

# 軟弱地盤の側方流動と杭基礎

Lateral Flow and Pile Foundation in Soft Soil

黒川 国夫\* 根岸 正充\*\* 木村 誠一\*\*\*

Kunio KUROKAWA, Masamitsu NEGISHI and Seiichi KIMURA

軟弱地盤においては、盛土荷重によって側方流動といっている大きな水平方向の地盤変位が発生することが多く、構造物の基礎の安定性に悪影響を及ぼす。このため、側方流動を受ける基礎杭の挙動解析を目的として、現場および室内試験を行った。

この結果、基礎杭の水平挙動は、軟弱地盤、改良地盤のいずれについても、流動荷重  $P = \delta_g \cdot Kh$  の作用する弾性床上の梁と考えることにより解析できる。

《軟弱地盤；側方流動；杭基礎》

Large lateral displacements of ground, lateral flow, often occurs due to embankment loads on soft ground and decreases the stability of structure foundations. To quantify this, the behavior of pile foundations in lateral ground flow have been observed on site and in indoor model testes.

It was found that the horizontal behavior of pile foundations in both soft soil and improved soil can be analyzed by the theory of beams on elastic foundations subjected to flow loads  $P = \delta_g \cdot Kh$ .

Keywords: soft ground, lateral flow, pile foundation.

## 1. ま え が き

盛土荷重などによって生ずる軟弱地盤の側方流動は、橋台、擁壁などの基礎杭にしばしば過大な変位などの影響を及ぼすことがある。これは通常、基礎杭の設計で荷重に対する抵抗力とみなす基礎地盤が、軟弱地盤で側方流動を生じた場合は、構造物基礎に水平方向の外力として作用するためである。

この外力、すなわち側方流動の大きさは、盛土高や地盤強度など種々の要因によって異なり、そのメカニズムを正確に把握することは非常にむずかしい。

側方流動の対策工法として、軟弱地盤を改良する方法や、側方流動圧を考慮した設計を行い、基礎の剛性を高めることにより側方移動に対する抵抗力を増強する方法などが考えられる。このため、無処理地盤とあわせて、軟弱地盤対策工施工地盤における基礎杭の挙動を把握す

る目的で、現場および室内試験を実施した。

本報文では、これらの現場および室内の試験結果について述べ、側方流動の影響を受ける杭の挙動推定法や側方流動と円弧すべり安全率の相関性などについて検討を加える。

## 2. 現場実験（無処理地盤）

### (1) 実験概要

実験は、図-1に示すように、H形鋼杭（ $300 \times 300 \times 10/15 \text{ mm}$ 、 $l = 12 \text{ m}$ ）を試験杭として打設し、杭の背面地盤上に高さ  $4 \text{ m}$  の盛土を偏載荷重として作用させて行った。盛土は  $1 \text{ m}$  ごとの段階施工とし、各段階ごとに杭の変位、曲げ応力および杭に作用する流動圧、地盤反力を、地盤については、盛土下の沈下あるいは杭位置の地盤深さ別の水平変位分布などを測定した。

実験個所の土質柱状図とオランダ式二重管コーン貫入

\*基礎工研究室主任研究員 \*\*同室長 \*\*\*同室員

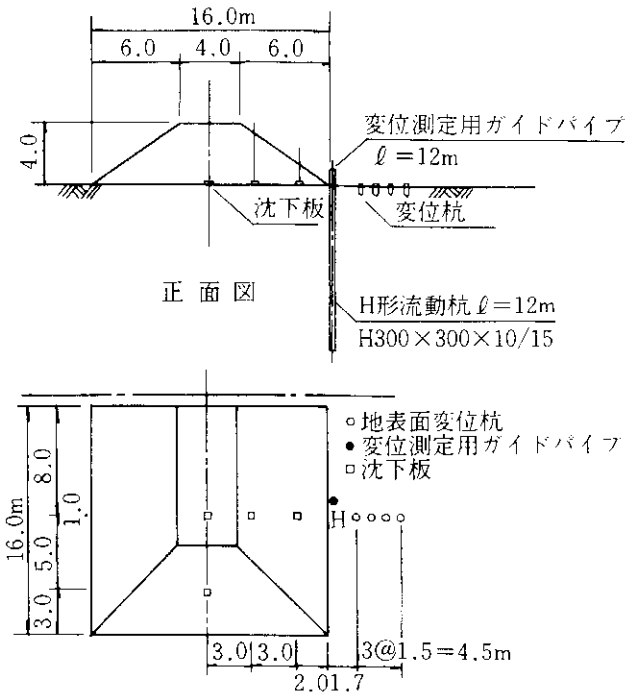


図-1 実験配置図 (現場)

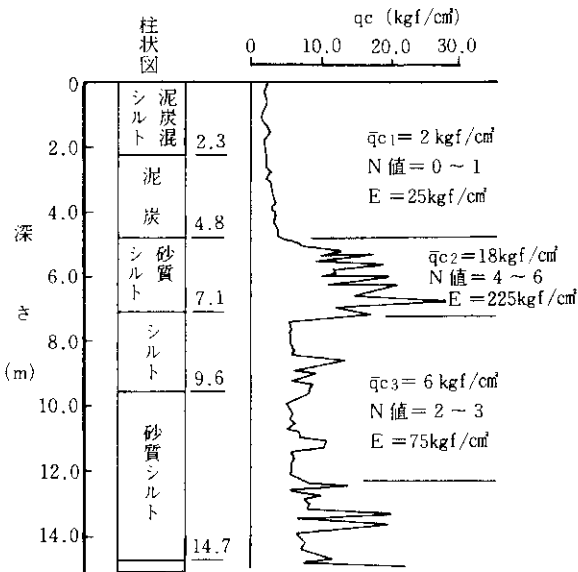


図-2 土質柱状図 (現場)

試験によるコーン支持力  $q_c$  の分布を、図-2に示す。土層は、地表面から約 4.8 m までの泥炭および泥炭混じりシルト層、深さ約 4.8 m から 7.1 m までの砂質シルト層および 7.1 m 以深のシルト層の 3 層に大別できる。表-1に側方流動が最も卓越して起こる 4.8 m 以浅の軟弱層の室内土質試験結果を示す。また、挙動解析時に必要となる水平方向地盤反力係数  $K_h$  に関する資料を得るため、試験杭の水平載荷試験も実施した。

(2) 実験結果

表-1 土質試験結果 (現場)

|        | 単位         | 泥炭混シルト  | 泥炭      |
|--------|------------|---------|---------|
| 含水比    | %          | 140~145 | 335~340 |
| 比重     |            | 2,425   | 1,916   |
| 液性限界   | %          | 142.0   | —       |
| 塑性限界   | %          | 42.0    | —       |
| 塑性指数   |            | 100.0   | —       |
| 単位体積重量 | $gf/cm^3$  | 1,295   | 1,061   |
| 一軸圧縮強度 | $kgf/cm^2$ | 0.31    | 0.37    |

盛土によって生じた地表面沈下と杭および地盤の深さ方向の水平変位分布を図-3に、盛土中央部の最大沈下量と、杭と地盤の最大水平変位量の関係を図-4に示す。盛高の増加に伴い地盤は沈下し、それに比例して杭と地盤は側方に変位するが、杭と地盤の変位分布には明らかに差があり、杭は地表面で、地盤は深さ 2 m のところで各々最大変位を生じている。また、盛土完了後においても、地盤の沈下および変位はある程度進行するが、杭の変位増加はそれほど顕著に現われない。

さらに地盤の側方流動の大部分は、深さ約 5 m までの軟弱層で生じているが、盛高 2 m から 3 m に移行した段階で、深さ 5 m 以深の地盤変位が急激に増加しており、それに伴って沈下量および杭変位の増加割合も、その前後に比較して大きくなっている。

試験杭の水平載荷試験の結果得られた荷重  $P_h$  と変位  $y$  の関係から求まる逆算  $K_h$  値を図-5に示す。この逆算  $K_h$  値は、深さ 5 m に境をおく 2 層系地盤として求めたものであり、同図には上部軟弱層の逆算  $K_h$  値を示す。

3. 工事現場における変位測定 (DJM 工法施工地盤)

(1) 現場概要

測定箇所は跨線橋の取付部であり、図-6に示すように擁壁工と基礎杭には鋼管杭 ( $\phi 600\text{mm}$ ,  $\ell = 22.50\text{m}$ ) を施工し、杭背面の軟弱地盤対策として DJM (粉体噴射攪拌) 工法を、深度 13.00 m まで施工している。軟弱層の土質柱状図と  $q_c$  分布を図-7に示す。

上記箇所において、基礎杭に作用する流動圧と地盤変位の関係を明らかにするため、杭と擁壁工前面の地盤に変位測定用ガイドパイプを埋設し、高精度傾斜計により、水平変位を測定した。

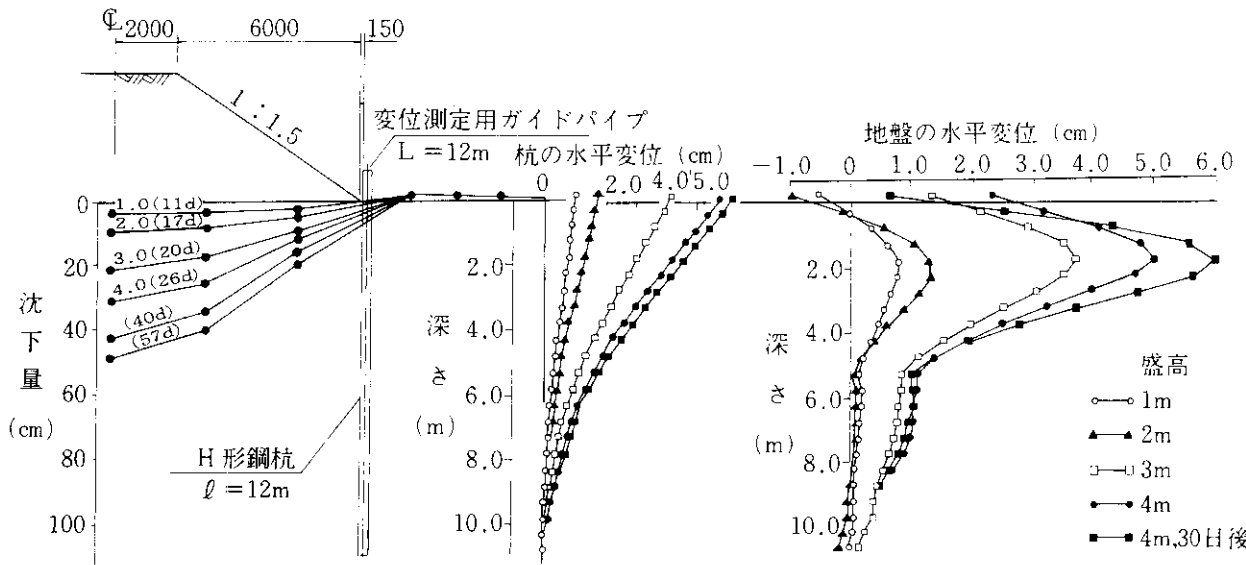


図-3 地盤の沈下と杭および地盤の水平変位 (現場)

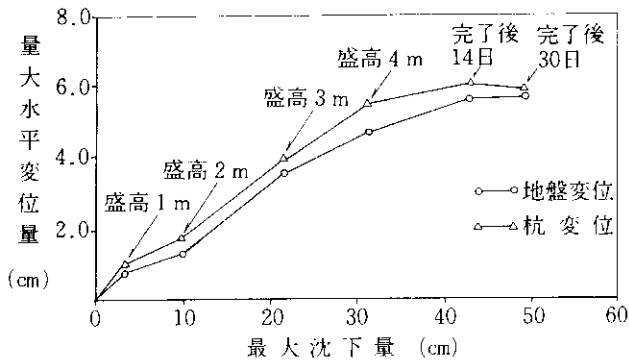


図-4 沈下量と水平変位 (現場)

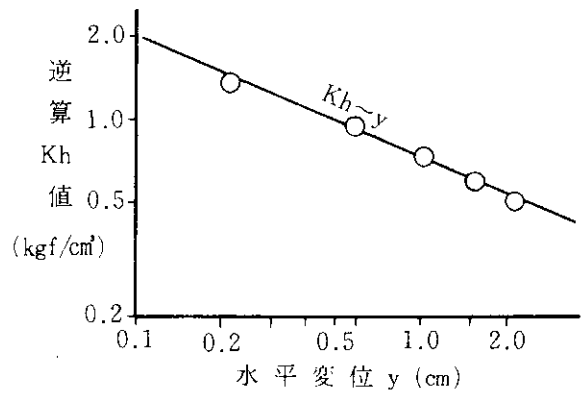


図-5 逆算Kh値 (現場)

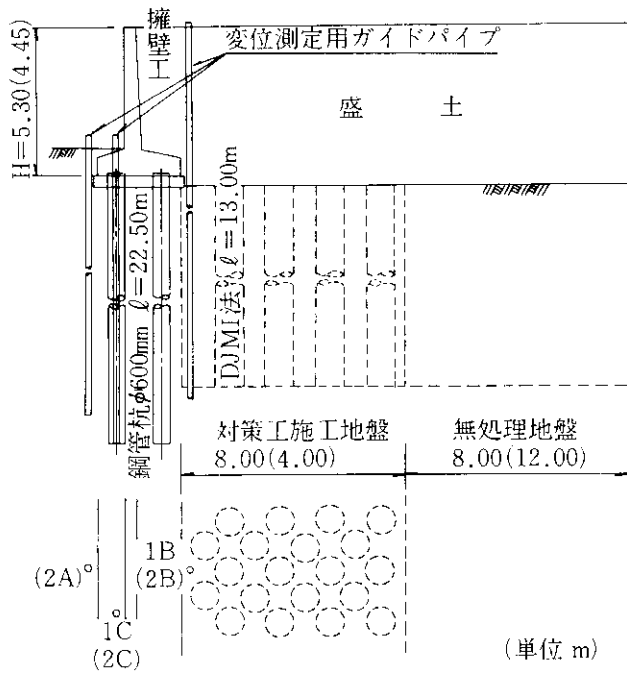


図-6 測定箇所図 (工事)

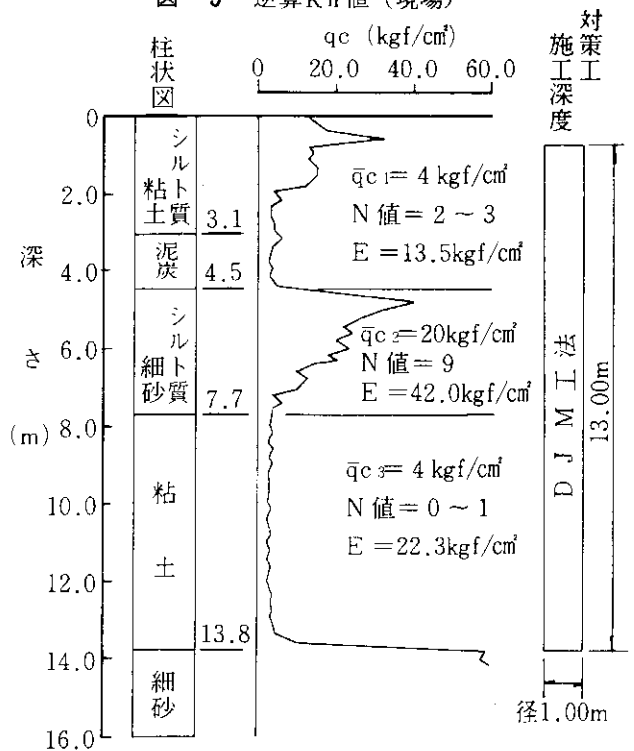


図-7 土質柱状図 (工事)

さ下す。地かでの  
の段、前  
位逆めす。  
)  
5m)噴  
大弱  
変  
に  
より、

## (2) 測定結果

水平変位の測定は、DJM工法による地盤処理後を初期値として、工事完了後7カ月経過した測定値との相対変位により算出した。地盤および杭の水平変位の実測値を、それぞれ図-8、9に示す。図中の計算値については、後述する。

現在、混合処理工の設計は、一般に、一軸圧縮強さ $q_u$ により行っているが、当現場の目標強度(28日)は $q_u = 2 (kgf/cm^2)$ である。今回施工した杭体の実際の強度を確認するため、ボーリングにより採取した試料の $q_u$ を求めた。調査結果は、バラツキが大きいものの平均的な値として $q_u(28) = 4 (kgf/cm^2)$ の値を得た。

## 4. 室内模型実験(砂杭打設地盤)

室内模型実験は、これまで小型実験槽および大型実験槽により実施しているが、今回は大型実験槽(図-10)による結果について報告する。大型実験槽により無処理地盤(二層系、三層系)の実験結果についても有用な資料を得ているが、すでに報告されている小型実験槽による調査結果<sup>1), 2)</sup>と重複するところもあるため、砂杭打設地盤の調査結果について示す。なお、大型実験槽による組杭の調査結果については、後述する。

### (1) 実験概要

実験は、偏載荷重により側方流動を起こしやすい軟弱粘土層50cmと、杭の変位を拘束する働きをもつ砂層70cmからなる二層系地盤とした。軟弱粘土の土質試験結果は、表-2に示すとおりであるが、木節粘土に水と焼石こうを加え、できるだけ均一になるよう攪拌混合して作成した。砂杭( $\phi 5.1cm$ ,  $l=50cm$ )は、軟弱粘土層の載荷側に対策工として40本(置換率5.1%)打設した。模型杭は、アルミニウムパイプ( $\phi 19mm$ ,  $\phi 38mm$ )を用い、試験地盤造成後所定の位置に圧入した。

実験は、載荷面 $0.8 \times 2.0m$ に偏載荷重300~1200kgfまで300kgfごとに4段階に分けて載荷した。各荷重段階ごとの測定項目は、荷重載荷面の地盤沈下量、図-11に示す地中部各点の標点移動量、砂杭による応力分担比、杭に作用する流動圧と曲げ応力および杭頭の水平変位、傾斜角である。

実験終了後に軟弱粘土層に対して、ポータブルコーン貫入試験を実施し、深さ方向の $q_c$ 値を測定した。また、同一地盤で模型杭により、単杭の水平載荷試験も行っている。

### (2) 実験結果

偏載荷重時の地中部の移動状況は、標点により測定しており、測定結果を図-11に示す。図-12, 13に、載荷

表-2 土質試験結果(室内)

|       | 単位         | 軟弱粘土  | 砂 杭   |
|-------|------------|-------|-------|
| 含水比   | %          | 62.2  | 12.8  |
| 比重    |            | 2.769 | 2.650 |
| 液性限界  | %          | 55.9  |       |
| 塑性限界  | %          | 25.2  |       |
| 塑性指数  |            | 30.7  |       |
| 粘着力   | $kgf/cm^2$ | 0.012 | 0.030 |
| 内部摩擦角 | 度          | 0.13  | 35.29 |

面の沈下量および水平変位量について、無処理地盤(二層系)と砂杭打設地盤を比較して示す。図-12に示す砂杭打設地盤の沈下量は、無処理地盤のほぼ $1/2$ となっている。図-13には、変位の最も大きくなる仕切板下10cmの位置にある標点の変化を示すものであるが、これも無処理地盤の $1/2$ に減少している。また、砂杭と地盤に設置した土圧計から求めた応力分担比は、平均値として $n=6.7$ の値を得た。また、砂杭打設地盤に設置した杭の曲げ応力の測定値は、無処理地盤と比較すると載荷側の杭で85~95%、地盤側の杭で70%前後となっている。

以上のように、対策工として砂杭を打設した場合の挙動は、沈下量、水平変位量、杭の曲げ応力とも減少しており、側方流動の対策工として有効である。杭に作用する曲げ応力の減少率は、砂杭と粘土地盤の応力分担比から求まる粘土地盤に作用する荷重強度の減少率と同程度小さくなっている。

## 5. 解析と考察

側方流動地盤中の杭の挙動解析は、図-14(1)に示す解析モデルにより、流動荷重を作用させ、弾性床上的のりとして推定する。また、流動荷重が作用した杭は、同図(2)に示すように変位し、地盤には反力が生じる。結果として、杭表面には同図(3)に示す流動圧が作用することになる。流動荷重および流動圧の計算は次式による。

$$P = \delta_g \cdot Kh$$

$$P_o = (\delta_g - \delta_p) \cdot Kh$$

$P$ : 流動荷重,  $P_o$ : 流動圧,  $\delta_g$ : 地盤の水平変位  
 $\delta_p$ : 杭の水平変位,  $Kh$ : 水平方向地盤反力係数

室内模型実験で、流動圧; $P_o = (\delta_g - \delta_p) \cdot Kh \leq$  極限流動圧; $P_{max}$ となる場合は、 $\delta_g \cdot Kh$ を流動荷重とした。また、図-14(4)のように、 $P_o \geq P_{max}$ となる

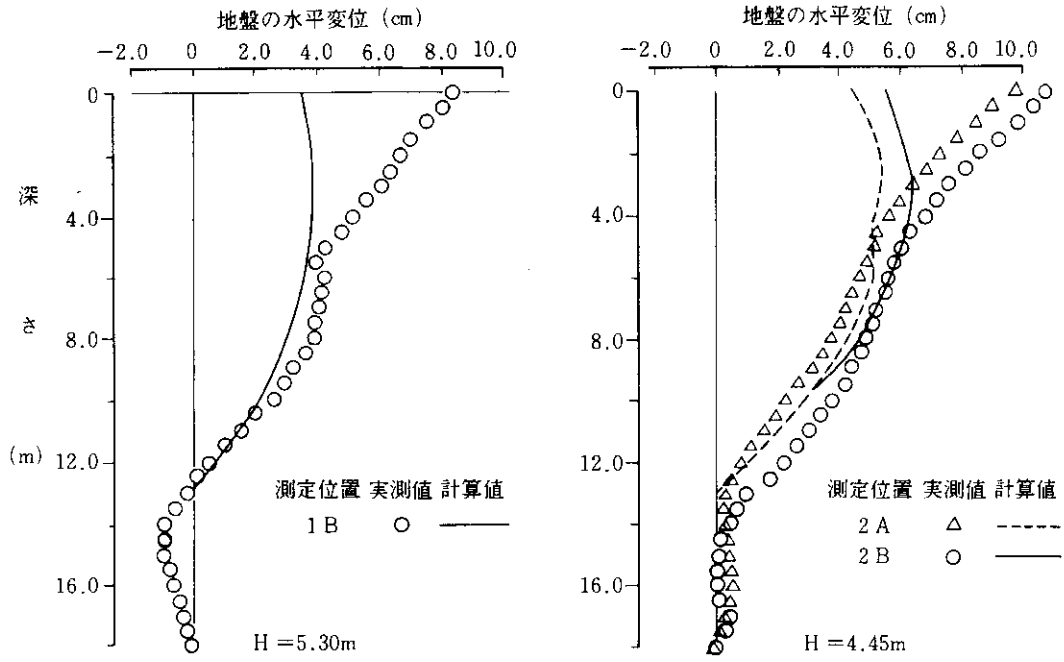


図-8 地盤の水平変位 (工事)

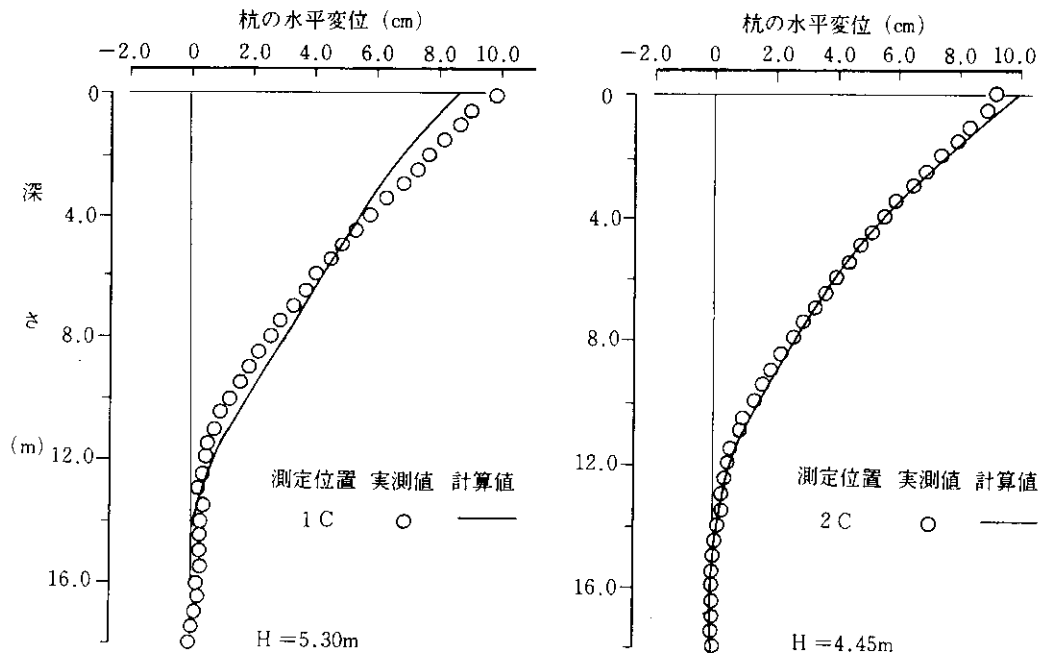


図-9 杭の水平変位 (工事)

1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50

(二  
す砂  
よつ  
F10  
でも  
地盤  
とし  
した  
或荷  
る。  
の挙  
て  
用す  
七か  
程度

す解  
より  
司図  
果と  
とに

変位  
数  
 $1 \leq$   
荷重  
なる

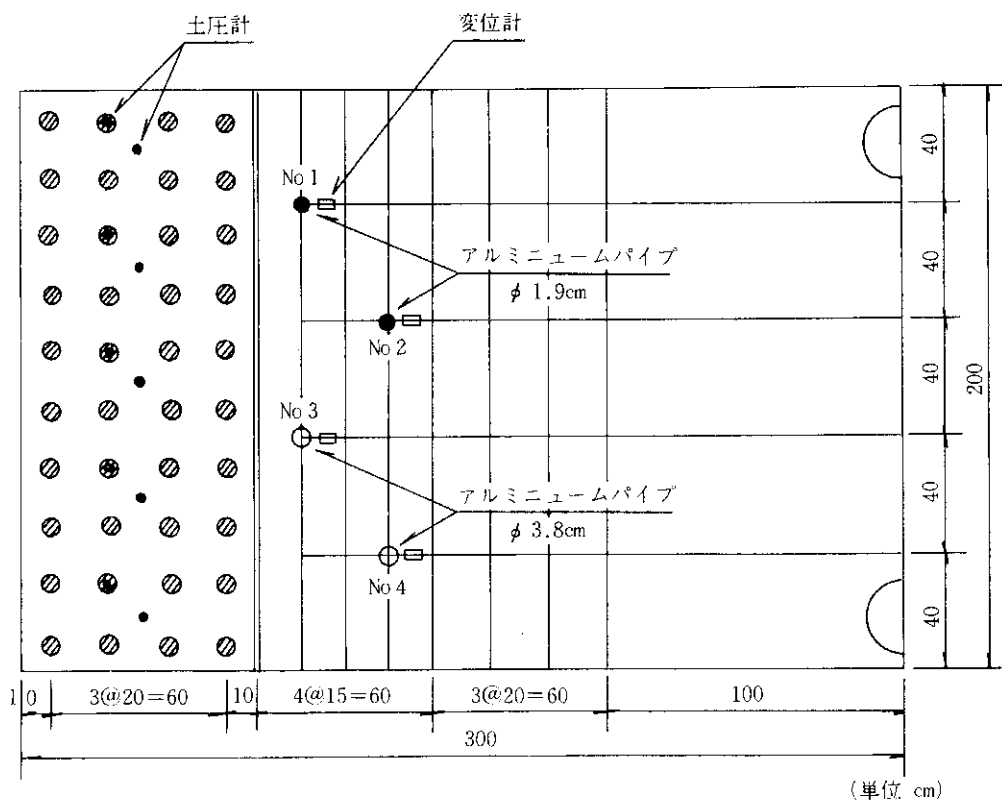
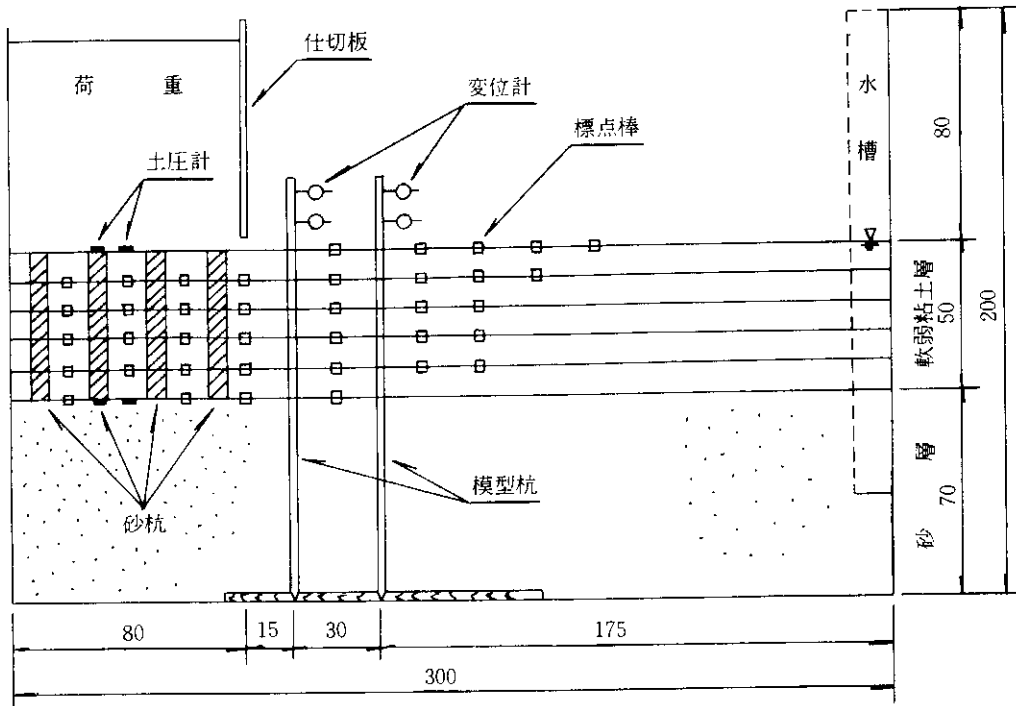


図-10 実験配置図 (室内)

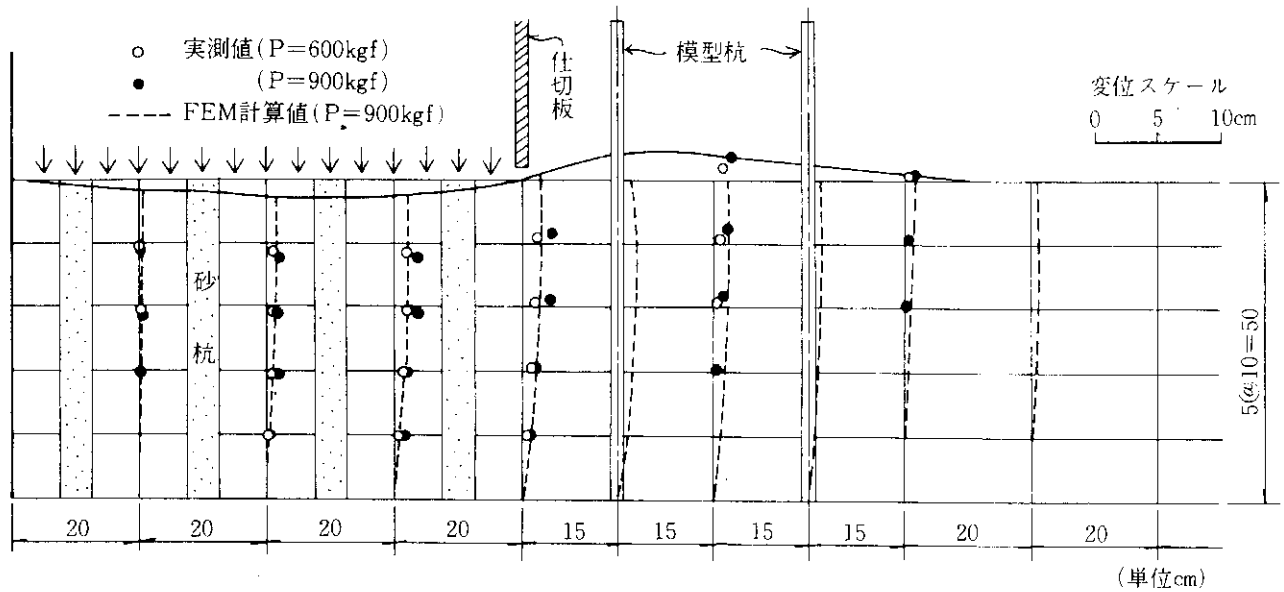


図-11 地盤の変位状況 (室内)

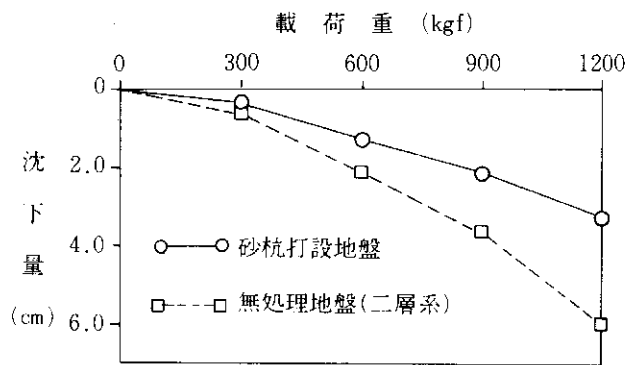


図-12 載荷面の沈下量 (室内)

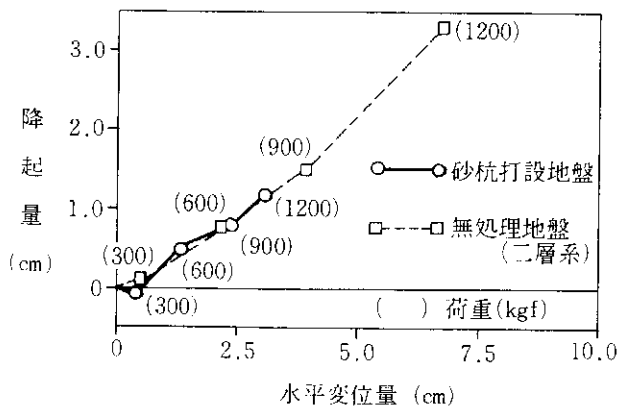


図-13 標点の隆起と水平変位 (室内)

範囲が生じた場合は  $P_{max}$  が作用し、 $K_h=0$  となる突出杭として計算を行った。 $P_{max}$  については種々の考え方があるが、Broms の方法に基づき地表面で  $2C_u$ 、 $nD$  ( $n=1.5$ ) 以深では  $10C_u$  とした。せん断強度  $C_u$  は、コーン支持力  $q_c$  の値の  $1/15$  として求めている。

(1) 現場実験 (無処理地盤)

解析には杭位置における地盤の深さ方向の水平変位  $\delta_g$  分布が必要であるが、地中傾斜計による実測値が得られているので、FEMにより地盤変位を計算し、実測値と対比して図-15に示す。計算は、図-2に示した土層構成を勘案し、深さ12mまでを3層に分け、線形弾性体として平面ひずみ条件下で行った。各層の変形係数  $E$  は、最上部軟弱層の三軸圧縮試験結果から  $E=25kgf/cm^2$  が得られているので、これを基準として各層ごとに  $q_c$  の比 (1:9:3) で変化するものとし、図-2に示す値を用いている。なお、ポアソン比  $\nu$  は、三軸圧縮試験結果から 0.45 とした。図-15(1)によると盛高 2 m の実測値と計算値はやや異なる値となっているが、他は比較的よい結果の得られることがわかる。沈下量については、実測値に圧密沈下成分が入っていることもあってか、計算沈下量は実測値の約  $1/3$  程度の値となった。

杭の挙動解析に必要な杭位置の  $\delta_g$  は、実測値によるが計算上の繁雑さを考慮して図-15(2)に示す台形分布に近似させて用いることとした。 $\delta_g \cdot K_h$  を流動荷重として作用させ、杭軸方向の曲げモーメント分布、水平変位分布および流動圧などを求め、実測値と対比して図-16~18に示す。

これらの計算に必要な  $K_h$  は、水平載荷試験によって

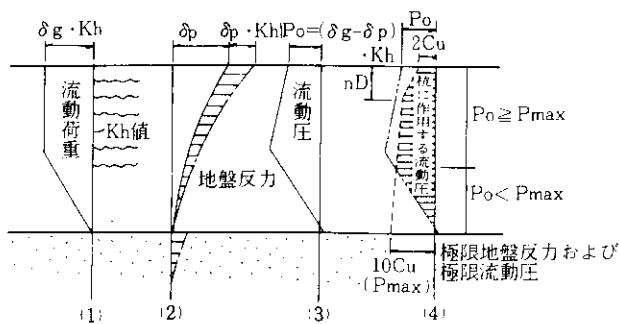


図-14 解析モデル

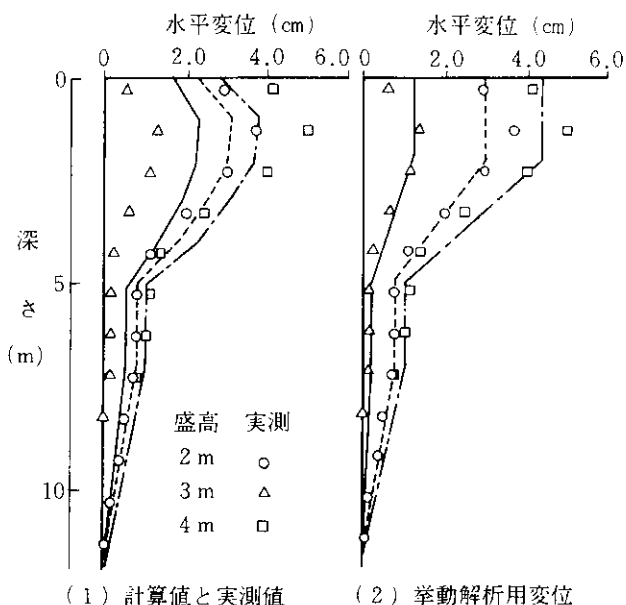


図-15 地盤の水平変位分布(現場)

得られた図-5の  $K_h \sim y$  の関係から推定することとし、 $y = \delta_g - \delta_p$  に対応する  $K_h$  値を用いた。H型の杭の流動圧は、前面と側面で分担するが、文献3)によるとその比はほぼ6:4である。このため、前面の流動圧は、 $0.6 P_o$  として計算し、杭前面に設置した土圧計による計測値と対比して図示する。これらの対比結果によると実測値の点数が少なく、バラツキもあるが、計算値と実測値の比は、 $0.8 \sim 1.2$  前後の範囲にあり、総じてよい対応を示しているものと思われる。

(2) 工事現場における変位測定 (DJM工法施工地盤)

$\delta_g$  の算出はFEMによることとし、計算モデルを図-19に示すが、同図の(1)~(3)は無処理地盤、(4)はDJM工法施工地盤である。無処理地盤の  $E$  は、ボーリング孔によるLLT試験結果をもとに図-7に示す値とした。DJM工法施工地盤の  $E$  は、後述する室内模型実験の検討結果から換算変形係数<sup>4)</sup>  $E$  により求めた。  $E$  は地盤改良

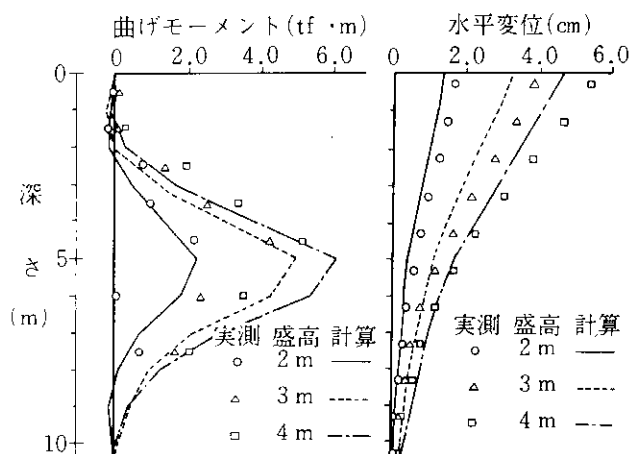


図-16 曲げモーメントの対比(現場) 図-17 変位の対比(現場)

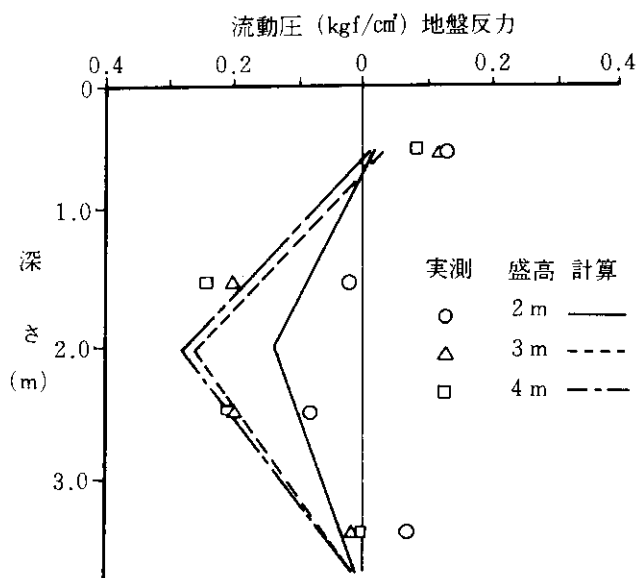


図-18 流動圧の対比(現場)

を行う前の素地地盤  $E_1$  とDJM工法による杭体の  $E_s$  から、杭体の改良率で換算し、算出するものである。今回のDJM工法による杭体の  $E$  は、文献5)より一軸圧縮強さ  $qu$  と変形係数  $E_{50}$  の関係式  $E_{50} = 130 qu$  から求めた。

以上の結果から、擁壁高  $H = 5.30m$  および  $H = 4.45m$  についてFEMにより地盤変位を計算し、実測値と対比して図-8に示す。両者とも  $4.0m$  以深の実測値と計算値は合致したものになっているが、地表面付近で  $4.0 \sim 5.0cm$  の差がある。これは、盛土施工中の建設機械による影響や、杭頭部の変位により測定用ガイドパイプも同時に押されたためなどが考えられる。

地盤変位の実測値から杭頭部分を補正した  $\delta_g$  と  $K_h$  値



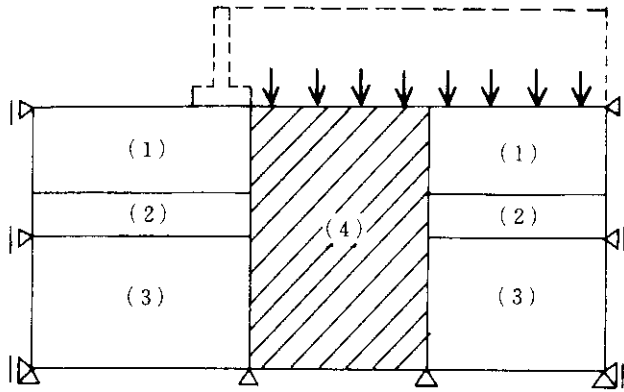


図-19 FEM計算モデル(工事)

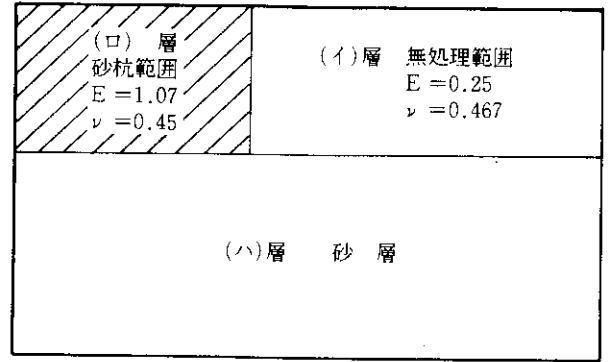


図-20 FEM計算モデル(室内)

から流動荷重を求め、杭の水平変位の計算値を算出した。Kh値はL L T 試験結果から求めたEから『道路橋示方書』<sup>6)</sup>式  $K_h = a E D^{-3/4}$  により求めた。杭の水平変位の実測値と計算値を対比して図-9に示すが、ほとんど合致したものとなっている。

(3) 室内模型実験(砂杭打設地盤)

FEM計算モデルを図-20に示す。無処理範囲(イ)層のE, νについては、軟弱粘土層の三軸圧縮試験結果から無処理地盤(二層系)の解析結果を参考に決定した。砂杭範囲(ロ)層のEは、次式により無処理地盤で求めた  $E_1$  と砂杭に用いた砂の三軸圧縮試験結果得られた  $E_s$ 、置換率  $a_s$  の比により求めた。

$$E = a_s \cdot E_s + (1 - a_s) E_1$$

E; 換算変形係数,  $E_s$ ; 砂杭に用いた砂の変形係数,  $E_1$ ; 素地地盤の変形係数,  $a_s$ ; 砂杭による置換率。

以上の結果から、FEM計算は軟弱粘土層と砂層の二層系地盤として行った。室内模型実験の場合は種々の制約上、杭位置の  $\delta_g$  を測定できなかったため、図-11に示すように他の標点位置の変位をFEMにより計算し、実測値と対比した。

杭の挙動解析は、図-14に示す解析方法により行い、杭軸方向の曲げモーメント分布および流動圧を求め、実測値と対比して図-21, 22に示す。図-22に示した計算流動圧は、前面の流動圧であり、文献3)より円型のため  $0.6 P_0$  とし、実測値と対比したが比較的合致したものとなっている。

今回の模型実験は、図-10に示した砂杭打設地盤をはじめ、無処理地盤(二層系, 三層系)の各ケースについて、杭径を19と38mmの2種類採用し、杭剛性の違いによる影響および杭の設置位置を変化させることによる解析方法の適合性を検討した。図-23は、各ケースについて最大曲げモーメントの実測値  $M$  と計算値  $M'$  の比を示し

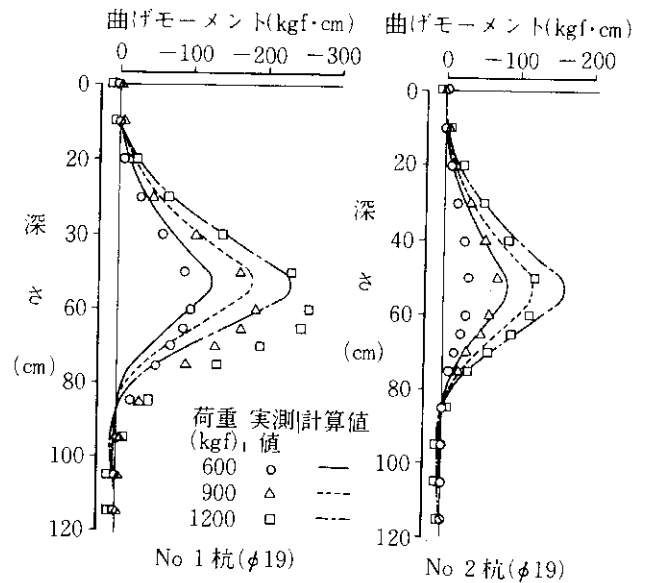


図-21 曲げモーメントの対比(砂杭打設地盤; 室内)

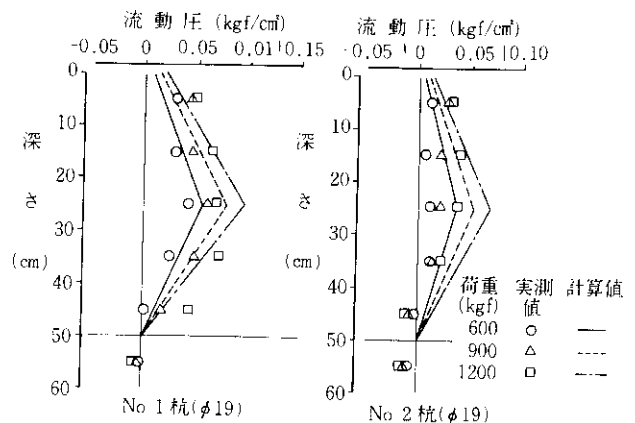


図-22 流動圧分布図(砂杭打設地盤; 室内)

たものである。偏載荷重が大きくなると、 $M/M'$ の比は増加し、地盤側の杭（No.2, No.4杭）は、載荷重側より小さい値を示している。これは、地盤を弾性体としてFEMにより水平変位を計算しているが、実際の地盤は弾性、塑性、粘性などの性質があり、荷重と水平変位の関係は図-24に示すように非線形なためと考えられる。

以上の結果から、今後の課題として種々の地盤要素を取入れたFEM解析手法の確立が望まれるが、図-23によると、 $M/M'$ は、0.5～1.2の範囲にあり、側方流動予測のむずかしさを考えると、実測値と計算値は、ほぼよい対応を示しているといえる。

## 6. 杭基礎の設計

側方流動中の杭基礎の設計は、図-25に示すとおり、常時の荷重に流動荷重を加えた計算となるが、「道路橋示方書」に示されている変位法では流動荷重を考慮した計算になっていない。このため、流動荷重を加えた計算の場合は、フーチングと基礎で構成されるラーメン構造として解析することになる。

このため、解析手法の確立を目的として、組杭による模型実験を行った。実験規模は、図-8に示した地盤構成で無処理地盤とし、図-26に示す組杭を設置し、載荷重は300～1500kgfごとに5段階とした。

解析は、杭位置の地盤変位をFEMにより算出し、前趾、後趾それぞれの流動荷重を求め、ラーメン構造とし

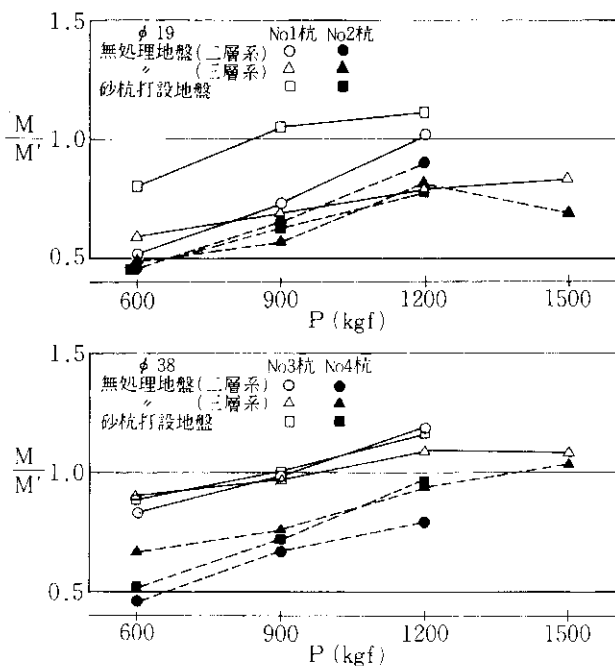


図-23 最大曲げモーメントの比較 (室内)

て計算した。水平地盤反力係数  $K_h$  算出のため組杭水平載荷試験を行ったが、逆算  $K_h$  値は、単杭とはほぼ同一の値となったため、単杭により求めた  $K_h$  値を用いている。曲げモーメントおよび杭頭変位の解析結果を図-27, 28に示すが、載荷重600kgfで実測値と計算値は離れた傾向を示し、900～1500kgfではよい対応をしている。

流動荷重を考慮した杭基礎の設計法<sup>7)</sup>は、従来より種々の考え方が提案されているが、本手法は、無処理地盤をはじめ、軟弱地盤対策工施工地盤についても解析可能であり、設計精度も良好な結果となっている。また対策工施工地盤では、当解析法により地盤処理の範囲や深さをはじめ対策工法の選定など、合理的な設計が可能と考えられる。

## 7. 側方流動と円弧すべり安全率

橋台など構造物の偏載荷重による側方流動現象を判定

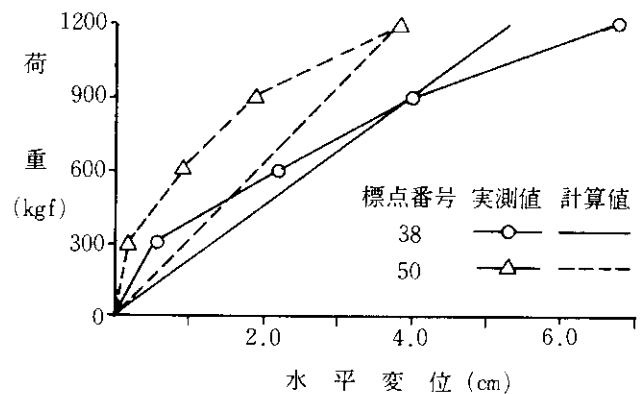


図-24 水平変位の比較 (室内)

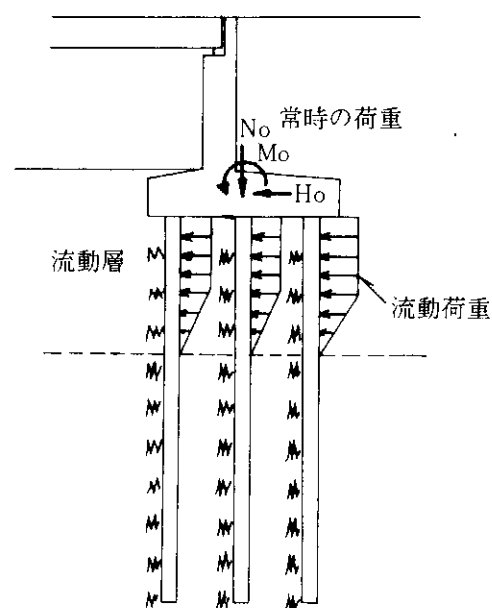


図-25 解析モデル

する  
す  
この  
率の  
男  
率と  
盤の  
2.0  
Fs  
験の  
ケー  
位が  
範囲  
べり  
るが  
しか  
すよ  
の比  
現象  
は壊  
にしか  
=1.  
な水  
の場  
の荷  
内に  
以  
おい  
る場  
とを  
8.  
検  
5に  
1.  
工施  
の作  
でき  
(  
望ま  
変位  
(  
より  
2)

水平  
一の  
いる。  
、28  
た傾  
る。  
り種  
地盤  
可能  
対策  
深さ  
と考

判定

○

算値

---

---

---

する方法は、種々提案されているが、北海道開発局ではすべり破壊に対する最小安全率を1.5以上<sup>8)</sup>としている。このため、現場実験と室内実験について円弧すべり安全率の検討を行った。

現場実験（無処理地盤）の盛高による円弧すべり安全率と地盤の水平変位の関係を図-29に示す。安全率は地盤の水平変位の増加に比例し小さくなっているが、盛高2.0~3.0mの間で水平変位が大きくなり、安全率は $F_s = 1.5$ 前後である。図-30は大型実験槽による模型実験の円弧すべり安全率を示したものであるが、いずれのケースも載荷重600~900kgf以上から地盤の水平変位が大きくなり、そのときの安全率は $F_s = 1.2 \sim 1.6$ の範囲となっている。また、DJM工法施工地盤の円弧すべり安全率は、対策工を施工しない場合 $F_s = 1.0$ であるが、DJM施工後 $F_s = 1.5$ として設計されている。しかし、このように設計された現場でも図-8, 9に示すように、地盤と杭の水平変位は、最大で8~10cm程度の比較的大きな実測値となっている。

現場実験（無処理地盤）と室内模型実験の側方流動現象は $F_s = 1.5$ 付近から顕著に現われており、すべり破壊に対する最小安全率の設定は妥当なものとなっている。しかし、DJM工法施工地盤の測定結果は、安全率 $F_s = 1.5$ でも側方流動による影響を受け、地盤と杭に大きな水平変位が発生している。今回測定した擁壁工基礎杭の場合は、杭頭の水平変位が大きくなっているが、常時の荷重に流動荷重を加えた杭応力の計算結果は許容範囲内にあり、擁壁工本体の変状も確認されていない。

以上の結果から判断すると、橋梁などの重要構造物において、上部構造との関係から杭の水平変位が問題となる場合は、流動荷重を考慮した杭基礎の設計が必要なことを示している。

## 8. まとめ

検討結果について、その主なものをまとめると次のようになる。

1) 側方流動における杭の挙動は、無処理地盤、対策工施工地盤のいずれについても、流動荷重 $P = \delta_g \cdot Kh$ の作用する弾性床上のはりとして考えることにより推定できる。

(a) 地盤の水平変位 $\delta_g$ は、実測値によるのが最も望ましいが、実測値のない場合はFEMから地盤の水平変位を推定する。

(b) 水平方向地盤反力係数 $K_h$ は、道路橋示方書により水平載荷試験や地盤の調査結果から求める。

2) 流動荷重を考慮した基礎杭の設計は、フーチング

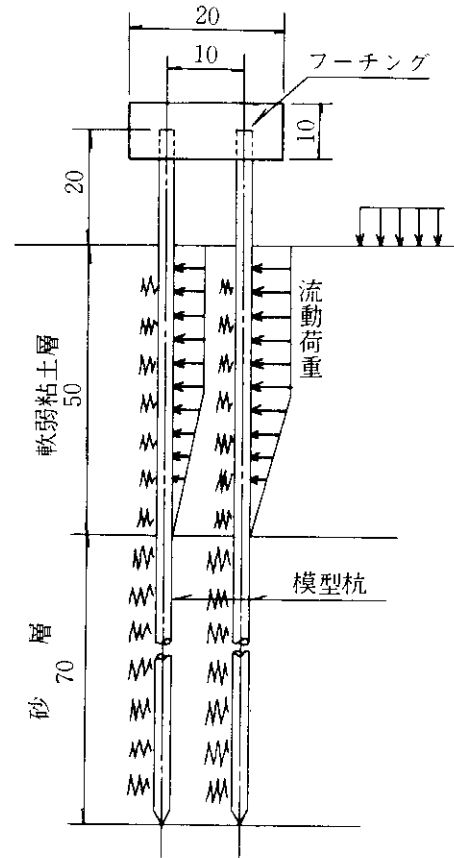


図-26 組杭模型実験（室内）

と基礎で構成されるラーメン構造として解析できる。

3) 側方流動現象を円弧すべり安全率で判定する場合は、最小安全率を1.5以上とし、重要構造物においては最小安全率による判定のみならず、流動荷重も考慮した杭の計算を行い、杭応力や水平変位量など杭の挙動を精査することが望ましい。

## 9. あとがき

側方流動を受ける基礎杭の挙動解析法を、室内模型実験や現場実験、工事などから、実用的な精度である程度明らかにできたものとする。

一方、杭の水平変位量（基準変位量）は、常時10mm程度を標準として設計しているが、軟弱地盤の場合、側方流動により大きい変位を生じることが多い。しかし、10cmを越える大きな変位でも上、下部の構造によっては不都合が生じていない場合もある。

対策工は、杭頭における水平変位量の設定の仕方により工事費に大きく影響するので、構造物に応じた適切な水平変位量の設定も重要である。今後、側方流動を受ける杭の変位量と上下部構造の関係などについても究明していきたいと考えている。



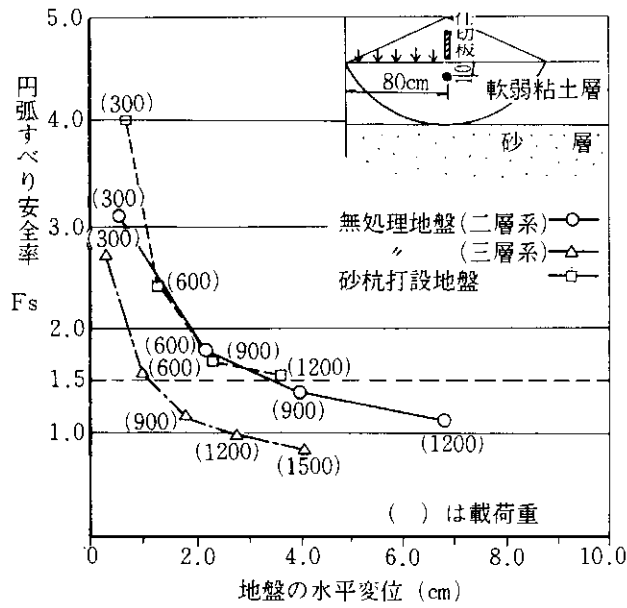


図-30 円弧すべり安全率(室内)

参考文献

- 1) 黒川国夫, 根岸正充, 木村誠一; 軟弱地盤の側方流動と杭基礎, 第30回北海道開発局技術研究発表会論文集, 昭和62年2月.
- 2) 森 康夫, 黒川国夫, 木村誠一; 地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 昭和61年10月.
- 3) 富沢幸一, 森康夫, 黒川国夫, 菊地 実; 基礎の水平抵抗と形状効果, 土質工学会北海道支部技術報告書集 第26号, 昭和61年2月.
- 4) 建設省土木研究所; 橋台の側方流動に関する研究, 昭和56年12月.
- 5) 小熊利正, 能登繁幸, 島谷 登; 粉体噴射攪拌(DJM)工法による軟弱地盤改良, 第28回北海道開発局技術研究発表会論文集, 昭和60年2月.
- 6) 日本道路協会; 道路橋示方書・同解説 下部構造編, 昭和55年5月.
- 7) 日本道路協会; 杭基礎設計便覧, 昭和61年1月.
- 8) 北海道開発局; 道路橋設計施工要領, 昭和62年度改定版.

6.0