

# 第7回 群大地盤研OB会

平成13年10月20日(土)

午後1時より

於 群馬大学工学部建設棟

# 群大地盤研 OB 会 式次第

## 第 1 部 (13:00~15:00)

### 1. OB会開会の辞

鵜飼 恵三 教授

### 2. 学生による中間発表

発表 6 分 質疑 3 分  
司会 塩谷 威弘  
予鈴 須田 俊輝

| 氏名              | 題目                                 | 時間          |
|-----------------|------------------------------------|-------------|
| 萩原 吉洋           | DEMを用いた要素試験による定数決定                 | 13:05~13:14 |
| 古山 貴久           | 玉村町における杭載荷試験と有限要素解析                | 13:14~13:23 |
| 須田 俊輝<br>長谷川 勝俊 | 砂斜面地盤近傍及び砂平坦地盤における水平抵抗挙動に関する研究(実験) | 13:23~13:32 |
| 蔡 光石<br>平野 誠    | 砂斜面地盤近傍及び砂平坦地盤における水平抵抗挙動に関する研究(解析) | 13:32~13:41 |
| 川口 美智久<br>滝下 英昭 | 石こう混合砂の強度特性                        | 13:41~13:50 |
| 三和 祥大           | フェロニッケルスラグによるSCP改良地盤中の杭の水平抵抗解析     | 13:50~13:59 |
| 休憩              |                                    | 13:59~14:10 |
| 久野 慶太<br>沼田 裕美  | 杭基礎の動的解析に用いる地盤のヤング率の予備的検討          | 14:10~14:19 |
| 鈴木 啓司<br>嶺岸 太郎  | 立杭の掘削による土留め壁挙動に関する検討               | 14:19~14:37 |
| 大庭 悠一           | 立杭の掘削による土留め壁挙動に関する有限要素解析           | 14:37~14:46 |
| 塩谷 威弘<br>高山 健一  | 杭基礎の振動模型実験                         | 14:46~14:55 |

## 第 2 部 (15:30~17:30)

1. 乾杯
2. 懇親会
3. OB会閉会の挨拶

## 第6回地盤研OB会会計報告書

### 収入の部

|      |                |
|------|----------------|
| OB会費 | 138,000 円      |
| 内訳   | 6,000 円 * 23 人 |
| 寄付   | 14,000 円       |
| 収入合計 | 152,000 円      |

### 支出の部

|              |          |
|--------------|----------|
| 会場使用料 (含食事代) | 78,060 円 |
| 郵送料, 葉書代     | 29,187 円 |
| 振込用紙・振込手数料等  | 300 円    |
| その他雑費        | 20,000 円 |

支出合計 127,547 円

### 収支合計

$$152,000 - 127,547 = 24,453$$

(収入合計) - (支出合計)

次回繰越金 24,453 円

以上のような決算となりました。

幹事 古山 貴久

# DEM を用いた要素試験による定数決定

## 1. 研究の目的

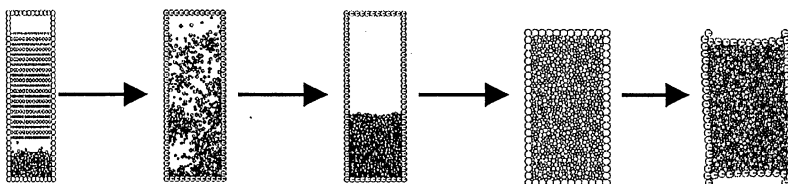
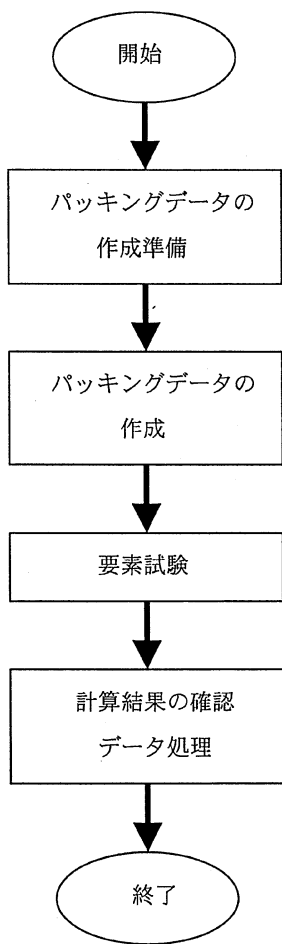
DEMを用いた解析をするにあたり各定数(C,  $\phi$ )を決定できるように、要素試験のプログラム自体が動作することを確認後、解析結果より求められた定数を今後のDEMによる土石流解析等の計算に反映させることである。

また、解析結果が実際の実験結果により近い精度を持つような要素のパッキングを行うといった二点が本研究の目的である。

## 1. 解析方法・定数一覧

フローチャートに従いパッキングデータの作成として落下法を用いて、要素を上方より落下させ十分に攪乱させた後に、表一にある法線・接線方向の粘性係数を各十倍させ要素を安定化させ10cm×10cmのパッキングデータを作成させる。

この四角状のパッキングデータを二段に重ね10cm×20cmのパッキングデータの完成とする。上記のパッキングデータを作成後、要素試験の本解析を実行する。要素試験では、初期に拘束圧をかけ変位制御により上下方向から変位を与えることにより、応力・ひずみを算出し出された応力・ひずみを基にして応力-ひずみ曲線とモール円を求めC・ $\phi$ を最小二乗法により算出し、本解析の終了とするものである。



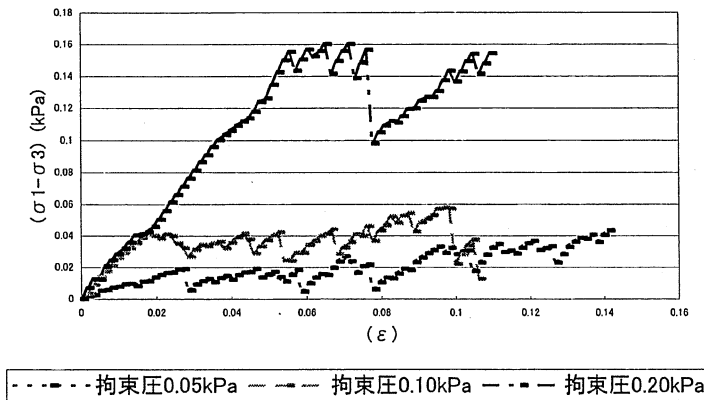
|           |                |
|-----------|----------------|
| 法線方向ばね定数  | 19.6 N/cm      |
| 接線方向ばね定数  | 7.056 N/cm     |
| 法線方向粘性定数  | 1.333 N·sec/cm |
| 接線方向粘性定数  | 0.801 N·sec/cm |
| せん断強度:粘着力 | 0              |
| せん断強度:摩擦角 | 42.9°          |
| 摩擦係数      | 0              |
| 抗力係数      | 1              |

|     |           |
|-----|-----------|
| 間隙率 | C1=17.11% |
|     | C2=17.73% |
|     | C3=18.36% |

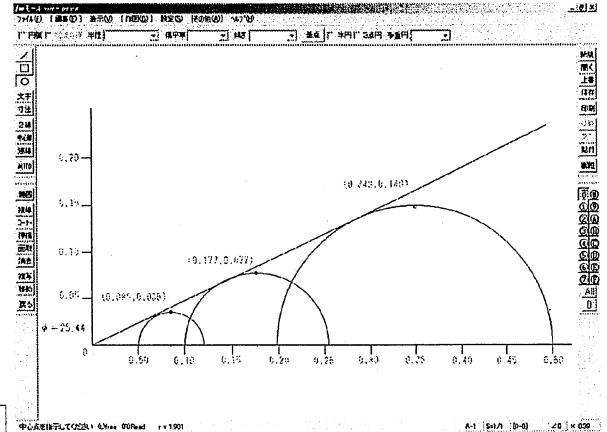
|       |                       |                         |
|-------|-----------------------|-------------------------|
| 粒子直径  | 0.4cm                 | C1=664                  |
|       |                       | C2=648                  |
|       |                       | C3=668                  |
|       | 0.6cm                 | C1=296                  |
|       |                       | C2=298                  |
|       |                       | C3=284                  |
| 粒子断面積 | 0.4cm                 | C1=83.44cm <sup>2</sup> |
|       |                       | C2=81.43cm <sup>2</sup> |
|       |                       | C3=83.94cm <sup>2</sup> |
|       | 0.6cm                 | C1=83.69cm <sup>2</sup> |
|       |                       | C2=84.26cm <sup>2</sup> |
|       |                       | C3=80.30cm <sup>2</sup> |
| 粒子密度  | 2.65g/cm <sup>3</sup> |                         |

係数一覧表(図一) ケース1・2・3は要素配列異なる

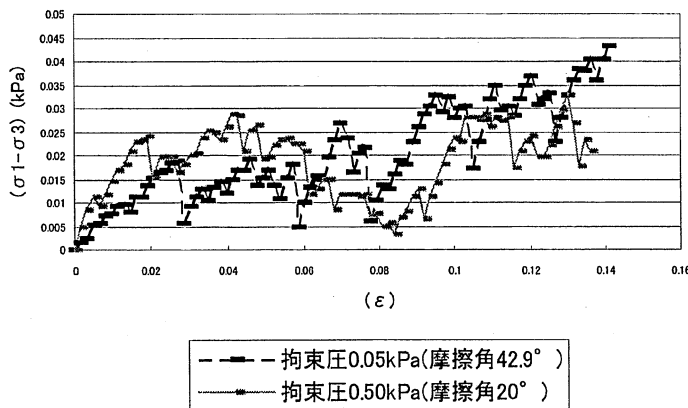
### 3. 結果並びに考察



図一 2 (ケース 2 : 応力-ひずみ曲線)



図一 3 (ケース 2 : モール円作図)



図一 4 (ケース 2 : 摩擦角が異なる応力-ひずみ曲線)

表一 1 (算出した C・φ一覧)

|      |                    |
|------|--------------------|
| ケース1 | C=0                |
|      | $\phi=25.44^\circ$ |
| ケース2 | C=0                |
|      | $\phi=28.77^\circ$ |
| ケース3 | C=0                |
|      | $\phi=24.60^\circ$ |

上図は、解析結果の一例であり全ての結果については表一 1 に示す。

今回の解析結果より、本プログラムは要素試験において有効であるといえる。また、要素間定数・要素配列を変化させることにより要素試験の解析結果が異なってくることが表一 1 より分かる。このことより、定数・要素配列の組み合わせにより実際の二軸試験により近い解析結果が得られると考えられることと、要素配置の異なるものによる算出した定数 (C,  $\phi$ ) にばらつきがあることから要素配列に対しても、解析結果が依存すること考えられる。

### 4. 今後の課題

今回の解析結果より求められた定数 (C・ $\phi$ ) を利用して、土石流等の解析に利用することや要素のパッキングデータをより精密にできるようパッキング方法を新たに検討することが今後の課題である。

# 玉村町における杭載荷試験と有限要素解析

修士 2 年 古山貴久

## 1. 研究目的

本研究の目的は、杭の水平及び鉛直支持力実験を行うことにより、当該地盤が実際にどの程度の支持力を有するかを直接調べることである。さらに、三軸試験から得られる土質定数値を用いてFEMから計算される荷重-変位関係などと比較することで、FEMのような新しい計算法の実務での有効性を検討する。

## 2. 解析方法及びメッシュ図

解析においては、現場実験の地盤状況及び杭の諸元を適切に再現するようなメッシュを用いた。図1のような20節点アイソパラメトリック要素のメッシュにおいて、杭頭を水平方向及び鉛直方向に強制変位させ、杭頭の抵抗力、杭体の曲げひずみの深さ方向分布、軸ひずみの深さ方向分布を算出した。砂地盤は弾完全塑性体(降伏規準に Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式)と仮定した。また、非線形解析法には修正 Newton-Raphson 法を採用した。杭は弾性体として直径 165mm、肉厚 5mm、載荷点は GL+0.4m とした。実験では、杭の打設後に周面部分を充填するようにグラウトを注

入した。グラウトの深さ方向分布については別紙付録に示す。解析領域の境界条件は対称面では滑らか、側面と下端面で固定とした。

## 3. 材料定数

解析に用いた材料定数を表1に示す。地盤、グラウトの強度定数に関しては、現場の不攪乱試料等により実施された非排水三軸圧縮試験、一軸圧縮試験等から算出した値を用いている。なお、地盤の変形係数の深さ方向への分布については、三軸圧縮試験の結果より、一様であるとの知見を得たため、変形係数増加を考慮しないこととする。鋼管杭の定数に関しては、理科年表を参照している。

## 4. 解析ケース

今回行った解析ケースを表2に示す。鉛直載荷試験については、グラウトの有無についての検討を行った。また、水平載荷試験については、グラウトのヤング率Eについての検討を行った。

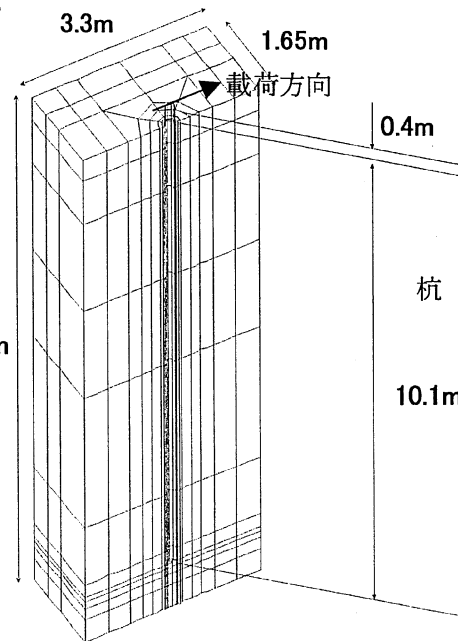
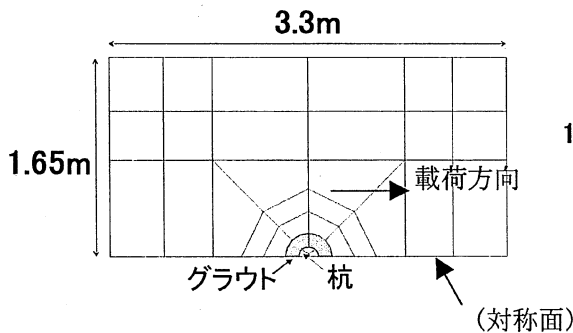


図1 メッシュ図

表1 材料定数一覧

|            | E (kPa)           | $\nu$ | c (kPa)   | $\phi$ (deg) | $\psi$ (deg) | $\gamma$ (kN./m <sup>3</sup> ) | $K_0$ |
|------------|-------------------|-------|-----------|--------------|--------------|--------------------------------|-------|
| 鋼管杭        | $2.1 \times 10^8$ | 0.28  | $10^{20}$ | -            | -            | 77.1                           | -     |
| グラウト       | 1450000           | 0.15  | 5150      | -            | -            | 24.5                           | -     |
| インターフェース要素 | 25000             | 0.45  | 9.5       | 10.3         | 0            | 9.2                            | 0.5   |
| 地盤         | 50000             | 0.45  | 19        | 20           | 0            | 9.2                            | 0.5   |

表2 解析ケース一覧

|        |       |             |
|--------|-------|-------------|
| 水平載荷試験 | Case1 | グラウト有り      |
|        | Case2 | グラウトヤング率2倍  |
|        | Case3 | グラウトヤング率1/2 |
| 鉛直載荷試験 | Case4 | グラウト有り      |
|        | Case5 | グラウト無し      |

5. 実験と解析の比較

水平載荷試験と鉛直載荷試験の実験結果及び全応力解析結果を以下に示す。ただし、載荷点と、変位の測定点は、若干異なることに留意されたい。すなわち、載荷点は GL より 0.4m 上、また変位の測定点は GL より 0.27m 上である。

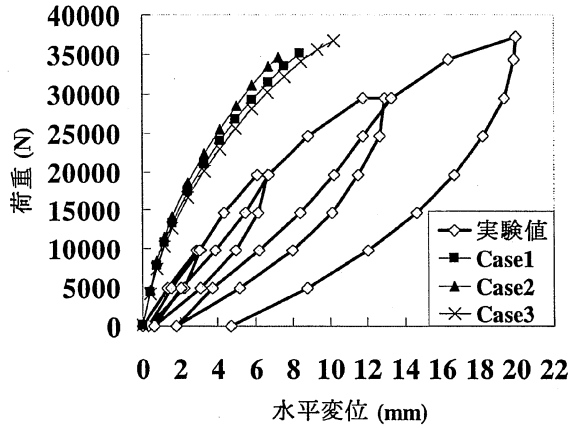


図2 水平載荷試験 荷重-変位関係

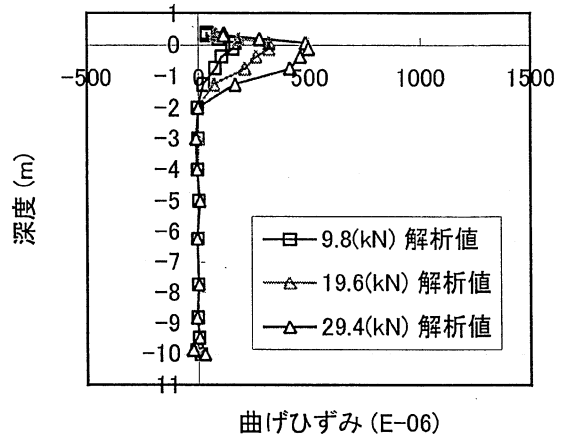


図5 水平載荷試験 曲げひずみ分布 (Case2)

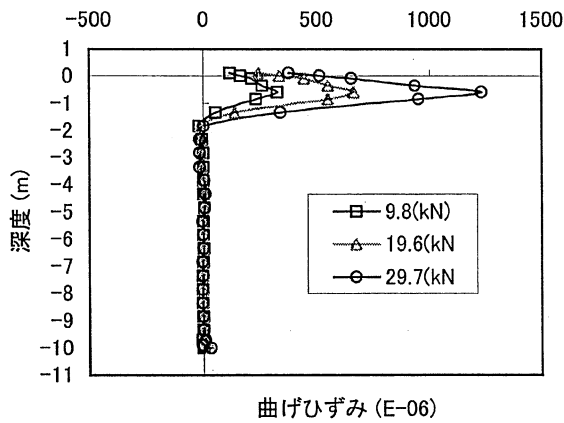


図3 水平載荷試験 曲げひずみ分布(実験値)

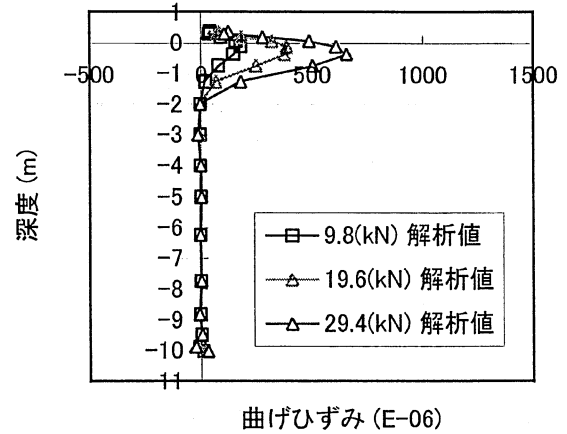


図6 水平載荷試験 曲げひずみ分布 (Case3)

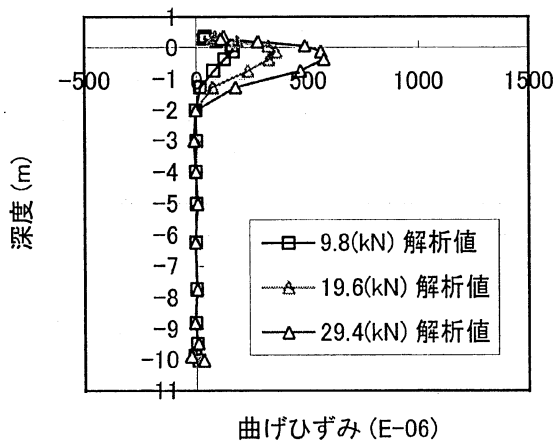


図4 水平載荷試験 曲げひずみ分布 (Case1)

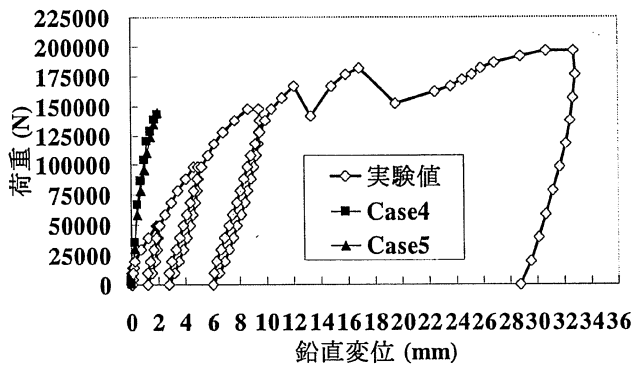


図7 鉛直戴荷試験 荷重—変位関係

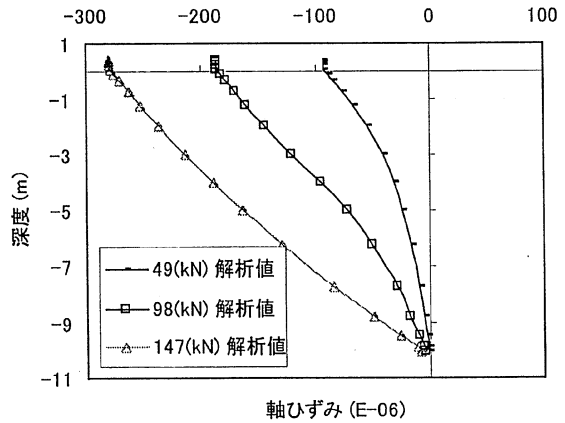


図10 鉛直戴荷試験 軸ひずみ分布 (Case5)

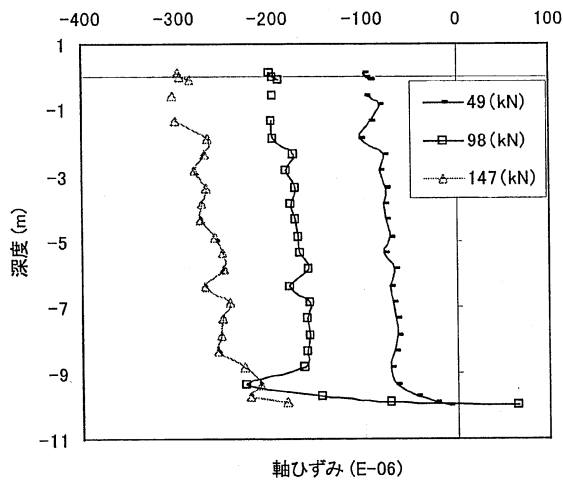


図8 鉛直戴荷試験 軸ひずみ分布 (実験値)

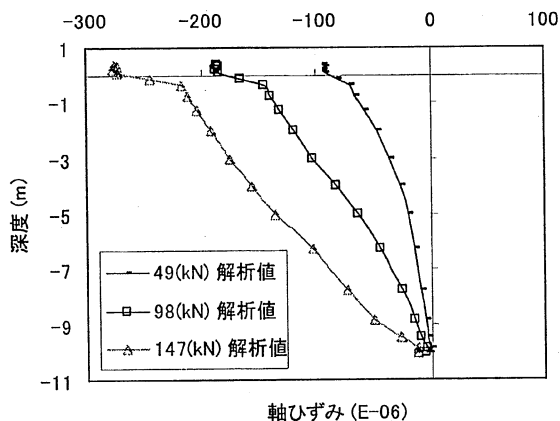


図9 鉛直戴荷試験 軸ひずみ分布 (Case4)

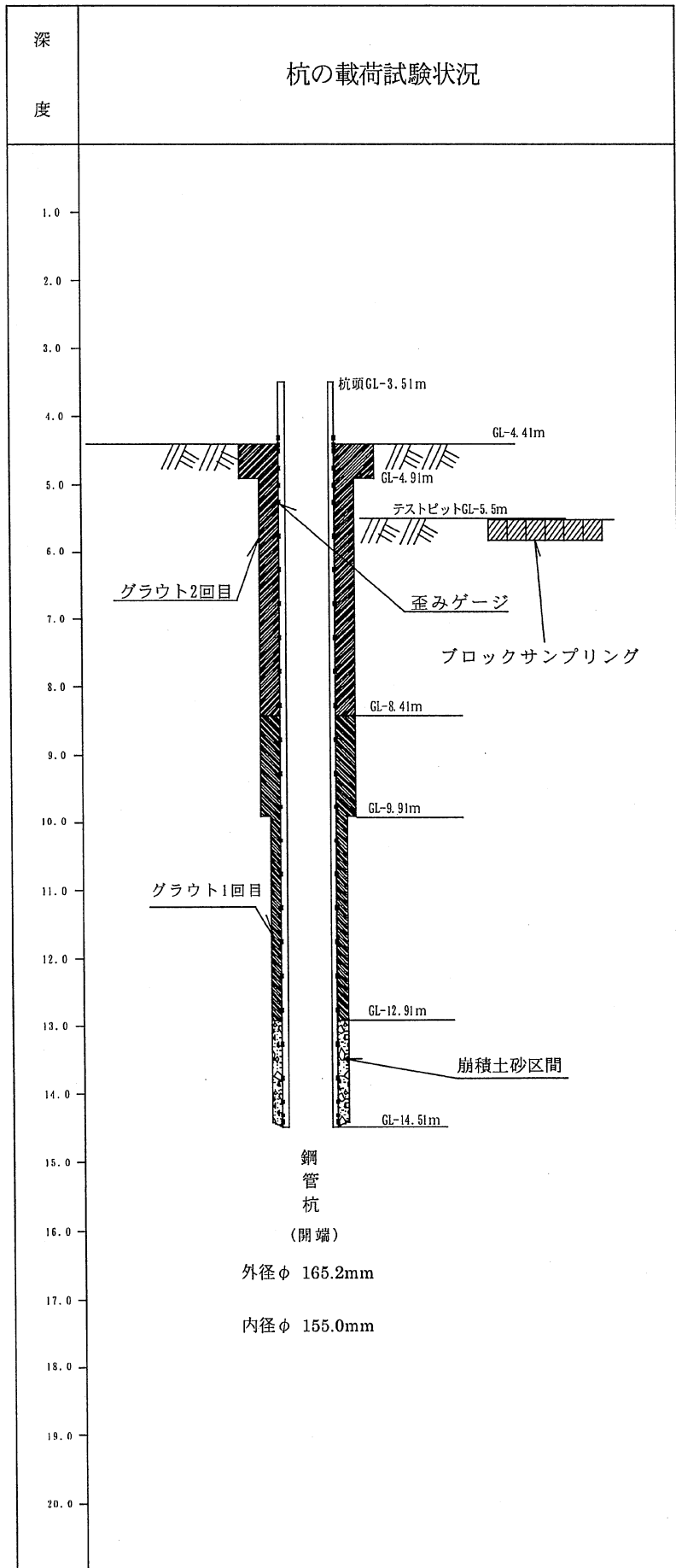
## 6. 考察及び結論

水平載荷試験において、実験では、荷重変位関係の初期勾配が、解析より小さめになっているが、実験における載荷方向反転直後の勾配は、むしろ解析に近いものとなっている。これは、実験において初期状態ですでに杭周囲に何らかの乱れの影響などがあった可能性を示しているとともに、解析が実験をうまく再現できる可能性を示唆するものである。一方、ひずみ分布においては、深さ 2m 以浅にのみ大きなひずみが生じており、かつ解析と実験の一致度は定性的に良好であることが確認された。また、グラウトのヤング率による感度分析の結果、ヤング率が低下するほど、ひずみ分布は実験に近くなることが確認された。この結果より、施工されたグラウトのヤング率は、要素試験結果よりかなり低いのではないかと考えられる。

鉛直載荷試験においては、図7の実験値から、杭頭の極限支持力は 130~150kN 程度であると推定される。また、図8の実験値の軸ひずみの分布から分かるように、杭に作用する抵抗力は、どちらかという先端支持が卓越していると考えられる。一方、有限要素解析については、図9、図10のひずみ分布を見ると、Case4、Case5ともに先端支持はほとんど生じておらず、周面での抵抗力が卓越している。また、荷重—変位関係においては、初期勾配こそ実験値と近いものの、変形が進むにつれて実験値とはかけ離れていく。これらの結果より、インターフェース要素および地盤の定数の見直しが必要であるとの知見を得た。具体的には、インターフェース要素ないし地盤要素のヤング率や強度定数をさらに小さくすることが挙げられる。また、今回の解析では、インターフェース要素を、グラウトと地盤の間のすべりを考慮するために導入したが、杭の周囲がきわめて滑らかであることを考慮すると、むしろ杭とグラウトの間にインターフェース要素を挿入する必要ではないかと考えられる。



付録 杭の載荷試験状況及びグラウト分布図



# 砂斜面地盤近傍及び砂平坦地盤における水平抵抗挙動に関する研究(実験)

M1 須田 俊輝

○ B4 長谷川 勝俊

## 1. 研究の目的

近年、山岳地帯を長距離に渡って送電するために、大型送電施設が斜面に建設されている。構造物を斜面近傍に設置する場合、その支持力特性は地盤が平坦である場合と異なり、斜面の影響を考慮する必要がある。そこで本研究では、地盤に設置した深礎(群杭)の挙動について単杭と比較することにより、群杭効果群杭の荷重の分担率を求め、それらが平坦面と斜面の違いによりどのような影響があるかを解明することを目的とする。

## 2. 実験概要

表2-1 実験パターン

| パターン | 載荷位置 | 杭間距離 | 傾斜 $\alpha$ |
|------|------|------|-------------|
| 平坦   | 100  | 400  | 0°          |
| 斜面   |      |      | 30°         |

(単位: mm)

### 2.1 実験パターン

実験パターンについては、平坦地盤と傾斜角30°の斜面の2つについて行う。なお、両方とも載荷位置、4本の杭の杭間距離は同じとし、その詳細を表2-1に示す。

### 2.2 設置について

設置については、まず図2-2に示すように杭を設置し、地盤を完成させたあとでフーチングによって4本の杭を一体化させる。

また、設置位置については表2-3に示すとおりになっている。今回使用する土槽の大きさは、図のx方向に2.5m、y方向に2m、z方向に2mのものである。

また、試験体(杭)については、アルミ製中空円筒を用いる。円筒の円の外径(d)は100mm、肉厚は3mmであり、長さは650mmとなっている。

表2-3 設置位置の値

| a    | b    | c   | d    | f   |
|------|------|-----|------|-----|
| 1700 | 1300 | 400 | 1720 | 990 |

(単位: mm)

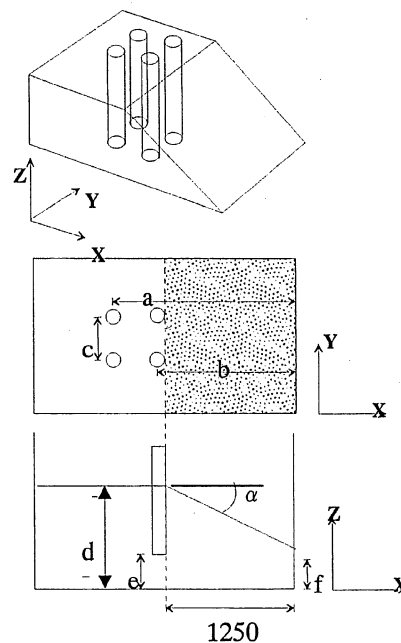


図2-2. 杭の設置状況

## 3. 結果及び考察

### 3.1 荷重変位曲線

図3-1は、水平載荷実験を行った際の水平荷重を縦軸、地表面の上100mmの変位を横軸にとった荷重変位曲線である。また図3-2は、単杭の載荷実験で得られたデータから求めた荷重変位曲線で、それぞれ平坦面・0d(斜面に接した位置)・4d(斜面から400mm離れた位置)で行ったものである。

これらの図を見ると、同じ変位のところでは平坦に比べ斜面の荷重値の方が低いことが分かる。また、斜面からの杭頭の距離が0d、4dと離れるごとに、荷重変位曲線も比例して大きくなっていることが分

かる。そして、4 dと平坦ではあまり差がないことから、斜面から4 d以上離れると斜面の影響を受けなくなるということが考えられる。

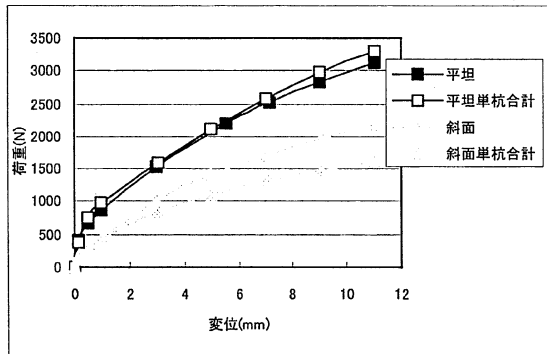


図 3-1

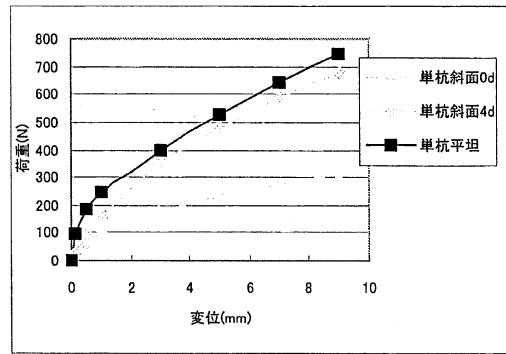


図 3-2

### 3. 2 群杭効率について

単杭の荷重実験で得られた荷重値をもとに、群杭の設置位置と同一の位置で得た単杭の荷重値を4本足し合わせる。この足し合わせた荷重値と、群杭の荷重値を比較することにより、群杭効果について考察する。

$$\text{群杭効率} = \frac{\text{群杭の支持力}}{\text{群杭の本数} \times \text{単杭の支持力}}$$

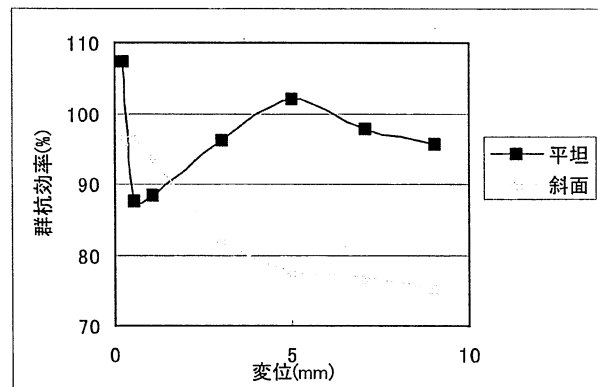


図 3-3

図 3-3 を見ると、群杭効率は平坦に比べ、斜面の方が低くなっていることが分かる。これは、平坦に比べると斜面では回転が考慮されるためであると考えられる。

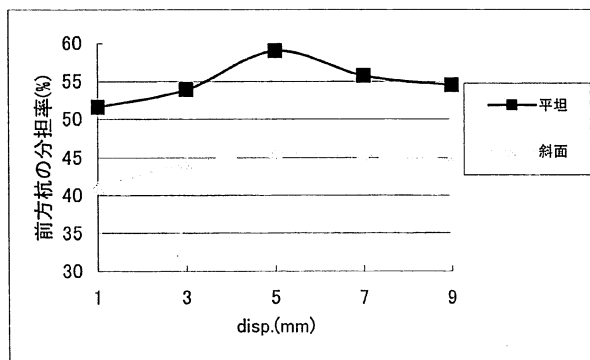


図 3-4

### 4. 今後の予定

今後は、荷重高さや杭間距離を変えたパターンや、今まで行った実験の中でデータがうまく取れなかったものについて再度実験を行うとともに、資料や論文などを読み、知識を増やしていく予定である。

### 3. 3 分担率について

図 3-4 を見てみると、平坦より斜面の方が、前方杭への分担が大きくなっているという傾向がみられる。

この理由としては、斜面では平坦面に比べて前方杭の前側にある土の量が少ないため、力を発揮できないのではないかと考えられる。

砂斜面地盤近傍及び砂平坦地盤における水平抵抗挙動に関する研究（解析）

D3 蔡 光石

○ B4 平野 誠

1. 研究の目的

砂傾斜地盤及び平坦地盤を用いた室内模型水平載荷実験を元に、三次元弾塑性有限要素法による解析を行い、実験結果と比較するとともにその適用性を検討する。

2. 解析概要

図1のような20節点アイソパラメトリック要素のメッシュにおいて、フーチング部分を水平方向に強制変位させ、フーチングの水平抵抗力及び、杭体の曲げひずみの深さ方向分布を算出した。試験体（杭）はアルミ製中空管で直径（D）は10

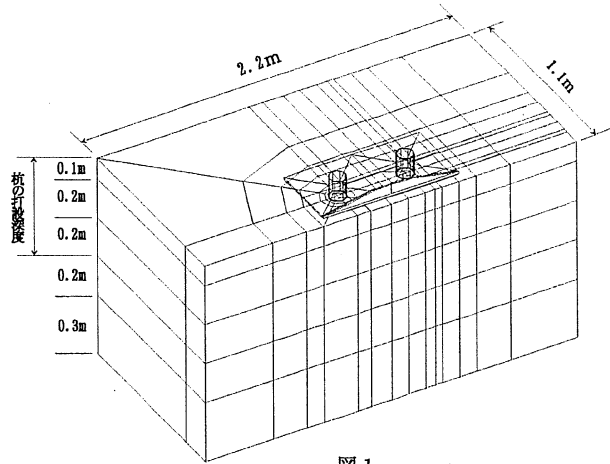


図1

0 mm, 肉厚は3 mm である。2本の杭の杭間距離は4Dとなっている。本解析において、降伏規準はMohr - Coulomb 式, 塑性ポテンシャルはDrucker - Prager 式を用いた非関連流れ則を適用した。材料定数を表1に示す。杭と地盤間のすべりを表現するため、薄い要素・インターフェイス（3 mm）を杭周面に配置した。割線変形係数  $E_{50}$  については今回解析を行なう地盤の形状が深さ方向に一定でないため、まず地盤だけのメッシュでせん断強度低減有限要素法により、要素ごとの初期応力を求めその求めた初期応力を昨年

表1 材料定数

|                         | 杭及びフーチング | インターフェイス | 砂     |
|-------------------------|----------|----------|-------|
| $E_{50}(\text{Mpa})$    | 6.86E+04 | 式(1)     | 式(1)  |
| $\nu$                   | 0.345    | 0.3      | 0.3   |
| $\gamma(\text{kN/m}^3)$ | 26.4     | 15.68    | 15.68 |
| $\phi(\text{Deg.})$     | -        | 25       | 47.5  |
| $\Psi(\text{Deg.})$     | -        | 0        | 17.5  |

式(1):

$$E_{50} = E_* (\sigma_m / \sigma_*)^m$$

$$E_* = 1.143 \text{ Mpa}, \sigma_* = 1 \text{ kPa}, m = 0.8311$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

また、斜面と深礎基礎の位置関係については図2を参照とする。

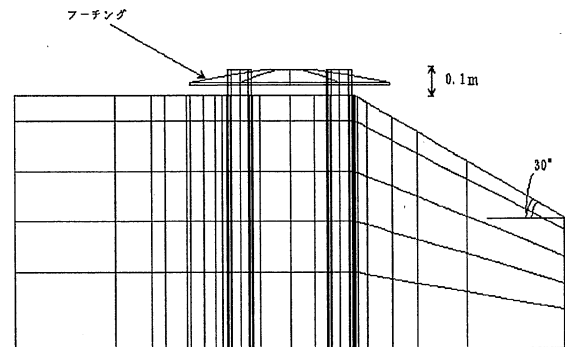


図2

A study on behavior of pile group subjected to lateral load near a sandy slope and horizontal

Makoto Hirano

### 3. 結果及び考察

結果の整理としては、群杭の設置位置と同一の位置で得た単杭の荷重値を足し合わせた値と群杭の荷重値を比較することにより、群杭効果を求める。

$$\text{群杭効果} = \frac{\text{群杭の支持力}}{\text{群杭の本数} \times \text{単杭の支持力}}$$

また、杭側面の変位から求められるせん断力から、前方杭の分担率を求め、実際に解析で得られた荷重から出した分担率と比較するとともに、実験値との比較を行なう。

今回の解析についてはまだ計算中である。

### 4. 今後のスケジュール

今後は、同様にして杭中心間距離が2D(200mm)のケース及び載荷位置が地表面より500mmのケースについても解析を行なうと同時に、三次元弾塑性有限要素法について理解を深める。

.....  
A study on behavior of pile group subjected to lateral load near a sandy slope and horizontal

Makoto Hirano

# 石こう混合砂の強度特性

M1 川口 美智久  
B4 滝下 英昭

## 1. はじめに

石こうは、断熱材などの建築材料や陶磁器の型としてなどさまざまな所に利用されている。現在、日本における石こう生産量は増加傾向にあり、それは同時に廃棄される石こうの量も増加しているということである。そこで、本研究では産業廃棄物として廃棄される石こうを地盤改良材として再利用することにより、石こう廃棄量の減少とともに盛土などの地盤強化を図る。

## 2. 研究目的

水・石こう・砂の混合割合の違いが、強度にどのように影響するのかという事と、雨水などの水による浸食を受けても強度が保たれるかどうかという事を一軸圧縮試験によって確かめることで、石こうボードが地盤改良材として利用できるかどうかを検討する事を目的とする。

## 3. 試験方法

### (1) 試験概要

一軸圧縮試験を行い、一軸圧縮強度を求めた。ただし、一軸圧縮試験機で載荷できる最大荷重が490.5(N)であったので、載荷が490.5(N)になっても破壊しないものはそこで試験を終了した。

### (2) 供試体作成方法

まず、含水比10、20、30%の砂で突き固め試験を行い、各々の湿潤密度を求め、供試体の密度がその湿潤密度の90%になるよう直径5cm、高さ10cmの円柱モールドに2cmずつ5層に分けて突き固め、供試体を作成した。

### (3) 試験パターン

試験パターンは右表のように設定し、水と石こうの混合率をそれぞれ掛け合わせた9通りの混合率に、5通りの養生方法でそれぞれ3本ずつ供試体をつくる。養生は、モールドから脱型せずにそのままの状態で行う。尚、石こうは、乾燥炉に140℃で半日ほど乾燥させた焼石こうを使用する。

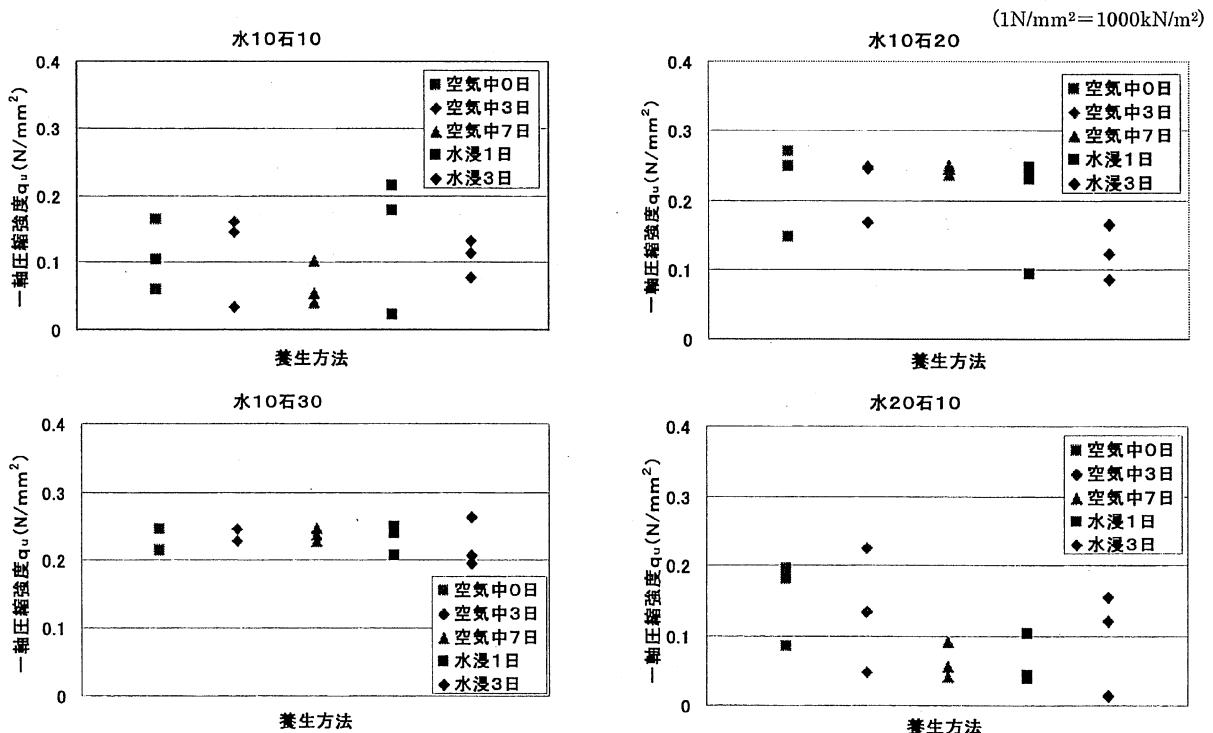
表1 試験パターン

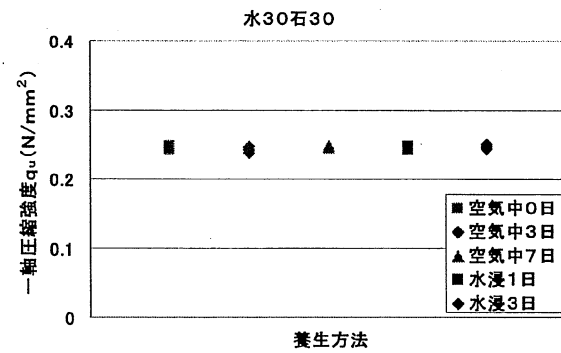
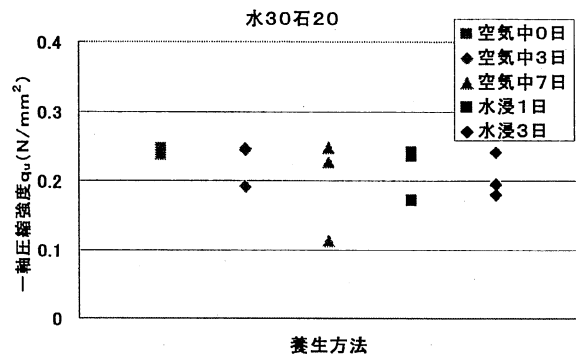
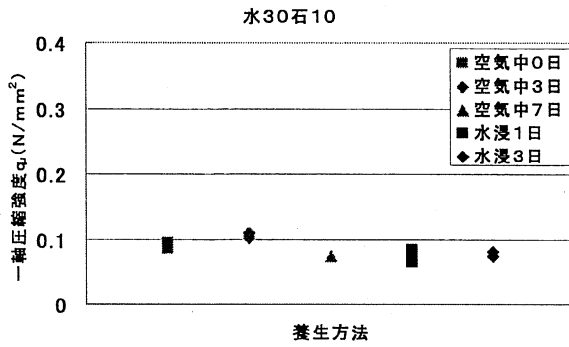
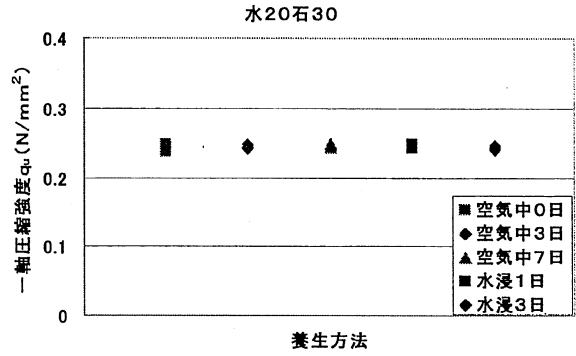
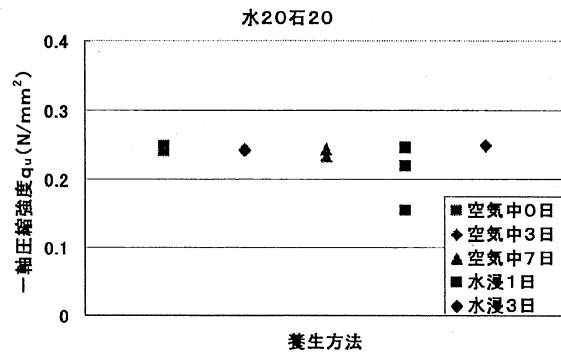
| 乾燥砂に対する混合率(%) |            |
|---------------|------------|
| 水             | 10, 20, 30 |
| 石こう           | 10, 20, 30 |
| 養生方法(日)       |            |
| 空气中養生         | 0, 3, 7    |
| 水浸養生          | 1, 3       |

補足 供試体を作る際に、(水-石こう)10-10、10-20、10-30、20-10、20-20の供試体は、15本の供試体を8本と7本に分けて作成した。しかし、水と石こうを混合後モールドに詰め込むまでの時間が、一軸圧縮強度に関係していると考えられたため以降の混合率では3本ずつ5回に分けて作った。

## 4. 試験結果

各混合率において、一軸圧縮強度-養生方法の関係を下図に示す。





今回の試験で用いた一軸圧縮試験機の最大荷重が450.9 (N)であったため、一軸圧縮強度の最大値は約0.2498 (N/mm<sup>2</sup>)となっている。グラフ中で0.25 (N/mm<sup>2</sup>)付近にプロットされているケースは、最大荷重450.5 (N)の载荷でも破壊しなかったものであり、これらのケースでの一軸圧縮強度はこれ以上の値が出るだろうと推測される。

### 5. 考察

(水-石こう) 10-10, 10-20, 10-30, 20-10, 20-20のパターンの一軸圧縮強度にばらつきが出てしまったのは、供試体を作成する際に8本と7本に分けたことで石こう混合後からモールドに詰め込むまでの時間が長くなり、結果にばらつきが出てしまったと考えられる。特に10-10, 10-20, 20-10のパターンでは、同じ養生方法のなかでもデータにばらつきが出ている。一方、20-30以降のパターンでは、養生方法ごとに作成したため、同養生方法内でのデータはほぼ同じ値を示している。

どの混水量においても石こうの混合量を増加させるほど一軸圧縮強度は増加していくことが分かった。また、混水量で比較すると(水10石20), (水20石20), (水30石20)のパターンで(水20石20)がもっとも強度が発揮されていた。今回の試験では試験結果にばらつきがでてしまったり、供試体が破壊する前に一軸圧縮試験を終了してしまったためうまく再現されていないが、最適含水比に近い状態である混水率20%の時に、一軸圧縮強度は最も大きくなると思われる。

また、本研究における空气中・水浸養生など養生方法による強度差は、(水10石10)や(水20石10)などは石こう混合後の時間の影響があったと考えられるが、その他のケースではあまり強度差は見られなかった。

したがって、本研究では(水20石30)という試験ケースが全て破壊しなかったことに加え、手で触った感触からも最も強度が出る混合率ではないかと考えられる。

### 6. 今後の予定

今後の予定としては、砂と石こう混合砂を用い斜面を作成し、雨を想定して水を流したり、斜面の角度を変えたりした時の斜面安定性を比較し、石こう混合砂の盛土への有効性を確認する。

また、水浸養生の期間を長くした供試体の一軸圧縮試験やその他三軸圧縮試験、透水試験を行う予定です。

# フェロニッケルスラグによる SCP 改良地盤中の杭の水平抵抗解析

M1 久野 慶太  
 ○ B4 三和 祥大

## 1. 研究の目的

本研究の目的は SCP で改良された粘土地盤中の杭基礎の水平抵抗特性を明らかにすることである。SCP の改良幅、打設深さなどを操作した一連の解析を行い、安価で且つ高い効果が期待できる改良範囲を検討する。

## 2. 解析方法及び解析ケース

弾塑性 FEM を用いて、杭頭を強制変位させ水平荷重及び曲げモーメントの深さ方向分布を予測する。粘土地盤と SCP は弾完全塑性体（降伏規準に Mohr-Coulomb 式，塑性ポテンシャルに Drucker-Prager 式）と仮定した。杭（アルミ製パイプ）は外径 500mm，肉厚 25mm であり線形弾性体と仮定した。解析領域の境界条件は対称面では滑らか，側面と下端面で固定とした。材料定数を表 2 に示す。粘土地盤は正規圧密状態であると仮定し，深さ方向に直線的な強度増加<sup>\*1</sup> および剛性増加<sup>\*2</sup> を仮定した。SCP（材料：FNS）のヤング率は深さの平方根に比例し増加すること<sup>\*3</sup> を仮定した。 $\phi$  は三軸圧縮試験結果に基づいた。地盤上に 4 m 突出した杭頭部を変位制御で水平方向に載荷した。解析は 3 段階に分けて行い，15 ケース行なった。x 方向の改良幅を  $w_a$ ，同じく y, z 方向の改良幅を  $w_b, w_c$  とおいた。第 1 段階は  $w_a$  のみを変えた 5 ケースを解析した。第 2, 3 段階の  $w_a$  は第 1 段階で最適と考えられる値を用い，第 3 段階の  $w_b$  は第 2 段階で最適と思われる値をそれぞれ用いた。このうちケース 1～5 の三次元メッシュ図を図 2 に示す。使用した要素は 20 節点アイソパラメトリック要素である。三次元メッシュを図 1 に示す。

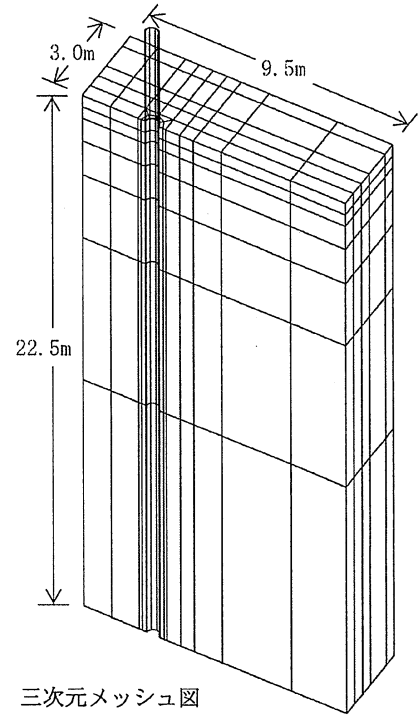


図 1 三次元メッシュ図

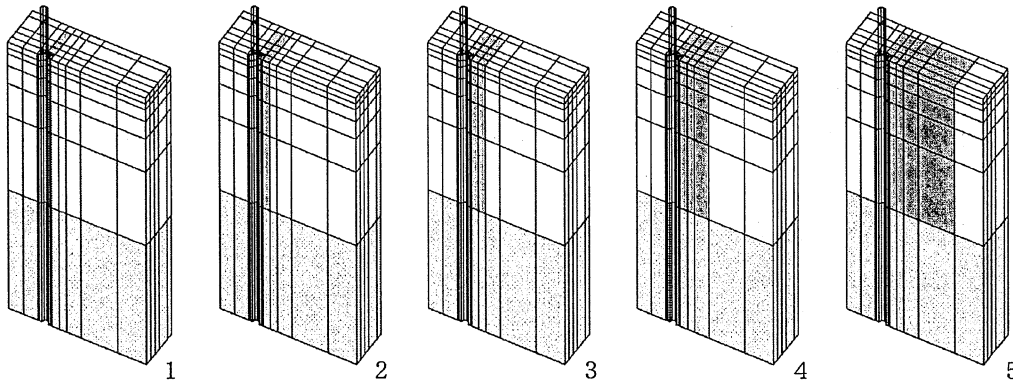


図 2 ケース 1～5

表 1 解析ケース

| ケース   | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | 10  | 11  | 12  | 13  | 14   | 15   |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|------|------|
| $w_a$ | 0.5  | 1    | 1.5  | 2.5  | 5    | 2.5  | 2.5  | 2.5  | 2.5  | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 2.5 | 2.5  | 2.5  |
| $w_b$ | 2.5  | 2.5  | 2.5  | 2.5  | 2.5  | 0.5  | 1    | 1.5  | 2.5  | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.5  | 1.5  |
| $w_c$ | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 12.5 | 0.5 | 1   | 2   | 3.5 | 6.25 | 12.5 |



表2 解析に用いた材料定数

| 材料定数 | E (kPa)           | $\nu$ | c(kPa)    | $\phi$ (deg) | $\psi$ (deg) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $K_0$ |
|------|-------------------|-------|-----------|--------------|--------------|-------------------------------|-------|
| 杭    | $7.3 \times 10^7$ | 0.345 | $10^{20}$ | -            | -            | -                             | -     |
| 粘土地盤 | *1                | 0.45  | *2        | 0            | 0            | 16.0                          | 0.5   |
| SCP  | *3                | 0.30  | 0         | 35.3         | 5.3          | 16.0                          | 0.5   |

\*1  $E = 180 \cdot c$       \*3  $E = \tilde{E} \sqrt{\frac{p'}{\tilde{p}}}$       ここに、 $\tilde{E} = 600 \text{ kPa}$ ,  $\tilde{p} = 1 \text{ kPa}$

\*2  $c = 0.314 \cdot p'$       ただし、 $p' = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3}$        $\sigma'_z = \gamma' \cdot \tilde{z}$ ,  $\sigma'_x = K_0 \cdot \sigma'_z$ ,  $\sigma'_y = K_0 \cdot \sigma'_z$        $\tilde{z}$ : 地表面からの距離

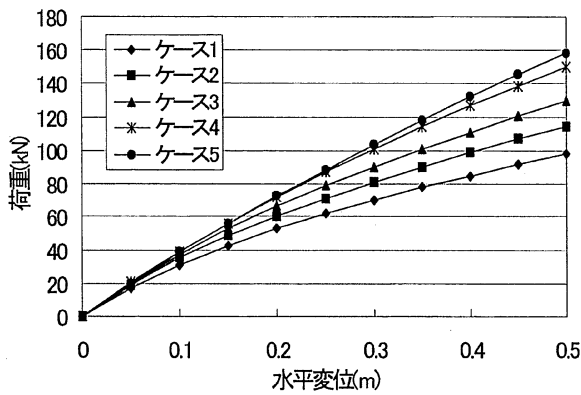


図3 載荷点における荷重-変位関係

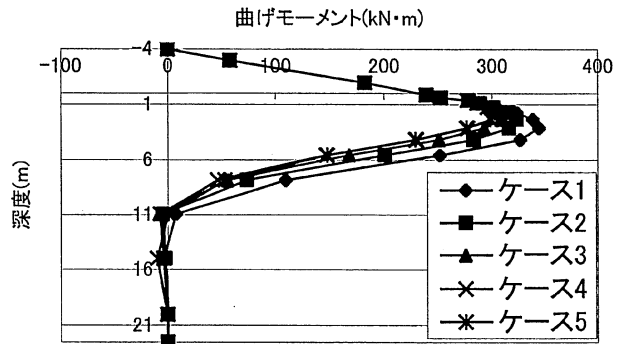


図4 60kN時の曲げモーメント分布図

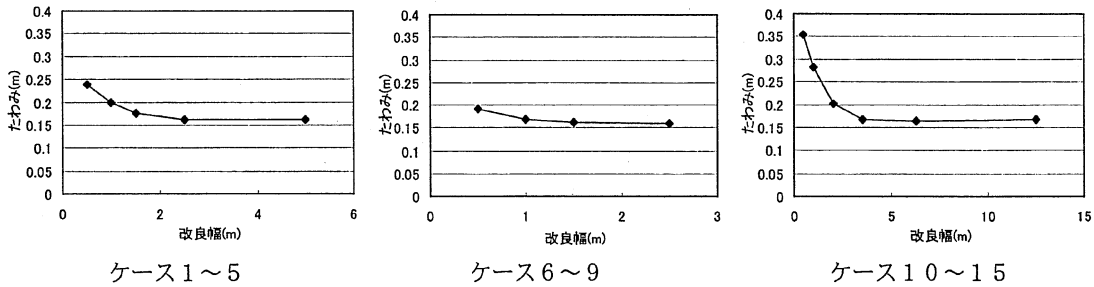


図5 改良幅-たわみ関係図

### 3. 解析結果と考察及びまとめ

解析結果よりケース1～5の荷重-変位関係と60kN時の曲げモーメント分布図を図3, 4に示す。これより改良幅の大きいケースほど抵抗力が大きくなっていることが確認できる。また、今回解析を行なった15ケースについての改良幅-たわみ関係図を図5に示す。この図から判断できるように、ある一定の改良幅からはたわみの減少の割合がほとんど変化しなくなる。つまり、ある程度以上改良を行なったとしても水平抵抗に対する効果がほとんど上がらないことがいえる。よって、今回の解析結果からケース13 ( $W_a = 2.5$ ,  $W_b = 1.5$ ,  $W_c = 3.5$ )が安価で且つ高い効果が期待できる改良範囲であると考えられる。

# 杭基礎の動的解析に用いる地盤のヤング率の予備的検討

M1 久野 慶太

B4 沼田 裕美

## 1. 研究目的

杭基礎の振動台実験のFEM解析を行い、実験値と解析値を比較するためには材料定数が重要である。そこで、解析により振動台実験で用いた地盤の固有周期を求め、実験で得られた固有周期との比較を行い、さらに、解析で用いるヤング率の検討を行うことを目的とする。

## 2. 解析方法

すでに、振動台実験に用いられている小名浜砂については三軸圧縮試験より割線変形係数  $E_{50}$  と平均主応力  $\sigma$  の関係が得られている。関係式を(1)に示す。それにより求めた  $E_{50}$  を用い、地表面の加速度応答に着目した地盤の固有周期を求める。砂質地盤に対して加速度振幅 50gal の正弦波を与え、周期  $T$  を変化させて地表面の加速度応答を求めた。ただし、地盤は線形弾性体と仮定した。この解析に用いた材料定数を表1に示す。※：高藤(2000)の修士論文の乾燥密度より求めた。地盤の乾燥密度を図2に示す。

表1 材料定数

| 内部摩擦角        | ダレイタンシー角     | 粘着力                | 割線変形係数         | ポアソン比 | 単位体積重量                        | Rayleigh減衰 |         |
|--------------|--------------|--------------------|----------------|-------|-------------------------------|------------|---------|
| $\Phi$ (deg) | $\Psi$ (deg) | c(kPa)             | $E_{50}$ (kPa) | $\nu$ | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\alpha$   | $\beta$ |
| 0            | 0            | $1 \times 10^{20}$ | 式(1)           | 0.3   | ※                             | 0.172      | 0.00174 |

$$E_{50} = E^* (\sigma / \sigma^*)^m \quad (1)$$

$$E^* = 1143.1 \text{ kPa} \quad \sigma^* = 1 \text{ kPa}$$

$$m = 0.8311 \quad \sigma : \text{平均主応力}$$

この解析に用いたメッシュ図を図1に示す。境界条件については、 $y=0$ ,  $y=0.1$  の面は  $y$  を固定し、下端面は全固定、全節点において  $z$  を固定とした。この解析で得られた結果と実験結果とを比較し、さらに金井の式との比較をした。

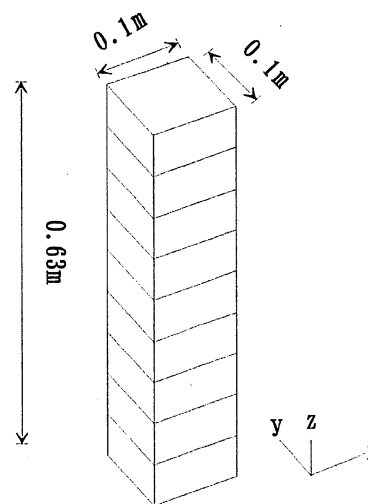
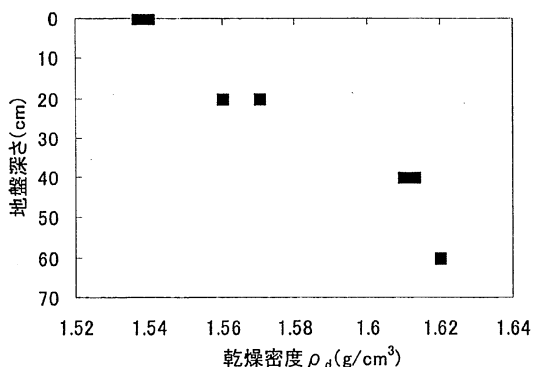


図1 メッシュ図

### 3. 解析結果と考察

図3に実験結果と解析結果の増幅率と入力周波数の関係を示す。実験での増幅率は、振動台の基盤の応答加速度で地表面より深さ1cmの位置における応答加速度を除いた値である。解析での増幅率は入力地震波の加速度振幅で地表面の応答加速度を除いた値である。図2より固有周波数は実験値では30Hz、解析値では16Hzであり、実験と解析ではかなり差があることがわかる。

さらに、金井の式より求めた固有周期と解析値との比較を行なった。金井の式を(2)に示す。

$$T_i = \frac{4H}{V_s} \times \frac{1}{2i-1} \quad (i=1,2,3\cdots) \quad (2)$$

ここに $H$ は層厚、 $V_s$ はせん断波の速度( $=\sqrt{G_0/\rho}$ )である。(2)式に表2の深さ0.315mにおける $G_0(=0.5E/(1+\nu))$ 、 $\rho(=\gamma_i/g)$ を用い、 $H=0.63$ mを代入すると、 $T_1=0.057$ sec(1次固有周期)、 $T_2=0.019$ sec(2次固有周期)、 $\cdots$ が得られた。また、ヤング率を(2)の金井の式に実験より得られた固有周期を代入して求めた。結果は、24900(kPa)となり解析で用いたヤング率の約3倍となった。すなわち振動台実験の結果を再現するのに適したヤング率の値を決定する時は、三軸圧縮試験より得られたヤング率と実験の固有周期より求めたヤング率を考慮する必要がある。

以上の結果より、実験値と解析値の固有周期が大きく異なったことについて、最も大きな原因は(1)式は、あくまで $E_{50}$ に関する実験式であり、実際の純粋な弾性域でのヤング率 $E_0$ の値はおそらく、 $E_{50}$ より数倍大きいためである。この他に考えられる原因としては、解析で用いた三軸圧縮試験と実際の実験の地盤作成の方法が違うことが挙げられ、また、そのことによって密度の違いが生じたことが考えられる。増幅率が実験値よりも大きくなったのは、今回の解析では地盤を弾性体と仮定したためである。弾完全塑性体と仮定した場合、増幅率は小さくなると思われる。金井の式と解析値を比較するとほぼ近い値が得られたため、今回の解析は比較的よく現象を表現できたといえる。

### 4. 今後の方針

今後、杭基礎の振動台実験をFEM解析するにあたり、実際の実験のヤング率と解析で用いる三軸圧縮試験のヤング率の関係を考慮しながら行なっていく。

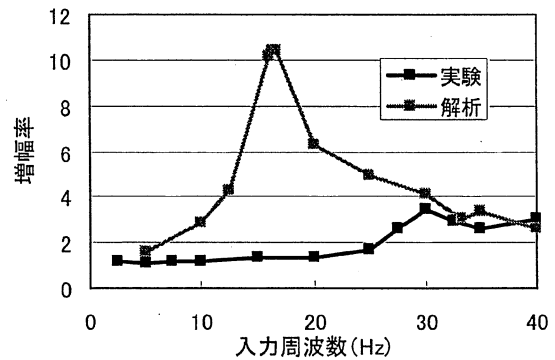


図3 加速度応答倍率－入力周波数関係

# 立坑の掘削による土留め壁の挙動に関する検討

学部4年 鈴木 啓司  
 学部4年 嶺岸 太郎  
 修士2年 大庭 悠一

## 1、実験目的

立坑を用いて地盤を掘削する際、立坑は土圧の影響を受けることになる。この土圧は施工の際、立坑の変形や掘削面の崩壊につながるものと考えられる。本研究では立坑の掘削過程を模型実験として再現し、発生するひずみや変位が、掘削方法の違いによりどのように変化するか、掘削段階の違いにより各点のひずみがどのように変化するかを検討することを目的とする。

## 2、実験方法

### ①、実験装置

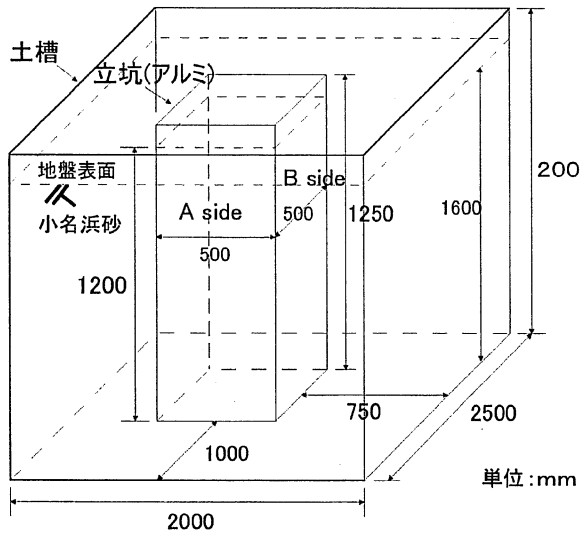


図2-1 模型実験装置

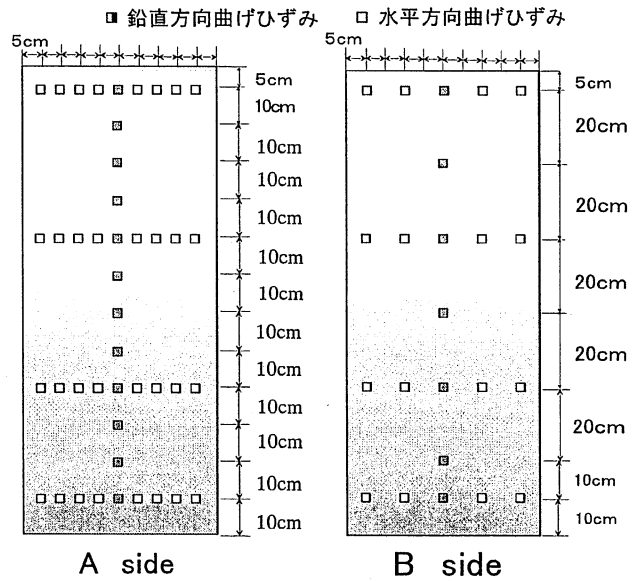


図2-2 ひずみゲージ設置位置

### ②、実験方法

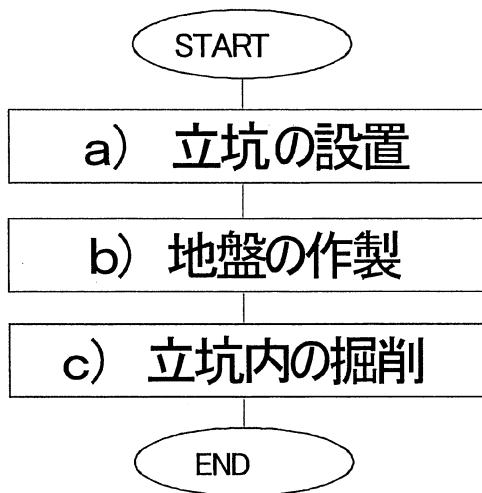


図2-3 模型実験のフロー

実験は、図2-3に示すフローに従い実施する。各詳細は以下に示す。

#### 1、立坑の設置

図2-1に示すように土槽の中心にアルミ製の立坑(肉厚3mm)を設置する。立坑は4枚の土留め壁からなる。水平を保つようにし、特に固定はされていない状態である。

#### 2、地盤作製

砂を空中落下法により落下させ、1.60mまでの地盤を作製する。立坑内外での密度の差がないことは、作製中に小型モールドを設置し、密度を測定し確認した。(密度15.80 kN/m<sup>3</sup>)

#### 3、立坑内の掘削

掘削は現在、2つのケースまで終了している。1つ目は掘削面を常に平らに保ち、2つ目は片端から傾斜掘削をおこなった。20cmずつ5段階の掘削を行い、各段階ごとに立坑各点のひずみと天端の変位を測定する。

### 3、実験結果

#### ① 平坦掘削による水平方向ひずみの結果

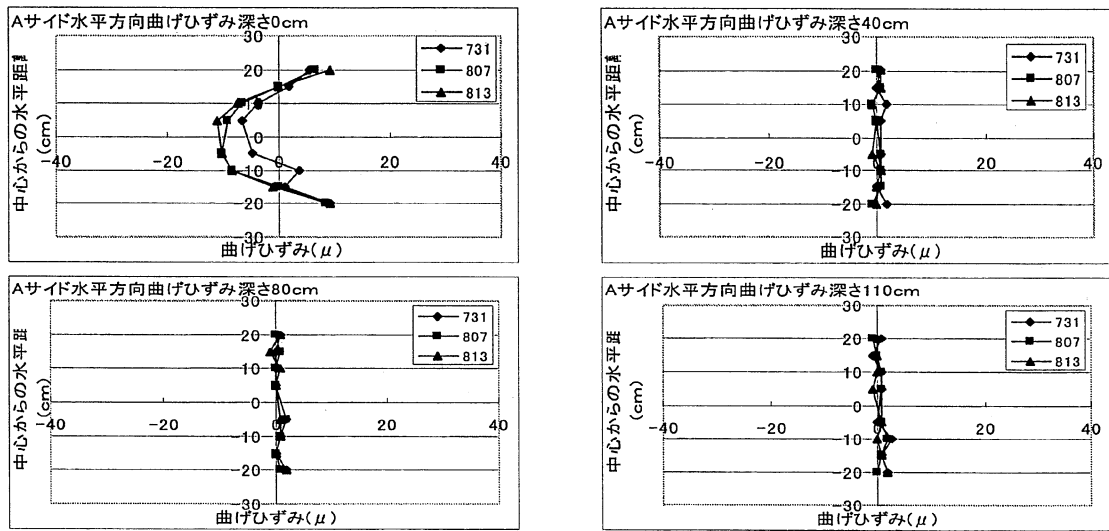


図3-1 第一段階掘削（20 cm）での水平方向ひずみ

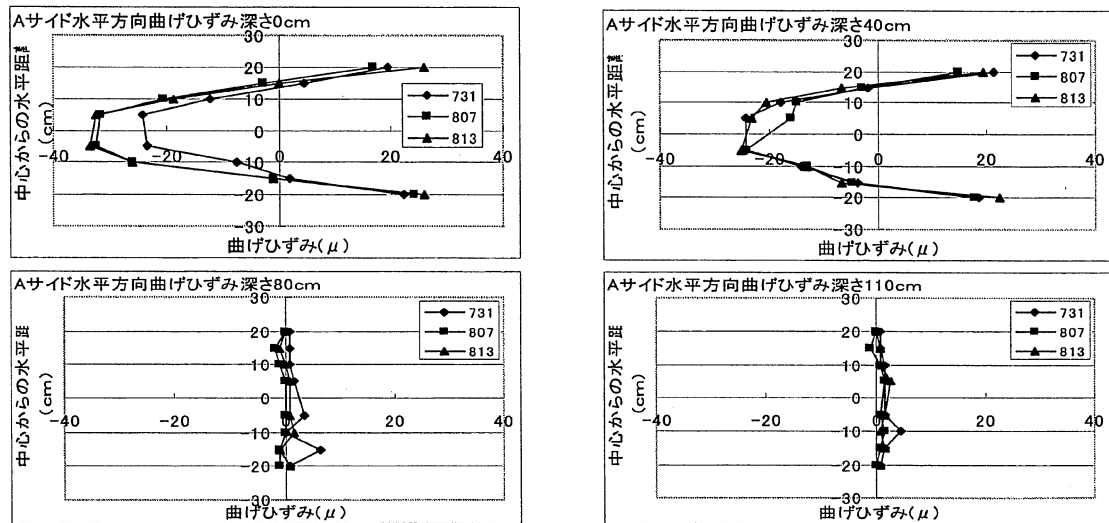


図3-2 第三段階掘削（60 cm）での水平方向ひずみ

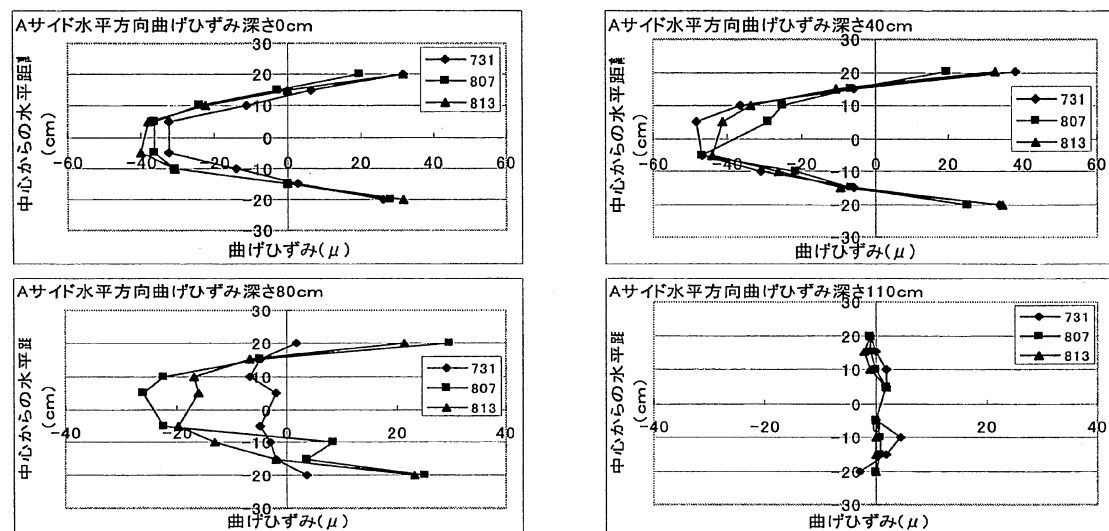


図3-3 第五段階掘削（100 cm）での水平方向ひずみ

② 傾斜掘削による水平方向ひずみの結果

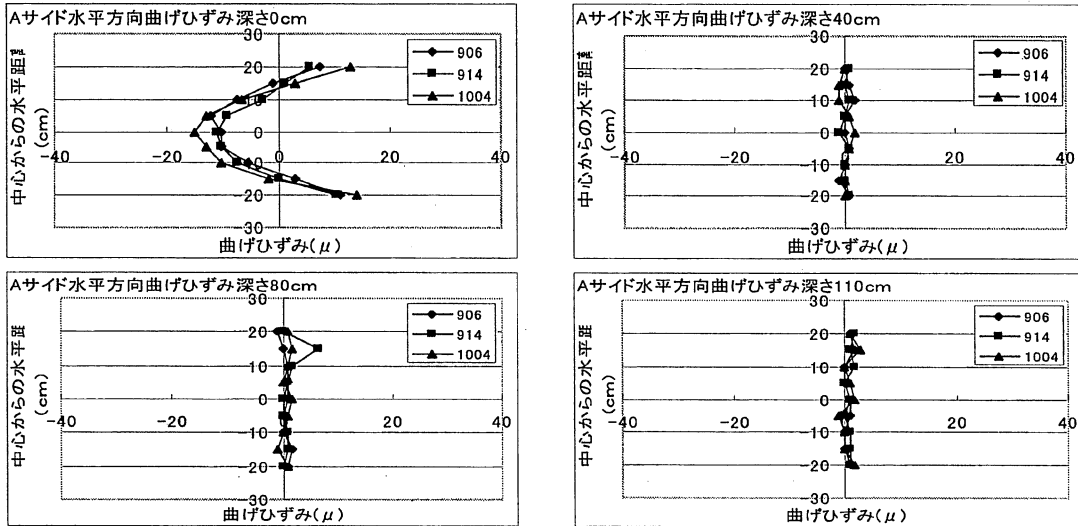


図 3-4 第一段階掘削 (20 cm) での水平方向ひずみ

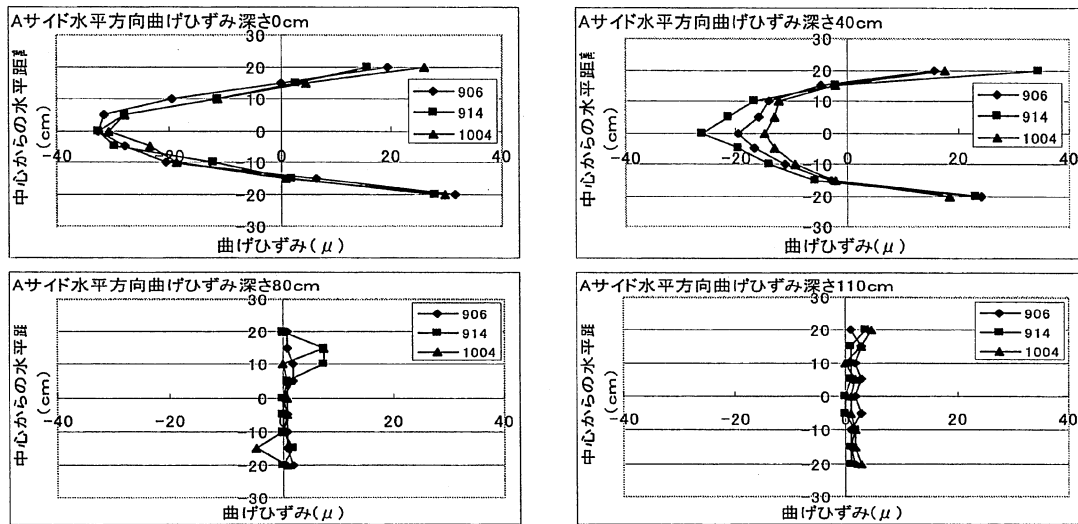


図 3-5 第三段階掘削 (60 cm) での水平方向ひずみ

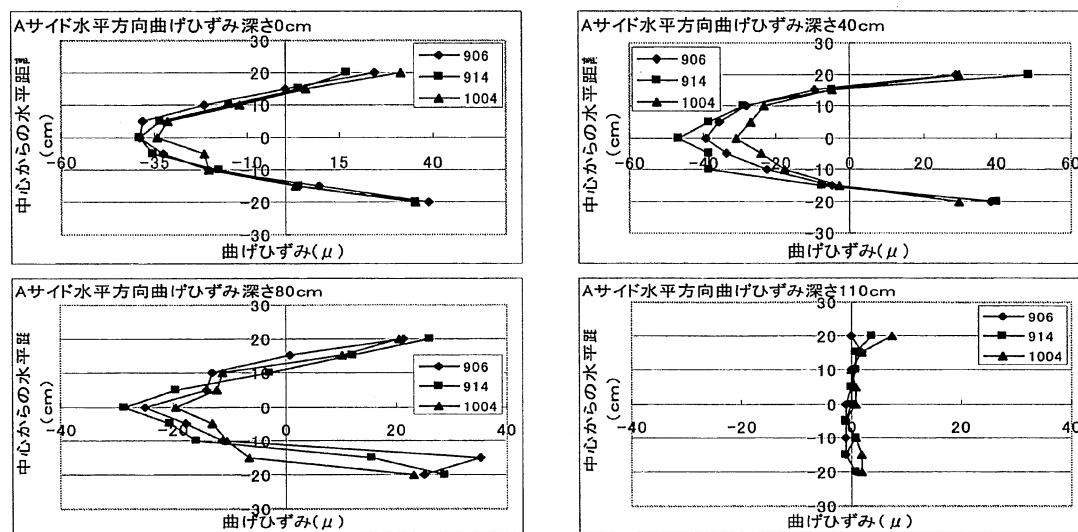


図 3-6 第五段階掘削 (100 cm) での水平方向ひずみ

③ 鉛直方向ひずみの結果

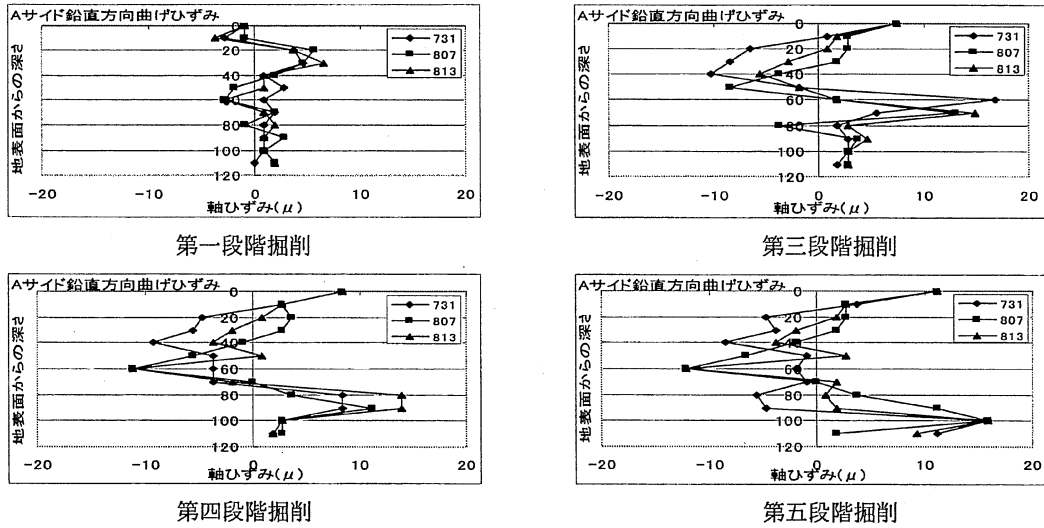


図3-7 平坦掘削による鉛直方向ひずみ

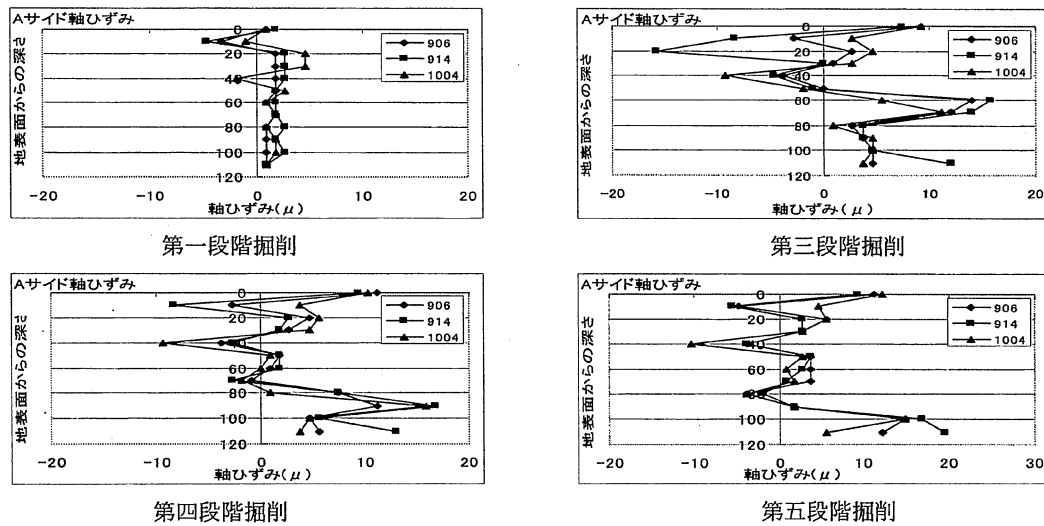


図3-8 傾斜掘削による鉛直方向ひずみ

④ 掘削深度ごとの変位の結果

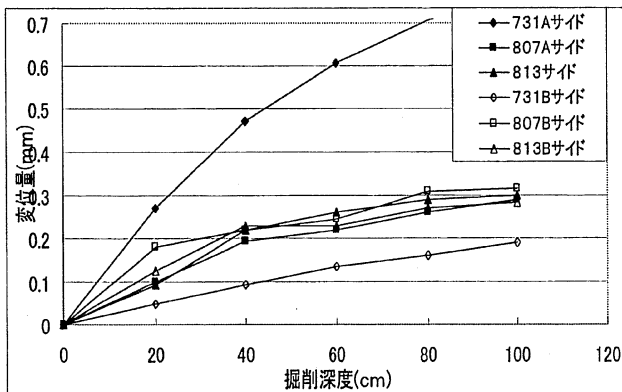


図3-9 平坦掘削における天端の変位

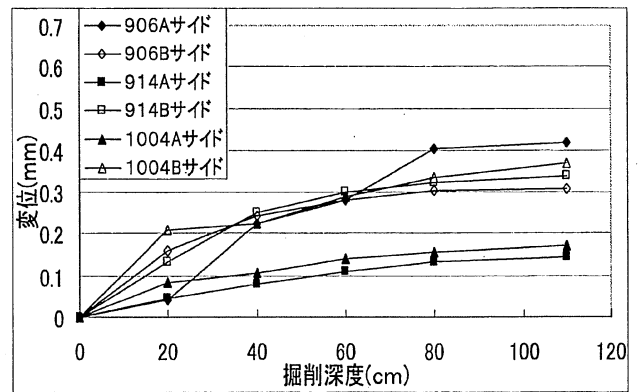


図3-10 傾斜掘削における天端の変位

(注) 実験結果で用いたグラフに示してあるタイトルの深さは、ひずみゲージが設置してある水平列の砂被りの高さを表している。また、紙面の都合により、水平方向曲げひずみには第一、第三、第五段階掘削後のデータ、鉛直方向軸ひずみには第一、第三、第四、第五段階掘削後のデータを使用した。

#### 4、考察

今回の2つの掘削ケースにおいて、平坦掘削と傾斜掘削による土留め壁のひずみの実験値に大きな差は確認されなかった。変位においては、平坦掘削ではAサイド、Bサイドともに0.3mm付近の値に推移し、傾斜掘削ではBサイドは平坦掘削同様0.3mm付近に推移し、Aサイドでは0.2mm～0.4mm付近に推移するというように、多少のばらつきが出るものとなった。平均的に見れば0.3mm付近に推移すると考えられるので、平坦掘削と傾斜掘削の2つのケースでのひずみと変位に大きな差は無かったといえる。

各掘削段階でのひずみの変化は、掘削面より上についているひずみゲージから値が出だし、掘削面より下のひずみゲージに関してはほぼ0の値を示す。掘削面がひずみゲージと同高さに達した後40cmほどの掘削（二段階の掘削）ではひずみの値の増加量は大きいものとなり、その後の掘削での増加量は次第に緩やかになっていく。このことより、掘削深度が増加するにつれ、立坑の上部への影響は小さくなっていくと考えられる。

ひずみは±50 $\mu$ の範囲内に推移している。最大値を示すのは、掘削100cm、地表面または地表面より40cmの深さに設置してあるひずみゲージで、両端部で+45 $\mu$ ～30 $\mu$ と正の最大、中心部で-50 $\mu$ ～30 $\mu$ と負の最大を示す。

#### 5、今後の予定

現在、新しいケースとして近接施工に関する実験を行っている。また、測定したひずみから各点の変位を算出し、測定値として出た変位との比較をすること、ひずみから曲げモーメントを算出することも進行中である。さらに、これらの実験で得られたデータを修士2年・大庭の解析実験との比較を行っていく。



# 立坑の掘削による山留め壁の挙動に関する有限要素解析

修士2年

大庭 悠一

## 1. 研究目的

大型土槽を用いて鈴木・嶺岸らが行っている立坑の掘削実験に関して、有限要素解析を行い、実験結果と解析結果の比較・検討する事を研究の目的としている。

## 2. 解析方法

実験で得られたひずみより計算された変位を解析結果と比較検討する。また、今後、ケースを変えた解析を行い土圧の評価をする。

3次元メッシュは図2-1に示すように上下左右対称な為、大型土槽の平面に対し1/4の領域として実施した。メッシュは節点数3365、要素数663の20節点6面体要素により構成されている。砂は弾完全塑性、土留め壁は弾性モデルと仮定し、破壊基準としてMohr-Coulomb式、塑性ポテンシャルにはDrucker-Prager式を用いた。境界条件は周面でx、y固定、下端面で全固定、対称面で滑らかとしている。

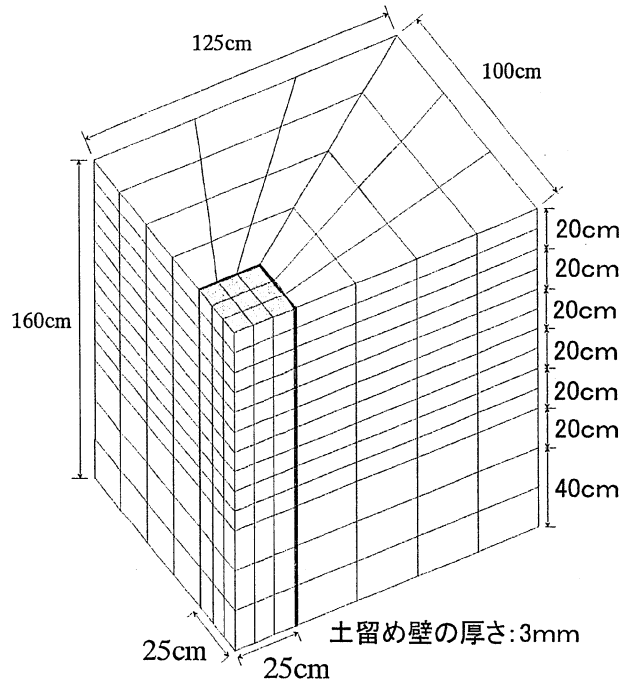


図2-1 メッシュ図

掘削方法としては50×50×120cmの直方体内部を、1段階で20cm、合計5段階に分けて掘削する。また、今回の解析に用いた材料定数を表2-1に示す。

表2-1 材料定数

|           | $\phi$ (deg) | $\psi$ (deg) | c(kPa)   | E(kPa)   | $\nu$ | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $k_0$ |
|-----------|--------------|--------------|----------|----------|-------|-------------------------------|-------|
| 土留め壁(アルミ) | 0            | 0            | 1.00E+20 | 68600000 | 0.345 | 26.4                          | 0.5   |
| 地盤        | 47.5         | 17.5         | 0        | E50      | 0.3   | 15.68                         | 0.35  |

$$E_{50} = E^*(\sigma_m / \sigma^*)^m \quad E^* = 1143 \text{ kPa}$$

$$m = 0.8311 \quad \sigma_m : \text{平均主応力}$$

$$\sigma^* = 1 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = \sigma_z \cdot k_0 \quad \sigma_y = \sigma_z \cdot k_0$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot z$$

$$\sigma_m (\text{kPa}) = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / 3$$

## 3. 解析結果・考察

解析後、土圧・変位について評価を行う。

土圧に関しては図3-1に示す要素内のガウス点において計算された結果を評価する。また、次ページ図3-2に示す節点において求めた変位を実験より得られたひずみから計算した変位と比較する。結果に関しては現在、計算中である。

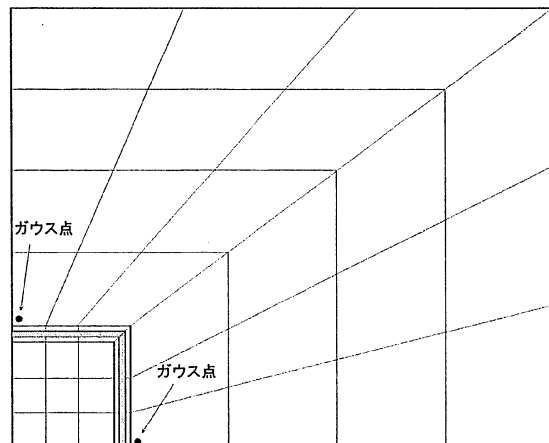


図3-1 土圧評価を行う位置

#### 4. 今後の予定

- ・今後の予定として、現在行っている計算が終わり次第、実験値との比較を行う。
- ・鈴木・嶺岸らが現在行っている近接施工に関する実験の解析を進めて行く。

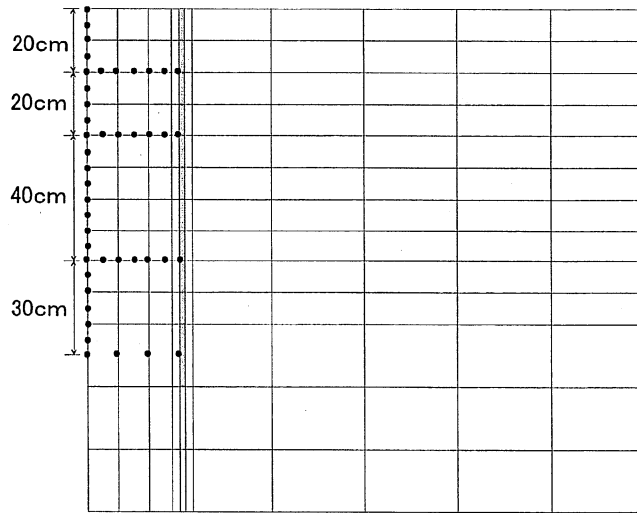


図3-2 変位を算出する節点

---

FEM analyses about the action of the earth retaining wall by digging of vertical shaft

# 杭基礎の振動模型実験

M1 塩谷威弘

B4 高山健一

## 1. はじめに

土木構造物における大地震への検討は多方面でさかんに行われている。特に新たに定義されたレベル2 (L2) 地震動に対しては、許容残留変位量などに着目し、震度法による耐震設計を見直すべく、地盤・構造物の動的応答特性を考慮した実験的、解析的検討が多く報告されている。もちろん杭基礎についても例外ではない。特に杭基礎の動的挙動の評価には地盤・構造物の相互作用を考慮する必要がある、さらには群杭効果など、問題は非常に複雑となる。その問題を解決するため単杭、群杭の静的繰返し載荷試験や杭基礎に対する振動模型実験を行い、基礎的な動的挙動を探るとともに、上部構造の地震時挙動を調べる必要がある。

## 2. 研究目的

現在、耐震設計において震度法が多く用いられている。しかし、震度法で考慮されているのは地震力を静的な力(水平方向)に置き換えて集中荷重とし、構造物の重心位置に作用させるといものである。実際の地震時には水平方向の力だけでなく、地盤による影響や鉛直方向の力も作用するはずである。そのように考えると地震時の杭に与える動的な力も考慮しなければならない。本研究では、動・静的実験を行い比較し、震度法について検討行う。

## 3. 実験の概要

図1、図2に実験装置の概略図を示す。地盤には小名浜砂を気乾状態で使い、ポアリング装置によって空中落下させ、均質単一地盤を作成している。密度は土槽の底で1.62g/cm<sup>3</sup>、地表面付近では1.55g/cm<sup>3</sup>となっていて、密な地盤であると思われる。杭模型は硬質塩化ビニール管を用い、外径48mm、長さ600mmとした。群杭は2本の杭頭部をアルミ製プレートとのジョイントにより固定した。静的実験は表1の条件で上載荷重の重心を水平に載荷した。動的実験は表2の条件(20波、5Hz、正弦波)で振動を与えた。

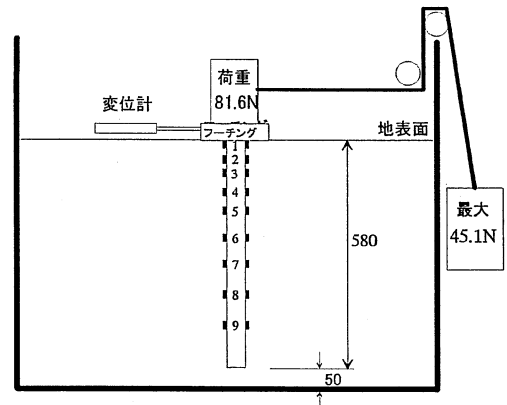


図1 単杭静的実験図 [mm]

表1 静的実験ケース

| 実験ケース    | 上載荷重 N | 水平力 N  | 測定項目            |
|----------|--------|--|-----------------|
| 1 単杭     | 81.6   | 0.0 1.9 3.9 5.9                              | ひずみ(杭)<br>杭頭の変位 |
|          |        | 9.8 17.6 25.5<br>33.3 45.1                   |                 |
| 2 群杭(2本) | 163.3  | 0.0 1.9 3.9 5.9                              | ひずみ(杭)<br>杭頭の変位 |
|          |        | 9.8 17.6 25.5<br>33.3 41.2 49.0<br>56.8 72.5 |                 |

表2 動的実験ケース

| 実験ケース    | 上載荷重 N     | 加速度振幅 gal   | 測定項目                       |
|----------|------------|-------------|----------------------------|
| 1 単杭     | 0.0 1.67   | 100 200 300 | 地盤応答加速度<br>ひずみ(杭)<br>杭頭の変位 |
|          | 49.0 81.6  |             |                            |
| 2 群杭(2本) | 0.0 40.8   | 100 200 300 | 地盤応答加速度<br>ひずみ(杭)<br>杭頭の変位 |
|          | 81.6 163.3 |             |                            |

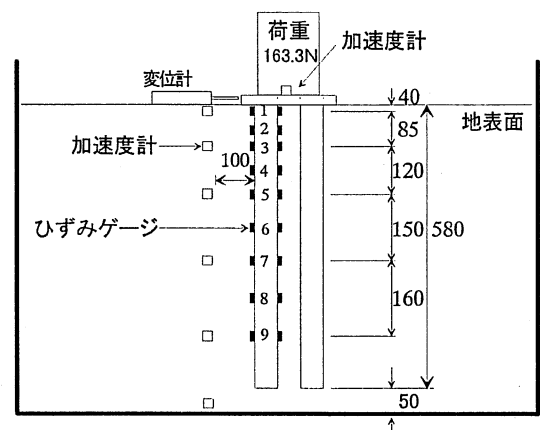


図2 群杭動的実験図 [mm]

#### 4. 実験結果および考察

実験において、加速度計により測定された加速度がデータとして得られる。本実験では振動台試験機に設置した加速度計により測定された加速度を入力加速度とする。なお加速度の値は観測される波形において、振幅の最大値および最小値から絶対値の平均を算出することにより決定する。図3は5Hz、20波、300galの波形を示したものである。

図4に単杭曲げひずみ分布図、図5に群杭軸ひずみ分布図、図6に群杭の曲げひずみ図を示す。なお定常状態における実測ひずみが極大となった瞬間の曲げ・軸ひずみ分布を示す。これらの図において静的とは、最大水平力を用いた時の結果である。単杭、群杭の曲げひずみを比較すると群杭効果が表れていることが分かる。さらに群杭では軸ひずみが発生した。この原因としては、加振中フーチングの回転により、前方杭と後方杭に押し込む力と引き抜く力が交互に働くためである。また動的(300gal)は静的を曲げ・軸ひずみともに上回っている。

#### 5. まとめ

- (1) 地震時における杭基礎への影響は上部構造によるものだけでなく地盤の動的な作用も考慮する必要があると考えられる。
- (2) 群杭は水平力を受けることで、曲げ変形と軸方向変形が混在した複雑な挙動を示す。

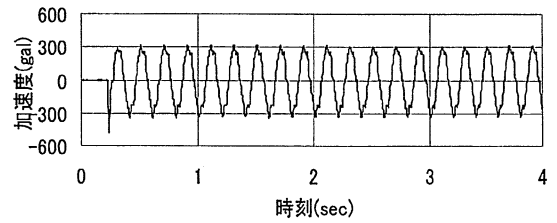


図3 基盤の入力加速度波形例

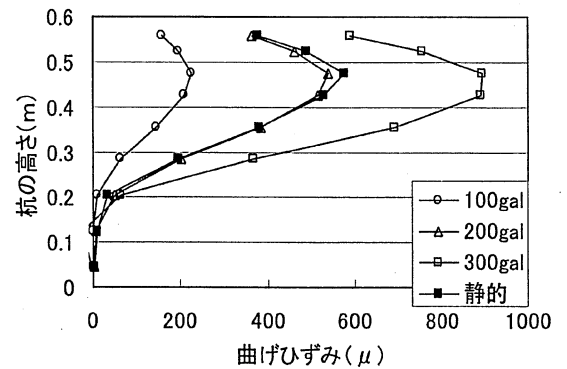


図4 単杭曲げひずみ 上載荷重 81.6N

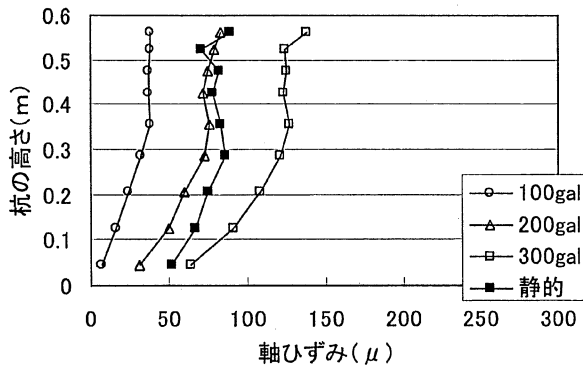


図5 群杭軸ひずみ 上載荷重 163.3N

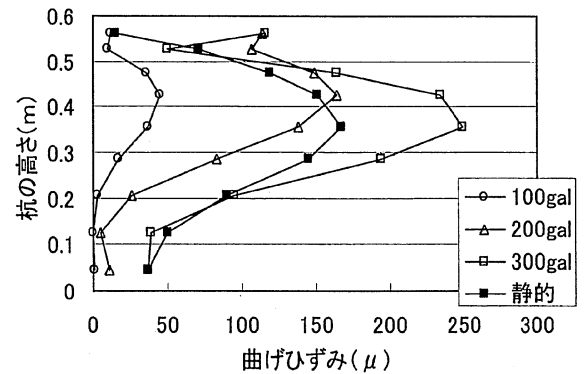


図6 群杭曲げひずみ 上載荷重 163.3N

#### 6. 今後の予定

今後の予定としては群杭(4本)の実験を行う。また、地震時に杭への動的影響を考えない震度法を適用し、構造物の耐震設計を行うことへの是非を検討する。