する軸力分布 (case 4)

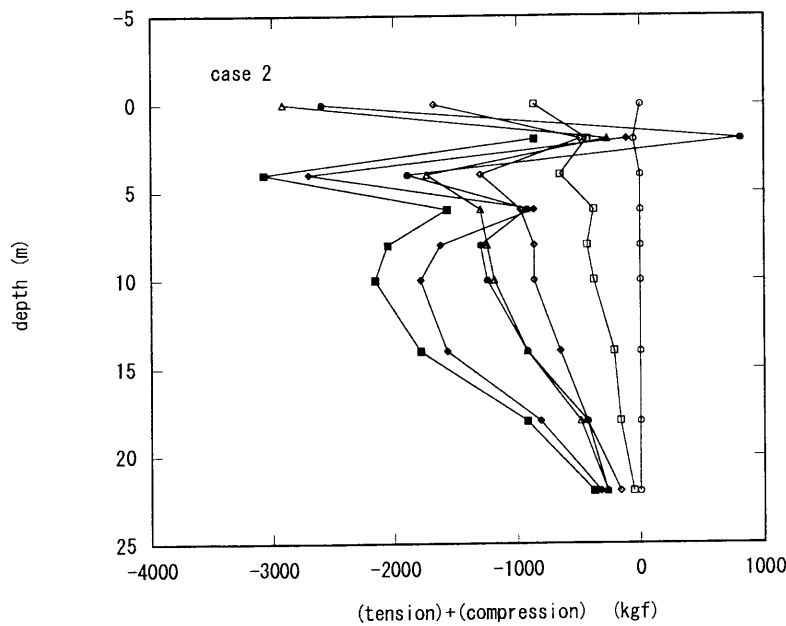


図-8.49: 杭に作用する軸力の差分分布 (case 2)

8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階载荷実験

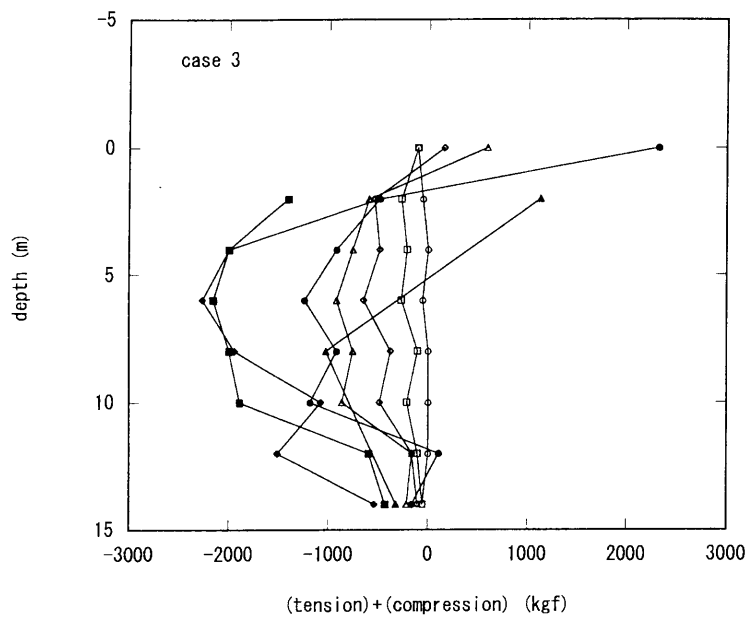


図-8.50: 杭に作用する軸力の差分分布 (case 3)

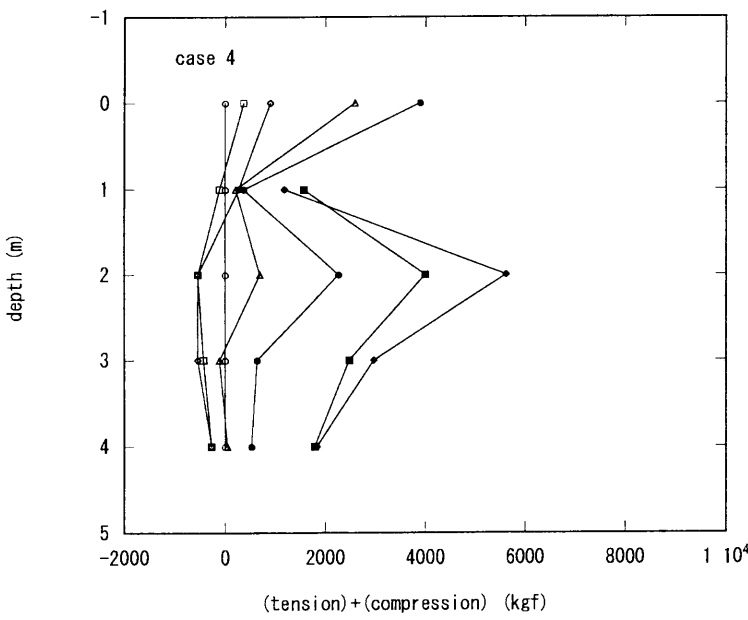


図-8.51: 杭に作用する軸力の差分分布 (case 4)

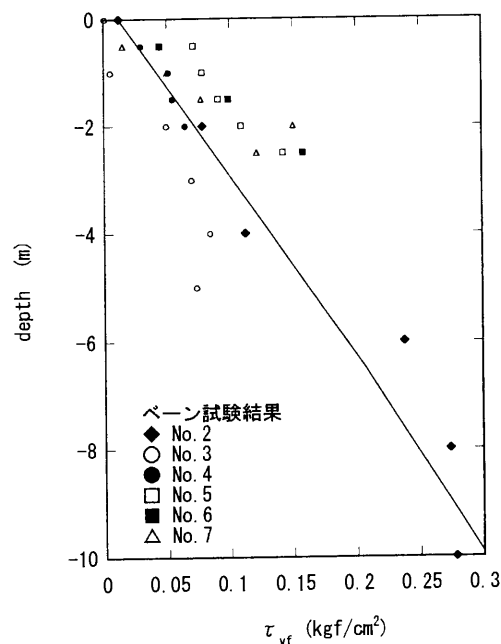


図-8.52: 載荷試験後のベーンせん断強さ (case 2~4)

最後に、載荷試験後の地盤のせん断強さの変化に関する実験結果を見る。図-8.52 に載荷試験直後のベーンせん断強さの深度分布を示す。ボーリングナンバーのそれぞれ 4, 5, 6 が実験ケースでは、case 2, 3, 4 に対応する.No.6' のボーリング孔は No.6 の前方 1m の地点のものである。この結果を見ると、No.4 のせん断強さの分布は No.2 のものとほぼ同じであるが、No.5, 6, 6' は No.2 よりも大きくなっている。これらの結果を見る限り、載荷試験によって地盤のせん断強さが低下しているとは言いきれないようである。ただし、No.6 と No.6' を見るとどちらも No.2 よりも大きなせん断強さを示しているが、No.6' のほうが No.6 よりも大きくなっており、載荷によって地盤のせん断強さが低下したことを意味しているようにも見える。この点についてこれだけの結果では、結論は出せない。

8.4.2 実験結果の評価

地盤反力係数の変化

ここでは、まず、曲げモーメントの深度分布を spline 関数で近似した結果から求めた、杭に作用する地表面でのせん断力とモーメント、地表面変位を元に、地盤反力係数を推定する。8.3 で述べたように、単杭の載荷試験の結果からこの地盤では港研方式の S 型とする仮定が成立しているの、ここではあらかじめ港研方式の S 型地盤であると想定して上記の計算を行った。

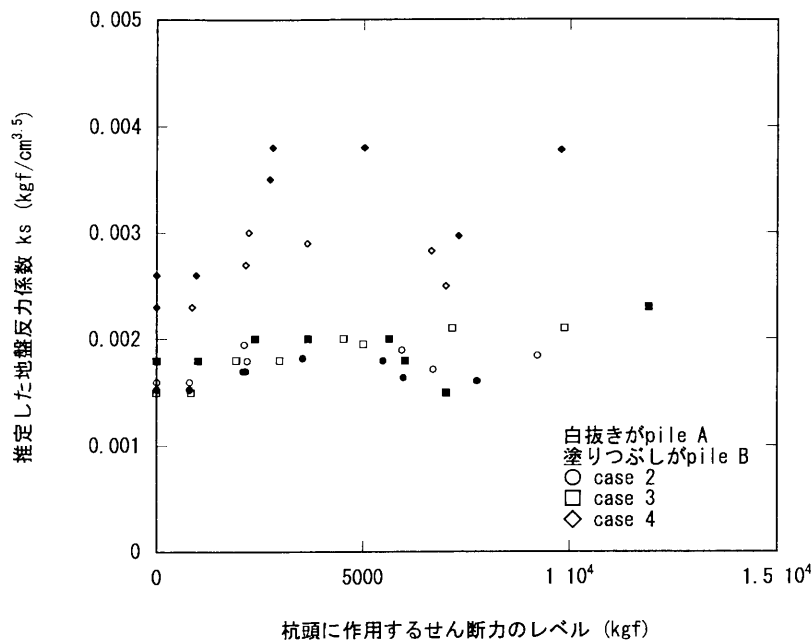


図-8.53: 杭頭に作用するせん断力のレベルと地盤反力係数  $k_s$  の関係

図-8.53 に各せん断力レベルでの地盤反力係数  $k_s$  の変化を示した。ここで計算に用いた荷重レベルはすべて処女荷重レベルのものである。図には実験ケースのすべてのデータを示している。凡例にもあるように、○は長杭を用いた case 2 の結果であり、□、◇はそれぞれ case 3, case 4 の実験結果である。また、白抜きの記号は、後趾側にあたる pile A に対するものであり、黒く塗りつぶしてあるのは前趾側にあたる pile B に対するものである。データには多少ばらつきがある。これは、曲げモーメントの推定のために与えられた測定点の条件から、この解析のもととなるモーメントやせん断力の推定値にある程度の誤差があることが原因であると思われる。しかし、case 2, case 3 では地盤反力はほとんど変化せず、case 4 では地盤反力係数が荷重とともに大きくなっている様子が見られる。特に、case 4 の前趾側の杭の地盤反力係数の増加の仕方は他のものと異なり、大きくなっている。この原因として、底版の存在により杭前面側の地盤が上方から拘束されていたことが一つの大きな原因ではないかと考えられる。

なお、後趾側にあたる pile A の地盤反力係数が前趾側の pile B に比べて小さくなるという、いわゆる杭間隔の影響による地盤反力係数の低下の傾向はこの実験結果では見られていないと考えてよい。この実験では、宮本・沢口らの研究成果(1971)と本論文第 6 章の室内実験結果との対比から、杭の前面に生じる受働領域の拡がりのみを考えた場合には( $r_p = 1/3$  とした場合)、杭間隔が 3m より狭ければ杭間隔の影響が出た恐れがあるが、実際の杭間隔は 5m であったため、杭間隔の影響による後趾側の地盤反力係数の低下は見られなかったものと考えられる。

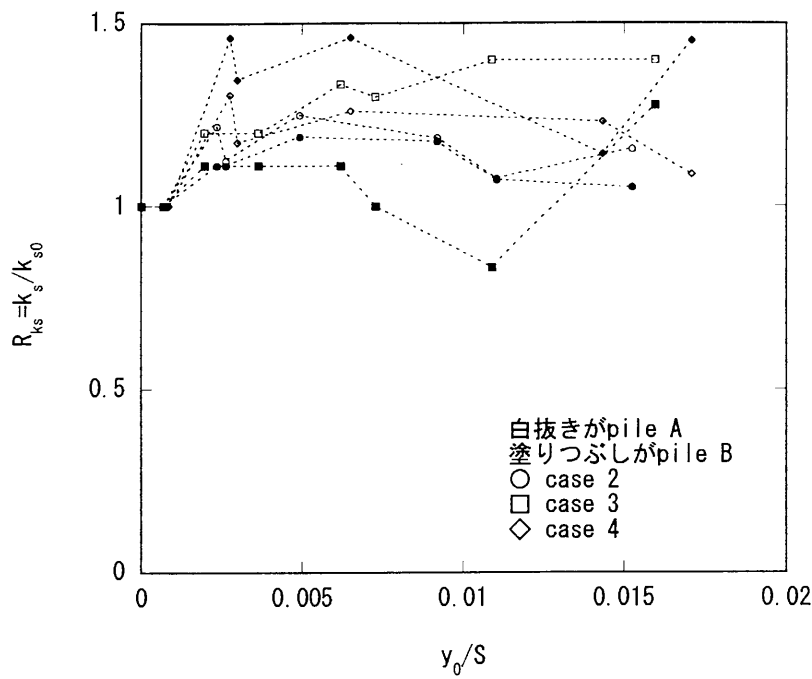


図-8.54: 正規化地表面たわみ  $y_0/S$  と地盤反力比  $R_{ks} = k_s/k_{s0}$  の変化

さらに、6.5.3 で見たように、地盤反力係数の低下と正規化した地表面たわみの関係についても整理してみた(図-6.40 参照)。図-8.54 に関係を示す。この結果を見ると  $y_0/S$  が 0.02 以下と室内模型実験に比べて非常に小さいこともあって地盤反力係数がたわみの増加とともに減少するような挙動は見られない。また、前杭 (pile B) と後杭 (pile A) とで多少後杭の地盤反力係数の増加が大きいような傾向が見られている。このように、いずれにせよ、室内模型実験で見られたような地盤反力の低下挙動とはまったく異なる挙動が得られている。

ところで、室内と現地の実験ではさまざまな条件がかなり異なっている。ひとつには、杭間隔と杭幅の比が大きく異なっていることである。杭間隔と杭幅の比が小さい場合には、杭にはさまれた地盤の表面は長辺と短辺の比の小さい長方形と考えられ、そのぶんだけ、前杭の動きによる杭間粘土の拘束の低下の影響が後杭の挙動に現れやすいと考えられる。杭間隔と杭幅の比が大きくなると、相互の杭の干渉が出にくくなるものと考えられる。このほか、地盤の応力履歴の違いによる影響もかなりあると考えられる。すなわち、室内模型地盤は過圧密な C 型地盤であり、載荷時の応力状態からすれば、非常に硬い状態となっている。このため、杭間粘土はブロックとして変形しやすく、比較的遠い前杭の前方へのわずかな動きが後杭の挙動に影響しやすかったものと考えられる。一方、現地実験のように正規圧密と考えられる地盤では、杭周辺の粘土の変形は杭近傍への影響に限られ、前列杭付近の地盤の変形挙動の影響が後杭に伝わりにくかったものと考えられる。

#### 8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験

ところで、菊池ら(1992)がすでに述べているように、杭頭の荷重と変位の関係だけからでは杭と地盤の間の梁ばねモデルや地盤反力係数を適切に推定することはできない。適切に推定するためには、モーメントや地盤反力分布を説明できているかについてもチェックする必要がある。そこで、図-8.55～図-8.60に、実験の結果得られたたわみ、モーメント、地盤反力の深度分布と上の方法で推定した地盤反力係数を用いて港研方式で計算したそれぞれの深度分布を比較した。すべての図で、点線が港研方式に従う場合の計算結果であり、実線が実験結果である。case 2, case 3の曲げモーメントについては地中部の曲げモーメント最大値付近、地盤反力については表面付近と深度-10m付近で港研方式と実験結果が多少食い違うところがあるが、全体として非常によく現象を捉えていると考えられる。case 4ではpile Aについては港研方式と実験結果であまり違いがないが、pile Bでは港研方式の計算と実験結果との差がある程度目立つ。case 4の場合の地盤反力についてはももとの曲げひずみ測定点数が少ないことなどもあり、微分結果が不安定なところもあるため、地盤反力の比較から港研方式の適合性を議論することは適切でない面もあるが、曲げモーメント分布にも違いが出ていることには注意する必要がある。結局、case 4のpile Bについては、荷重の増加とともに、港研方式のS型としての仮定が成立しなくなり、C型に近づき、特に地表面付近の地盤の抵抗がS型として仮定した場合よりも大きくなっていったものと考えられる。これは、主として底版の影響であると考えられる。すなわち、図-8.39でも見られるようにcase 4のみ堤体が大きく回転し、前趾側が地中部にめり込んでいる。この影響で地表面付近の拘束が大きくなり、pile Bの比較的浅い部分の地盤反力が大きくなったものと考えられる。これをS型で仮定しようとする地盤反力係数が増加したという説明を必要としたものと考えられる。

以上のように、地盤ばねのモデル化では底版の影響を考慮する必要があることがあるが、底版が大きく地盤にめり込むような条件がおきない限り、地盤のモデルを変えたり、地盤反力係数を変化させたり、といったことを考える必要はない。

#### 杭の固定度の変化

杭の根入れ長さが $l_{m1}$ に比べて十分長い場合には、杭の固定度と杭頭部や地表面でのたわみ、たわみ角について、式(6.19)のような関係にあることを示した。case 3, case 4の根入れ長は十分に長いとは言えないので、これらのケースの場合に式(6.19)に示す関係がどのように変わるのかについて検討した。その結果を図-8.61に示す。この結果によると、根入れ比 $E_r$ がおおよそ1.5であるcase 3くらいまでは、式(6.19)に示す関係が成立するとして良いが、それより短い場合には、杭頭固定度とたわみ比、たわみ角比は下に凸な関係にあることがわかった。なお、今回の実験条件では、これらの関係は地表面変位、杭頭変位、地表面たわみ角、杭頭たわみ角のいずれでも同じ関係が成立している。



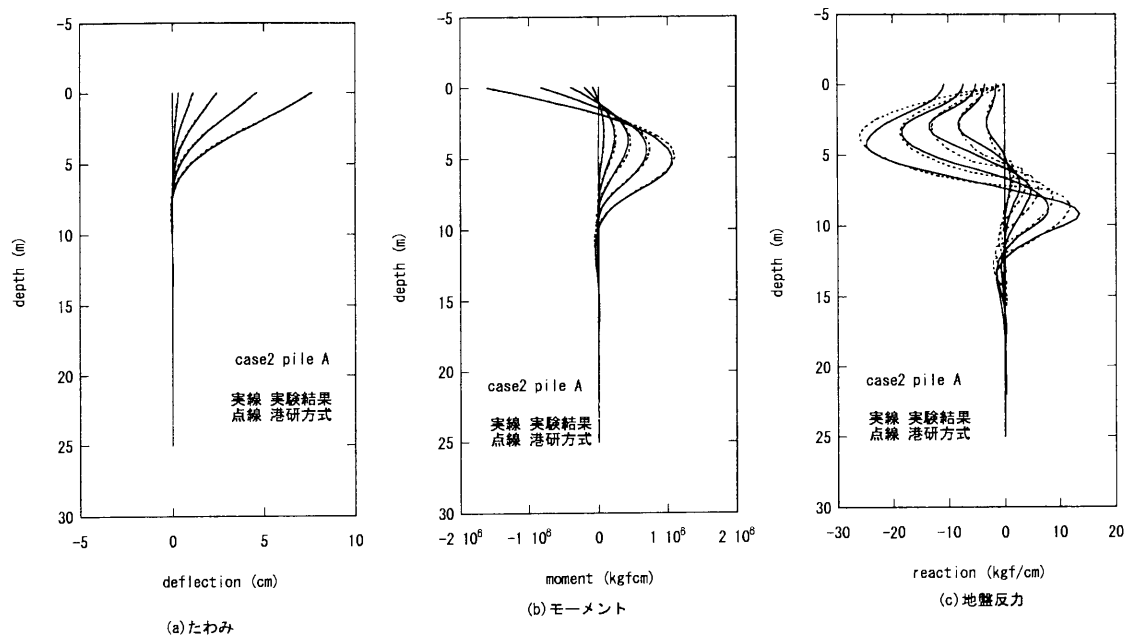


図-8.55: 港研方式と実験結果の比較 (case 2, pile A)

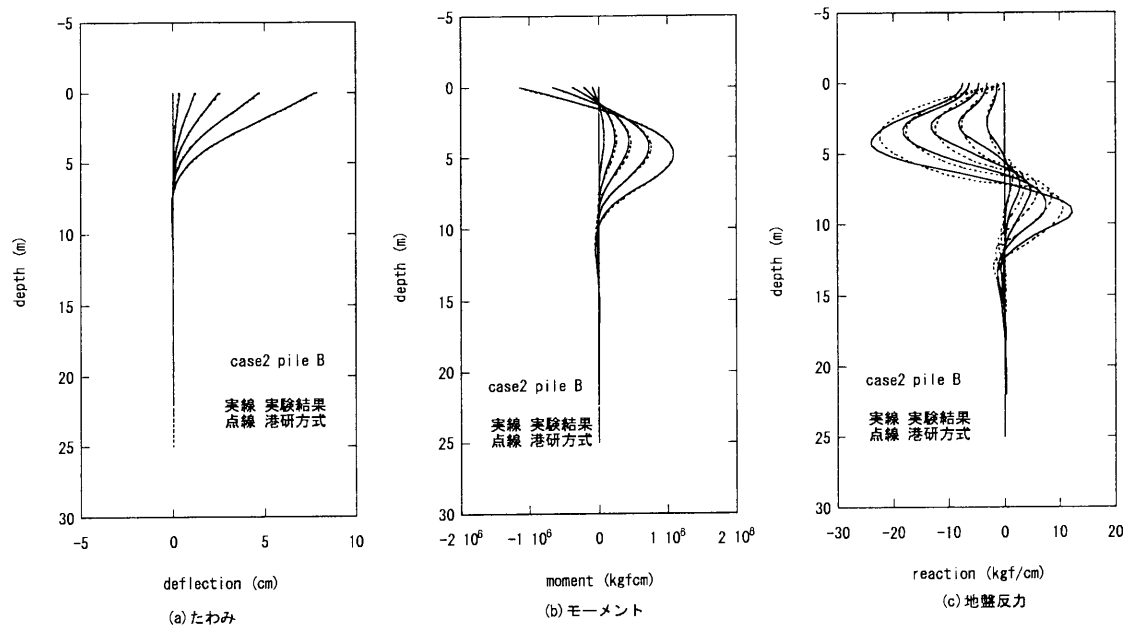


図-8.56: 港研方式と実験結果の比較 (case 2, pile B)

8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階荷重実験

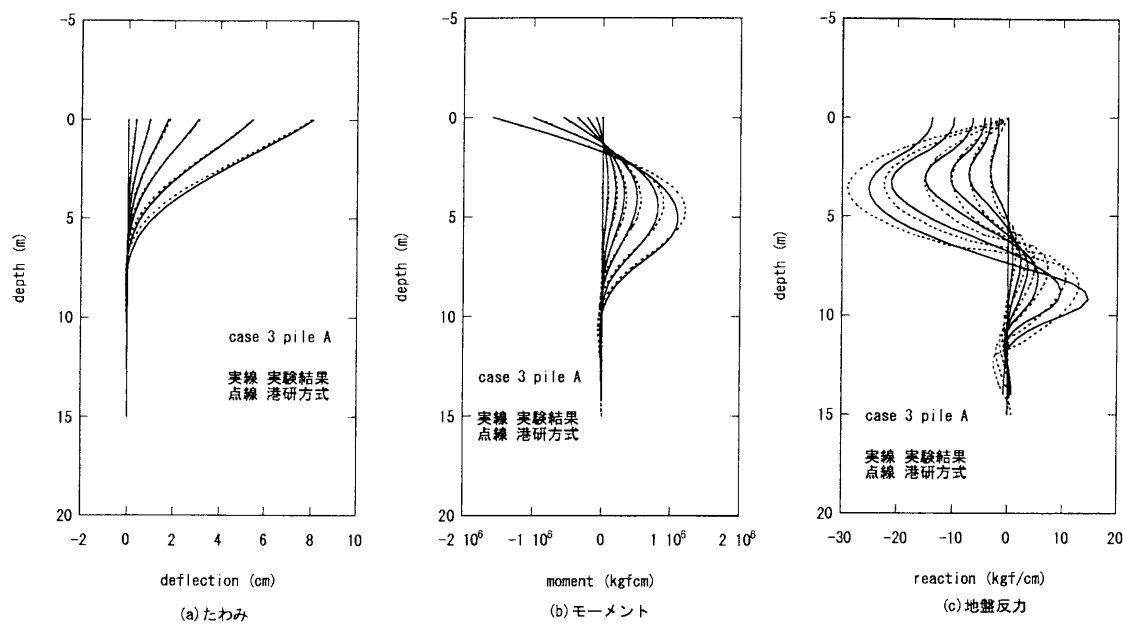


図-8.57: 港研方式と実験結果の比較 (case 3, pile A)

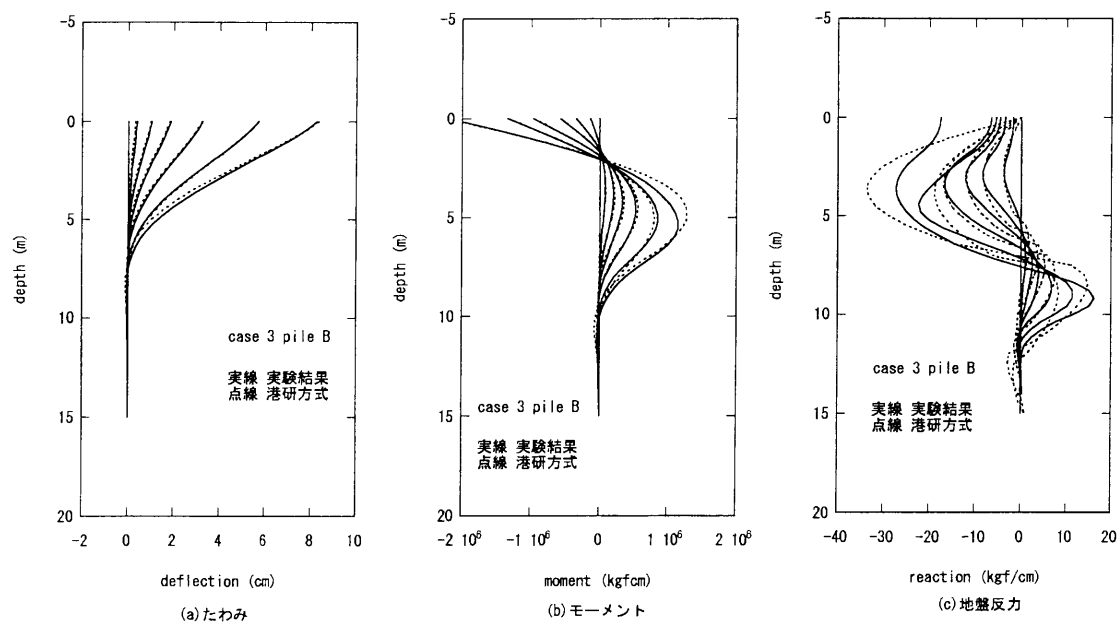


図-8.58: 港研方式と実験結果の比較 (case 3, pile B)

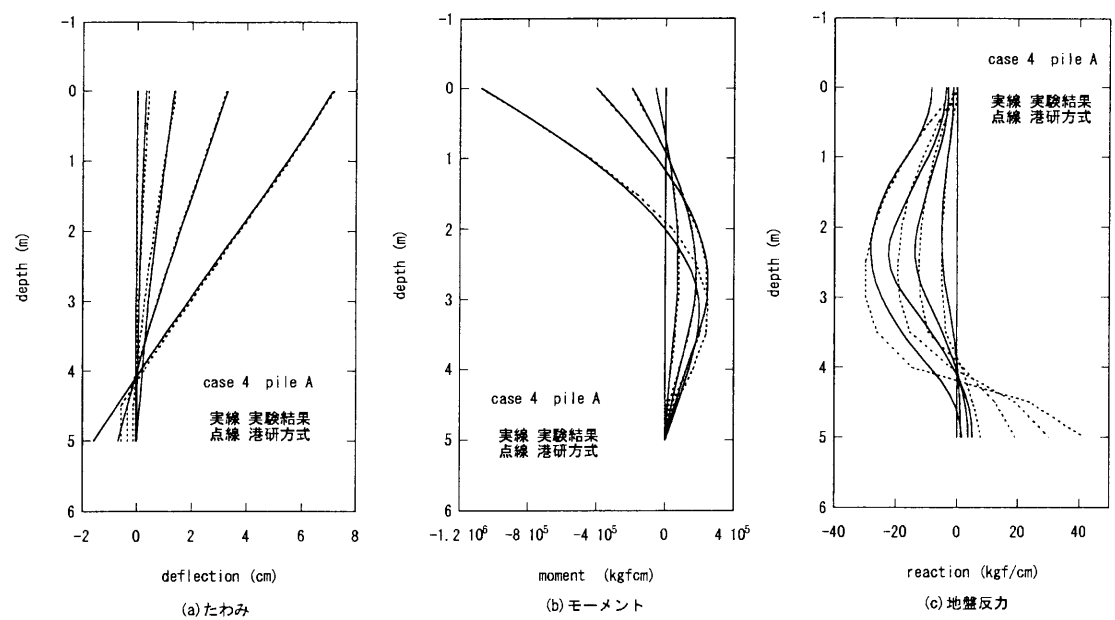


図-8.59: 港研方式と実験結果の比較 (case 4, pile A)

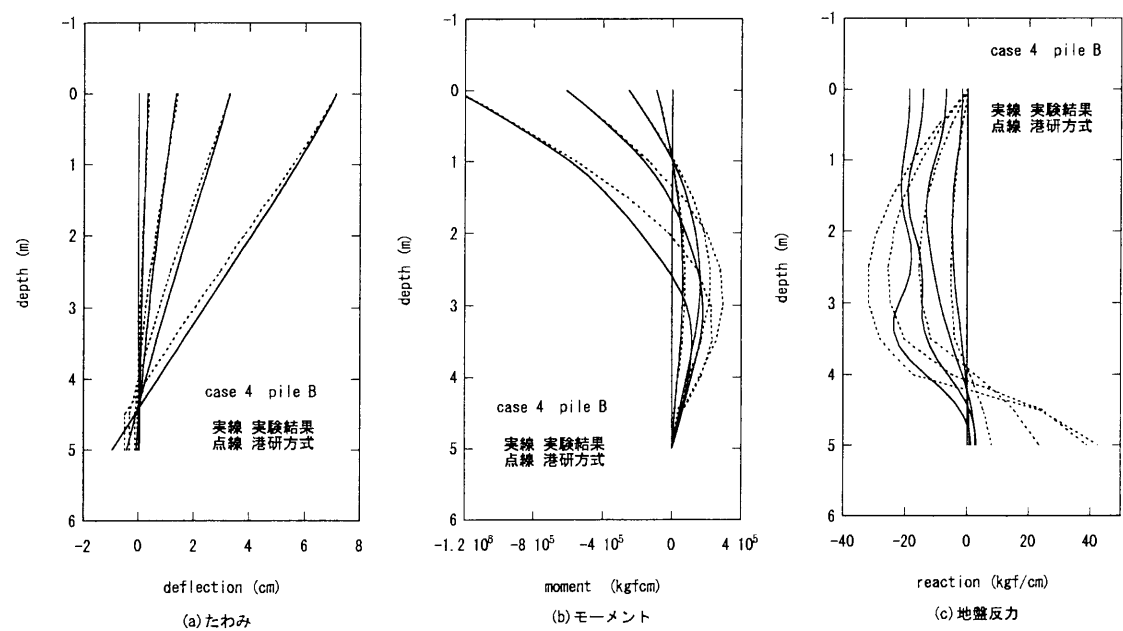


図-8.60: 港研方式と実験結果の比較 (case 4, pile B)

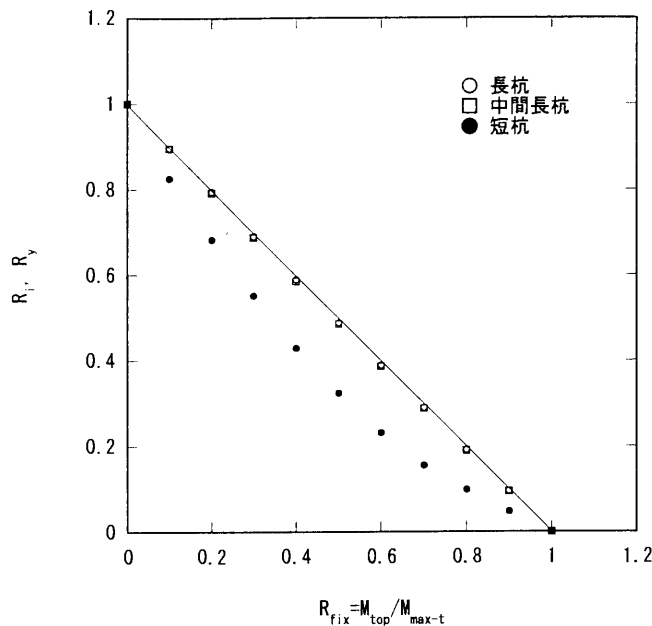


図-8.61: 杭頭固定度とたわみ比，たわみ角比の関係 (case 2～4)

さて，今回の実験結果について，杭頭固定度とたわみ角比，たわみ比について示したのが図-8.62 と図-8.63 である．結果には多少のばらつきはあるものの，実験結果と理論解析との違いは極めて少ない．このようなことから，一般的には，杭頭の固定が不十分な状態の杭の挙動の計算は煩雑となるが，杭頭固定の場合と杭頭自由の場合の計算を実施し，杭頭部に生じるモーメントを求めるか，杭頭部の変位を求めて，杭頭固定時と自由時の杭頭のたわみとを比較することにより，杭頭半固定の場合の頭部における各種物理量を推定することができる．

次に，荷重レベルあるいは変位の増加に伴って固定度がどのように変化したかについてみてみる．図-8.64 と図-8.65 に杭頭固定度と地表面変位および作用荷重の関係を示す．図中には，それぞれ○，□，◇で実験ケース 2，3，4 の結果を示しており，また，白抜きが後趾側の杭 pile A であり，黒く塗りつぶしているのが前趾側の杭 pile B である．これらの結果を見ると，データはかなりばらついている．特に，case 3 については前趾側と後趾側で固定度がかなり異なっており，特に case 3 の前趾側の杭だけ他と比べて固定度が高いことがわかる．しかし，その一方で，荷重が増加したり，地表面変位が増えたりしても固定度は低下するのではなく，逆にやや増加する傾向にあることがわかる．

もし，杭頭と底版の間の結合が十分に剛であると仮定できる条件であれば，荷重レベルの小さいときや変位の小さいときには，杭頭の固定度がもっと大きくあるべきであり，荷重レベルが高くなるにつれて固定度が低下すると一般的には考えられるのであって，このように荷重の

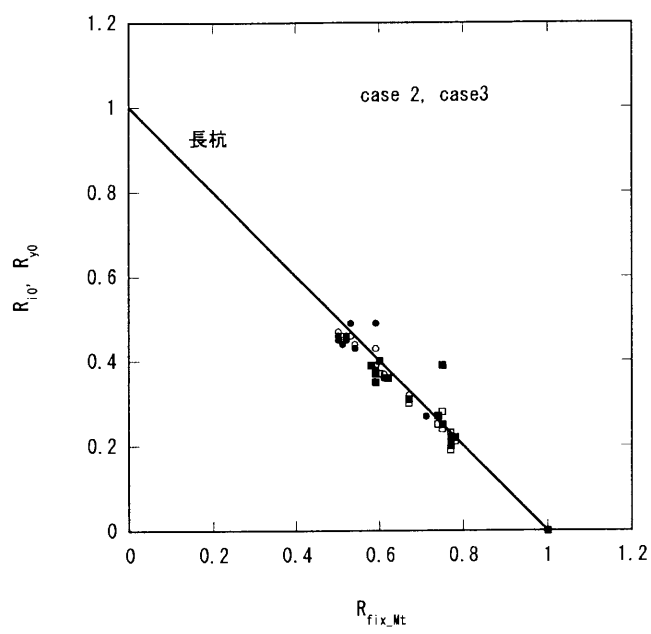


図-8.62: 実験結果による杭頭固定度とたわみ比，たわみ角比の関係 (case 2, 3)

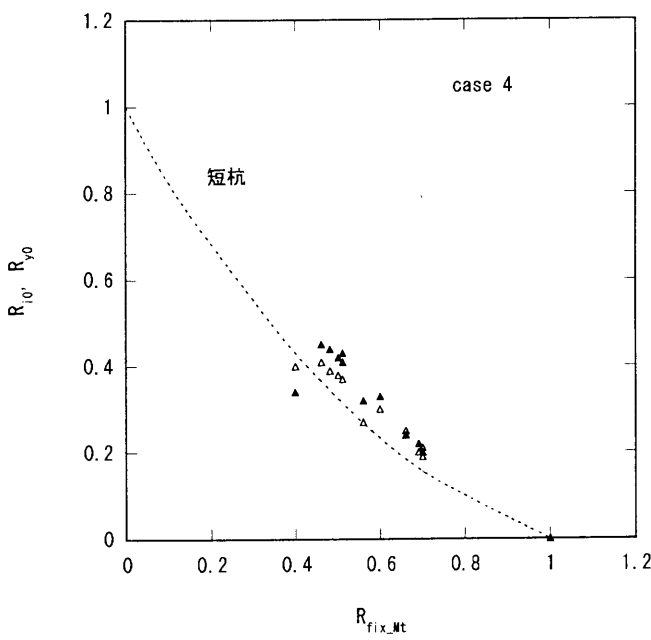


図-8.63: 実験結果による杭頭固定度とたわみ比，たわみ角比の関係 (case 4)

#### 8.4. 軟弱地盤着底式くし形構造物の段階載荷実験

増加とともに固定度が増加するのは今回の実験条件に強く依存しているせいであると考えられる。つまり、図-8.38に示されているように、杭頭部の結合処理は十分に剛ではなく、また底版の上面と下面の間で杭頭が適当にたわむことができる構造となっていたため、載荷初期に固定度が小さくなったものと考えられる。今回の実験でも見られたように杭はまず杭頭の曲げモーメントが過大になることで降伏し、次に地中部で降伏するメカニズムが多いと考えられる。今回のように固定度がおよそ0.6くらいの場合でも杭頭でまず降伏するような条件となっている。実施工時の杭頭の固定状態がどうなっているかについては、今回の実験では議論できないが、軟着底式くし形構造物の挙動を考える上で、この部分の固定をどうするかは極めて重要である。すなわち、杭頭をピン結合に近いものにすれば、杭頭部で発生する曲げモーメントは小さなものとなり、杭頭部で降伏することは考えなくて良いことになるが、地中部で曲げモーメントが最大となる点での曲げモーメントの値は大きくなり、また、杭頭の固定度が小さくなると堤体の変位も大きなものとなりやすいからである。一方、杭頭を完全に剛結してしまうと、今回の実験以上に杭頭部の曲げモーメントが急速に大きくなりやすくなり、杭頭部の降伏がより早くおきる可能性が出てくる。

杭頭部の固定度の変化には、杭の鉛直方向の引抜き抵抗も影響してくる。杭頭部の剛結の程度を高めると堤体の傾斜と杭の傾斜が一致してくる傾向となり、載荷初期の固定度は高まるものの、前趾側と後趾側のそれぞれの杭に押込み力と引抜き力がそれぞれ作用するようになり、固定度の変化は著しくなるものと考えられる。

#### 杭の軸方向抵抗力と底版の支持力

8.4.1 でみたように、case 2 や case 3 では後趾側の杭と前趾側の杭にそれぞれ 10～15 tonf 程度の引抜き力または押込む力が作用していた。また、case 4 では、5 tonf 程度の引抜き力と 2 tonf 程度の押込み力が作用していた (図-8.46～図-8.48)。なお、これらの数字は、設置後の軸力の増分のみを考慮している。図-8.11 をもとに、case 2～case 4 で用いた杭の長さでの杭に作用する最大周面摩擦を計算してみると、根入れ長 25m の場合約 85 tonf、15m の場合約 35 tonf、5m の場合約 4.4 tonf となる。ここで、杭の周長は 1m であるとしており、単位面積あたりの周面摩擦力は地盤のベーンせん断強さと等しいとし、杭の設置に伴う残留せん断力は生じていないものとしている。また、杭に期待できる先端支持力は、杭の先端が完全に閉塞しているとし、また、先端支持力が次式であらわせるとすれば 25m、15m、5m のそれぞれの根入れ深度で、2.7 tonf、2.2 tonf、0.8 tonf となる。

$$Q_t = 8 \cdot c_u \cdot A_p$$

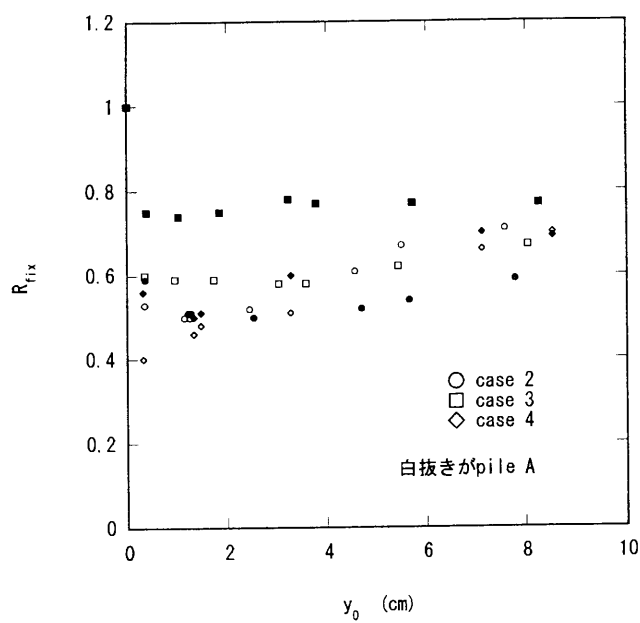


図-8.64: 杭頭固定度と地表面変位の関係 (case 2～case 4)

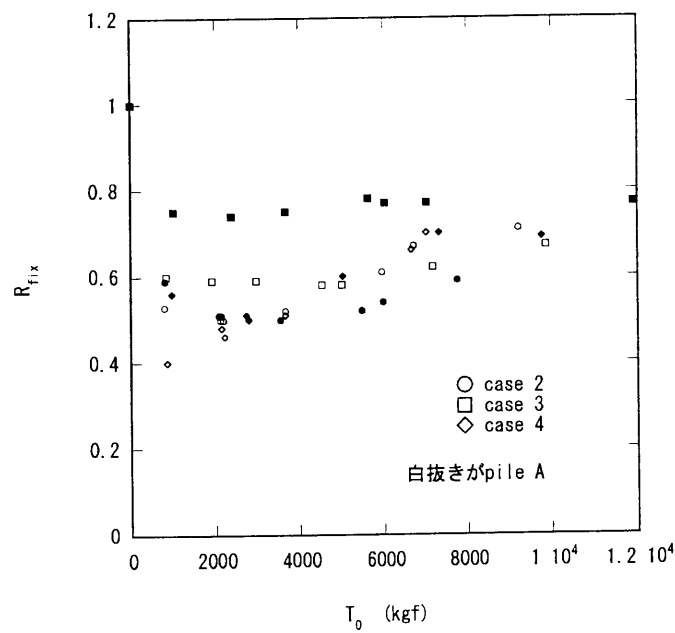


図-8.65: 杭頭固定度と堤体に作用させた荷重の関係 (case 2～case 4)

ここで、

$Q_t$  : 先端支持力  $c_u$  : 地盤のせん断強さ  $A_p$  : 杭先端の断面積である。

なお、堤体の重量は約 16t onf であり、杭 2 本分の重量は根入れ長が 25, 15, 5m のそれぞれの場合で、4.5 tonf, 2.7 tonf, 1.0 tonf である。

このようにして考えると、case 2, case 3 では、杭に作用している軸力は杭の持つ最大周面摩擦力に比べて著しく小さなものであり、杭が引き抜かれたり、押込まれたりするにはまだ十分な余裕があったことを示している。実験結果を見ても、堤体が傾斜していないのはそのためであると考えられる。一方、case 4 では、特に引抜き側の杭については、ほとんど周面摩擦の極限に達しており、杭は引き抜かれたものと考えられる。押込み側については、一見、まだ余裕があるようにも見受けられるが、設置時に作用している初期せん断力を考慮すると、支持力的に見てほとんど余裕がなかったのではないかと思われる。さらに、case 4 の場合には、軸力の合力のバランスから見て、底版の支持力に関する荷重が増加したものと考えられる。

比較的単純に、堤体重量と杭の軸力のアンバランス分とを足し合わせて考えると case 4 では底版が受け持つべき鉛直荷重はおよそ 20 tonf となる。これと支持力とを比較してみる。case 4 の前趾の沈下量と後趾の浮き上がり量を比較してみると前趾の沈下量は約 20cm であり、後趾の浮き上がり量は約 10cm であることからして、載荷時の底版の有効接地幅は 6m 程度であると考えられる。このとき、平均的な接地圧は  $0.2\text{kgf/cm}^2$  となる。このときの底版が受け持つ水平荷重はほとんど 0 tonf となっている。7.4.7 で述べた Vaughan の式を考慮してこのときの地盤の支持力を考える。この地盤の  $s_{u0}$  は地盤調査結果から  $0.01\text{kgf/cm}^2$  であり、強度増加率  $\rho=0.03\text{kgf/cm}^2/\text{m}$ 、堤体の有効幅  $B=6\text{m}$  であるから、 $\rho \cdot B/s_{u0}=18$  となり、図-7.30 より  $F_R=1.8$  となる。ここで、 $F_{ec}=1$ 、 $i_{c1}=1$  として、 $R=2.7$  となる。従って、この地盤の平均支持力は  $V^*=0.14\text{kgf/cm}^2$  となる。このような状況では、杭による支えがない限り底版は支持力的につりあうまで沈下するものと考えられる。このような状態となっていたために、case 4 では前趾側が大きく沈下したものと考えられる。

一方、case 2 と case 3 では、底版が受け持つ鉛直荷重は 19 tonf から 21 tonf と case 4 とあまり変わらないが、底版そのものがあまり回転していないこと、杭の鉛直支持力から見ても十分な余裕があることなどから底版がほとんど沈下しない状況となっていたと考えられる。

## 8.5 軟弱地盤着底式くし形構造物の繰返し実験

### 8.5.1 実験結果

杭の根入れ長、杭の曲げ剛性は表-8.1 に示すとおりである。ここで考えている構造物では、主として問題となる外力は波力であり、波力は押し波と引き波による交番荷重と考えるのが適当



## 第8章 軟弱地盤着底式くし形構造物の現地模型実験

であるため、この実験は交番荷重を繰返し作用させることとした。この実験では多数回の繰返しを行うことを目的としており、波の周期を念頭に置き、载荷の周期は1サイクルを5secとした。すなわち、0荷重から目標最大荷重までを0.5secの間に変化させ、最大荷重をほぼ1.5sec保持した後、0.5secで0荷重に戻し、さらに0.5secで反対側の最大荷重を作用させることとした。これをかんがみ、測定は0.5secごとに実施しているが、载荷速度が比較的速いため、载荷重の変化を完全にはコントロールできない。このため、実験結果として整理する際には、主として両側の最大荷重時の挙動を中心にして検討する。

なお、8.2で述べているように、本実験は実験現場の都合から模型据付の翌日に実験を実施している。

図-8.66にこの実験で測定された荷重と底版天端での水平変位の関係を示す。この図には、構造モデルが等しく、ほぼ同じ性質を持つ地盤での実験結果であるcase 2における荷重と底版天端変位の関係も示した。このcase 1の実験は交番载荷であり、繰返し回数が多かったため、測定点同志を線で結ぶと見にくくなるため、ここでは測定点のみを示している。実際の実験では、ほぼ $\pm 6$  tonfの荷重を約40回载荷した後、ほぼ $\pm 8$  tonfの荷重を30回载荷し、ついでほぼ $\pm 12$  tonfの荷重を100回载荷している。図中に示しているのは、いずれも交番载荷時の極大荷重時の測定結果である。この結果を見ると、全体的にcase 2に比べて水平変位が大きいこと、 $\pm 6$  tonf、 $\pm 8$  tonfの繰返し载荷では繰返し回数の増加による水平変位の増加が余り顕著でないのに対し、 $\pm 12$  tonfの载荷では繰返し载荷とともに水平変位が増大していることがわかる。

繰返し载荷のサイクルによる変位の増加を見たのが図-8.67である。この結果を見る限り、 $\pm 6$  tonfと $\pm 8$  tonfの繰返し载荷では水平変位があまり増加しないのに対し、 $\pm 12$  tonfの繰返し载荷では载荷回数が増えるにつれて直線的に水平変位が増加している様子が見られる。

次に、このときの堤体の傾斜角について見た。図-8.68に水平荷重と堤体傾斜角の関係を示す。この結果は、case 2、case 3と同様(図-8.27参照)であり、繰返し载荷によって堤体の傾斜角は増えていないことがわかる。このことから、繰返しによって堤体天端の水平変位が増えるのは、ほとんど杭頭の水平変位が増えることによるものであることがわかる。

繰返し载荷による杭頭の傾斜角を見たのが図-8.69である。すでに見てきた他の実験同様、杭頭の傾斜角は堤体の傾斜角より大きく、この実験における杭頭は完全剛結合ではなかったことがわかる。また、杭頭傾斜角については、繰返し载荷回数が増えるにつれて増加していたことがわかる。ただし、図-8.70に示すように、繰返し回数の増加に対して直線的に増えていたわけではなく、やや複雑な挙動となっている。このようになった詳しい理由はわからないが、この実験では交番载荷になっていたことが一つの大きな原因であると思われる。

次に、堤体の接地圧の変化について見る。図-8.71と図-8.72にそれぞれ正方向に载荷したときと負方向に载荷したときの底版の接地圧の初期接地圧からの増分を示す。これらは各繰返し

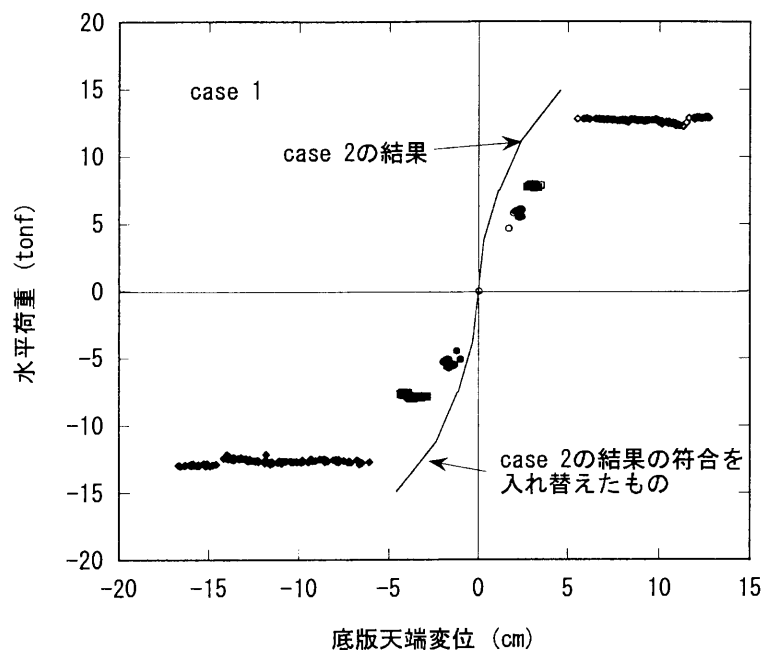


図-8.66: 水平荷重と底版天端の水平変位

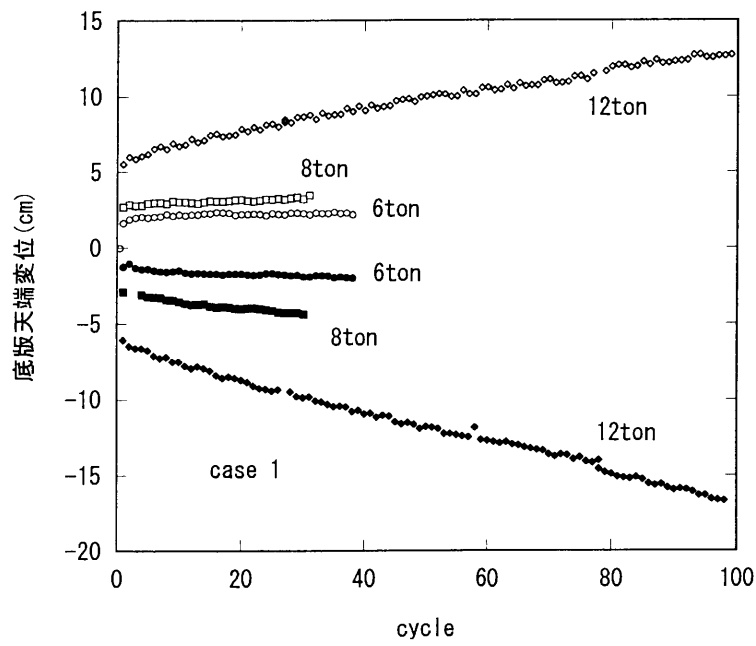


図-8.67: 荷重の繰返し回数と底版変位の関係

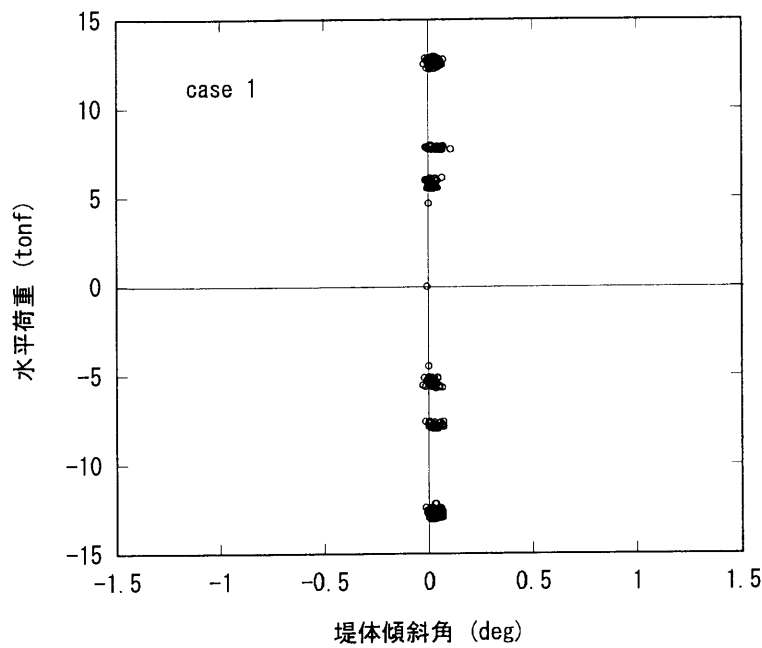


図-8.68: 水平荷重と堤体傾斜角の関係

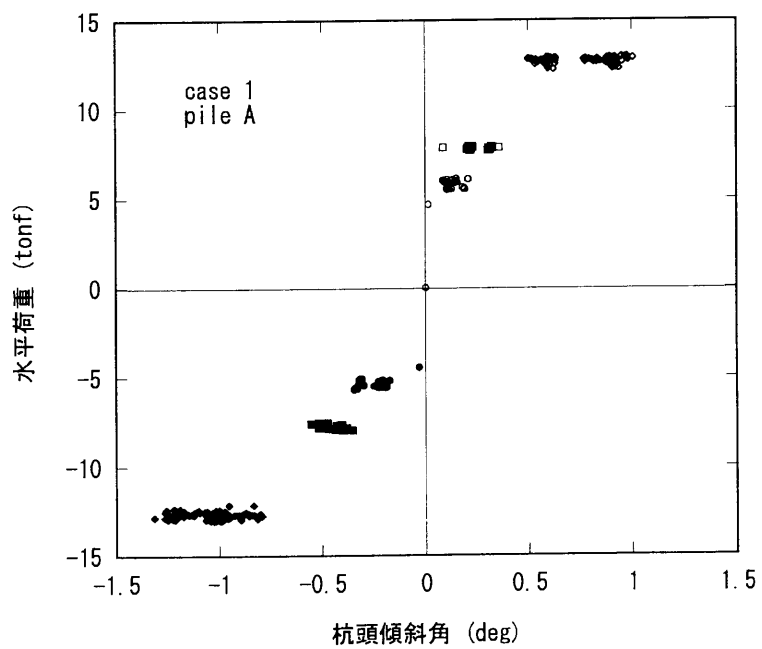


図-8.69: 水平荷重と堤体傾斜角の関係

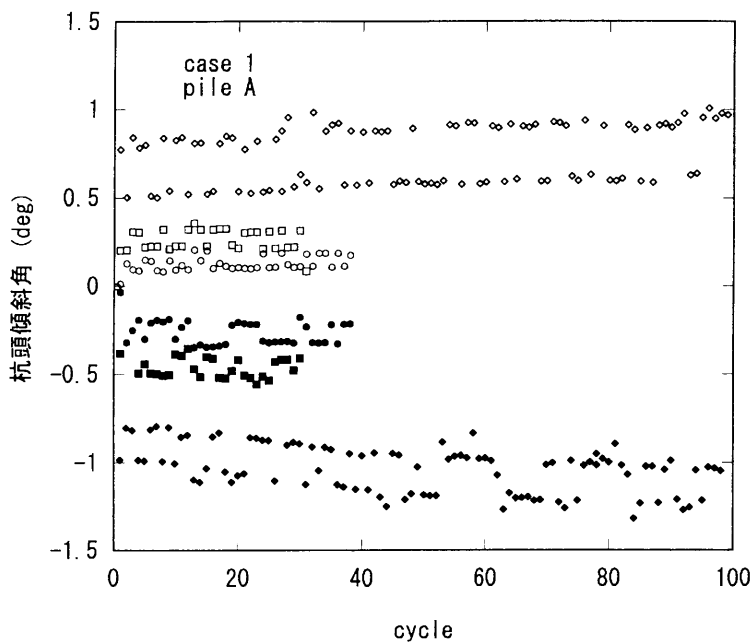


図-8.70: 繰返し回数と堤体傾斜角の関係

荷重段階の最終繰返しに近いときの接地圧分布を示したものである．なお，ここでは，堤体の載荷方向の距離の0の方から載荷しているときを正方向の載荷と呼んでいる．ここに示した接地圧は，底版の下面に設置した土圧計による測定値であり，載荷実験開始時を0としている．施工の手順を考えると載荷開始時には底版が堤体の全重量を受けていたと考えられるので，このときの実際の接地圧は平均的には約0.1kgf/cm<sup>2</sup>であったと考えられる．これらの結果を見ると正方向載荷時には，底版の先端側の接地圧が増加し，後端側は接地圧が減少し，負方向に載荷しているときはその逆となっていることがわかる．しかし，全体として，接地圧の変化はあまり大きくない．このことは，堤体の傾斜が少なかったことと対応している．これは，case 2と同様，杭の根入れ長さが25mと長かったため，ここで用いた程度の水平荷重では，杭が引抜けるような力が作用していなかったことと対応していると考えられる．

図-8.73 から図-8.75 に荷重を繰返し作用させたときの杭の挙動 (pile A, 図-8.7 参照) を示した．なお，ここに示した，曲げモーメント分布は実測曲げモーメントをスプライン関数で近似したものであり，たわみ分布と地盤反力分布はそれぞれ曲げモーメント分布を2階積分したものと2階微分したものである．いずれの図においても実線で示したのが当該繰返し荷重の最初のサイクルの最大荷重時のものであり，点線で示したのが，当該荷重の繰返しの最終段階での最大荷重時の状態である．

これらの図を見ると，いずれの荷重段階においても繰返し載荷をすることにより比較的深い

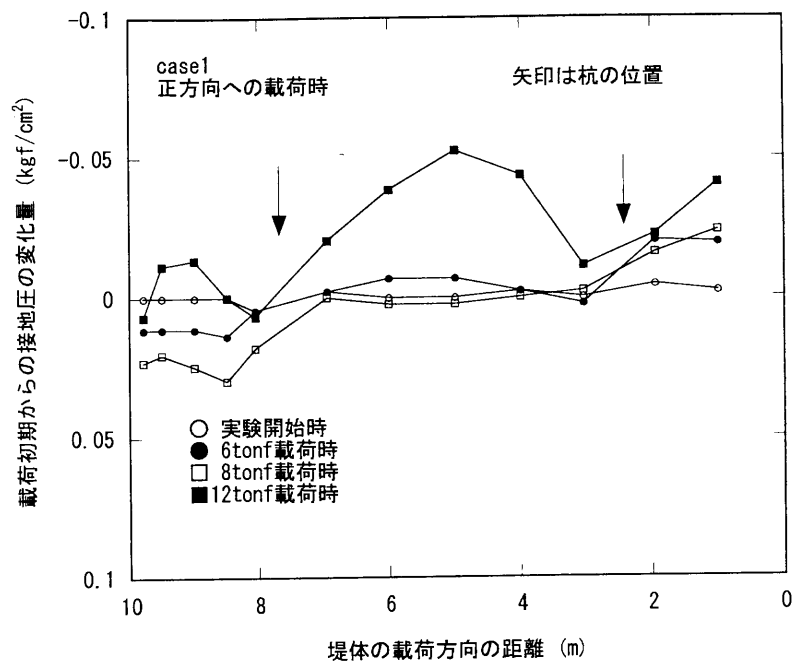


図-8.71: 接地圧の増分の変化 (荷重を正方向に作用させたとき)

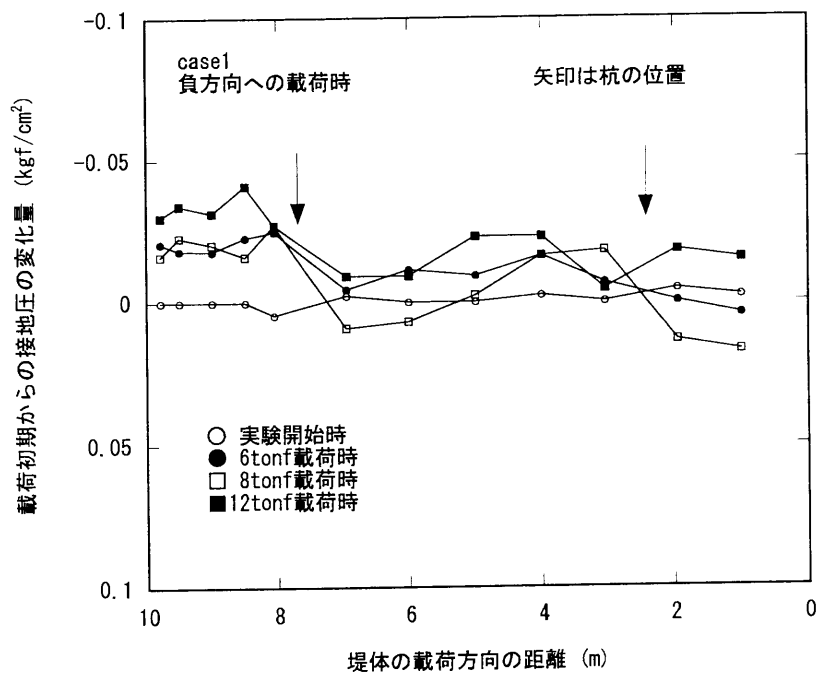


図-8.72: 接地圧の増分の変化 (荷重を負方向に作用させたとき)

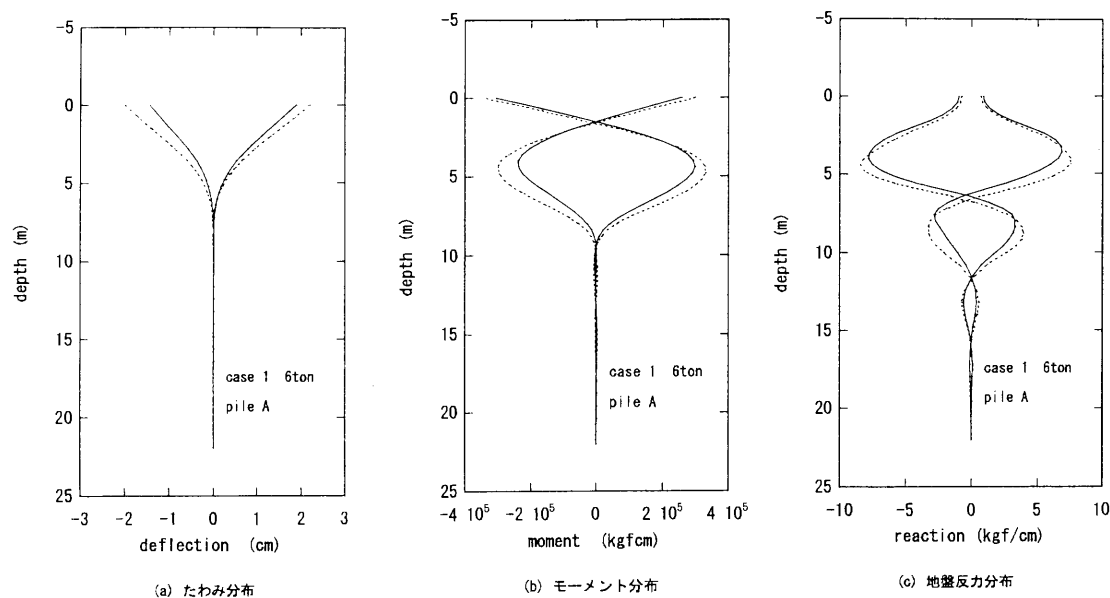


図-8.73: ±6 tonf を作用させたときの杭の挙動 (pile A)

部分から杭のたわみが増えている様子がわかる。また、正と負のたわみがほぼ左右対称形で見られることもわかる。

曲げモーメント分布については、いずれの荷重段階でも繰返し載荷によって最大曲げモーメントが大きくなり、その発生深度もやや深くなる傾向にあることがわかる。荷重レベルの低い段階では、繰返し載荷による  $l_{m1}$  の増加は顕著ではないが、荷重が大きくなると  $l_{m1}$  の増加も目立つようになる。杭頭モーメントについては、繰返しによって小さくなる傾向はなく、逆に、荷重レベルが高いときには、繰返しによって杭頭モーメントの絶対値が大きくなる傾向にある。あとでも述べるように、荷重レベルが高いときに杭頭モーメントが繰返し載荷によって大きくなるのは、杭に作用するせん断力が増加することも一因である。

地盤反力分布については、最大地盤反力の出現深度が繰返しによって多少深くなる傾向があるが、荷重レベルが低い間は、繰返しによる影響をあまり受けていないように見える。荷重レベルが高くなると繰返しによって地表面に近い部分での地盤反力の低下が顕著となる。この結果、深い部分での地盤反力が大きくなっていく傾向が見られる。

以上は、pile A の結果である。pile B については荷重レベルの高いときのものを図-8.76 に示した。この荷重レベルに限らず pile B の挙動は pile A の場合とほぼ同じであった。

載荷実験が終了した当日杭周辺地盤のせん断強さがどのように変化していたかを調べるために、地盤調査を行った。地盤調査実施地点は、図-8.8 の No.3 である。この点は H 鋼杭の前方 40cm の点である。この地盤調査の結果を図-8.77 に示す。同図には比較のために、No.2 のボー

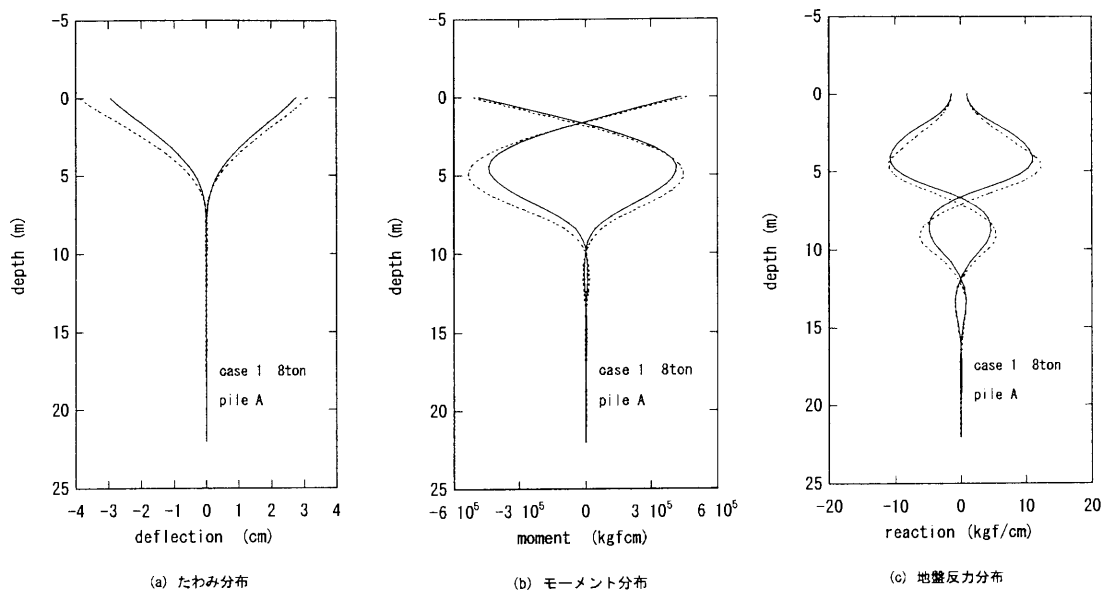


図-8.74: ± 8 tonf を作用させたときの杭の挙動 (pile A)

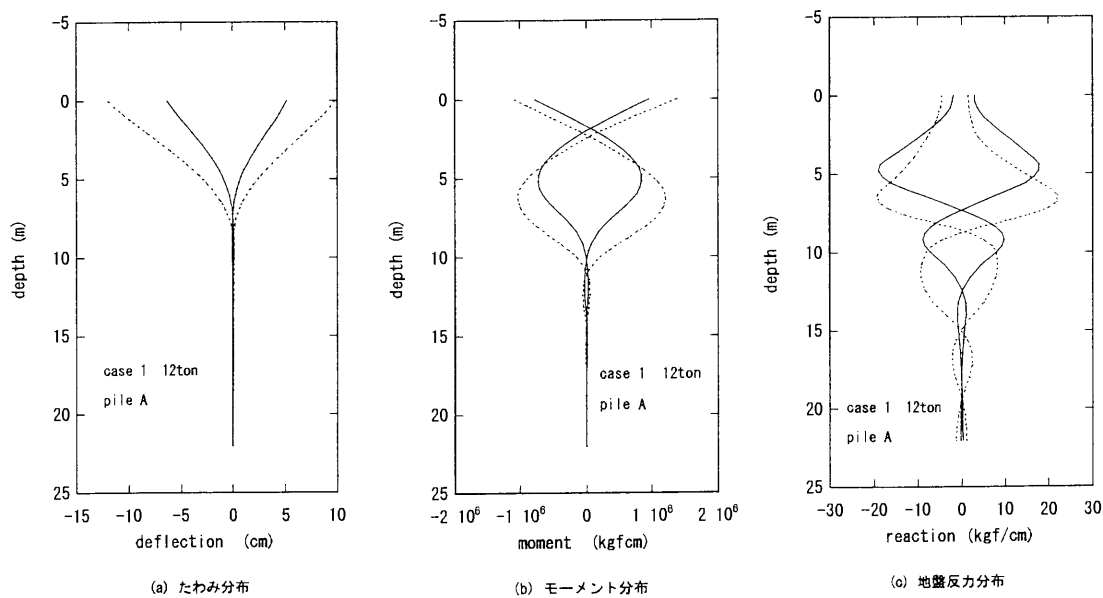


図-8.75: ± 12 tonf を作用させたときの杭の挙動 (pile A)

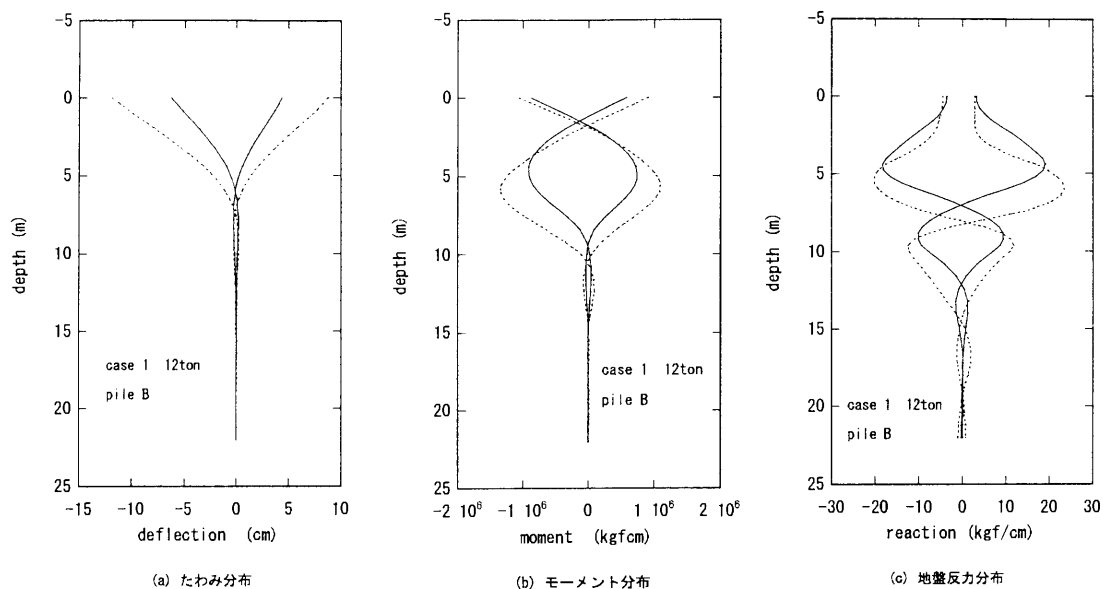


図-8.76: ± 12 tonf を作用させたときの杭の挙動 (pile B)

リング孔でのベーンせん断強さとそれから推定した地盤のせん断強さ分布も示した．さらに，載荷試験後 70 日たった時の地盤のせん断強さの回復を調べるために実施した No.3 の点の試験結果もプロットした．これらの結果を見ると，実験直後は地表面から 1m までの範囲では  $\tau_{vf}$  がほとんど 0 であり，またそれより深いところでもせん断強さが低下している．このように，繰返し載荷によって 5m の深さあたりまではかなり乱され，地盤のせん断強さがかなり低下していることがわかる．ただし，このせん断強さの低下も 2ヶ月程度の時間をおくことによって回復しているようである．

このように，繰返し載荷によって周辺地盤が乱され，それによって地盤の横抵抗係数が低下するが，ある程度以上の期間が過ぎれば，乱された周辺地盤が再度圧密され，もとの強度まで回復する．このことは，繰返し載荷によって劣化した地盤ばねも放置期間を置くことによって回復することを意味している．

8.5.2 考察

繰返し載荷による変位の増加

図-8.78 に繰返しによる地表面変位の変化を示す．ここでは pile A について示すが，pile B についても傾向は同じである．この図を見るとそれぞれの荷重レベルの繰返し載荷とも繰返し回数が増えるにつれて地表面変位は増加傾向にあるが，特に 12 tonf の荷重を繰返ししたときの変位



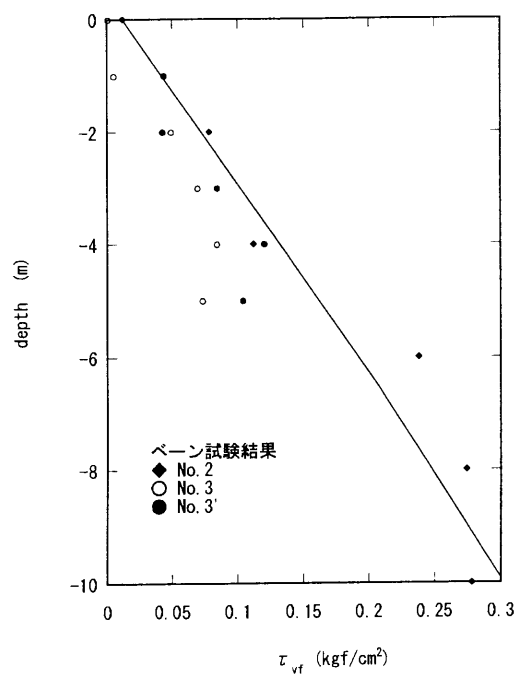


図-8.77: 繰返し载荷試験直後の地盤のせん断強さ

の増加が顕著である。

ところで、pile A について地表面のたわみと杭の受け持つせん断力の関係を調べてみたのが図-8.79 である。これまでの結果から繰返し载荷によって、特に荷重レベルが高いときに水平変位が大きくなる傾向が見られたが、この理由として杭頭に作用するせん断力が繰返し载荷によって大きくなったこともあることがわかる。これは、逆にいえば、繰返し载荷をすることによって底版の抵抗が小さくなったことを意味する。もちろん、荷重レベルの高いところでの繰返しによる水平変位の増加に最も影響があるのは図-8.75 に示されているような浅い部分の地盤の横抵抗性能の低下である。

まず、繰返し载荷の繰返し回数による地表面変位の伸びの傾向を調べてみる。図-8.80 に繰返しによる水平変位の増加の割合を示す。図-8.80 の縦軸には、第 1 回目の最大荷重時の地表面変位  $y_{11}$  に対する第  $n$  回最大荷重時での地表面変位  $y_{1n}$  の比を取り、変位量の増大傾向を示した。ここで、図中の数字は繰返し作用させた荷重であるが、+ と - とはそれぞれ逆向きの方向に荷重をかけたときの変位の伸びを示したものである。いずれのケースも - のほうが途中から伸び率が大きくなっている。このようになった理由は良くわからない。しかし、変位の伸び率の傾向は概ね同じようなものなので + の結果だけに着目する。どの载荷段階でも地表面変位は繰返し回数に比例して増加する傾向にあり、6 tonf と 8 tonf のケースではその増加率はほぼ等しいが、12 tonf の場合にはやや大きくなる傾向が現れている。

8.5. 軟弱地盤着底式くし形構造物の繰返し実験

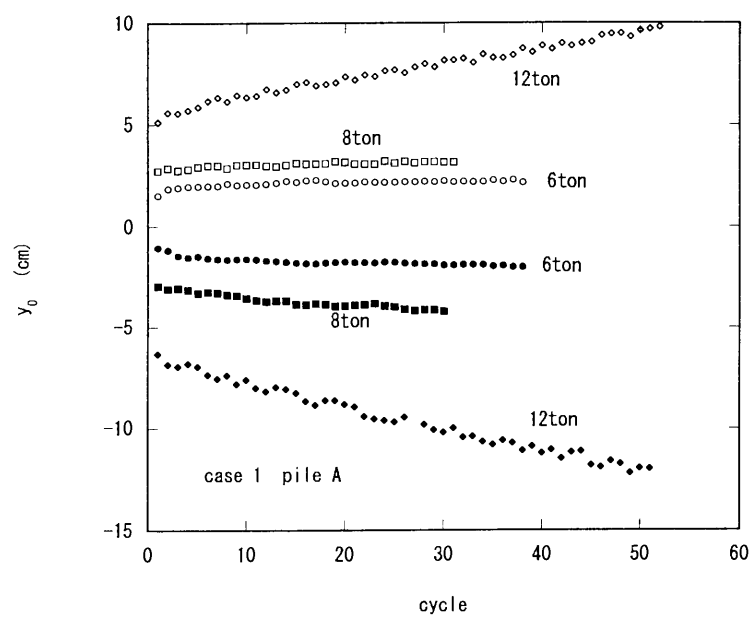


図-8.78: 繰返しによる変位の増加

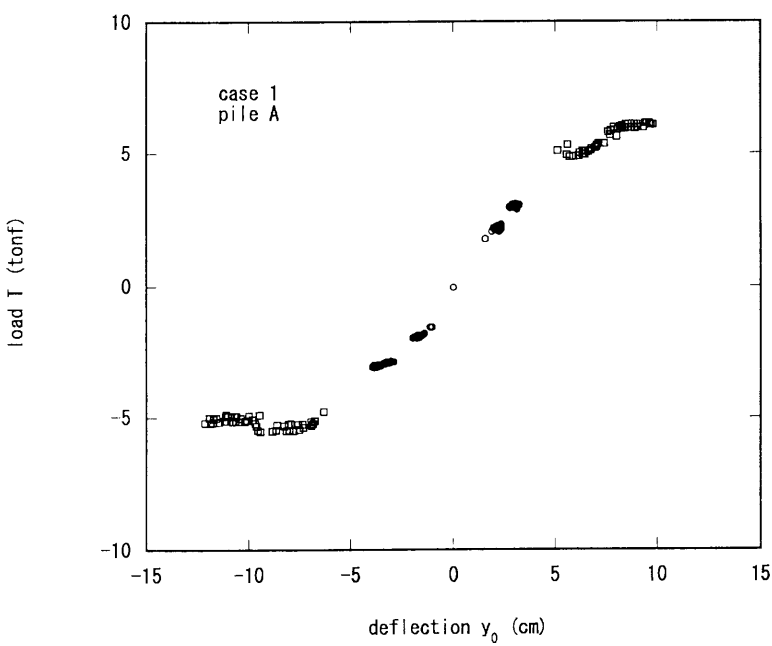


図-8.79: 地表面のたわみと杭頭せん断力の関係 (pile A)

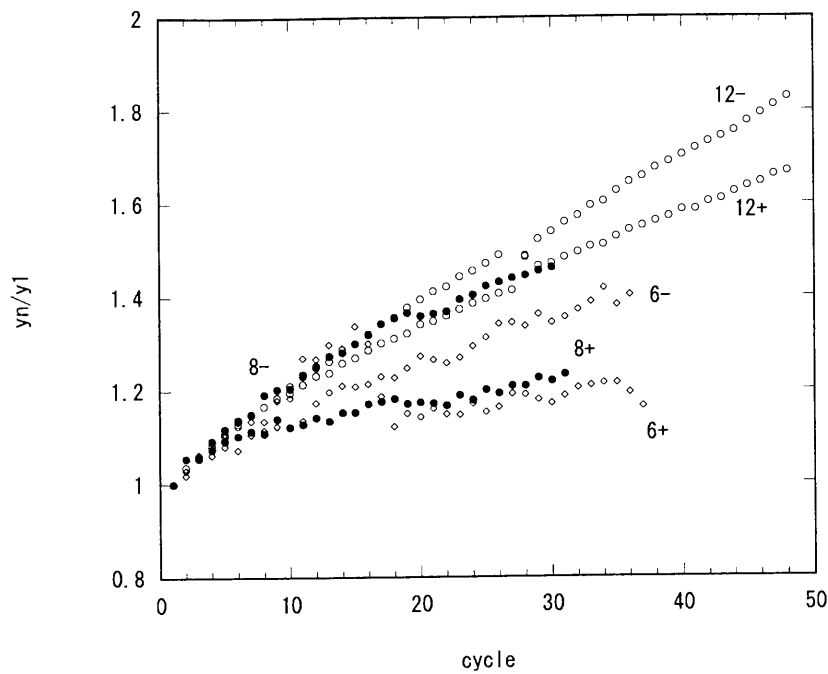


図-8.80: 繰返しによる変位比の増加

頭部自由杭についてのこれまでの砂地盤での実験結果(菊池ら, 1992)では, ばらつきはあるものの変位の伸びは繰返し回数の対数に比例すると考えられたが, この実験モデルの場合には, 傾向が異なるようである. 図-8.81 に繰返し回数について対数を取った場合の図を示す.

この結果と片方向載荷ではあるが, 単杭の繰返し載荷の場合の地表面変位の伸びについて示した図-5.15 を比較する. 図-5.15 では, 10 回の繰返しで, 砂で  $y_{tn}/y_{t1}$  が 1.1~1.2, 粘土で 1.5~1.6 であった. 今回の結果では, 10 回の繰返しで 1.1~1.2 程度であり, 粘土地盤の単杭の繰返し載荷の場合よりは  $y_{tn}/y_{t1}$  の伸びが小さい. 図-5.15 の粘性土地盤の結果では, 20 数回の繰返し載荷で  $y_{tn}/y_{t1}$  が 1.6~1.71 あるが, 今回の実験ではそのレベルになるのは 30 回くらいの繰返しによってである. このように, 少なくとも 30 回程度の繰返し載荷までは, 単杭の片方向載荷の場合の地表面変位比の伸びよりも小さなものであった.

繰返し載荷による底版の抵抗の減少

次に, 底版の抵抗について見てみる. 特に, 繰返し載荷の荷重レベルが高いために, 繰返し載荷によって底版と地盤の間の抵抗が小さくなり, 結果として, 同じ荷重を作用させていても杭に作用するせん断力が大きくなっていた. そこで, 杭の地表面変位が繰返しによって増大する効果として, 底版の水平抵抗の減少についてみる. 図-8.82 に, 載荷荷重から杭の受け持つ

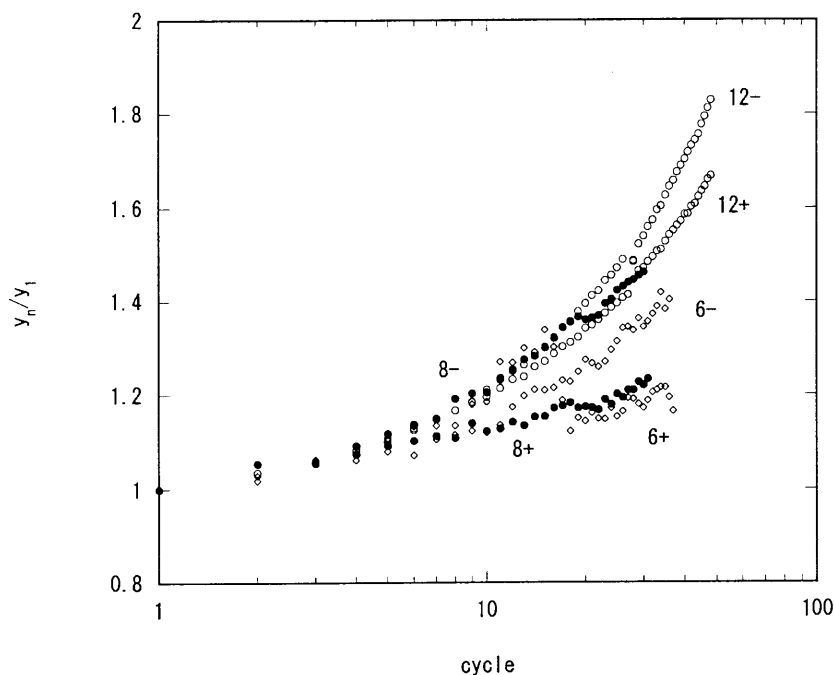


図-8.81: 繰返しによる変位比の増加（対数）

ているせん断力を差し引き、これを底版の水平抵抗であるとして繰返し回数による変化の状態を示したものを示す。この結果によると、特に＋側で、繰返し回数の増加による底版の抵抗の低下が著しく、12 tonf の繰返しの場合には、初めは 2.7 tonf 程度あったものが繰返し回数とともに低下し、最終的には、6 tonf の繰返しのときの抵抗よりも小さな 1 tonf 程度まで低下していることがわかる。

杭と底版との間の荷重分担比について見てみると、荷重レベルによって多少の違いがあるが、第 1 回目の載荷時には底版の荷重分担比は 0.3～0.4 程度であるが、繰返し回数とともに低下する傾向にある。また、12 tonf の繰返し載荷のときの第 1 回目の底版の抵抗力は底面の付着をほぼ 100% 発揮している状態にあり、たわみ性の杭を用いることによって底版と地盤の間の付着力による抵抗を利用できていたようである。

#### 繰返し載荷による地盤反力係数の変化

繰返し載荷回数の増加に伴い曲げモーメント分布に変化が見られ、変位が増加する。特に荷重レベルが高くなるとそれが顕著である。この現象について調べるために、まず、各深度における地盤反力とたわみの変化について見てみる。図-8.83 と図-8.84 に pile A の地盤反力とたわみの変化について示した。それぞれ数字は深度を表しており、プロットで示しているのは各繰

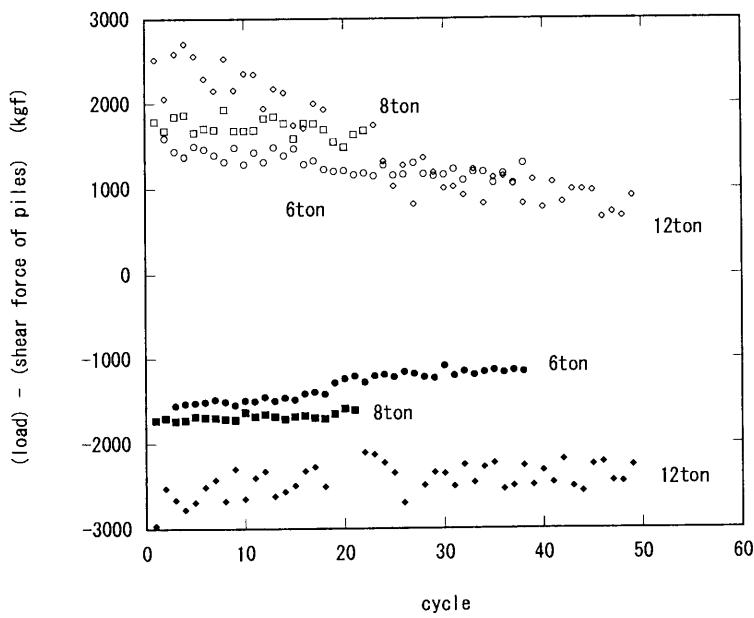


図-8.82: 繰返しによる底版の抵抗成分の減少

返し荷重の最大値のときの点である．ここでは全荷重レベルについてプロットしてある．なお，便宜的に 4.8m よりも浅い点については図-8.83 に，6m～10m の比較的深い点は図-8.84 に示した．いずれの深さにおいても荷重の載荷の向きによらずいずれのプロットも原点を中心とした点対称な形の曲線となっている．ここで注目されることは，これまでの試験結果でもそうであったが，浅い部分と深い部分とで地盤反力の発生の仕方が異なることである．比較的浅い 4.8m より浅い部分では，初期の地盤反力の発生の程度は深度が深くなるほど大きくなっており，また，荷重レベルが高くなるにつれて繰返し載荷によって変位の増加とともに地盤反力が低下する傾向が顕著に表れる．一方，比較的深い部分では，深度によらず地盤反力とたわみの関係はほぼ一定で，また，繰返し載荷によってたわみが増えても地盤反力が低下する傾向は見られない．ただし，このプロットでは，8m より深い部分については点の数が多くて少しわかりにくくなっている．

同様にして，図-8.85 と図-8.86 に pile B の地盤反力とたわみの変化について示した．基本的には pile A と同じ挙動であるが，深い部分では，載荷時に杭頭と逆方向の変位が出たため，ややヒステリシスを持った感じの曲線となっている．

図-8.83 や図-8.84 では，荷重レベルの低いところでの繰返し載荷時の挙動がわかりにくいので，pile A について，低い荷重レベルでの地盤反力とたわみの関係を見てみる．なお．ここでは，比較的浅い部分の結果についてだけ議論する．また，この地盤は概ね S 型地盤であると考

8.5. 軟弱地盤着底式くし形構造物の繰返し実験

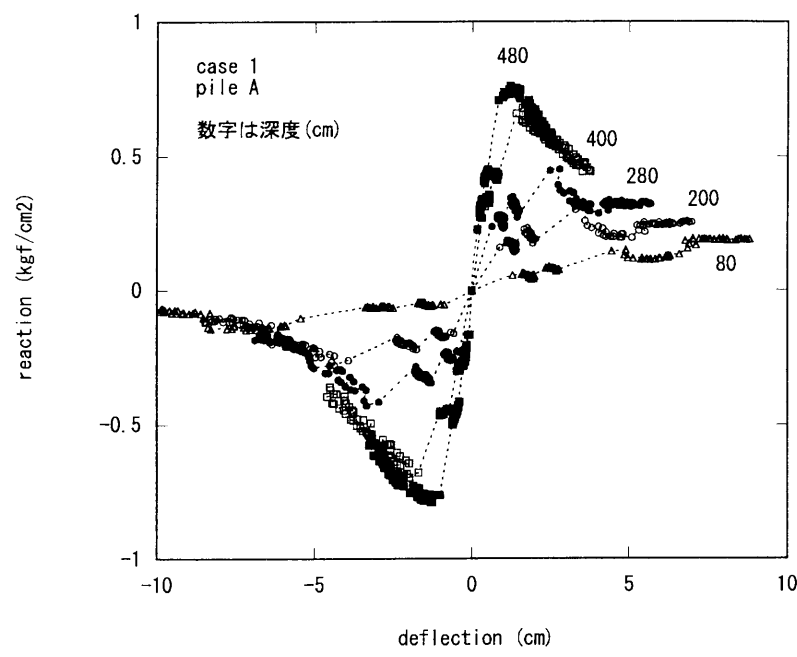


図-8.83: case 1 の pile A における地盤反力とたわみの関係 (深さ 0.8m～4.8m)

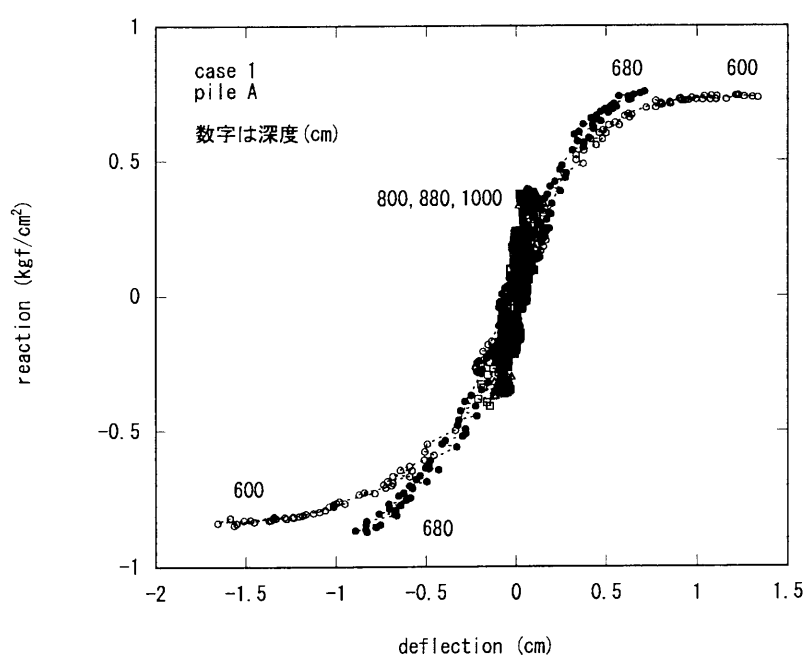


図-8.84: case 1 の pile A における地盤反力とたわみの関係 (深さ 6.0m～10.0m)

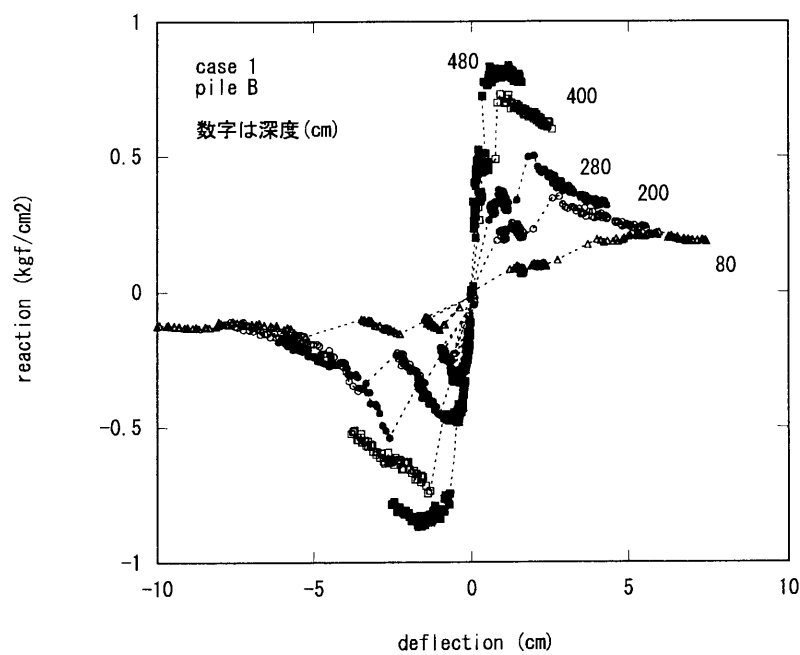


図-8.85: case 1 の pile B における地盤反力とたわみの関係 (深さ 0.8m～4.8m)

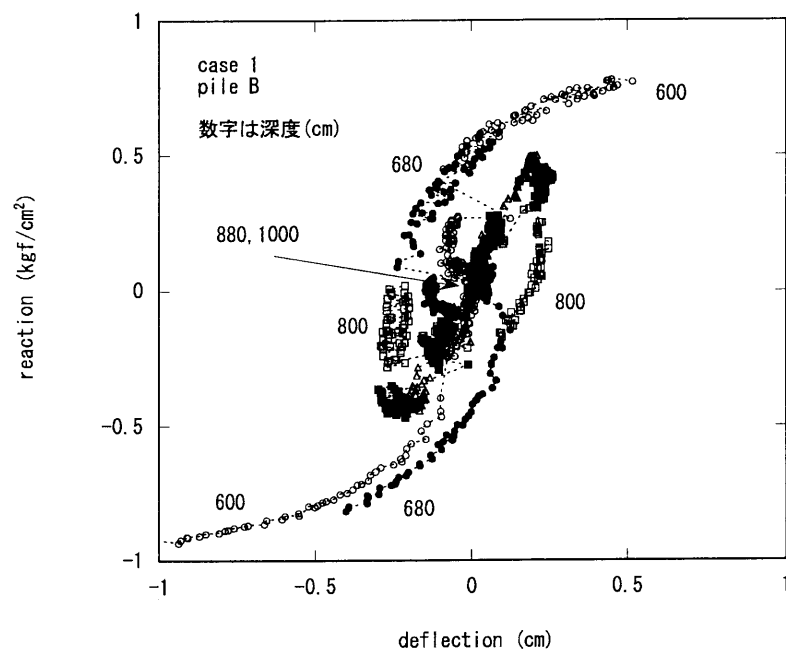


図-8.86: case 1 の pile B における地盤反力とたわみの関係 (深さ 6.0m～10.0m)

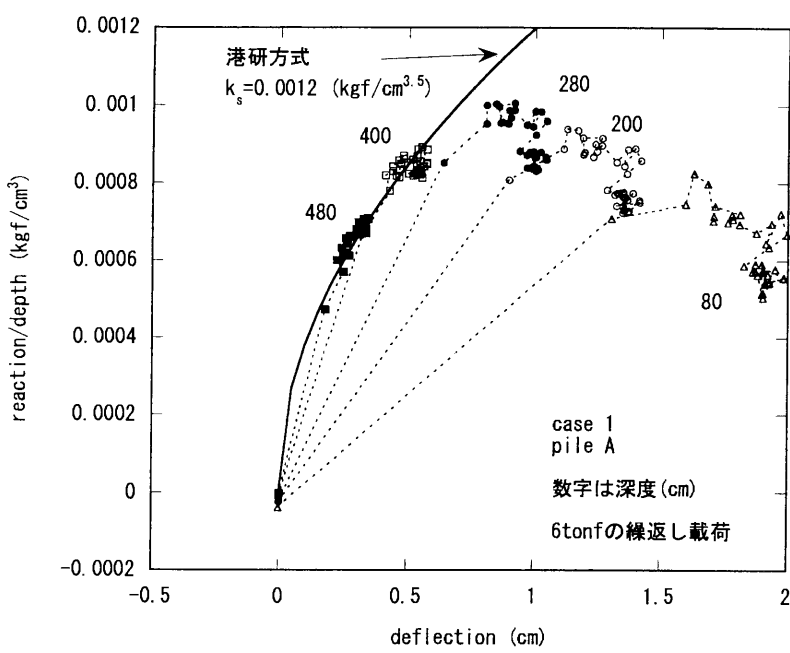


図-8.87: case 1 の pile A における正規化した地盤反力とたわみの関係 (正方向, ± 6 tonf の繰返し)

えられるので、地盤反力は深さで正規化して示すことにする。

図-8.87 と図-8.88 にそれぞれ正方向載荷時の挙動と負方向載荷時の挙動を示す。図中にプロットしてある点は、いずれも繰返し時の極大荷重が作用している時のものであり、その間を点線で直線的に結んでいる。このため、点線には意味がない。いずれの近似計算でもそうであるが、測定データの端部にあたる地表面付近では近似精度がどうしても悪く、ここに示した結果についても 80cm のものはあまり精度が高くない。以上に注意した上で図を見てみると、処女載荷の段階では、港研方式の S 型の仮定をほぼ満足しており、続く載荷においても深い部分 (深度 4m, 4.8m) では地盤反力定数の減少は見られない。しかし、浅い部分 (深度 2m, 2.8m) では、繰返しによってたわみが増えるにつれて地盤反力が減少する傾向にある。

以上の図に ± 8 tonf の繰返しの結果もあわせて示したのが図-8.89 と図-8.90 である。これらの結果を見ると、± 8 tonf の繰返し載荷時にも深い部分 (深度 4m, 4.8m) では引き続き地盤反力が増加し、港研方式の地盤反力係数がほぼ一定と評価できるが、浅い部分 (深度 2m, 2.8m) では、地盤反力が低下している。ただし、± 6 tonf の繰返し載荷から ± 8 tonf の繰返し載荷に移ったときの地盤反力の変化を見ると、± 6 tonf の繰返し載荷の最後の段階の地盤反力係数に比べて地盤反力係数が多少増加するような傾向がある。

さらに ± 12 tonf の繰返しの結果もあわせて示したのが図-8.91 と図-8.92 である。この荷重レ



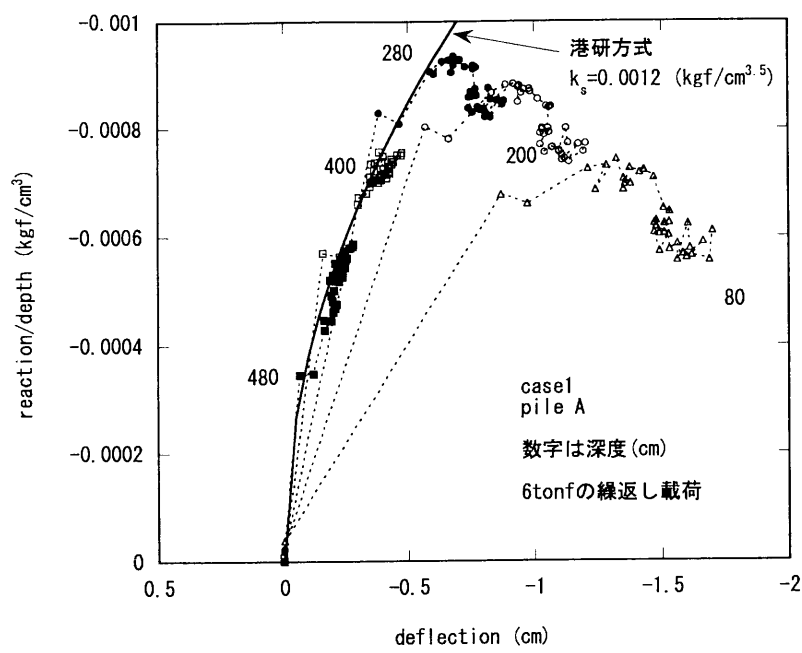


図-8.88: case 1 の pile A における正規化した地盤反力とたわみの関係 (負方向,  $\pm 6 \text{ tonf}$  の繰返し)

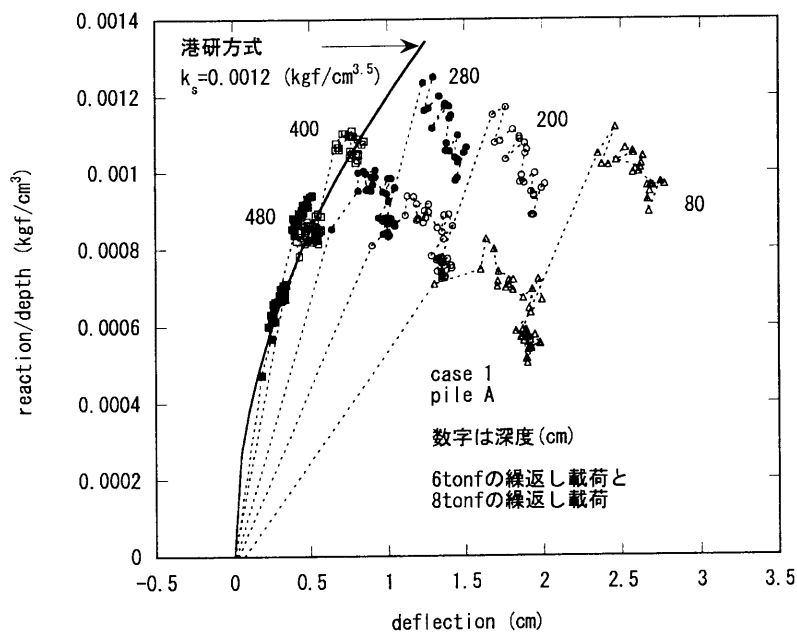


図-8.89: case 1 の pile A における正規化した地盤反力とたわみの関係 (正方向,  $\pm 6 \text{ tonf}$ ,  $\pm 8 \text{ tonf}$  の繰返し)

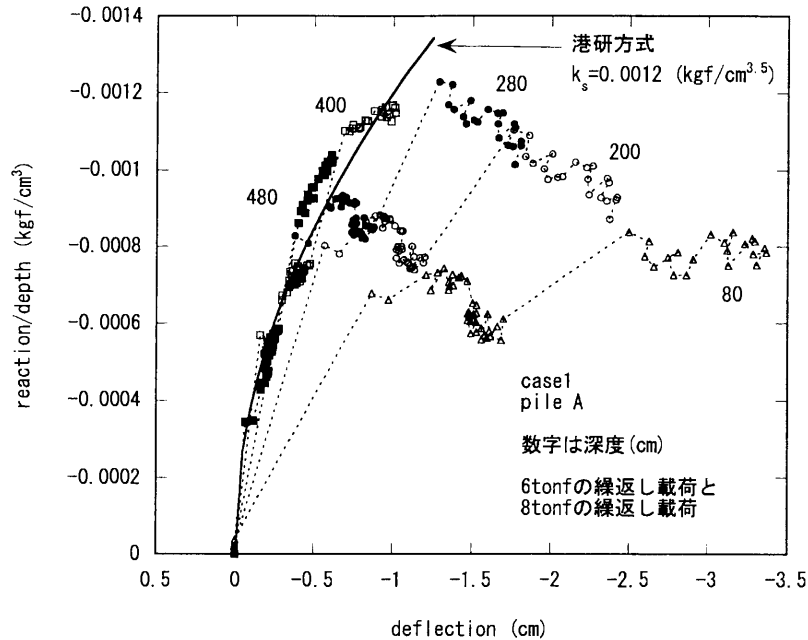


図-8.90: case 1 の pile A における正規化した地盤反力とたわみの関係 (負方向,  $\pm 6$  tonf,  $\pm 8$  tonf の繰返し)

ベルになるとすべての深度で繰返しによって、地盤反力が低下している。

以上の結果を第 1 回目の載荷時のたわみ  $y_{t1}$  で正規化したたわみ  $y_{tn}$  と港研方式の地盤反力係数の第 1 回目の載荷時の係数に対する比率  $R_k = k_{tn}/k_{t1}$  をそれぞれの荷重段階ごとに示したのが、図-8.93～図-8.95 である。この結果を見ると、浅いほど、荷重レベルが高くなるほど地盤反力係数が低下する傾向にあることがわかる。

実際に繰返し載荷による地盤反力係数低下を見積もろうとするときに、たわみの違いによって地盤反力係数が変化するという取り扱いはやや不便であるので、荷重レベルと繰返し回数から、地盤反力係数の深度分布を予測する方法を検討してみる。

図-8.96～図-8.98 に各繰返し載荷時の地盤反力係数の深度分布を示す。この図は、曲げモーメントを積分および微分して求めたたわみと地盤反力の関係から港研方式 S 型地盤を仮定して求めたものである。この地盤は概ね港研方式が適用できると考えてよいが、微積分の結果では、浅い部分においても地盤反力係数が一定という関係にはない。また、低い荷重レベルにおいては 5m より深くなると、高い荷重レベルでは 8m より深くなると、港研方式の仮定そのものが成立していないと考えられるような地盤反力分布となる。このような深い部分ではたわみも小さなものであり、杭全体の挙動を考える上での重要性は低いので、ここでは深い部分での挙動については検討を加えない。なお、篠原・久保 (1961) においても深い部分では港研方式が適用で

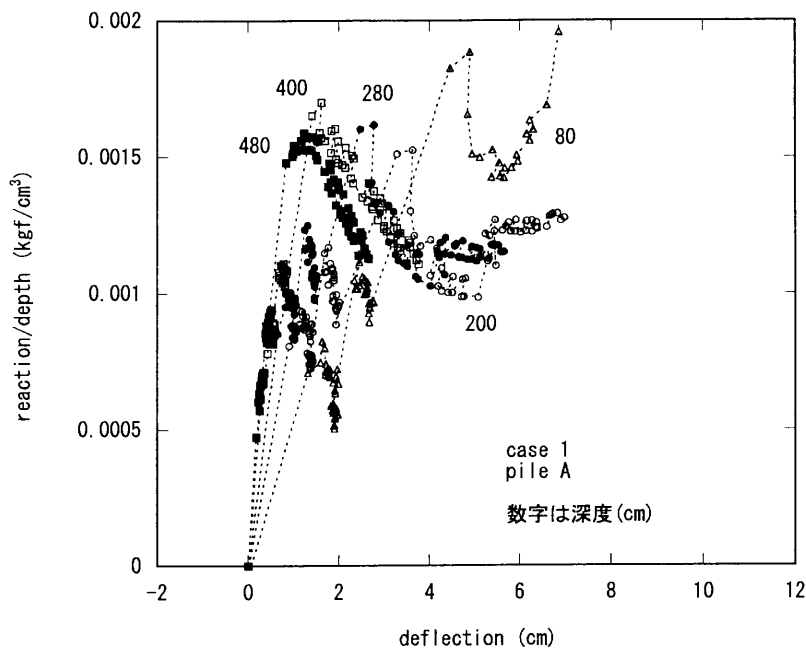


図-8.91: case 1 の pile A における正規化した地盤反力とたわみの関係 (正方向, 全荷重レベルの繰り返し)

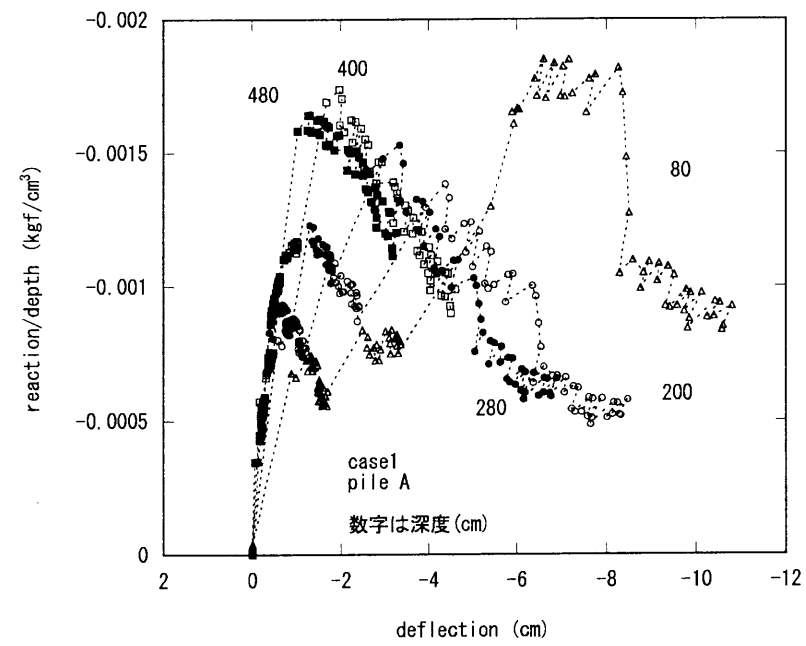


図-8.92: case 1 の pile A における正規化した地盤反力とたわみの関係 (負方向, 全荷重レベルの繰り返し)

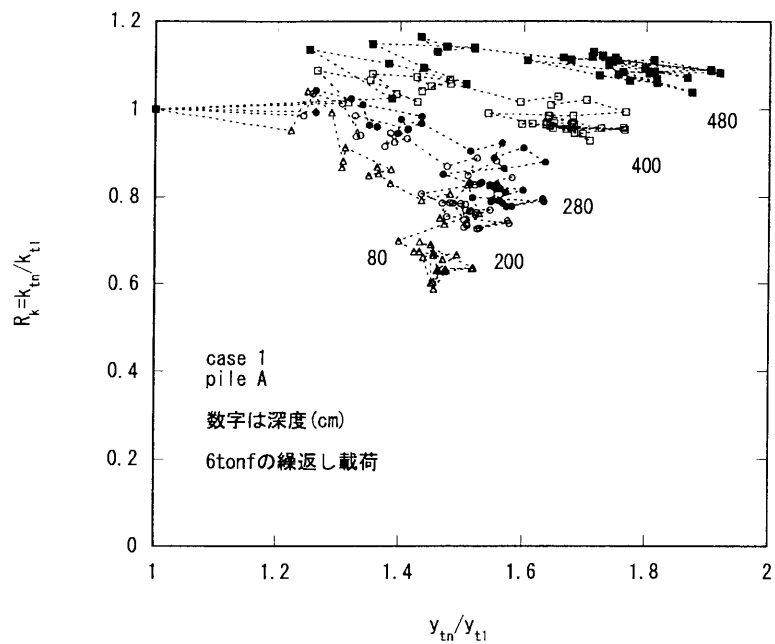


図-8.93: case 1 の pile A における地盤反力比と正規化したたわみの関係 (正方向,  $\pm 6$  tonf の繰返し)

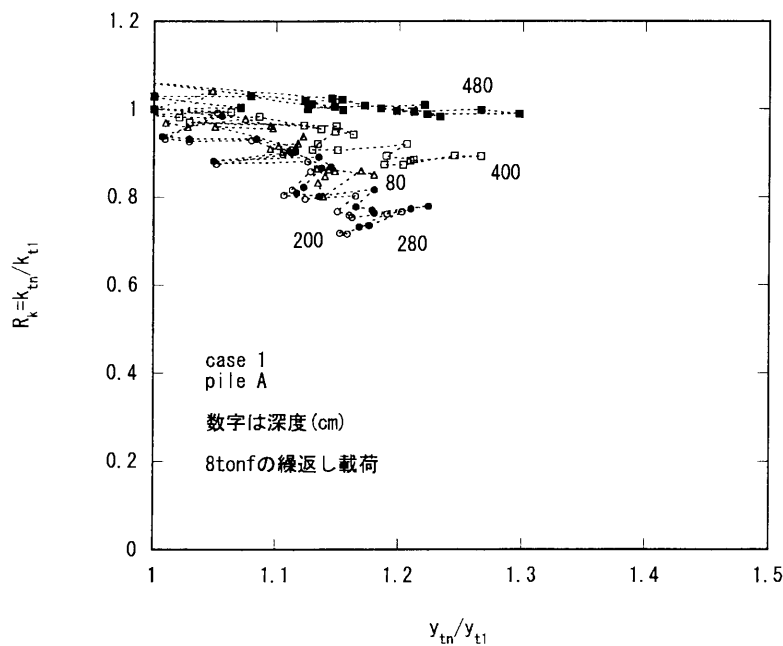


図-8.94: case 1 の pile A における地盤反力比と正規化したたわみの関係 (正方向,  $\pm 8$  tonf の繰返し)

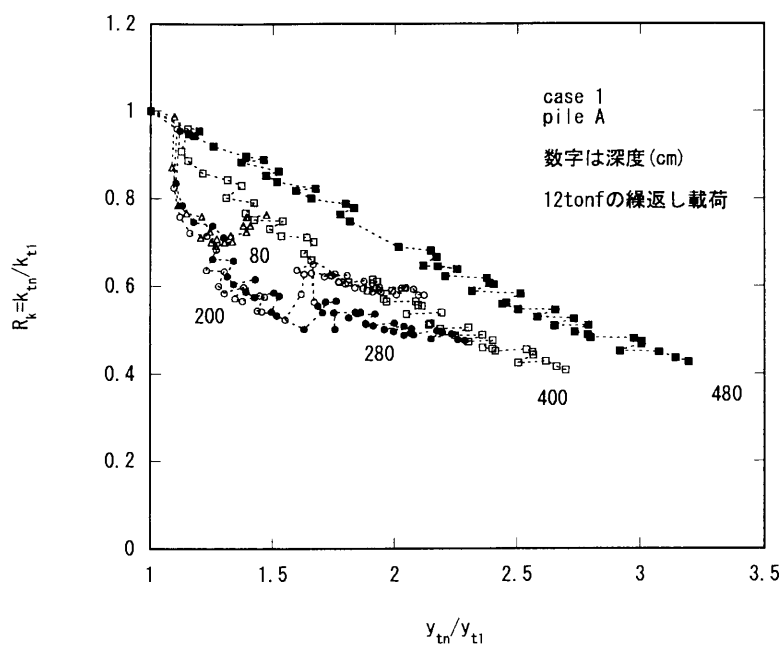


図-8.95: case 1 の pile A における地盤反力比と正規化したたわみの関係 (正方向, ±12 tonf の繰返し)

きないとしている。

さて、図-8.96 を見ると、21 サイクルまでに地盤反力係数の低下の主たる部分が生じており、それより繰返し回数が増加しても地盤反力係数の低下が生じていないことがわかる。

図-8.97 を見ると、第 1 回目の载荷時の地盤反力係数は 6 tonf の载荷の第 1 回目の地盤反力係数とほぼ同じ分布 (絶対値的にも) となっており、21 サイクル目の地盤反力係数の低下についても 6 tonf の繰返しのときとほぼ同じ地盤反力係数となっているのがわかる。

図-8.98 では、1 サイクル目の地盤反力係数分布はこれまでのものとほぼ同じであるが、21 サイクル目での地盤反力係数はこれまでの荷重レベルに比べて小さく、地盤反力係数の低下が著しいことがわかる。さらに、48 サイクル目の地盤反力係数の分布も見ると、 $k_s = 0.0005 \text{ kgf/cm}^{3.5}$  あたりを下限値として、繰返し回数が増えとこの下限値に近い地盤反力係数を示す区間が深くなっている。

地盤反力係数比  $R_k$  と繰返し回数の関係を示したのが、図-8.99～図-8.101 である。これらの関係を見比べると、いずれの荷重レベルにおいても浅い部分のほうが深いほうよりも地盤反力係数比が低下しやすく、どの深度においても繰返し载荷の初期には地盤反力係数比の低下が著しく、繰返し载荷回数が増えと地盤反力係数比がほぼ一定値になる傾向にあることがわかる。また、荷重レベルの違いによって収束する地盤反力係数比が異なり、荷重レベルが大きくなる

## 8.5. 軟弱地盤着底式くし形構造物の繰返し実験

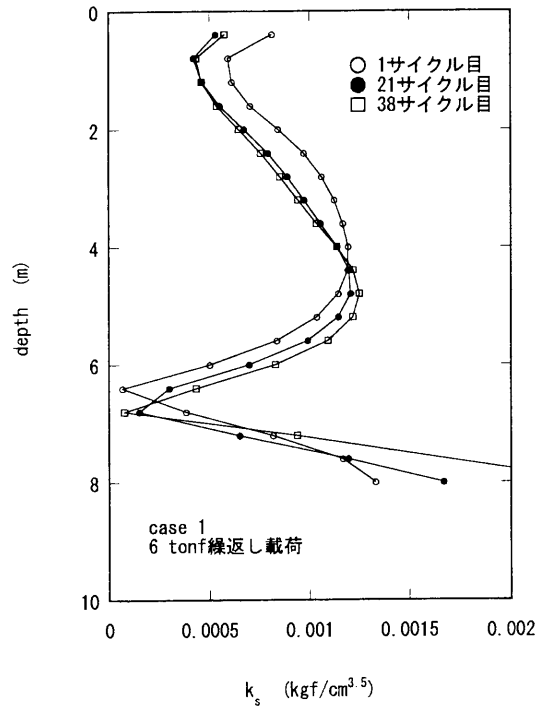


図-8.96: 繰返し载荷による地盤反力係数の深度分布の変化 ( $\pm 6$  tonf の繰返し)

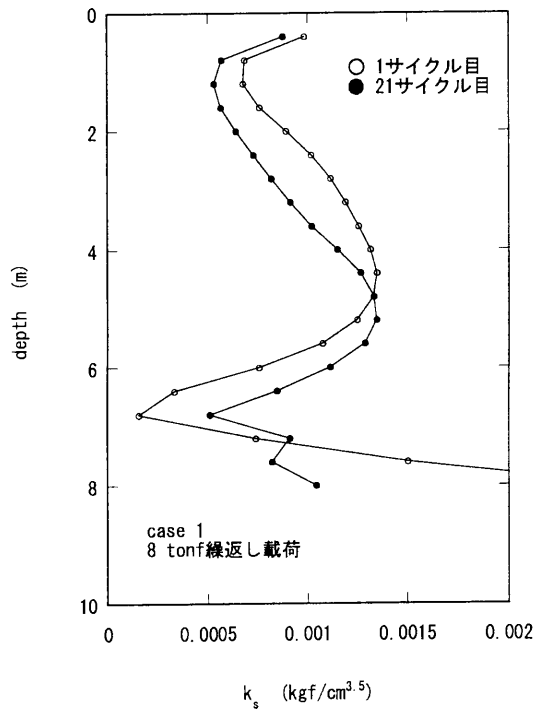


図-8.97: 繰返し载荷による地盤反力係数の深度分布の変化 ( $\pm 8$  tonf の繰返し)

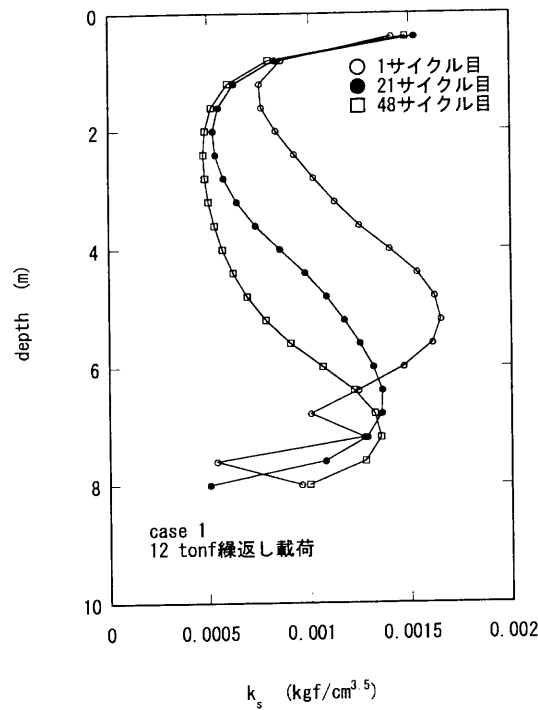


図-8.98: 繰返し載荷による地盤反力係数の深度分布の変化(±12 tonf の繰返し)

ほど収束する地盤反力係数比が小さくなっていることがわかる。

これらの結果から、地盤反力係数比  $R_k$  と繰返し回数の概略の関係は以下のようになる。

$$R_k = 1 - \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \quad (8.1)$$

ただし、 $\alpha$  は繰返し荷重に対する補正項であり、 $\beta$  は繰返し回数に対する補正項であり、 $\gamma$  は深度に対する補正項である。

$\alpha$  はより具体的には、杭のたわみによって杭周辺地盤が繰返しせん断を受けることによって周辺地盤がどの程度劣化するかを示すものであり、代表的なインデックスとしては第 1 回目の載荷時の地表面変位の杭径に対する比  $y_0/B$  を考えることができる。図-8.99～図-8.101 から、大雑把ではあるが、各荷重レベルでの実験的に得られた  $\alpha$  は繰返し荷重が 6 tonf, 8 tonf, 12 tonf のときに、それぞれ 0.2, 0.3, 0.6 とみなせる。このとき、各杭に作用していたせん断力は、底版の水平抵抗分を引くことによりそれぞれの繰返し荷重に対し 2 tonf, 3 tonf, 5 tonf であったと考えられる。初期地盤反力係数が  $k_s = 0.0012 \text{ kgf/cm}^3.5$  であるとして処女載荷時の地表面でのたわみを求め、地表面たわみの杭径に対する比  $y_0/B$  と  $\alpha$  との関係を示したのが図-8.102 である ( $\alpha \leq 1$ )。この図のようにこれらの関係はほぼ直線で表すことができる。なお、この  $\alpha$  は実験

8.5. 軟弱地盤着底式くし形構造物の繰返し実験

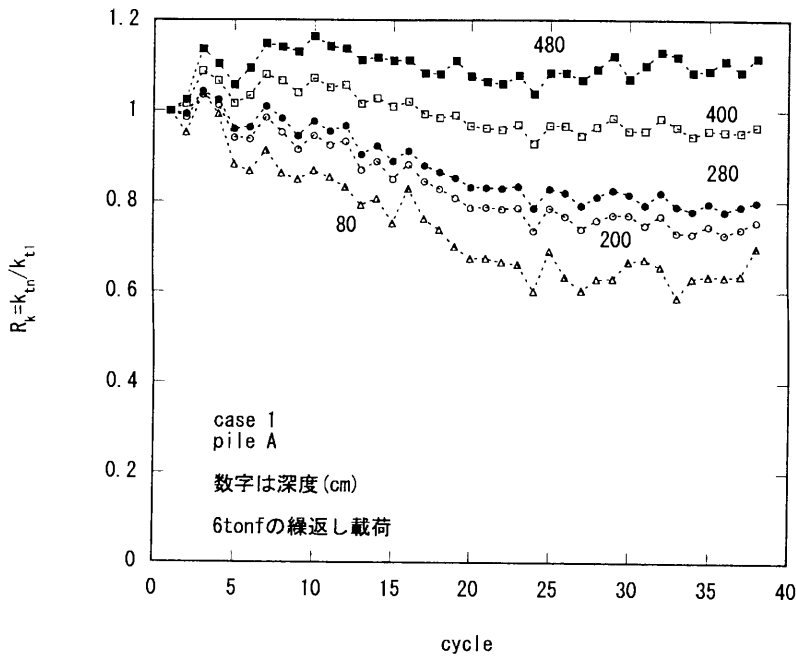


図-8.99: 地盤反力係数比  $R_k$  と繰返し回数の関係 ( $\pm 6$  tonf の繰返し)

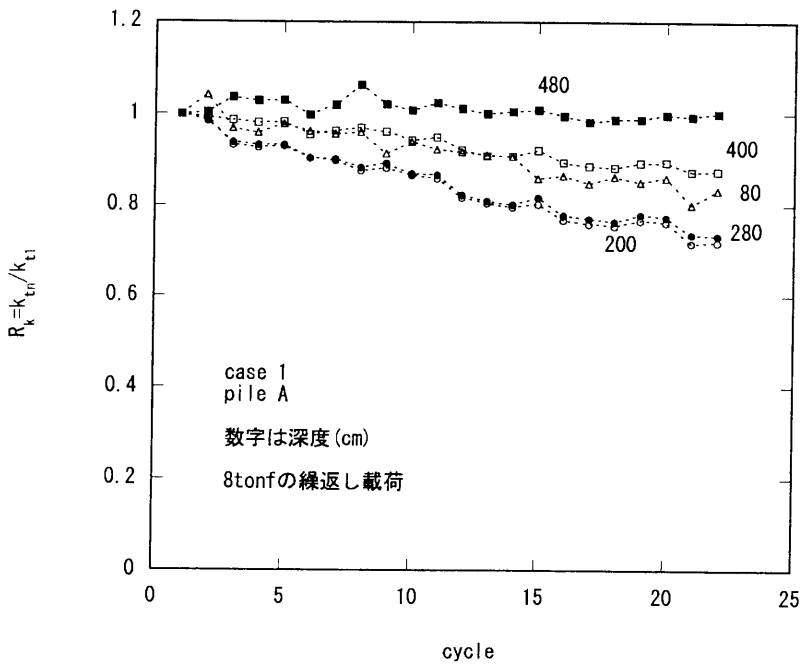


図-8.100: 地盤反力係数比  $R_k$  と繰返し回数の関係 ( $\pm 8$  tonf の繰返し)



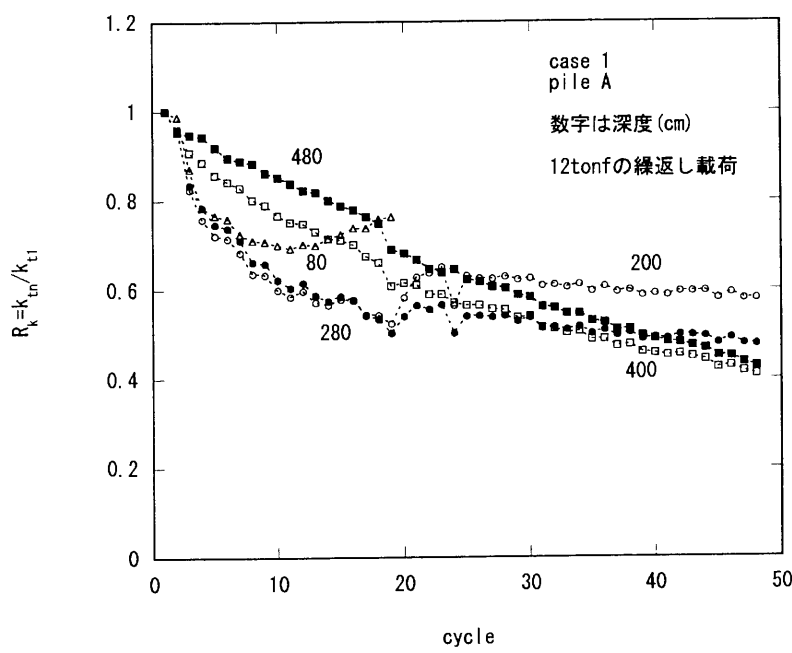


図-8.101: 地盤反力係数比  $R_k$  と繰返し回数の関係 ( $\pm 12 \text{ tonf}$  の繰返し)

的に求められる係数である。

実験結果から繰返し载荷回数が 25 回までは地盤反力係数比が低下し、25 回以上はほぼ一定値を示すことから、 $\beta$  については、(8.2) 式で表せられるものとした。25 回という数字の妥当性については異論があろうが、概略 20～30 程度の数字が妥当であろうと考えられる。

$$\beta = \begin{cases} \frac{n}{25} & (n \leq 25) \\ 1 & (n \geq 25) \end{cases} \quad (8.2)$$

ほぼ収束したと見られる地盤反力係数比は深度によって異なり、浅い部分ほど小さくなり、深い部分ほど地盤反力係数比の低下は小さい。特に、ある程度より深い部分では、地盤反力係数比の低下は生じないものと考えられる。そこで、ほぼ収束したと考えられる地盤反力係数比の深度分布を図-8.103 に示した。 $\pm 12 \text{ tonf}$  の場合は多少傾向が異なっているが、浅い部分では地盤反力係数比はほぼ一定となっており、2m～4m 付近では深度方向に地盤反力係数比が増加する傾向にある。このような結果は、浅い部分ほど繰返し载荷によって乱され、深い部分では繰返し载荷による乱れの影響を受けにくいことを物語っていると思われる。また、地表面変位が荷重レベルによって異なるのと同様に、乱される深さも荷重レベルによって異なるものと考えられる。

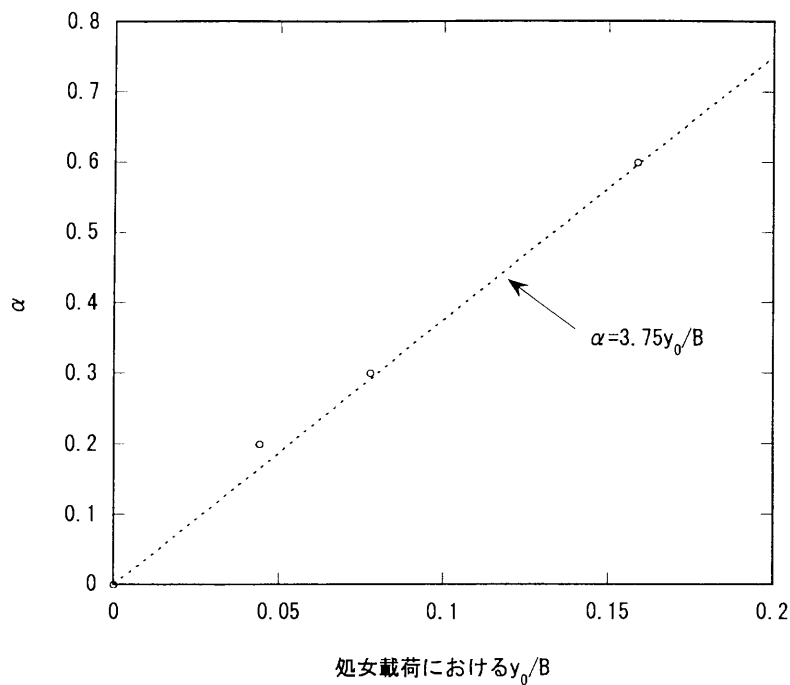


図-8.102: 係数  $\alpha$  と処女载荷時の  $y_0/B$  の関係

ここでは乱される深さの指標として処女载荷時の  $l_{m1}$  を考えることにする。既に述べたように、繰返し荷重が 6 tonf, 8 tonf, 12 tonf のときに、各杭に作用していたせん断力は、2 tonf, 3 tonf, 5 tonf であったと考えられる。それぞれのせん断力に対する  $l_{m1}$  は 8.5m, 9.0m, 9.7m であった。実験結果を見ると地表面付近の地盤反力係数比がほぼ一定の区間は概ね  $0.25l_{m1}$  までの区間であり、地盤反力係数比が直線的に増加する区間は概ね  $0.25 \sim 0.5l_{m1}$  の区間とみなせる。すなわち、 $\gamma$  は (8.3) で表すことができる。

図-8.104 に実験結果と提案式の関係を示した。

$$\gamma = \begin{cases} 1 & (0.25l_{m1} \geq x) \\ \frac{0.5l_{m1}-x}{0.25l_{m1}} & (0.5l_{m1} \geq x \geq 0.25l_{m1}) \\ 0 & (x \geq 0.5l_{m1}) \end{cases} \quad (8.3)$$

これらの数字は

繰返し荷重が  $\pm 6$  tonf のとき

$$\alpha = 0.2$$
$$\beta = \begin{cases} \frac{n}{25} & (n \leq 25) \\ 1 & (n \geq 25) \end{cases}$$

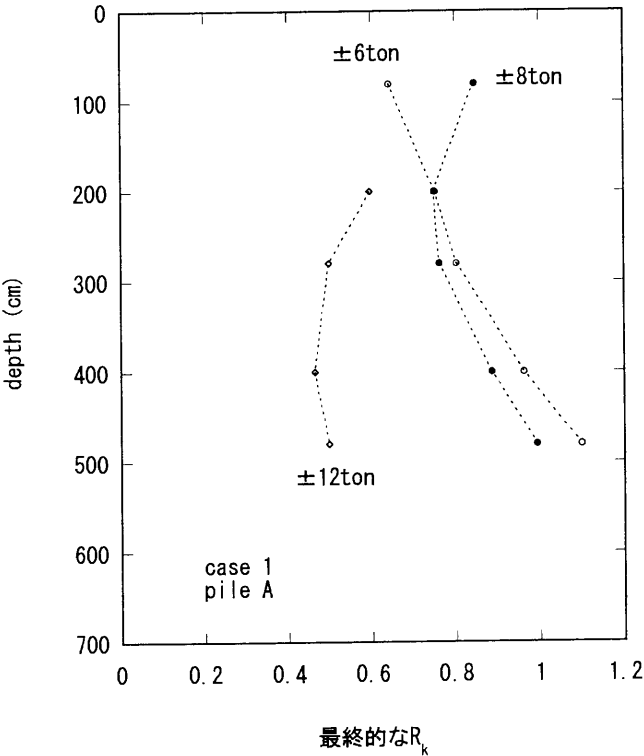


図-8.103: 最終的な  $R_k$  の深度分布

8.5. 軟弱地盤着底式くし形構造物の繰返し実験

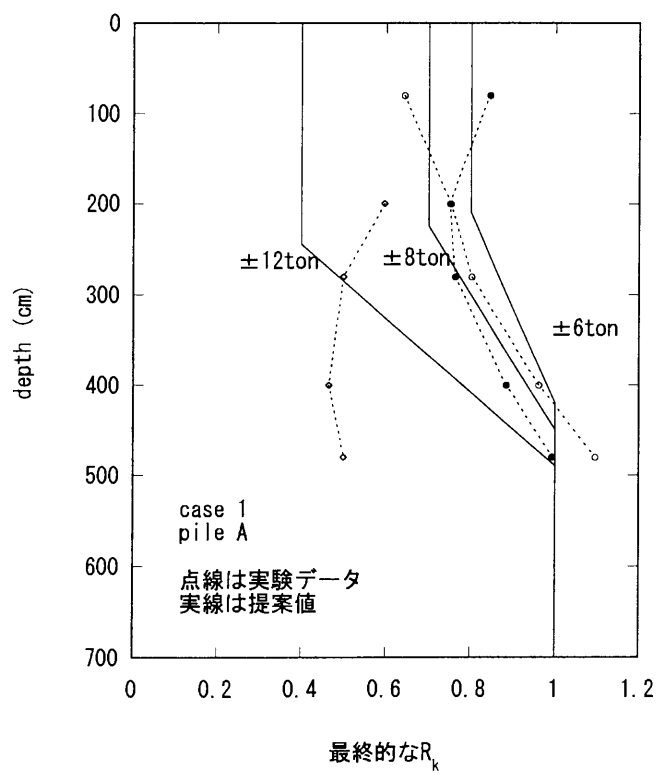


図-8.104: 最終的な  $R_k$  の深度分布の比較

第 8 章 軟弱地盤着底式くし形構造物の現地模型実験

$$\gamma = \begin{cases} 1 & (210\text{cm} \geq x) \\ \frac{420-x}{210} & (420\text{cm} \geq x \geq 210\text{cm}) \\ 0 & (x \geq 420\text{cm}) \end{cases}$$

繰返し荷重が ± 8 tonf のとき

$$\alpha = 0.3$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{n}{25} & (n \leq 25) \\ 1 & (n \geq 25) \end{cases}$$

$$\gamma = \begin{cases} 1 & (225\text{cm} \geq x) \\ \frac{450-x}{225} & (450\text{cm} \geq x \geq 225\text{cm}) \\ 0 & (x \geq 450\text{cm}) \end{cases}$$

繰返し荷重が ± 12 tonf のとき

$$\alpha = 0.6$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{n}{25} & (n \leq 25) \\ 1 & (n \geq 25) \end{cases}$$

$$\gamma = \begin{cases} 1 & (245\text{cm} \geq x) \\ \frac{490-x}{245} & (490\text{cm} \geq x \geq 245\text{cm}) \\ 0 & (x \geq 600\text{cm}) \end{cases}$$

となる。

以上の結果を総合すると、

- 前の荷重段階の大きさ、繰返し回数にもよるが、繰返し载荷の荷重レベルが上がった時の第 1 サイクル目の地盤反力係数は前の荷重段階のものと同一であると考えてよい。
- 荷重レベルの高低の違いによって、地盤反力係数の最終低下レベルが異なり、また、地盤反力係数が低下する範囲が異なる。
- 荷重レベルが高いほど、地盤反力係数の最終低下値が小さく、また、低下する深度も深くなる。
- 同じ荷重レベルでは、浅い部分ほど地盤反力係数の低下の程度が大きい。

といえる。

なお、図-8.77 に示してあるように、繰返し载荷後の地盤調査の結果、地表面から 2m あたりまでの地盤のせん断強度が著しく低下しており、深度 5m まで強度低下していた。これらのこと

表-8.2: 現地実験の地盤反力係数  $k_s$

実験ケース	種類	地盤反力係数 $k_s(\text{kgf/cm}^{3.5})$
case1	くし形, 繰返し载荷	0.0012
case2	くし形, 段階载荷	0.0016
case3	くし形, 段階载荷	0.0017
case4	くし形, 段階载荷	0.0024
case5	単杭, 段階载荷	0.0017

から、12 tonf までの繰返し载荷によって、地表面からおよそ 2~5m 付近までの地盤が乱され、地盤反力定数が著しく低下したと考えてよさそうである。

以上の結果から、繰返し荷重に対するこの構造物の設計では地表面付近の地盤反力が繰返し回数によって低下することを加味する必要があることがわかる。

地盤反力係数に及ぼす载荷速度の影響

今回の現地実験の結果得られた処女载荷時の地盤反力係数をまとめたのが表-8.2 である。この表に示した数字は概略のものであり、詳細はそれぞれ case 1 については図-8.87~図-8.90，図-8.96~図-8.98 を，case 2~case 4 については図-8.53 を，case 5 については図-8.14~図-8.16 を参照してほしい。これらの実験の载荷速度は以下のように考えることができる。case 1 の ±6 tonf の第一回目の载荷時の杭 1 本あたりの作用荷重は約 2 tonf であった。この荷重を作用するのにかかった時間はおよそ 1.25sec と考えてよい。これと比較するため、それぞれの実験において杭 1 本あたり約 2 tonf の荷重が作用するのに要した時間を見ると，case 2~case 5 ではいずれもおよそ 3 分である。载荷速度の差は 150 倍ほどである。

表-8.2 を見る限り、この载荷速度の違いが地盤反力係数には影響を及ぼしていない結果となっているように見受けられる。逆に、実験ケースごとの地盤反力係数のばらつきが大きいという結果となっている。このような結果となった理由の一つには、近接した場所での実験ではあったが、実験箇所ごとに地盤反力係数が異なっていたことが考えられる。しかし、地盤調査結果からは地盤反力係数が異なっているだろうということを積極的に予測するような結果は得られていない。

これらの結果からすると、場所ごとの地盤反力係数の違いに比べて载荷速度の違いによる地盤反力係数の変化の影響は小さいといえる。このことから、波力のような繰返し载荷を受ける場合の地盤反力係数を推定する際に、波力の作用周期を考慮して地盤反力係数を変化させる必要はないといえる。

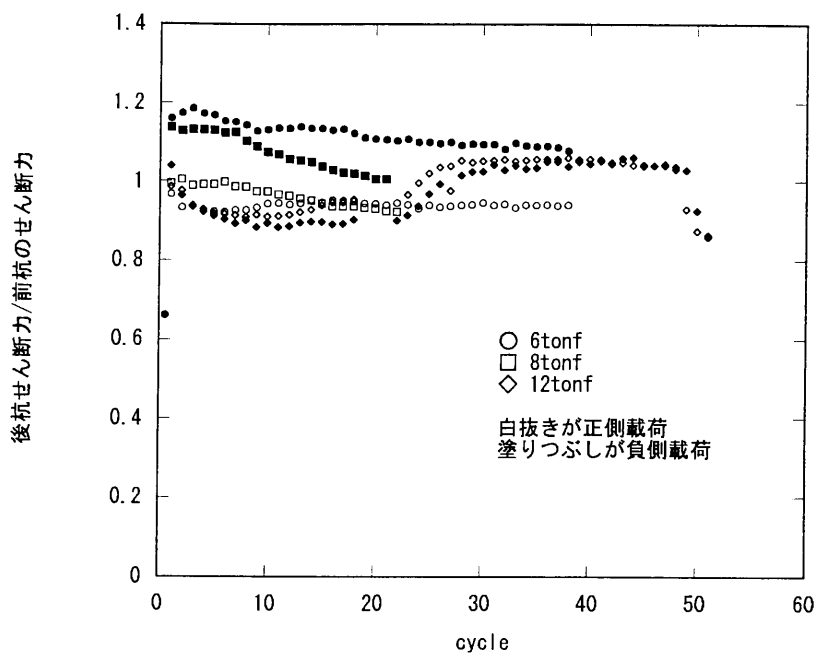


図-8.105: 後杭と前杭のせん断力比と繰返し回数の関係

前列杭と後列杭の荷重の分担比の変化

図-8.105 に、繰返し载荷中の前杭と後杭のせん断力のの分担比率を示す。実験は交番载荷であり、前杭と後杭が交互に入れ替わっている。図中、白抜きの正側载荷のときには、pile B が前杭であり、塗りつぶしの負側载荷のときには pile A が前杭である。図中の点は多少ばらつきもあり、地盤の条件が pile A と pile B で多少異なっていたようであるが、後杭の地盤反力係数が前杭に比べて特別に低下していたような結果とはなっていない。

8.6 結論

本章では着底式くし形構造物の水平力に対する抵抗メカニズムについて現地実証実験の結果を基に検討した。この実験では、堤体の幅こそ実物の 6 分の 1 となつてはいるものの実大規模の実験である。この実験では、杭の根入れ長さを変えた段階载荷実験と比較的長い根入れ長さの杭を用いた場合の繰返し载荷が行われた。本検討の結果得られた主たる結論は以下のとおりである。

段階载荷の結果をまとめると、

- (i) 杭の根入れ長さが短くなると構造物の水平抵抗特性が低下する。この主たる要因は、杭の

根入れ長が短くなることによる引抜き抵抗が低下することによるものである。もうひとつの要因は、底版に対する地盤の支持力が不足することである。

- (ii) 実験の範囲では、この構造物の水平抵抗の大半は杭によるものであり、荷重が大きくなるにつれて杭の水平抵抗分担率が大きくなる傾向にある。軸直角方向に載荷される杭の挙動としてみた場合には、杭の長さが  $l_{m1}$  より短くなると短杭としての特徴が現れ、杭に生じる曲げモーメント分布が短杭に特徴的なものとなる。
- (iii) 現地実験が実施された地盤は正規圧密地盤であったが、この地盤の場合には杭の軸直角方向の抵抗特性を考えるための地盤のばねモデルとして港研方式の S 型とする仮定を採用することで現象をうまく表すことができた。地盤反力係数の低下は考える必要はない。また、この実験の範囲では、前杭と後杭の相互干渉はないと判断できた。ただし、底版が支持力不足によって沈下する状況になると前杭側の地盤反力が大きくなる傾向が見られた。
- (iv) 杭頭の固定度は、杭頭の処理の影響を受ける。実験では、杭頭が十分に固定された状態ではなく、荷重レベルによらず平均的には、0.7 程度であった。実施工で杭頭の固定度を十分に制御しきれないことが考えられる場合には、固定度として 1.0～0.5 位の数字を考慮する必要がある。1.0 以上を考える必要はない。
- (v) 引抜き量は、堤体の回転角をもとに推定すればよい。
- (vi) 杭の必要根入れ長は、引抜き抵抗と杭の横抵抗の両面から決定すべきである。引抜き抵抗は、杭周面の付着力が深度方向に直線的に増加する場合を考えると根入れ長の 2 乗に比例して大きくなる。根入れ長が短いときには、引抜き抵抗が弱くなり、堤体が回転挙動を生じ、底版の支持力不足を生じやすくなる。長すぎる杭を用いても深い部分の杭は有効に機能しないので不経済となる。

一方、繰返し載荷の結果からは以下の結論を得る。

- (i) 繰返し載荷によって堤体の水平変位は増加する。この原因は、底面の摩擦の減少と比較的浅い部分の地盤の横抵抗の減少によるものである。
- (ii) 今回の実験における底版の水平抵抗は、各荷重段階の初期には 2tonf 程度であるが、繰返し回数の増加に伴い直線的に減少し、50 回の繰返し載荷で第 1 回目の載荷のほぼ半分の 1tonf 程度となる。
- (iii) 荷重レベルの高低の違いによって、地盤反力係数の最終低下レベルが異なり、また、地盤反力係数が低下する範囲が異なる。



## 第8章 軟弱地盤着底式くし形構造物の現地模型実験

- (iv) 荷重レベルが高いほど、地盤反力係数の最終低下値が小さく、また、低下する深度も深くなる。
- (v) 同じ荷重レベルでは、浅い部分ほど地盤反力係数の低下の程度が大きい。
- (vi) 以上のことから、繰返し载荷による地盤の横抵抗の低下は、荷重レベル、繰返し回数、深度によって異なる。繰返し载荷による地盤反力の低下をあらわす地盤反力比は次式のように示すことができる。

$$R_k = 1 - \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \quad (8.4)$$

ただし、 $\alpha$  は荷重レベルに対する補正項であり、 $\beta$  は繰返し回数に対する補正項であり、 $\gamma$  は深度に対する補正項である。

- (vii)  $\alpha$  は荷重レベルが高くなるにつれて大きくなる。 $\beta$  は荷重レベルの影響を受けない。 $\gamma$  は  $l_{m1}$  などと同様に荷重レベルの影響を強く受けるパラメータである。
- (viii) 前の荷重段階の大きさ、繰返し回数にもよるが、繰返し载荷の荷重レベルが上がった時の第1サイクル目の地盤反力係数は前の荷重段階のものと同等であると考えてよい。
- (ix) 今回の実験では、地盤反力係数に及ぼす载荷速度の影響は明らかではなかった。そこで、波力による繰返し载荷の影響を考慮する際の第1サイクル目の地盤反力係数の推定においては静的な実験から得られた地盤反力係数を用いることとし、载荷速度の影響は考慮しない。
- (x) 今回の実験では、前列杭と後列杭の地盤の横抵抗の低下の程度に差はなかった。

なお、水平荷重の载荷試験後の地盤のせん断強度特性については以下のことが観察された。

- (i) 段階载荷を実施した範囲では、地盤のせん断強さの低下は見られなかった。しかし、繰返し载荷後には比較的浅い部分で地盤のせん断強さがかなり低下した。しかし、ほぼ2ヵ月後にはもとの強さに回復していた。これらのことから、繰返し载荷を考慮する場合には、地盤のせん断強さの低下を考慮する必要がある。ただし、この強さの低下は一定の時間がたてば解消されるため、年に1回程度以下頻度の波浪に対しては、せん断強さの低下の蓄積を考慮する必要はない。

## 参考文献

- Vaughan, P. R., M.K. El Ghamrawy, M.M. Hamza, and D.W. Hight (1976): Stability Analysis of Large Gravity Structures, Behavior of offshore structures, BOSS '76, pp.467-487.
- 菊池喜昭・高橋邦夫・鈴木操 (1992) : 繰返し水平荷重下で大変形する砂地盤中の杭の挙動, 港湾技術研究所報告第 31 巻第 4 号, pp.33-60.
- 木原力・中井修・成瀬進・吉本靖俊・池田薫 (1987) : 軟弱地盤着底式防波堤の現地実証実験について, 海洋開発論文集 vol.3, pp.125-130.
- 口田登・小藏紘一郎・細川泰廣・中野敏彦 (1986) : 軟弱地盤着底式防波堤の開発に関する現地試験 (水平載荷試験および考察), 土木学会第 41 回年次講演会概要集第 3 部, pp.137-138.
- 柴田徹・関口秀雄 (1995) : 地盤の支持力, 鹿島出版会, pp.71-74.
- 土質工学会 (1983) : 土質工学会基準杭の水平載荷試験方法・同解説, 60p.
- 宮本六男・沢口正俊 (1971) : 群グイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 (第 1 報)-縦間隔について-, 港湾技術研究所報告第 10 巻第 4 号, pp.53-108.

## 第9章 軟弱地盤着底式くし形構造物の杭の設計法

### 9.1 既に提案されている設計法

軟着底式構造物の開発は熊本に新港を建設することから始まったものである。熊本港は熊本市の中心部に程近いところに立地する大規模港湾として計画されているが、有明海の中ほどに位置しており、遠浅で、軟弱地盤層厚が厚いことが建設当初より課題となっていた。しかし、有明海の地形的な特徴から波力が比較的小さいことは港を守る防波堤の建設では有利な条件であった。

このように、波力が小さく、地盤条件があまり良くないところに防波堤を建設する際に、一般的に用いられているような重力式の防波堤を建設すると非常に無駄が多いものとなることが考えられる。その最大の理由は、防波堤自身の重量を支えるために基礎地盤の地盤改良が必要となることである。これを避けるためには、なるべく軽量化された防波堤構造を考案する必要があった。そこで、従来考えられたことがなかった新しいタイプの防波堤構造が考案された。それは、粘性土地盤の表面と堤体底面の付着力で水平力に抵抗することを基本的思想とした軟弱地盤着底式の防波堤である。

軟着底式防波堤の上部構造には多くのバリエーションが考えられ、設置される海域で要求される条件を満たすような反射伝達特性を持ち、防波堤として要求される水理特性を持ったものであればどのような構造でもかまわないものである。ただし、この構造物の基本思想である「軽量」という条件は満たす必要がある。

基礎構造としては、当初は「ひら形」が考案された。しかし、この構造では非常に小さな水平力にしか抵抗できないことが考えられ、より大きな水平抵抗を期待するためには、堤体幅を大きくすることが必要となるため、水平抵抗を増加させる方策が必要となる。そこで考案されたのが、ひら形の底版に杭を複数本打設するタイプの「くし形」構造物である。

これらの二つのタイプの構造形式の設計法を確立するために、水理特性の検討、建設地点の土質性状の検討、堤体の安定性の検討、地盤の長期的な安定性の検討、洗掘埋没の検討が進められた。

このうち、昭和 58 年度から堤体の安定性を検討するために室内において模型実験が開始された。室内実験では、ひら形の遠心載荷模型実験、くし形の重力場での模型水平載荷実験、粘性土

第9章 軟弱地盤着底式くし形構造物の杭の設計法

地盤の繰返し載荷に対する特性を把握するための振動三軸試験などが実施された。この成果の一部を受けて昭和59年度と昭和60年度には現地の軟弱地盤上に実物規模の模型を設置し、水平載荷試験、鉛直載荷試験、放置試験を実施した。

以上の検討で、ひら形の設計の考え方、剛性の高い短い杭を用いた場合のくし形の設計の考え方は概ね固められた。しかし、くし形についてはすでにその時点で室内実験の結果から指摘されていた杭の剛性が低い比較的長い杭を用いた場合の有利性に対する検討と繰返し載荷に対する検討が不十分であると考えられ、平成2年度に現地において杭の根入れ長を変えた実物大模型の単調載荷試験とくし形模型に対する繰返し載荷試験が実施された。

そして平成3年3月にはそれまでの試験研究結果を取りまとめる形で軟弱地盤着底式防波堤の設計指針(案)(運輸省港湾局内部資料, 1991)が策定された(門司ほか, 1989)。この指針(案)では残念なことに平成2年に実施された現地の載荷試験の成果は十分には反映されなかった。

このときに策定された指針(案)における軟着底式構造物の設計のフローを図-9.1に示す。この指針(案)の特徴は、ひら形とくし形を比較設計し、その結果に基づいて構造を決定することになっていることである。また、この設計フローで考えているくし形では杭の根入れは短いものに限定しており、このため、一般的な設計可能条件として、底版の幅として20m以下、表層地盤強度 $c_{u0}$ が0.3 tonf/m<sup>2</sup>以上、水平波力20 tonf/m以下を適用の目安として制限している。

このフローには設計にまつわるすべての検討事項がもれなく記述されているが、ここでは、主としてくし形構造の水平抵抗の検討と鉛直抵抗の検討を中心に既存の設計法の現状を見ていくことにする。

このときの設計ではくし形構造の場合には水平抵抗はすべて杭で受け持つことが考えられている。このとき、杭の抵抗は極限抵抗を考え、Broms(1965)の示した杭頭固定剛杭の抵抗を考慮することにしている(図-9.2 参照)。

$$F = \frac{1}{2} \cdot n \cdot 9c_u \cdot B(L - 1.5B) \tag{9.1}$$

ここに、

$F$ :水平抵抗力

$n$ :杭の本数

$c_u$ :粘性土の粘着力

$B$ :杭幅

$L$ :杭の根入れ長さ

である。

式(9.1)に $\frac{1}{2}$ とあるのは、くし形堤体に杭を2列配置した場合には1列分の杭の抵抗力を期待するものとするものの現れである。指針(案)でこのような計算方法をとるに至った理由とし

9.1. 既に提案されている設計法

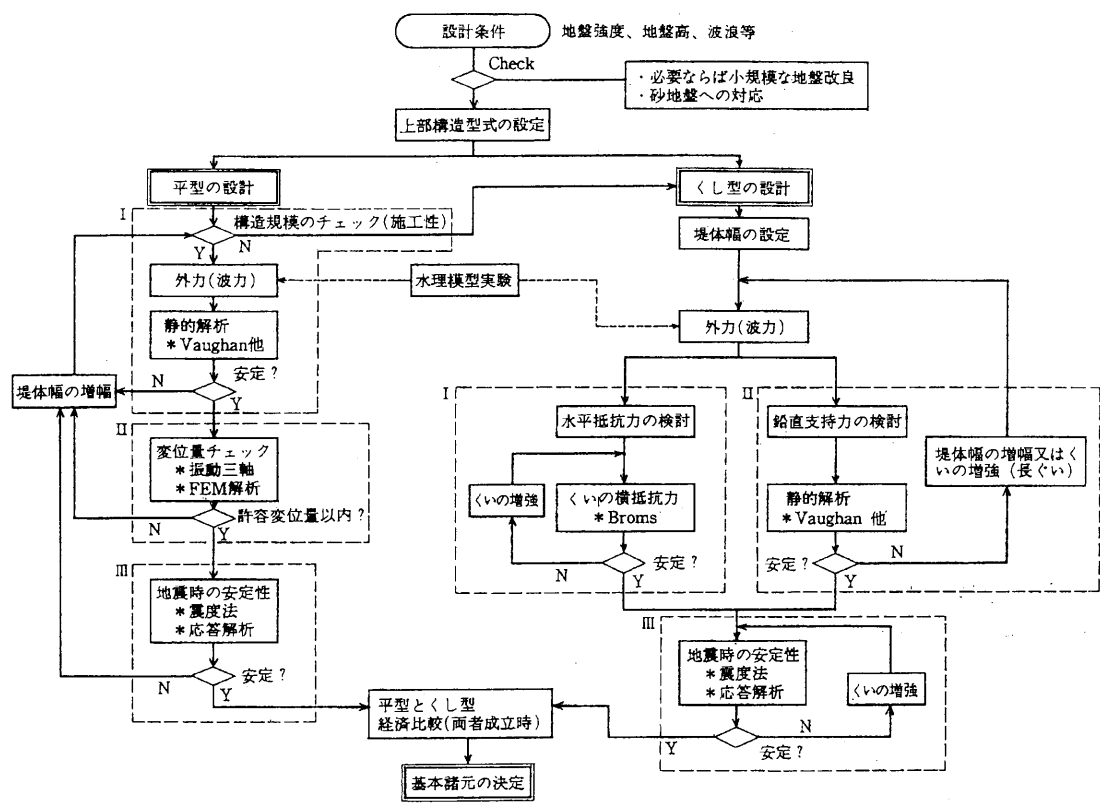


図-9.1: 軟着底式構造物の設計のフロー

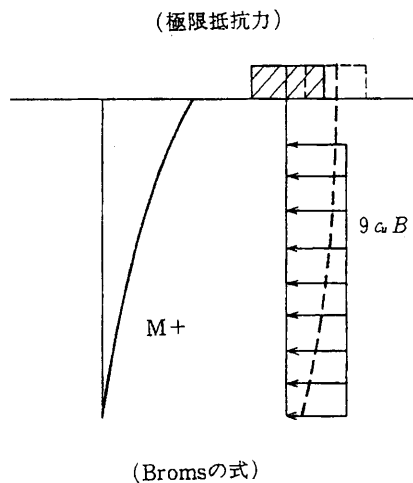


図-9.2: 短杭の極限抵抗力の仮定

て、載荷試験の結果から、杭を2列配置したくし形の水平抵抗メカニズムとして、外力が小さく変位が小さい間は、主に底版付着力で抵抗するものの、外力が大きくなり変位が大きくなると、Broms の杭頭固定短杭の極限抵抗力で杭の水平抵抗を計算した場合に1列分の抵抗に相当する抵抗力が認められたからとするものである。

なお、ここで杭の極限抵抗を考慮することにしたのは、次に述べる底版の鉛直支持モデルでは極限抵抗のみを検討することとなっており、その考え方との対応から構造物の変位挙動を意図しないモデルの方が望ましいと考えられたからでもある。

鉛直支持力については、杭の引抜き抵抗、押込み抵抗を考慮しないこととしているため、全鉛直荷重を底版で支えることとしている。また、波力が水平力として作用した場合には、偏心荷重が作用することになるが、この場合には、図-9.3 に示すような力の釣り合いを考えるとともに、Meyerhof の有効基礎幅の考え方(図-9.4)(北詰ほか, 1988)に従って地盤の支持力を評価することとしている。すなわち、有効基礎幅  $B'$  は偏心量が  $e = M/P$  であるとしたときに、 $B' = B - 2e$  と表せられる(例えば Chen, W-F and W. O. McCarron, 1990) とし、地盤反力は等分布荷重であると仮定するものである。なお、ここで  $M$  は堤体に作用する回転モーメントであり、 $P$  は鉛直荷重である。

この設計指針(案)では杭は可能な限り短いものを用いることを推奨している。その理由として、この設計法では、水平力のすべてを杭に負担させていること、杭の水平抵抗に及ぼす地盤の反力分布としては Broms の仮定を導入していること、杭の押込み、引抜き抵抗を見ていないことから、杭の根入れ長さが長くなるほど堤体に作用する回転モーメントが増大し結果として端し圧が増大するためとしている。

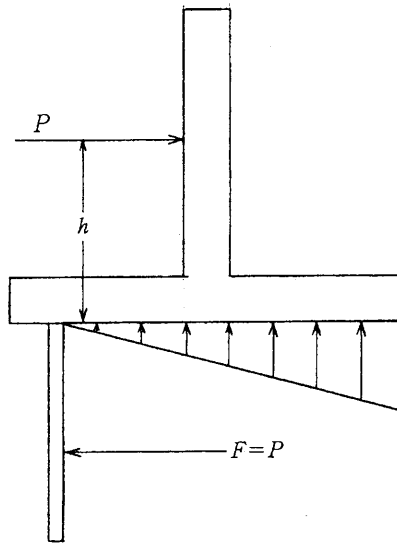


図-9.3: 水平荷重による端し圧の増加

また、この設計法では、杭頭固定条件の Broms の短杭の極限抵抗の式を導入しているため、杭と底版との連結部は杭頭の固定条件を満足するように設計するように薦めている。

以上の設計法の考え方を見ると力学原理的に不条理な点がいくつか見受けられる。しかし、この指針(案)の段階では、未解明な部分や不確定な要素が多々あったため、当時の技術段階としてはやむをえなかったものと考えられる。

## 9.2 新たに提案する設計法

ここでは、本論文で述べてきたことを踏まえて、軟弱地盤着底くし形構造物の水平抵抗と鉛直支持力に関する設計法について検討する。

これまでのわが国の港湾構造物と軟弱地盤着底くし形構造物の設計思想で最も異なる点は、構造物が変位することを許容しようという事にある。また、北欧等の海洋構造物ではすでに実績があるが、繰返し作用する外力によって損傷が累積するおそれについても検討してきた。この点もこれまでの港湾構造物の設計ではあまり例を見なかった考え方である。

そこで、ここでは、構造物の変形、変位挙動が計算できるような設計法を提案するとともに、設計の段階を二つに分け、1回の大荷重に対する挙動の検討と同程度の荷重が繰返し作用する場合の挙動の二つの条件下での設計法を考えることにする。なお、ここで提案する方法は、粘性土地盤にこの構造物を設置する場合を考えている。

このような二段階の設計が可能であるとする理由は以下のようなものである。まず、杭の水

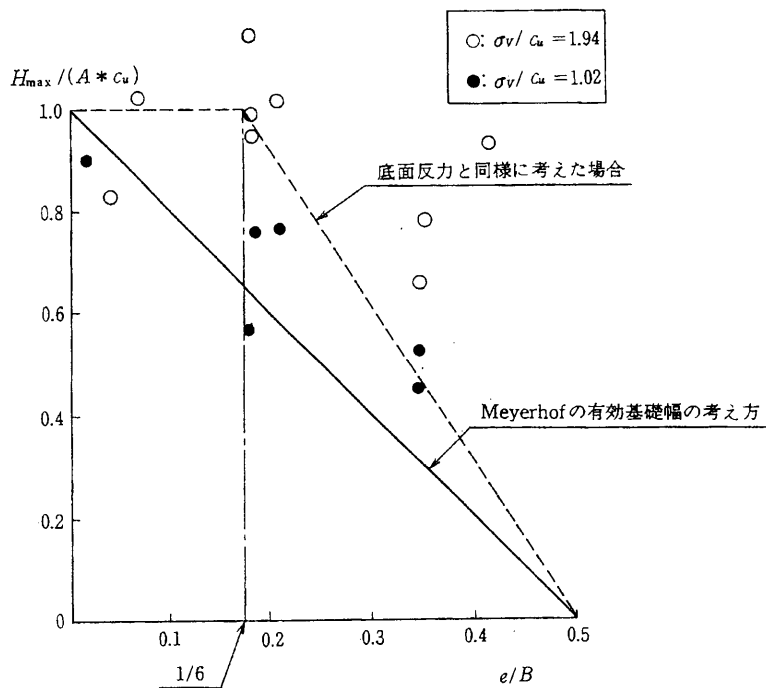


図-9.4: 有効基礎幅の考え方

平抵抗に及ぼす繰返し载荷の影響は荷重レベルが高くなると低い荷重レベルの繰返しの影響をほとんど受けないことである。このことは、最大荷重レベルに対してのみ設計してやればよいことを意味している。通常の防波堤の設計でもそうであるが、合田式(運輸省港湾局, 1999)によって波力を計算する場合、この波力は最大荷重に対するものである。そこで、構造物が供用期間中に遭遇すると想定される最も厳しい海象条件の最大荷重に対しての検討をすれば、それより小さな荷重の繰返しの作用の影響はないとするものである。もうひとつの理由は、荷重が繰返し作用することによって、構造物が周辺地盤を乱し、底版の水平抵抗や杭の横抵抗が低下する現象が見られるが、このような地盤の劣化は少なくとも2ヶ月後には十分回復すると考えられることである。以上の二つの理由から、供用期間中に遭遇する極めてまれな大荷重に対しては1回作用するものと考えて設計すればよい。

繰返し作用する波力に対する対応としては二つのことが考えられる。ひとつは、供用期間中の最も厳しい海象条件化での繰返し荷重の影響を考えることである。もうひとつは、比較的遭遇頻度が高いと考えられる波に対しては、繰返し作用することを想定することである。ここで言う遭遇頻度の高い波とは、たとえば1年確率波のような波浪を想定している。このような再現期間の短い波が作用する海象条件は、頻繁におきると考えられるため、一度の海象条件下で乱された地盤が回復しないうちに次の同様な海象を考慮する必要があることを考えたものである。



### 9.2.1 1回の大荷重に対する設計の考え方

これは、設計で考える最大荷重が作用したときの構造物の挙動を考えようとするもので、想定荷重より低いレベルの荷重の影響を無視する方法である。ここで想定する荷重は、通常的设计と同様、設計波高が作用したときの荷重と考えればよい。

#### 杭の配置と地盤反力係数のモデル

杭はひとつの堤体に対し複数用いられる。このとき、個々の杭が単杭として挙動できるような配置はどのようなものか。杭の間隔は縦方向も横方向も十分に広く取ることが必要である。具体的には、横方向については今回の研究で特に新しい知見が増えたわけではないが、室内実験の結果から判断して、杭の中心間隔が杭径の3倍以上とれば、杭相互間の影響は現れないと考えてよい。縦方向については、技術基準などでは、杭の中心間隔が杭径の4倍あればよいとしているが、この構造形式では大変位することを視野に入れているため、杭間隔をより大きくしないと前列と後列の杭の相互の影響が出る恐れがある。しかし、これまでの室内実験、および現地実験の結果を参考にすると、前列と後列の杭の相互の影響が出ないようにするためには、前列と後列の杭の間隔は杭径の5倍程度以上あれば十分であると考えられる。これよりも小さな杭間隔とする場合には、後列杭の横抵抗を低減することが必要となる。この場合、宮本・沢口の提案(1971)による杭間隔の影響の評価手法や第6章の実験結果に基づいた地盤反力の低減手法に基づいて後列杭の横抵抗を低減する。

次に杭の軸直角方向載荷時の挙動については以下のように考える。地盤が正規圧密状態であると判断される場合、杭の横抵抗を考える際には、第8章の結果に基づきS型地盤であるとして良い。このとき、地盤の地盤反力係数は地盤のせん断強度分布から沢口の方法を用いて求めることができる。本論文で示した沢口の式はC型地盤に対するものであるが、沢口の式により、各深度のC型地盤の地盤反力係数を求め、この地盤反力係数の深度方向の増加率を考慮することにより、S型の地盤反力係数を推定することができる。

このように、基本的には港研方式の適用が可能である。粘性土では、比較的小さなたわみで地盤反力係数が低下するものと考えなくてはならないことには注意が必要である。粘性土では、1～2cm程度のたわみで地盤反力係数一定とする仮定が成立しないことがある。地表面変位で5cmを超える場合には、表層付近では地盤反力係数が低下していることになるが、地盤反力係数の推定精度の問題も含めて考えれば、実務的には地盤反力係数は一定であると考えてよい。なお、現地実験では、地表面変位が8cm程度であっても地盤反力係数が低下している影響は見られなかった。

また、現地実験では、底版の支持力が不足し、底版が地面にめり込むような挙動をした場合

## 第9章 軟弱地盤着底式くし形構造物の杭の設計法

には、地盤反力係数が増加する傾向が見られた。しかし、設計ではこの効果は取り込まない。

### 杭頭の固定度

杭頭の固定度は、杭の処理の影響を受ける。現地での実験結果を基にすると、堤体の安定性を考えるためには、実務で考える限り荷重レベルによらず平均的には、0.7程度を取ればよいことになる。ただし、この数字の一般性については今後の検討が必要である。一般的に、杭頭の固定度を施工で十分に制御することは困難であると考えられる。このため、実際には、杭頭の固定度として1.0～0.5位の数字を考慮する必要がある。1.0以上を考える必要はない。このように固定度をばらつかせる設計は杭の断面を決定するために必要となる。杭の引抜き抵抗が極大値に達した場合には、固定度は低下する。

### 杭の根入れ長さ

杭の根入れ長さの決定要因は、杭軸直角方向力を受ける杭として十分な根入れ長さを持っていることと十分な引抜き抵抗を有することにある。杭の軸直角方向の抵抗を十分に取るためには、杭の根入れ長を $1.5l_{m1}$ 程度とするのが最適である。これより短いときには、杭は短杭として挙動することを考慮すべきである。杭の軸直角方向の抵抗だけを考える範囲ではこれより長いのは不必要である。また、この長さを厳密に設定するためには、地盤反力係数や作用する荷重を精度よく予測することが必要となる。ただし、 $l_{m1}$ は荷重レベルによる変化が比較的小さいので、地盤反力係数の推定精度が低いと考えられる場合を除き、安全性の余裕を考慮する必要はないと考えられる。(1.5 $l_{m1}$ の1.5の中にすでに安全性の余裕があると考えてよい。)なお、杭の根入れ長さの決定にあたっては、杭に作用する引抜き力と杭の引抜き抵抗との関係にも考慮する必要がある。杭の引抜き抵抗については地盤のせん断強度と付着力の関係を把握する必要がある。室内実験の結果では、単位面積あたりの付着力は地盤のせん断強度よりかなり低い場合もあった(6.5.4, 7.5.3参照)。しかし、これには地盤が過圧密であった影響が含まれているものと考えられ、正規圧密地盤であれば、地盤のせん断強度とほぼ同等の付着強度があるものと考えられる。

ただし、杭の引抜き抵抗(押し込み抵抗)と引抜き量(押し込み量)の関係には未解明の部分が多いので、単杭の押し込み、引抜き試験結果をもとに推定することを原則とする。もし、載荷試験が困難な場合には、以下のような考え方が成立する。引抜き抵抗を発揮する場合の周面摩擦は通常の杭の設計と同様のものとする。極限引抜き抵抗力を発揮するときの杭先端変位量は、ほとんど1cm程度であるとする。軸力による杭体の伸び、圧縮量を考慮する。

押し込み抵抗を発揮する場合の先端支持力は杭先端の実面積部分の先端抵抗だけが有効である

とする。閉塞率を考えて有効面積を推定する方法も考えられるが、不確実であるため、最も安全側を想定する。周面摩擦の考え方については引抜き抵抗と同様である。押込み側の杭の沈下量は同じ荷重レベルでは引抜き側よりも小さいのが一般的であるので、杭先端は変位しないものとし、軸力による杭の圧縮量だけを考慮するものとする。

### 水平荷重に対する抵抗

水平外力はすべて杭で受け持つものとし、底版による水平抵抗は期待しないものとする。載荷の初期には底版もある程度の水平抵抗を示すが、荷重レベルがあがるにつれて堤体が回転的な挙動を示すことが多く、このような挙動をしだすと底版の水平抵抗は期待できなくなる。また、堤体の水平抵抗に比べて杭の水平抵抗が大きいことが一般的であると考えられる。そこで、主たる水平抵抗は杭で生じていると考えてよい。

### 鉛直支持力

底版の鉛直支持力は Vaughan の式によるものとする。水平力が作用するなどして偏心荷重が作用するときには、これまでの設計法と同様 Mayerhof の考え方によるものとする。また、そのときの荷重の分布形状は等分布であるとする。

## 9.2.2 繰返し荷重に対する設計の考え方

一般的には、一回の大荷重に対する安定性の設計をすればよいが、比較的同じような規模の波が繰返し作用する場合を考慮しようとするには、繰返し载荷の影響を検討する必要がある。

現地における繰返し実験の結果からすると、途中の荷重レベルで繰返し载荷をしてあっても、次の荷重レベルでの繰返し载荷を続けていくうちに前の荷重レベルでの繰返し载荷の影響はだんだんとなくなっていく。すなわち、最大荷重が他の荷重に比べて十分に大きい場合には、その一回の荷重によって杭の変形が支配され、既往の荷重の影響がほとんどなくなる。従って、繰返し荷重の影響を考慮する必要があるのは、高い波が比較的長時間作用するために、そのことによる堤体の変位が一回きりの大荷重の影響より大きくなると想定されるときである。

このため、繰返し荷重の影響を考慮しようとするときには、次の二つの条件を考えることにする。ひとつは、供用期間中に想定される最も厳しい海象条件下での繰返し荷重の影響を考えることである。50 年確率波のような厳しい海象条件下では、3 時間から 5 時間程度厳しい条件が続くと考えられる。この間に最大荷重を生じるような波は 1 回しか作用しないと考えるが、有義波程度の波は繰返し作用する。このような波に対して繰返し载荷の影響を考える必要がある。

第9章 軟弱地盤着底式くし形構造物の杭の設計法

もうひとつは、頻繁に生じると想定される海象条件について、各海象条件での最大波力を考え、それが繰返し作用すると考えるものである。すなわち、ひとつの海象条件のもとで、構造物周辺の地盤は擾乱を受ける。この擾乱の影響が解消されないうちに次の厳しい解消条件が生じることを考えるものである。具体的には、1年確率波が繰返し作用することを想定しようとする考え方である。

以上はあくまでも繰返し載荷を考えるための考え方であり、具体的にどのような波を想定すべきかということと、繰返し回数をいくつに設定するかという点についてはここではこれ以上詳しく触れない。

ここでは、繰返し載荷を考慮する場合の抵抗側の条件の設定の仕方について示す。

繰返し荷重が作用する場合には、地表面に近い部分の地盤が繰返しせん断を受けるために、地盤反力係数が低下したり、地盤の支持力が低下したりすることが考えられ、このために堤体の変位量が大きくなること、杭に生じる曲げモーメントが増大するが考えられる。

杭の横抵抗については、繰返し作用する荷重のレベル、繰返し回数、深度によって地盤反力係数の低下の程度が異なることが明らかとなっている。すなわち、たわみレベルや繰返し回数によって地盤反力係数の減少の程度が異なる。たわみが少なすぎるときには、地盤反力係数は減少しない。適当なたわみのときには、地盤反力係数が減少する。ある程度以上のたわみのときには、地盤反力係数は大幅に低下する傾向にある。

途中の荷重レベルで繰返し載荷をしてあっても、次の荷重レベルでの繰返し載荷を続けていくうちに前の荷重レベルでの繰返し載荷の影響はだんだんとなくなっていく。これらの結果から、地盤反力係数比  $R_k$  と繰返し回数の概略の関係は以下のようなになる。

$$R_k = 1 - \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \tag{9.2}$$

ただし、 $\alpha$  は荷重レベルに対する補正項であり、 $\beta$  は繰返し回数に対する補正項であり、 $\gamma$  は深度に対する補正項である。

現地の実験結果をもとにしたこれらの数字は以下のとおりとなった。

$$\alpha = 0.15 \cdot y_0$$
$$\beta = \begin{cases} \frac{n}{25} & (n \leq 25) \\ 1 & (n \geq 25) \end{cases}$$
$$\gamma = \begin{cases} 1 & (0.25l_{m1} \geq x) \\ \frac{0.5l_{m1}-x}{0.25l_{m1}} & (0.5l_{m1} \geq x \geq 0.25l_{m1}) \\ 0 & (x \geq 0.5l_{m1}) \end{cases}$$

ここで、 $y_0$  は処女載荷時の地表面のたわみであり、 $n$  は繰返し回数、 $l_{m1}$  は杭頭固定条件での処女載荷時の曲げモーメントの第二 0 点の深さである。

以上に示したような低減係数をもとの地盤反力係数に乗じることにより、繰返し載荷の影響を考慮すればよい。

なお、地表面付近の地盤反力係数の劣化とともに、周面摩擦力も小さくなることが考えられる。詳細は不明であるが、地盤反力係数と地盤のせん断強度との関係にはほぼ線形な関係があるので、周面摩擦力についても地盤反力係数と同様に低下したものとして取り扱うのが望ましいと考える。

設計上の基本的な考え方として、底版の水平抵抗は見ないことにしているが、実験の詳細の検討からも底版の水平抵抗は、繰返し載荷回数が増えることにより低下する傾向にある。

### 9.3 新設計法の効果

従来より用いられている設計法による構造物の断面と提案法による構造物の断面を比較してみる。検討に用いた設計条件は以下のものである。構造物の設置水深は CDL.-2.9m とし、設計高潮位は CDL.+4.5m、天端高を CDL.+7.0m とする。ただし、設計上は地盤の沈下を 90cm 見込んでおり、その分設計水深も天端高も低くなることを考えている。設計波は 50 年確率波で設計波高 4.0m、周期 5.5 秒、波向は構造物に直角であるとする。有義波高は 2.0m、周期は 5.5 秒である。2 年確率波の場合は設計波高 2.0m、周期は 5 秒である。地盤は十分な深さまで沖積粘性土層が堆積しており、地盤の強度は  $c_u = 0.337 + 0.141Z$  (ただし、 $Z$  の基準は CDL.±0.0m) である。設計震度は 0.17 とする。堤体の許容安全率は、滑動 1.5、転倒 1.2、支持力 1.5 とする。また、鋼材の許容応力度は  $1900\text{kgf/cm}^2$  とする。

従来法によって決定された断面を図-9.5 に示す。ほぼ同じ想定海域で設置水深が CDL.-2.3m のときと比べると、杭の根入れ長さで約 3m 長くなっており、底版の幅も 5m 程度長くなる結果であった。さらに杭として用いる H 鋼の断面も従来のものより大きなものとなっている。このように設計水深が 60cm 深くなるだけで断面が大きく変わる結果となっている。

一方、提案する方法で設計した結果を図-9.6 に示す。この計算においては、現地での実験結果を元にして、杭頭の固定度として  $R_{fix} = 0.7$  を採用している。この断面のうち、杭の根入れ長については、50 年確率波時の有義波高を考慮したときの条件で決定されているが、他の部分については、50 年確率波の設計波高の条件で決定されている。この条件では地震時の条件では断面は決まっていらないが、これ以上に水深が深くなってくると、今後地震時で断面が決まる可能性もある。

図-9.5 と図-9.6 を比較すると、提案法による断面では、堤体幅が 8m 近く狭くなっているが、

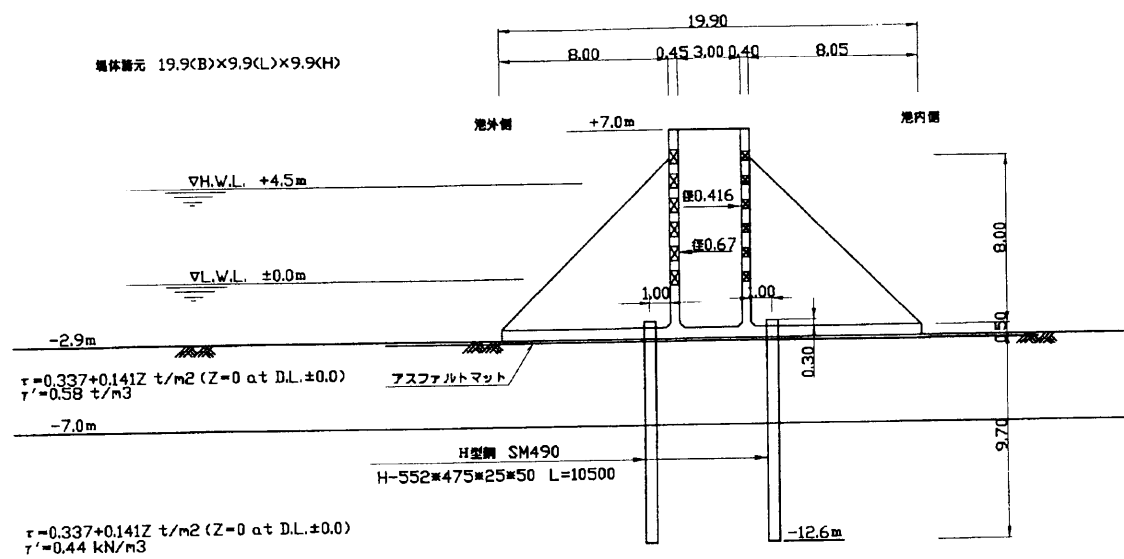


図-9.5: 従来からの設計法で設計された断面

杭の根入れ長さは逆に 7.5m 長くなっている。しかし、杭に用いる H 鋼の断面は従来法による断面のものと比べるとはるかに小さなものとなっている。提案法の断面はほぼ同じ想定海域で水深が浅い場合に比べ、杭の根入れ長さは長くなっているものの堤体の寸法が以前のものよりも狭くなっている上に、杭の断面が小さなものですむ結果となっている。

熊本港で既に建設されている軟弱地盤着底式くし形防波堤のこれまでの変位の状況を見ると鉛直方向の変位(すなわち沈下)については堤体ごとのばらつきが生じているが、どの堤体についても水平方向の変位をほとんど起こしていないのが実状である。この原因については、想定したほどの外力がまだ作用していないためとの可能性もあるが、現状の設計方法が過大な断面をもたらす結果となったことも考えられる。ここで提案した方法は従来の方法に比べて、メカニズムをより忠実に再現しており、合理性が高く、より適切な断面を設計できているものと考えられる。

9.4 まとめ

ここでは、これまでの実験結果をもとに軟弱地盤着底式くし形構造物の設計手法についての提案をまとめた。この構造物の設計では、基本的に 1 回限りの大荷重で設計してよいが、繰返し作用する小さい荷重の影響を考慮するため、繰返し载荷による堤体挙動についても取りまとめた。さらに、提案法による防波堤の断面と従来の方法による防波堤の断面を比較設計し、提案法による断面がより合理性を持っていることを明らかにした。

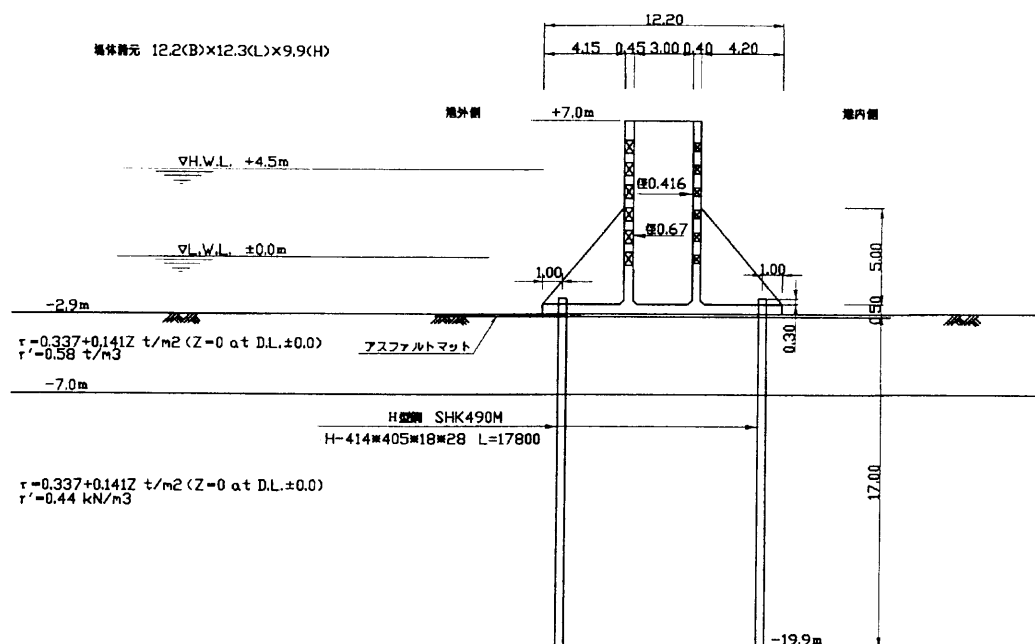


図-9.6: 提案法で設計された断面

## 参考文献

Broms, B.B.(1965):Design of Laterally Loaded Piles, Proc. of ASCE, Vol.91, No. SM3 , pp.79-99.

Chen, W-F and W. O. McCarron(1990):Bearing Capacity of Shallow Foundations, Foundation Engineering Handbook, pp.152-153.

運輸省港湾局 (1991) : 内部資料

北詰昌樹・遠藤敏夫・寺師昌明 (1988) : 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告第 27 巻第 3 号, pp.185-203.

宮本六男・沢口正俊 (1971) : 群グイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 (第 1 報)-縦間隔について-, 港湾技術研究所報告第 10 巻第 4 号, pp.53-108.

門司剛至・村山伊知郎・元野一生・高田直和 (1989) : 軟弱地盤着底式防波堤の開発, 土と基礎第 37 巻第 11 号, pp.25-30.

## 第10章 結論

本論文は、軟弱地盤上に建設する際でも地盤改良を必要としない防波堤構造として有望な軟弱地盤着底くし形構造物の汎用的な利用を目的として、その水平荷重に対する抵抗特性について検討し、新たに設計法を提案したものである。本論文では、主として着底くし形構造物の静的な水平荷重に対する抵抗特性の把握と繰返し水平荷重が作用する場合の杭の抵抗特性について検討している。最終的には、以上の検討結果をもとにくし形構造物の汎用性の高い設計法を提案している。各章の概要と結論は以下のとおりである。

第1章は、序論として本研究の背景と本論文の構成について述べたものである。

第2章では、まったく新しい防波堤形式として提案された軟弱地盤着底式防波堤の波力に対する抵抗メカニズムについて検討した。この構造物は、波力が比較的小さい場合には、軟弱地盤上であっても地盤改良を必要としない構造物としてのメリットがあるものと考えられる。構造物のタイプとしては、底板の粘着力を期待するひら形と杭の横抵抗も期待するくし形とに別れる。ひら形の場合には、その抵抗特性は比較的簡単であると考えられるが、くし形の場合には、複合的な抵抗特性を示すため、種々の検討を必要としている。本研究では、粘性土地盤中の杭の横抵抗特性として、軟弱地盤中の杭の横抵抗特性を概観し、ついで、頭部を固定した2本杭の横抵抗特性について検討することによって、くし形構造物における杭の役割を検討する。最後に底板の効果も考慮したくし形構造物の水平力に対する抵抗特性を検討し、軟弱地盤着底式くし形構造物の水平抵抗特性を明らかにすることを目的とする。

第3章では、杭の軸直角方向の抵抗特性を考える上で必要となる地盤の水平抵抗を推定する手法について検討している。軸直角方向荷重に対する杭の挙動を測定する場合には、杭体にひずみゲージを貼付し曲げモーメントを求めることが多く行われてきている。曲げモーメント分布を二階微分すれば地盤反力分布が推定でき、二階積分すればたわみの分布が求められる。これらの関係から地盤反力係数などが求められるわけである。しかし、曲げモーメントを適切な関数で近似し二階微分することにはかなりの問題が生じ、これまでには十分精度のよいデータは得られていないのが実状である。そこで、第3章では、曲げモーメント分布から地盤反力を求めるにあたり、スプライン関数を用いることを提案した。その結果、比較的精度良く曲げモーメント分布などを近似できるようになり、あわせて精度良く地盤反力を求めることができるようになった。



## 第10章 結論

主な結論は以下のとおりである。

- (i) 曲げモーメント分布から地盤反力を求める場合のように、関数を二階微分する場合には、関数形の近似手法に注意して決定する必要がある。このとき、スプライン関数は高次数の多項式近似に比べより安定的に微分できるため、多項式近似を用いるよりも優れていると考えられる。ただし、繰返し微分する必要がある場合には、近似関数の次元が下がらないようにする工夫が必要である。この点については、特に二度目の微分をする際にどの点を採用するかが重要である。
- (ii) スプライン関数を用いて曲げモーメントから地盤反力を求めるような場合であっても、データの計測位置、密度、精度は極めて重要である。これらの計画、計測がうまくいかなければ、良い結果を得ることは困難である。
- (iii) ただし、与えられたデータにばらついているおそれのある場合には、平滑化係数を用いることが有効である。特に、曲線の性質を定性的に把握するために、なるべく滑らかな曲線を得るためには重要である。平滑化係数を大きく取りすぎると曲線が本来持つ性質を失うことになるので、注意が必要である。
- (iv) ここで用いるスプライン関数で近似する方法はどのような場合でも万能な方法とは限らない。すなわち、平滑化スプライン関数を用いることにより、どのような近似でも可能となるため、あらかじめ曲線の大まかな形状を理解しておくか、得られた結果の持つ意味を十分に考慮することが必要である。

以上は砂地盤での結論であるが、粘性土地盤については以下のような結論が得られた。

- (v) 港研方式のC型地盤の仮定が成立するような、比較的浅い部分の地盤反力係数が大きくなることが見込まれる地盤では、地表面付近のひずみゲージの貼付密度を高めることが必要となる。

第4章では、砂地盤中の杭の軸直角方向抵抗特性のうち、繰返し荷重が載荷する場合の特性について検討してきた。ここでは、大型土槽を用いた乾燥砂地盤中での実験を中心として検討をしている。ここでの検討では、杭の根入れは長杭として十分な根入れ長さを持ったものである。主たる結論は以下のとおりである。

- (i) 杭の根入れ比  $E_r$  が 1.5 以上ある場合であっても、最大荷重が同じ荷重を繰返し受けると杭の変位は繰返し回数の増加とともに増大する。このとき、第1回目の載荷時のたわみに対する繰返し載荷時のたわみの比は繰返し回数の対数に比例して増加する。30 回程度の繰返し載荷による杭のたわみの第1回目の載荷時のたわみに対する伸び率はほぼ 1.4 以下である。

- (ii) 静的繰返し載荷時のたわみの伸びに及ぼす杭形状の影響や地盤が乾燥しているか飽和しているかの影響は顕著ではない。
- (iii) 繰返し載荷時の杭の挙動の観察結果から、載荷時には、浅い部分の杭背面に背後の砂が入り込み、除荷時にはやや深い部分に砂が入り込むことがわかった。このような杭背面側からの砂の供給は簡単には収まらず、徐々にではあるが、杭のたわみは繰返し載荷回数の増加に伴って増加する。
- (iv) 繰返し載荷時の各深度における地盤反力とたわみの関係を見ると、浅い部分では、各繰返しサイクルの中での地盤反力の最大、たわみの最大とも杭頭荷重最大時に生じるが、深くなると、除荷過程で地盤反力の最大、たわみの最大が生じるようになる。
- (v) 最大荷重時のたわみと地盤反力に着目して、繰返し載荷による地盤反力係数(割線係数)の変化を見てみると、深度が浅い場合には、地盤反力係数が増加するが、深度が深くなるにつれて地盤反力係数の低下が顕著となる。地盤反力係数の変化は繰返し回数が増えるにつれて小さくなる。
- (vi) 繰返し載荷による最大荷重載荷時の地盤反力とたわみの関係は荷重レベルや地盤の密度の影響も受ける。一般的には、密度が高いほど、荷重レベルが低いほど繰返しによる地盤反力とたわみの関係の変化が少なく、荷重レベルが大きく、地盤が緩いほど変化が大きくなる傾向にある。
- (vii) 繰返し載荷の荷重レベルを徐々にあげた実験結果からすると、低い荷重レベルでの繰返し載荷は高い荷重レベルでの繰返し載荷時の挙動にほとんど影響を及ぼさない。

第5章では、粘性土地盤中の杭の軸直角方向載荷試験を実施する上で確認しておくことが必要となるいくつかの点について検討するための実験を実施した。ここで検討した点は具体的には、地盤反力係数の推定法、載荷速度の影響、繰返し載荷時の杭の挙動特性、杭の付着特性である。主な結論は以下のとおりである。

- (i) 粘性土の横抵抗係数  $k_c$  と地盤のせん断強度には相関性があり、沢口の提案した次式を用いることができることを確認した。

$$k_c = \alpha \cdot c_u \sqrt{\frac{2\pi}{\varepsilon_{50} B}}$$

ただし、ここで  $\alpha$  は沢口の式の補正係数であり、計測データの集積を待って修正すべきものである ( $B \leq 30\text{cm}$ )。

## 第 10 章 結論

- (ii) 荷重一定条件での長期杭の軸直角方向載荷実験をした結果、沢口・山田らの研究と同様、杭頭変位  $y_{top}$  と載荷時間  $t$  の間には次式の関係があることを確かめた。ただし、ここで、 $A, B$  は実験定数である。

$$\log y_{top} = A \log t + B$$

- (iii) 一定の載荷速度で杭に水平荷重を作用させた場合には、所定荷重になるまでに要した時間とそのときの杭頭たわみ  $y_{top}$  の間の関係は上式とはやや異なり、載荷速度が速いときには上式に比べて  $y_{top}$  の変化率が大きく、載荷時間が長くなると  $y_{top}$  の変化率が小さくなる傾向にあることがわかった。このことから、載荷速度が速いときには、載荷速度の違いが荷重たわみ関係に大きく影響を及ぼすが、載荷速度が遅くなれば、載荷速度の違いが荷重たわみ関係に及ぼす影響は小さくなることがわかった。そこで、実用的には、ある程度の載荷速度で実験を行えばよい。
- (iv) 粘性土地盤でも砂質地盤同様に繰返し載荷によって杭頭のたわみ  $y_{top}$  は増加する。繰返し回数に対する変位の伸びは粘性土地盤の方が砂地盤より大きくなる傾向にある。また、粘性土地盤での繰返し載荷では、曲げモーメントの最大値が増加することが特徴である。
- (v) 曲げモーメントの最大値が繰返し載荷によって増加する原因のひとつとして、浅い部分の地盤反力係数が低下することがあげられる。これは、粘性土地盤の場合には、周辺地盤が繰返し変形させられることによる弱化が要因である。このため、周辺地盤の変形量の多い、浅い部分ほど地盤反力係数が低下する。
- (vi) 室内実験のような過圧密粘性土地盤では、杭のたわみによって杭と地盤の間に隙間が生じ、砂地盤で見られたようなゆすり込み現象は見られない。
- (vii) 荷重レベルをいくつか変えて繰返し載荷試験を実施した結果、低い荷重レベルの繰返し載荷は引き続き高い荷重レベルでの繰返し載荷時の杭の挙動にはほとんど影響を及ぼさない。
- (viii) 第 1 回目の最大荷重時の地盤反力係数に対する繰返し載荷中の最大荷重時の地盤反力係数は、深度が浅いほど、また荷重レベルが大きいほど低下しやすい。特に、深度の違いによる地盤反力係数の低下の程度が大きく異なる。
- (ix) 付着強度とその発現に要する時間付着強度は接地後の時間の経過によって強くなる。その増加は 3 日程度までは著しく、それ以上の時間ではあまり差がない。

第6章では、室内で作成した粘性土地盤において行われた頭部を剛結された前後2本杭による構造物の水平荷重に対する抵抗性が杭間隔の違いによってどのように変化するかについて検討してきた。ここで考えている構造物は軟弱地盤着底式構造物(くし形)の底版が空中に浮いている上体の構造物を想定しており、くし形に比べて外力的な条件が簡略化されたものである。主たる結論は以下のとおりである。

- (i) 杭頭を版により剛結された杭構造物の水平抵抗力は杭の間隔によって異なり、杭間隔が広いほど水平抵抗力が大きくなる。
- (ii) 版で固定された杭構造物の杭間隔が狭い場合には、杭頭が回転しやすくなることと杭間の地盤の横抵抗性能が低下することが、水平抵抗性能を低下させる理由である。
- (iii) 杭頭部が完全に剛結されている場合の杭頭固定度  $R_F$  は、杭の引抜き押込み抵抗と杭間隔の影響によって決定される。
- (iv) 杭間粘土の横抵抗性能の低下は、間隔比  $S/l_{m1}$  だけではなく、杭間隔  $S$  の影響も受ける。今回の実験からすると相対たわみ  $y/S$  が  $3 \times 10^{-3}$  となったあたりから後ろ杭の地盤の抵抗が劣化し始める。また、相対たわみ  $y/S$  によって後杭の地盤反力係数の低下をあらわすことができる。
- (v) 実務的に、横抵抗性能がどのように劣化するかを判断する場合には、上記のように各深度の地盤反力定数の低下の程度を知るよりは、杭の頭部付近の変位を基準にして横抵抗性能の低下を評価するほうが便利である。そこで、横抵抗定数比の低下が始まる正規化地表面たわみ  $y_0/S$  着目すると、杭間隔比  $S/B$  によらず、ほぼ同じような傾向で横抵抗係数比が低下する傾向が得られた。
- (vi) 実験結果を再現できる計算手法を示した。この手法によるシミュレーションの結果から、根入れ長や杭間隔の違いがこの構造物の水平抵抗特性に及ぼす影響を明らかにできる。

第7章では、着底式くし形構造物の水平力に対する抵抗メカニズムについて室内模型実験によって検討した。この実験では、熊本港で用いられる実構造物の1/24の模型を用いた。また、このときの模型では、初期に熊本港で用いられた杭と地盤の条件を考慮し、比較的剛性が高く、単杭として挙動するような杭を用いて実験を行っている。主な結論は以下のとおりである。

- (i) 地盤強度や杭の剛性の違いはくし形構造物の挙動に影響し、どちらも高いほど大きな水平荷重に抵抗するようになる。
- (ii) 杭の剛性が高いときには、くし形構造物は、変位の初期から回転挙動を示し、剛性の低いときには、初期にはひら形同様の水平変位挙動を示すが、少しずつ回転挙動が顕著になる。

## 第 10 章 結論

- (iii) 今回の実験条件のように、堤体の荷重強度が地盤の鉛直支持力強度よりも小さな場合には、堤体の重量が重いほど底版による水平抵抗が大きくなる傾向にある。
- (iv) 12 本杭と 2 本杭による実験で 3 次元的効果の影響による実験結果の違いは顕著ではなく、堤体を帯状に並べたときの挙動は 2 本杭の模型によっても把握できる。
- (v) 杭頭の固定度の違いによる杭と曲げモーメントとせん断力と曲げモーメント分布の関係について明らかにした。杭頭の初期の固定度の違いは杭と底版の間の荷重分担率の關係に大きな影響がある。ただし、堤体が水平方向に変位するほど水平抵抗力のほとんどが杭の抵抗によるものとなる。
- (vi) 杭の剛性の違いは杭と底版の水平抵抗力の分担率に影響を及ぼすが、地盤のせん断強度の影響は比較的小さい。
- (vii) 着底式くし形構造物の挙動を推定できるばねモデルを提案した。この方法によって杭の剛性の影響や、地盤強度の影響が評価できる。

今回の実験では、相似則を考慮すると比較的地盤の強度が高く、現地実験の結果と比較すると底版による抵抗力をやや過小評価している可能性がある。従って今回の実験で用いた地盤より相似則を考慮した地盤強度が低い地盤では、杭による水平抵抗分担率は今回の結果よりも小さくなり、底版による抵抗力の比率が大きくなる可能性がある。

第 8 章では、着底式くし形構造物の水平力に対する抵抗メカニズムについて現地実証実験の結果を基に検討した。この実験では、堤体の幅こそ実物の 6 分の 1 となつてはいるものの実大規模の実験である。この実験では、杭の根入れ長さを変えた段階載荷実験と比較的長い根入れ長さの杭を用いた場合の繰り返し載荷が行われた。本検討の結果得られた主たる結論は以下のとおりである。

段階載荷の結果をまとめると、

- (i) 杭の根入れ長さが短くなると構造物の水平抵抗特性が低下する。この主たる要因は、杭の根入れ長が短くなることによる引抜き抵抗が低下することによるものである。もうひとつの要因は、底版に対する地盤の支持力が不足することである。
- (ii) 実験の範囲では、この構造物の水平抵抗の大半は杭によるものであり、荷重が大きくなるにつれて杭の水平抵抗分担率が大きくなる傾向にある。軸直角方向に載荷される杭の挙動としてみた場合には、杭の長さが  $l_{m1}$  より短くなると短杭としての特徴が現れ、杭に生じる曲げモーメント分布が短杭に特徴的なものとなる。

- (iii) 現地実験が実施された地盤は正規圧密地盤であったが、この地盤の場合には杭の軸直角方向の抵抗特性を考えるための地盤のばねモデルとして港研方式の S 型モデル (地盤反力  $p = k_s xy^{0.5}$  と表せられるとするモデル ; ただし,  $k_s$  : 地盤反力係数,  $x$  : 深度,  $y$  : たわみである) とする仮定を採用することで現象をうまく表すことができた。地盤反力係数の低下は考える必要はない。また、この実験の範囲では、前杭と後杭の相互干渉はないと判断できた。ただし、底版が支持力不足によって沈下する状況になると前杭側の地盤反力が大きくなる傾向が見られた。
- (iv) 杭頭の固定度は、杭頭の処理の影響を受ける。実験では、杭頭が十分に固定された状態ではなく、荷重レベルによらず平均的には、0.7 程度であった。実施工で杭頭の固定度を十分に制御しきれないことが考えられる場合には、固定度として 1.0~0.5 位の数字を考慮する必要がある。1.0 以上を考える必要はない。
- (v) 引抜き量は、堤体の回転角をもとに推定すればよい。
- (vi) 杭の必要根入れ長は、引抜き抵抗と杭の横抵抗の両面から決定すべきである。引抜き抵抗は、杭周面の付着力が深度方向に直線的に増加する場合を考えると根入れ長の 2 乗に比例して大きくなる。根入れ長が短いときには、引抜き抵抗が弱くなり、堤体が回転挙動を生じ、底版の支持力不足を生じやすくなる。長すぎる杭を用いても深い部分の杭は有効に機能しないので不経済となる。
- 一方、繰返し载荷の結果からは以下の結論を得る。
- (i) 繰返し载荷によって堤体の水平変位は増加する。この原因は、底面の摩擦の減少と比較的浅い部分の地盤の横抵抗の減少によるものである。
- (ii) 今回の実験における底版の水平抵抗は、各荷重段階の初期には 2tonf 程度であるが、繰返し回数の増加に伴い直線的に減少し、50 回の繰返し载荷で第 1 回目の载荷のほぼ半分の 1tonf 程度となる。
- (iii) 荷重レベルの高低の違いによって、地盤反力係数の最終低下レベルが異なり、また、地盤反力係数が低下する範囲が異なる。
- (iv) 荷重レベルが高いほど、地盤反力係数の最終低下値が小さく、また、低下する深度も深くなる。
- (v) 同じ荷重レベルでは、浅い部分ほど地盤反力係数の低下の程度が大きい。

## 第10章 結論

- (vi) 以上のことから、繰返し载荷による地盤の横抵抗の低下は、荷重レベル、繰返し回数、深度によって異なる。繰返し载荷による地盤反力の低下をあらわす地盤反力比は次式のように示すことができる。

$$R_k = 1 - \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \quad (10.1)$$

ただし、 $\alpha$  は荷重レベルに対する補正項であり、 $\beta$  は繰返し回数に対する補正項であり、 $\gamma$  は深度に対する補正項である。

- (vii)  $\alpha$  は荷重レベルが高くなるにつれて大きくなる。 $\beta$  は荷重レベルの影響を受けない。 $\gamma$  は  $l_{m1}$  などと同様に荷重レベルの影響を強く受けるパラメータである。
- (viii) 前の荷重段階の大きさ、繰返し回数にもよるが、繰返し载荷の荷重レベルが上がった時の第1サイクル目の地盤反力係数は前の荷重段階のものと同一であると考えてよい。
- (ix) 今回の実験では、地盤反力係数に及ぼす载荷速度の影響は明らかではなかった。そこで、波力による繰返し载荷の影響を考慮する際の第1サイクル目の地盤反力係数の推定においては静的な実験から得られた地盤反力係数を用いることとし、载荷速度の影響は考慮しない。
- (x) 今回の実験では、前列杭と後列杭の地盤の横抵抗の低下の程度に差はなかった。

なお、水平荷重の载荷試験後の地盤のせん断強度特性については以下のことが観察された。

- (i) 段階载荷を実施した範囲では、地盤のせん断つよさの低下は見られなかった。しかし、繰返し载荷後には比較的浅い部分で地盤のせん断つよさがかなり低下した。しかし、ほぼ2ヵ月後にはもとの強さに回復していた。これらのことから、繰返し载荷を考慮する場合には、地盤のせん断強さの低下を考慮する必要がある。ただし、この強さの低下は一定の時間がたてば解消されるため、年に1回程度以下頻度の波浪に対しては、せん断強さの低下の蓄積を考慮する必要はない。

第9章では、これまでの実験結果をもとに軟弱地盤着定式くし形構造物の設計手法についての提案をまとめた。この構造物の設計では、基本的に1回限りの大荷重で設計してよいが、繰返し作用する小さい荷重の影響を考慮するため、繰返し载荷による堤体挙動についても取りまとめた。以上の結果をもとに、熊本港での実際の条件下で従来の設計法による断面と新設計法による断面を比較検討しその効果について確認をした。

# 付 録 A 杭の軸直角方向抵抗に関する一般的事項

## A.1 杭の軸直角方向抵抗に関する記号

杭の軸直角方向抵抗に関する記号には、いくつかの決まりがあるのでそれを示す。

まず、一般的には、杭の横抵抗と称しているこの問題は、より厳密には、杭の軸直角方向の抵抗特性の問題といえる。基本的には、杭軸直角方向に作用する荷重と杭の杭軸直角方向への抵抗特性の関係を議論するものである。杭の軸直角方向への幾何学的な荷重条件は、杭頭の固定条件、荷重高さによって決まる。ここで、杭頭とは、荷重を載荷する点のことをいい、幾何学的な杭の上端のことを指してはいない。杭頭の固定条件は、杭頭に曲げモーメントが発生しない杭頭自由の条件と杭頭のたわみ角を 0 とする杭頭固定条件が代表的なものである。実際上の杭頭の固定条件にはさまざまなものがあるが、杭頭固定と杭頭自由が基本的な条件となる。荷重高さについては、荷重位置が地盤より上にある場合、地盤面上にある場合、地中にある場合の 3 つがある。ここでも主として問題になるのは、荷重位置が地盤より上にある場合、地盤面上にある場合の二つの場合である。

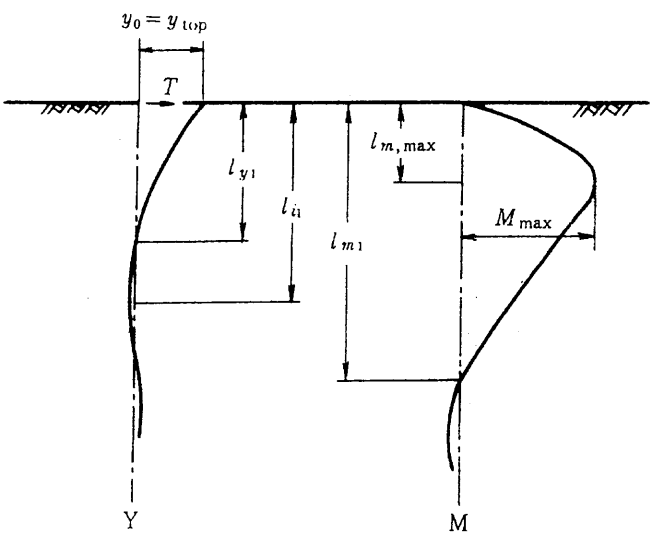


図-A.1: 頭部自由杭  $h = 0$



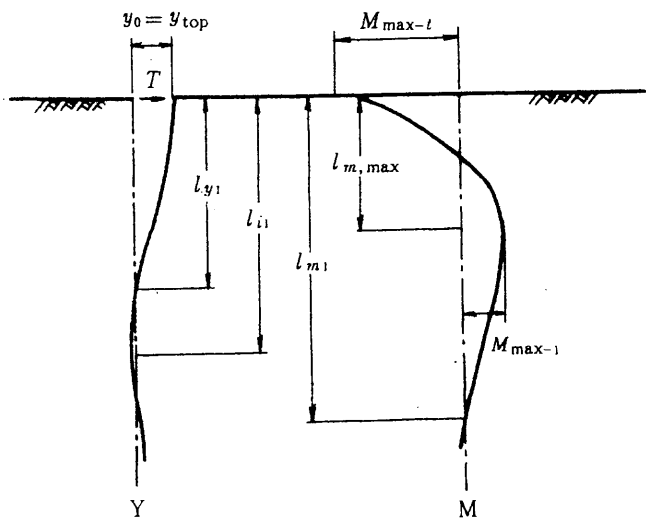


図-A.2: 頭部固定杭  $h = 0$

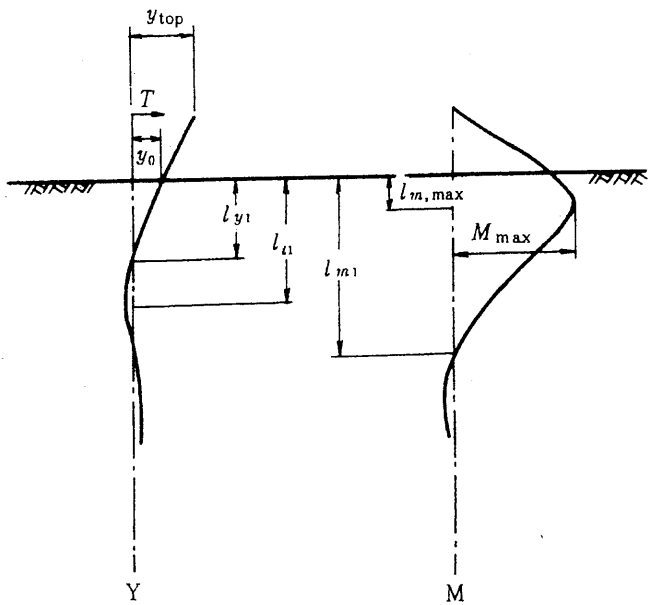


図-A.3: 頭部自由杭  $h > 0$

### A.1. 杭の軸直角方向抵抗に関する記号

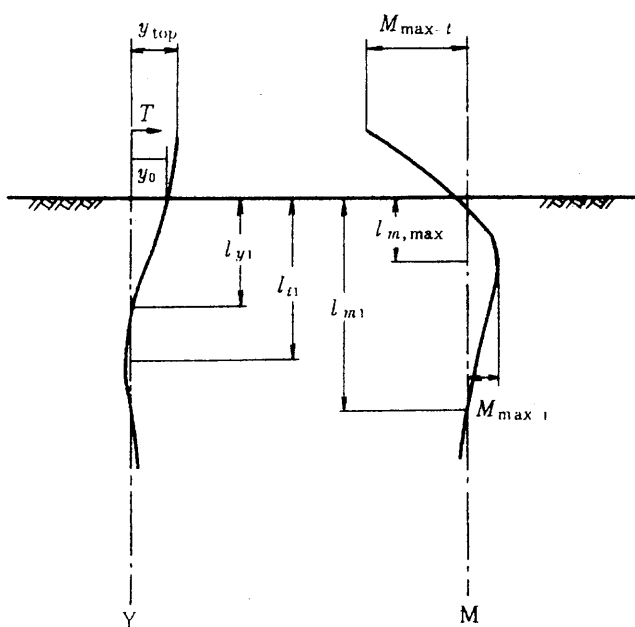


圖-A.4: 頭部固定杭  $h > 0$

よく用いられる記号を図-A.1, 図-A.2, 図-A.3, 図-A.4に示す. ここに,

$T$ :杭頭に作用する荷重

 $h$ : 載荷高さ

***B*:杭幅**

y:杭軸直角方向のたわみ

i:たわみ角

$M$ : 曲げモーメント

S:せん断力

$P$ : 単位長さあたりの地盤反力 ( $P = pB$ )

$l$ :杭の根入れ方向の長さ

であり、図-A.1、図-A.2、図-A.3、図-A.4 に示した特別な値には通常以下のような記号が用いられる。

 $y_{top}$ :杭頭のたわみ $y_0$ : 地表面のたわみ $i_{top}$ : 杭頭たわみ角 $i_0$ : 地表面たわみ角 $M_{max}$ :頭部自由くいの最大曲げモーメント

付 録 A 杭の軸直角方向抵抗に関する一般的事項

- $M_{max-t}$ :頭部固定杭の杭頭に作用する曲げモーメント
- $M_{max-l}$ :頭部固定杭の地中部最大曲げモーメント
- $l_{m,max}$ :地中部で最大曲げモーメントを生じる深さ
- $l_{m1}$ :頭部自由杭の曲げモーメント第一ゼロ点, あるいは頭部固定杭の曲げモーメント第二ゼロ点の深さ
- $l_{y1}$ :たわみの第一ゼロ点の深さ
- $l_{l1}$ :頭部自由杭のたわみ角第一ゼロ点, あるいは頭部固定杭のたわみ角第二ゼロ点の深さ.

A.2 地盤反力のモデル化

杭の軸直角方向の抵抗特性のモデル化として弾性床上の梁理論が良く用いられる。  
すなわち,

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = -P = -pB \tag{A.1}$$

といったモデルである。ここで,

- $EI$ :杭の曲げ剛性
- $x$ :地表面からの深さ

当然のことながら地上部では  $P \equiv 0$  である。杭の軸直角方向の抵抗特性を上式で議論する場合には、地中部の  $p$  をどのように表現するかが問題となる。

古くは、極限地盤反力法と称するような、地盤の極限反力だけを考える方法をとることがあったが、この方法では、極限状態に達するまでの杭の挙動を表現することは困難であり、特に長杭の挙動を再現することはほとんど困難である。

現在では、地盤からの反力は、深度、たわみによって変化するとの考え方が主流である。ひとつは、弾性地盤反力法と呼ばれるもので、地盤反力  $p$  が深度  $x$  とたわみ  $y$  の関数として表せられるものとする方法である。この方法は関数の取り扱い方法から次の3つの方法に分類される。

- (1) 線形弾性地盤反力法
  - (2) 非線形弾性地盤反力法
  - (3)  $p-y$  曲線法
- (1) の代表的なモデルは Chang の式と呼ばれる (運輸省港湾局監修, 1999) もので地盤反力は次式のように表現される。

$$p = k_h y \tag{A.2}$$

ここで,

$k_h$ :横方向地盤反力係数

である.  $k_h$  を  $x, y$  によらない定数であるとすれば, 式 A.2 は解析的に解くことができるので, 解析に用いるのに適切な  $k_h$  を設定して, 杭の計算が行われる.

しかし,  $k_h$  は一般的には定数ではない. そのため, 横方向の地盤反力係数を定数として表現できるようなモデル化がたくさん検討されている.

(2) の方法としてこれまでに主として検討されてきたモデル化の方法は,

$$p = kx^m y^n \quad (\text{A.3})$$

といった指数関数で表現するものである ( $n \neq 1$ ).

この代表的な方法が港湾技術研究所で提案された方法である. 久保や篠原らが, 式 A.2 の表現式を検討し, 一般的な表現式として次式を用いれば, 地盤反力係数を定数として取り扱うことができるとした.

$$p = kx^m y^{0.5} \quad (\text{A.4})$$

彼らは,  $y$  にかかる指数として概ね 0.5 とするのが相当であるが,  $x$  については, 指数  $m$  として 0~1 の範囲でさまざまな値をとりうると考えた. 現在, 一般的に港研方式と読んでるものは,  $x$  の指数として 0 もしくは 1 のものを指しており, それぞれ C 型, S 型と呼んでいる.

すなわち, 以下の二つの表現式を港研方式と呼んでいる.

$$\text{S 型地盤} \quad p = k_s x y^{0.5} \quad (\text{A.5})$$

$$\text{C 型地盤} \quad p = k_c y^{0.5} \quad (\text{A.6})$$

ここに,

$k_s$ :S 型地盤の横抵抗定数

$k_c$ :C 型地盤の横抵抗定数

である<sup>1</sup>.

<sup>1</sup>港研方式では,  $k_s$ ,  $k_c$  を地盤に固有の定数であるとの考えから, 横抵抗定数と呼んでいる. ただし, これらの定数は式の見かけ上は地盤反力係数のひとつの表現の結果とみることができるので, 本論文では, あえて  $k_s$ ,  $k_c$  についても地盤反力係数と呼ぶことにした.

付 録 A 杭の軸直角方向抵抗に関する一般的事項

現在、実務では、線形弾性地盤反力法が多く用いられているが、実験的研究では、港研方式に類似した考え方を取り入れている研究も多い(元井ほか, 1998). また、木村ら(1998)は地盤反力の生じ方が非線形ではあるが、港研方式で考えているようなたわみの 0.5 乗に比例するような地盤反力が生じない事例について報告している. このような現象となった理由は主として実験地盤が非常に緩い砂地盤となっていたため、ダイレータンシーの影響で地盤がせん断されるにつれてせん断強度が増加するような地盤であったことがあげられる. 木村らの実験は液状化を生じてしまったような地盤を対象としたものであり、やや特殊な地盤条件での実験であったと考えてよいと思われる.

このほか、近年では双曲線型のモデルも提案されている(神田ら, 1999 ; 神田ら, 2000 ; 神田ら, 2001).

(3)の方法は、深度方向のすべてにわたるモデル化をやめ、深度ごとに  $p$  と  $y$  の関係を設定する方法も用いられている方法であり、諸外国で比較的良好に見られる方法である. 有名なものとしては API RP 2A など用いられている (API, 2000).

以上の方法では、モデルの簡便さから杭に作用する地盤反力がそれぞれの深度でのたわみのみによると考えてモデル化されている (Winkler ばね) が、実際の杭の現象はそのような単純なものではないことが考えられ、ある深度の杭の挙動がその上下の杭の挙動の影響を受けるものとして解析する方法がある. この方法における古典的なものは Mindlin の解を利用する方法であり、Penzien ら (1964) の研究や Poulos (1971a, 1971b, 1972) などがある.

A.3 根入れ比と有効長

軸直角方向力を受ける杭の根入れ長さが無限に長い場合には、根入れ長さの違いが杭の挙動に及ぼす影響はない. しかし、一般には杭の根入れ長さは有限である. 杭の根入れ長さを極端に短くすると軸直角方向力を受ける杭は剛体的な挙動を示し転倒する. このような根入れ長さの違いによって杭の挙動が変化する様について久保 (1966) が考察している. 表-A.1 は久保 (1966) がまとめた杭の根入れ長さと杭の挙動の関係を示したものである. 久保は杭の挙動を根入れ長さの違いによって剛杭から長杭の 4 段階に分類しさらに、そのうちの長杭以外の 3 つの区分をまとめて短杭と称している. これらの分類の基本となる長さとして曲げモーメントの第一ゼロ点  $l_{m1}$  がとられている.

久保は、根入れ比として以下の量を定義している.

$$E_r = l/l_{m1} \tag{A.7}$$

表-A.1: 短杭の遷移点

$L$	$0.6l_{m1}$	$1.0l_{m1}$	$1.5l_{m1}$
剛性杭	第二過渡領域 短杭	第一過渡領域	長杭 ↓ 有効長
長杭	杭の下端部が地盤中に固定された状態となっており、杭の挙動に対し、根入れ長が無関係。		
第一過渡領域	杭の下端部における固定状態は不十分であるが、杭の挙動は長杭の場合と変わらない。		
第二過渡領域	変位や傾斜が長杭よりも著しく大きくなる。 杭の曲がりはかなり大きい。		
剛性杭	杭の曲がりが無視できる程度で杭の動きは回転運動に近い。		

ここに、

$l$  : 杭の根入れ長

である。なお、ここにいう  $l_{m1}$  は、長杭の場合の曲げモーメント第一ゼロ点であることに注意が必要である。また、 $l_{m1}$  が荷重レベルによって変化する量であることにも注意が必要である。

さらに久保は、短杭と長杭の境界である、根入れ比  $E_r=1.5$  をもって有効長と呼ぶことを提唱している。

参考文献

American Petroleum Institute(2000): Recommended Practice for Planning, Design and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design, pp. 63–66.

Penzien, J., Sheffey, C.F. and Parmelee, R.A.(1964): Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, Proc. of ASCE, Vol.90, No.EM3, pp.223–254.

Poulos, H.G.(1971a):Behavior of Laterally Loaded Piles : I– Single Piles, Proc. of ASCE, No.SM5, pp.711–731.

Poulos, H.G.(1971b):Behavior of Laterally Loaded Piles : II– Pile Groups, Proc. of ASCE, No.SM5, pp.733–751.

## 付録 A 杭の軸直角方向抵抗に関する一般的事項

Poulos, H.G.(1972):Behavior of Laterally Loaded Piles : III- Socketed Piles, Proc. of ASCE, No.SM4, pp.341–360.

運輸省港湾局監修 (1999) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.455–474.

木村嘉富・大越盛幸・阪野彰・福井次郎 (1998) : 水平地盤抵抗の復元特性に関する一考察, 第 38 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1481–1482.

久保浩一 (1966) : 短杭の横抵抗, 港湾技術研究所報告第 5 巻第 13 号, 38 p.

神田政幸・竹村次朗・日下部治 (1999) : 遠心模型実験による砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係, 土木学会論文集 No.631, III-48,pp.355–369.

神田政幸・竹村次朗・日下部治 (2000) : 砂地盤中の単杭の  $p$ - $y$  関係のモデル化, 土木学会論文集 No.645, III-50,pp.191–207.

神田政幸・竹村次朗・日下部治 (1999) : 砂地盤中の単杭の水平抵抗に関する遠心模型実験, 土木学会論文集 No.680, III-55 ,pp.155–167.

元井康雄・西山高士・茶谷文雄 (1998) : 異形断面を有する連続基礎の水平抵抗について (その 6 地盤の抵抗力の評価), 第 33 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1491–1492.

## 謝辞

本論文で取り扱った軟弱地盤着底くし形構造物の課題は、私が基礎工研究室に配属になったときに最初に与えられたテーマのひとつでした。当時、港湾技術研究所の各研究室において熊本に新しい港を建設するためにさまざまな実験研究が行われていた。振り返ってみれば、熊本港建設のための新しい防波堤構造の開発は私が運輸省に入省したときに既に始められていたものでした。まだ右も左もわからぬ間に現地における実物大の載荷試験を見学に行ったときのことを今でも鮮明に覚えている。その後、私は一度研究所を離れ二年ほど設計実務に携わり、改めて軟着底と出会ったわけからです。その後、散発的に軟着底の問題とは関係をしてきたが、近年になって軟着底の設計の見直しをしたいとの提案が当時の運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所からありました。このようなことが契機となって、再度過去のデータを洗い直し、論文として取りまとめたものです。

東京大学大学院教授龍岡文夫先生には本論文の構成から取りまとめ全般に渡り懇切なご指導を賜りました。なかなか筆の進まない私を絶えず激励してくださり、このような形にまとめることができたのは一重に先生のお蔭であると思います。感謝の念に耐えません。また、東京大学大学院東畑郁生教授、佐藤慎司教授、東京大学生産技術研究所小長井一男教授、古関潤一助教授には、有益な討議とご助言を頂きました。ご指導いただきました諸先生方に深く感謝いたします。

上で述べましたように、私が基礎工研究室に配属になったときには本研究のプロジェクトは既に始まっていました。そのテーマを私のテーマとして与えてくださったのは高橋邦夫理事(当時基礎工研究室長)でした。基礎工研究室に配属になってから、留学を含めた2年の間、私自身のテーマをどうすべきかについて大いに悩んでいました。その間、高橋理事は私を温かく見守って下さいました。そして、研究の進め方から、論文の書き方に至るまで何から何まで教えていただきました。特に本論文をまとめることについては初めからいろいろとご心配を頂きました。小林正樹博士(当時土性研究室長)、土田孝土質研究室長(当時土性研究室研究官)には私がはじめて港湾技術研究所に入所したときから指導して頂いております。お二人は私が就職した時の上司ということもあり、常に、研究面のみならず、さまざまな面でお世話になりました。

独立行政法人港湾空港技術研究所小和田亮理事長、小沢大造前地盤・構造部長(現沿岸開発技



## 謝辞

術研究センター)、田中洋行地盤構造部長には、論文作成にあたり、激励のお言葉とともに、さまざまなご配慮を頂きました。

基礎工研究室の皆さんにも大変お世話になりました。春日井康夫氏(現広島港湾空港工事事務所長)は軟弱地盤着底式くし形構造物の最初の室内実験の計画の担当者でした。春日井氏の計画された実験が私の研究の第一歩となりました。中村竜一氏(現佐世保市役所)、壱岐幸史氏(現九州地方整備局)、朝木祐次氏(現中国地方整備局)、廣橋哲次氏(現九州地方整備局)、小椋卓実氏(現四国地方整備局)、大岡秀哉氏(現 JICA)の各氏が本研究で用いた実験の担当者です。彼らのアイデア、努力なしにはこの論文はありえませんでした。同時に、基礎工研究室で研修生・実習生としてひと時を過ごされた、吉田渉氏(現日本工営(株))、吉野博之氏(現八千代エンジニアリング(株))、浜崎義弘氏(現神戸製鋼所(株))、椋木俊文氏(現クイーンズランド大学留学中)の各氏に検討していただいた事項がこの論文の中で生かされています。砂地盤中の杭の繰返し載荷に関する実験は日本鋼管(株)、大成建設(株)、構造部海洋構造研究室(当時)との共同研究の一環で実施したものです。この実験では、日本鋼管(株)の鈴木操氏にご尽力いただきました。この一年半の間、水谷崇亮氏と木村淳治氏には独立行政法人に移行した大変な時期に業務上のサポートをしていただきました。特に、水谷氏には論文作成上の技術的なサポートをしていただき、大変助かりました。

山崎浩之動土質研究室長、水上純一氏(現関西国際空港(株))とは研究のさまざまな過程でたくさんの議論をさせていただきました。貴重なディスカッションがたくさんありました。

平成 11 年から始まった熊本港の軟弱地盤着底式防波堤の設計の見直しの委員会が私のこの論文をまとめる上での大きな原動力となりました。この委員会の委員長の善功企九州大学大学院教授をはじめ、沢口正俊筑波大学名誉教授、大谷順熊本大学教授、山本修司国土総合技術政策研究所港湾研究部長、横田弘構造強度研究室長の各委員、国土交通省九州地方整備局の熊本港湾空港工事事務所の各位、下関港湾空港技術調査事務所の各位、(財)沿岸開発技術研究センターの担当者、日本海洋コンサルタント(株)の担当者の皆さんとの議論が大変参考になりました。

上述のすべての皆様の温かいご支援とご協力のおかげでこの論文をまとめることができました。心からの感謝の意を表します。

私が土質力学を勉強し始めてから 20 年余りの間にお付き合いをさせていただいた多くの皆様が私を育ててくださいました。個別にお名前を挙げることはいたしません、感謝の気持ちに変わりはありません。

最後に、私的な面から私を支えてくれた両親、家族に感謝いたします。

2002.7.21

菊池喜昭