

港湾技研資料

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

No.264

June, 1977

—地盤のすべりに対する杭の抵抗力—

中 山 茂 雄
清 宮 理

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	1
1. ま え が き	1
2. 実験方法とその内容	2
2.1 実 験 装 置	2
2.2 模 型 杭	4
2.3 地盤と載荷実験	5
2.4 測定項目と測定方法	7
2.5 地盤の変位の設定	8
2.6 実 験 の 手 順	8
3. 実験結果とその解析	9
3.1 北島・岸の方法による解析	9
3.2 解析に必要な諸定数	13
3.3 地 盤 の 変 位	14
3.4 長杭一長杭モデル	14
3.5 長杭一短杭モデル	18
3.6 中間杭一中間杭モデル	21
4. 有限要素法による理論解析	24
4.1 有限要素法による理論解析の概要	24
4.2 解 析 モ デ ル	24
4.3 解 析 結 果	27
5. む す び	34
参 考 文 献	34

Resistance effect of piles against slides in the ground

Shigeo NAKAYAMA*

Osamu KIYOMIYA**

There are many methods to evaluate the resistance effect of the piles against the slides in the ground. This paper describes examining the method proposed by Kitajima and Kishi by means of laboratory test and theoretical analysis by finite element method (F.E.M.). The lateral forces acting on the piles are calculated by measured values of bending strains occurred in the model piles. The values of these lateral forces roughly agreed with measured values by oil-pressure gauges equipped with the test vessel. Therefore Kitajima and Kishi's method is endorsed experimentally.

Through the theoretical analyses by F.E.M., a value of coefficient of subgrade reaction depends on the interval between the piles and has a great influence on lateral displacements or sectional forces occurred in the piles. However, Kitajima and Kishi's method considers only the resistance effect as single pile, therefore there is a certain limit to use this method practically. The authors think that this method is theoretically proper, however, determining the lateral forces, the value of coefficient of subgrade reaction, and so on in pile designs will be studied further.

* Ex-Chief of the Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division
** Member of the Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

地盤のすべりに対する杭の抵抗力

中山 茂 雄*

清 宮 理**

要 旨

くい基礎において仮定したすべり面がくいを横切る場合には、杭の抵抗によって安定性が增大することが期待される。円形すべりの安定計算の中にこの杭の抵抗効果を定量的に取り入れるの計算方法は、港湾関係のみならず各方面でも研究が盛んに行われ、多くの計算法が提案されている。港湾構造物設計基準においても、杭の抵抗効果を評価する方法にも言及している。本報告は、杭の抵抗効果についての計算法の中で、北島・岸による計算法に対して模型実験および有限要素法による理論解析により検討したものである。

模型実験においては、測定した模型杭の抵抗力は、実験装置の構造・能力の点から100～200 kg程度の小さなものであり精度良く測定することは困難であった。模型杭に生ずる曲げひずみ、また、ひずみの分布形状から算定される北島・岸の方法で定義する水平力（杭とすべり面との交点に作用するせん断力）は、測定された杭の抵抗力とオーダー的に一致し、北島・岸の方法が理論的に妥当なものであることが裏付けられた。ただし円形すべりの安定計算の中に杭の抵抗効果を組入れる際には、杭の組合せパターン、水平力の取り方、地盤耐力の考え方などなお検討の余地があり、さらに詳細な実験等による検討が必要である。また、有限要素法による理論解析によれば、杭の打設間隔に対する地盤耐力の値が、杭の変位、断面力に大きく影響することがわかった。単杭としての抵抗効果の評価しか行っていない北島・岸の方法の適用限界について検討を要しよう。

模型実験および理論解析を通じて北島・岸の方法の妥当性を検討したが、この方法を実際面で適用するには、水平力、地盤耐力等についてさらに十分な検討が必要である。

1. ま え が き

軟弱地盤上に構造物を建設した場合、地盤が構造物を支持できず、地盤にすべりを生じ構造物が転倒することがある。構造物の安全確保のためには、種々の工法がとられているが、地盤改良工法が最も普遍的なものである。地盤改良を行ったあと円形すべり等に対しても構造物の安定性が確保できることを確認している。港湾構造物の設計基準においては、杭あるいは矢板構造物に対して、杭自体のすべりに対する抵抗力を多少期待はされるとするものの杭の抵抗力を実際設計上で期待してもよいとは規定していない。これは杭の抵抗力を算定する方法が完全には確立されていないからであるが、円形すべりに対する杭の抵抗効果を何らかの形で数値化できうれば、杭基

礎あるいは矢板壁構造物に対し、より合理的かつ経済的な設計がなされうるのであろう。円形すべりにおける杭の抵抗効果に関しては、港湾構造物以外でも、地すべり防止構造、道路橋下部構造など軟弱地盤における構造物の設計として各方面で研究されている。港湾構造物の設計に関しては、鉛直控え杭の模型実験により提案されたすべりに対する杭の抵抗力としてすべり面を地表面と仮定した場合の $l_{m1}/3$ （ただし l_{m1} は頭部自由杭の曲げモーメント第一ゼロ点）までの受動土圧をとる方法及び杭と地盤の相互作用の考察に基づく抵抗算定法としての北島・岸により提案された方法¹⁾（以下「北島・岸の方法」と呼ぶ。）が紹介されている。これらの方法が、実際の構造物の設計に際して採用されたという例はなく、実験結

* 前構造部沈埋構造研究室長

** 構造部沈埋構造研究室

果の集積を待って適用すべきであるとしている。他の分野では、杭の抵抗力をすべり面下部の弾性的性質を持つ地盤に固定され、すべり面上部で地すべりによる受動土圧を受ける一種の片持バリとする渡・中村の方法²⁾、すべり層の地盤性状を考慮して杭に作用する土圧を塑性変形及び塑性流動に基づいて求める伊藤・松井の方法³⁾、地すべり防止杭の現場実測結果から杭にかかる土圧を推定している福本の方法⁴⁾などがある。

これらの方法の詳細については本報告では省略することとし、北島・岸の方法について模型実験並びに電子計算機による理論解析により検討したものを報告するものである。

2. 実験方法とその内容

2.1 実験装置

実験に用いた装置は、図2・1に示す地中ひずみシミュレーター⁵⁾とよばれるものである。この装置の説明を行う前に触れておかなければならない事項がある。実際のすべり破壊の現象では、杭を横切る地点付近でのすべり面はほぼ水平に近い面を有すると考えられる。しかし、この地中ひずみシミュレーターは構造上このような現実に近いすべりを発生することは不可能であり、模型地盤内に鉛直のすべり面しか発生させることができないものである。これは実験が図2・2に示すようなモデル化を行い、現実のすべり現象とは90度傾きのある状態（模型

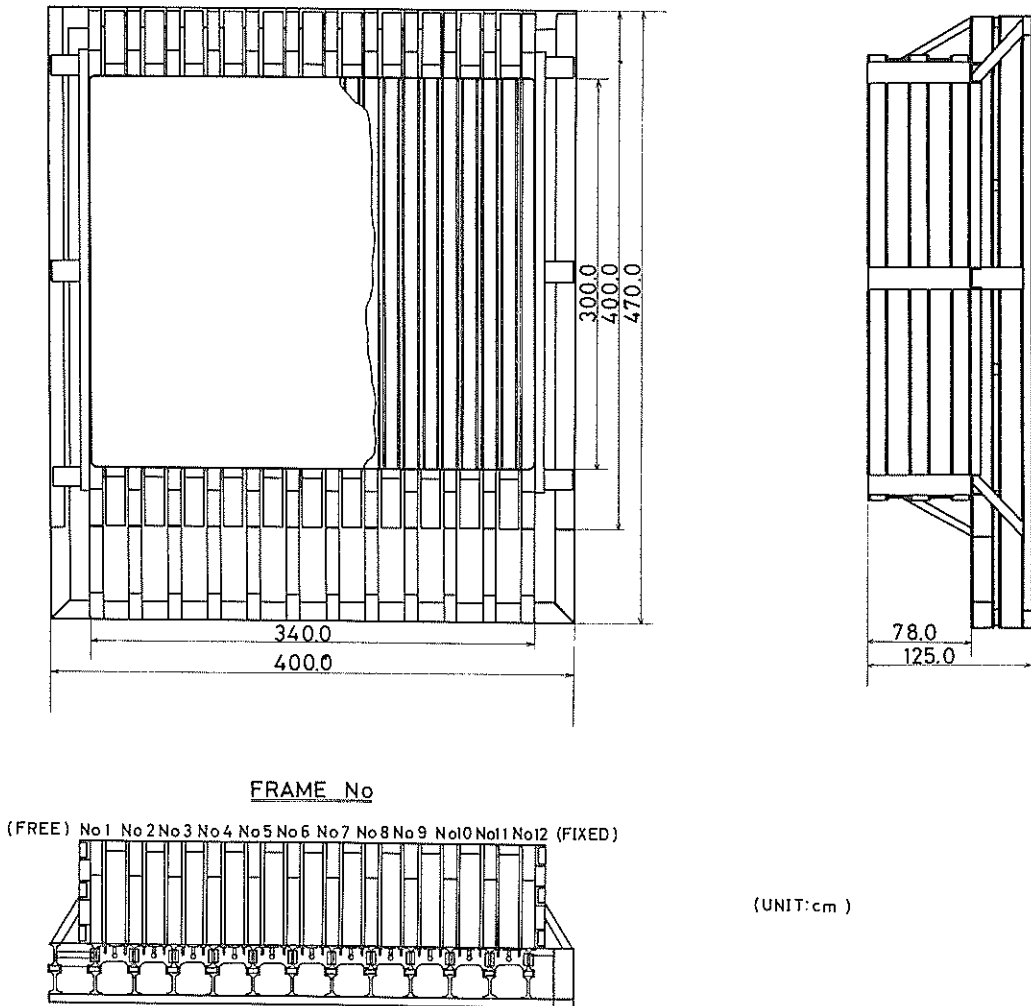


図2・1 地中ひずみシミュレーターの構造

杭は水平に設置されている。)で行われていることを意味している。このため、実験においての模型地盤面(現実のすべり現象と対比させれば、地盤面の存在は考えられない。)の存在が実験結果にどの程度の影響を持つかということが問題となり、実験に先立ち地盤面上の処置について、荷重載荷などの方法を検討したが、実施上の問題から難点が多く、実験において地盤面に対して対策を考せず行うこととした。

地中ひずみシミュレーターは、試験槽、制御部及び動力部より構成されている。試験槽の大きさは、縦3.4 m、横3.0 m、高さ0.78 mである。試験槽は、11本の可動できる主フレームと1本の固定された主フレームから構成され、主フレームと主フレームの間には副フレームがある。フレーム面上の側面は、鉄板、底面はゴム板でおおわれている。主フレームは、基礎ビーム上のローラー

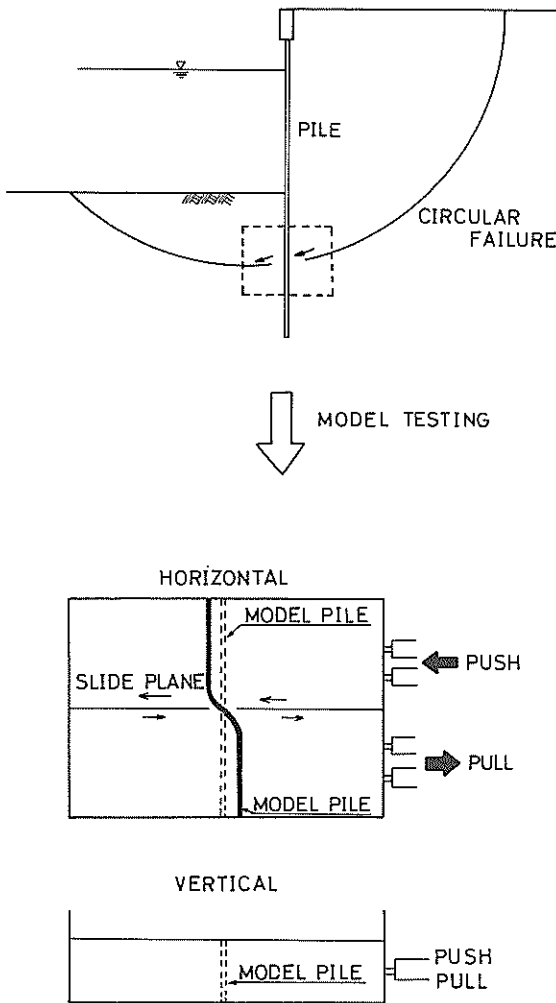


図2・2 円形すべりのモデル化

の上に載せられており、11本の各フレームにそれぞれ複動式油圧ジャッキが取り付けられており、各々独立して可動させることができる。この油圧ジャッキの能力は、最大50トンであり、制御部の電磁弁をコントロールすることにより試験槽内の地盤に、±5 mmまでの任意の変位を発生させることができる。各々の油圧ジャッキには、主フレームにかかる圧力を測定するため、写真2・1に示すように押し側及び引き側に各々100 kg/cm²用の圧力計が取り付けられている。

すべり面内に置かれた杭の抵抗力は、この油圧ジャッキに取付けてある圧力計によって測定した。実験中この圧力計が示す値は、杭の抵抗力、土のせん断に必要な力及び試験槽固有の機械抵抗力の三者の合計値と考えられる。この試験槽固有の機械抵抗力についてあらかじめ測定を行った。試験槽内を空にし、槽中央でせん断力を発生させるような変位を与えた。図2・3がその結果を示すものである。No.7~No.11フレームにおける推力の値が不規則となっているが、せん断面に近い所では最大でおおよそ1,000 kgの抵抗力があることを示している。なお推力の算定にあたっては、圧力計の指示値に、押し側(ジャッキの在る側を基準として試験槽の方向を押し側とする。)ではシリンダー断面積200 cm²、引き側では同じく150 cm²を乗ずるものとした。

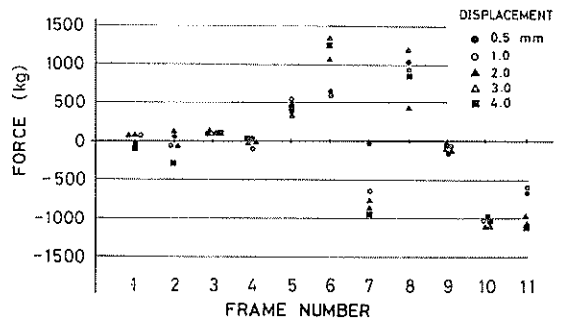


図2・3 シミュレーターの機械抵抗力



写真2・1 ジャッキ及び圧力計 (番号はフレーム番号)

2.2 模型杭

実験に用いた模型杭は、単純な形状をした矩形断面のものとした。この模型杭は、シミュレーターに発生するすべり面を横断して設置するものであるが、すべり面から模型杭の両端までのそれぞれの距離によってその挙動が異なってくる。すなわち、すべり面内に設置された杭の長さや地盤のせん断強さにより、杭の抵抗力の算定が異なってくる。したがって、杭の長さや地盤破壊の有無によって模型杭の組合せモデルを分類しなくてはならない。ここでは、杭の根入れ長さ（すべり面から杭の先端までの距離）によって短杭、中間杭、長杭の三つに区分して考えた。

2.2.1 杭長の形式

すべり面を中心として、2つに分割される杭長の組合せは、数多く考えられるが、北島・岸の方法をもとに次に示す形式に限定した。

長杭～長杭 (L～L) モデル

中間杭～中間杭 (M～M) モデル

短杭～長杭 (S～L) モデル

ここで言う長杭とは、杭の長さが十分長く、杭の上部で横方向の力が働いたとしても、杭のある深さより深いところでは地盤に固定され、たわみもたわみ角もゼロとなる杭をいうものである。短杭とは、杭の長さが比較的短く、杭に働く地盤反力が等分布にかかるものをいうものとし、中間杭とは、これら長杭と短杭の中間にあり、杭の上部で横方向力が働いた時、杭先端においてたわみ、たわみ角がゼロとはならないものである。

2.2.2 相似則

模型杭の諸元は、試験槽の大きさから、最大 3,200 mm までと決め、実物杭では円形断面の鋼管を考えているが、簡単な形状の矩形断面とし、その杭幅は、模型杭の曲げ剛性と地中ひずみシミュレーターの能力とを勘案し、20 cm と決めた。表 2・1 に相似則を用いた模型杭の諸量を示す。表 2・1 から設定される曲げ剛性は、実物杭との相似性を満足する場合（杭の厚さ $t=9$ mm）と、その曲げ剛性の 6 倍程度大きい場合（ $t=12$ mm）の 2 つのケースを考えた。ただし、この 2 つのケースは、双方とも杭長、杭幅、材質は同じである。

表 2・1 模型杭の諸元

	実物杭	相似率	模型杭
杭長	2,000 cm	$\lambda = l_n / l_p = 0.08$	160 cm
杭幅	$\phi 81.28$ cm		20 cm
曲げ剛性	$5.082 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$	$\nu = (EI)_n / (EI)_p = \mu \lambda^4$	$3.416 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$
地盤弾性係数	121.9 kg/cm^2	$\mu = (E_s)_n / (E_s)_p = 0.1641$	20 kg/cm ²
材質	SS41		SS41p

2.2.3 模型杭

実験に使用した模型杭の形状・寸法は図 2・4 に示すものであり、No. 2, No. 3, No. 4, 及び No. 9 杭については、長杭としての杭端の固定条件をより満足させるために、図 2・5 に示すアンカー部を設けた。模型杭の曲げ剛性は、図 2・6 に示す方法で較正を行った。これは、模型杭に杭変位測定用の板を取付けているための検定でもある。載荷重は、4 段階とし、ひずみ、変位の測定を行い、逆算して曲げ剛性を求めた。図 2・7 に No. 2 杭についての較正結果を示す。この No. 2 杭の計算曲げ剛性は、 $E I = 1,433 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ 、実験値では、 $1,348 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ となった。

PILE No.	DIMENSION OF PILE		
	(UNIT: mm)		
No. 1 L～L	3200 × 200 × 9		
No. 2 L～L	3200 × 200 × 16		ANCHORED
No. 3 L～L	3200 × 200 × 16		ANCHORED
No. 4 L～L	3200 × 200 × 16		ANCHORED
No. 5 M～M	1000 × 200 × 9		
No. 6 M～M	1600 × 200 × 16		
No. 7 S～L	1720 × 200 × 9		
No. 8 S～L	1790 × 200 × 16		
No. 9	2300 × 200 × 9		ANCHORED

図 2・4 模型杭の寸法

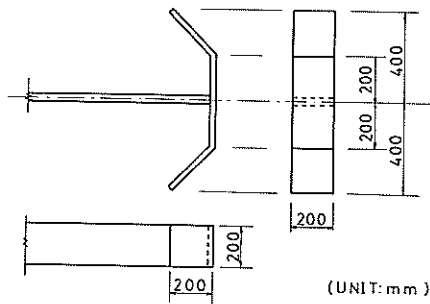


図 2・5 アンカー部

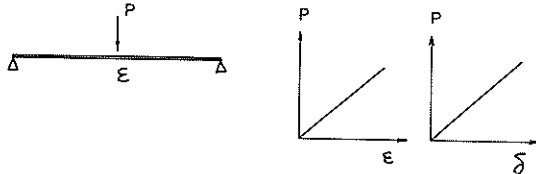


図 2・6 校正方法

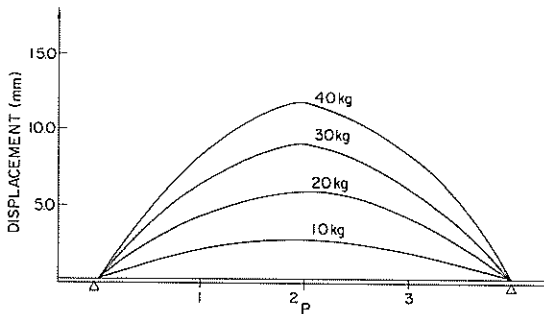
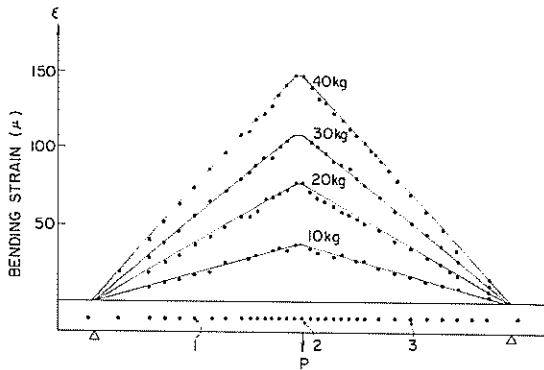


図 2・7 校正による結果

2.3 地盤と載荷実験

2.3.1 使用した砂、地盤

実験地盤層に用いた砂は、知多半島産の山砂でわずかにシルト分を含んだ中央粒径 0.6 mm 程度の乾燥砂である。図 2・8 に粒度分布を示す。実験地盤層を作成するにあ

たっては、使用する砂の全重量をあらかじめ重量測定して砂箱に確保しておき、各実験ケースとも同一の砂を用い、同一の締固め方法で地盤層を作成した。砂層の締固め方法は、模型杭の埋込み深さによって相違するが、大体 10~15 cm 毎に全体を 2, 3 及び 5 層に分け、写真 2・2 に示す振動式ソイルコンパクターにより行った。この締固め方法で行った結果、地盤層厚は、決められた値におさまり、使用砂の全重量を試験槽の砂の体積で除した平均的な単位体積重量は、目標の 1.8 t/m³ に対して、1.88 t/m³ に統一できた。

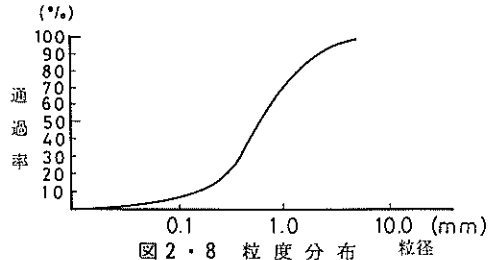


図 2・8 粒度分布

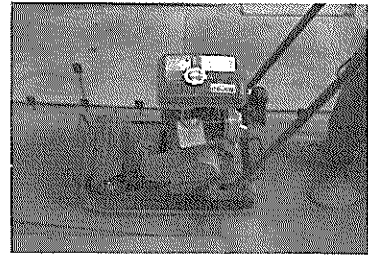


写真 2・2 ソイルコンパクター

2.3.2 載荷実験

実験地盤層の横方向地盤反力係数を推定するために、杭を本実験の場合と同じく横に設置した状態で模型水平載荷実験を行った。実験装置を図 2・9 に、また模型杭の諸元及びひずみ、変位の測定位置を図 2・10 に示す。載荷は 8 サイクル行った。第 1 サイクルは、予備的に行い、荷重の大きさと地盤破壊の関係を観察した。その後、第 2~5 サイクル及び第 6~8 サイクルを各々連続的に行った。地盤破壊が発生する荷重を 50 kg 程度と考え、第 2~5 サイクル荷重では地盤が弾性範囲の実験（第 5 サイクルは、地盤破壊まで荷重を上げた。）とし、第 6~8 サイクル荷重では地盤破壊までの繰返し実験とした。なお、各実験シリーズを開始する前に地盤の手直しを行った。図 2・11 (a), (b) に載荷重と載荷点における杭の変位を示す。また、第 1 サイクルにおける杭に発生したひずみを図 2・12、変位分布を図 2・13 に示す。横方向地盤反力係数を推定するに当たり、第 2, 3 及び 5 サイクル

における載荷点での変位について、地盤を弾性体と仮定するチャン (Y. L. Chang) の式を用いた計算によるものと比較した。

杭頭が自由の場合、水平力 P が作用した時の変位との関係式は、次式によって与えられる。

$$\frac{\delta}{P} = \frac{1}{2EI\beta^3}$$

ここで $\beta = \sqrt[4]{E_s/4EI}$

$E_s = k_h \cdot B$ (k_h : 横方向地盤反力係数, B : 杭幅) なる関係より, k_h をパラメータとして $k_h = 0.05$ から 2.0 まで変化させた場合の関係を図 2・14 に示す。この結果模型地盤の横方向地盤反力係数を $k_h = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ とした。

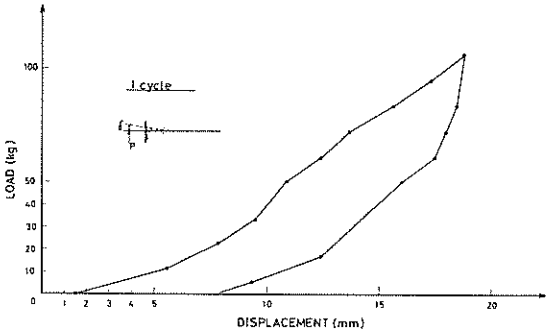
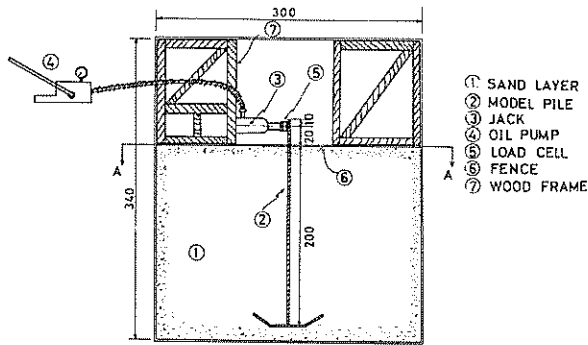


図 2・11(a) 荷重・変位曲線



(UNIT: cm)

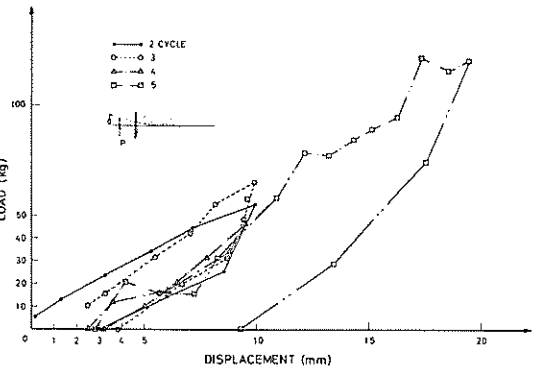


図 2・11(b) 荷重・変位曲線

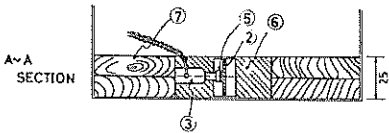


図 2・9 載荷実験装置

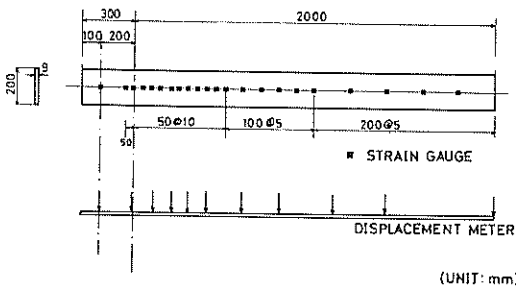


図 2・10 ひずみゲージ・変位計の位置

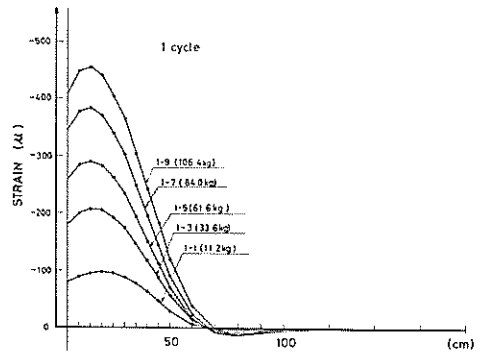


図 2・12 ひずみ分布

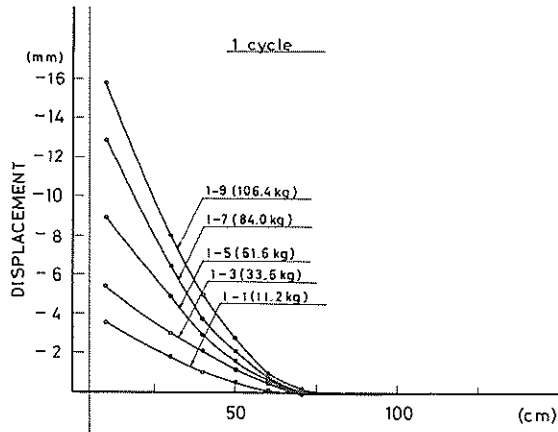


図 2・13 変位分布

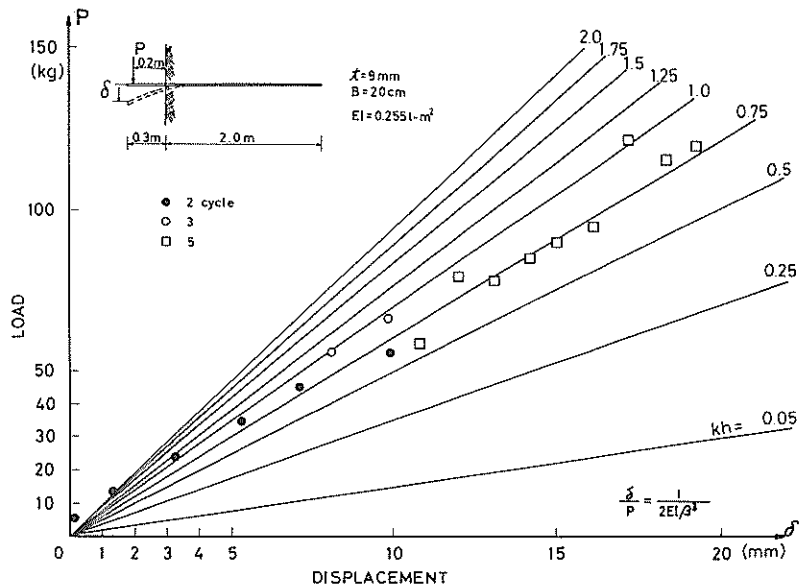


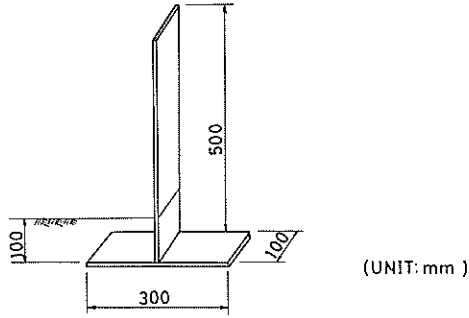
図 2・14 地盤反力係数

2.4 測定項目と測定方法

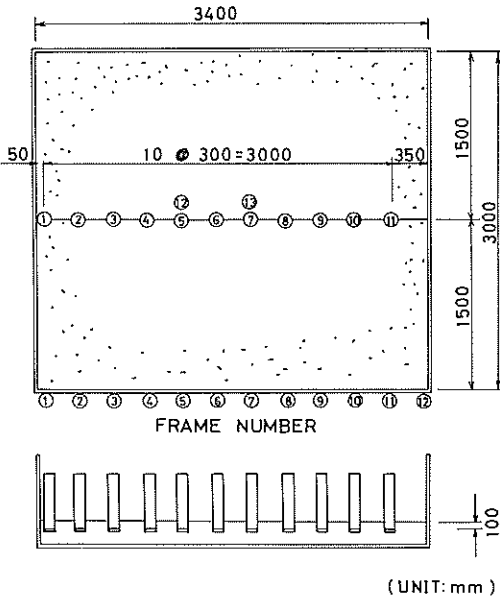
地盤反力の測定は、実験装置のフレームを動作させる油圧ジャッキに取付けられた圧力計の値から算定した。圧力計の値は、実験地盤にすべりを与えている間、2台のモータ・ドライブ付カメラで連続的に撮影し、このネガフィルムを拡大機により拡大させて読取り、既に述べたが、押し側ではシリンダー面積 200 cm²、引き側では同じく 150 cm²を乗じて推力を算定した。

地盤変位の測定は、図 2・15 に示す逆 T 字形の変位測定板を地盤内に埋込み、地盤面から突出した板の変位を電

気式変換器により測定する。この測定は、模型杭を埋込む前に行っておく。模型杭の変位は、図 2・16 の様な模型杭に取付けた変位測定板を地盤表面上に突出し、測定板に変位変換器をセットして測定した。また、模型杭の変位の測定精度を上げるために、模型杭の傾斜の測定を行った。傾斜は図 2・16 にも示されているように変位変換器を 2 台セットして測定した。模型杭の曲げひずみの測定は、模型杭の表裏にひずみゲージを貼付ける 2 ゲージ法による。



(UNIT: mm)



(UNIT: mm)

図 2・15 地盤変位測定

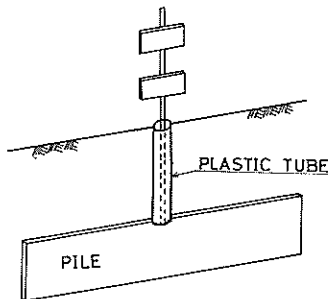


図 2・16 変位測定板

2.5 地盤の変位の設定

試験槽の主フレームを動作させて、試験槽内の地盤に発生させるせん断ひずみ量は、各々の主フレーム中心軸の間隔が、30 cmでありまた最大主フレームの移動量は ± 5 mm であるので、 $r = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{0.5 \text{ cm} \times 2}{30 \text{ cm}} = 0.033$ より約 3% となる。地盤がせん断力を受けて降伏状態にある場合のせん断ひずみ量は、 $\tau_f = 2(1 + \nu) / E \cdot \tau_f$ で求められる。ここで、地盤の弾性係数 $E = 150 \text{ t/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ 、 $\tau_f = \sigma \tan \phi = 0.19 \text{ t/m}^2$ と仮定して求めると、0.3% となる。このことから地中ひずみシミュレーターによって、地盤にせん断力を与え、地盤の降伏状態を再現させることができる。今回の実験は、装置の構造上の制約から図 2・17 に示すように、地盤のすべり幅を 30 cm と 60 cm に設定して、主フレームを 0.5、1.0、2.0、3.0 及び 4.0 mm 変位させた時の実験を行った。表 2・2 に各々の実験ケースで地盤に発生すると考えられるせん断ひずみ量を示している。

表 2・2 地盤のひずみ

地盤変位 u	$L = 60 \text{ cm}$ せん断ひずみ r	$L = 30 \text{ cm}$ せん断ひずみ r
0.5 mm	0.17 %	0.34 %
1.0	0.33	0.67
2.0	0.67	1.33
3.0	1.00	2.00
4.0	1.33	2.67

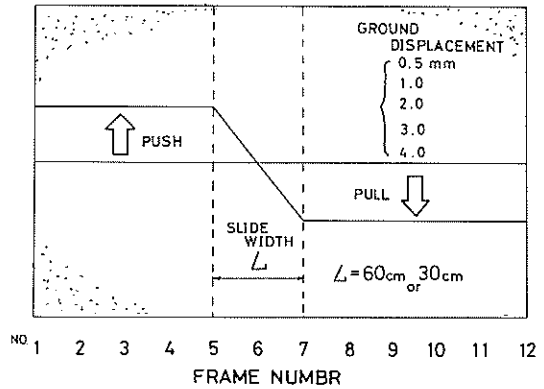


図 2・17 すべりの発生状況

2.6 実験の手順

実験の順序は、図 2・18 のフローチャートに示すが、各ケースともその順序は基本的に同じである。実験は、

最初に杭の埋設されていない状態での地盤の挙動を把握する。2.3.1で述べた締固め法により、実験槽内に地盤を作成する。変位測定板を各主フレーム軸線上の中心に設置しておく。実験装置の制御部を操作して主フレームを0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0 mmの5段階に順次変位を与え、変位の各段階毎に変位測定板にセットした電気式変位変換器を用いて地盤の実際の変位量を測定する。また、主フレームに作用する油圧ジャッキの圧力の値を読取る。すべり幅を60 cmとするケースでは、No.1からNo.5までの油圧ジャッキを押し側に、No.6を固定、No.7からNo.11までを引き側に操作する。すべり幅を30 cmとするケースでは、No.1からNo.6までの油圧ジャッキを押し側に、No.7からNo.11までの油圧ジャッキを引き側に操作する。この一連の予備的実験で、フレームの移動量と地盤の移動量とが把握できる。

地盤の予備的実験が終了した段階で、本実験を行うため変位測定板を取出し、模型杭を埋設して、既に行った同じ要領で地盤を作成する。この実験槽内の地盤に模型杭が埋設された状態で、主フレームを予備的実験と同様の操作を行い、その時の模型杭に発生するひずみ量、変位及び圧力を測定して実験の1ケースを終了する。

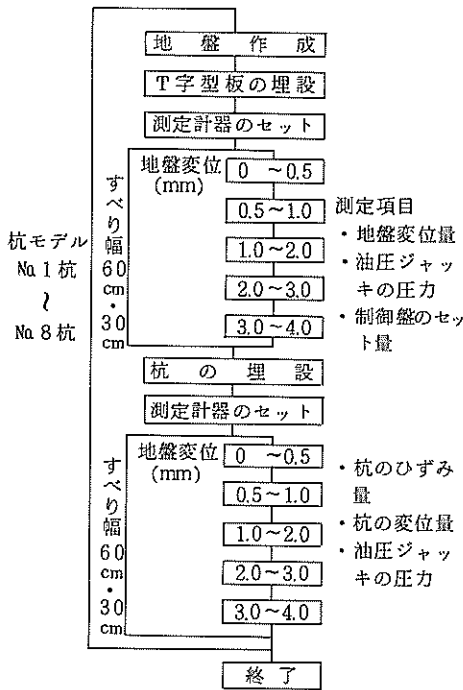


図2・18 実験フローチャート

このような手順で、No.1からNo.8杭までの順次実験を行う。ただし、No.3及びNo.4杭は、地盤深さを各々50 cm, 70 cmとしその他の杭の場合には25 cmとした。

3. 実験結果とその解析

3.1 北島・岸の方法による解析

北島・岸の論文では、図3・1に示すように、すべり層が基盤層に対して一体の土塊としてすべり変位を発生するとき、上部のすべり土塊と下部の基盤層とが杭のみで連結されている状態を想定している。この状態を杭の解析にのせるために、理想的にモデル化すると図3・2

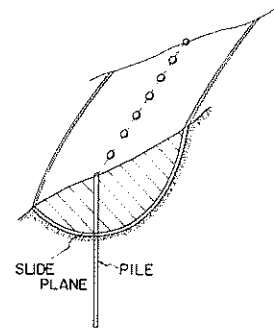


図3・1

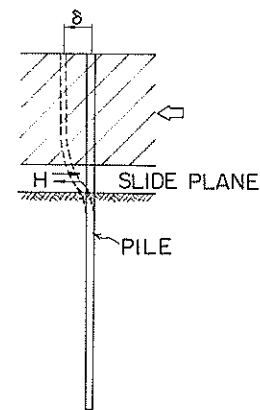


図3・2

に示すようになる。杭の解析は、上部のすべり土塊に関する杭部と下部基盤層に関する杭部とに分けて行う。各々の杭部にかかる荷重は、地盤反力以外杭には外力が存在しないところから、図3・3に示すようにすべり面との交点に発生するせん断力と曲げモーメントになる。また、境界条件としては、杭長に応じて長杭、中間杭、短杭の端部条件を用い、すべり面との交点においては、兩

杭が連続する条件を与える。杭は、地盤支持された梁として解析されるが、地盤のバネ特性は杭軸方向に一律で図3・4に示すように地盤の破壊領域を考慮している。最大地盤反力 p_{max} は、図3・5に示すような地盤破壊状態の地盤反力であり、その大きさはブロムス(B. Broms)⁶⁾の論文を用いている。

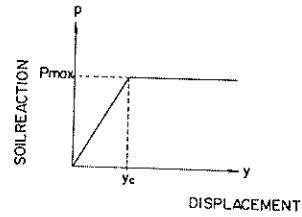


図3・4

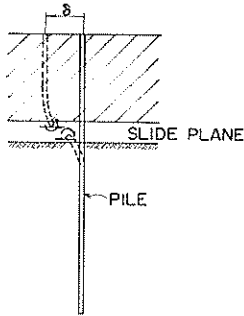


図3・3

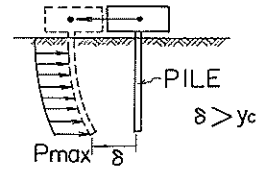


図3・5

解析結果の一例を図3・6(a), (b), (c)に示す。これは発生した地盤反力分布の定性的傾向であり、すべり面より下部を長杭、上部を中間杭と仮定する。図の(a), (b), (c)の順に、すべり土塊の変位が大きくなり、各々を δ_1 , δ_2 , δ_3 とする。北島・岸は、 δ_2 の段階で杭が曲げ破壊で破断するとき、長杭-中間杭の杭長パターンとしてすべり面との交点に発生するせん断力 (H) をもって杭の

抵抗力と定義している。しかし、 δ_3 の段階でも杭が破断しないときは、杭全長に発生した等分布の地盤反力を負担できるとして、杭の抵抗力として $p_{max} \times l_1$ (l_1 : 上部の杭長) を考えている。 δ_3 の段階は、ちょうど図3・5に示す状態であり地盤反力を地盤からの荷重と考えると、分布荷重を受ける片持ばりとして解析できる。

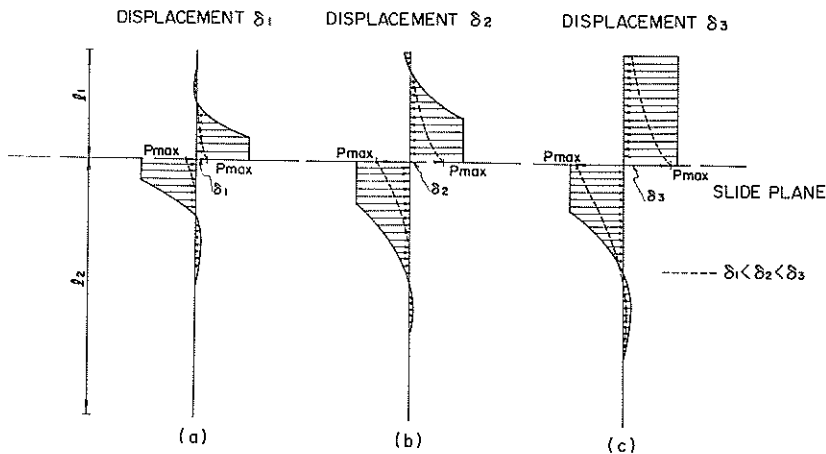


図3・6 杭の変位と地盤反力

次にこの北島・岸の方法を具体的に述べる。

基本的な考え方は、次のようなものである。

- (a) 円形すべりが発生することが予想される地盤内に杭を打設することにより杭が円形すべりに対して抵抗する。そして杭のない場合の円形すべりの計算において算定される地盤の抵抗力に杭の抵抗力を加算できる。
- (b) 杭と円形すべり面との交点に、杭の抵抗力が集中力として作用する。
- (c) 杭の抵抗力の算定方法は、チャンの方法によって行う。

(d) 杭に働く地盤反力は、地盤が弾性領域内にある場合には、杭の横方向変位に比例するとしてチャンの方法を用い、地盤が塑性領域内に入った場合には、地盤反力が一定値とするブロムスの方法を用いる。

(e) 杭は、根入れ長や端部の境界条件等の違いによって短杭、中間杭、長杭の3つに分類する。

図3・7で示されるすべり面を境とする上方及び下方の杭の長さ l_1 及び l_2 と地盤破壊の有無によって表3・1に示される計算モデルに分類する。今回実施した実験と表3・1の分類を比較検討し、解析を行ったのは、表中の番号に○印をつけているものである。

表3・1 杭モデルの組合せ

	l_1	l_2		l_1	l_2		l_1	l_2
1	S	S	6	M-NF	S	16	L-NF	S
2	S	M-NF	⑦	M-NF	M-NF	17	L-NF	M-NF
3	S	M-F	8	M-NF	M-F	18	L-NF	M-F
④	S	L-NF	9	M-NF	L-NF	⑩	L-NF	L-NF
⑤	S	L-F	10	M-NF	L-F	20	L-NF	L-F
			11	M-F	S	21	L-F	S
			12	M-F	M-NF	22	L-F	M-NF
			⑬	M-F	M-F	23	L-F	M-F
			14	M-F	L-NF	24	L-F	L-NF
			15	M-F	L-F	⑮	L-F	L-F

S : 短杭

M : 中間杭

L : 長杭

l_1 : すべり面より上の杭長

F : 地盤の一部が塑性状態

l_2 : すべり面より下の杭長

NF : 地盤は、弾性状態

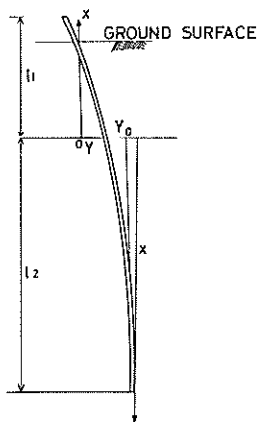


図3・7

解析を行ったもののうち、中間杭のケースで地盤の一部が塑性状態のもの、すなわち (M-F) ~ (M-F) モデルについての計算手順を次に示す。杭の変位に関する基本となる微分方程式は、

弾性領域

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad (1)$$

塑性領域

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + s_{max} = 0 \quad (2)$$

ここに EI : 杭の剛性 (t・m²)

y : 杭の変位 (m)

E_s : 地盤の弾性係数 (t/m²)

s_{max} : 地盤の耐力 (t/m²)

境界条件を与えることによりたわみ曲線の方程式が得られ、これを用いて

たわみ角 $\theta = \frac{dy}{dx}$

曲げモーメント $M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$

せん断力 $S = -EI \frac{d^3 y}{dx^3}$

が計算できる。ここで図3・8に示されるように l_1 , l_2 の長さのうち l_1 に対し l_3 , l_2 に対し l_4 の塑性領域が発生するものとすれば, I, II 領域で次に示す関係式が成立つ。

(I 領域)

$l_3 < x < l_1$ において

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + E_s y_1 = 0$$

この一般解は, $\beta = \sqrt[4]{E_s/4EI}$ として

$$y_1 = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)$$

$0 < x < l_3$ において

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + s_{max} = 0$$

この一般解は,

$$y_2 = -\frac{s_{max}}{24EI} x^4 + Ex^3 + Fx^2 + Gx + I$$

(II 領域)

$0 < x < l_4$ において

$$EI \frac{d^4 y_3}{dx^4} + s_{max} = 0$$

この一般解は,

$$y_3 = -\frac{s_{max}}{24EI} x^4 + Jx^3 + Kx^2 + Lx + M$$

$l_4 < x < l_2$ において

$$EI \frac{d^4 y_4}{dx^4} + E_s y_4 = 0$$

この一般解は,

$$y_4 = e^{\beta x} (N \cos \beta x + P \sin \beta x) + e^{-\beta x} (Q \cos \beta x + R \sin \beta x)$$

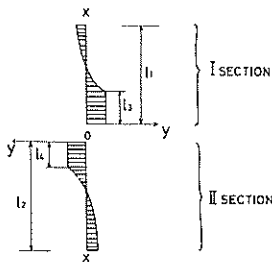


図3・8

ここで $A \sim R$ までの16個の未定係数は, 境界条件によって決まる。境界条件を次に示す。

ただし, $y' = dy/dx$ と表現する。

$x = l_1 \quad y_1' = 0 \quad y_1'' = 0$

$x = l_3 \quad y_1 = y_2, \quad y_1' = y_2', \quad y_1'' = y_2'', \quad y_1''' = y_2'''$

$x = 0 \quad y_2' = y_3', \quad y_2'' + y_3'' = 0 \quad y_2''' = y_3''' = H/EI$

$x = l_4 \quad y_3 = y_4, \quad y_3' = y_4', \quad y_3'' = y_4'', \quad y_3''' = y_4'''$

$x = l_2 \quad y_4' = 0, \quad y_4'' = 0$

境界条件の数は16個であり, 未定係数は, 塑性域の長さ l_3, l_4 を含め18個となるので通常の連立方程式の解法では解けない。今回行った方法は, l_3 及び l_4 の初期値を仮定して, 16元連立方程式を解き, 新たに l_3', l_4' を求め, この塑性域の長さを漸次収れんさせて, 全ての未定係数を求める方法をとった。計算には, TOSBAC-5600を用いた。計算に必要な入力データは, 地盤の弾性係数 E_s , 地盤の耐力 s_{max} , 杭の剛性 EI , 杭長 l_1, l_2 , 杭の断面係数 Z , 水平力 H , 及び塑性域の長さ l_3, l_4 である。出力としては, 杭の変位, たわみ角, モーメント, ひずみ, 地盤反力及び最終の塑性域の長さ l_3', l_4' である。図3・9に計算の概略のフローチャートを示す。

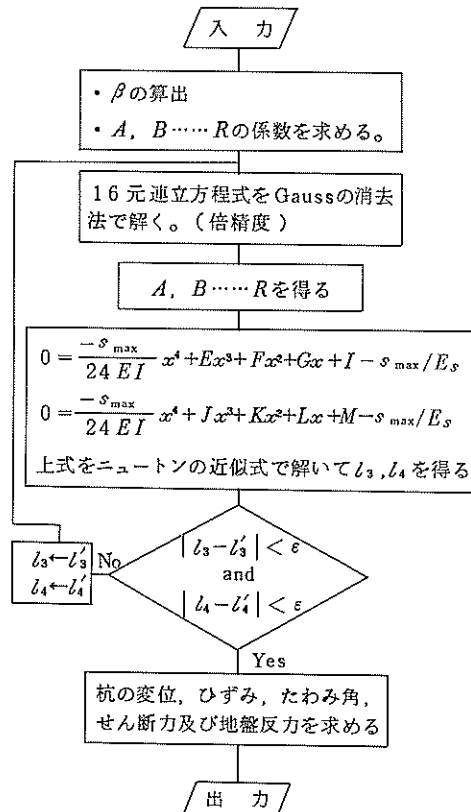


図3・9 計算フローチャート

3.2 解析に必要な諸定数

北島・岸の方法においての解析に必要な諸定数は、3.1でも述べてあるが、地盤の弾性係数 E_s 、地盤耐力（最大地盤反力） s_{max} 、杭の諸元（ l_1, l_2, EI, Z ）である。また、一般的なものとして地盤の物理的定数（土の単位体積重量等）あるいは力学的定数（土の内部摩擦角や粘着力等）が必要となる。

(a) 地盤の弾性係数 E_s

地盤の弾性係数は、2.3で述べてある通り、載荷実験の結果より求めた。載荷実験の結果から $k_b = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ が最も適切な値と思われた。この場合地盤の弾性係数 $E_s = 0.75 \times 20 = 15 \text{ kg/cm}^2$ となる。

(b) 地盤耐力 s_{max}

砂質土において杭に働く最大の地盤反力の考え方は、クーロン、ブロムス等によってそれぞれ提案されている。杭の前面に働く受働土圧をクーロン土圧で求めると次式で求められる。

$$p = D \cdot r \cdot z \cdot K_p$$

ここに D ：杭の幅

r ：地盤の単位体積重量

z ：杭の深さ（この場合、地表面より杭の重心位置までの距離とする。）

$$K_p = \text{受働土圧係数} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

今回の実験では、 $D = 0.2 \text{ m}$ 、 $z = 0.13 \text{ m}$ ($0.2 \times \frac{2}{3}$)、 $r = 1.88 \text{ t/m}^3$ であり、また三軸圧縮試験の結果（図3・10）から $\phi = 40^\circ$ と推定されたので、これらの値より p を算定すると、 $p = 0.23 \text{ t/m}^2$ と求められた。地盤の最大反力が杭の前面の受働土圧である。すなわち $p = s_{max}$ と考えれば、実験槽内の地盤の最大耐力は、 0.23 t/m^2 位であると算定できる。また、今回の実験においては、模型杭に発生するひずみ量を測定しているのので、このひずみ量分布を用いて地盤反力を算定することもできる。模型地盤にすべりを与えた時、地盤は地盤のひずみ推定値から見てすべり層内で十分に降伏していると考えられるので、このひずみ量分布から求められる地盤反力の最大値を地盤耐力 s_{max} と考えてよいであろう。

ひずみ量分布から地盤反力を算定する方法は、ひずみ量分布曲線を $y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \dots + a_n x^n$ なる多項式で近似を行う。 $a_0, a_1 \dots a_n$ の各係数は、最小二乗法を用いて決定する。 $a_0, a_1 \dots a_n$ の各係数が得られれば、上式を2階微分し、 $y'' = 2a_2 + 3 \cdot 2a_3 x + \dots + n(n-1)a_n x^{n-2}$ を求め、地盤反力 s を $s = EI y''$ で求める。

(c) 杭の剛性 EI

杭の剛性は、2.2で述べた杭の校正試験の結果から求めたが、実際の計算に用いた値は、 $E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$ 、 $I = B t^3 / 12$ (B ：杭の幅、 t ：板厚) から得られた EI を用いた。北島・岸の方法による解析を行うにあたり必要となる諸定数及びその数値をまとめると表3・2となる。

表3・2 諸定数値

地盤の弾性係数	$E_s = 150 \text{ t/m}^2$
地盤反力係数	$k_b = 0.75 \text{ kg/cm}^2$
地盤耐力 (最大地盤反力)	$s_{max} = 0.23 \text{ t/m}$ その他：ひずみの実測値より求める。
地盤の単位体積重量	$r = 1.88 \text{ t/m}^3$
地盤の内部摩擦角	$\phi = 40^\circ$
杭の剛性	$1.433 \text{ t} \cdot \text{m}^2$ (板厚16mm) $0.25 \text{ t} \cdot \text{m}^2$ (板厚9mm)

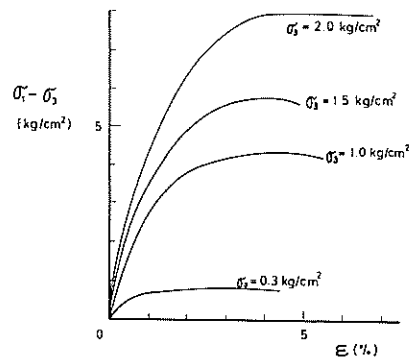
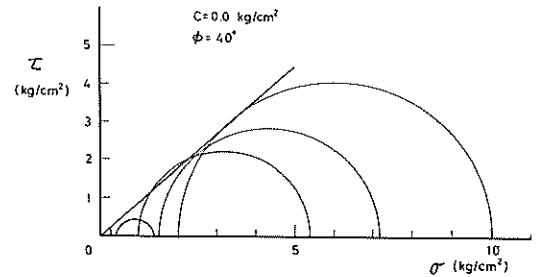


図3・10 三軸試験結果

3.3 地盤の変位

円形すべりに対する杭の抵抗力を求めるためには、杭を入れない場合、つまり地盤層のすべり抵抗力及びシミュレーターの機械抵抗力を求めなければならない。機械抵抗力については、2.1において述べたところである。杭を入れない場合の地盤の実際の挙動を、地盤変位のセット量と対応して測定した。実験の各ケース毎に地盤の挙動を測定しており、各実験毎にこの測定値が得られるが、代表的に図3・11(a), (b)にNo.2及びNo.6杭の対象とする場合の実験結果を示す。地盤の変位は、ほぼ設定通りの値が得られている。

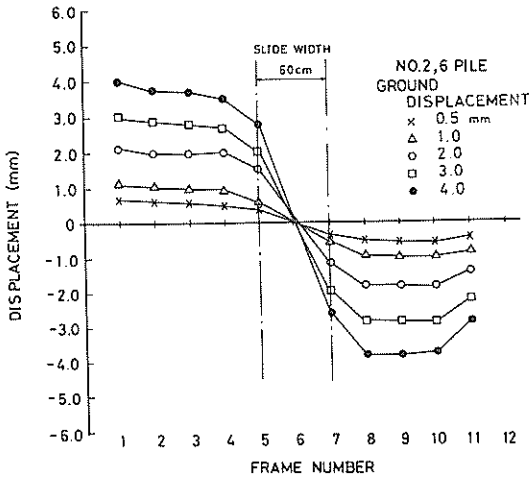


図3・11(a) 地盤変位分布 (No.2,6杭)

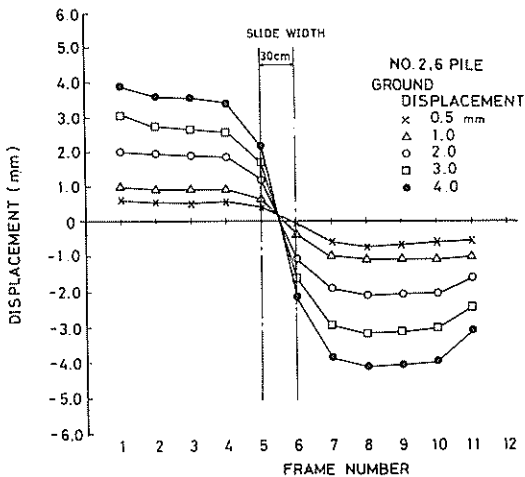


図3・11(b) 地盤変位分布 (No.2,6杭)

3.4 長杭～長杭モデル

長杭～長杭モデルに相当するものは、2.2において設定されているようにNo.1～No.4杭である。No.1～No.4杭の諸元は、長さ320cmと統一されており、板厚はNo.1のみが9mmで残りは16mmである。また、No.1杭のみ両端の固定用アンカーがなく、埋設深さは、No.1, No.2が25cm, No.3が50cm, No.4が70cmとなっている。図3・12及び図3・13は、No.1及びNo.2杭のすべり幅60cmの場合の曲げひずみ分布を示している。すべり面中央

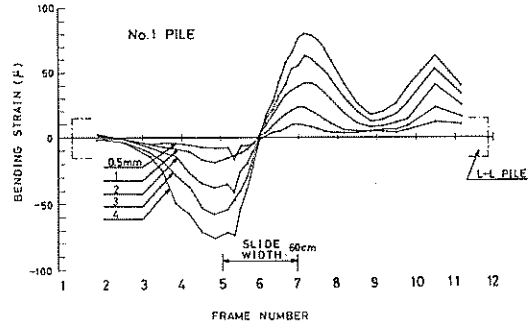


図3・12 曲げひずみ分布 (No.1杭)

でいずれも曲げひずみがゼロとなり、この点を境にして曲げひずみの符号が逆転している。

No.1杭とNo.2杭の相異点は、杭の両端にアンカーがあるかないかと板厚の違いである。曲げひずみの最大値は、すべり面に近い所で現われ、No.1杭では、すべり幅60cmの時最大値100 μ 、30cmの時にも100 μ となっている。ひずみ分布の形状は、すべり幅に関係なく相似を示す。ひずみ分布形において、フレームNo.12付近でひずみ量がでていますが、既に述べたようにこのフレームが固定されていることにより生じる現象と思われる。

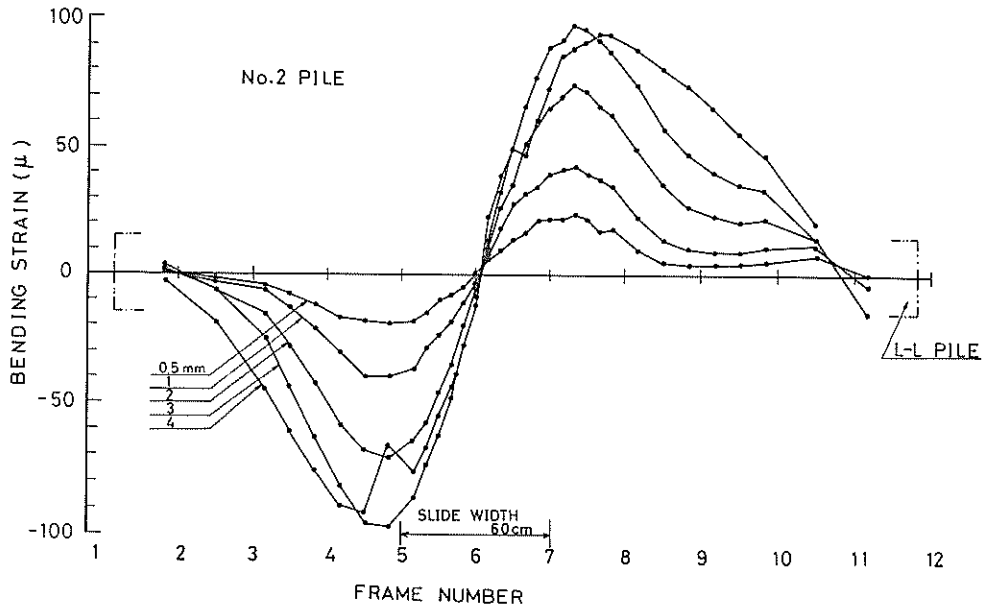
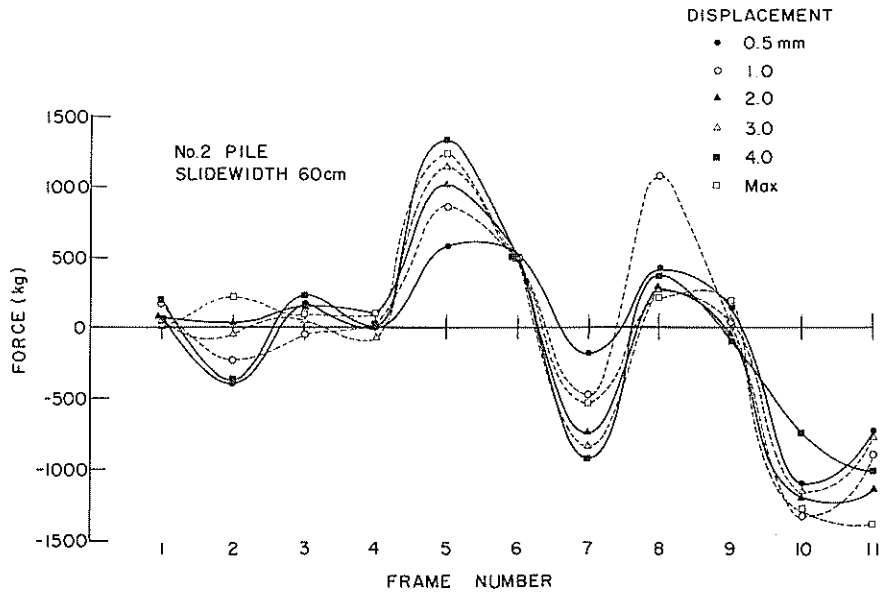


図3・13 曲げひずみ分布 (No.2 杭)

圧力計による地盤反力の値は、No.2 杭の場合について図3・14 に示すが、すべり幅が60 cmの場合変位量0～0.5 mmに対し約600 kg、同じく変位量4.0 mmに対し1,300 kg程度である。ここでは示していないが、すべり幅が30 cmの場合には、変位量0～0.5 mmに対し、約700 kg、変位量3.0～4.0 mmに対し1,800 kg程度となっている。図2・3 で示したこのシミュレーター自身の持つ機

械抵抗力は、すべりを生じさせるフレーム (No.6～No.7) で600～1,000 kg程度であったことを考え、単純に差引くと、杭と地盤両者の抵抗力は、すべり幅60 cmの時で100～300 kg、30 cmの時で100～800 kg程度であると言える。さらに地盤反力のみをの抵抗力を示す図3・15と比較すれば、平均200 kg前後の差があり、この値が杭の存在による抵抗力、増加分、すなわち杭の抵抗効果



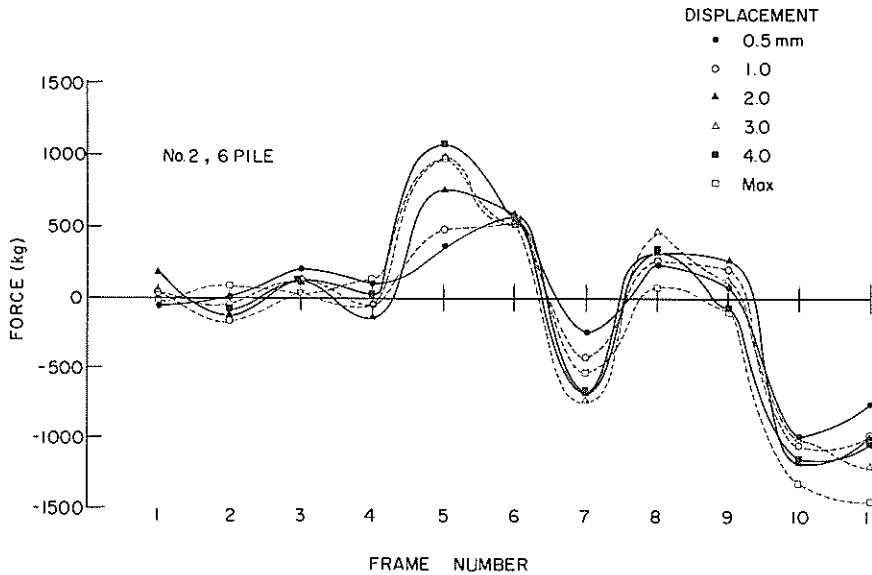


図3・15 地盤の抵抗力

ということになる。しかし、圧力計の最小目盛りが 1 kg/cm^2 であり、シリンダーの断面積が 200 cm^2 であるから 200 kg という値は 1 kg/cm^2 を意味し、計器から読取る場合の信頼性にも関係する小さな値である。杭の抵抗効果は期待されるものの、実験的に再現させるには十分な検討も必要であることがわかった。図3・16 にNa 2 杭の杭の変位を示す。

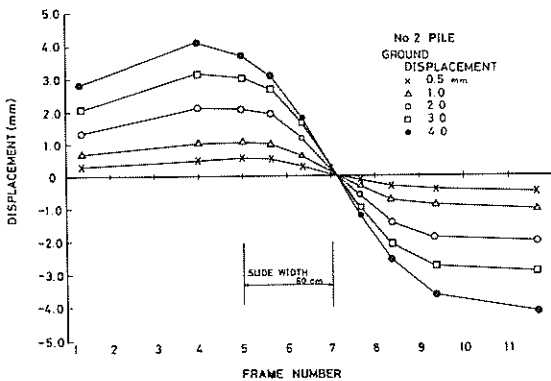


図3・16 杭の変位分布 (Na 2 杭)

曲げひずみの測定結果、特にNa 1 杭に関してであるがシミュレーターのNa12フレームが固定されているためにこの位置で模型杭を拘束してしまう影響がみられる。また、すべり面に関しては、すべり幅が 30 cm の場合はほぼ目標位置であるが、すべり幅が 60 cm の場合には、多少ずれているようである。

地盤耐力 ρ_{\max} を推定するために、実測曲げひずみから地盤反力を求めた結果のうちNa 1 及びNa 2 杭について

図3・17 及び図3・18 に示す。3.2 で述べた方法により各地盤変位セット量毎の最大曲げひずみに対応する地盤反力を求めたものである。これによると、Na 1 杭では地盤変位に対応して最大地盤反力が増加してゆく弾性領域にあることを示し、Na 2 杭では変位がある限界に達した場合、地盤反力が限界に達する塑性領域にあることを示している。Na 3, Na 4 杭でもNa 2 杭とはほぼ同じ傾向を示している。

図3・19, 及び図3・20 は実測ひずみ分布に対して、北島・岸の方法での水平力を種々変化させた場合の結果との対比である。図3・19 では水平力 $H=75, 50 \text{ kg}$ の弾性解析についてひずみ分布を算定している。「各々の傾向は非常によく似ている。図3・20 は、水平力 $H=90 \text{ kg}$ の弾塑性解析を示している。図3・21 に解析によって得られた地盤反力分布の一例をNa 2 杭について示している。この場合の地盤反力は、 $\rho_{\max} = 0.225 \text{ t/m}$ であるが、水平力 $H=50 \text{ kg}$ 以上になると、地盤は弾性状態から弾塑性状態に移行するようである。図3・22 は、Na 1 杭に対しての杭の変位の実測値と解析値の比較であるが、図3・19 でも示されたように、水平力 $H=50$ 及び 70 kg とよく対応している。

曲げひずみ及び杭の変位に関する実測値と解析値との比較結果をみると、定量的にも良く一致していると考えられる。ただ1つ疑問に残るのは、曲げひずみ分布のピークの位置に関して実測結果と解析結果とが少しずれることである。これは多分に、すべり面を解析においては理想的に一面セン断として与えているが、実験では 60 cm , 30 cm と有限の幅をもってセン断させているため

あろうと思われる。実際のすべり面も実験で行ったような幅を持っていると考えられ、上記の程度の位置のずれであれば、一面セン断と仮定した解析でもよいのではないかとと思われる。

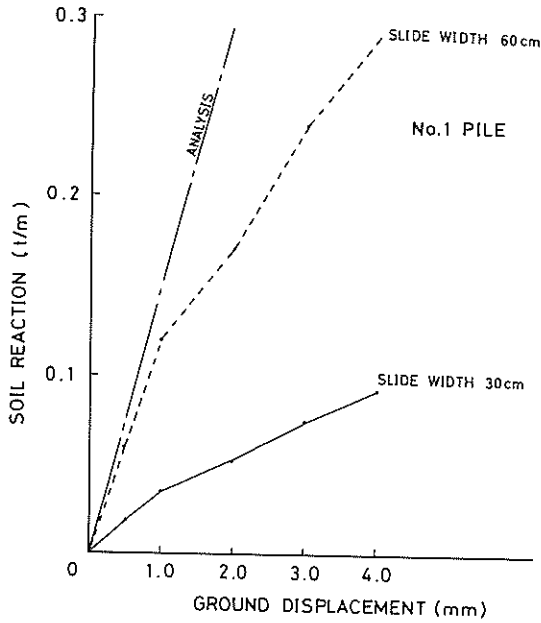


図 3・17 地盤反力 (No. 1 杭)

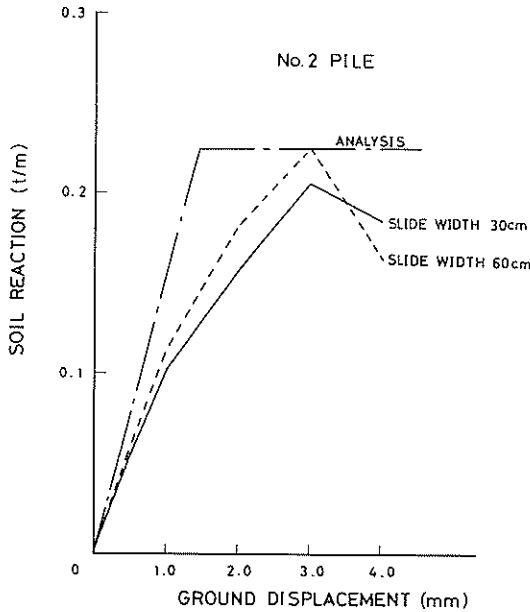


図 3・18 地盤反力 (No. 2 杭)

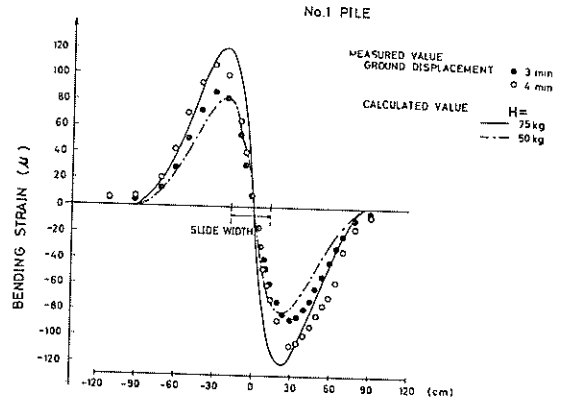


図 3・19 曲げひずみの実測値と解析値 (No. 1 杭)

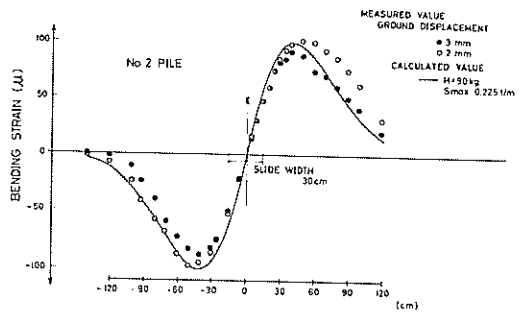


図 3・20 曲げひずみの実測値と解析値 (No. 2 杭)

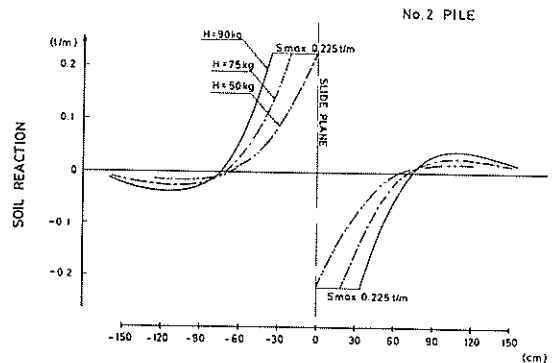


図 3・21 解析により求めた地盤反力 (No. 2 杭)

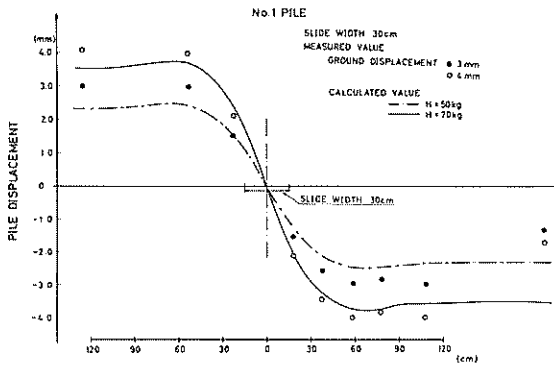


図3・22 杭の変位の実測値と解析値 (No.1 杭)

図3・23及び図3・24は、各変位量毎の最大曲げひずみとそれに対応する解析値を示している。図3・20でも見たように、最大曲げひずみは、おおむねその値が解析値と一致していることがわかる。これから地盤変位が3～4 mmの段階で50～100 kg程度の水平力があると考えられる。2.6 実験の手順で述べたように、No.3 杭及びNo.4 杭に関する実験は、杭長・杭剛性についてはNo.2 杭と同じであるが、埋込み深さをNo.3 杭では50 cm、No.4 杭では70 cmと変えて検討している。埋込み深さが大きくなることにより最も影響されるのは、杭を支持するところの地盤の有効領域が大きくなり、地盤耐力が大きくなると考えたからである。しかし、実験結果を見る限りNo.2 杭とあまり変わらず、地盤耐力ではむしろ逆に小さくなってしまっている。この原因としては、埋込み深さが大きくなることにより地盤作成時の締固めが不十分になった事がまず考えられる。次に、地盤厚を70 cm、すな

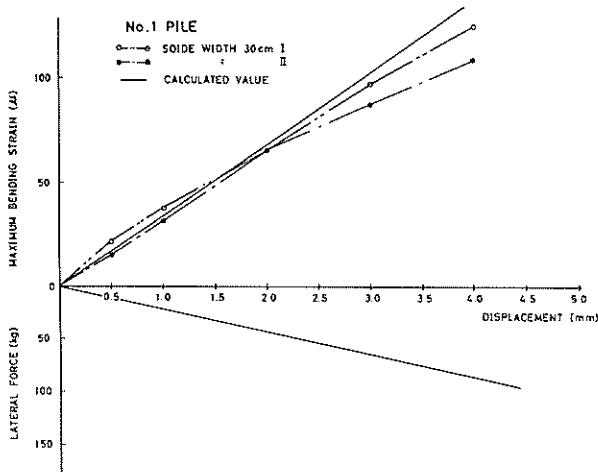


図3・23 最大曲げひずみと変位 (No.1 杭)

わち埋込み深さを25 cmとしても、この地盤厚25 cmに対する載荷重は、 $w_g = \gamma \cdot h = 1.8 \times 0.25 = 0.45 \text{ t/m}^2$ で殆んど影響のない小さな値と思われる。

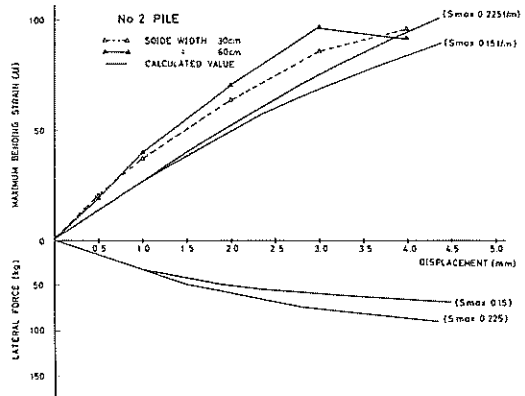


図3・24 最大曲げひずみと変位 (No.2 杭)

以上、長杭一長杭モデルについての実験結果について述べたが、最も必要性の高い水平力の測定が必ずしもうまく行えていない。実験によって得られた抵抗力は、推定で100～200 kg程度であった。また、解析を行うにあたっての水平力は50～100 kgが実測値とよく一致していた。これらに関する限り実験値は理論値と比較的一致する、すなわち北島・岸の方法の妥当性を裏づけていると言えよう。しかし、この水平力(H)は、すべり面と杭との交点に作用する集中心力として考えているものであり、実験で得た推力の値との結びつきがいかなるものであるかが大きな焦点となる。実験では、すべり面付近での抵抗力が最大であり、その値を見る限りでは、解析の値とよく一致していた。従って、杭全体に発生する全抵抗力を代表するものとしてすべり面での値を考えてもよいと思われた。ただし、少し触れているが、抵抗力100 kgということは圧力計の読みを直すと、0.5 t/cm²であり圧力計の最小目盛りの1/2である。圧力計の精度を上げることも一つの解決策ではあるが、実験において、杭の抵抗力を測定することは容易でないことを物語るものであろう。

3.5 長杭一短杭モデル

長杭一短杭モデルに相当するものは、2.2において設定したNo.7及びNo.8 杭である。図3・25に杭に生ずる曲げひずみ分布、図3・26に圧力計による地盤反力の測定結果を示している。図3・27に杭の変位を示している。杭の変位図から判断すると実際のすべり線の位置は、No.7 杭において少し目標位置からはずれているということ

以外は満足行くものであった。また、解析においては地盤耐力 σ_{max} が必要となるが、長杭一長杭モデルの場合と同様にして地盤反力を求めると、図3・28より $\sigma_{max} = 0.21 \text{ t/m}$ と求められた。解析を進めるにあたって、模型杭の抵抗力 (H) を仮定しなければならないが、地盤耐力 $\sigma_{max} = 0.21 \text{ t/m}$ 、また短杭の杭長が19 cmであることから、水平力の最大値として40 kg ($0.21 \text{ t/m} \times 0.19 \text{ m}$) を目標とした。

図3・29から図3・32まで、実測値と解析結果を比較してみたが、その傾向はかなりよく一致している。定量的には、解析結果の方が値が小さい。図3・30また図3・32を見ると、水平力が $H = 30 \text{ kg}$ では、地盤反力が σ_{max}

に達する箇所はなく、 $H = 36 \text{ kg}$ になると短杭の一部に σ_{max} が発生しており、 $H = 35 \text{ kg}$ 付近が弾性解析と弾塑性解析の境界と考えられる。

曲げひずみについてみると、最大水平力と考えられる $H = 40 \text{ kg}$ においても解析値は実測値に対して約半分位である。この原因として考えられることは、地盤耐力として $\sigma_{max} = 0.21 \text{ t/m}$ を採用したが、この値が少し小さいのか、あるいは杭端面の摩擦を考慮していないことによるのかである。図3・33は、図3・29で示した実測値にこれらの点を考慮したものである。この図の限りでは、杭の端面の摩擦の影響は余り大きくないようであるが、定量的にはほぼ実測値と一致する場合の地盤耐力は当

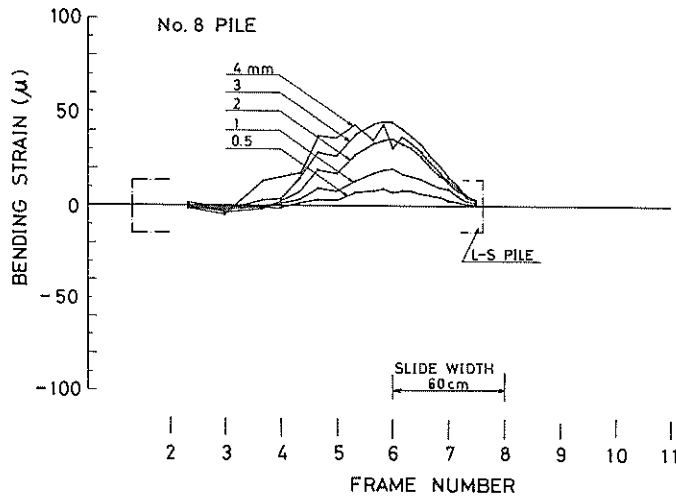


図3・25 曲げひずみ分布 (No. 8 杭)

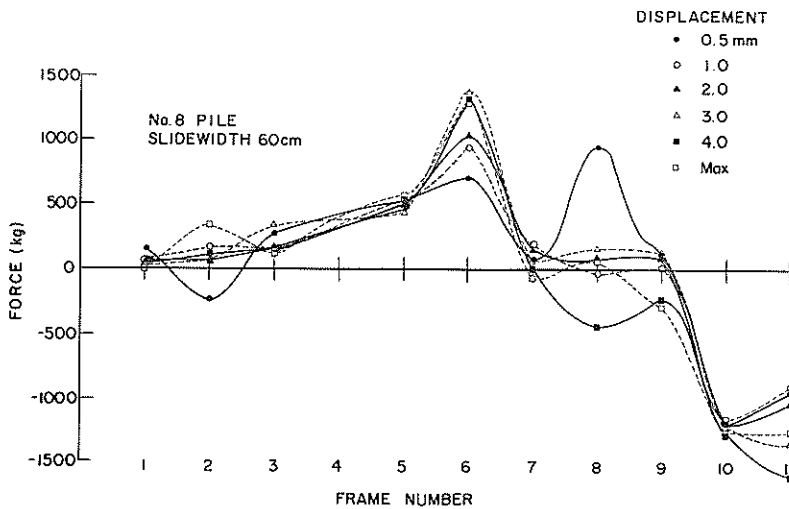


図3・26 杭の抵抗力 (No. 8 杭)

初の2倍である $s_{max}=0.42t/m$ では少し大きすぎるから
 いはあるが、 $s_{max}=0.21t/m$ では逆に小さ目であること
 が明白である。

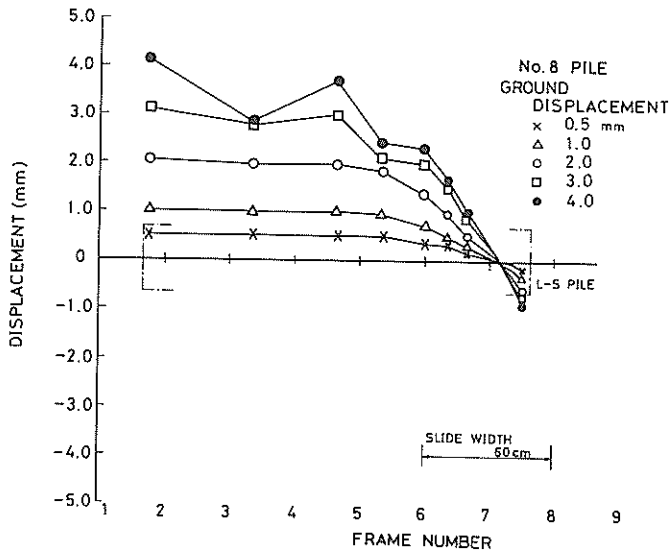


図3・27 杭の変位分布 (No.8 杭)

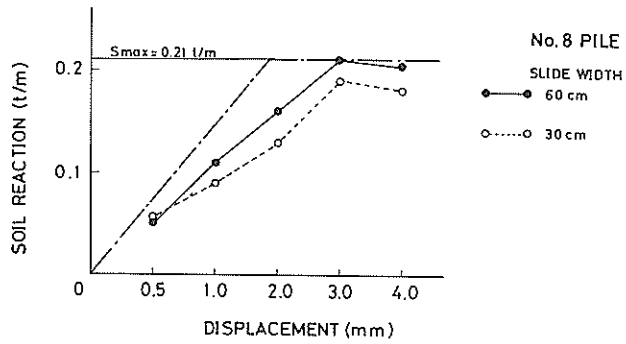


図3・28 地盤反力 (No.8 杭)

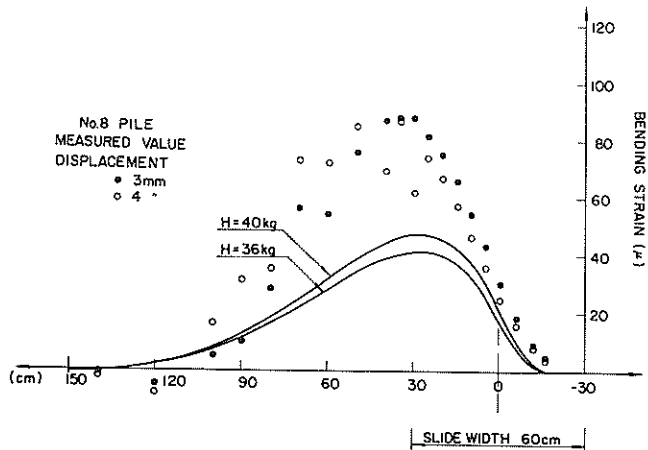


図3・29 曲げひずみの実測値と解析値 (No.8 杭)

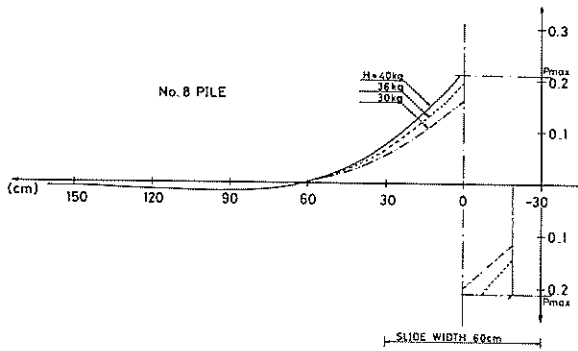


図3・30 解析により求めた地盤反力分布 (No.8 杭)

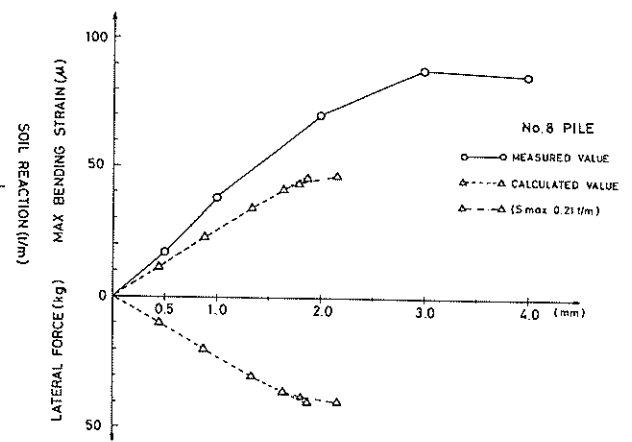


図3・32 最大曲げひずみと変化 (No.8 杭)

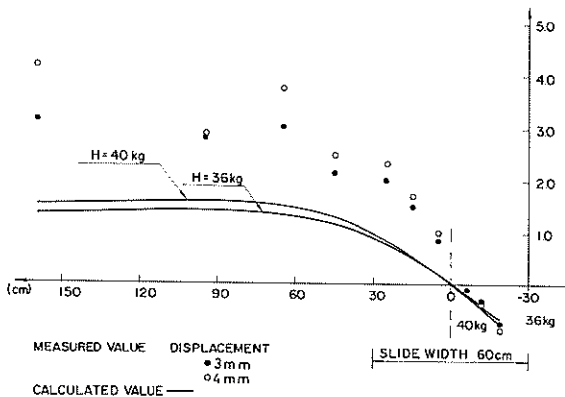


図3・31 杭の変位の実測値と解析値 (No.8 杭)

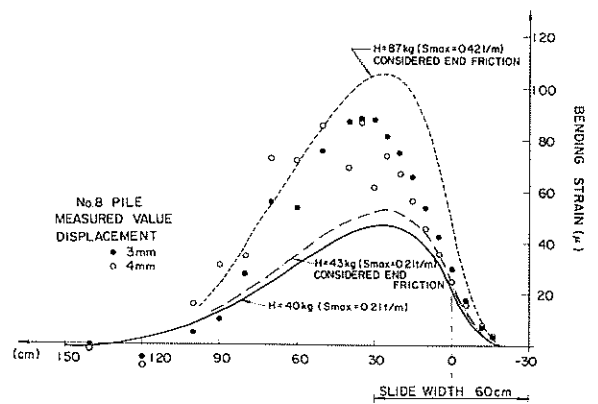


図3・33 曲げひずみ (No.8 杭)

3.6 中間杭—中間杭モデル

中間杭—中間杭モデルのものは、模型杭で設定されたようにNo.5及びNo.6杭の2つのケースである。図3・34に曲げひずみ分布、図3・35に圧力計による地盤反力の測定結果、図3・36に杭の変位を示している。

杭の変位図において、中間杭のなかでも長杭に近い中間杭の場合は、設定した地盤変位量とほぼ同じ変位量がその端部で表われている。これに対し短杭に近い中間杭は、地盤変位量よりも少ない変位量を示し、かつ、回転の様相を呈していると思われる。曲げひずみ分布からは、長い杭の方にその最大曲げひずみが発生しているが、計画段階の杭の実験装置における位置と、実際の杭の位置とが5～10 cm程度ずれていたために、すべり面で等分されるはずの杭が実際は違っていた。

中間杭の場合、その中間杭としての杭長が、大きく影響することは、実験結果として示した曲げひずみ分布曲

線、杭変位図からも明らかであるので、以後の解析についてはこのすべり面の位置のずれを補正したうえで検討することとした。

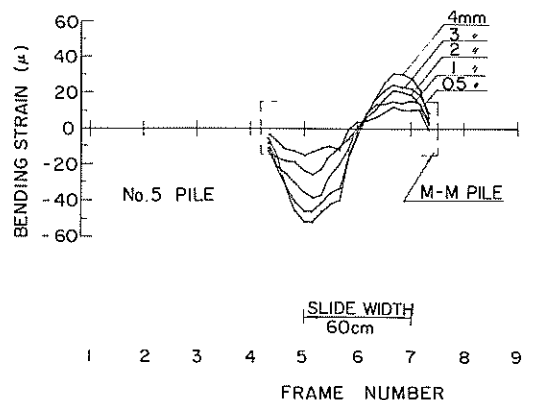


図3・34 曲げひずみ分布 (No.5 杭)

解析に用いる地盤反力は、既に述べた方法と同じ方法により求めた。No.5 杭についての地盤反力を求めると図 3・37 となる。No.5 杭についての模型杭の抵抗力を仮定して求めた曲げひずみ分布、地盤反力分布、杭変位の解析をそれぞれ、図 3・38 から図 3・40 に示す。

曲げひずみ分布については、解析結果と実験結果の比較をするに最大曲げモーメントの発生点の位置のずれ、端部でのひずみ量の差異、すべり面で弾性領域から塑性領域に移る時の曲げひずみ分布が低い値を示すなどがあげられる。前の 2 点については、既に述べた長杭—短杭モデルにおいても指摘されている所である。これは、すべり面が一面セン断とは違い或る幅を有していることその他、杭の端部の影響などが考えられるだろう。3 番目の

点については、弾塑性の境界における水平力 (H) に対して約 5 kg 程増加した水平力を用いると、曲げひずみ分布は良く一致する。このことは、最大地盤反力の値が適切なものであるのか疑問が残るところである。杭の変位を示した解析結果は、一般によく合うが、図 3・40 でのすべり面の位置のずれが特に目立つ。図 3・41 に No.5 杭の地盤の変位に対する最大曲げひずみ及び水平力の関係を示す。No.6 杭での結果では、この No.5 杭とは異なり、理論値の方が実験値より一般に低い値を示している。これらのことは、中間杭モデルの場合には、最大地盤反力の値の設定法の困難性と共に、その杭長や地盤に対する杭の剛性の違いによって定量的に把握することが困難であることを示していると考えられる。

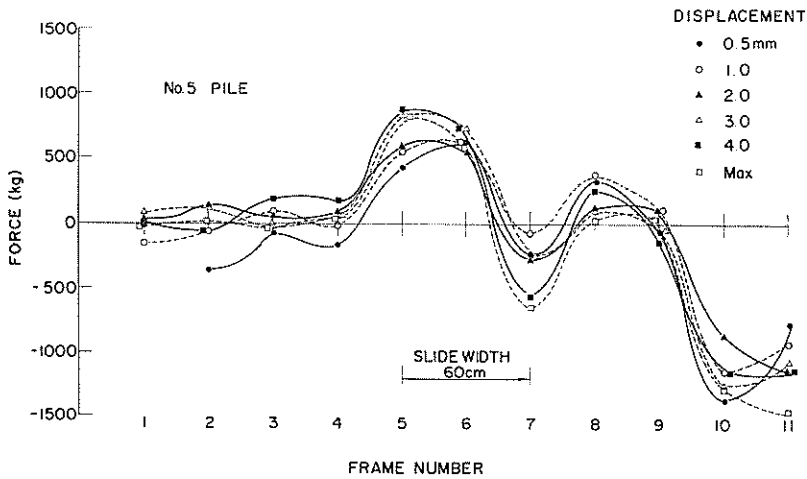


図 3・35 杭の抵抗力 (No.5 杭)

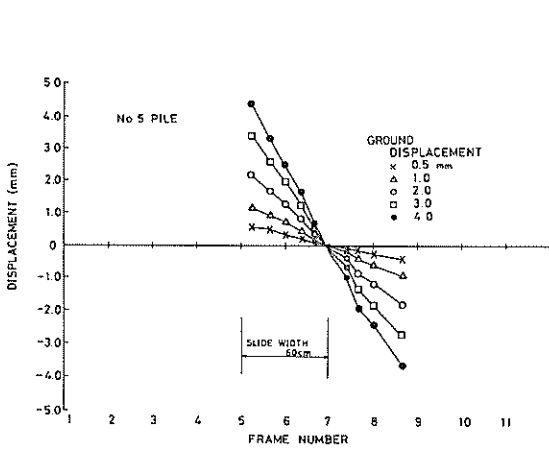


図 3・36 杭の変位分布 (No.5 杭)

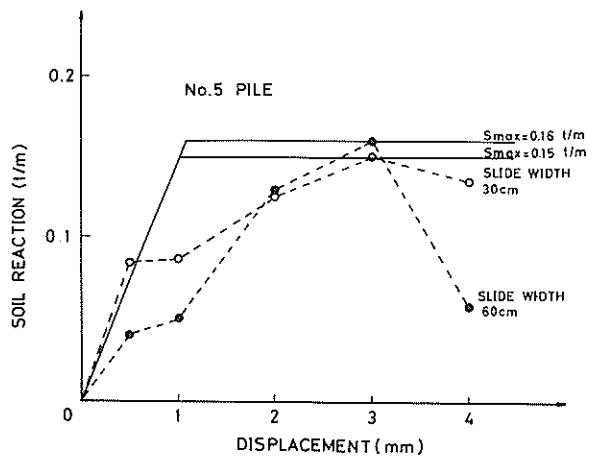


図 3・37 地盤反力 (No.5 杭)

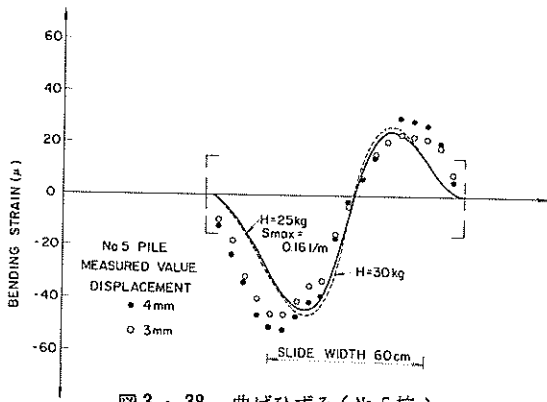


図3・38 曲げひずみ (No.5 杭)

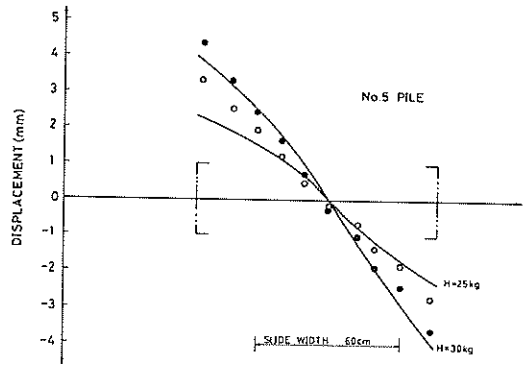


図3・40 杭の変位 (No.5 杭)

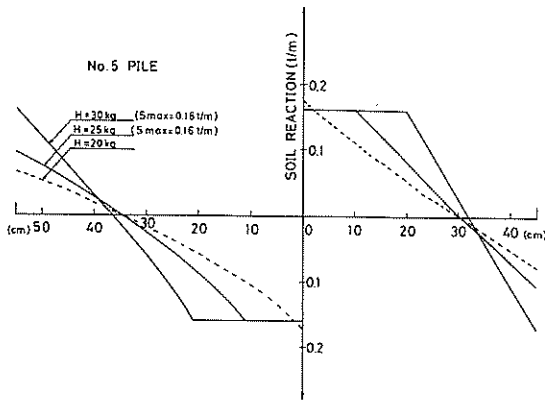


図3・39 解析により求めた地盤反力 (No.5 杭)

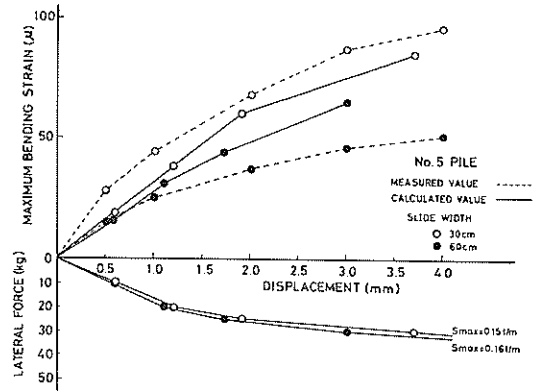


図3・41 最大曲げひずみと変位 (No.5 杭)

4. 有限要素法による理論解析

4.1 有限要素法による解析の概要

杭が、円形すべりに対してどのような抵抗効果を発揮するかを理論的に把握するため、有限要素法を用いる解析を行った。この理論解析のモデルは二種類を考えた。一つは、実際の施工例を対象とする実物モデルと呼ぶもので、他の一つは、円形すべりの状態を単純なモデルに再現した理想モデルと呼ぶものである。実物モデルは、軟弱な海底粘土層の上を砂で埋立て、杭形式の護岸を施工した例（東京港廃棄物処理場埋立護岸⁶⁾）をモデル化したもので、二次元平面ひずみの状態での有限要素法による解析を行った。

理想モデルは、均一な強度をもつ粘土層内に強制的にすべり層を発生させ、地盤内の杭の挙動を検討するもので、杭の打設間隔の変化による杭あるいは地盤の挙動の相違について三次元有限要素法による解析を行った。実物モデル、理想モデルとも地盤は弾塑性体とし、降伏条

件としてモールクーロン則を用いた。実物モデルでは、地盤の自重は考慮せず粘土層の端部の境界に水平方向に強制力を載荷させた。解析では、最終荷重の20分の1の荷重毎に荷重を増加させて行き、各段階毎での計算結果を出力させた。

計算ケース数は、合計11ケースである。実物モデルでは、杭の存在する場合と、存在しない場合について、各々弾塑性解析と弾性解析を行い、理想モデルでは、杭の存在しない場合と、杭間隔が、 D 、(D :杭の直径)、 $2.5D$ 、 $5D$ の場合についての弾塑性解析を行った。計算ケースについて、表4・1に示す。

また、円形すべり及び、北島・岸の方法による解析を行い、有限要素法で得られた結果との比較検討を行った。

4.2 解析モデル

4.2.1. 実物モデル

実物モデルの地盤条件は、図4・1に示す通りである。地表面から-10 mまでは砂質土による埋立地盤である。この埋立土の土質定数は、単位体積重量 2.0 t/m^3 、内部摩擦角 30° である。 N 値は10程度と考えられ、竹中の式(4・1)を用いると、弾性係数は 675 t/m^2 と推定できる。また、ポアソン比は、0.35とした。

$$E_s = 6.78 N^{0.9985} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{式(4・1)}$$

ここで、 N は、標準貫入試験よりもとまる N 値を表わす。

-10 mから-40 mまでは、軟弱な粘土地盤となっており、粘着力は、 $c = 0.2 + 0.14z$ (t/m^2)で与えられている。弾性係数(E_s)は、 $E_s = 100c$ より求めた。ポアソン比は、0.48とした。この粘土地盤より下方の地盤は、内部摩擦角 43° の堅い砂質地盤で、杭は、この砂質地盤中-45 mまで打込まれている。この場合の杭の諸元は、表4・2に示す通りである。表4・2の数値は、壁長1 m当りに換算した値である。図4・1を有限要素モデル化したのが図4・2である。解析において実物モデルの幅は150 m、高さ49.5 mで、総節点数169個、総要素数152個、(梁部材10個を含む)である。有限要素モデルにおいて、円形断面の鋼管杭($\phi 1,000 \times t 14$)をモデル化する場合には、シェル部材、梁部材、或いは曲げ板部材に置換する方法が考えられる。今回は、有限要素プログラムでの要素数の制限や簡便さを考慮して、梁部材に置換した。すなわち、梁部材と鋼管との曲げ剛性(EI)を一致させた。したがって、梁部材の換算板厚は、

$$I = \frac{Bt^3}{12}$$

表4・1 計算ケース

			解析内容	ケース数
実物モデル	地盤改良しない場合	杭なし	円形すべりの安全率	1
			F. E. M. 弾性解析	1
		杭あり	F. E. M. 弾塑性解析	1
			F. E. M. 弾性解析	1
	地盤改良場合	杭なし	円形すべりの安全率	1
		杭あり	F. E. M. 弾塑性解析	1
理想モデル	杭間隔	杭なし	F. E. M. 弾塑性解析	1
		5D	"	1
		2.5D	"	1
		1.D	"	1

表 4・2 実物モデルの杭の諸元

杭	長	49.5 m
管	径	1,000 mm
肉	厚	14 mm
断面二次モーメント		$4.22 \times 10^5 \text{ cm}^4$
断面係数		8.450 cm^3
抵抗モーメント		$118 \text{ t} \cdot \text{m}$

ここで、 I ：断面二次モーメント

B ：板幅、 t ：板厚

により 39.8 cm となる。

要素の性状は、図 4・3 に示す四角形でかつアイソパラメトリック要素である。

要素の形状関数は、式 (4・2) で示される。

$$N_i = \frac{1}{4} (1 + \xi_0)(1 + \eta_0) \quad \text{式 (4・2)}$$

ここに $\xi_0 = \xi \xi_i$ 、 $\eta_0 = \eta \eta_i$ とおくと四角形要素の各節点での値は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4} (1 - \xi) (1 - \eta) \\ N_2 &= \frac{1}{4} (1 + \xi) (1 - \eta) \\ N_3 &= \frac{1}{4} (1 + \xi) (1 + \eta) \\ N_4 &= \frac{1}{4} (1 - \xi) (1 + \eta) \end{aligned} \right\} \quad \text{式 (4・3)}$$

また変位～ひずみマトリックス $|B|$ を

$$|B| = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_j}{\partial y} & \frac{\partial N_j}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \text{式 (4・4)}$$

ヤコビアンマトリックス $|J|$ を

$$|J| = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial \xi} & \frac{\partial N_2}{\partial \xi} & \frac{\partial N_3}{\partial \xi} & \frac{\partial N_4}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_1}{\partial \eta} & \frac{\partial N_2}{\partial \eta} & \frac{\partial N_3}{\partial \eta} & \frac{\partial N_4}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 y_1 \\ x_2 y_2 \\ x_3 y_3 \\ x_4 y_4 \end{bmatrix} \quad \text{式 (4・5)}$$

とすると、応力～ひずみマトリックス $|D|$ を用いて、各要素の剛性マトリックス $|K|$ は、式 (4・6) で表わせられる。

$$|K| = \iint |B|^T |D| |B| |J| d\xi d\eta \quad \text{式 (4・6)}$$

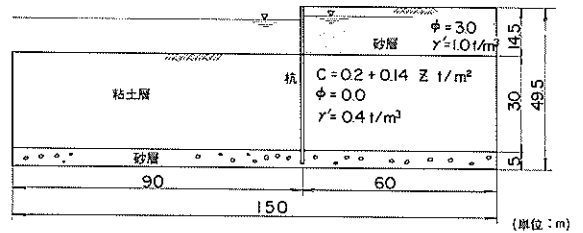


図 4・1 実物モデルの地盤条件

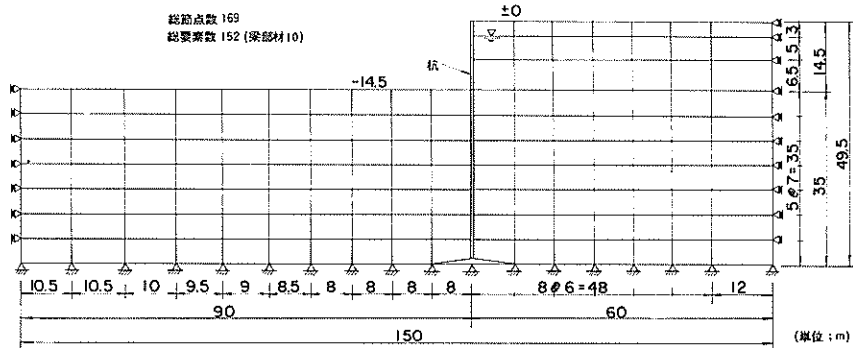


図 4・2 実物モデル

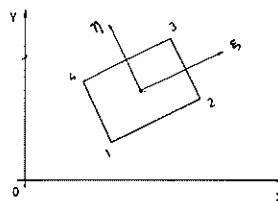


図 4・3 四角形のアイソパラメトリック要素

4.2.2 理想モデル

理想モデルの条件を図4・4に示す。理想モデルは、粘土層より構成されており、粘土層の強度は、モデル内で一様であり、実物モデルにおける $z = 15$ mの時の粘着力の値である $c = 2.3$ t/m²を用いた。土質定数は単位体積重量 0.4 t/m³、ポアソン比 0.48 、内部摩擦角 0.0° とし、粘土層の弾性係数は実物モデルの場合と同様、 $E_s = 100c$ により求め、 230 t/m²とした。

図4・5には、杭間隔 $5D$ の場合の理想モデルを示す。この場合のモデルは幅 80 m、高さ 40 m、奥行 5 m (杭間隔 $2.5D$ の場合は 2.5 m、 D の場合は 1.0 mとなる。)であり、中央に幅 1 m、長さ 40 mの梁部材が入っている。理想モデルの総要素数は、 60 個、総節点数は 120 個である。要素は、図4・6に示す様な六面体のアイソパラメトリック要素で、その形状関数は、式(4・7)で表わせられる。

$$N_i = \frac{1}{8} (1 + \xi_0)(1 + \eta_0)(1 + \xi_0)(\xi_0 + \eta_0 + \xi_0 - 2) \quad \text{式(4・7)}$$

理想モデルにおける杭の諸元は、表4・3に示す通りである。理想モデルにおいても、実物モデルと同様に鋼管杭を梁部材に置換した。

表4・3 理想モデルの杭の諸元

杭	長	4.00 m
管	径	1,000 mm
肉	厚	14 mm
断面二次モーメント		$5.27 \times 10^5 \text{ cm}^4$
断面係数		10500 cm^3
抵抗モーメント		$148 \text{ t} \cdot \text{m}$

境界条件は、モデルの下端の節点が固定、上端の節点及び左右の側面の節点が、水平方向に対して自由となっている。また、モデル内に強制的にすべり面を発生させるために、中央に厚さ 2 mの極く軟弱な粘土層をはさんでいる。この軟弱な粘土層の強度は、周辺の粘土層の強度の 30% と仮定した。したがって、弾性係数 E_s は 70 t/m²となる。荷重は、軟弱な粘土層の上半分の右端から水平方向に等分布に荷重した。載荷重の大きさは、中間にはさまれた粘土層全域が降伏するように定め、値は式(4・8)により推定した。

$$P = 2cA \quad (1) \quad \text{式(4・8)}$$

ここに A : すべり面の面積 (m²)

c : 粘着力 (t/m²)

これによると載荷重は、単位幅当り 110.4 tとなる。

杭間隔が $5D$ の場合のこの水平荷重は、 110.4 t/m \times 5 mで 552.0 t、 $2.5D$ の場合は同じく、 276.0 t、 D の場合は、 110.4 tとなる。載荷は、それぞれの荷重の 20 分の 1 荷重ごとの段階にわけて順次行った。この水平に載荷される荷重によって、中央の軟弱な粘土層が降伏し、上部の粘土層とが相対的にすべり状態となる。図4・7に理想モデルにおける杭の間隔を示す。

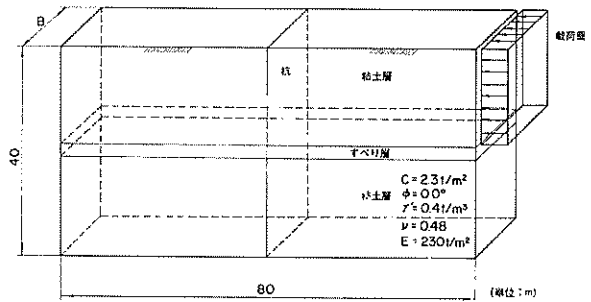


図4・4 理想モデルの地盤条件

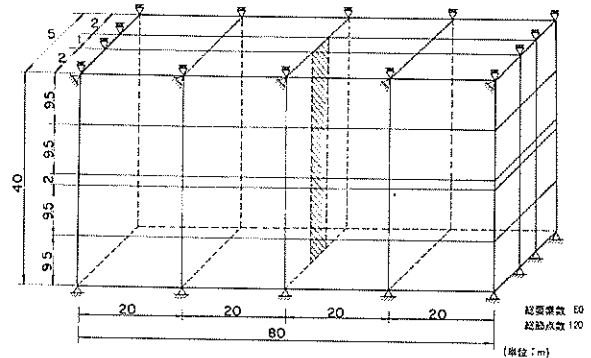


図4・5 理想モデル

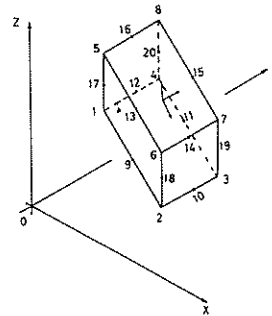


図4・6 六面体のアイソパラメトリック要素

4.3 解析結果

4.3.1 実物モデルの解析結果

実物モデルでは、杭が存在する場合と存在しない場合についての、護岸の変位、地盤内に発生する応力やひずみ、および杭に発生する変位、曲げモーメントの算定を行った。図4・8および図4・9に計算により得られた護岸の変位を示す。杭が存在しない場合の護岸の水平方向の最大変位は、海底面付近で発生しその値は6.37 mである。この変位量では、実際には護岸は崩壊していると予想される。1/4載荷および1/2載荷(各々全荷重地盤の自重の1/4あるいは1/2の荷重がモデルに載荷された時を示す)の場合は、護岸の中央付近で水平方向の最大変位量が発生しており、地盤の変位が増大し、塑性領域が広がるにつれて、最大変位の発生する場所が下方へ移動する傾向が見受けられる。

杭が存在する場合の護岸の水平方向の最大変位は、護岸の天端で発生し、4.17 mとなっている。海底面付近ではその値が3.17 mとなっており、杭の存在していない場合の変位量の約半分程度となっている。また、図4・9にも示されるように杭が存在する場合としない場合とは、変位量だけでなく、変位の分布形も異ってくる。

図4・10には、杭に発生する曲げモーメントを示す。杭に発生する曲げモーメントは、海底面付近および基礎と粘土層の境界付近で大きな値が発生している。最大の曲げモーメントの値は約600 t・mで杭が許容応力まで耐えるとして求めた杭の抵抗モーメント118 t・mよりはるかに大きな値であり、杭は破壊されていると予想さ

れる。また、杭を自立式矢板と仮定し、港湾構造物設計基準による方法により、杭に発生する最大曲げモーメントを算定すると、529 t・mとなるが、これは有限要素法で算定された値とはほぼ一致する。

図4・11および図4・12には、1/2載荷時の各要素の塑性域の広がりを示している。杭が存在しない場合には、埋立層および粘土層の47個の要素が塑性化している。杭が存在する場合には、塑性領域はせばまり合計42個の要素が塑性化している。特に杭前面の地盤での塑性領域が

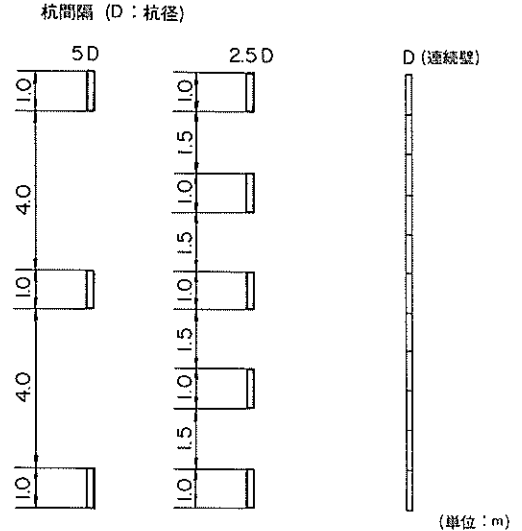


図4・7 杭間隔

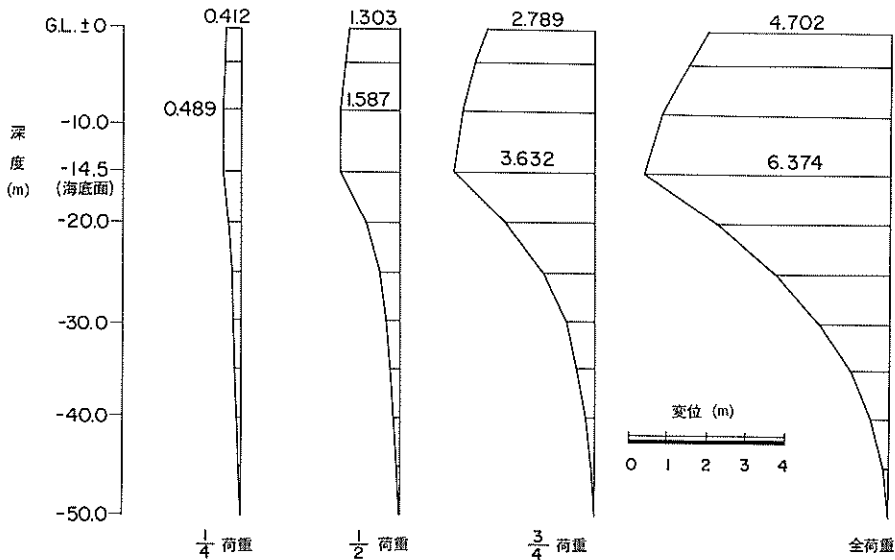


図4・8 護岸変位(杭なし)

せばまっている。しかし逆に基礎層内で4個の要素が塑性化しており、粘土層や埋立層の変形を支えた杭の反力が、基礎層に発生していると考えられる。全荷重が載荷された状態では、塑性領域は、杭の前面から70 m程度、粘土層内は、基礎層に接する所まで広がりを見せている。この塑性領域は、円形すべりの安定計算での安全率 1.0 を与える時の円弧とおおむね一致している。有限要素法による弾性解析では、杭の前面で塑性化している要素は少ないが、弾塑性解析の場合には、地盤のひずみの進行に従って、杭前面の広い範囲に渡って影響を及ぼす傾向が見られる。

図4・13および図4・14に、1/2載荷の時の地盤内に発生する最大の相当塑性ひずみ（各要素での塑性ひずみを一軸状態に換算した時の値）の分布を示す。

杭が存在しない場合には、護岸の前面の海底面付近の地盤に大きな相当塑性ひずみが発生している。この時の最大値は、7.47%である。杭が存在する場合には、護岸の天端付近に大きな相当塑性ひずみが発生している。この時の最大値は、6.02%である。海底面付近では、1~2%程度の相当塑性ひずみしか発生しておらず、海底面付近の地盤の変形を杭によって低減していることを示している。

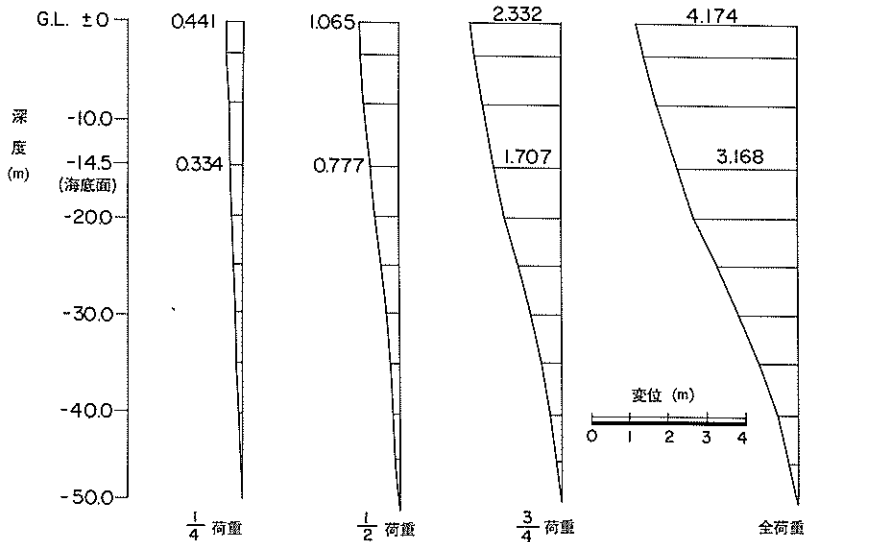


図4・9 護岸変位（杭あり）

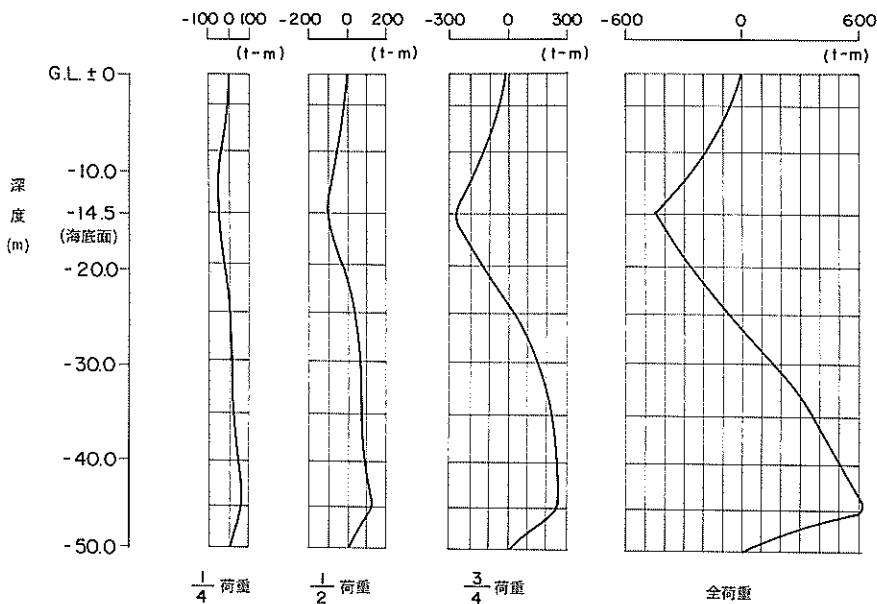


図4・10 杭に発生する曲げモーメント

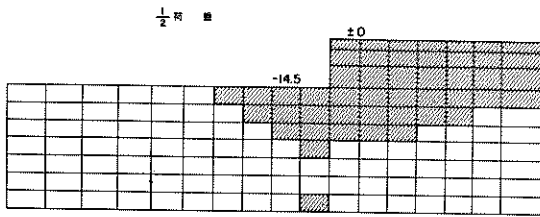


図 4・11 塑性域のひろがり (杭なし)

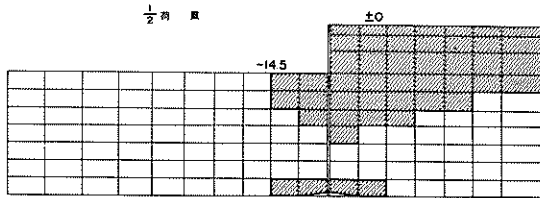


図 4・12 塑性域のひろがり (杭あり)

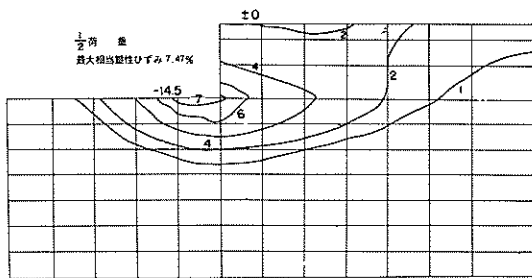


図 4・13 最大相当塑性ひずみ (杭なし)

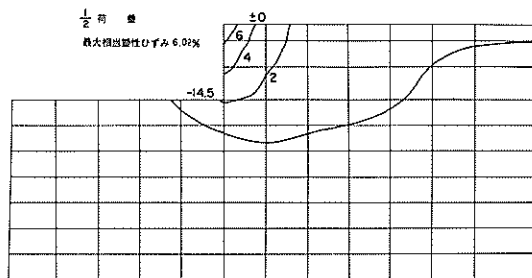


図 4・14 最大相当塑性ひずみ (杭あり)

4.3.2 理想モデルの解析結果

理想モデルでは、杭が存在しない場合と杭の存在する場合における地盤内に発生する応力やひずみの検討を行い、杭間隔の変化による杭の変位、曲げモーメントまた地盤内に発生する応力、ひずみへの影響をも併せて検討した。杭が存在しない場合におけるの最大荷重は、4.2.2で述べたように、110.4 tであり、この値の20分の1毎の荷重増分法によって有限要素法の解析を行った。理想モデルでは、荷重の増加に従って、まずすべ

り層である中央の軟弱な粘土層で塑性化が始まり、しだいにこの粘土層全域が塑性化することとなる。中央のすべり層全域が塑性化した状態をもって、理想モデルにすべりが発生したと仮定する。この時の水平荷重は、67.0 t ($p = 3.53 \text{ t/m}^2$)であった。さらに荷重をあげると、すべり層をはさむ上下の粘土層内にも塑性領域が広がり、全水平荷重が、載荷された時点では、ほぼ理想モデル全域が塑性化する。杭が存在しない場合における、すべり層の全域が塑性化した状態での、地盤の水平方向の最大変位は、地表面で生じその値は 1.87 m であり、すべり層の水平方向の変位は、1.23 m である。杭間隔が D の場合においては、水平荷重が、 5.59 t/m^2 の時に、すべり層全域が塑性化し、杭の存在しない場合と比較して約 2 t/m^2 水平荷重が増加する。この際の、杭頭の水平方向の変位は、0.75 m、すべり層での杭の水平方向の変位は、0.45 m であった。杭が存在しない場合の地盤の変位に対して、杭の変位は、杭頭で約半分、すべり層で $1/3$ 程度になる。

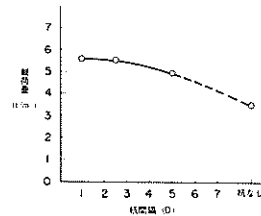


図 4・15 杭間隔と載荷重

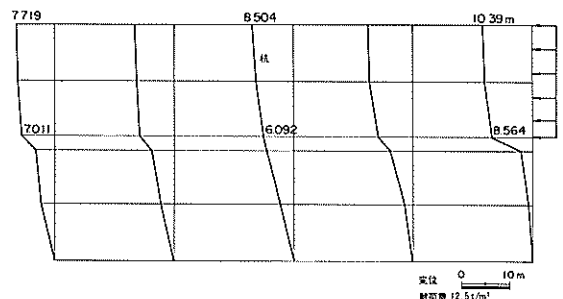


図 4・16 中央断面の変位分布 (杭間隔 $5D$)

図 4・15 に杭の間隔と載荷重の関係を示す。図 4・16 は、杭間隔 $5D$ の場合の、理想モデルでの中央断面の変位を示している。水平荷重が、載荷されている付近ではすべり層の上下の層で、大きな相対変位が発生しているが、杭が存在する個所は、滑らかな変位分布形となり、杭から離れるに従って再び大きな相対変位が発生している。図 4・17 には、杭間隔と杭頭での水平方向の変位の関係を示している。杭間隔が $5D$ の場合の杭頭の水平方向変位は、0.85 m であり、杭間隔が杭頭の水平方向の変位に与える影響はあまり大きくないと考えられる。

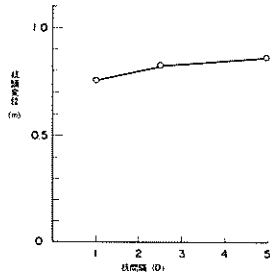


図4・17 杭間隔と杭頭変位

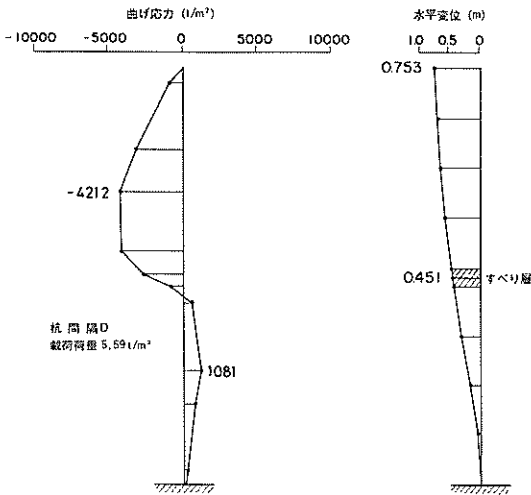


図4・18 杭に発生する曲げ応力と変位（杭間隔D）

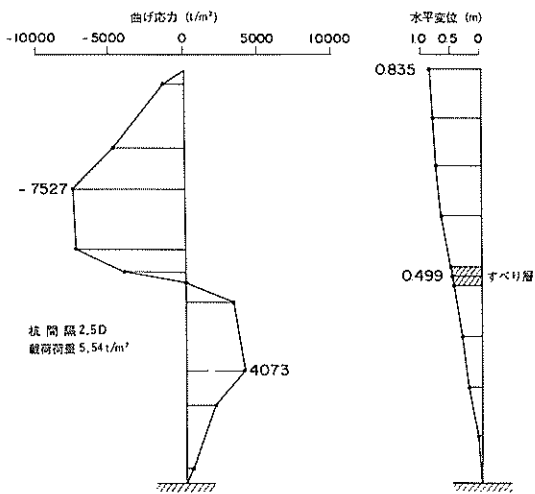


図4・19 杭に発生する曲げ応力と変位（杭間隔2.5D）

杭に発生する曲げ応力度とその分布形を図4・18 から図4・20 までに示す。曲げ応力度の最大値は、すべり層より上側の杭のほぼ中央に発生する。杭間隔がDの場合には、この曲げ応力度の最大が、421 kg/cm²であるのに対し、すべり層より下側にある杭では、最大で108 kg

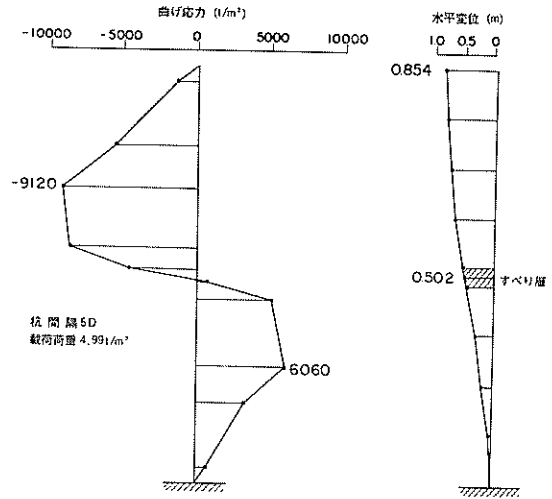


図4・20 杭に発生する曲げ応力と変位（杭間隔5D）

/cm²の曲げ応力度しか発生していない。

図4・21 に、杭間隔と最大の曲げ応力度の関係を示す。杭間隔が5Dの場合には、最大の曲げ応力度は、912 kg/cm²で、杭間隔がDの場合の2.16 倍もの曲げ応力度となり、曲げ応力度に対しては杭間隔の影響が大きいことを示している。

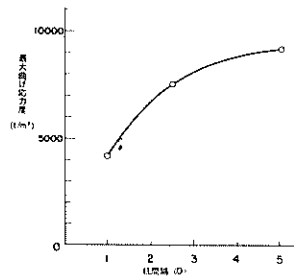


図4・21 杭間隔と最大曲げ応力度

図4・22 に、杭間隔5Dの場合の杭背面の地盤に発生する相当応力度（各要素の応力を単軸状態の応力に換算したもの）の分布を示す。最大の相当応力度の値は、4.03 t/m²で、すべり層より上の粘土層の約1/3程度の所に発生している。相当応力の分布は、この1/3の所を中心としてほぼ同心円状の形をしており、杭の中央より2D 離れた所の相当応力度は、最大の相当応力度の約半分程度に減少する。杭と杭との中間の場所では、2.2 t/m²の相当応力度しか発生していない。また、すべり層の上部と下部とでは、やや下部の方が大き目な相当応力度が発生しているが、ほぼ同じ値である。

図4・23 には、杭間隔と最大の相当応力度の関係を示している。杭間隔がせばまれば、地盤に発生する最大の

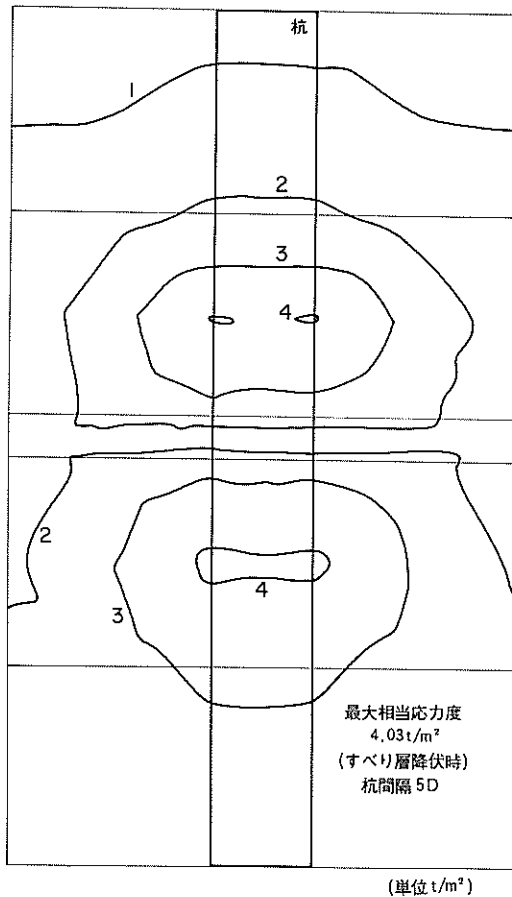


図4・22 相当応力度の分布 (杭間隔 $5D$)

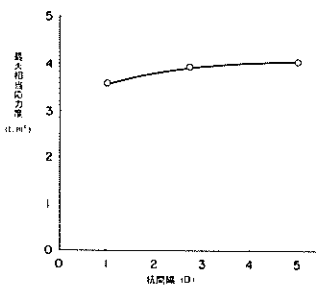


図4・23 杭間隔と最大相当応力度

相当応力度は減少する傾向が見られる。しかし杭が存在しない場合でも、地盤に発生する最大の相当応力度の値は、 3.54 t/m^2 程度なので、最大の相当応力度の値は、さほど杭間隔によって影響を受けないと思われる。

図4・24には、杭間隔 $5D$ の場合の杭背面の地盤に発生する相当塑性ひずみの分布を示している。最大の相当塑性ひずみの値は、 10.4% で杭と杭との間のすべり層内で発生している。しかしすべり層内でも、杭の近傍では、 $1 \sim 2\%$ 程度の相当塑性ひずみしか発生していない。

またすべり層より離れた地盤内でも、相当塑性ひずみは、非常に小さい値しか発生していない。杭が存在しない場合での、最大の相当塑性ひずみの値は、 40% 程度発生しているので、杭を入れたことにより、最大の相当塑性ひずみは、 $1/4$ 程度に減少した。杭間隔が小さくなるに従って、最大の相当塑性ひずみの値は、減少し、杭間隔が D の場合には、この値が 1% にも満たない。地盤の変形から見れば、杭によるすべりに対する抵抗効果がかなり期待できるものと考えられる。

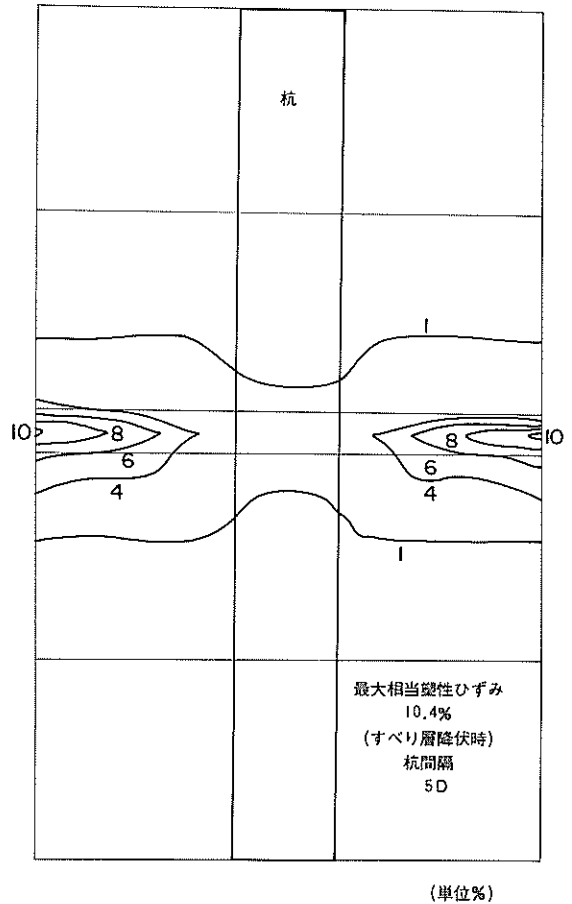


図4・24 相当塑性ひずみの分布

4.3.3 円形すべりの検討

実物モデルについて当研究所所有の円形すべりプログラムにより円形すべりの検討を行った。計算では、上載荷重、杭の存在、残留水位は考慮していない。

図4・25に示すように最小安全率は、ほぼ、護岸と海底面の交点を横切る円弧、すなわち埋立土層を通る円弧で与えられ、この値は、 0.397 である。海底面下の粘土層内を通る円形すべりの最小安全率でも、 0.409 で可な

り小さい値であった。

護岸付近の海底面を深さ 10 m、幅 70 m にわたって、砂質土に置換えた場合には、最小安全率は 0.6 程度に上昇する。最小安全率を 1.0 にするためには、深さ 18 m 程度までさらに置換えによる地盤改良を行う必要があるという試算結果となった。

図 4・26 および図 4・27 に有限要素法による各要素の安全率の算定を行った結果を示す。

計算は杭が存在する場合と杭の存在しない場合の両者について行った。有限要素モデルでの各要素の安全率は要素の終局強度 (τ_f) と計算から得られた剪断力 (τ)

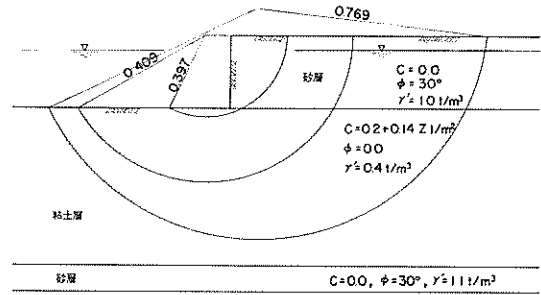


図 4・25 円形すべりの検討

									0.25	0.51	0.20	0.02	0.01	0.01	0.01
									0.50	0.49	0.40	0.33	0.29	0.24	0.45
									0.52	0.38	0.40	0.48	0.49	0.54	0.38
4.42	3.89	3.15	2.47	1.93	1.54	1.29	1.17	0.88	0.85	0.52	0.48	0.44	0.44	0.46	0.48
6.10	5.07	3.82	2.82	2.10	1.50	1.26	1.03	0.87	0.63	0.65	0.63	0.62	0.64	0.88	0.74
9.07	6.69	4.59	3.20	2.31	1.72	1.34	1.06	0.89	0.69	0.78	0.71	0.74	0.78	0.85	0.98
17.45	9.08	5.41	3.58	2.52	1.85	1.43	1.14	0.95	0.76	0.78	0.80	0.85	0.88	1.04	1.15
30.97	18.45	5.84	3.80	2.65	1.95	1.49	1.19	0.99	0.89	0.83	0.87	0.96	1.10	1.28	1.45
12.96	8.47	5.46	3.72	2.65	1.96	1.50	1.49	0.98	0.84	0.84	0.91	1.16	1.29	0.61	2.08
3.24	3.24	3.22	3.19	3.11	2.97	2.75	2.45	2.12	1.92	1.98	2.20	2.42	2.62	2.78	2.88

図 4・26 各要素の安全率(杭なし)

										0.01	0.51	0.65	0.43	0.07	0.02	0.01
										0.10	0.60	0.57	0.45	0.38	0.31	0.32
										0.35	0.37	0.56	0.40	0.45	0.32	0.35
6.28	6.02	4.73	3.64	2.77	2.46	1.77	1.54	1.54	2.00	1.02	0.68	0.50	0.44	0.43	0.45	
10.31	8.56	6.88	4.28	3.09	2.31	1.79	1.47	1.34	1.27	0.66	0.77	0.38	0.54	0.64	0.66	
19.34	11.88	7.31	4.82	3.34	2.44	1.81	1.42	1.18	1.06	0.74	0.78	0.78	0.76	0.78	0.52	
47.01	15.11	8.26	5.23	3.58	2.53	1.83	1.44	1.47	1.02	0.74	0.82	0.84	0.88	0.93	1.01	
23.05	13.34	8.12	6.55	3.71	2.87	1.99	1.53	1.23	1.08	0.85	0.88	0.93	1.01	1.14	1.30	
11.85	9.64	7.08	5.10	3.77	2.83	2.13	1.73	1.43	1.32	0.97	0.98	0.98	1.43	1.68	1.75	
3.21	3.24	3.21	3.20	3.17	3.12	3.01	2.80	2.41	1.22	0.79	1.55	2.01	2.35	2.51	2.77	

図 4・27 各要素の安全率(杭あり)

との比でもって定義した。また降伏条件は、モールクーロン則を用いた。すなわち、各要素の σ_1 、 σ_3 を主応力、 ϕ を内部摩擦角、 c を粘着力とすると、安全率 (F.S.) は次式で与えられる。

$$F.S. = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) / 2}{c + (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \times \tan \phi} \quad \text{式(4・9)}$$

杭の存在しない場合には、埋立土層の各要素の安全率は、0.3~0.5 程度であった。安全率が 1.0 の要素を結んだ線は、護岸の前面の粘土層の箇所を除くと前述の、円

形すべりの計算での安全率を 1.0 を与える円形すべり線とおおむね一致する。杭が存在する場合では、杭の背面での各要素の安全率は杭の存在しない場合とほぼ同じ値であるが、杭の前面の要素の安全率が 1.0 より大きな値となっている。弾塑性解析の場合の要素の安全率の算定は、行っていないが、図 4・11 および図 4・12 でも示されるように塑性化した領域が円形すべりの領域とよく似通っていることがわかる。

4.3.4 北島・岸の方法との比較

第3章で紹介した北島・岸の方法を実物モデルおよび理想モデルに適用した場合について検討したので以下に述べることにする。

実物モデルでの最小安全率を与える円形すべり面は、図4・25に示す通り、ほぼ、護岸と海底面とが交差する場所を過ぎる円弧で与えられる。しかしこの場合は、杭の前面には、地盤は存在せず、背面に埋立土層による土圧がかかっている状態となっているため、北島・岸の方法をそのまま適用することはできない。従って、海底面より下の粘土層の内を通過する円弧（安全率0.409）、の場合について考えることにする。この円形すべりにおける抵抗モーメントは、1,669 t・m、滑動モーメントは4,082 t・mと算定される。北島・岸の方法によると、この抵抗モーメントに、さらに杭の抵抗力として、杭とすべり面が交差する点に働く水平力と円形すべりの円弧と半径との積で表わされるモーメントを加えることが出来る。

北島・岸の方法の中での中間杭～中間杭モデル（弾性解）を用いて水平力を100 tとした場合の杭に発生する水平方向の変位、応力および地盤に発生する地盤反力を算定すると、杭に発生する最大の水平方向の変位は16.6 cm、最大の曲げ応力度は、1,654 kg/cm²、および最大の地盤反力は、40 t/mとなった。また円弧すべりの安全率は0.956に上昇した。

実物モデルでの計算結果（図4・9）では、海底面での杭の水平方向の変位は、3.17 mであり、この値は前述の北島・岸の方法による計算結果の十数倍の値である。逆に北島・岸の方法によって、3 m余の水平方向の変位を発生させる場合を考えると、杭に働く水平力として数百トン位を考えねばならないことになる。しかし、杭を自立式矢板と仮定した場合でも、杭の背面にかかるクローン土圧の合計は、94.6 tしかならないので、この場合の杭に働く水平力は、最大に見積ったとしても100 tというオーダーを超えないと考えられよう。

実物モデルにおいては、杭は連続的に打設されているというモデルを使っているが、北島・岸の方法では杭を単杭として考慮し、地盤耐力（ σ_{max} ）が、 $9cD$ で与えられるとしたものである。この場合の $9cD$ は、 $9 \times 2.3 \text{ t/m}^2 \times 1 \text{ m} = 20.7 \text{ t/m}$ となる。図4・28に杭に働く水平力が100 tの場合の地盤耐力と杭に発生する水平方向の変位との関係を示している。地盤耐力が25 t/m以上では、杭の水平方向の変位は、ほとんど一定であるが、25 t/m以下では、急激にこの値が大きくなる。地盤耐力として杭前面の受働土圧を考えると、この場合には、約10 t/mとなる。この時の杭の水平方向の変位は

3～4 m程度となり、実物モデルでの計算結果とオーダー的に一致するようになる。杭に発生する曲げ応力度についても図4・29に示す通り同様な傾向がみられる。

理想モデルでは、杭が存在する場合のすべり層降伏時の載荷重の値と杭が存在しない場合の載荷重の値との差が、杭に働く水平力と考えられる。連続壁に相当する杭間隔 D の時には、杭に発生する変位と曲げモーメントに関して実物モデルと同様な傾向が見られる。しかし、北島・岸の方法による計算では地盤のすべり層の厚さが10 m近く発生することとなり、理想モデルでのすべり層の幅2 mよりかなり大きい値である。

杭間隔が、 $5D$ の場合には、各々の杭はほぼ単杭の状態と考えられ、一本の杭に働く水平力は、杭なしと杭ありの載荷重の差と地盤幅5 mとの積で求められる。この水平力139 t、地盤耐力を $9cD$ とした場合、北島・岸の方法で算定される杭の水平方向の変位は、74 cm、最大の曲げ応力度は、4,290 kg/cm²となる。有限要素法の計算結果では、杭の水平方向の変位が、85 cm、最大の曲げ応力度が、921 kg/cm²であったので、杭の変位に関しては、両者の値がほぼ一致する結果となった。

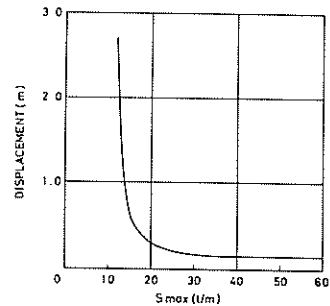


図4・28 地盤耐力と杭頭変位（実物モデル）

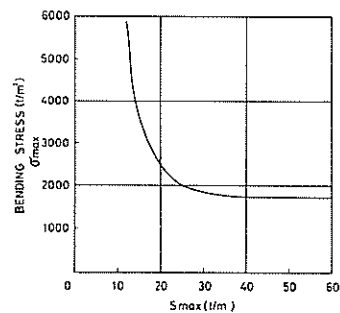


図4・29 地盤耐力と最大曲げ応力度（実物モデル）

以上のように有限要素法による計算結果と北島・岸の方法による計算結果には条件の設定によってかなりの値の開きがあることがわかった。これらの比較に関しては地盤耐力などの検討の余地が残されており、これらを考慮した場合には杭の変位においてオーダー的に一致する

場合もあるので今後、さらに詳しい検討が必要である。いずれにせよ、北島・岸の方法をそのまま設計において適用するには条件に関して十分な検討が必要となる。また、実物モデルの解析では、海底面より上の杭にかかる土圧によって、杭には既にかかなりの応力が発生していると考えられ、円形すべりに抵抗する水平力は、この応力を考慮して決定されるべきであろう。また杭が連続壁の場合には、地盤耐力が $9cD$ よりかなり下まわることが考えられ、地盤耐力について十分な配慮を必要とする。

5. むすび

本報告は、円形すべりにおける杭の抵抗効果に関して提案されているいくつかの計算法の中で、北島・岸による方法についてののみ検討したものであり、この点他の計算法についても同様の趣旨での検討が必要とされよう。北島・岸の方法においての杭とすべり面の交点に作用するせん断力の検証が最も必要とされるものであったが、模型実験においては、用いた実験装置の構造上の制約から期待した精度での杭の抵抗力が算定されなかったことは、実験モデル化の大胆な仮定も影響するところであり、この点実験の初期の目的を達成し得なかった。

しかし、北島・岸の方法の検証という点からでは基本的には、満足されるものであったと思われる。解析において、曲げひずみ分布は、実測値とよく一致し、その際の水平力(H)もオーダー的には実測値と一致することが証された。これによって北島・岸の方法の妥当性が証されたと言ってよいと思われる。実務上において北島・岸の方法を用いることは、水平力の大きさ、理論解析の検討でも明らかとなった地盤耐力の考え方などについてなお十分な検討を加えるまで待たねばならない。

本研究は、昭和50年度及び51年度の受託試験研究(受託件名: ジャケット式鋼製護岸の安全性に関する研究)により実施したものである。研究実施にあたっては、新日本製鉄株式会社・近藤一人氏、同・雨宮栄一郎氏、川崎製鉄株式会社・岡村憲光氏、久保田鉄工株式会社・土谷正幸氏の協力を得たのでここで謝意を表します。実験及び図面整理には、当研究室・藤沢孝夫君及び反田隆幸君の協力を得たので合せて感謝する次第である。

(1977年3月28日受付)

参 考 文 献

- 1) 北島昭一, 岸 正平; 円形すべりに対するクイの影響, 港湾技術資料 No. 29, 昭和42年3月
- 2) 渡 正亮, 中村浩之; 地すべり抑止工法について, 地すべりVol. 5, No. 1, 1968年
- 3) 伊藤富雄, 松井 保; 地すべり防止ぐいに作用する外力の算定について, 第8回土質工学研究発表会講演集, 昭和48年, p. 543 ~ p. 546
- 4) 福本安正; 地すべり防止グイの破壊状態と反力分布布について, 第8回土質工学研究発表会講演集, 昭和48年, p. 459 ~ p. 462
- 5) 青木義典, 田淵民雄; 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第11巻, 第4号, 1972年12月, p. 275 ~ p. 280
- 6) Bengt B. Broms; Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. of ASCE, SM, May, 1964, p. 123 ~ p. 125
- 7) O. C. ツィエンキーヴィッツ; 基礎工学におけるマトリックス有限要素法, p. 154 ~ p. 166
- 6) 一ノ谷基; 東京港廃棄物処理場埋立護岸の施工, 建設の機械化, 1976年12月, p. 16 ~ p. 22
- 7) 三橋郁雄; 有限要素法による水平方向地盤反力係数の推定, 港湾技術資料, No. 219, June, 1975, p. 19 ~ p. 22

港湾技研資料 No.264

1977・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社ガリバー

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.