

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

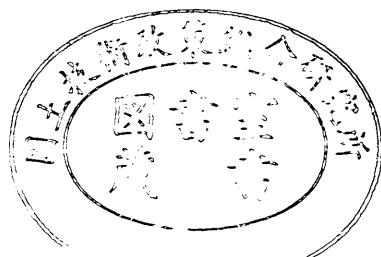
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 10

NO. 4

DEC. 1971

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第 10 卷 第 4 号 (Vol. 10, No. 4), 1971 年 12 月 (Dec. 1971)

目 次 (CONTENTS)

1. 海中に孤立した巨大構造物に働く波力の計算 ……合田 良実・吉村 知司…… 3
(Wave Force Computation for Structures of Large Diameter, Isolated in the Offshore
.....Yoshimi GODA and Tomotsuka YOSHIMURA)
 2. 群ダイの横抵抗に対するケイ間隔の影響 (第 1 報)
——縦間隔について—— ………………宮本 六男・沢口 正俊…… 53
(Group Action on Lateral Resistance of Piles (the 1st Report)
—Spacing Effect in the Direction of Loading—
.....Mutsuo MIYAMOTO and Masatoshi SAWAGUCHI)
- 港湾技術研究所報告 第 10 卷 索引109
(Index of Report of P.H.R.I. Vol. 10)

2. 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——

宮本六男*・沢口正俊**

要旨

クイの横抵抗に対する縦間隔の影響を調べるために、砂地盤において50ケースの模型載荷試験を行なった。クイ間隔が小さい時も、地盤常数もしくは載荷高を修正すれば、単グイに対する港研方式の横抵抗計算法が適用されることを確認したのち、隣接した二本のクイに個別に載荷していって、前グイが後グイにおよぼす影響と、後グイが前グイにおよぼす影響とに分離し、クイ頭変位の増分として取出した。これによれば、クイ相互の干渉には弾性的効果と塑性的効果があるが、間隔が小さくなるにつれ後者が卓越すること、クイ間隔の影響量全体はクイや土の特性が異なっても、間隔と曲げモーメント第1ゼロ点深さとの比 s/l_{m_1} で表現されることが判った。

この影響量を、載荷高比 R_h 、または地盤常数比 R_k に換算して合成し、1行 m 本の群グイの横抵抗計算に適用する方法を提案し、この正当性を模型実験および現地試験結果によって検討した。また、塑性的な効果は二次元的平面すべり面をもとにした仮想地表面の低下と見る解釈で十分説明されることが判り、クイ間隔の影響は、相当広い範囲までおよぶが、クイの相互干渉を考慮しなくてよい最小間隔として実際的意味で定義される影響間隔は、クイの本数によって変わることが指摘された。

* 土質部 基礎工研究室

** 土質部 基礎工研究室長

2. Group Effect on Lateral Resistance of Piles (1st Report)

— Spacing Effect in the Direction of Loading —

Mutsuo MIYAMOTO*

Masatoshi SAWAGUCHI**

Synopsis

In piled foundations groups of piles are commonly used. Some data on the testing of groups in the field show the reduction of lateral resistance due to group action, but no satisfactory theory of group action has yet been published.

Lateral loading tests on some pairs of model piles and model piles in groups in dry sands have been made to determine the influence of number, properties of pile-soil system, spacing of piles on group-lateral resistance, and on the ratio in which a lateral load is shared by the respective piles in a group.

Two kinds of loading were performed to distinguish both effects of a rear pile on a front pile and of a front pile on a rear pile. The effects were evaluated as increments of the pile-top deflection and then converted into apparent increments of height of load application or apparent decrement of soil constant k , which were presented in graphs showing the relations between these ratios R_h (Apparent height/actual height of load application), or R_k (reduced soil constant/original soil constant) and the ratio s/l_{m_1} (spacing of piles/depth of 1st zero point of moment. l_{m_1} represents a characteristic length of a pile-soil system).

The procedure which can usefully be used to calculate the lateral resistance of a pile group by combining the respective amounts of the two effects. The results were compared with published data from full scale loading tests on groups of piles.

It is also pointed out that the minimum spacing where group action is unnecessary to be considered is unexpectedly large, and depends on the number of piles in the direction of loading.

* Member of the Foundation Laboratory, Soils Division

** Chief of the Foundation Laboratory, Soils Division

目 次

1. まえがき	57
2. これまでの研究および現在の設計法	57
2.1 クイ間隔の影響とは	57
2.2 これまでの研究	57
2.3 現在の設計基準	60
3. 間隔の影響の一解釈	60
3.1 間隔が小さい群グイの挙動	60
3.2 港研方式クイの横抵抗計算法に適合する塑性的解釈	61
4. 実験計画	63
4.1 間隔の効果を左方する要素および対象の限定	63
4.2 実験ケース	65
4.3 測定項目と測定方法	65
5. 模型実験	65
5.1 載荷方法	65
5.2 模型グイ	65
5.3 実験地盤	68
6. 実験結果	70
6.1 各クイ個別の挙動	70
6.2 間隔の影響の定性的把握	83
6.3 クイ間の土の動き	85
7. 間隔の影響の定量化	87
7.1 クイ②によるクイ①への影響量	87
7.2 載荷高比 R_h , 地盤常数比 R_k への換算	91
7.3 理論式と実験結果の比較	94
8. 設計法への導入	98
8.1 群グイ効率の適用	98
8.2 各クイ個別に間隔の影響を適用し、群グイ全体の横抵抗を求める方法	100
8.3 影響間隔	102
8.4 群グイ載荷試験結果との比較	103
9. 結論	104
あとがき	105
参考文献	105
記号表	106
付録	108

1. まえがき

鋼グイなどクイ基礎工法の発展にともない、クイの横抵抗の問題も次第に明らかにされてきている。クイの横抵抗の計算法として種々のものが提案されているが、次の3つの方法が、それぞれの特長に応じて、広く用いられているようである。

- i) Chang の方法
- ii) Palmer-Thompson の方法
- iii) 港研方式

これらは、斜グイの場合とか、同時に軸力を受ける場合とか、短グイの場合とか、実際的な問題への適用法についても工夫が加えられ、それぞれ一つの整った体系となりつつある。

実際のクイ基礎は、大抵幾本かのクイが一体となった群グイ構造となる。群グイ全体の横抵抗は、同一条件の单グイの横抵抗の単純な和として求められてきた。上記計算法の確立にともない、現場載荷試験のデータがより合理的に解析されるようになり、この単純な設計法との差違が指摘され、より進んだ研究が求められている。

当研究室が、クイの横抵抗の問題に取りかかったのは二十年余り前であるが、当初の研究項目の中にすでに、群グイの問題も掲げられていた。久保は参考文献9)に、数ケースの実験結果を例示し、間隔の影響について定性的解釈を述べている。即ち“一般的関係を導くほどデータが充分でなく、より多くの実験が必要であるが”ことわって、“横間隔を 10, 15, 20, 40 cm と変えて一行のクイ群の載荷を行なった結果、有義な差は認められなかった。間隔の小さい方がわずかであるが大きい抵抗を示している。この結果によれば密なクイの横配列による横抵抗の低減は考えなくてよい。縦間隔の効果の実験結果は間隔が小さくなるにつれ大きな低減を考えなければならぬことを示している。間隔の影響を考えなくてよい最小間隔はクイの特性と地盤条件によって左右される”としている。

筆者らは先に斜組グイの新しい計算法を提案したが、この中でクイ相互の間隔の影響が大きいことが指摘されている。

筆者らは昭和42年よりこの問題に着手したが、縦間隔についての模型実験を終えたので、それらの解釈と、間隔の影響の算定法の提案を試みる。

2. これまでの研究および現在の設計法

2.1 クイ間隔の影響とは

間隔の影響 (Spacing Effect) とか群グイ効果 (Group Action) とか言う場合、クイ間隔が小さいために群グイを構成している各クイの抵抗が同一条件の单グイの抵抗と異なることをさしているが、一般には次の2つの現象が含まれる。

- i) クイが地中応力を介して相互に干渉するために起る支持特性の低下
- ii) 施工による周辺地盤の擾乱または締固め

頭部固定群グイの横抵抗に関しては、次の傾向も問題となる。

- iii) クイ間隔の減少にともなうクイ頭固定度の低下
- ii) 項は施工法の種類、施工のやり方精度、地盤の種類によって非常にバラツキが大きく、むつかしい問題である。
- iii) 項は、クイ間隔が小さくなるほど幾何学的に、ある横荷重での各クイの軸力が増し、クイ頭鉛直変位が増加すること、また各クイのある軸方向変位に対し、クイ頭結合部材の回転角が大きくなることによって、クイ頭の傾斜角が大きくなるという意味である。これは、2~3本の小ないクイ本数の場合には大きい要素となろう。

直接基礎や深い基礎の鉛直支持力または沈下量におよぼす配置間隔の問題は古くから研究されており、主に、i) 項に関してかなりの集積がある。これと同様、クイの横抵抗についても群グイ効果が問題とされるようになり、各地の現場試験の結果、单グイの横抵抗から、直ちに群グイ基礎の横抵抗を推定することは危険側の設計になることが報告されるようになった。

2.2 これまでの研究

群グイの支持機構を検討する場合、次の2つのとらえ方がある。

- i) クイ相互の干渉による全体の効率低下
- ii) 配列に応じた部材クイごとの分担率

現場載荷試験の報告には ii) 項の検討が多く、理論また模型実験をもとにした研究は i) 項を取り扱っているものが多い。実際の設計には少なくとも ii) 項が判っておればよいという立場もあるが、その合理的導入のためには ii) 項が前提となろう。

クイ間隔の問題が検討されはじめた時、最初に考えられたことは、クイ間隔がいくら以上になれば間隔の影響を考えなくて良いかという命題であった。この影響間隔

の値は、一般的のケースでは最も実際的な設計法になるのであって、次のような報告や提案がある。

○N. C. Donovan (1959)*

クイ間隔 $> 4 \times$ クイ径 ……横抵抗の低下なし
クイ間隔 $< 2 \times$ クイ径 ……クイとその間の土は一体となって動く。

○B. B. Broms (1964)

クイの塑性ヒンジより上で、土は塑性化するとする複合地盤反力法ともいべき单クイの極限横抵抗を求める計算法を提案し、これを5つの載荷試験結果に適用し、図2-1を得ている。すなわち一本のクイの最大曲げモーメントの計算値は実測値とよく一致するのに対し、載荷方向のクイ本数が増すにつれ、実測最大曲げモーメントが大きくなっている。3本の場合1.7倍になっている。彼は最大曲げモーメントに関しては、クイ間隔がクイ径の3倍以上であれば、群クイ効果を考えなくてよいとしている²¹⁾。

わが国においても、このような群クイ効果に対する経験的なデータが報告されるようになり、さらには、これらを一般的に表示する試みも始まっている。主なものとして次の三つを紹介しよう。

○玉野、大内の研究 (1968)

玉野らは1行のクイ群の効率を求める図2-2を提案したが、まず次のような仮定から出発している。

(1) 前のクイの水平変位によって後のクイは影響を

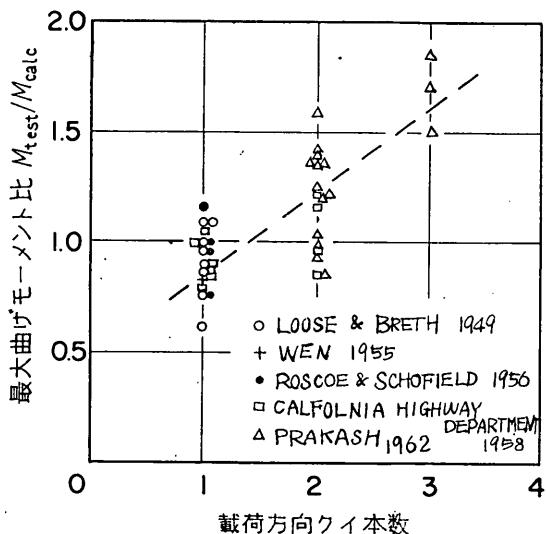


図 2-1 群クイの挙動 (Broms による)

* Broms の論文 20) p. 47 に引用されている。

受けない。

(2) 後のクイの水平変位によって前のクイは地盤と同様に変位する。

(3) クイの背面と地盤との間にスキ間は生じない。

(4) 地盤応力の分散角度 α は一定である。

(5) クイ面反力分布は図2-3のようである。

(6) クイ頭に作用する横荷重 P とクイのタワミ y の関係は、 K を常数として次式で表わされる。

$$P = K \cdot y^{0.5}$$

これらを基にしてクイ頭に荷重が作用したときの地盤のヒズミによるクイ頭変位を求めていた。即ち、

$$\delta_x = \frac{P D l}{E_s} \cdot \frac{-1}{(D - 2l)^2 + \tan \alpha} \\ \times \left[\frac{4x \tan^2 \alpha + (D + 2l) \tan \alpha}{(l + x \tan \alpha)(D + x \tan \alpha)} - \frac{(D + 2l) \tan \alpha}{l D} \right. \\ \left. + \frac{4 \tan \alpha}{2l - D} \left\{ \log \frac{D + 2x \tan \alpha}{2l + 2x \tan \alpha} - \log \frac{D}{2l} \right\} \right]$$

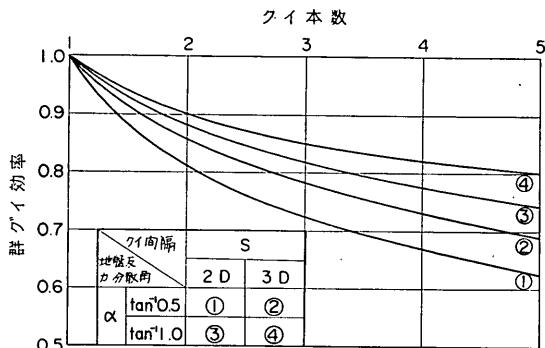


図 2-2 群クイ効率 (玉野による)

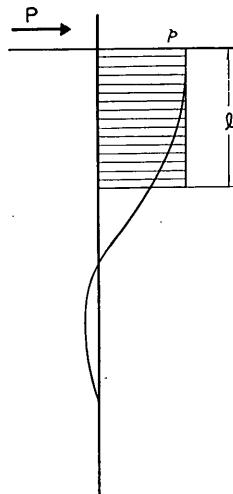


図 2-3 等価クイ面反力分布

ここに δ_x : クイから x なる点までの地盤のヒズミによるクイ頭水平変位

D : クイ径

l : 等価クイ面反力の分布深さ(図 2-3)

α : クイ側面の反力の分散角度

E_s : 地盤の弾性係数

この式より $x=\infty$ のときのクイ頭変位 δ_∞ (単グイの場合の水平変位) と δ_x との比を求め、等価クイ面反力分布深さを $l=2D$, $l=3D$, $l=4D$ と変えてこの δ_x/δ_∞ はほとんど変わらないことを確認している。次に最後尾のクイのクイ頭変位より出発し、この δ_x/δ_∞ を用い、各クイのクイ頭変位が等しいという条件より各クイの分担荷重を求め、その合計荷重と単グイの荷重を本数倍したものと比べて群グイ効率を求めた。これが図 2-2 である。i) などのように大胆な仮定が含まれており、各クイの分担率は前列になるほど小さくなっている。

○菊地らの研究 (1970)

菊地らは野外クイ試験場での実大試験群グイでの系列実験や、各地の橋脚基礎グイの載荷試験の結果をもとにして、クイ頭変位、傾斜角や頭部曲げヒズミについてクイ間隔の影響を見ている。2本組グイの場合の荷重変位データより求めた平均横方向地盤反力係数 $k_{n'}$ と同一現場での自由单グイのそれ k_∞ との比 (平均地盤反力係数低下率) $R_{km}=k_{n'}/k_\infty$ を計算し、図 2-4 のように表わした。前グイは後グイの影響を受けず、その R_{km} は図 2-4 で $B/D>8$ の値 C (直々組グイで 0.7, 斜直組グイで 0.6) で一定とし、後グイの k_2 は間隔 B/D に応じ図 2-4 より R_{km} を読み取り、

$$k_2 = k_\infty \cdot R_{km} = k_\infty \cdot (2R_{km} - C)$$

より求めるとしている。3本以上の組グイについても図 2-4 をもとに各クイの低下率を求める方法を述べている

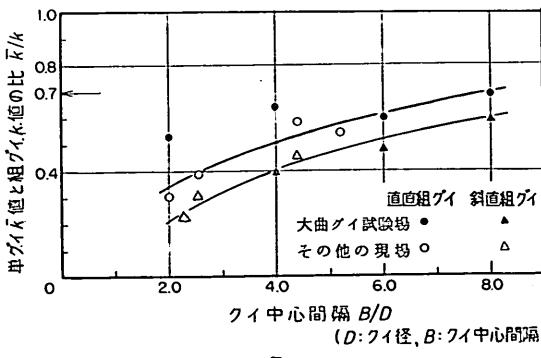


図 2-4 $B/D \sim k/k$ (菊地による)

が、基本的考え方は 2.1 節の iii) 項であろう。この場合、地表面での軸方向パネ係数、自由長や斜グイの傾斜角なども変数になるので、より一般的な表示が望まれる。

○玉置らの研究 (1970)

玉置らは数多くの系統的模型実験を実施し、得られた荷重～クイ頭変位データをもとに群グイ効果を算出し、統計的データ整理を行なって、その一般表示を行なった。ここでは表 2-1 のような条件でゲージ装着試験グイを建込み、乾燥砂を相対密度 90%, N 値 4 度程に締固めて実験地盤とした。第 1 シリーズで間隔の違いによるクイ頭パネ数の低下を調べ図 2-5 を得ている。これより群グイ効果が現われ始める影響間隔は頭部自由グイでクイ径の 5.5 倍、完全固定グイで 7.8 倍である。第 2, 3 シリーズではクイ本数の違いによる群グイ効果を検討している。この研究の特長であるが、実際のクイ基礎では頭部埋込グイでもクイ頭傾斜角=0 の完全固定条件は満たされないとし、

$$k = \frac{\text{実際のクイ頭拘束モーメント}}{\text{完全固定としたときのクイ頭拘束モーメント}}$$

と定義した固定度 k も群グイ効果を左右する因子であるとしている。すなわち、群グイ中の部材グイの平均クイ

表 2-1 実験ケース

実験 シリーズ	行および列数 $n \times m$	相対間隔 s/B
頭部自由 ($k=0$)		
1-A	1×2 (縦間隔)	(单グイ), 1.5, 2.5, 3.5, 5.0, 6.0, 7.5
1-B	2×1 (横間隔)	同 上
2	(单グイ), 1×3, 2×2, 2×3, 3×1, 3×2, 3×3	2.5
3	同 上	6.0
4	同 上	10.0
頭部固定 (ただし $k=0.6$)		
1	2×2	(单グイ), 1.5, 2.5, 3.5, 5.0, 7.0, 10.0
2	(单グイ), 2×2, 2×3, 3×2, 3×3	2.5
3	同 上	4.0

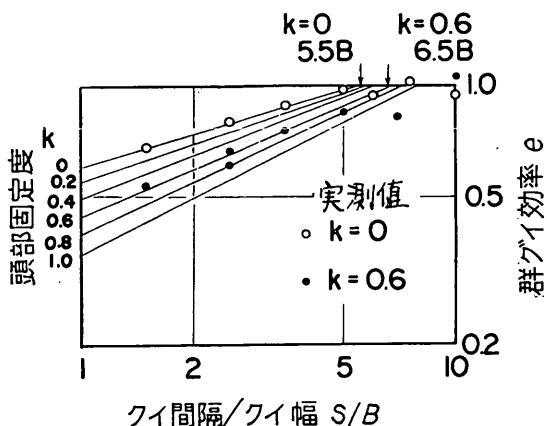


図 2.5 k をパラメータとした時の群ゲイ効率
(玉置らによる)

頭バネ係数と単ゲイのバネ係数（同じクイ頭固定度に換算）との比を群ゲイ効率 e とし、これを左右する要素として、相対クイ間隔 d （クイ間隔/クイ径）、荷重方向クイ列数 m 、荷重直角方向クイ行数 n 、それに固定度 k をあげ、上述の実験データを各要素の交互作用を検討して次の一般式を提案した。

$$e = 1 - 5 \{1 - (0.6 - 0.25k)d^{(0.3+0.2k)} \\ \cdot \{1 - m^{-0.22}n^{-0.09}\}\} \quad (2.2)$$

そしてこれが簡単に求められるようノモグラムも作成している。

菊地らはこの固定度 k もクイ間隔の関数と考えて、この節の冒頭で述べた手順 ii) → i) をとっているのに対し、玉置らは綿密な実験によって直接 i) を表示する経験式を求めているのである。

なお、玉野や菊地らの提案が縦間隔だけを取り扱っているのに対し、玉置らの提案は実際例の多い縦横間隔の等しい場合を扱い、上式中 $(0.6 - 0.25k)d^{(0.3+0.2k)}$ は縦横両方の間隔の影響が含まれているものと思われる。

この他現場載荷試験および模型実験の報告として参考文献 6)~16) などがある。

2.3 現在の設計基準

前節で概観したように、クイ間隔の影響に関する本格的な研究は最近になって始められたばかりでその数も少ない。これを反映して現在の設計基準でこの問題を規定しているのは次の二例にとどまり、内容も簡単なものになっている。

○道路橋下部構造設計指針：クイ基礎の設計篇

日本道路協会 (1964)

3.4 1 本のクイの許容支持力に加わる制限

3.4.6 軸直角方向力に対する群ゲイの考慮

クイ間隔を密に打ったクイ基礎では、軸直角方向支持力の群ゲイによる効率の低下を考慮しなければならない。

解説で、地盤の種類によっても異なるが、5D 以下のクイ間隔になると一般に群ゲイによる効率低下を考えなければならないとしている。

○港湾構造物設計基準 日本港湾協会 (1967)

2.3 クイの軸直角方向許容支持力

2.3.6 群ゲイの作用に関する考慮

解説で、クイの打込み中心間隔が、次の値をこえるときは、軸直角方向支持力に関して、群ゲイ作用を考慮しなくてよいとしている。

砂質土	横 方 向	1.5D
	縦 方 向	2.5D
粘性土	横 方 向	3.0D
	縦 方 向	4.0D

ここに、横方向とは外力に直角方向、縦方向とは外力の方向をいい、 D はクイ径を示す。

このような設計基準からすれば、これら最小中心間隔以上に配置するのが上手な設計となろうが、実際の設計においては、クイ基礎構造の形状寸法は横荷重からだけで定まるものではなく、軸荷重やクイ以外の部材の検討など全体を考えると、上記の間隔以下で配置した方が、安定性、経済性からみて適当な設計となる場合もある。

3. 間隔の影響の一解釈

3.1 間隔が小さい群ゲイの挙動

クイ間隔が小さることによる横抵抗の低下として、ここでは 2.1 節の i) 項だけを考えることにするが、これはさらに次の 2 点に基づいたクイ面反力の低下によるものと言いかえられる。

i) 弹性的応力伝ば

ii) クイ周囲の塑性領域（受働、主働領域）の重なり合いによる地盤のゆるみ（より進行した塑性化）

頭部が剛性の大きい部材で結合されていてクイ頭で相対変位がない場合、i) などは考えなくてもよいようにも思われるが、そうではなく、前にも後にも影響するもののない単ゲイの場合と比べて考えているのである。

これらのこともう少し詳しく考えてみよう。单グイのクイ面反力 p_s は、クイ前面よりの地盤反力の増分（クイ側面でのマサツ抵抗も含む）を p_P 、背後よりの地盤反力の増分を p_A とすれば

$$p_s = p_P - p_A \quad (3 \cdot 1)$$

で表わされる。一方、群グイ中の前(変位の進む方向)から i 番目のクイのクイ面反力 p_i は

$$p_i = (p_P)_i + \alpha(p_A)_{i-1} - [(p_A)_i + \beta(p_P)_{i+1}] \quad (3 \cdot 2)$$

ここで $(p_P)_i$, $(p_A)_i$: それぞれ i 番目のクイの前面および背面よりの地盤反力の増分、

$(p_A)_{i-1}$: 前グイ ($i-1$ 番目) の前面地盤反力の増分

$(p_P)_{i+1}$: 後グイ ($i+1$ 番目) の背面地盤反力の増分

α, β : それぞれの応力伝達率

しかるに外力が作用し、クイにタワミが生じた場合、前面の地盤反力は増加し、背面の地盤反力は減少する。すなわち、

$$(p_P)_i, (p_P)_{i+1} > 0; (p_A)_{i-1}, (p_A)_i < 0$$

よって

$$p_i = (p_P)_i - (p_A)_i - \{\beta(p_P)_{i+1} - \alpha(p_A)_{i-1}\} \quad (3 \cdot 3)$$

と表わせば、第 3 項が、前後の影響範囲内にクイがある場合のそれによるクイ面反力の低下量を表わしている。i) 項はこのことを指している。なお、背面反力は前面反力に比べてかなり小さいから、上式の最後の項で表わされる前グイよりの弾塑的な影響は極めて小さい。

ii) の現象はどのように考えられるであろう。クイが荷重を受けて水平方向に変位していくと、その周囲の地盤はヒズミの大きい地表面から次第に塑性化していく。この様子は横荷重を受けるクイ—土系の挙動を、実験槽のガラス壁から観察すると認られる。横荷量を受けるクイの周囲の土は三次元的に変形するが、Rowe はクイ前面にクイ幅に等しいスライスを考え、この両側面からせん断抵抗を受けると見なせば、二次元問題として取扱えるとし、横荷重を受けたクイに生じる地盤反力を計算するのに潜在すべり面を考えた¹⁷⁾。

荷重、そして変位の増大とともに、クイの周囲の塑性領域が漸次下方へ進行していく、ある荷重段階から図 3・1 のように前後グイから出発したすべり面が互に地表面下で交わるようになる。そしてすべり面の重なり合った付近の地盤はいよいよゆるくなり、抵抗が減少する。この状態は間隔が小さいことにより地盤常数が低下するとみなされる。この地盤の抵抗の低下は、見方を変えて図中

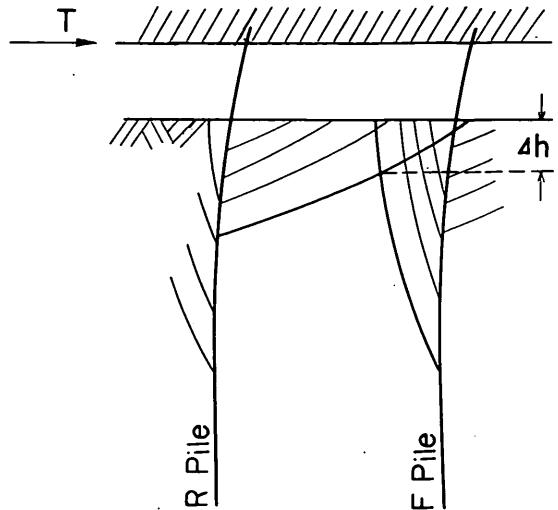


図 3・1 クイ周囲の土の塑性化

に示す Δh だけ地表面が仮想的に下がり、載荷高がこれだけ増すと解釈することもできる。

いずれにしろクイ間隔の影響 ii) は特にクイの変位、ひいてはクイ頭荷重の関数であることがここで理解される。また、この原因 ii) は荷重がかなり大きくなつてから生じる現象であるのに対し、原因 i) はかなり小さい荷重段階から表わされてくるであろう。言いかえれば、i) 項はかなり大きいクイ間隔まで考慮しなければならないであろう。

3.2 港研方式クイの横抵抗計算法に適合する

塑性的解釈

クイ間隔の影響として、前節で 2 つの原因を考えたが、実際問題では ii) が卓越しているとし、横抵抗の低下を仮想的に地表面が下がると見なして、まず群グイ中の個々のクイの間隔による影響量を考えよう。

前述の Rowe や、垂直控グイの横抵抗の計算法において保ら¹⁷⁾が、そして筆者の一人が地盤常数の特性の研究²²⁾において行なったように、ここでもクイの前面、背面に図 3・2 のように二次元的平面すべり面を考えよう。Rowe はクイの横抵抗問題に ϕ_m —稼動理論を適用する際¹⁷⁾、クイ前面の潜在的すべり面を直線と仮定して土のヒズミを計算したが、ここで“クイの壁面マサツが発揮されるにつれ、すべり面の曲率は大きくなり、特に地表面付近で降伏した所では直線とは全く異なった曲線すべり面となる。しかしヒズミを推定するためには直線すべり面を用いても重大な誤差の原因にはならない。”と付言している。

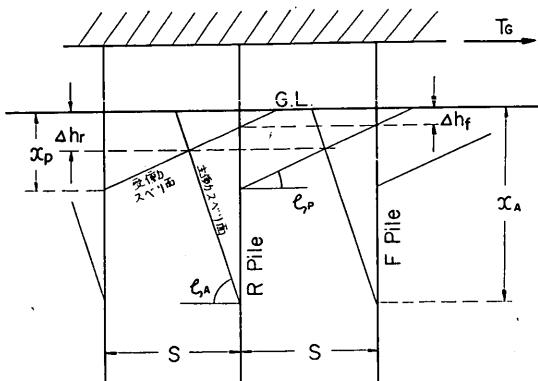


図 3.2 計算に用いる仮想スベリ面

主働スベリ面および受働スベリ面の発生する深さ x_A , x_p はそれぞれ、クイー土系の特性長の一つである、曲げモーメント第一零点の深さ l_{m_1} に比例するとしよう*。すなわち、いかなる荷重のもとでも

$$r_A = x_A/l_{m_1}; \quad r_P = x_p/l_{m_1} \quad (3.4)$$

は一定であると考える。この値は 7.3 節で実験によって求められる。

さて、問題の後グアイが前グアイに与える影響は上図に示すように、後クイ前面の受働スベリ面が前グアイに交わる深さ Δh_f までの地表面の低下とし、前グアイの後グアイに対する影響は、同図における前グアイの主働スベリ面と後グアイの受働スベリ面との重なり合う深さ Δh_r までの地表面低下とする。これがここで提案する方法の基本であり、この塑性的考え方からすれば、後グアイに対する前グアイの影響のほうが前グアイに対する後グアイの影響よりも大きいのである。

これらの仮想的地表面低下量は上図の幾何学的関係により、クイ間隔を s として次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta h_f &= \frac{1}{\cot \zeta_P} (x_p \cot \zeta_P - s) \\ \Delta h_r &= \frac{x_A \cot \zeta_A + x_p \cot \zeta_P - s}{\cot \zeta_A + \cot \zeta_P} \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

ここで ζ_A , ζ_P は主働、受働崩壊角で、Coulomb 土圧の理論から、鉛直グアイで地表面が水平な場合、土の内部マ

* 橫荷重に対するクイー土系の基本的な特性長はその平衡方程式

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + B k x^m y^{0.5} = 0$$

を無次元化する基準深さ C_x である。

$$C_x = \left(\frac{EI}{Bk} y^{0.5} \right)^{1/(m+4)}$$

サツ角 ϕ とクイ面マサツ角によって次のように表わされる³²⁾。 δ の値については 7.3 節で述べられる。

$$\begin{aligned} \cot \zeta_A &= -\tan(\phi + \delta) + \sec(\phi + \delta) \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\phi + \delta)}{\sin \phi}} \\ \cot \zeta_P &= \tan(\phi - \delta) + \sec(\phi - \delta) \sqrt{\frac{\cos \delta \sin(\phi - \delta)}{\sin \phi}} \end{aligned} \quad (3.6)$$

式 (3.5) によれば、これら地表面低下量はクイ間隔と直線関係にある。

上式は式 (3.4) をもとに導かれているので、地表面低下比 $A = \Delta h/l_{m_1}$ として無次元化しておけば、次式のようにより一般的な表現となる。ここでは各クイの諸元と地盤常数が等しく、单グアイとしての l_{m_1} が全て等しい場合を考える。すなわち添字 f , r を式 (3.5) と対応させて、

$$\begin{aligned} A_f &= \Delta h_f/l_{m_1} \\ &= (r_p \cot \zeta_P - s/l_{m_1})/\cot \zeta_P \\ A_r &= \Delta h_r/l_{m_1} \\ &= (r_A \cot \zeta_A + r_P \cot \zeta_P - s/l_{m_1})/\zeta \end{aligned} \quad (3.7)$$

ここで

$$\zeta = \cot \zeta_A + \cot \zeta_P$$

この式によれば、クイ間隔の影響量はクイー土系の特性によって決まる塑性域深さ比 r_A, r_P , 崩壊角 ζ_A, ζ_P のほか、間隔と曲げモーメント第 1 ゼロ点深夜の比 s/l_{m_1} によって一義的に決まることがわかる。

上式 (3.7) がクイ間隔影響量の直接的表現であるが、クイの設計計算には次式で定義される載荷高比 R_h 、または地盤常数比 R_k に換算して適用される。

$$\left. \begin{aligned} R_h &= \frac{\text{間隔の影響が見掛上増大した載荷高 } h'}{\text{单グアイとしての載荷高 } h} \\ R_k &= \frac{\text{間隔の影響で見掛上低下した地盤常数 } k'}{\text{单グアイとしての地盤常数 } k} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

$$h'_f = h + A_f, \quad h'_r = h + A_r \quad (3.9)$$

であるから、次式によって A から載荷高比が求まる。

$$R_h = A \cdot l_{m_1}/h + 1 \quad (3.10)$$

地盤常数比を求めるには筆者の一人が前に用いた次式を用いる。

$$\frac{1}{2} K_P \gamma x_P^2 = k \int_0^L x y^{0.5} dx \quad (3.11)$$

ここに K_P は受働土圧係数、 γ は土の単位単積重量であ

る。この式は、クイ前面の受働スベリ面を図3・2のよう
に深さ x_P から出発する平面としてクイに働く受働土圧
を求める、これとクイ面反力（砂質地盤は大抵S型地盤だ
として）

$$p = k_s \cdot x y^{0.5} \quad (3 \cdot 12)$$

との釣合いを、クイ幅が十分大きい場合について、単位
幅当りの関係について表現したものである*。式(3・11)
において、 x_P が Δh だけ減少することを k が k' に低
下すると見なせば、

$$(x_P - \Delta h)^3 / x_P^3 = k' / k \\ \therefore R_k = (1 - \Delta h / r_P)^2 \quad (3 \cdot 13)$$

となり、地盤常数比 R_{kf}, R_{kr} が Δ_f, Δ_r より求められ
る。

以上で、後グイの前グイに対する影響、および前グイ
の後グイに対する影響を地表面の低下として Δ_f, Δ_r の
形に表わし、これを載荷高比 R_h または地盤常数比 R_k
に変換する式を求めた。これを、載荷方向に m 列に影
響間隔以内で並んだ群グイの横抵抗計算に適用する方法
は8.3節で述べられる。

4. 実験計画

4.1 間隔の効果を左右する要素および対象の限定

2.1節で見たように横抵抗に対するクイ間隔の問題と
して3点掲げたが、本文では ii), iii) 項は取扱われず i)
項だけが検討される。

この問題を左右する要素として、次のものが考えられ
る。

- Ⓐ 縦横間隔の大きさ、 s (s_L, s_P)
- Ⓑ クイ頭荷重の大きさ T およびその性質
- Ⓒ クイ幅 B
- Ⓓ クイの曲げ剛性 EI
- Ⓔ 地盤の変形係数、強度、……地盤常数
- Ⓕ クイ頭固定度
- Ⓖ 載荷高
- Ⓗ 鉛直および水平荷重によるクイの軸方向変位

⑤は土の非線形性からくるものであり、⑥、⑦はクイ
のタワミ性から出てくる。2.2節で見たように、従来の
群グイ効率に関する提案は、 s/B だけで整理されていた。
これは、鉛直方向支持力に関する群グイ効果が深い基礎
の支持力理論を根拠に、 s/B で整理されていた方法の踏

襲であると思われる。本研究は、 T, EI, k も考慮され
ねばならないという考え方で始められた。

研究の第一段階として、ここでは、次のような条件に
しほって模型実験が行われた。

- i) 縦間隔(載荷方向)だけを考え、横間隔は考えない。
三次元的な横間隔の影響は前節の方法とは全然別
の考え方で説明されねばならない。縦横の間隔が等
しい場合、縦間隔の影響量の方が大きいであろう。
 - ii) クイ頭は埋込みでなく、ヒンジの結合条件とする
港研方式の横抵抗計算法に用いられる地盤常数 k
は、 EI, B, h などに対すると同様、クイ頭の固定
度とも独立な、文字通り地盤固有の値である。しか
しクイ間隔の問題になると、クイ頭固定度によって、
タワミ曲線の形の違いがあるので、同一変位で比較
してもクイ周囲の土のヒズミの大きさや分布は異な
ろう。前節で述べた計算法で言えば、クイ頭固定条
件によって、 l_{m_1} は変わらないが x_A および x_P 、す
なわち r_A, r_P の値が異なると思われる。
 - iii) 実験地盤としてS型砂地盤を用いる。
前節では地盤を、粘着力のない ϕ 材料として、
Coulombの土圧理論を適用している。粘性地盤にお
けるクイ周辺の塑性領域の形は異なる。引張強度も
クイ間隔の効果を作用するであろう。地盤の剛性が
深さ方向に一定のC型砂地盤については、そこでの
 r_A, r_P を求めれば、同様の取扱いができる。
 - iv) 外力としては静的荷重を作成させる。
動的荷重や繰返し荷重に対しては、土の履歴特性
を考えた場合、群グイ効果もオーダーが異なってこ
よう。群グイ(クイ間隔3B)の動的載荷試験におい
て、深さ3mまでのクイ間の土はクイとほとんど同
じ変位をしたと報告されている¹⁵⁾。繰返し荷重に対
する挙動については Parakashなどの研究がある¹⁶⁾。
なお、受働、主働崩壊角はクイ面マサツ角 δ によ
つて左右されるが、この δ は動的荷重のもとではかな
り低下すると言われている。
 - v) 構成グイの諸元 (EI, B, h) は等しい。
解析を繁雑にしない為にこうしたが、これらの諸
元が異なったり、斜グイが含まれていたりして(各
クイ頭バネ係数が等しくなくて)も、各クイそれぞ
れの諸元に応じた l_{m_1} を考えれば、他の取扱いは同
じことである。
- これら i)~iv) の条件下で得られた結論の適用性につ
いては 8.4節で吟味される。

* 参考文献 22) pp. 74~76

宮本六男・沢口正俊

表 4.1 実験ケース

実験 (A) 載荷方向に並んだ 2 本の自由端グイに対する個別載荷

ケース	クイ間隔	S P 1	S P 2	S P 3	S P 4	S P 5
前 グイ に 對 する 後 グイ の 影 響	10 cm	○	○	○	—	—
	20	○	○	○	—	○
	30	○	○	—	○	○
	40	—	○	—	—	—
	50	—	—	—	—	○
	60	○	—	—	—	○
	100	—	—	—	—	○
粗	7	○	—	—	—	—
	10	○	○	—	—	—
	20	○	○	○	—	○
	30	○	—	—	—	—
	50	○	—	—	—	—
前 ↓ 後	密	10	○	—	—	—
	20	○	○	—	—	—
	30	○	—	—	—	—
	35	—	○	—	—	—
<i>B</i> (cm)		7.0	7.0	7.0	20.0	30.0
<i>t</i> (cm)		0.4	0.6	0.9	0.6	0.6
<i>EI</i> (kg·cm ²)		7.83×10^4	2.65×10^5	8.93×10^5	7.56×10^5	1.134×10^6

実験 (B) 群グイ (ヒンジ結合) の水平載荷

シリーズ	ケース	部材	クイ幅	剛性 (kg·cm)	クイ間隔	載荷高	本数
1	G P 1	N P グイ	7 cm	2.117×10^6	20 cm	4.2 cm	4
	G P 2	"	"	"	40	40.8	"
	G P 3	"	"	"	20	88	"
	G P 4	"	"	"	40	89.7	"
2	G P 1	"	"	"	10	36	5
	G P 2	"	"	"	15	36.5	"
	G P 3	P P 6.7	10	1.276×10^6	20	40	"
	G P 4	P P 8.9	"	12.00×10^6	"	"	"
	G P 5	P P 10.11	"	57.35×10^6	"	"	"
3	G P 1	S P 2	7	0.265×10^6	15	10	2
	G P 2	"	"	"	25	"	"
	G P 3	S P 3	"	0.893×10^6	15	"	"
	G P 4	"	"	"	31	"	"

4.2 実験ケース

○予備実験

クイ間の土の動きを観察するために、長さ 80 cm, 幅 24 cm, 深さ 36 cm のアクリライト製の箱に、幅 4.0 cm, 厚さ 0.9 cm, 長さ 40 cm の 2 枚の板をクイとして所定の間隔で建込み、小名浜砂を気乾燥状態でゆるく入れ、2 本のクイの個別載荷と、クイ頭をヒンジ結合した組グイとしての載荷を、8, 15, 20 cm の間隔で行なった。

本実験として表 4・1 に示す、一連の載荷試験を行なった。

○実験(A) 近接した 2 本のクイの個別載荷

次の二つの効果を分離して取り出す目的で行なわれた。

- i) 後グイが前グイにおよぼす影響 (R to F としよう)
- ii) 前グイが後グイにおよぼす影響 (F to R としよう)

具体的には、所定の間隔で建込まれた 2 本の直グイの一方 (i) の場合、前グイが先) に、最大曲げ応力 1,000 kg/cm² を発生させる横荷重 T_0 の 1/2 程度を作用させ一定値に保つ間、もう一方のクイ②に荷重 T_0 まで載荷していく時、先に載荷されているクイ①が受ける影響量(変位、最大曲げモーメント、 I_{m1} など)を測定しようとするもので、2 本のクイのクイ頭変位が等しくなった時の影響量が代表値として比較検討される。すなわち、先に載荷されるクイ①は一つのピックアップとも考えられる。

ここでは載荷順序、クイ間隔の他に、クイの曲げ剛性、クイ幅、地盤の密度をパラメーターとして変化させた。

○実験(B) 一列クイ群の載荷

クイ頭をヒンジで結合された 2 ~ 4 本の群グイの横荷重に対する挙動を調べ、実験(A)で分離した効果を合成

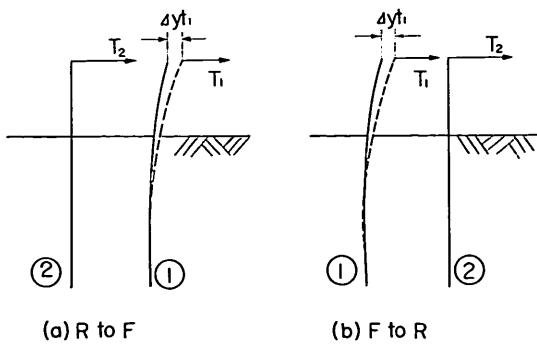


図 4-1 載荷順序

したものと比較する。ここでは表 4・1 に示すように、クイ本数 m 、間隔 S 、載荷高 h 、クイの曲げ剛性 EI を変化させ、13 ケースを実施する。実験(B)シリーズでは、クイ間の土の塑性域の発生を観察することを目的として、実験槽のガラス面にクイを接して建込み載荷試験を行なった。このデータは定量的解析には用いていない。

4.3 測定項目と測定方法

クイ相互の干渉の度合を明らかにするため、載荷試験において次の項目の測定を行なう。

- i) 荷重 …… ブルーピングリングによる。
(50, 100, 300 kg 用)
- ii) クイ頭変位 …… 10 mm, 30 mm ダイアルゲージによる。安定条件に達するまで経時変化を読む。
- iii) クイ面ヒズミ分布 …… 模型グイの両面に貼布した、ワイヤーストレングゲージを 2 ゲージに組んで曲げヒズミを読み取る。読み取りはスイッチボックス (PS7-100S) を介して静ヒズミ計 (PS7-LT, 零位法) で行なう。
- iv) クイ周囲の土の動き …… 地表面と実験(B)の 3 シリーズではガラス壁側面地中部にも寒冰碎石の細粉で白線を引き、それによって土の動きの観察を容易にする。写真撮影も行なう。

5. 模型実験

5.1 載荷方法

図 5・1 に示すようにブーリーを介して重錘による荷重制御法によって載荷を行なった。最初に載荷を行なうクイ①は 8 ステップ、後のクイ②は 10 ステップで最大荷重に達するが、各段階で、クイ頭変位の経時変化量が 1 分間に 0.005 mm 以下になってから、クイ-土系の抵抗がその荷重と平衡に達したとして 4.3 節にあげた各項目の測定を行なっている。実験(A), (B) のそれぞれに用いた載荷金具を図 5・2(a), (b) に示す。

5.2 模型グイ

形状、寸法

模型グイとして表 5・1 に示すような寸法の鋼板(曲げ剛性の小さい矩形断面)を用い、この両面に、ゲージ長 6 mm のポリエステルゲージを貼布し、ガラスクロスと、リゴラック(ポリエチレン樹脂)でコーティングしてある。

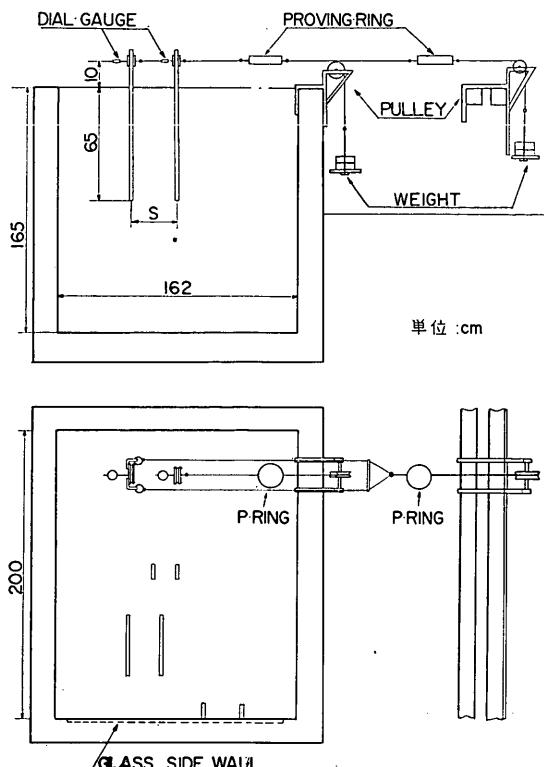


図 5.1 実験(A)に用いられた実験槽および載荷装置

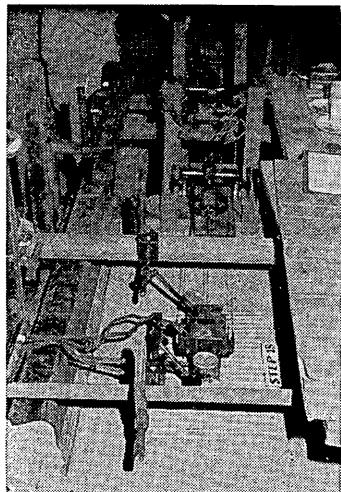


写真 1 載荷実験 Ex. A
 $R \rightarrow F$ SP 2, $s = 8 \text{ cm}$, $T_{(1)} = 16.4$,
 $T_{(2)} = 30.8 \text{ kg}$

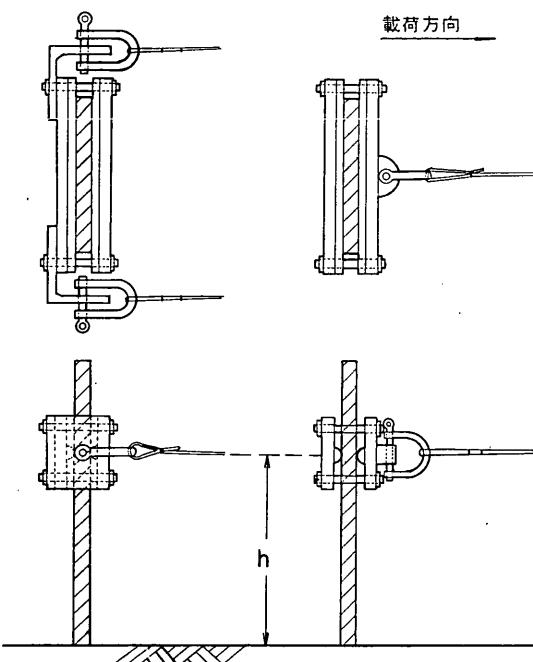


図 5.2(a) 実験(A)に用いられたクイ頭金具

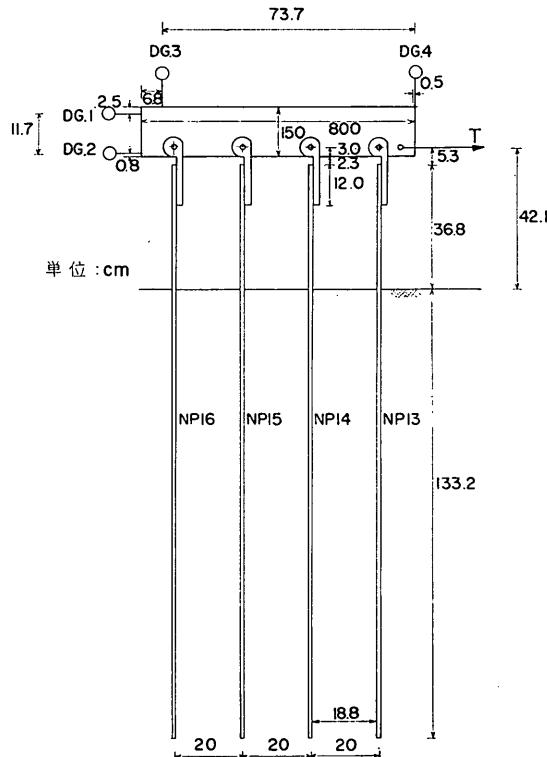


図 5.2(b) 実験(B)に用いられたクイ頭載荷金具

群グイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

表 5.1 模型グイの断面および長さ

クイ番号	クイ幅 B (cm)	厚さ t (cm)	断面計算による EI (kg/cm ²)	クイ長 (cm)	ゲージ数
S P 1	7	0.4	7.83×10^4	80	24
S P 2	7	0.6	2.65×10^5	80	24
S P 3	7	0.9	8.93×10^5	80	24
S P 4	20	0.6	7.56×10^5	80	28
S P 5	30	0.6	1.134×10^6	80	24
N P	7	1.2	2.117×10^6	170	30
P P 6.7	10	0.9	1.276×10^6	270	30
P P 8.9	10	1.9	12.00×10^6	270	30
P P 10.11	10	3.2	57.35×10^6	270	30

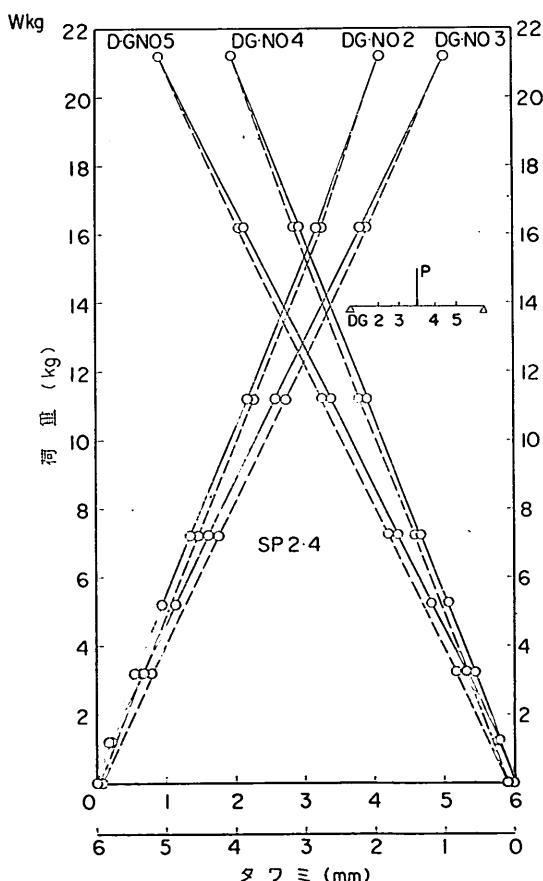


図 5.3 SP 2.4 赤上, 検定結果, 荷重～タワミ

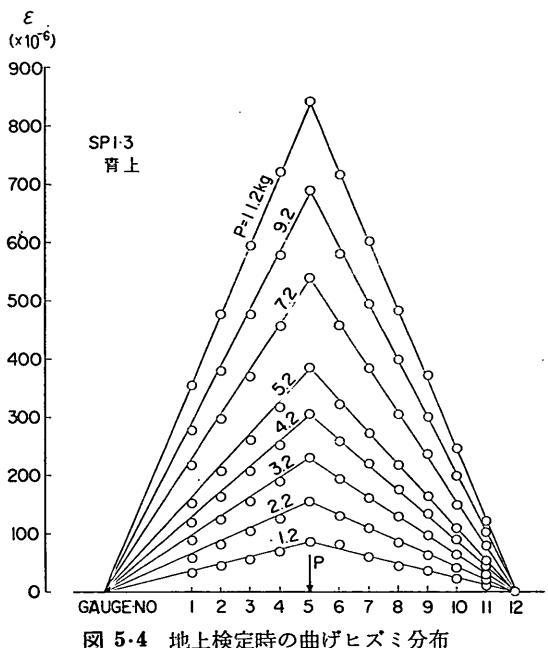


図 5.4 地上検定時の曲げヒズミ分布

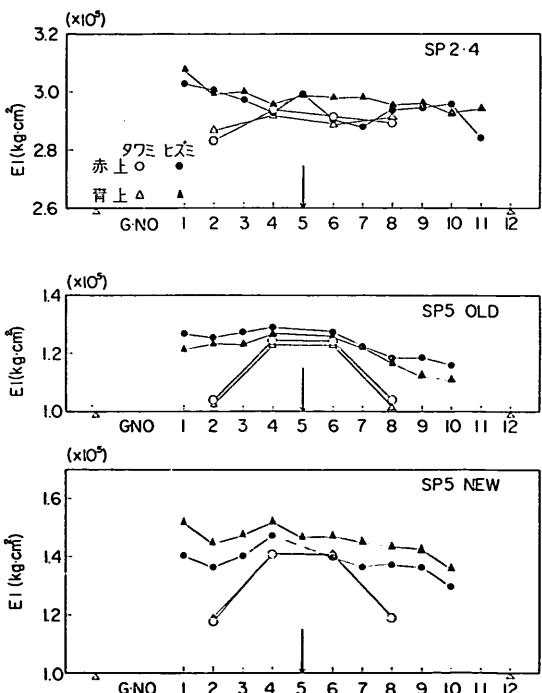


図 5.5 曲げ剛性実測値

表 5.2 模型グイ検定結果

クイ番号	較正係数 $EZ \text{ kg} \cdot \text{cm}$	曲げ剛性 $EI \text{ kg}/\text{cm}^2$		
		タワミ測定結果	ヒズミ測定結果	断面計算
S P 1-1	0.2524×10^6	9.504×10^4	9.02×10^4	7.83×10^4
S P 1-2	0.2459	9.706	9.10	"
S P 1-3	0.2303	9.192	9.29	"
S P 2-1	0.4984×10^6	3.009×10^5	2.72×10^5	2.65×10^5
S P 2-2	0.4962	2.898	2.98	"
S P 2-3	0.4820	2.875	2.69	"
S P 3-1	1.043×10^6	8.939×10^5	9.04×10^5	8.93×10^5
S P 3-2	1.058	9.150	9.17	"
S P 4-1	1.455×10^6	8.210×10^5	8.73×10^5	7.56×10^5
S P 4-2	1.385	8.390	8.31	"
S P 5-(旧)	2.086	1.133×10^6	1.240×10^6	1.134×10^6
S P 5-(新)	2.400	1.329	1.443	"

検定試験

コーティングや、ゲージのリード線の影響で変化する模型グイの曲げ剛性 EI を決定し、各ゲージの出力の曲げモーメントに対する較正係数を求めるため、曲げ検定を行ない、本実験と同一計器を用い、同じ回路でクイ面ヒズミを読取る他、4点のタワミと両支点の沈下を測定した。クイを単純バリの支承条件で支え、スパン中央に載荷金具、重錘桿を取り付け、重錘により集中荷重を段階的に載荷していくのであるが、いずれのクイもプレローディングの後、次のサイクルで測定を行なうこととした。図 5.3~5.5 に測定例を表 5.2 に EI , EZ の測定値を示すが、これらは裏表二方向の載荷試験結果の平均値である。

クイ面マサツ角 δ

3.2 節の算定法において、Coulomb の土圧理論によつて受働、主働崩壊角を求めたが、そこでクイ表面と砂のマサツ角が効いてくる。この値を決定するため、実験地盤と同一方法で締めた砂の表面を水平に滑らかに仕上げ、その上に模型グイを置き、鉛直荷重をかけた上で、ブルーピングリングを介して巻取機により、水平方向に引張る時の、水平力最大値を測定した。結果を図 5.6 に示すが、図 5.8 より推定した ϕ と比べると、 δ/ϕ は 0.9 程度で一般に言われる値よりかなり大きい。

5.3 実験地盤

i) 使用した砂の物理的、力学的性質

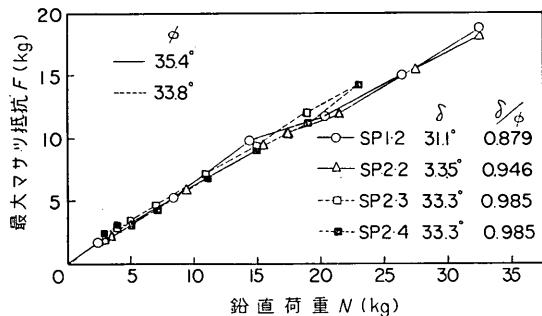


図 5.6(a) クイ面マサツ角の測定

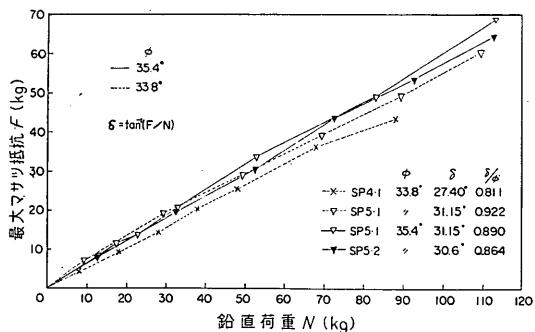


図 5.6(b) クイ面マサツ角の測定

予備実験には気乾燥状態の小名浜砂を、実験(A)および実験(B)第3シリーズには気乾燥状態の高萩砂を、実験(B)の第1、第2シリーズには相模砂を飽和させて用

いた。これらの物理的性質を表5・3にまとめる。それぞれの粒度分布は図5・7に示す通りである。最小乾燥密度は1,000ccのメスシリンダーにはいった塩化カルシウム溶液または海水中に砂を静かに沈降させて得られる1,000ccのゆるい砂層の乾燥重量を測定して求めた。最大乾燥密度については、振動フルイ分け器に固定した容器に砂を入れて振動締めする方法と、土の締固め試験用(JIS A1210)1,000ccのカラー付モールド内に砂を三層に分

表5・3 使用した砂の物理的性質

	小名浜砂	高萩砂	相模砂
比重 G_s	0.673	2.668	2.675
有効径 D_{10}	0.14 mm	0.35	0.27
均等係数 U_c	1.47	2.11	4.1
$\gamma_{d\min}$	1.25 g/cm ³	1.46	1.12
$\gamma_{d\max}$	1.55 g/cm ³	1.76	1.96

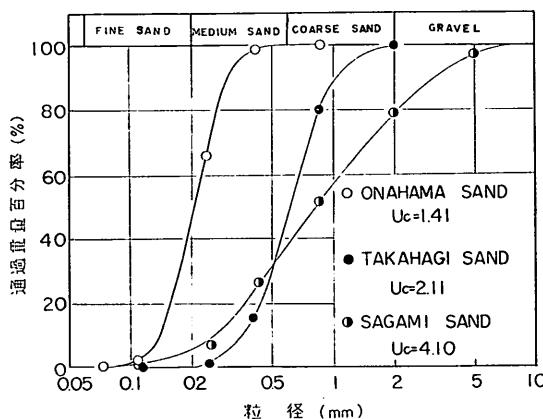


図5・7 使用した砂の粒径加積曲線

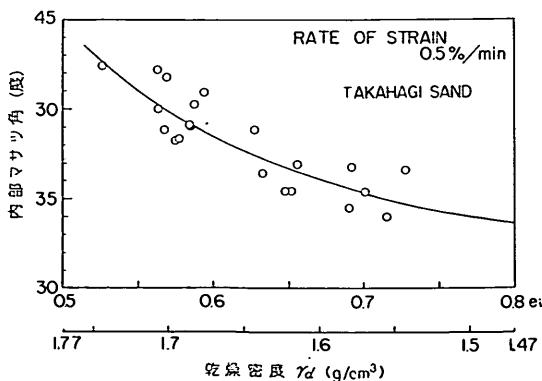


図5・8 高萩砂の三軸圧縮試験結果

けて棒状バイプレーターで締固める方法を比較したところ、後者のほうが大きい値を示した。ただし粒子が破碎を起さないよう注意しなければならない。これら $\gamma_{d\min}$, $\gamma_{d\max}$ の値は実験地盤の相対密度を算定する際、用いられる。

図5・8には飽和試料についての三軸圧縮試験より得られた砂の内部マサツ角と間ゲキ比(or乾燥密度)の関係を示す。

ii) 実験地盤の密度のコントロール

実験(A)および実験(B)の第3シリーズは図5・1に示す小型実験槽で行なわれた。載荷中、他の組ガイや、実験槽の影響を受けないよう配列するために、同一地盤での実験は3~4ケースに限られた。S P 5 ($B=30\text{cm}$), $S=100\text{cm}$ は内径2.52mの円筒槽で行なわれた。結局、密地盤を10回、粗地盤を4回繰返し造成したが、これらの密度および強度分布(S型)の型は、次のような施工規準を定め、これを厳密に適用することによって、次のiii)に示すように、かなりよくコントロールされた。

密地盤……一層の仕上がり厚さを20cmとし、1,2cm高く搬入した砂を水平にならしてから、20cm間隔で6回、1個所20秒程度、棒状バイプレーターによって締め固めを行なう。

粗地盤……砂の搬入、搬出には0.6m³の円筒容器を用いるが、この底についた長さ1m、直径9cmのゴムホースの先を砂表面から20cmの位置に保ちながら砂を落下させる。一層20cmごとに水平にならし、締め固めは行なわない。

実験(B)の第1、第2シリーズは長さ8m、幅4.5m、深さ4mの大型実験槽で行なわれたが、ここで実験地盤締め規準は参考文献18)と同じである。

本実験においては、クイ間の地盤を周囲と同じ条件に



写真2 棒状バイプレーターによる砂の締め固め

仕上げることが必要である。クイの周囲は、砂の搬入後水平にならしたときも、締固めを終ったときも周囲と同じ高さになるよう特に注意が払われた。

iii) 実験地盤の性質

ii) のようにして得られた地盤の平均密度 γ (使用砂の全重量/実験地盤の占める体積) と相対密度および図 5・6 より読み取った内部マサツ角 ϕ は表 5・4 のとおりである。また、載荷実験終了後その影響を受けていない数個所の地点で行なわれた土研式貫入試験 (先端コーン 60° 径 3.0 cm, 重錐重量 10 kg, 落下高 30 cm) による貫入抵抗 (10 cm 贯入に要する打撃回数) の平均値を図 5・9 に示す。これより本実験に用いた実験地盤は強度が深さ方向に増大する S 型であることが判る。

表 5・4 実験地盤の密度と内部マサツ角

実験地盤	密度 γ_t (g/cm ³)	内部マサツ角 ϕ (度)	相対密度 D_r (%)
D-1	1.65	37.9	0.676
D-2	1.73	41.6	0.911
D-3	1.66	38.1	0.707
D-4	1.64	37.3	0.644
D-5	1.65	37.9	0.676
D-6	1.67	38.3	0.736
D-7	1.65	37.5	0.673
D-8	1.66	37.9	0.691
D-9	1.65	37.5	0.660
D-10	1.57	35.4	0.430
L-1	1.49	33.8	0.128
L-2	1.51	34.3	0.203
L-3	1.53	34.6	0.275
L-4	1.50	34.2	0.166
L-5	1.50	34.2	0.166
L-6	1.49	33.8	0.128

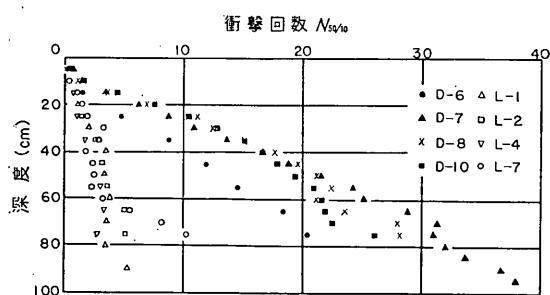


図 5・9 実験地盤の動的貫入抵抗
(土研式貫入試験器による)

含水比は密粗いれども 0.15% 程度であった。

実験(B)の大型実験槽で用いられた飽和砂層では、第 1, 第 2 シリーズとも $\gamma_d=1.78$ ($D_r=86.5\%$, $\phi=45^\circ$) $\bar{N}_{50/10}=25/m$ (\bar{N} 値=8.8/m) が測定された。

6. 実験結果

6.1 各クイ個別の挙動

ここでは主に実験(A)について述べられる。

各クイには表 6・1 に示す最大荷重が載荷したが、準備は別として載荷試験に要する時間は除荷も含めて 2 時間 40 分～4 時間 (18～25 ステップ) であった。

図 6・1～6・14 は荷重～クイ頭変位変位、図 6・17～6・23 は荷重～最大曲げモーメントと荷重～曲げモーメント第 1 ゼロ点深さ l_{m1} の関係を両対数目盛で表わしたものである。それぞれ図中に港研方式による推定曲線と g/cm^3 単位の地盤常数 k が記入されているが、小さいクイ間隔でも港研方式の適用可能であることがわかる。総じて載荷順序にかかわらず、後グイの横抵抗が小さいこと、そのクイの荷重が増えるにつれ、前グイは y_t , M_{max} , l_{m1} の曲線の勾配が寝て、見掛け上地盤常数が小さくなり、後グイはその逆であることが認められる。

図 6・24～6・32 に曲げモーメント分布を示すが、これは図 6・33 の実測曲げヒズミ分布と図 6・34 の荷重と各点の曲げヒズミ関係を照し合わせて修正したデータ (13～15 個) にクイ下端 2 個、地上部に 4 個のフィルター値を加え、最小自乗法によって 19 次多項式に近似したものである。この次数は 7 次～25 次まで変化させて数例について検定し、全体の相関係数および地表面でのセン断力 (微分結果) と実測クイ頭荷重の比 S_0/T_{ob} が 1 に近いものを採用した。図 6・35～図 6・43 はこの 19 次式のモーメント分布を解析的に、それぞれ 2 階、積分または微分して得られたタワミ曲線と地盤反力分布である。地盤反力が下端で発散しているのは、下端付近の実測ヒズミの精度不足や n 次式近似の過程で生じたもので、実際の現象ではない。以上の演算は一つのプログラムで電算機によって処理された。この積分結果の精度を検討する意味でプロットした実測クイ頭変位と曲げモーメント分布の積分結果との比較の一例(平均的な例)を図 6・35 に示す。

これらの図を見ると、粗で SP1 や SP5 で荷重の大きいときに单グイへの過渡領域へはいっているのを除いて、他は全て長グイになっている。

地盤反力 $p (=P/B)$ ～タワミ y 関係グラフより (ここには示さなかった)、同一変位に対する種々の深さ x の

群ガイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

表 6・1 実験 (A) のケースと最大荷重

年 月 日	Pile No.	B (cm)	t (cm)	S (cm)	h_2 (cm)	$T_{1\max}$ (kg)	$T_{1\max}$ (kg)	地 盤
DENSE								
▲ R's Influence to F								
					<i>h₁</i> は全て 10 cm			
'67 10/13	S P 1	7	0.4	10	16	9.7	13.1	D-3
" 8/9	"	"	"	20	15	8.8	17.1	D-1
" 10/12	"	"	"	30	"	11.4	15.6	D-3
'69 10/20	"	"	"	60	10	8.7	16.8	D-6
'70 12/18	S P 2	7	0.6	8	"	16.4	30.8	D-10
'67 11/10	"	"	"	10	16	15.7	31.0	D-4
" 8/11	"	"	"	20	"	16.8	35.5	D-1
'70 8/19	"	"	"	30	10	15.3	32.3	D-8
" 7/16	"	"	"	40	"	16.2	32.4	D-8
'67 11/28	S P 3	7	0.9	10	15	35.7	50.2	D-5
" 8/21	"	"	"	20	16	34.8	63.3	D-1
'70 12/25	"	"	"	30	10	34.2	61.4	D-10
" 9/22	S P 4	20	0.6	30	"	55.4	82.0	D-9
'67 8/28	S P 5	30	0.6	20	16	90.1	123.0	D-2
'70 12/23	"	"	"	"	10	81.0	138.0	D-10
'69 10/22	"	"	"	30	"	56.8	78.0	D-6
'67 11/16	"	"	"	60	16	89.7	118.7	D-4
'70 8/27	"	"	"	"	10	80.3	130.0	D-8
" 7/20	"	"	"	100	"	82.3	133.8	D-7
DENSE								
▼ F's Influence to R								
'70 8/20	S P 1	7	0.4	10	10	8.2	17.2	D-8
" 7/ 3	"	"	"	20	"	9.2	17.2	D-7
" 9/ 7	"	"	"	30	"	8.9	17.4	D-9
'70 7/ 1	S P 2	7	0.6	20	10	16.5	27.6	D-7
" 9/ 4	"	"	"	35	"	"	32.4	D-9
LOOSE								
▲ R's Influence to F								
'69 10/ 1	S P 1	7	0.4	7	10	8.5	14.7	L-4
" 9/10	"	"	"	10	"	8.7	12.3	L-3
" 9/ 8	"	"	"	20	"	8.5	14.3	L-3
" 8/28	"	"	"	30	"	9.1	14.2	L-2
" 10/13	"	"	"	50	"	7.0	10.8	L-5
" 10/ 2	S P 2	7	0.6	10	"	10.8	18.2	L-4
'67 8/31	"	"	"	20	"	12.1	23.0	L-1
'69 8/29	S P 3	7	0.9	"	"	24.9	27.4	L-2
'67 9/ 1	S P 5	7	0.6	"	"	35.9	63.8	L-1

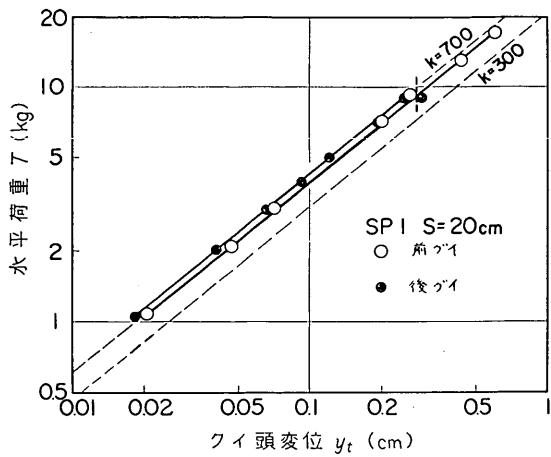


図 6.1 SP 1 $s=20\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

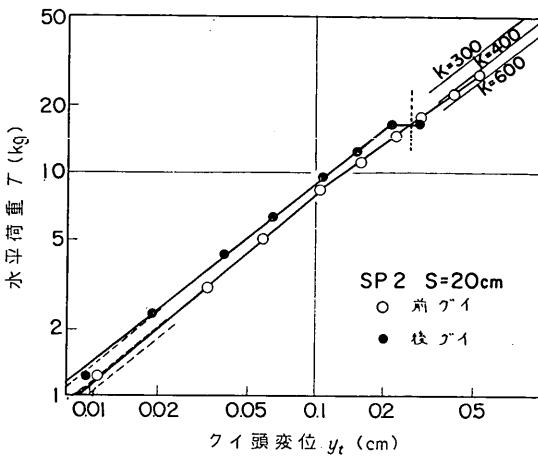


図 6.4 SP 2 $s=20\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

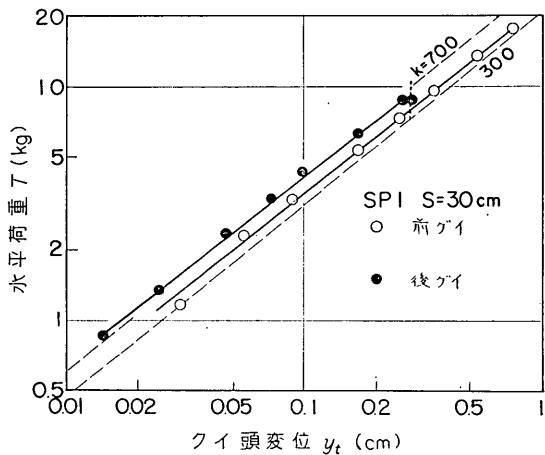


図 6.2 SP 1 $s=30\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

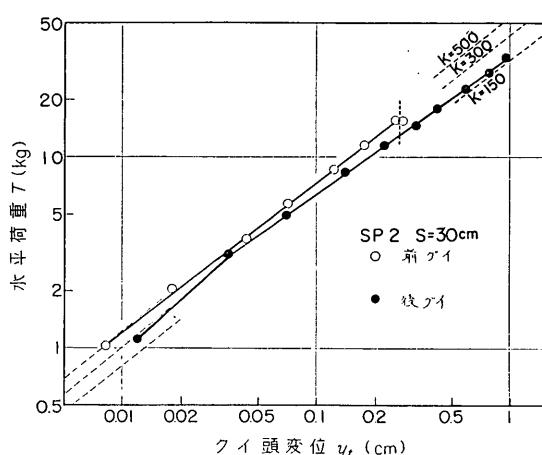


図 6.5 SP 2 $s=30\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

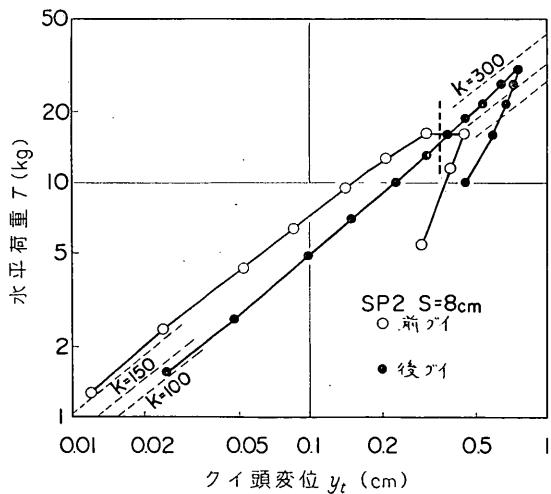


図 6.3 SP 2 $s=8\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

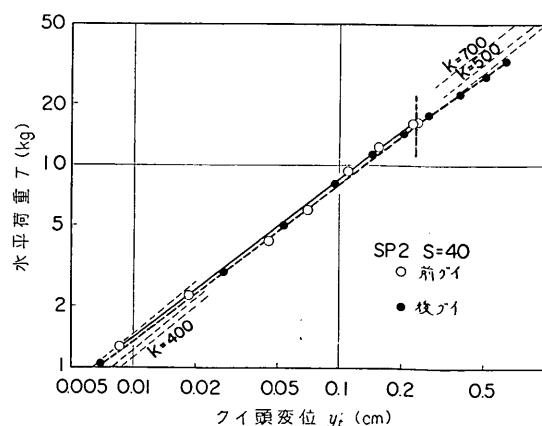


図 6.6 SP 2 $s=40$ 荷重～クイ頭変位

群ゲイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

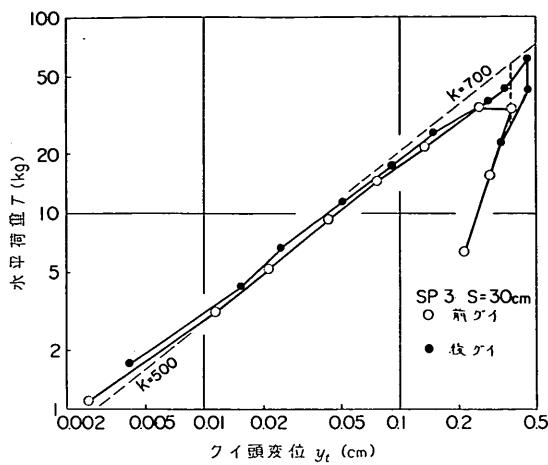


図 6.7 SP 3 $s=30\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

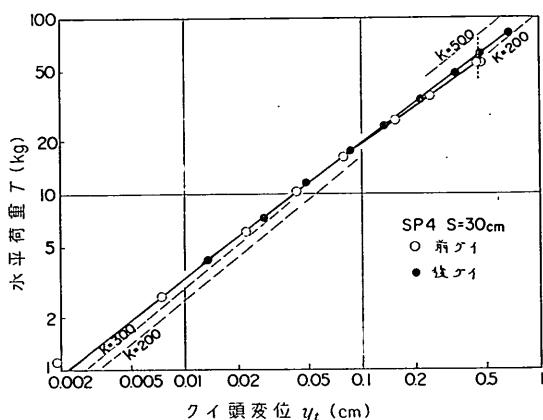


図 6.8 SP 4 $s=30\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

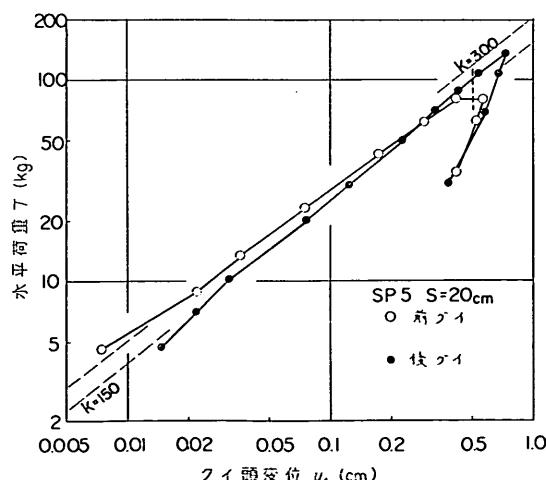


図 6.9 SP 5 $s=20\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

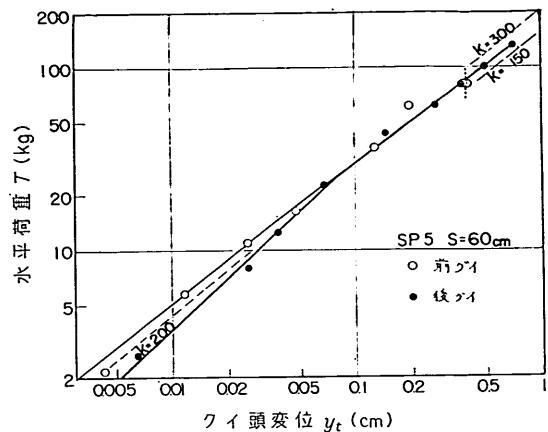


図 6.10 SP 5 $s=50\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

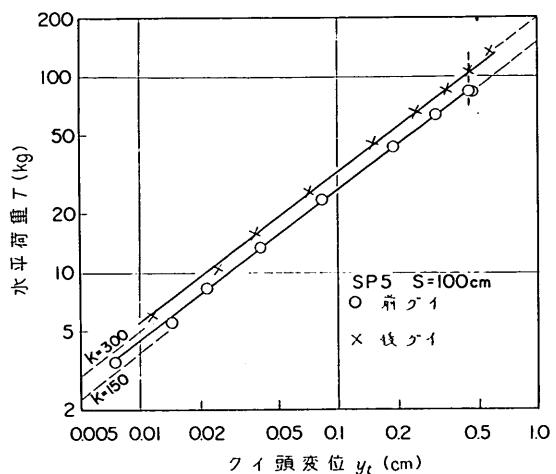


図 6.11 SP 5 $s=100\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

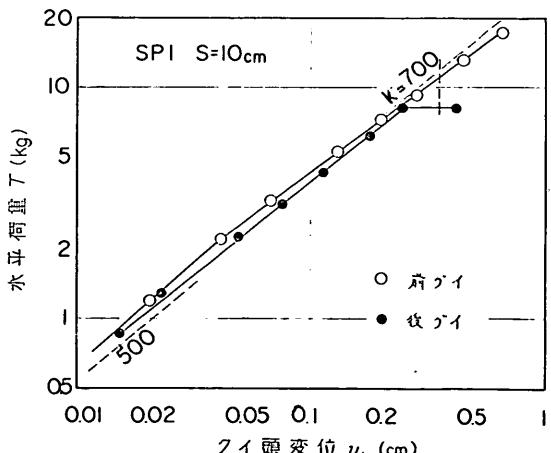


図 6.12 SP 1 $s=10\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

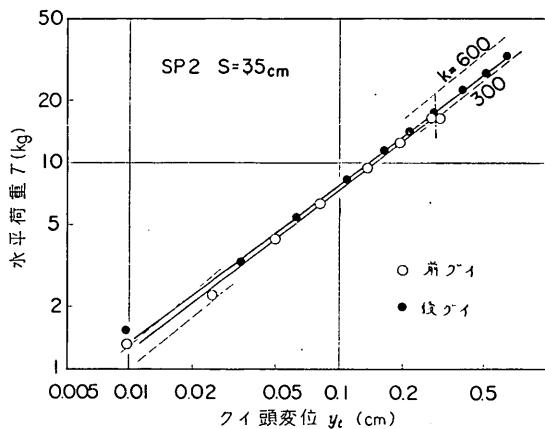


図 6.13 SP 2 $s=35\text{cm}$ 荷重～クイ頭変位

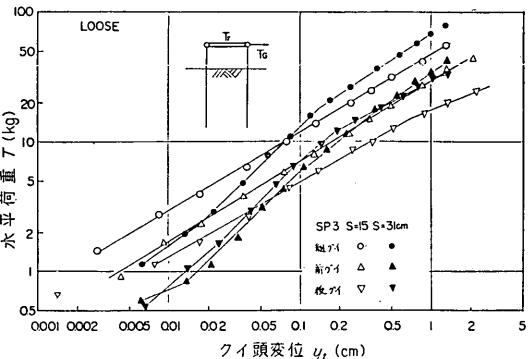


図 6.16 SP 3 組グイ, 荷重～クイ頭変位
実験(B), 第3シリーズ*

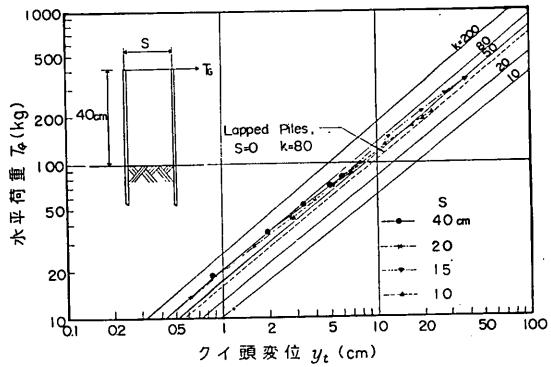


図 6.14 組グイ, 荷重～クイ頭変位
実験(B), 第1, 第2シリーズ

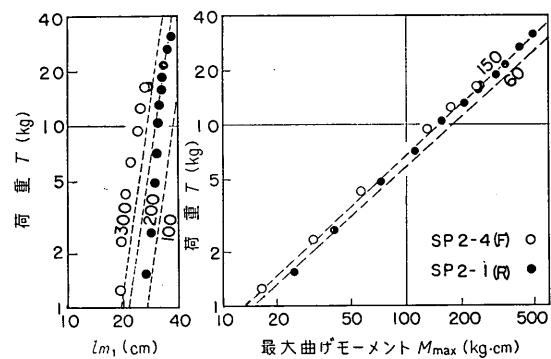


図 6.17 荷重～最大曲げモーメントおよび
曲げモーメント第1ゼロ点深さ
SP 2 $s=8\text{cm}$

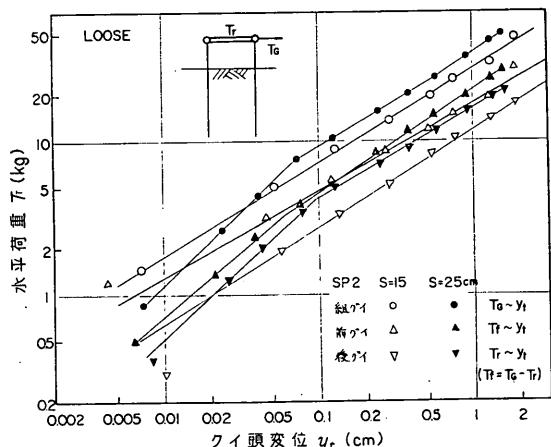


図 6.15 SP 2 組グイ, 荷重～クイ頭変位
実験(B), 第3シリーズ

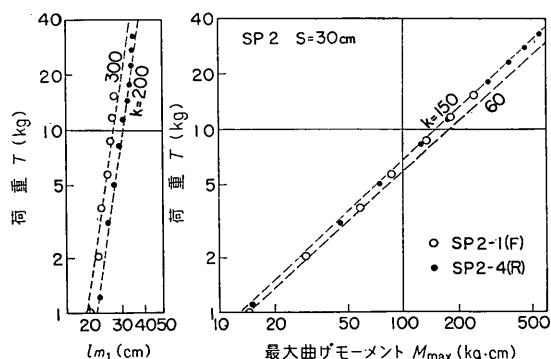


図 6.18 荷重～最大曲げモーメントおよび
曲げモーメント第1ゼロ点深さ
SP 2 $s=30\text{cm}$

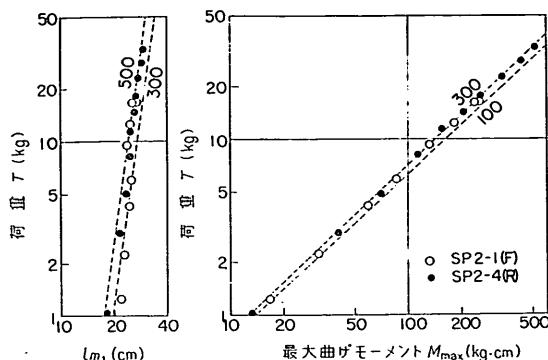


図 6-19 荷重～最大曲げモーメントおよび
曲げモーメント第1ゼロ点深さ
SP 2 $s=40\text{ cm}$

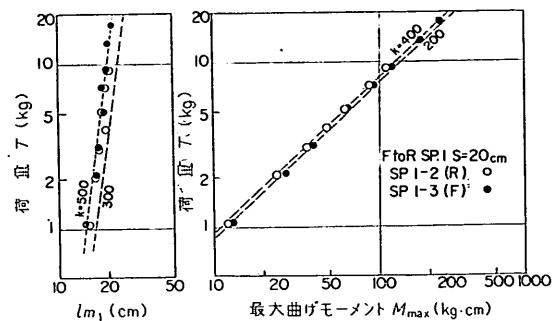


図 6-22 荷重～最大曲げモーメントおよび
曲げモーメント第1ゼロ点深さ

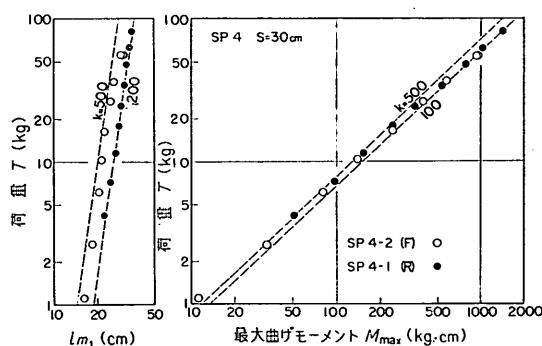


図 6-20 荷重～最大曲げモーメントおよび
曲げモーメント第1ゼロ点深さ
SP 4 $s=30\text{ cm}$

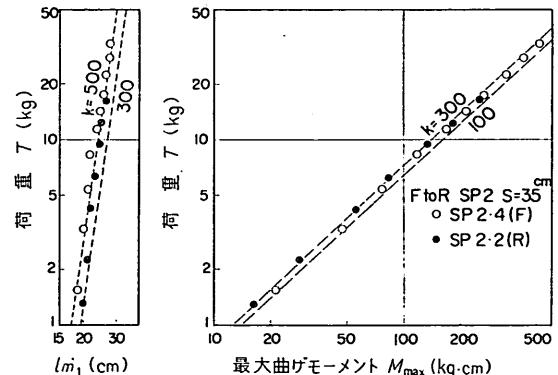


図 6-23 荷重～最大曲げモーメントおよび
曲げモーメント第1ゼロ点深さ

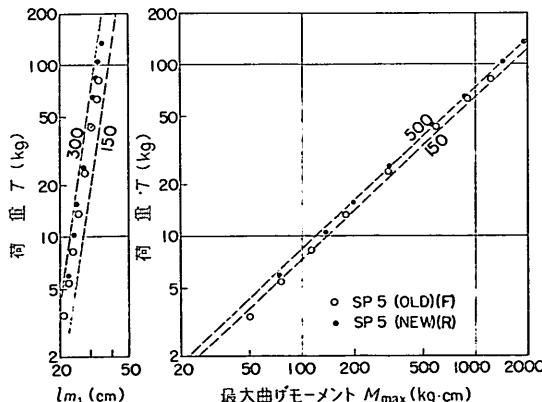


図 6-21 荷重～最大曲げモーメントおよび
曲げモーメント第1ゼロ点深さ
SP 5 $s=100\text{ cm}$

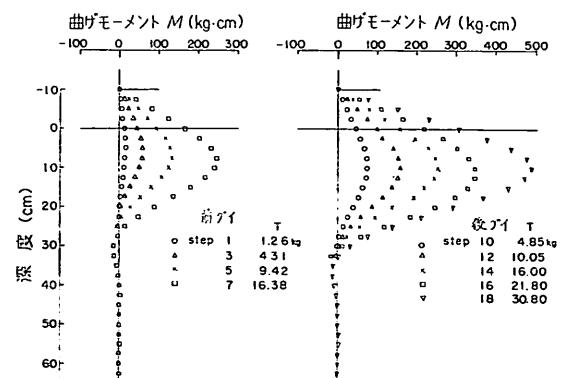


図 6-24 R to F SP 2 $s=8\text{ cm}$
曲げモーメント分布

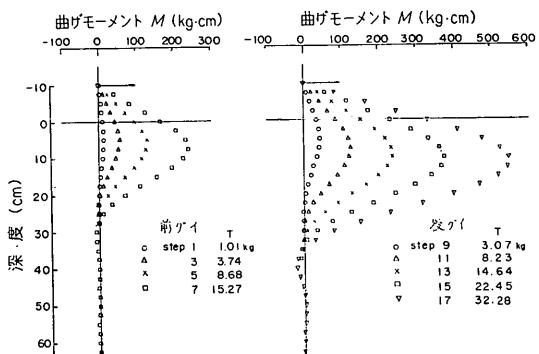


図 6.25 R to F SP 2 $s=30\text{ cm}$
曲げモーメント分布

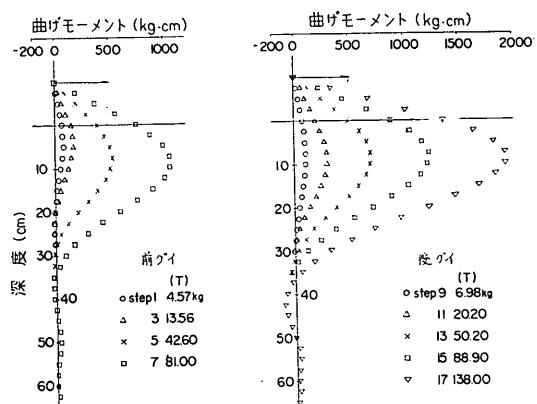


図 6.28 R to F SP 5 $s=20\text{ cm}$
曲げモーメント分布

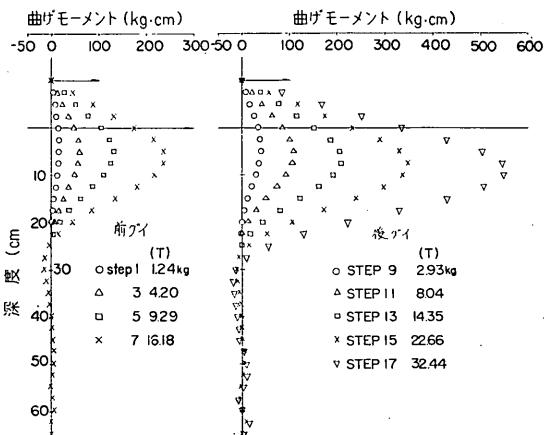


図 6.26 R to F SP 2 $s=40\text{ cm}$
曲げモーメント分布

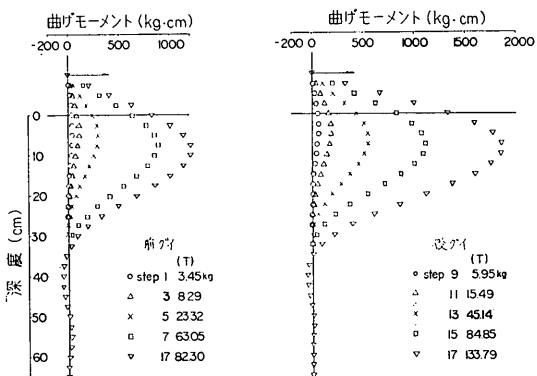


図 6.29 R to F SP 5 $s=100\text{ cm}$
曲げモーメント分布

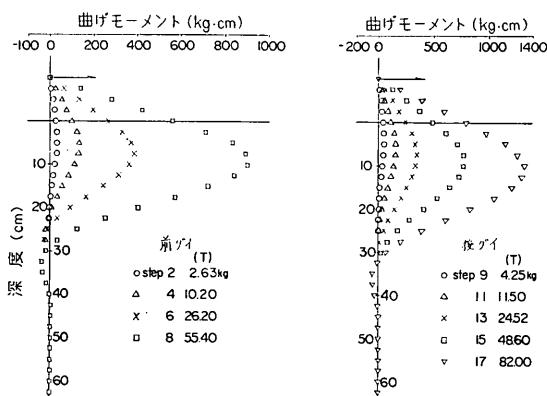


図 6.27 R to F SP 4 $s=30\text{ cm}$
曲げモーメント分布

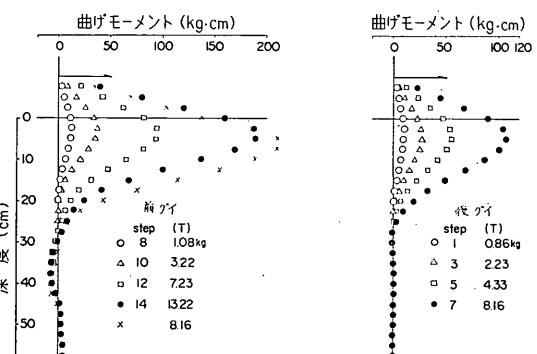


図 6.30 R to F SP 1 $s=10\text{ cm}$
曲げモーメント分布

群ガイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

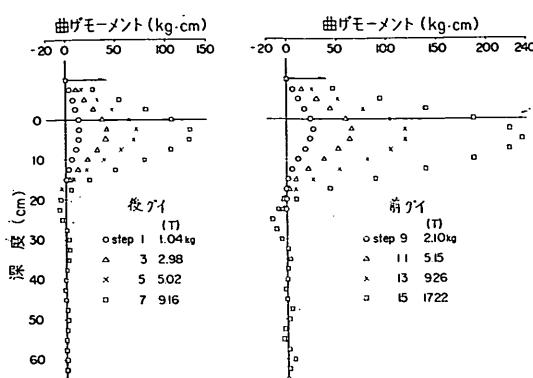


図 6-31 F to R SP1 $s=20\text{ cm}$
曲げモーメント分布

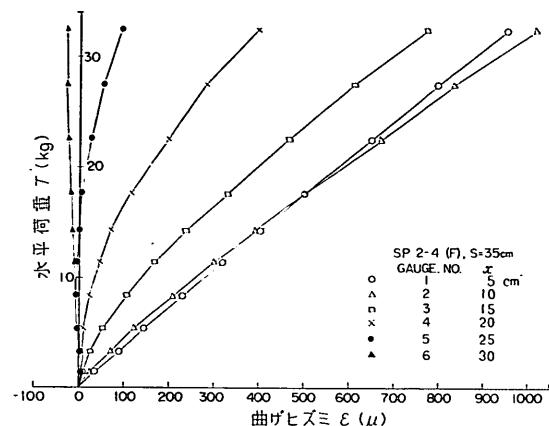


図 6-34 荷重～各点の曲げヒズミ (2ゲージ法)

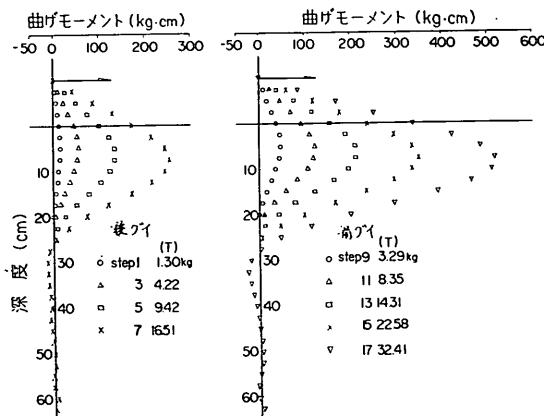


図 6-32 F to R SP2 $s=35\text{ cm}$
曲げモーメント分布

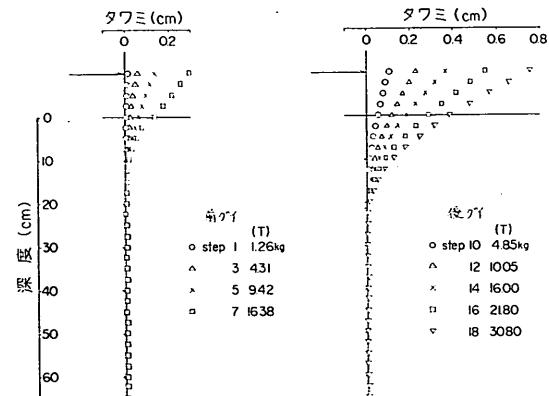


図 6-35 R to F SP2 $s=8\text{ cm}$
タワミ曲線

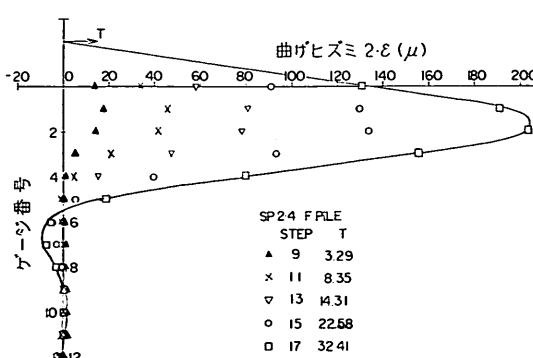


図 6-33 実測ヒズミ分布
SP 2 $s=35\text{ cm}$ 前ガイ

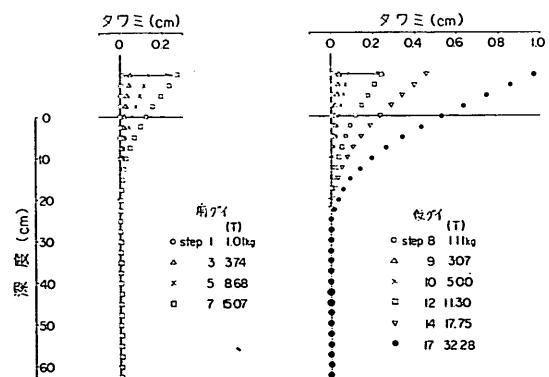


図 6-36 R to F SP2 $s=30\text{ cm}$
タワミ曲線

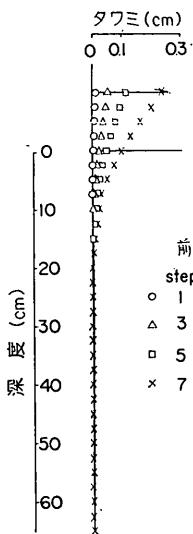


図 6.37 R to F SP 2 $s=40\text{ cm}$
タワミ曲線



図 6.38 R to F SP 4 $s=30\text{ cm}$
タワミ曲線

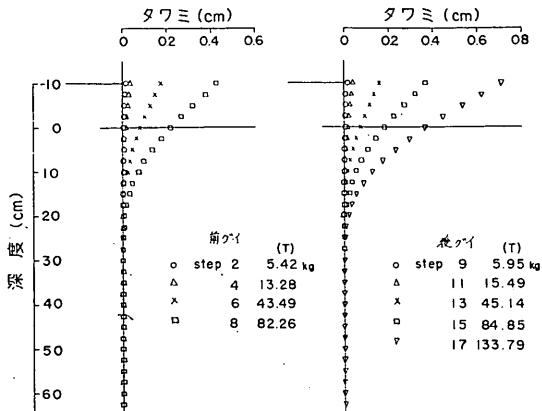


図 6.40 R to F SP 5 $s=100\text{ cm}$
タワミ曲線

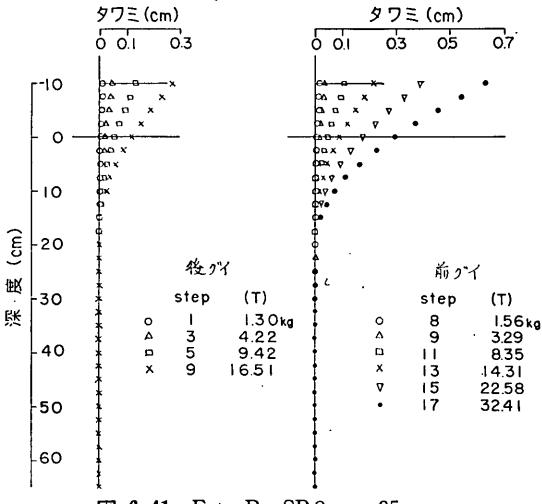


図 6.41 F to R SP 2 $s=35\text{ cm}$
タワミ曲線

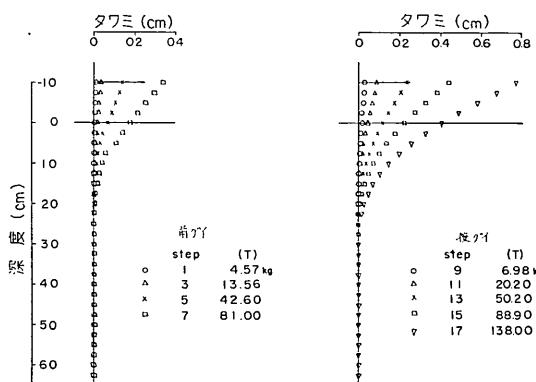


図 6.39 R to F SP 5 $s=20\text{ cm}$
タワミ曲線

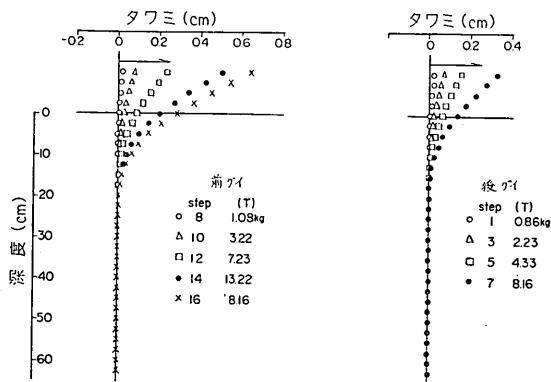


図 6.42 F to R SP 1 $s=10\text{ cm}$
タワミ曲線

群グイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

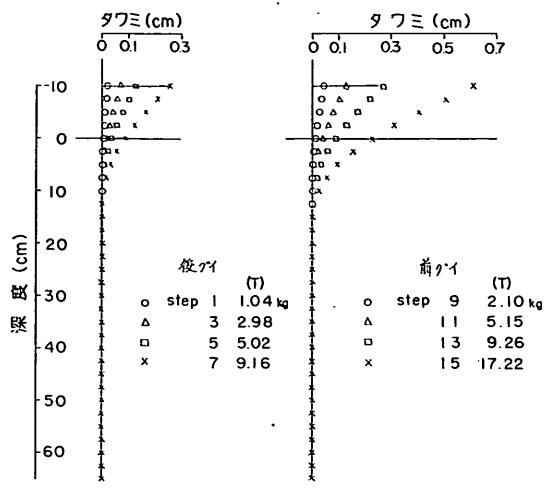


図 6.43 F to R SP1 $s=20\text{ cm}$

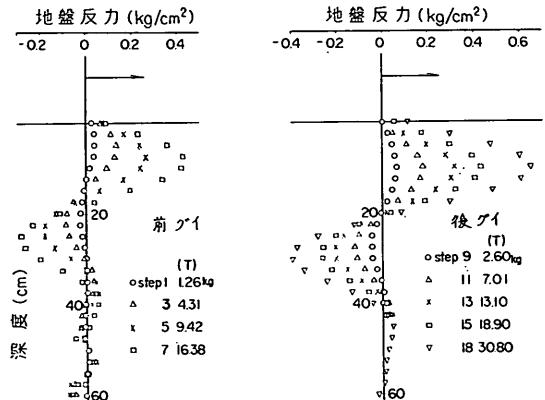


図 6.44 R to F SP2 $s=8\text{ cm}$
地盤反力分布

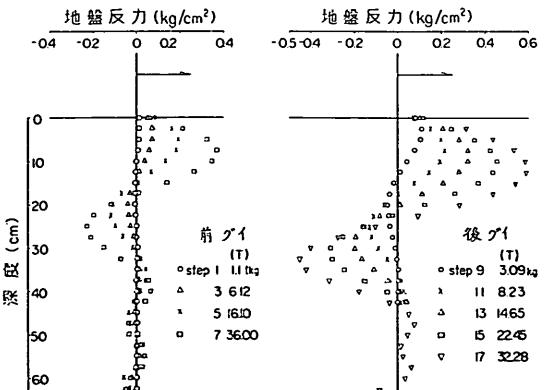


図 6.45 R to F SP2 (F) $s=30\text{ cm}$
地盤反力分布

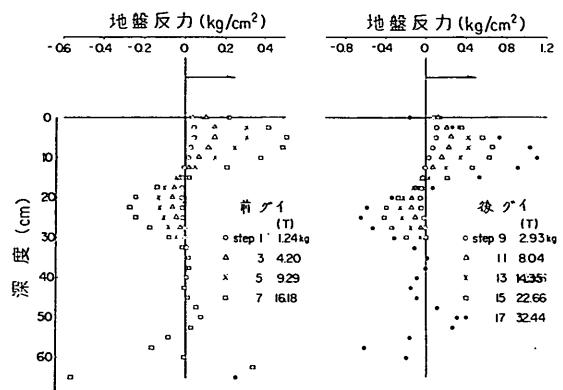


図 6.46 R to F SP2 $s=40\text{ cm}$
地盤反力分布

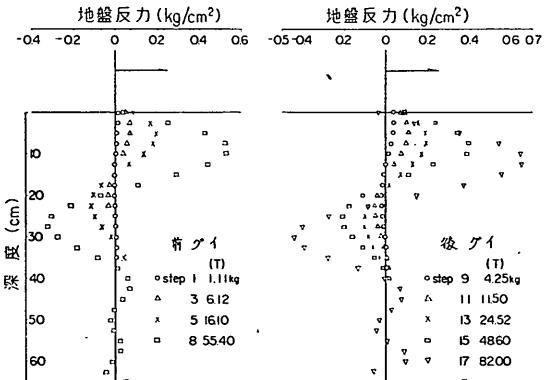


図 6.47 R to F SP4 $s=30\text{ cm}$
地盤反力分布

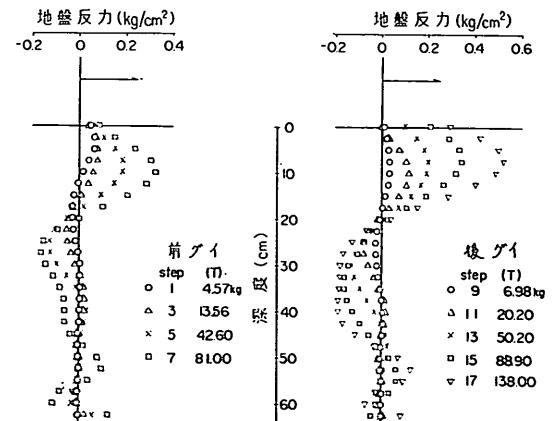
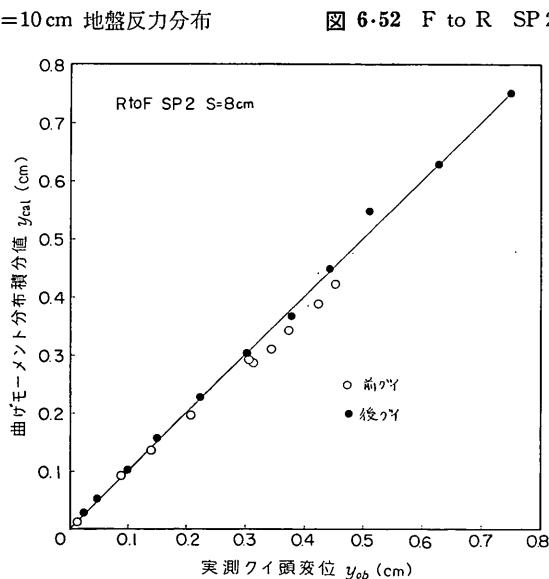
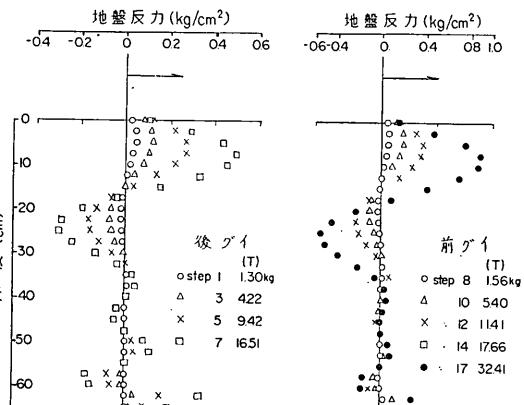
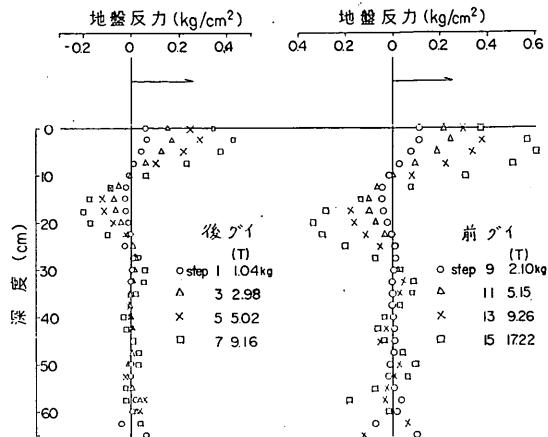
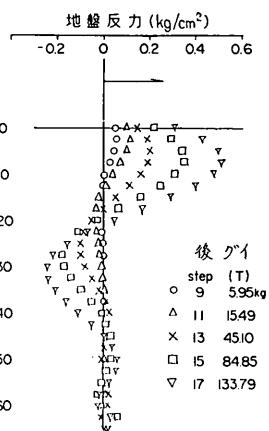
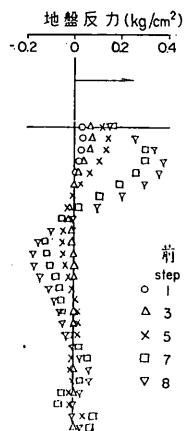


図 6.48 R to F SP5 $s=20\text{ cm}$
地盤反力分布



群ガイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

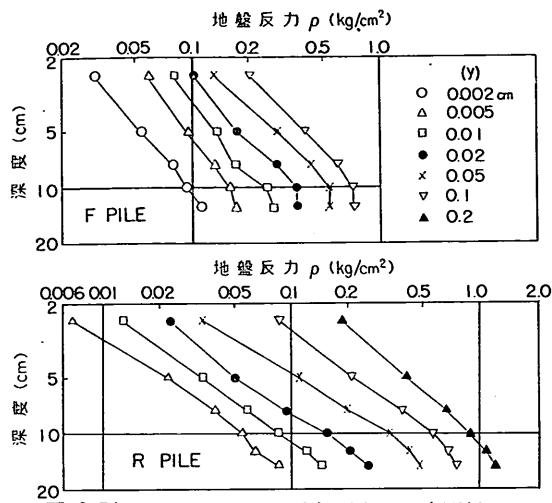


図 6-54 あるタワミでの地盤反力～深度関係
R to F SP 2 $s=8\text{ cm}$

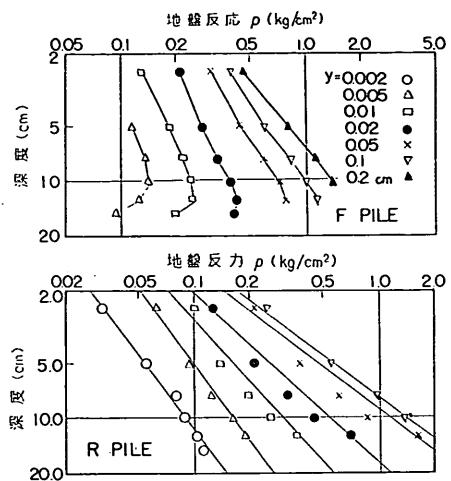


図 6-55 あるタワミでの地盤反力～深度関係
F to R D9 SP 2 $s=35\text{ cm}$

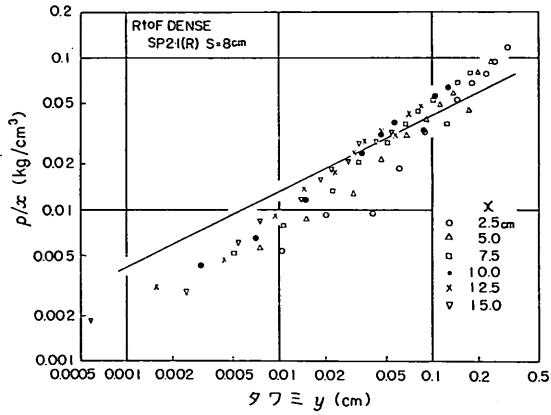


図 6-56(a) 各深度の P/Bx ～タワミ関係
SP 2 $s=8\text{ cm}$ 後ガイ

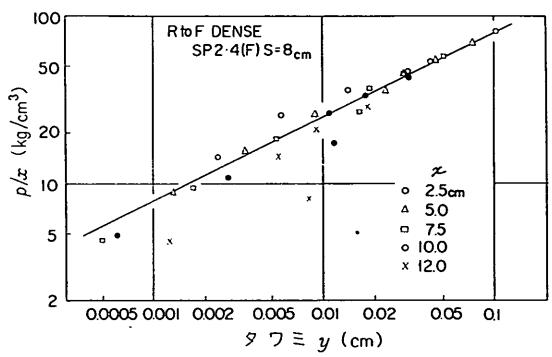


図 6-56(b) P/Bx ～タワミ関係
SP 2 $s=8\text{ cm}$ 前ガイ

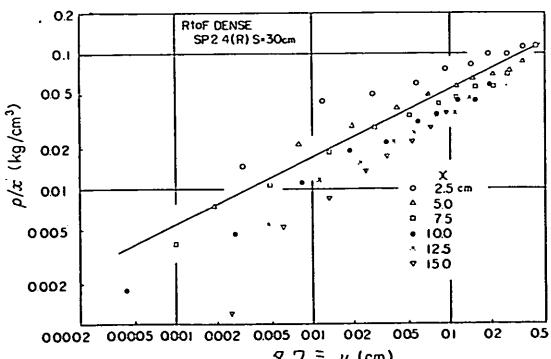


図 6-57(a) P/Bx ～タワミ関係
SP 2 $s=30\text{ cm}$ 後ガイ

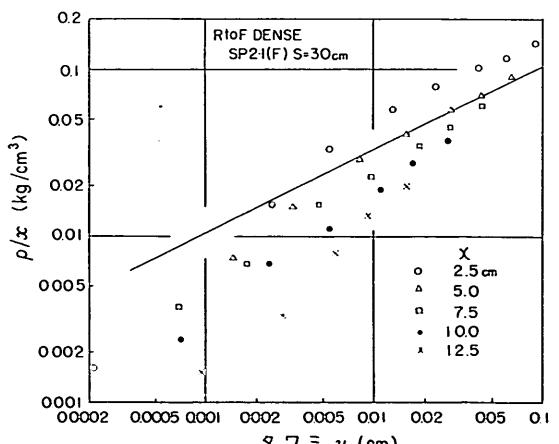


図 6-57(b) P/Bx ～タワミ関係
SP 2 $s=30\text{ cm}$ 前ガイ

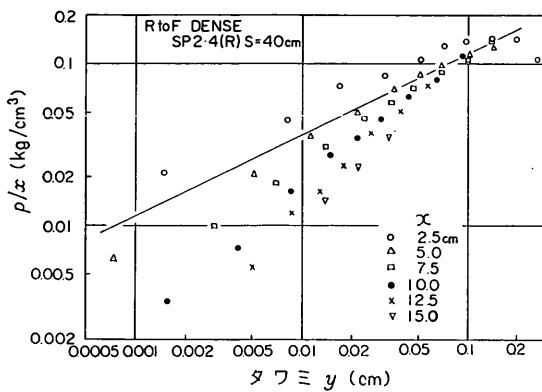


図 6.58(a) $P/Bx \sim \text{タワミ}$ 関係
SP 2 $s = 40\text{cm}$ 後グイ

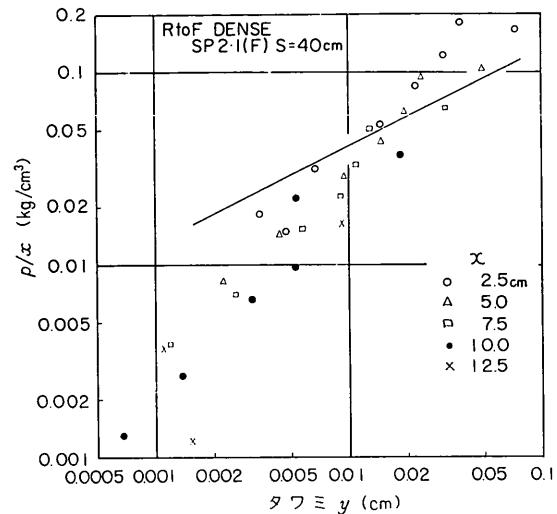


図 6.58(b) $P/Bx \sim \text{タワミ}$ 関係
SP 2 $s = 40\text{cm}$ 前グイ

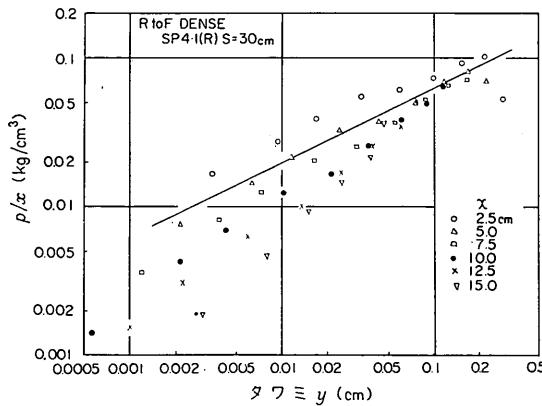


図 6.59(a) $P/Bx \sim \text{タワミ}$ 関係
SP 4 $s = 30\text{cm}$ 後グイ

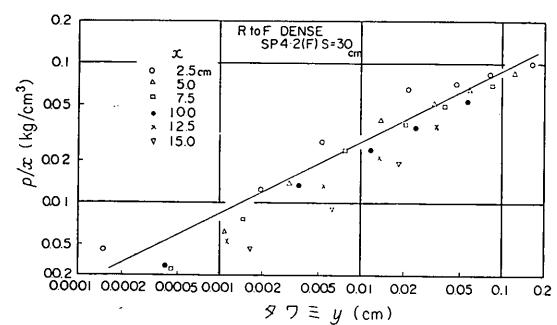


図 6.59(b) $P/Bx \sim \text{タワミ}$ 関係
SP 4 $s = 30\text{cm}$ 前グイ

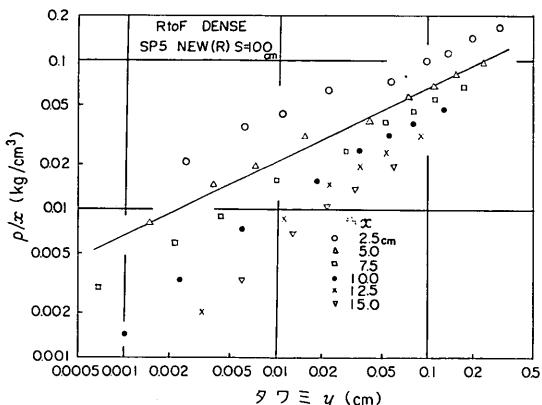


図 6.60(a) $P/Bx \sim \text{タワミ}$ 関係
SP 5 $s = 100\text{cm}$ 後グイ

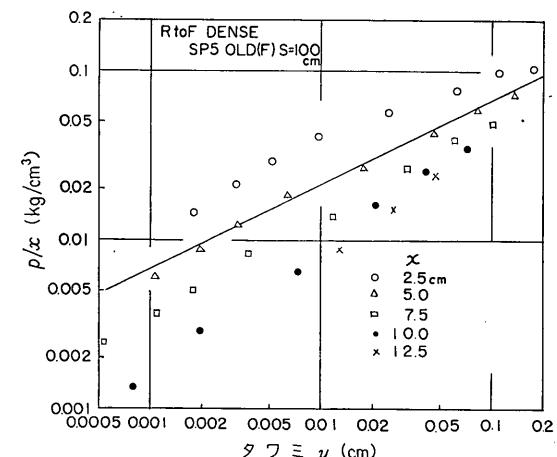


図 6.60(b) $P/Bx \sim \text{タワミ}$ 関係
SP 5 $s = 100\text{cm}$ 前グイ

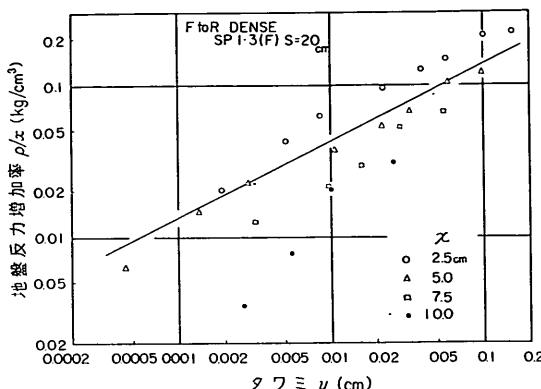


図 6-61(a) 各深度の P/Bx ～タワミ関係
SP 1 $s=20\text{ cm}$ F to R 前ゲイ

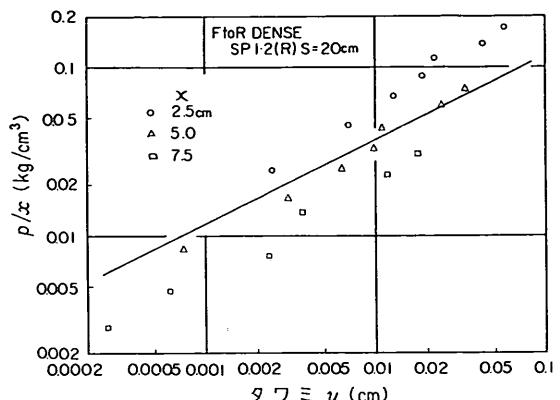


図 6-61(b) P/Bx ～タワミ関係
SP 1 $s=20\text{ cm}$ F to R 後ゲイ

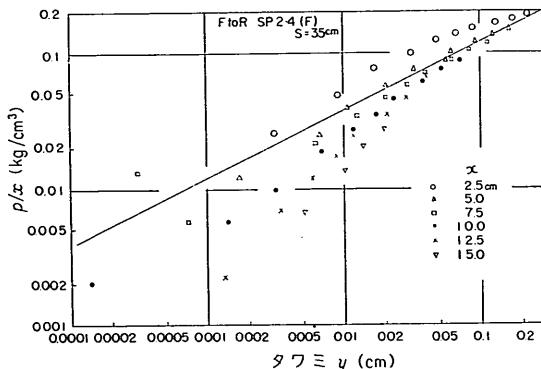


図 6-62(a) P/Bx ～タワミ関係
SP 2 $s=35\text{ cm}$ F to R 前ゲイ

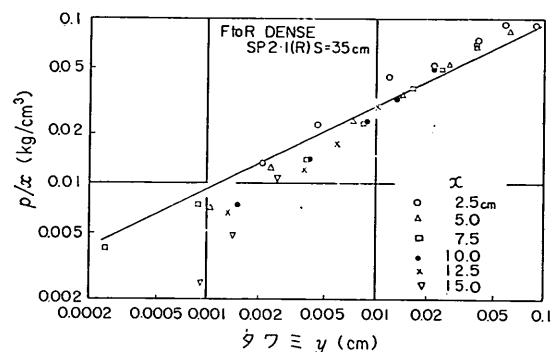


図 6-62(b) P/Bx ～タワミ関係
SP 2 $s=35\text{ cm}$ F to R 後ゲイ

α を求める、プロットしたのが図 6-54, 6-55 である。また、図 6-56～6-62 に p/x ～ y 関係を示し、図中に 0.5 の勾配の直線を添えた。これらの図より、クイ間隔のかなり小さい場合にも港研方式の S 型地盤に対する基本式

$$p = k \cdot x \cdot y^{0.5}$$

は適用できることがわかる。

6.2 間隔の影響の定性的把握

隣接ゲイへの荷重 T_2 が増加していくときの、すでに一定の荷重が作用しているクイ①(図 4-1 参照)のクイ頭変位の変化を図 6-63, 6-64 に黒丸で示す。すなわち SP 2 $s=8\text{ cm}$ の場合 $T_1=15.3\text{ kg}$ で $y_{t1}=0.432\text{ cm}$, SP 5, $s=20\text{ cm}$ の場合 $T_1=26.5\text{ kg}$ で $y_{t1}=0.465\text{ cm}$ であった変位が、そのクイへの荷重 T_1 を一定にしておいても、

クイ②に荷重 T_2 が作用し変位すれば、 y_{t2} も増加していくことがわかる。これは F to R の場合も同様である。

この時、地中部ではどのような変化が起っているであろうか。図 6-65, 6-66 に示すのは、クイ②に荷重 T_2 が作用していく時の一定荷重 T_1 を受けているクイ①の曲げモーメント分布である。

最大値が増加し、それが生じる深さや曲げモーメント第 1 ゼロ点 l_{m1} がしだいに下がっており、クイ頭荷重を受持つ領域が下方へ移っていく。これらのこととは図 6-67, 6-68 のクイ面反力分布の変化の様子でより直接的に説明されよう。すなわち、クイ②の変位によって地表付近の地盤の抵抗が減少すると、より深くクイ面反力の分布が広がっていき、クイ頭荷重 T_1 とつり合うのである。

このクイ面反力の増分 Δp (隣接クイの載荷時の各点のクイ面反力と、考えているクイが一定荷重に達し隣接クイに荷重がかからっていない時の地盤反力との差) をプロットすると図 6.69, 6.70 のようになる。伝達率(クイ①のクイ面反力増分/クイ②のクイ面反力増分)は例えば SP 2 ($B=7\text{ cm}$, $EI=3.01 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $k=300 \text{ g/cm}^{3.5}$)

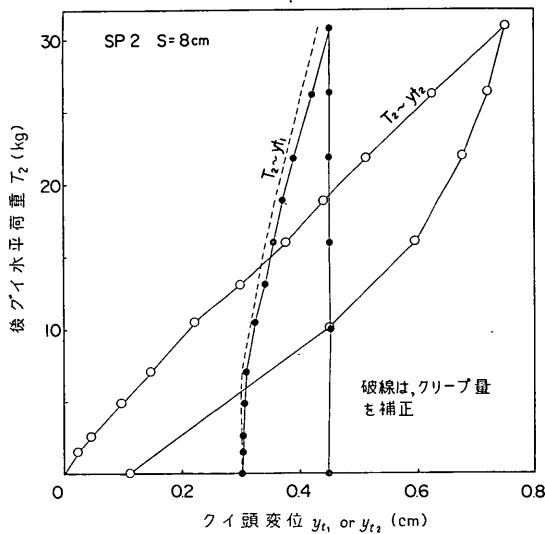


図 6.63 クイ②載荷時のクイ①および
クイ②の挙動

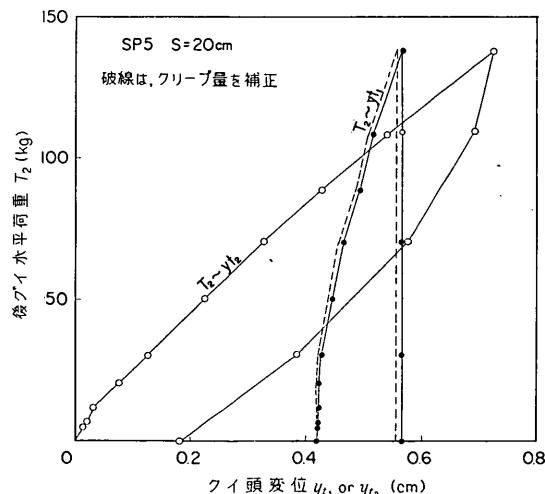


図 6.64 クイ②載荷時のクイ①および
クイ②の挙動

で間隔が $s=10\text{ cm}$ の場合 0.223, $s=30\text{ cm}$ の場合 0.095 である。

この場合 Δp をクイ②の荷重に対してプロットしたのが図 6.71 で、クイ間隔が小さいほど、クイ②の影響が大きい。

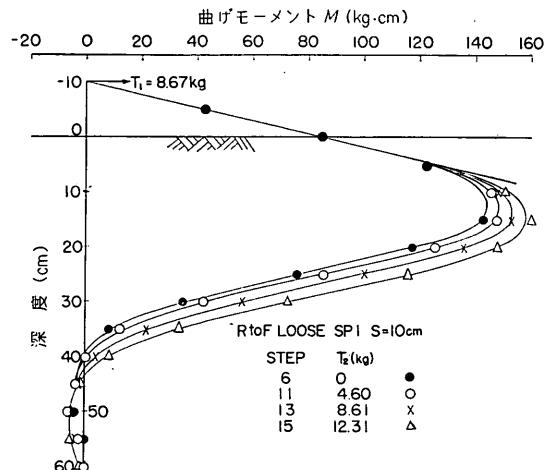


図 6.65 荷重 T_2 のもとでのクイ①の曲げ
モーメント分布の変化

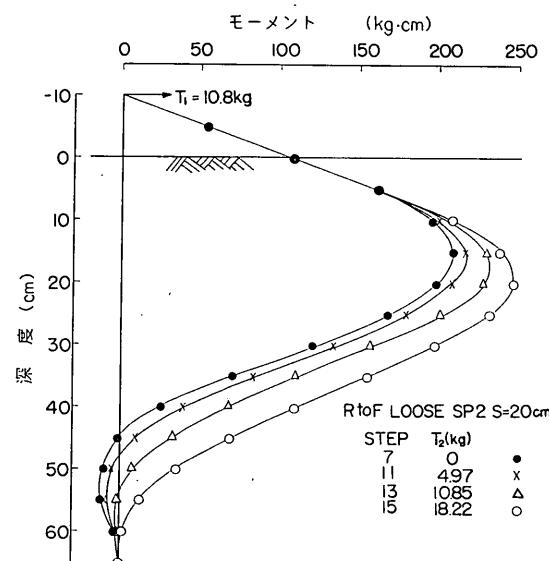
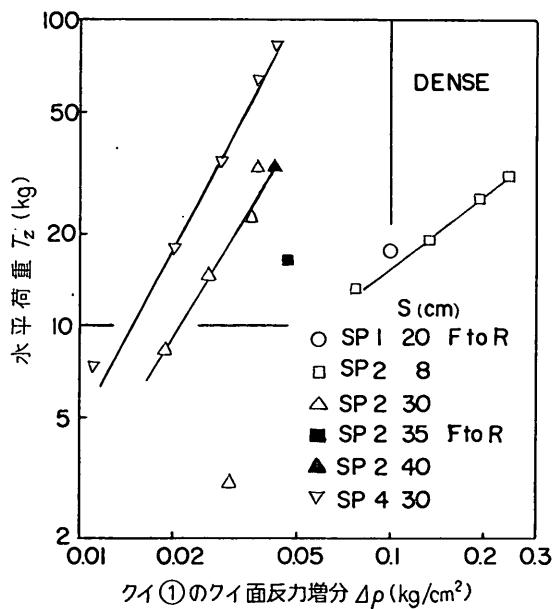
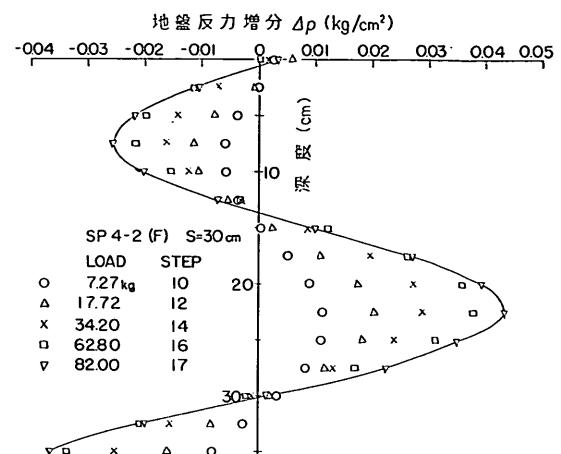
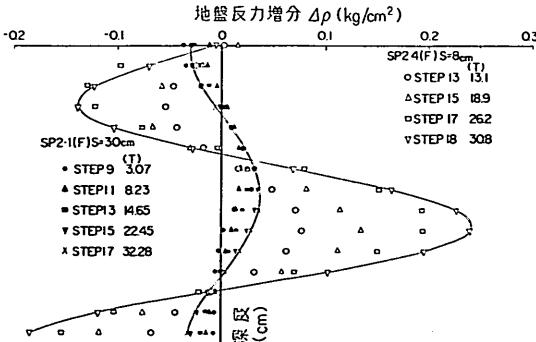
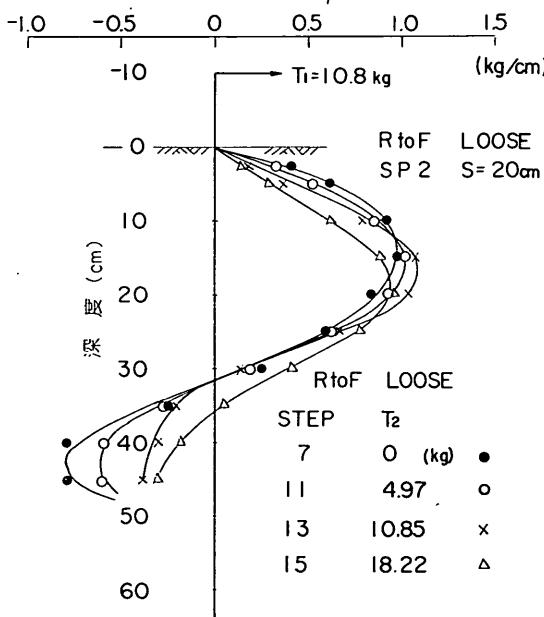
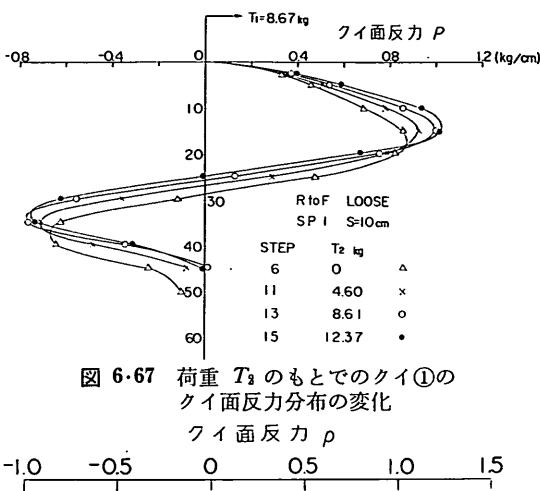


図 6.66 荷重 T_2 のもとでのクイ①の曲げ
モーメント分布の変化



6.3 クイ間の土の動き

予備実験および実験(B)の第3シリーズにおいて、横荷重を受けるクイの間の土の動きを撮影したが、写真3~12である。クイ間隔がある程度広いと前グイ、後グイそれぞれの前面に受働領域、背面に主働領域が明確に表われるが、間隔がせまくなると、クイ間の土は、前後のクイと一体となって動き、大きなセン断ヒズミを生じ、有効な地盤反力を生じてないように思われる。

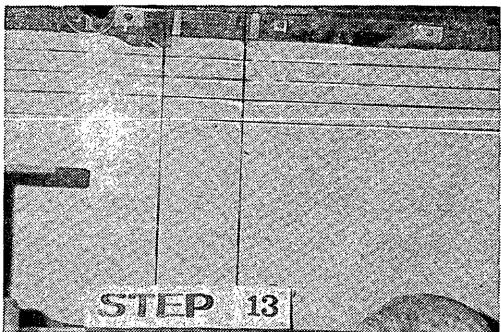


写真 3 予備実験 $s=8\text{ cm}$

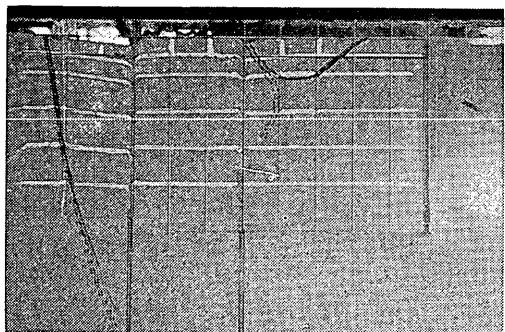


写真 7 Ex. B, GP1, STEP 8

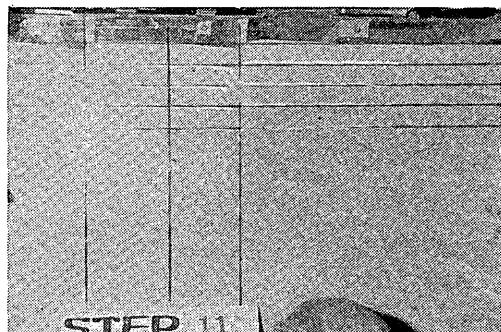


写真 4 $s=15\text{ cm}$



写真 8 Ex. B, GP2

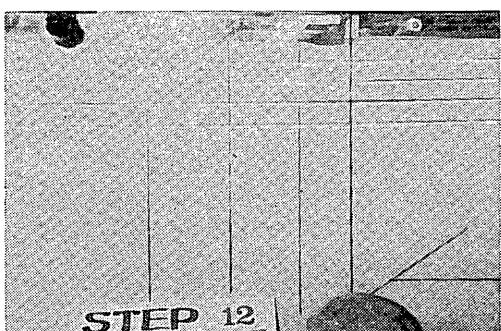


写真 5 $s=20\text{ cm}$

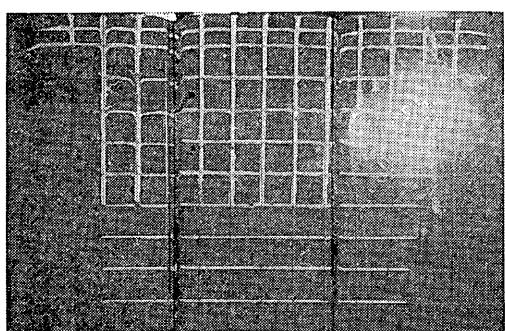


写真 9 Ex. B, GP2, STEP 11

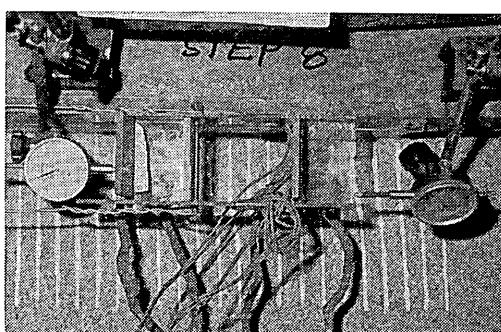


写真 6 Ex. B GP1

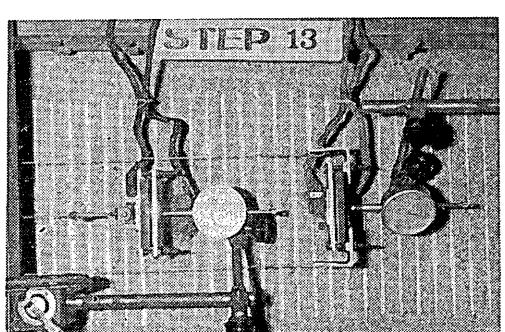
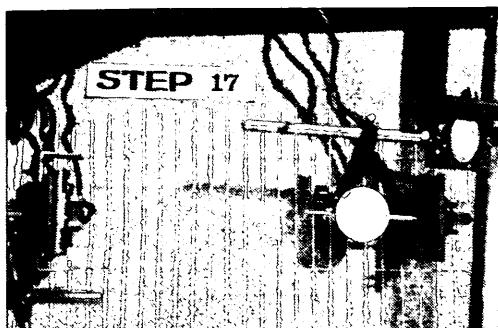
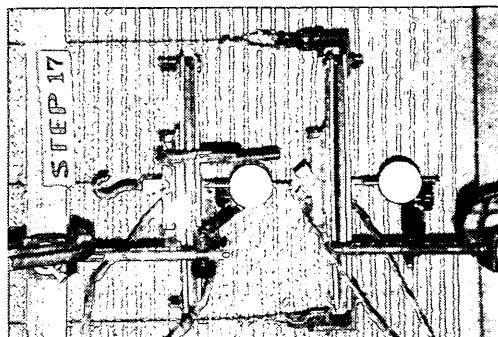


写真 10 Ex. A, F to R SP2 $s=20\text{ cm}$

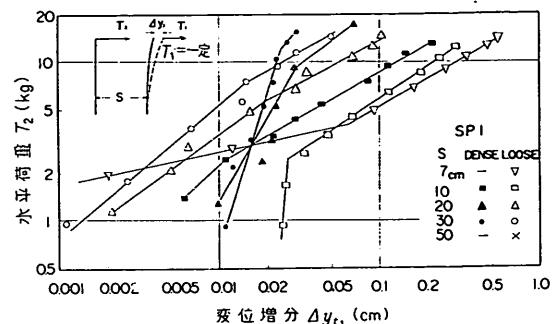
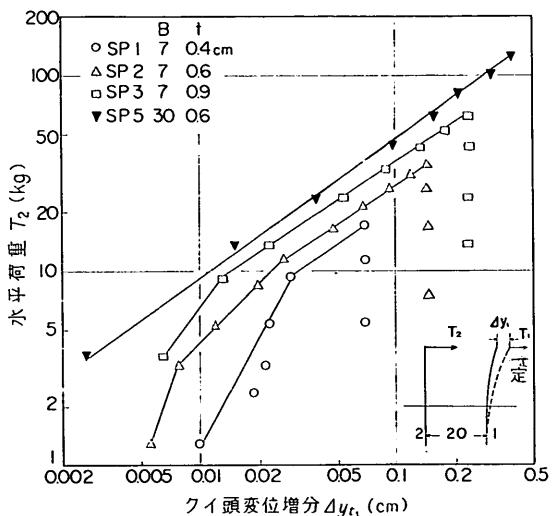
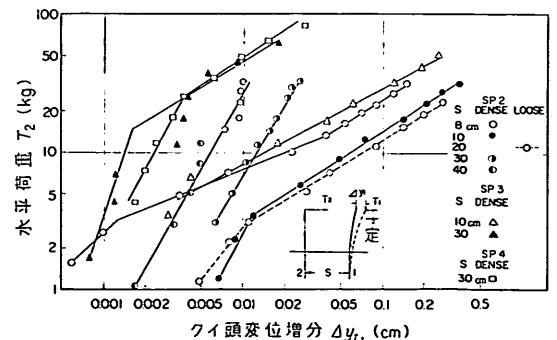
写真 11 Ex. A, R to F, SP2 $s=40\text{ cm}$ 写真 12 Ex. A, R to F, SP5 $s=20\text{ cm}$

7. 間隔の影響の定量化

7.1 クイ②によるクイ①への影響量

図 7.1~7.5 はクイ頭変位 y_{t_1} の増分、図 7.6~7.7 は最大曲げモーメント $M_{\max 1}$ の増分、図 7.8, 7.9 は曲げモーメント第 1 ゼロ点の深さ $(l_m)_1$ の増分と、それぞれ、 T_2 との関係を両対数目盛でプロットしたものである。 ΔM_{\max} や $\Delta(l_m)_1$ の値は曲げヒズミの実測値によるものであるが、 Δy_t より精度が落ちるようである。これらの曲線は、間隔 s が非常に小さい場合を除けば、両対数紙上で上に凸な折線と見なすことができるが、始めの勾配の急な部分は弾性的影響(3.1 節 i)項)によるものであり、屈折点を過ぎて影響の増加が早くなる部分は塑性的影響(3.1 節 ii)項)が卓越してくる段階と考えられる。図 7.1 は間隔 s をパラメーターとしてまとめられており、 s の減少とともにこの屈折点での荷重 (T_2)_Y が減少することがわかる。図 7.2 によると、曲げ剛性 EI が大きいほど、クイ相互の干渉が大きい。

これらの影響量を定量化するにはどのような表示が適当であろうか。 $T_2 \sim \Delta y_{t_1}$ の全体を次の 2 直線で表わし、式中の定数や、ベキ数をクイや地盤の特性の関数として表わすことが考えられる。

図 7.1 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の変位増分 Δy_{t_1} , SP1図 7.2 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の変位増分 Δy_{t_1} , $s=20\text{ cm}$ 図 7.3 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の変位増分 Δy_{t_1}

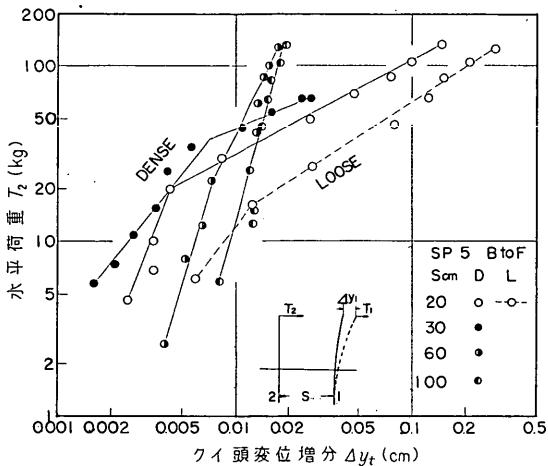


図 7.4 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の変位増分 Δy_{t_1} , SP 5

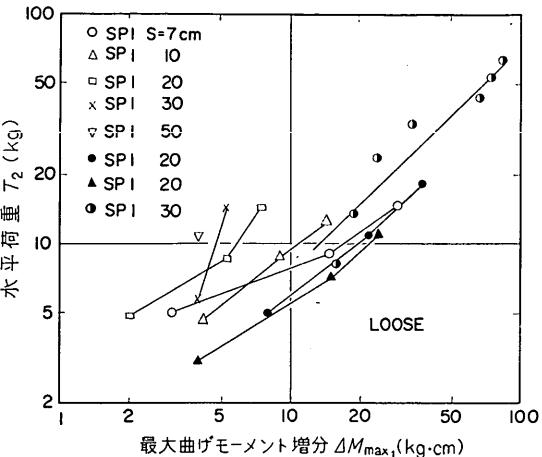


図 7.7 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の最大曲げモーメント増分 $\Delta M_{\max 1}$

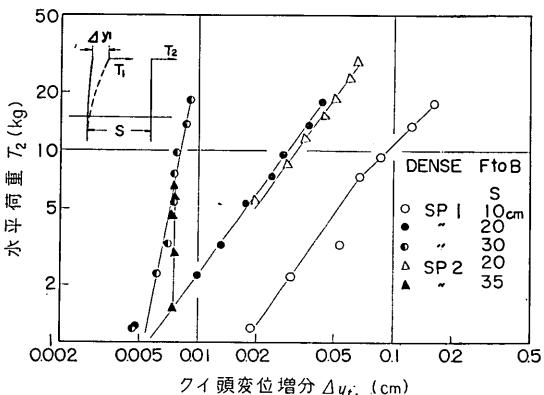


図 7.5 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の変位増分 Δy_{t_1}

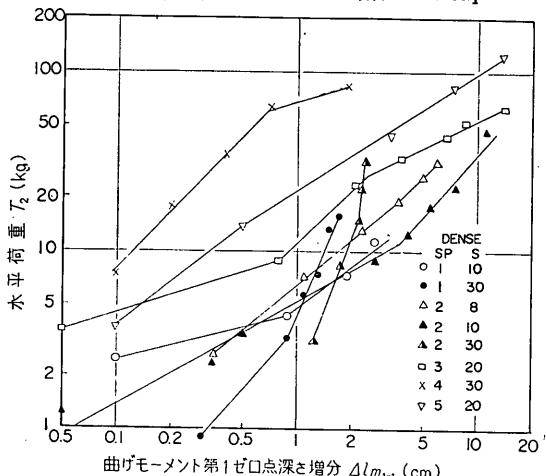


図 7.8 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の $\Delta l_{m_{1-1}}$

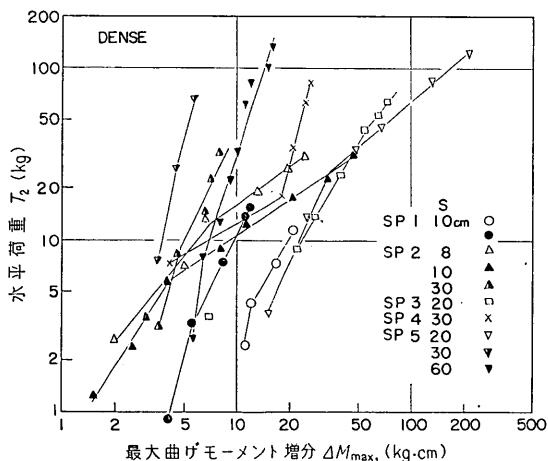


図 7.6 クイ②の荷重によるクイ①の最大曲げモーメント増分 $\Delta M_{\max 1}$

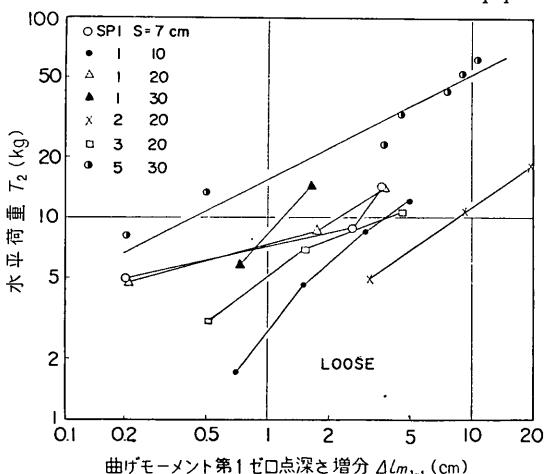


図 7.9 クイ②の荷重 T_2 によるクイ①の $\Delta l_{m_{1-1}}$

群ゲイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

屈折点荷重以上で

$$T_3 = \alpha' (4y_{t1})^{\eta'} \quad (7 \cdot 1)$$

図 7・1～7・4 より求めた、 α' 、 η' の値は図 7・10(a) (b) のようになり、明確な傾向が掴めない。間隔の影響が荷重の関数であるので、このように全過程を表わす方法は正攻法であろうが、本実験の場合、クイ①、②は独立して動いており、クイ間の相対変位のない実際の群ゲイの場合に比べて、影響量を拡大している可能性がある。

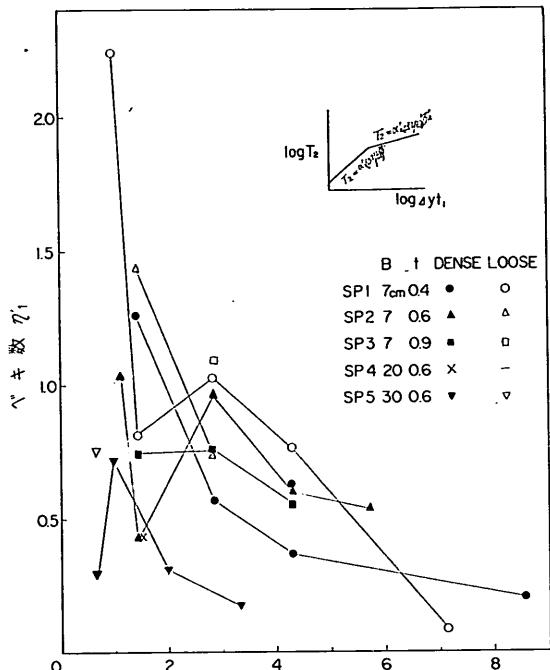


図 7・10(a) $\eta'_1 \sim s/B$ の関係

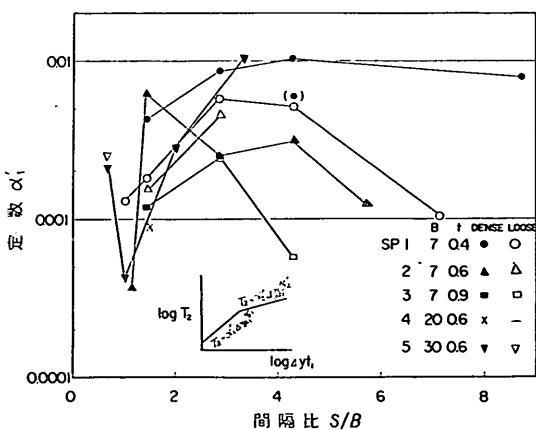


図 7・10(b) $\alpha'_1 \sim s/B$ の関係

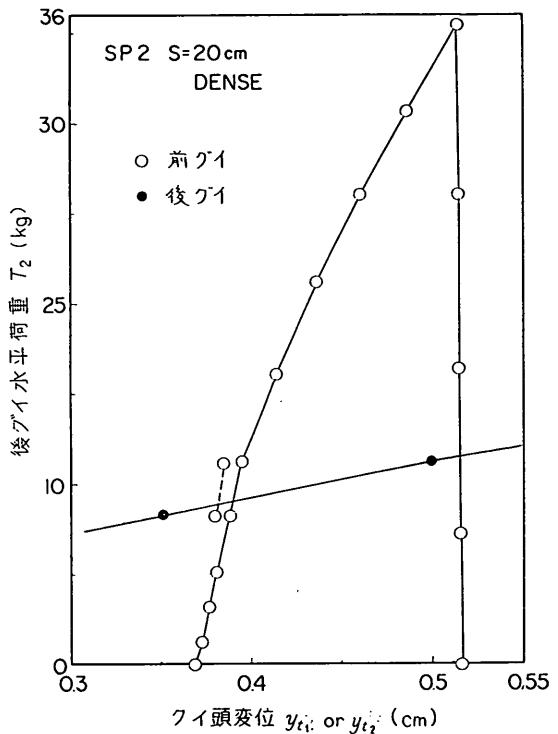


図 7・12 クイ②載荷によるクイ①の変位の変化

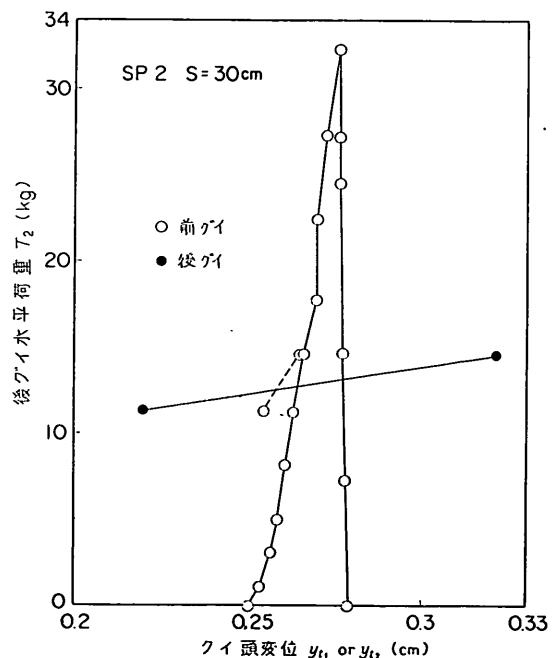


図 7・13 クイ②載荷によるクイ①の変位の変化

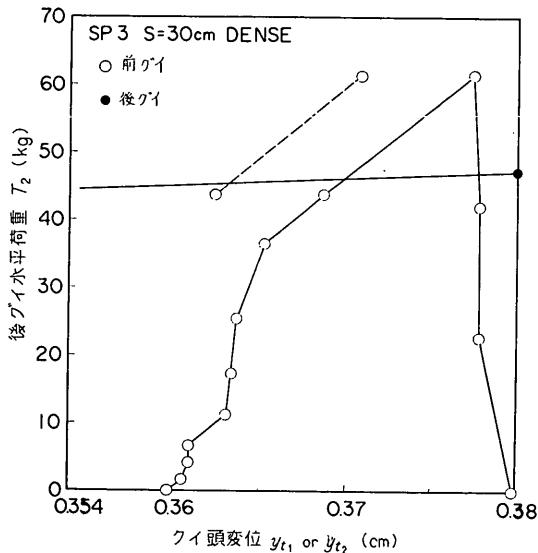


図 7.14 クイ②載荷によるクイ①の変位の変化

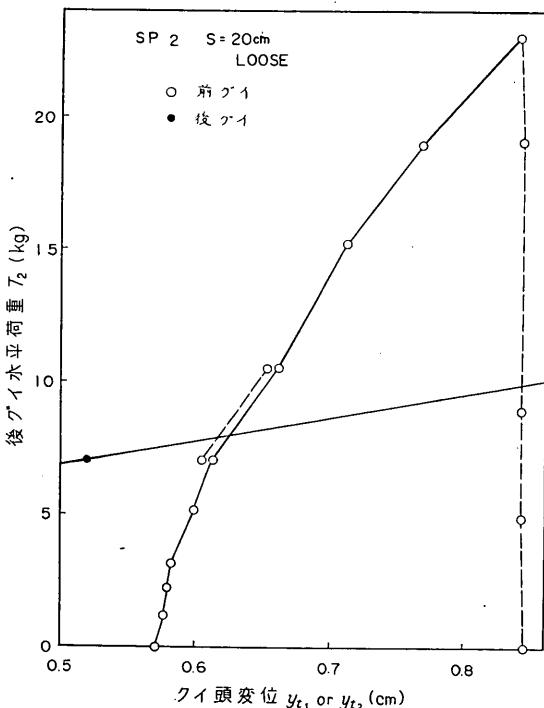


図 7.15 クイ②載荷によるクイ①の変位の変化

ここではクイ①とクイ②のクイ頭変位が等しい

$$y_{t1} = y_{t2} \quad (7.2)$$

という載荷試験の中でのある一つの時点で比較するほうが適当であろう。しかるに本実験によるクイ②の載荷が始まってからのクイ①の変位 y_{t1} には、荷重 T_1 をを放置していることによるクリープ量が含まれている。その例として、たとえば図 7.12~7.15 に示すように、 T_2 を除荷する段階でも y_{t1} は増加するのである。よってクイ間隔の影響の正しい値を求めるには、 y_{t1} のクリープ補正をしなければならない。これは次のような操作で行なわれる。それぞれの地盤において、クイ①に対して放置する荷重 $T_{1\max}$ (クイ種別により異なる) に等しい荷重を単グアイに作用させ、これを一定に保つ間のクイ頭変位の経時変化を測定する。その荷重を載せた直後の変位と各時間毎の変位との差を、土のクリープ変形による変位 y_c と見なすのであり、こうして得られたクリープ量 y_c ~時間 t の関係が図 7.16, 7.17 である。各段階の T_2 に対するクリープ補正量は、クイ①が $T_{1\max}$ に達してからの累計放置時間に対応する値として上図より求められる。この補正結果が図 6.63, 6.64 および図 7.12~7.15 に示す破線 $T_2 - y_{t1}$ である。

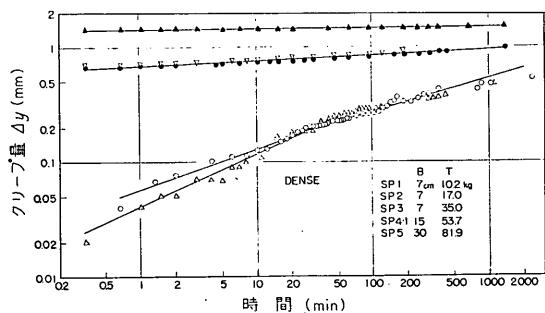


図 7.16 各クイのクリープによるクイ頭変位増分(密地盤)

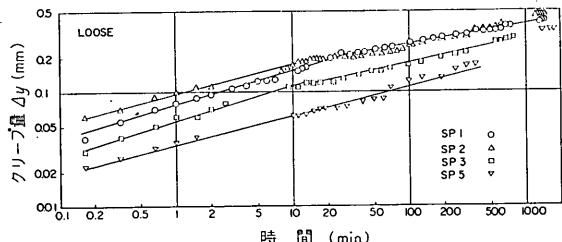


図 7.17 各クイのクリープによるクイ頭変位増分(粗地盤)

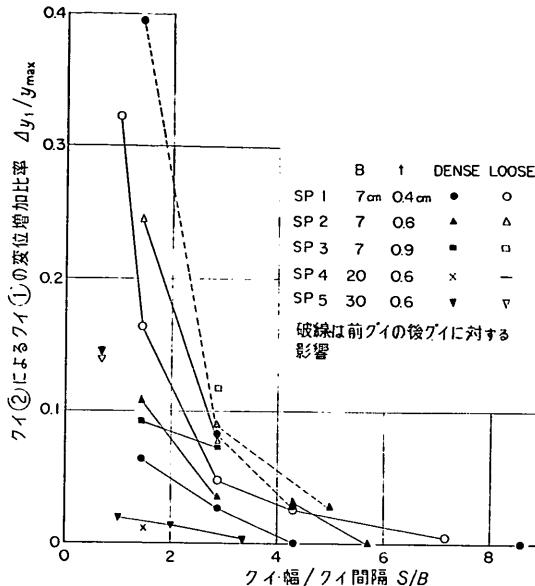


図 7-18 変位増分としてのクイ間隔の影響

表 7.1 $y_{t1}=y_{t2}$ における地表面変位、および最大応力

Pile No.	s (cm)	前 グ イ		後 グ イ	
		y_0 (cm)	σ_{\max} (kg/cm ²)	y_{t1} (cm)	σ_{\max} (kg/cm ²)
DENSE					
R to F	SP 1	60	—	—	—
	SP 2	8	0.1359	485	429
	"	30	0.1221	485	390
	"	40	0.1002	482	393
	SP 4	30	0.2096	677	683
	SP 5	20	0.1747	—	—
	"	100	0.2184	562	644
LOOSE					
R to F	SP 1	7	—	—	576
	"	10	—	—	597
	"	20	—	—	546
	"	30	—	—	552
	SP 3	20	—	—	760
DENSE					
F to R	SP 1	10	0.1534	481	—
	"	20	0.0875	504	526
	SP 2	35	0.1194	505	707

これらの図にはクイ②に挙動 $T_3 \sim y_{t2}$ も白丸で書かれており、上記破線との交点として、前述の $y_{t1}=y_{t2}$ なる時

点 (T_3, y_{t1}) が求められる。この時点での変位は図 6-1～6-14 にも破線で示されている。クイ①が $T_{1\max}$ に達し、安定した時の変位を $y_{t1\max}$ とすれば、クイ間隔の影響量だけに分離された値として Δy_{t1} が次式より求まる。

$$\Delta y_{t1} = y_{t1} - y_{t1\max} \quad (7-3)$$

図 6-1～6-14 に図示するように、載荷順序にかかわらず、間隔の影響で後グイは前グイより横抵抗が小さいのであるが、この差異にはかかわりなく、クイ①が $(T_{1\max}, y_{t1\max})$ に達した時を間隔の影響がない規準点として、それ以降のクイ②による影響量を測るのである。この考え方によれば前後グイ周辺の地盤条件のバラツキを消去することができる。

図 7-18 はこうして求められた Δy_{t1} と $y_{t1\max}$ の比をとって、間隔 s /クイ幅 B に対してプロットしたものである。クイ間隔が減少するにつれ影響量がある傾向で増大していくが、この量はクイや地盤の条件によって異なる。

なお、上で決定された $y_{t1}=y_{t2}$ なる時点での最大曲げ応力、地表面変位は表 7-1 のような値であった。

7.2 載荷高比 R_h 、地盤常数比 R_k への換算

3.1 節でも述べたように、クイ相互の干渉による横抵抗の低下は、載荷高の増大、または地盤常数の低下と解釈できる。これら間隔の影響が R_h (=間隔の影響を受けて見掛け上増大した載荷高 h' /実際の載荷高 h)、もしくは R_k (=間隔の影響により低下した地盤常数 k' /原地盤の地盤常数 k) の形に表わされておれば、設計に容易に適用できる。ここでは変位比 R_y (クイ間隔の影響により増大したクイ頭変位 y_{t1}' /单グイの場合の変位 y_{t1}) より、 R_h や R_k を求める方法を考える。ここで注意しなければならないのは、 R_k はともかく、 R_h は計算の途中に用いる値であり、クイ間隔の影響を表わす基本量は 3.2 節でも述べたように $\Delta (=Ah/l_m)$ である。なお、言うまでもなく、 R_y は図 7-18 の $\Delta y_{t1}/y_{t1\max}$ より

$$R_y = 1 + (\Delta y_{t1}/y_{t1\max}) \quad (7-4)$$

として求められる。以降この関係における $y_{t1\max}$ は単に y_{t1} と書くことにしよう。

i) 換算方法

文献 23) の相似則より荷重および変位についての換算係数は、載荷高、剛性、地盤常数、クイ幅の比を用いて

$$R_T = R_h^{2m+5} \cdot R_{EI}^{-1} \cdot R_k^3 \cdot R_B^3 \quad (7-5)$$

$$R_y' = R_h^{2m+8} \cdot R_{EI}^{-1} \cdot R_k^3 \cdot R_B^3 \quad (7-6)$$

ここで変位の換算係数にダッシュがついているのは、式

(7.4)の変位比との意味の相違を示すためである。 EI , B, k が一定で h だけが変化する場合を考えると、上式は

$$\left. \begin{array}{l} R_T = R_h^{2m+5} \\ R_{y'} = R_h^{2m+8} \end{array} \right\} \quad (7.7)$$

ここで m は、港研方式の基本式中、深さ x につくべき数で、S型地盤で 1, C型地盤では 0 となる。図 7.18 に示すように、单眼の状態 h_∞ で、 (T_∞, y_∞) なる ●印まで載荷されたと考えよう。本実験と同じく、この T_∞ 一定のもとで、そのクイは間隔の影響で (T_∞, y') なる △印まで変位したとする。この点と比較すべき h_∞ の $T \sim y$ 曲線上の相似点○印を結ぶ破線は式 (7.7) により次のように表わされる。

$$T = T_\infty (y/y')^{(2m+5)/(2m+8)} \quad (7.8)$$

ここでクイの $T \sim y$ 曲線の実用的範囲を次式(両対数目盛で直線)に近似しよう。

$$T = C_y y^\eta \quad (7.9)$$

ここで C_y, η は定数

この近似誤差は、港研方式の基準曲線と比較するに、通常考える荷重(応力)の範囲ではせいぜい数 % 以内である。△点の座標は、式 (7.8), (7.9) の交点として次のように求められる。

$$y_t = (y_\infty^\eta / y'^{\eta m'})^{1/(r-m')} \quad (7.10)$$

ここで $m' = (2m+5)/(2m+8)$
 $\eta > m'$

とする。すなわち、地表面載荷($h=0$ の時は $\eta=m'$)の場合を除いて考える。式 (7.7) より

$$\begin{aligned} R_h &= R_{y'}^{1/(2m+8)} = [y' / (y_\infty^\eta / y'^{\eta m'})^{1/(r-m')}]^{1/(2m+8)} \\ &= R_{y'}^{\eta / ((2m+8)\eta - (2m+5))} \end{aligned} \quad (7.11)$$

これが求める換算式であり、本実験のように S型地盤の場合は次式となる。

$$R_h = R_{y'}^{\eta / (10\eta - 1)} \quad (7.12)$$

全く同様にして、 $\eta < 1$ ($h \rightarrow \infty$ または $T \rightarrow 0$ の時、 $\eta \rightarrow 1$) の条件で、 R_k は S型、C型ともに次式で表わされる。

$$R_k = R_{y'}^{\eta / 2(\eta - 1)} \quad (7.13)$$

最大曲げモーメントについては、次のような近似のものとに

$$T = C_M (M_{\max})^\mu \quad (7.14)$$

$$R_h = R_M^{\mu / ((2m+6)\mu - (2m+5))} \quad (7.15)$$

ただし $\mu > (2m+5)/(2m+6)$

$$R_k = R_M^{\mu / 2(\mu - 1)} \quad (7.16)$$

ただし $\mu < 1$

また、曲げモーメント第 1 ゼロ点の深さは次式で表わされ、

$$T = C_l (l_{m_1})^{2m+5} \quad (7.17)$$

$$R_k = R_l^{-((2m+5)/2)} \quad (7.18)$$

が求められる。また、実際問題として l_{m_1} は h に独立と見なされ、本実験の場合、実測 l_{m_1} (原地表面より測定) の変化は、そのまま h の変化と見なしてよいから

$$\Delta h = \Delta l \quad (7.19)$$

である。よって

$$R_h = 1 + \Delta l/h \quad (7.20)$$

ベキ数 η, μ は (T, h, EI, B, k のほか) m の関数である。

間隔の影響についての模型実験で R_y, R_M, R_l などが求まれば、式 (7.11), (7.15), (7.20) によって R_h に、また式 (7.13), (7.16), (7.18) によって R_k に換算される。

ii) 換算結果

以上の式 (7.12), (7.13), (7.15), (7.16), (7.17), (7.19) を用いて、それぞれクイ頭変位、最大曲げモーメントおよび l_{m_1} に表わされた影響量を、換算してえられた R_h, R_k を s/B に対してプロットすると図 7.19~7.23 のようになる。これらをに対してプロットしたのが図 7.24, 7.25 である。前の結果、同一の s/B に対し幅があるのに対し、後者はクイや地盤の種別による相違がなくて 1 本の曲線に置きかえられる。この節の始めにも述べたが、3.2 節の理論によればクイ間隔の影響の基本量は A として一般化される。上述の R_h より

$$A = \frac{h}{l_m} (R_h - 1) \quad (7.21)$$

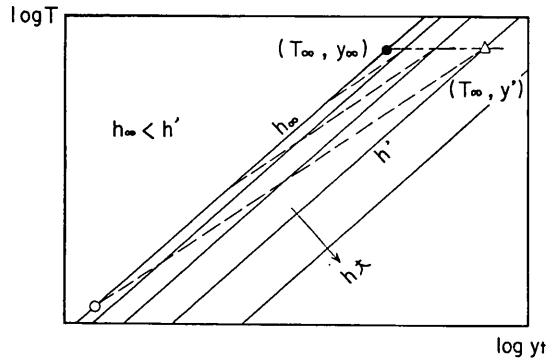


図 7.19 変位増分を載荷高の増大に
変換する説明図

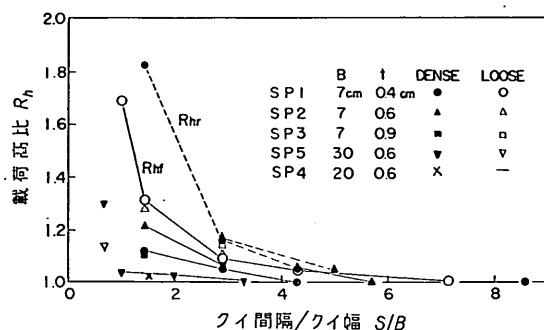


図 7.20 載荷高比～クイ間隔/クイ幅の関係

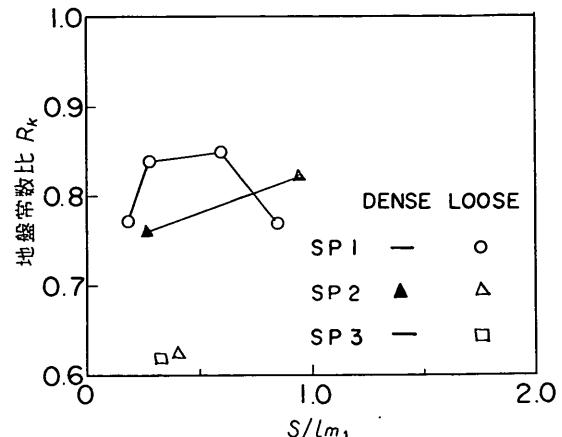


図 7.23 曲げモーメント増分より求めた
 $R_k \sim s/l_{m_1}$

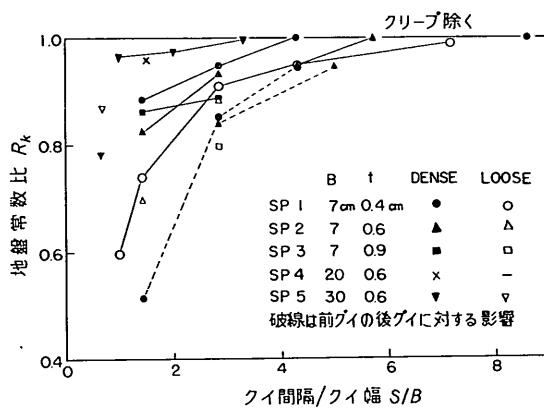


図 7.21 クイ間隔の減少にともなう
地盤常数の低下

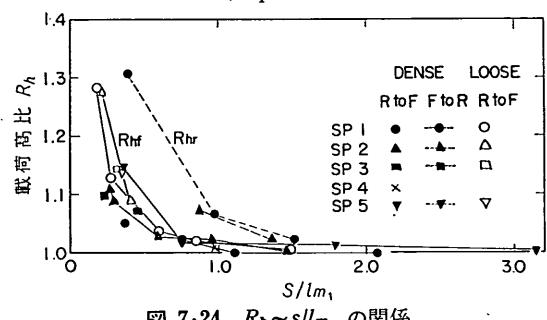


図 7.24 $R_h \sim s/l_{m_1}$ の関係

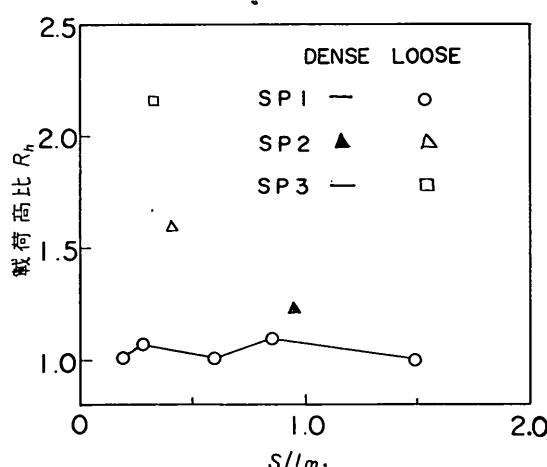


図 7.22 曲げモーメント増分より求めた
 $R_k \sim s/l_{m_1}$

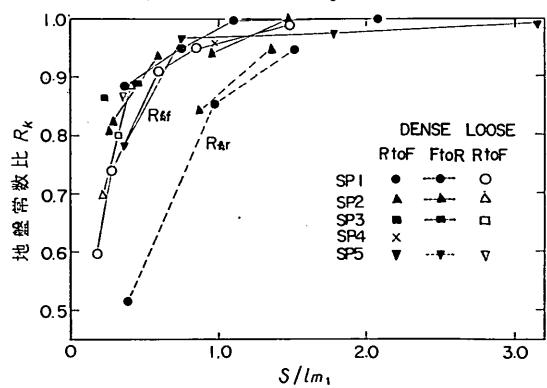


図 7.25(a) $R_k \sim s/l_{m_1}$ の関係

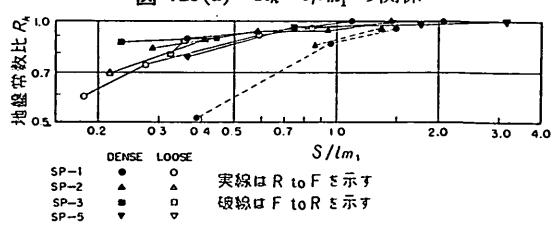


図 7.25(b) 地盤常数比 $R_k \sim$ 間隔比 s/l_{m_1}
関係 (両対数目盛)

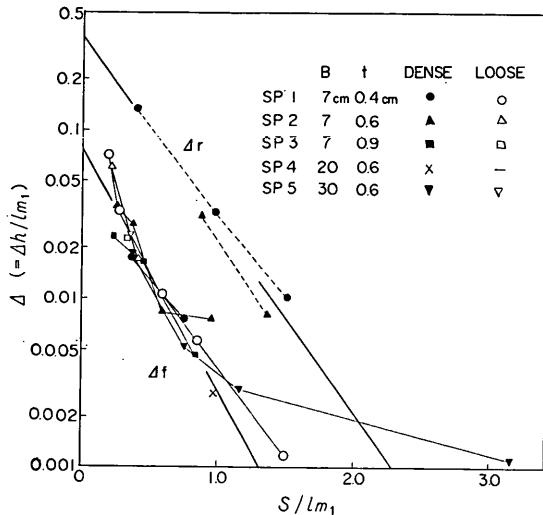
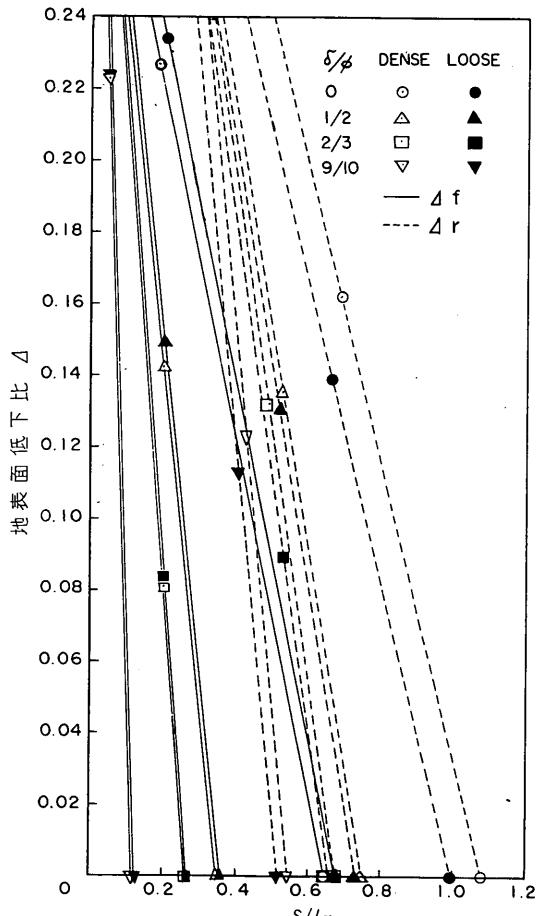
図 7-26 地表面低下比 Δ ～間隔比 s/lm_1 関係(片対数目盛)

図 7-27 理論式による地表面低下量

として A を求め、これを s/lm_1 に対してプロットすると図 7-26 のようになる。これらの図において、実線で結ばれた値は R to F、後グイの前グイに対する影響を、破線で結ばれた値は F to R、前グイの後グイに対する影響を表わす。このように F to R の場合、R to F の場合の 4~9 倍程度 ($s/lm_1 < 1.0$) の影響がある。図 7-27 において R to F に対しては、

$$\log_{10} A_f = -(1.086 + 1.47 s/lm_1) \quad (7-22)$$

F to R に対しては

$$\log_{10} A_r = -(0.444 + 1.12 s/lm_1) \quad (7-23)$$

として、または指数関数として次式によって近似できる。

$$\begin{cases} A_f = 0.082 \exp(-3.38 s/lm_1) \\ A_r = 0.36 \exp(-2.58 s/lm_1) \end{cases} \quad (7-24)$$

7.3 理論式と実験結果の比較

- i) 塑性領域の深さ x_A , x_P と曲げモーメント第1ゼロ点深度 l_{m_1} との関係

塑性領域の重なり合いによるとして、3.2 節に求めたクイ間隔の影響量 A は式(3-9), (3-10)に示すように、間隔比 s/lm_1 , 受働および主働崩壊角 ζ_P , ζ_A , そして受働, 主働スペリ面がクイより出発する深さ x_P , x_A によって表わされる。

これらの深さ x_P , x_A が曲げモーメント第1ゼロ点(頭部固定の場合は第2ゼロ点)の深さ l_{m_1} と、次式のような簡単な関係があれば都合がよい。すなわち、 r_P , r_A を定数として

$$r_P = x_P/l_{m_1}; \quad r_A = x_A/l_{m_1} \quad (3-4)$$

クイ面反力分布のある特定の点と曲げモーメント分布のある特定の点、いずれもクイー土系の横抵抗についての特性長から決まる深さ同志の比である上式はありうる表現と思われる所以、これを経験的に検討してみよう。

l_{m_1} は実測曲げヒズミより求めた図 6-24 などの曲げモーメント分布図より決定される。主働および受働領域の深さを決定するために次のような方法を比較した。

まず実験(B)第3シリーズにおいてガラス側壁を通して、各段階の載荷の瞬間のクイ前面、背面付近の砂の動きを、それぞれ分担して観察する。安定した後、撮った写真では明確でない。図 6-44~6-52 のごときクイ面反力分布は、3.1 節でも述べたようにクイが土に押しつけられる側(受働側)の圧力分布と見なされる。よって地表付近で荷重が増加しても、ほとんど地盤反力が増えなくなり圧力の飽和に達したような深さを x_p と考える。実

群グイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

表 7.2(a) 受働領域の深さ x_P と l_{m_1} の関係 (S型地盤)

実験 (A) $y_{t_1}=y_{t_2}$ において

Pile No.	間 隔	前 グ イ			後 グ イ		
	S (cm)	x_P (cm)	l_{m_1} (cm)	x_P/l_{m_1}	x_P (cm)	l_{m_1} (cm)	x_P/l_{m_1}
R to F DENSE							
S P 2	8	5.8	26.4	0.220	7.5	36.6	0.205
"	30	5.3	27.5	0.193	6.6	34.6	0.191
"	40				6.8	29.0	0.235
S P 4	30	5.8	29.3	0.198	8.2	31.2	0.263
S P 5	20	7.2	33.2	0.217			
F to R DENSE							
S P 2	35	5.5	27.7	0.199	5.7	26.1	0.218
R to F LOOSE							
S P 1	10	8.5	35.0	0.243			
"	50	10.0	38.8	0.258			
S P 2	20	13.7	54.0	0.254			
S P 3	30	13.3	60.0	0.222			

頭部固定単グイの場合

Ex. No.	Pile No.	h (cm)	T (kg)	x_P (cm)	l_{m_1} (cm)	x_P/l_{m_1}
1	N P 1	3.5	79	10.	63	0.159
			156	16.	68	0.235
			236	16.	72	0.222
			314	16.3	75	0.217
2	N P 1	32.5	61	9.0	58	0.155
			121	14.2	63.5	0.224
			188	17.	71	0.239
3	N P 1	58.5	44	10.5	61.4	0.171
			64	15.2	66	0.230
			108	17.	70	0.243

験(A)についてこの値と l_{m_1} との比載を図 7.2(a) に示す。下段に頭部固定の場合について求めてある。

x_A については、クイ面反力分布からはわからないのでタワミ角 θ に注目しよう。北島は小名浜砂を中詰として、剛性の大きい二重壁やセルの模型載荷試験を行ないその設計法を確立したが³¹⁾、その中で壁の傾斜角が、0.001 rad に達すれば中詰の主働化が始まるとしている。

筆者らの相模砂を裏込めにしたタワミ性矢板模型(壁高3 m)の応力測定結果から求められた土圧分布より x_A を

判定し、そのタワミ角分布より求めた x_A での矢板のタワミ角は 0.001 度であった。ここでも x_A をクイのタワミ角 θ が 0.001 になる深さとして l_{m_1} と比較したのが表 7.2(b) である。表 7.2(c) は筆者の一人が文献 22)において、単位幅当たりのクイ面反力と受働土圧の関係式

$$\bar{k}_h L = \frac{1}{2} K_P x_P^2 \quad (7.25)$$

より求めたものを比較のために引用した。上式は、式(3.11)と同様クイ幅の十分大きく二次元的応力状態に近

表 7.2(b) タワミ角 θ が -0.001 になる深さ x_θ と l_{m_1} の比較

T (kg)	x_θ (cm)	l_{m_1} (cm)	x_θ/l_{m_1}	T (kg)	x_θ (cm)	l_{m_1} (cm)	x_θ/l_{m_1}
SP 2 $s=8\text{ cm}$ 前グイ							
9.42	14.62	22.25	0.603	7.01	18.78	30.2	0.622
12.43	16.66	25.00	0.666	10.05	20.6	30.8	0.699
16.38	18.9	26.4	0.716	13.1	21.8	31.4	0.694
16.36	18.58	27.5	0.675	16.0	22.33	32.4	0.689
16.36	19.82	28.7	0.690	18.9	23.5	32.7	0.718
16.36	21.15	30.0	0.705	21.8	24.12	33.5	0.720
16.38	20.22	31.3	0.646	26.2	24.8	34.6	0.696
SP 2 $s=30\text{ cm}$ 前グイ							
11.56	16.52	26.8	0.616	30.8	25.71	36.6	0.702
15.27	18.4	27.5	0.669	SP 2 $s=30\text{ cm}$ 後グイ			
15.27	18.98	28.76	0.660	11.30	25.6	30.5	0.839
15.27	19.15	29.27	0.655	14.65	23.16	32.2	0.719
15.27	19.39	29.70	0.653	17.70	24.68	33.3	0.741
15.27	19.68	29.75	0.611	22.45	26.38	34.1	0.776
15.27	19.88	29.85	0.666	27.35	27.38	34.5	0.793
SP 4 $s=30\text{ cm}$ 前グイ							
36.0	18.2	26.3	0.692	34.2	21.0	31.0	0.677
55.4	21.5	29.3	0.734	48.6	23.0	32.0	0.719
55.4	21.7	29.4	0.738	62.8	23.4	33.5	0.699
55.4	21.79	29.5	0.739	82.2	24.7	35.0	0.706
55.4	21.82	29.7	0.735	63.7	22.2	35.0	0.635
55.4	21.5	30.0	0.729	SP 5 $s=20\text{ cm}$ 後グイ			
55.4	22.08	31.2	0.708	50.2	20.9	31.4	0.665
55.4	22.3	31.4	0.710	70.6	22.78	32.46	0.702
SP 5 $s=20\text{ cm}$ 前グイ							
61.9	21.56	34.7	0.621	88.9	24.1	33.36	0.722
81.0	23.78	38.0	0.626	108.5	25.8	34.6	0.745
SP 5 $s=100\text{ cm}$ 前グイ							
43.49	18.3	30.5	0.600	138.0	27.72	36.45	0.760
63.05	21.53	33.0	0.652	70.4	29.62	38.4	0.771
82.26	24.8	34.0	0.729	0.	31.2	52.2	0.598
82.30	24.0	33.8	0.710	SP 5 $s=100\text{ cm}$ 後グイ			
SP 2 $s=35\text{ cm}$ 前グイ (F to R)							
14.31	15.8	24.7	0.640	65.05	20.5	31.0	0.661
17.66	16.8	25.6	0.656	84.85	22.55	32.25	0.699
22.58	18.9	26.6	0.711	103.63	24.4	33.5	0.728
27.48	19.0	27.2	0.699	133.79	26.95	35.2	0.765
32.41	20.9	27.7	0.755	SP 2 $s=35\text{ cm}$ 後グイ (F to R)			
12.42	15.9	24.8	0.641	12.42	15.9	24.8	0.641
16.51	19.3	26.1	0.740	16.51	19.3	26.1	0.740

表 7.2(c) $x_P: l_{m_1}$

くい名	$k_h L$ (kg/cm)	ϕ	r (g/cm ³)	x_P (cm)	l_{m_1} (cm)	x_P/l_{m_1}
WP-1	5.67	45°	0.78	29.0	81	0.357
SPL-4	16.00	40°	1.60	45.4	131	0.362
SP 5	2.40	40°	1.60	17.6	46	0.383
SP 2-B 60	2.34	40°	1.60	17.4	50	0.347
新 潟	210.0	35°	0.65	22.0	600	0.550
八 舟	100.0	30°	0.60	27.0	700	0.385
八 戸	220.0	40°	0.80	24.0	550	0.430

表 7.2(d) $x_P: l_{m_1}$ (C型地盤)

Pile No.	h (m)	T (ton)	l_{m_1} (m)	x_P (m)	x_P/l_{m_1}
K I	1.0	2	5.10	1.35	0.265
		4	7.90	1.30	0.165
		6	8.25	1.25	0.152
		12	7.30	1.30	0.178
K II	0.5	5	7.70	2.50	0.325
		6	8.20	3.00	0.366
		9	8.20	2.75	0.335
		12	8.20	3.25	0.396

づいた場合を考えており、 L はクイの根入れ長、 k_h は単位の変位に対する横方向地盤反力係数 (kg/cm³) を表わしている。右表を計算するに当って \bar{k}_h は平均横方向変位に対する値の代りにクイ頭変位 1 cm における値を、受働土圧係数 K_p は Caquot-Kérisel による値を用いている。表 7.2(d) は C 型地盤の場合を文献 6) の図より求めたものである。以上の結果より S 型砂地盤でクイ頭自由の場合、次の値を採用する。

$$r_P = x_P/l_{m_1} = 1/3; r_A = x_A/l_{m_1} = 7/10 \quad (7.26)$$

頭部固定の場合、また C 型地盤の場合はより多くのデータについての検討が必要であるが、上の値を準用しても大きな誤差とはならず、その誤差も安全側である。

ii) クイ面マサツ角

前述の Δ の理論式(3.7)にはもう一つのパラメーターとしてクイ面マサツ角 δ が効いてくる。砂質土とクイや壁体のマサツ係数 μ もしくは周面マサツ角 δ ($=\tan^{-1}\mu$) については、次のような実測例や提案がある。

a) 常 時

○R. D. Chellis (1951) は Dörr の公式を用いてクイの周面マサツ力を求めるのに次のような μ を用いるとした。

$$3/4 \tan \phi \leq \mu \leq \tan \mu$$

○P. W. Rowe (1952) は大型の矢板模型実験を行ない

$$\delta = 2/3\phi$$

を得た。

○G. P. Tchebotarioff (1962)³⁰⁾ 受働土圧には $\delta = (2/3)\phi$ (矢板根入れ部など壁が砂に下向きのセイ断力を与える場合、 $\phi > 30^\circ$)

$$\delta = \phi/2 \quad (\text{重力壁など前面の土が上方に移動する})$$

を推奨している。

○J. G. Potyndy (1961) 多くの実験をもとに、砂、非粘性シルト、粘性粒状土および粘土と鉄、コンクリート、木材との周面マサツ係数について、材料表面の仕上げ状態を考慮に入れた提案。鉄: 砂の δ/ϕ

乾燥状態 飽和状態

滑らかな表面	0.54	0.64
粗い表面	0.76	0.80

○市原松平、松沢宏 (1970) は室内実験槽で剛壁の変位進行に伴なう、壁面マサツ角 δ の増大する様子を調べたが、0.3 mm という小さい変位で δ は最大値 27.5° となったと報告している。この実験地盤の内部マサツ角 $\phi = 38^\circ \sim 42^\circ$ と比較して $\delta/\phi = 0.7$ であった。

b) 地震時

○荒井秀夫 (1965) は乾燥砂を裏込めとした模型矢板の振動実験を行ない、壁面マサツ角の値として次の値が実験結果をよく説明するとした。

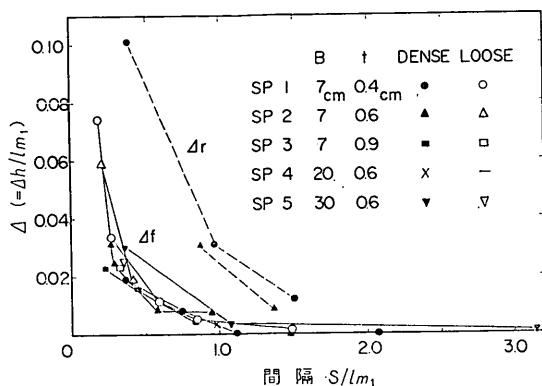
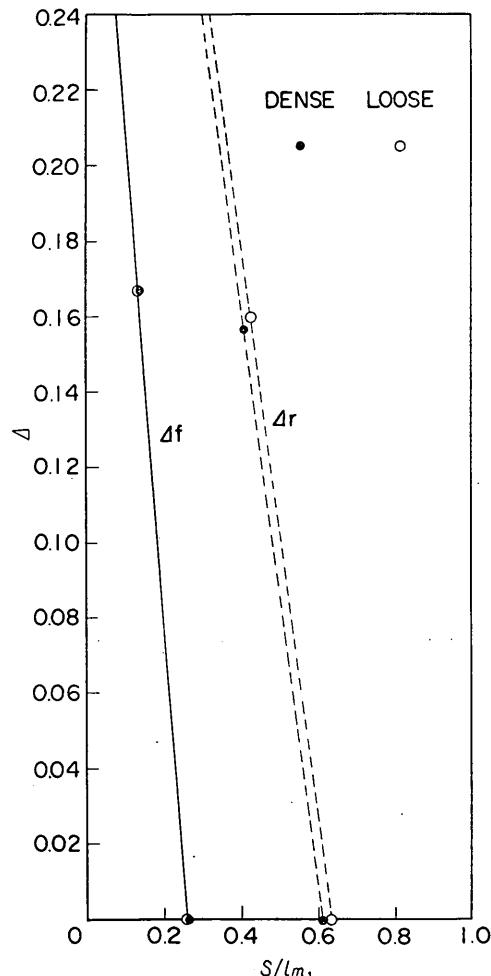
$$\text{主働側 } \delta = 0$$

$$\text{受働側 } \delta = 2/3\phi \quad (\text{矢板根入れ部})$$

○市原松平、松沢宏 (1970) は振動台で裏込め砂の密度を変えた場合の振動土圧の特性を調べたが、その結論の一つとして、 $\tan \delta$ が振動加速度に比例して減少することを報告し、密地盤で 300 gal、粗で 200 gal をとって考えると $\delta = \phi/2$ とすればよいと提案した。

上で引用した北島の報告³¹⁾によれば、小名浜砂 (気乾燥) と模型壁のマサツ角を測定した平均値はほぼ $3/4\phi$ であった。久保¹⁸⁾の測定結果によれば相模砂と模型グイ (NP シリーズ) のコーティング表面とのマサツ角は 0.778 ϕ であった。5.2 節で述べたように高萩砂と模型グイ (SP シリーズ) 表面のマサツ角は 9/10 程度である。後に述べた実測例はいずれも極限状態での δ である。

δ/ϕ を 0, 1/2, 2/3, 3/4, 9/10 として式(3.7)より求めた $\Delta(\Delta h/l_{m_1})$ を図 7.27 に示す。図中実線で表わすのは、前グイが後グイより受ける影響 Δ_f 、破線で示すのは後グイが前グイより受ける影響 Δ_r である。これと図 7.26 を普通目盛にプロットしなおした図 7.28 を比べる

図 7-28 地表面低下量 Δ ～間隔比 s/lm_1 関係図 7-29 $\delta_A=0, \delta_P=2\phi/3$ とした場合の地表面低下量 Δ

と、主働側、受働側両面でマサツ角は等しいとすれば $\delta=2\phi/3$ の場合、両者が s/lm_1 の小さいところでよく一致する。図 7-29 には、 $\cot \zeta_A$ の計算には $\delta=0$ とし、 $\cot \zeta_P$ に対して $\delta=2\phi/3$ として求めた Δ と s/lm_1 の関係を示すが、このほうが実験結果図 7-28 とよく一致する。よってクイ面マサツ角として次の値を採用しよう。

$$\left. \begin{array}{l} \text{主働側 } \delta=0 \\ \text{受働側 } \delta=2\phi/3 \end{array} \right\} \quad (7-27)$$

いずれにしても、直線的な理論値 $\Delta \sim s/lm_1$ 関係はその根拠からして塑性的効果であり、図 7-28 の実験結果と比較した時、理論 Δ_f, Δ_r がゼロになる s/lm_1

$$\left. \begin{array}{l} \{s/lm_1\}_{\Delta_f=0} = r_P \cot \zeta_P \\ \{s/lm_1\}_{\Delta_r=0} = r_A \cot \zeta_A + r_P \cot \zeta_P \end{array} \right\} \quad (7-28)$$

の前後での実測値とのズレは、クイ間隔の影響のうち地中応力の伝達として計算されるべき弾性的効果である。

8. 設計法への導入

8.1 群ゲイ効率の適用

群ゲイ全体の抵抗の低下だけを問題にすればよい時は次のようにして求められる群ゲイ効率を、間隔の影響を考慮しない計算結果に乘すればよい。

前から i 番目のクイのクイ頭バネ係数を K_i とすると、 n 本のクイからなる群ゲイ（並列なバネ n 個の集まり）全体のバネ係数 K_G は $\sum_i^n K_i$ で表わされる。結合部材が剛で各クイのクイ頭変位が等しければ、 i 番目のクイの荷重分担率 ρ_i は、次式のようにクイ頭バネ係数の比で表わされる。

$$\rho_i = F_i / F_G = K_i / K_G \quad (8-1)$$

クイの横抵抗の問題は、短ゲイを除いて極限平衡の問題としてではなく、変形問題として取扱われているので、群クイ効率 e をも極限横抵抗に関するものではなく、次のように群ゲイ全体のゲイ頭バネ係数 K_G と、各クイの単ゲイとしてのクイ頭バネ係数 K_{st} の和との比として定義しよう。すなわち

$$e = K_G / \sum_i^n K_{st} = \sum_i^n K_i / \sum_i^n K_{st} \quad (8-2)$$

これ以降、各クイの諸元（クイ幅、曲げ剛性、載荷高、傾斜角）、すなわち单ゲイとしてのクイ頭バネ係数が等しい場合を考え、これを K_s としよう。 K_{st} が各クイで異なる場合、式は複雑になるが考え方は同じである。そして載荷方向に一行に m 本並んだ群ゲイを考える。この場合、上式は

$$e = K_G / (m \cdot K_s) = \sum_i (K_i / K_s) / m \quad (8.3)$$

となる。間隔の影響がある場合の最前列のクイのクイ頭バネ係数の K_s に対する比を R_{K_f} , 最後尾のクイのそれを R_{K_r} , そしてクイ間隔 S は全て等しいとすれば 2番目から $(m-1)$ 番目までのクイのバネ係数は全て等しく R_{K_t} となる。すなわち間隔が余程小さくないと、隣接したクイのさらに向うのクイからは影響を受けないと見るのである。こう置くと式(8.3)は

$$e = \{R_{K_f} + R_{K_r} + (m-2)R_{K_t}\} / m \quad (8.4)$$

$m=1$ の場合, $e=1$ となるためには

$$R_{K_t} = R_{K_f} + R_{K_r} - 1 \quad (8.5)$$

この式は、後クイの影響による低減率を $(1-R_{K_f})$, 前グイによるそれを $(1-R_{K_r})$ とした時、それらを合成した低減率 $(1-R_{K_t})$ が、次のように 2つの低減率の和として表わされることを意味しているのである。

$$(1-R_{K_t}) = (1-R_{K_f}) + (1-R_{K_r}) \quad (8.6)$$

式(8.5)を(8.4)に代入すれば

$$e = [2-m+(m-1)(R_{K_f}+R_{K_r})] / m \quad (8.7)$$

これらのクイ頭バネ係数比 R_K は次のようにして R_h または R_k から換算される。すなわち、ここでは同一変位での荷重の比 R_T を R_K と考えてよいから、7.2節と同様であるが、図 8.1 のように変位は一定で荷重が変化する場合を考える。

間隔の影響を受けてない載荷高 h_∞ のクイの荷重～クイ頭変位の関係を

$$T = C_v \cdot y^{\eta} \quad (7.9)$$

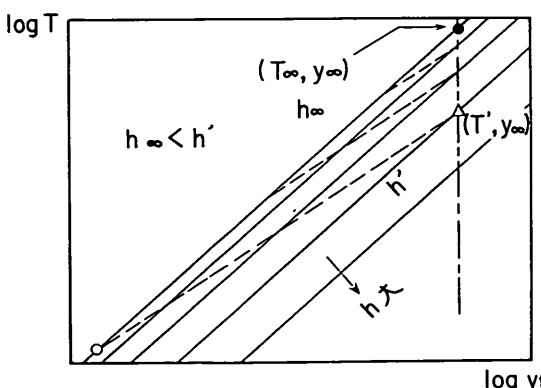


図 8.1 載荷高比 R_h をバネ係数比 R_K へ換算する説明図

載荷高が h' に変化し、元の状態●印 (T_∞, y_∞) が△印 (T', y_∞) に移った場合、この点とこれに相似な h_∞ の式(7.9)上の○印を結ぶ直線（対数目盛上）の勾配は式(7.7)より S型地盤の場合 7/10 で、次式のように表わされる。

$$T = T' (y_\infty / y)^{0.7} \quad (8.8)$$

式(7.9)と上式の表わす 2 直線の交点として、相似点○印の T 座標が求まる。

$$T = (T_\infty^7 / T'^{10\eta})^{1/(7-10\eta)} \quad (8.9)$$

よって相似点同志の荷重の比 R_T' は

$$R_T' = T' / (T_\infty^7 / T'^{10\eta})^{1/(7-10\eta)} \quad (8.10)$$

式(7.7)より

$$R_h^\eta = R_T' = (T' / T_\infty)^{7/(7-10\eta)} \quad (8.11)$$

よって

$$R_K (= R_T) = R_h^{(7-10\eta)} \quad (8.12)$$

同様にして

$$R_K = R_h^{2(1-\eta)} \quad (8.13)$$

実際の設計において群グイ効率 e を計算するには次の手順による。

- ① 土質調査資料から、単グイの場合の地盤常数 k 、内部マサツ角を決定する。 ϕ は地表面から 0.7 l_{m_1} までの平均値をとればよい。
- ② クイの諸元、クイ幅 B 、曲げ剛性 EI 、載荷高 h 、そして群グイのクイ間隔を決める。
- ③ 設計荷重 $T (= T_G / m)$ に対する曲げモーメント第 1 ゼロ点深度 l_{m_1} を計算し、間隔比 S/l_{m_1} を求めること。通常の荷重のもとでは、一般に次式を用いてよい。

S型地盤

$$l_{m_1} = C_l (EI \cdot B^{-2} \cdot k^{-2} \cdot T)^{1/7} \quad (8.14)$$

C型地盤

$$l_{m_1} = C_l (EI \cdot B^{-2} \cdot k^{-2} \cdot T)^{1/5} \quad (8.14)$$

- ④ 単グイの荷重～クイ頭変位推定曲線を同様に港研方式によって求め、これを $T = C_v y^{\eta}$ と近似する η を求める。
- ⑤ 式(3.9)または図 7.29 より、この s/l_{m_1} に対する A_f , A_r を求める。式(3.7)による時は、 $r_p = 1/3$, $r_A = 7/10$ 、そして壁面マサツ角 δ は ζ_A に対し 0, ζ_P に対し $2\phi/3$ とする。
- ⑥ 載荷高が十分大きい場合、次式によってクイ頭バネ係数を求める。

$$\left. \begin{array}{l} R_{K_f} = (1 + A_f \cdot l_{m_1}/h)^{(1-10\eta)} \\ R_{K_r} = (1 + A_r \cdot l_{m_1}/h)^{(1-10\eta)} \end{array} \right\} \quad (8.15)$$

本実験の模型地盤と同様な砂質地盤であれば、上式において、 A_f および A_r の値として式(7.24)を用いてよい。

地グイ $h=0$ の場合、地盤条件によっては図7.25より、または理論式によって A を求め、次式で換算する。

$$\left. \begin{array}{l} R_{K_f} = R_{K_f}^{2(1-\eta)} = (1 - A_f/r_p)^{4(1-\eta)} \\ R_{K_r} = R_{K_r}^{2(1-\eta)} = (1 - A_r/r_p)^{4(1-\eta)} \end{array} \right\} \quad (8.16)$$

⑦ 群グイ全体の効率は次式によって計算、 $\sum_i^m K_{st}$ に乘ずる。

$$e = \{2 - m + (m-1)(R_{K_f} + R_{K_r})\}/m \quad (8.5)$$

⑧ 各クイの分担率は式(8.1)より求められる。

地グイ ($h=0$) の場合、式(7.10)のただし書より、地盤常数 k の低下と見て、 R_k で考えなければならない。式(7.13)で逆に、載荷高が非常に大きい場合とか、荷重が極小さいときは $\eta \rightarrow 1$ であるから、載荷高 h の増加と見て、 R_h で考えないと精度が悪くなる。式(7.8)

群グイ効率 e を式(8.3)でクイ頭パネ係数(荷重/クイ頭変位)の比として定義したが、非線型な $T \sim y_t$ 関係を念頭においているので、実質的には、ある一定の変位に対する群グイ効果によって低下した横荷重と、群グイ効果がないとして求めた横荷重の比として計算された。これは、許容変位量によって断面が決定されるような場合に、そのまま使える形となっている。

しかしに、上部工の種類によっては、変位の制限が緩く、クイ基礎の設計が、最大曲げ応力で決まる場合がある。このような設計に使える群グイ効率はいかに定義すればよいであろう。この場合クイ頭パネ係数 K を荷重最大曲げモーメント係数 \mathfrak{M} ($= T/M_{max}$) で置き換えればよい。すなわち最大曲げモーメント一定のもとで比較した、間隔の小さい群グイの荷重と、単グイの荷重との比を $e_{\mathfrak{M}}$ とすると、式(8.7)より

$$e_{\mathfrak{M}} = \{2 - m + (m-1)(R_{\mathfrak{M}_f} + R_{\mathfrak{M}_r})\}/m \quad (8.17)$$

載荷高比 R_h または地盤常数比 R_k より $R_{\mathfrak{M}}$ (=間隔の影響をうける \mathfrak{M}' /单グイの \mathfrak{M}) を求めるには、図8.1と同様な演算を行なえばよい。すなわち、荷重～最大曲げモーメント曲線を

$$T = C_M \cdot (M_{max})^\mu \quad (8.18)$$

と近似し、 $R_{\mathfrak{M}}$ を一定の M_{max} のもとでの荷重の比とし

て計算すると、次式が得られる。(S型地盤)

$$R_{\mathfrak{M}} = R_h^{(7-8\mu)} \quad (8.19)$$

$$R_{\mathfrak{M}} = R_k^{2(1-\mu)} \quad (8.20)$$

あとは上記の手順に従えばよい。

以上の手順①～⑧を図示すれば図8.2のようになる。

8.2 各クイ個別に間隔の影響を適用し、群グイ全体の横抵抗を求める方法

クイ間隔の影響は、理論的には A (仮想地表面低下量 Δh /曲げモーメント第1ゼロ点深度 l_{m_1}) として式(3.7)に、実験的には A として図7.26、 R_h として図7.24、 R_k として図7.25に表わされた。これらはいずれも後グイが前グイにおよぼす影響 A_f 、 R_{h_f} 、 R_{k_f} と前グイが後グイにおよぼす影響 A_r 、 R_{h_r} 、 R_{k_r} とに分離された。

図3.2によれば

$$s/l_{m_1} > (r_A \cot \zeta_A + r_P \cot \zeta_P)/2 \quad (8.21)$$

なる群グイ中の一本のクイは隣接グイのさらに向うのクイからは影響を受けない。これは式(7.26)の第二式の半分であり、図7.27、7.29を見るように、この s/l_{m_1} はかなり小さい値であることが判る。しかも上式は図3.2の機械的な拡張であるが、実際の問題ではもっと小さいと思われる。

このように群グイ中のクイは、隣接したクイのさらに向うのクイからは影響を受けないとすれば、最前列のクイが受ける影響量として上記の A_f 、 R_{h_f} 、 R_{k_f} が、最後尾のクイに対する影響量としては A_r 、 R_{h_r} 、 R_{k_r} がそのまま適用できる。2番目から $(m-1)$ 番目までのクイのクイ頭パネ係数比はこの場合、全て等しくなり、これを R_{K_i} とすれば、前グイのクイ頭パネ係数を R_{K_f} 、後グイのを R_{K_r} とすれば、前節より

$$R_{K_i} = R_{K_f} + R_{K_r} - 1 \quad (8.5)$$

$$\text{また}, \quad R_K = R_h^{(7-10\eta)} \quad (8.12)$$

$$R_K = R_k^{2(1-\eta)} \quad (8.13)$$

であるから、中間のクイの地盤常数比 R_{k_i}

$$R_{k_i} = \{R_{k_f}^{2(1-\eta)} + R_{k_r}^{2(1-\eta)} - 1\}^{1/2(1-\eta)} \quad (8.22)$$

載荷高比 R_{h_i} も、分離した R_{h_f} 、 R_{h_r} を合成して

$$R_{h_i} = \{R_{h_f}^{(7-10\eta)} + R_{h_r}^{(7-10\eta)} - 1\}^{1/(7-10\eta)} \quad (8.23)$$

となる。式中の η は、单グイとしての荷重～クイ頭変位曲線の勾配である。これより、群グイ中、両端のクイ、特に最前列のクイの荷重分担率が大きいことがわかる。

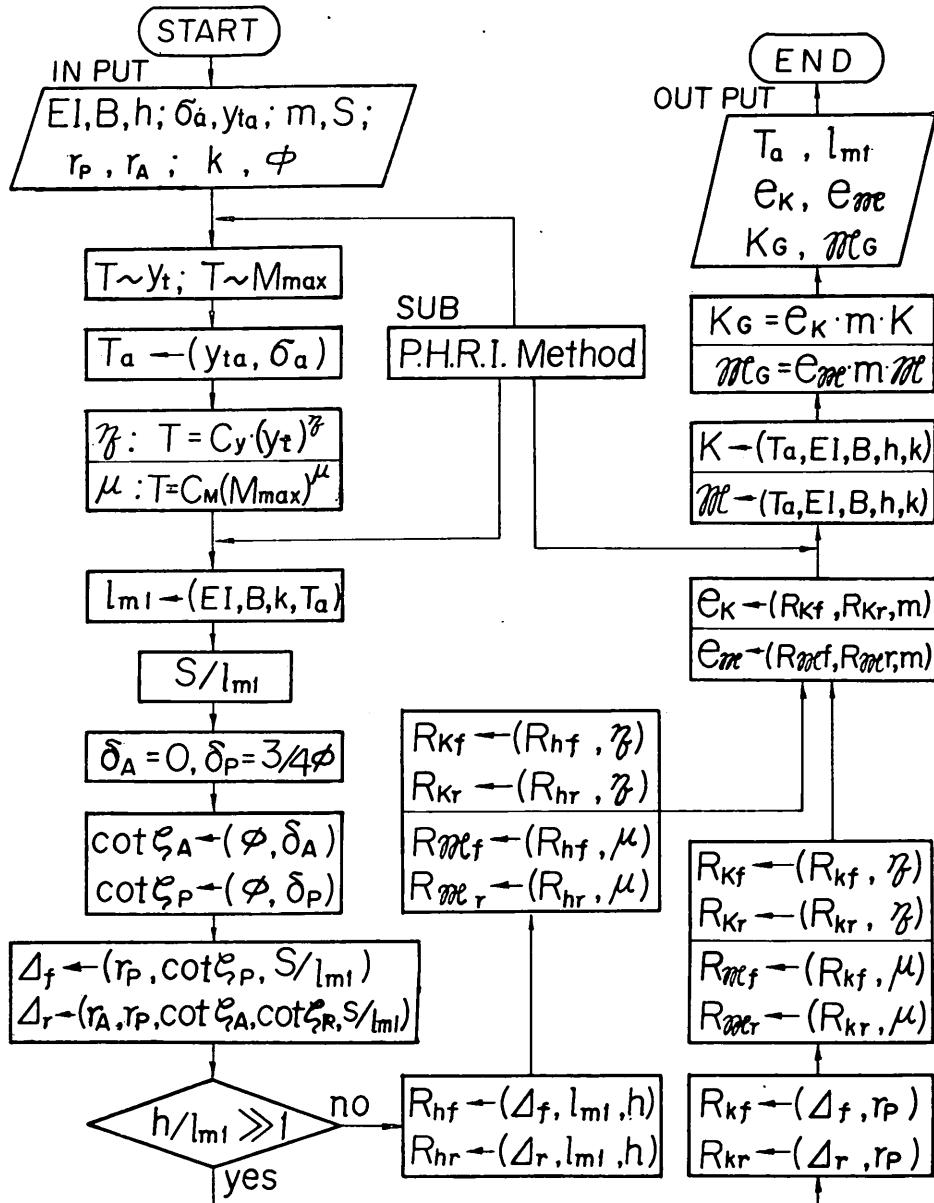


図 8・2 群グイ効率 e_K または e_m を求める手順

群グイを構成する、各クイにそれぞれ地盤常数比 R_{k_i} , R_{k_r} , または載荷高比 R_h , R_{h_i} , R_{h_r} を適用すれば、各クイの分担荷重も求まり、より厳密な群グイの横抵抗の計算ができる。横荷重に対する群グイの挙動を港研方式に基いて計算するには、山下の提案した次の方法のいずれかを用いればよい。

i) 港湾技研資料 No. 104: 港研方式クイの横抵抗理論に基づく新しい図式計算法

(各構成グイそれぞれの荷重～変位曲線より、与えられた群グイの変位に対する各クイの荷重を、図式的に求める。各クイの諸元は異なってよい。)

ii) 港湾技研資料 No. 105: 港研方式クイの横抵抗計算法に基づく仮想固定点

(群グイを下端固定のラーメン構造に置きかえる。)

以上をまとめると、間隔の影響を考慮した群グイの横抵抗の計算は次の手順によって行なわれる。

①～⑤ 前節と全く同様にして Δ_f , Δ_r そして η が求められる。

⑥ 次式により、クイ間隔の影響によって見かけ上増大する載荷高 h' 、または低下する地盤常数 k' を求める。

$$\begin{cases} h_f' = \Delta_f \cdot l_{m_1} + h \\ h_r' = \Delta_r \cdot l_{m_1} + h \\ h_i' = \{h_f'^{(7-10\eta)} + h_r'^{(7-10\eta)} - h^{(7-10\eta)}\}^{1/(7-10\eta)} \end{cases} \quad (8.24)$$

$$\begin{cases} k_f' = (1 - \Delta_f/r_p)^2 \cdot k = R_{k_f} \cdot k \\ k_r' = (1 - \Delta_r/r_p)^2 \cdot k = R_{k_r} \cdot k \\ k_i' = \{R_{k_f}^{2(1-\eta)} + R_{k_r}^{2(1-\eta)} - 1\}^{1/2(1-\eta)} \end{cases} \quad (8.25)$$

⑦ この h' または k' を用い、他の諸数値はそのまま、前述の i) または ii) の方法によって群グイの荷重～クイ頭変位の関係を求める。

⑧ それぞれの分担荷重に対する各クイの最大曲げモーメントや l_{m_1} を計算する。

載荷高が十分大きい場合、式(8.20)を、載荷高が非常に小さいか地表面載荷の場合、式(8.21)を用いる。また地盤条件が実験地盤と同じであれば、 Δ よりも図 7.25 より R_k を求めればよい。

8.3 影響間隔

それより狭くなるとクイ間隔の影響が顕著になるという影響間隔にもいくつかの定義が考えられる。例えば、図 7.16 の組グイの荷重～クイ頭変位曲線の屈折点にお

ける s/l_{m_1} を整理するという方法もある。

ここでは実際的な定義をとり、群グイ効率 e_K または e_M が 0.9 となる間隔を影響間隔としよう。

式(8.7), (8.22)より、

$$\begin{cases} R_{K_f} + R_{K_r} \geq (e_K \cdot m + m - 2)/(m - 1) \\ R_{M_f} + R_{M_r} \geq (e_M \cdot m + m - 2)/(m - 1) \end{cases}$$

式(8.5)によつて

$$\begin{cases} R_{K_i} \geq (e_K \cdot m - 1)/(m - 1) \\ R_{M_i} \geq (e_M \cdot m - 1)/(m - 1) \end{cases} \quad (8.26)$$

これは群グイ全体の効率の下限を決めた時、中間のクイの効率の下限を表わしている。影響間隔を求めるためにこれを図示したのが図 8.3 である。横軸に間隔比 s/l_{m_1} 、縦軸にその関数として図 7.24, 7.25 の実測 R_h , R_k ～ s/m_1 関係をもとに、式(8.12), (8.13)および式(8.19)、によって換算された R_{K_i} および R_{M_i} である。丸印が変位一定の条件での効率、三角印が最大曲げモーメント一定の条件での効率を表わし、図中にも示してあるが、○印、△印が $h=0$ の場合、●印、▲印が $h \rightarrow \infty$ の場合である。図中の左隅にかかれた矢印が、全体の効率を 0.9 としたとき、列数によって決まる中間のクイの効率の下限値を示している。

例として、変位を問題とせず、最大曲げモーメントを考えればよいとき、クイ列で地表面載荷の場合を考えると、図中の細破線のような操作で影響間隔は

$$S = 0.56 \cdot l_{m_1}$$

と求まる。

この図より、クイ間隔の影響は相当大きな間隔でも生ずるものであり、ここで行なった、実際的定義によれば、特に列数が少ない場合、列数の変化によって非常に

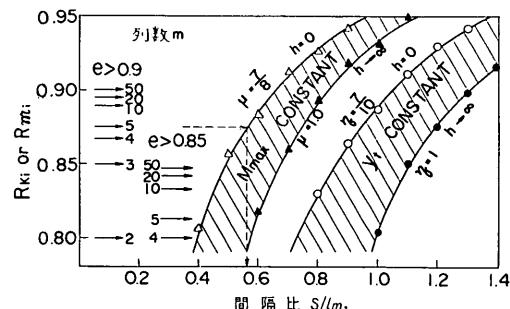


図 8.3 影響間隔のオーダー

異なることがある。

8.4 群ゲイ載荷試験結果との比較

実験(A)によって、前ゲイが後ゲイに与える影響と後ゲイが前ゲイに与える影響とに分離した。この分離された各影響量を変換合成して、任意の列数の群ゲイ効率を求める式8.2を節で提案した。ここで用いられる変換、合成の操作は正しいであろうか。これを検討するために図5.2(b)に示すように、クイ頭を結合した載荷試験によって得られる荷重～クイ頭変位(ex. 図6.14)と推定曲線との比較によって求めた地盤常数の低下比 $R_k (=k'/k)$ を s/l_{m_1} に対して、○、△、□印によってプロットし、各ケースの s/l_{m_1} に応じて、実験(A)の結果図7.25より R_{kf}, R_k を求め、これを式(8.22)によって合成した

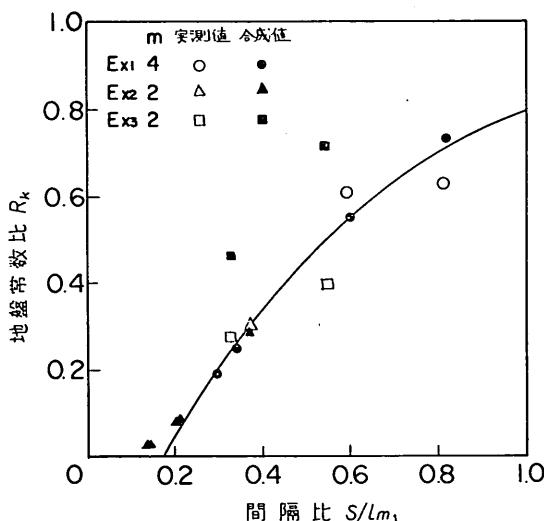


図 8.4 実験(A)の結果の合成値と実験(B)の実測 R_k との比較

値を●、▲、■印でプロットしたのが図8.4である。両者は、かなりよく一致しており、ここで用いられた変換、合成の操作に問題はないと思われる。

図8.5は公表された現地載荷試験データより、同一地盤、同一条件での単ゲイと群ゲイの荷重～クイ頭変位関

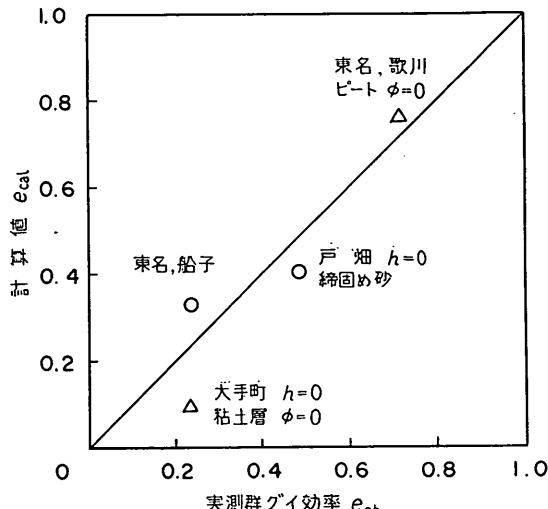


図 8.5 群ゲイ効率の計算値と実測値との比較

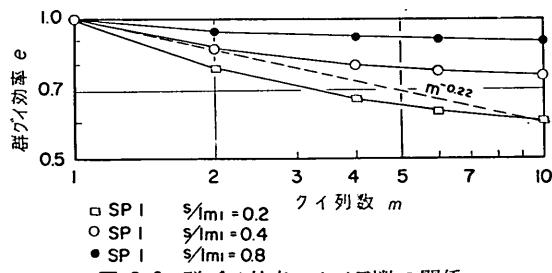


図 8.6 群ゲイ効率～クイ列数の関係

表 8.1 s/B と s/l_{m_1} の比較

地 験 地	上層地盤	行 数 n	列 数 m	クイ幅 B	間 隔 s	单ゲイの l_{m_1}	s/B	s/l_{m_1}
(港研八幡製鉄) 戸畠	締め固め砂	2	3	30cm	200cm	740cm	6.67	0.271
(地震時クイ委員会) 大手町	粘土	3	3	30	90	1100	3.00	0.231
(鉄道研) 三島城山	ピート	3	2	45	120	960	2.67	0.125
(道路公団) 船子	砂質シルト	1	2	61	150	1100	2.48	0.143
(〃) 歌川	ピート	1	4	61	157	1050	2.57	0.143
横さん橋 ①	$k_s = 0.018 \text{ kg/cm}^{3.5}$	(3)	3	70.0	500	610	7.14	0.820
横さん橋 ②	$k_c = 3 \text{ kg/cm}^{3.5}$	(5)	4	71.1	500	1000	7.03	0.500

係、それに曲げモーメント分布の測定値がそろっているものを引用し、これに対し、3章、式(3-7)の理論によって求めた、変位一定の条件での群グイ効率 e_{gal} と、実測値 e_{ob} の比較である。(付録1参照)必要データのそろったものは少なくて、図中に△印で示す、粘性地盤のものまで引用しているので、これから多くのことは言えない。表8-1にこれらの載荷試験データにさん橋の設計例を加え、従来の規準である s/B と、本文で用いた規準 s/l_{m_1} の値を比較しておいた。

図8-5は、変位に関する群グイ効率 e_K を間隔比 s/l_{m_1} とクイ列数 m の関数として式(8-5)より求められたもので、図中の破線は2.2節で引用した玉置らの経験公式を比較したものである。

9. 結論

縦間隔の影響に関する今回の実験結果の解析によって次の諸点が明らかにされた。

- クイ間隔が小さいことによる横抵抗の低下は、相当大きなクイ間隔のもとで生じ、群グイ全体の効率の下限値をもとに定義される影響間隔はクイ列数によって変わる。
- 各クイの単グイとしての挙動からの偏移は、見かけ上、地表面の低下(載荷高の増大)もしくは地盤常数 k の低下として解釈すれば、単グイの横抵抗に対する港研方式の計算法を適用できる。
- 2本の載荷方向に並んだ模型グイの個別載荷によって、後グイが前グイに与える影響とその逆の影響に分離された。これは図7-21に R_k として、また図7-26に $\Delta (= \Delta h/l_{m_1})$ として表わされ、間隔の l_{m_1} に対する s/l_{m_1} だけの関数として近似される。すなわち後グイからの影響 Δ_f と前グイからの影響 Δ_r はそれぞれ次式によって表わされる。

$$\Delta_f = 0.082 \exp(-3.38s/l_{m_1})$$

$$\Delta_r = 0.36 \exp(-2.58s/l_{m_1})$$

- 間隔が小さく、荷重が大きい場合、間隔の影響として、塑性的効果が卓越し、この量は、クイの前後に直線の受働、主働スペリ面を考えることにより次式によって表わされる。

$$\Delta_f = (r_P \cot \zeta_P - s/l_{m_1}) / \cot \zeta_P$$

$$\Delta_r = (r_A \cot \zeta_A + r_P \cot \zeta_P - s/l_{m_1}) / \zeta$$

ここに $(=x_A/l_{m_1}) = 7/10$, $r_P = (x_P/l_{m_1}) = 1/3$, また主働崩壊角 ζ_A は $\delta = 0$ として、受働崩壊角 ζ_P に対しては $\delta = (2/3)\phi$ とするのが適当である。ここで

$$\zeta = \cot \zeta_A + \cot \zeta_P$$

- クイ間隔が、影響間隔より小さい場合、群グイの横抵抗の計算には、各クイに対して載荷高を h' にするか、地盤常数を k' にするかのどちらかで間隔の影響を導入すればよい。

$$\begin{cases} h_f' = \Delta_f \cdot l_{m_1} + h \\ h_r' = \Delta_r \cdot l_{m_1} + h \\ h_i' = \{h_f'^{(1-\eta)} + h_r'^{(1-\eta)} - h^{(1-\eta)}\}^{1/(1-\eta)} \\ k_f' = R_{k_f} \cdot k \\ k_r' = R_{k_r} \cdot k \\ k_i' = \{R_{k_f}^{2(1-\eta)} + R_{k_r}^{2(1-\eta)} - 1\}^{1/2(1-\eta)} \cdot k \end{cases}$$

- パネ係数の比として定義される群グイ効率 e は、一行に m 本並んでいる場合、次式によって表わされる。

$$e = \{2 - m + (m - 1)(R_{K_f} + R_{K_r})\} / m$$

ここで

$$R_{K_f} = \{1 + \Delta_f \cdot l_{m_1} / h\}^{(1-10\eta)}$$

$$R_{K_r} = \{1 + \Delta_r \cdot l_{m_1} / h\}^{(1-10\eta)}$$

または

$$R_{K_f} = R_{k_f}^{2(1-\eta)}$$

$$R_{K_r} = R_{k_r}^{2(1-\eta)}$$

この2組の R_K を求める式に出てくる η は、単グイの荷重～クイ頭変位の曲線を両対数で直線に近似した時の勾配である。

これらの式は公表された現場での載荷試験データとの比較は妥当なものであった。

- 本文で提案する方法を用いる際、4.1節で述べた対象の限定が適用限界となる。

① 横間隔の影響は考えていないから、載荷方向に一列にならんだ群グイか、横間隔だけは広い場合にしか適用できない。

② 実験地盤としてはS型地盤だけが用いられた。

7.3節で比較しよう C型地盤では $r_A (=x_A/l_{m_1})$, $r_P (=x_P/l_{m_1})$ の値が少し小さいようであるが、さらに多くのデータによって、この値を吟味しなければならない。

③ 本実験は頭部自由の条件で行なわれている。しかし、7.3節で見たように、 r_A および r_P の値には頭部の固定度によって大きな差は認められないから、実際的には、任意の頭部固定度の場合にも準用される。

④ 動的荷重のもとでの群グイの挙動には適用されない。

あとがき

50ケースの模型実験をもとに、クイの横抵抗に対する縦間隔の影響を調べた。これらは4.1節の条件下で行なわれたもので、9章の終りに掲げた適用限界がある。数多くの現場試験データとの対比や他の手法の研究によって、これら制限を少なくしてゆかねばならない。当研究室においては、まず横間隔の影響についての模型実験が始まられている。この報告をまとめているうちにも、地表面下深い所で微小な変位のもとでのクイ間の土の挙動を、三軸試験より得られる土の非線形な応力ヒズミ関係をもとにして有限要素法によって求めた研究が発表されている⁵⁾。)

本文の提案は模型実験をもとにしているので、今後、数多くの現場試験結果と比べて修正していかねばならない。

終りに当って、模型実験の実施からデータ解析、図面の作成全般にわたって協力して頂いた、武田俊夫技官(前基礎工研究室員、現第一港湾建設局)、および黒岩時春、渡辺光男両技官(現基礎工研究室員)に厚く御礼を申し上げる。なおここで用いた、実測曲げヒズミの解析プログラム(最小自乗法によるn次多項式近似とその微積分)は本浩二技官(前計算室員、現第三港湾建設局)に、斜組グイ模型実験のデータを解析するため作成願ったものを一部修正して用いた。深くお礼を申し上げる。

(1971年9月30日受付)

参考文献

○クイの横抵抗に対するクイ間隔の影響について

- 久保浩一・三枝富士男・鈴木敦巳: “垂直控え杭の横抵抗について” 港湾技術研究所報告、4巻2号, pp. 20~40, 1965
- 玉野治光・大内雅博: “群杭の水平抵抗についての一考察” 第8回日本道路会議論文集, pp. 567~570, 196
- 菊地理・上井偉蒼・森康夫・加賀屋誠一: “組グイの水平抵抗とクイ間隔について” 第6回土質工学研究発表会講演集, pp. 427~430, 1971
- 玉置脩・三橋晃司・今井常雄: “水平抵抗における群杭効果の研究” 土木学会論文報告集, 192号, pp. 79~89, 1971
- “杭の水平抵抗について(杭にはさまれた土の挙動の解析)” 土木学会第26回学術講演会講演集, 第3部, pp. 233~234, 1971

○群グイ(組グイ・模型実験を含む)の載荷試験について

- 港湾技術研究所・八幡製鉄株式会社: “Hパイ

- の水平抵抗に関する研究” 1963
 - 日本建築学会地震時クイ委員会: “杭基礎の水平抵抗および振動挙動に関する研究” 1965
 - 日本道路公団高速道路京浜建設局・鋼管基礎工業株式会社: “東名高速道路船子地区鋼グイ試験工事報告書” 1965
 - Port and Harbour Research Institute “Textbook on Soil Mechanics and Foundation Engineering”, p. 310, 1965
 - 網干寿夫・門田博知・三原孝彦他: “斜グイを含む群グイの水平抵抗に関する現場実験” 土木学会第21回学術講演会講演概要, 第3部, pp. 119-1~3, 1966
 - 土質工学会鋼グイ研究委員会: “鋼グイ” pp. 102~103, 吉田の室内実験 (1967), 1969
 - 赤井公昭: “粘性土中の鋼グイ試験結果と鉛直・水平に関する支持機構(上), (中), (下)” 橋梁と基礎, 2巻6, 7, 8号, 1968
 - 菊地理・森康夫: “実測k値によるくいの水平変位推定について” 第4回土質工学研究発表会講演集, pp. 247~252, 1969
 - 古藤田喜久雄・多喜紀・茶谷文雄: “2本グイの水平抵抗について” 第5回土質工学研究発表会講演集, pp. 217~220, 1970
 - M. T. Davisson, J. R. Salley: “Model Study of Laterally Loaded Piles” Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1605~1627, 1970
 - Alan Singh, Shamsher Prakash: “Model Pile Group Subjected to Cyclic Lateral Load” Soils and Foundations, Vol. 11, No. 2, pp. 51~60, 1971
- 单グイの横抵抗について
- P. W. Rowe: “The Single Pile Subjected to Horizontal Force” Géotechnique, Vol. 6, No. 2, pp. 70~85, 1957
 - 篠原登美雄・久保浩一: “杭の横抵抗に関する実験的研究(その1)——垂直自由端单杭の横抵抗——” 運輸技術研究所報告, 11巻6号, 1961
 - 久保浩一: “杭の横抵抗に関する実験的研究(その3)——斜グイおよび頭部固定杭の横抵抗——” 運輸技術研究所報告, 12巻2号, pp. 31~55, 1962
 - B. B. Broms: “Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils” Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM2, pp. 27~63, 1964
 - B. B. Broms: “Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils” Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM3, pp. 123~156, 1964
 - 沢口正俊: “くいの横抵抗における地盤常数に関する研究” 港湾技術研究所報告, 7巻2号, pp. 65~94, 1968
 - 山下生比古: “横力を受ける杭の相似法則に関する考察” 港湾技術研究所報告, No. 65, pp. 1~11, 1969*

* これら方法は群グイの横抵抗の計算に有効に用いられる。

- 24) 山下生比古・稻富隆昌: “港研方式杭の横抵抗理論に基づく新しい図式計算法” 港湾技研資料, No. 104, 1970*
- 25) 山下生比古: “港研方式杭の横抵抗計算法に基づく仮想固定点” 港湾技研資料, No. 105, 1970*
- 26) 山下生比古・稻富隆昌・小蔵鉢一郎・奥山育英: “数値解による杭の横抵抗の基準曲線の作成” 港湾技術研究所報告, 10巻1号, pp. 107~168, 1961
- 壁面またはクイ面と土とのマサツについて
- 27) R. D. Chellis: “Pile Foundations” McGraw-Hill, 1951
- 28) P. W. Rowe: “Anchored Sheet Pile Walls” Proc. ICE, Vol. 1, Part 1, pp. 27~70, 1952
- 29) J. G. Potyondy: “Skin Friction between Various Soils and Construction Materials” Geotech. Vol. 11, No. 4, pp. 339~353, 1961
- 30) G. A. Leonards: “Foundation Engineering” McGraw-Hill, pp. 462~463 (Chap. 5 by G. P. Tschebotarioff), 1962
- 31) 北島昭一: “セル岸壁の安定性に関する研究” 運輸技術研究所報告, 12巻3号, 1962
- 32) 荒井秀夫: “地震時土圧に関する一考察(乾燥砂の場合)” 港湾技術研究所報告, 4巻2号, 1965
- 33) 石堂稔: “砂と杭材との周面摩擦係数” 土木学会第24回年次学術講演会講演集, 3部, pp. 307~308, 1969
- 34) 市原松平・松沢宏: “土圧合力の着力点の考察” 第5回土質工学研究発表会講演集, pp. 129~132, 1970
- 35) 市原松平・松沢宏・浅井勝穂・菱田一男: “裏込の砂の密度を変えた場合の振動土圧の特性” 第5回土質工学研究発表会講演集, pp. 161~164, 1970

記 号 表

- 添字 *f*: 前グイ
 添字 *r*: 後グイ
 添字 *i*: 群グイにおいて前(載荷方向)から数えた列番号
B: クイ値 (cm)
C_y: 荷重と変位の関係を結びつける定数
C_M: 荷重と最大曲げモーメントを結びつける定数
C_t: 荷重とモーメント第1零点深さを結びつける定数
D_r: 地盤の相対密度
EI: クイの曲げ剛性 (kg·cm²)
EZ: 試験グイの較正係数, $M=EZ \cdot \epsilon$
e_K: 変位に関する群グイ効率
e_m: 曲げモーメントに関する群グイ効率
G_s: 土の比重

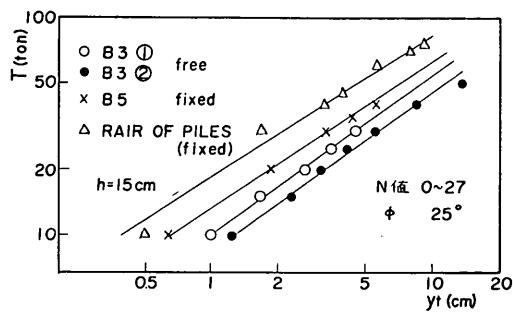
- h*: クイの載荷高 (cm)
K: クイ頭バネ係数, $K=T/y_t$ (kg/cm)
k_c: C型地盤の地盤常数, $p=k_c y^{0.5}$ (kg/cm^{3.5})
k_s: S型地盤の地盤常数, $p=k_s x y^{0.5}$ (kg/cm^{3.5})
k_∞: クイ間隔の影響を受けない状態での地盤常数
k': クイ間隔の影響を受けた状態での地盤常数
k_h: 横方向地盤反力係数 (kg/cm)
L: クイの根入れ長 (cm)
l: クイ土系の横荷重に対する特性長 (cm)
l_{m1}: 曲げモーメント第1零点深さ (cm)
M: 曲げモーメント (kg·cm)
M_{max}: 最大曲げモーメント (kg·cm)
M̄: クイ頭荷重と最大曲げモーメントの比 (cm⁻¹)
M̄=T/M_{max}
m: 港研方式の基本式における *x* のべき数; ただし8章ではクイ列数
N_{50/10}: 土研式貫入試験による貫入抵抗
n: 群グイを構成するクイ本数
P: クイ面反力 (kg/cm)
p: クイ面反力度 *P/B* (kg/cm²)
R_B: クイ幅比
R_{EI}: 剛性比
R_h: 載荷高比
R_K: バネ係数比
R_k: 地盤常数比
R_M: 最大曲げモーメント換算係数
R_t: 曲げモーメント第1零点深さの比
R_T: クイ頭変位一定のときのクイ頭荷重比
T_{T'}: 荷重の換算係数
R_y: クイ頭荷重一定のもとでのクイ頭変位比
R_{y'}: 変位の換算係数
r_A: 地盤のタイプ, クイ頭条件によって決まる定数 x_A/l_{m1}
r_P: x_P/l_{m1}
S: セン断力 (kg)
s: クイの綫間隔 (載荷方向) (cm)
T: クイ頭荷重 (kg)
x: 深さ (cm)
x_A: クイ背面主働領域の深さ (cm)
x_P: クイ前面受働領域の深さ (cm)
y: クイ各点のクリアランス (cm)
y_o: 一定荷重のもとでの経時的変位増分 (クリアランス) (cm)

群ダイの横抵抗に対するクイ間隔の影響 第1報

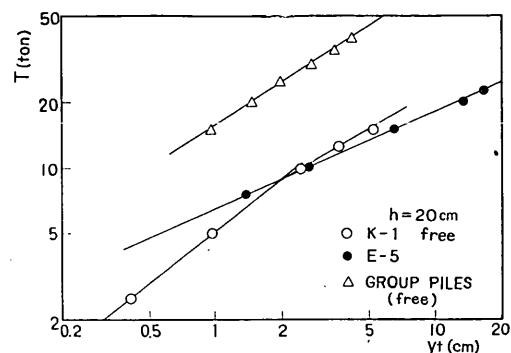
y_t :	クイ頭変位 (cm)	Δp :	クイ間隔の影響による地盤反力の増分 (kg/cm ²)
y' :	クイ間隔の影響によって増加したクイ頭変位	Δy :	クイ間隔の影響によるクイ頭変位増分 (cm)
$y' = y_\infty + \Delta y$ (cm)		δ :	クイ面マサツ角 (度)
y_∞ :	クイ間隔の影響を受けないことを特に強調するときの y_t	ϵ :	曲げヒズミ
α :	クイの②荷重とクイ①の変位増分を結びつける定数 $T_2 = \alpha(\Delta y_{t1})\eta'$	ϵ_{max} :	最大曲げヒズミ
γ_d :	土の乾燥密度 (g/cm ³)	ζ :	$\cot \zeta_A + \cot \zeta_P$
γ_{max} :	土の最大乾燥密度 (g/cm ³)	ζ_A :	主働崩壊角
γ_{min} :	土の最小乾燥密度 (g/cm ³)	ζ_P :	受働崩壊角
Δ :	$\Delta h/l_{m1}$	η :	荷重～クイ頭変位関係において変位にかかるベキ数 $T = C_y(y_t)^\eta$
Δh :	クイ間隔の影響による見掛け上の地表面低下量 (cm)	η' :	クイ②の荷重とクイ①の変位増分の関係において Δy_{t1} にかかるベキ数
ΔM :	クイ間隔の影響による曲げモーメント増分 (kg/cm)	θ :	クイのタワミ角 (rad. または度)
Δl :	クイ間隔の影響による曲げモーメント第1ゼロ点深さの増分 (cm)	μ :	荷重～最大曲げモーメント関係において M_{max} にかかるベキ数 $T = C_M(M_{max})^\mu$
		ϕ :	土の内部マサツ角 (度)

付録 1

8.4 節の図 8.5において、縦軸の e_{cal} は図 8.2 に示す手順に従い、表 8.1 の条件によって求めた。 e_{cal} は付図 1, 2 などの同一地盤の単グイと群グイの載荷試験結果をもとに同一変位での荷重比として求めたから、変位に関する群グイ効率 e_K である。歌川でのデータは単グイ、群グイとも頭部自由、船子でのデータは両方が頭部固定の条件で得られているので問題はない。戸畠と大手町におけるデータは、単グイが頭部自由、群グイが頭部固定の条件で得られているので、久保が文献 19) p. 50において求めている、頭部固定と自由の場合のクイ頭変位の比 $y_t/y_f = 0.27$ を考慮して e_K を求めた。



付図 1 船子における結果



付図 2 歌川における結果

付録 2

8.1 節、式 (8.14) における定数 C_l は、載荷高 h = の場合、山下ら²⁶⁾ によって次表のように求められている。 h が非常に長い場合を除いて、現場における実際問題には、これらの表が準用される。

付表-1 C_l の値

地盤型	頭部自由	頭部固定
S型地盤	3.43	3.52
C型地盤	3.56	3.92