

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE  
OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

**No.1387**      September 2021

軟弱地盤着底式防波堤の圧密沈下が水平抵抗力に与える影響

松村 聡, 水谷 崇亮, 酒井 勝

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

National Institute of Maritime,  
Port and Aviation Technology, Japan

## 目 次

要 旨	1
1. 序論	4
2. 遠心模型実験の方法	5
2.1 概要	5
2.2 遠心載荷実験装置	5
2.3 堤体模型	5
2.4 地盤試料	7
2.5 実験手順	8
3. 遠心模型実験の結果	11
3.1 圧密過程	11
3.2 水平載荷過程	14
3.3 地盤の特性	19
4. 数値解析の方法	20
4.1 概要	20
4.2 解析ケース	20
4.3 現地地盤モデル	21
4.4 模型地盤モデル	26
4.5 感度分析の諸条件	29
5. 数値解析の結果	31
5.1 出力結果に関する基本事項	31
5.2 現地地盤モデル	32
5.3 模型地盤モデル	40
6. 結論	42
謝辞	42
参考文献	42

# **Effect of consolidation settlement on horizontal resistance of soft landing moundless structure with piles**

**Satoshi MATSUMURA \***

**Takaaki MIZUTANI \*\***

**Masaru SAKEI \*\*\***

## **Synopsis**

Settlement of the soft landing moundless structure with piles in the Kumamoto port has recently become a significant issue that cannot be ignored probably due to consolidation of a soft clay widely and thickly deposited. Therefore, a height raising is being considered to maintain a required performance as breakwater. To design the height raising, a ground investigation under the structure is necessary. However, it is difficult or inappropriate to temporarily move the structures, to drill the structures for the ground investigation or to perform it keeping a distance from the structures because the results may not represent the mechanical properties of the ground under the structures.

In this study, the authors conducted a centrifuge model test and numerical analysis to evaluate a horizontal resistance of the soft landing moundless structure with piles and its change due to long-term consolidation. In the centrifuge model test, two identical models of the structure were prepared in a single model ground, where one was laterally loaded right after a given centrifugal force (50G) was applied and the other was also laterally loaded after a primary consolidation ended under the centrifugal force (50G). In the numerical analysis, the horizontal resistance at different consolidation degrees of the ground was investigated.

**Key Words:** soft landing mound-less structure with piles, consolidation settlement, horizontal resistance, centrifuge model test, numerical analysis

---

\* Senior researcher, Foundations Group, Geotechnical Engineering Department  
\*\* Head of Foundations Group, Geotechnical Engineering Department  
\*\*\* Director of Planning and Coordination Division, Kumamoto Port and Airport Office, The Kyushu Regional Development Bureau  
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan National Research and Development Agency,  
National Institute of Maritime, Port and Aviation Technology, Port and Airport Research Institute  
Phone: +81-46-844-5057 Fax: +81-46-844-0618 E-mail: matsumura-s@p.mpat.go.jp

# 軟弱地盤着底式防波堤の圧密沈下が水平抵抗力に与える

## 影響

松村 聡\*・水谷 崇亮\*\*・酒井 勝\*\*\*

### 要 旨

熊本港に設置されている軟弱地盤着底式防波堤（以下、軟着堤という）では、設置後に地盤の圧密によるものと思われる堤体の沈下が徐々に進んでいる。そのため、防波堤機能を維持するために、既に設置されている堤体の嵩上げが検討されている。嵩上げを検討する上では、沈下が進行した堤体直下の地盤特性を把握する必要があるが、堤体直下の地盤調査を行うために堤体を一時的に移動させることや、堤体の底版を削孔することは難しい。他方、堤体から離れた位置で地盤調査を行うと、堤体直下の地盤特性を反映しているかどうか不明である。

本研究では、堤体設置後に発生した沈下に伴う地盤特性の変化を把握することを目的として、遠心模型実験および数値解析を実施し、粘性土地盤上に設置された堤体の沈下特性が沈下後の水平抵抗特性に与える影響を調べた。遠心模型実験では、1つの模型地盤に対して2体の堤体模型を設置し、遠心载荷下において異なる時点、すなわち圧密度が異なる2時点において各1体ずつ水平载荷試験を実施した。数値解析では、3次元有限要素解析を実施し、圧密沈下が堤体直下地盤や水平抵抗特性に与える影響を調べた。また、これらの特性に影響を与え得る各種モデルやパラメータ（嵩上げ量、杭頭固定度、地盤定数など）の感度分析を行った。

キーワード：軟弱地盤着底式防波堤，圧密沈下，水平抵抗特性，遠心模型実験，数値解析

---

\* 地盤研究領域 基礎工研究グループ 主任研究官

\*\* 地盤研究領域 基礎工研究グループ長

\*\*\* 国土交通省 九州地方整備局 熊本港湾・空港整備事務所 企画調整課長  
〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 E-mail：matsumura-s@p.mpat.go.jp

## 1. 序論

軟弱粘性土が厚く堆積する地盤上に、地盤改良を必要とせず防波堤を建設するための構造形式として、軟弱地盤着底式防波堤（以下、軟着堤という）がある。軟着堤は、軟弱な有明粘土が厚く堆積する熊本港の建設に伴い考案された構造形式であり、昭和 58 年頃から設計法確立に向けて模型実験や現地実大載荷試験など種々の検討が行われている（菊池，2003）。軟着堤は、底面積が大きく軽量の堤体を軟弱粘性土地盤上に直接着底させることで、地盤改良することなく、底面地盤反力によって躯体を鉛直支持するものである。一方、波力等の水平外力に対して、堤体底面と地表面との付着力によって抵抗する「ひら型」（図-1.1a）と、ひら型の底版に杭を設置し、杭の横抵抗によって抵抗する「くし型」（図-1.1b）がある（国交省ほか，2006）。なお、熊本港に現在設置されている軟着堤はいずれもくし型に分類されるが、その中でも短杭式と長杭式がある。

くし型の軟着堤に作用する外力と抵抗力の関係を図示すると図-1.2 のようになる（菊池，2003）。図には、杭の先端抵抗や摩擦抵抗が示されているが、軟弱粘性土中の杭に対して、これらの抵抗力を期待できるかどうか不明であることから、設計では一般的に考慮されない。また、底面と地表面との摩擦抵抗は、堤体の水平変位が小さいときに発揮されるが、水平変位が大きくなるにつれて、全水平抵抗力に対する杭の横抵抗による分担割合が支配的になることが現地水平載荷試験において確認されている（菊池，2003）。このように、軟着堤の支持力発揮メカニズムには多様な抵抗成分が複雑に寄与しているものと考えられるが、設計では基本的に底面地盤反力による鉛直支持力と杭の横抵抗による水平支持力が主要な抵抗力として考えられている（沿岸開発技術研究センター，1994；国交省ほか，2006）。

上述のように、軟弱地盤上に設置可能な防波堤として軟着堤が開発され、そのための設計法も整備されており、近年も新たな堤体が設置されている（写真-1.1）。他方、設置後既に数十年経過した堤体の中には、大きな沈下が発生しているものもあることから、防波堤機能を維持するために、既設堤体の嵩上げ等による対応が並行して検討されている。このとき、現行マニュアル（国交省ほか，2006）では、それ以前に示されていた旧マニュアル（沿岸開発技術研究センター，1994）により設計された既設の軟着堤の改良にも適用可能とされているが、地盤条件の考え方などについては、処女地盤であることを前提とした考え方が採られており、既設の軟着堤に沈下が見られ

るなど施工後の変状が生じている場合に適用するためには課題があると考えられる。そのため、既設の軟着堤を嵩上げする場合など軟着堤の更新に特化して、現行マニュアルの適用上の課題を抽出するとともに、その対応策を検討し、軟着堤の更新のための設計法を確立することが求められている。

嵩上げを検討する上では、沈下が進む堤体直下の地盤特性を把握する必要があるが、堤体直下の地盤調査を行うために堤体を一時的に移動させることや、堤体の底版を削孔することは難しい。他方、堤体から離れた位置で地盤調査を行うと、堤体直下の地盤特性を反映しているかどうか不明である。本研究では、堤体設置後に発生した沈下に伴う地盤特性の変化を把握することを目的として、遠心模型実験および数値解析を実施し、粘性土地盤上に設置された堤体の沈下特性が沈下後の水平抵抗特性に与える影響を調べた。遠心模型実験では、1つの模型地盤に対して2体の堤体模型を設置し、遠心載荷下において異なる時点、すなわち圧密度が異なる2時点において1体ずつ水平載荷試験を実施した。数値解析では、3次元有限要素解析を実施し、圧密沈下が堤体直下地盤や水平抵抗特性に与える影響を調べた。また、これらの特性に影響を与え得る各種モデルやパラメータ（嵩上げ量、杭頭固定度、地盤定数など）の感度分析を行った。

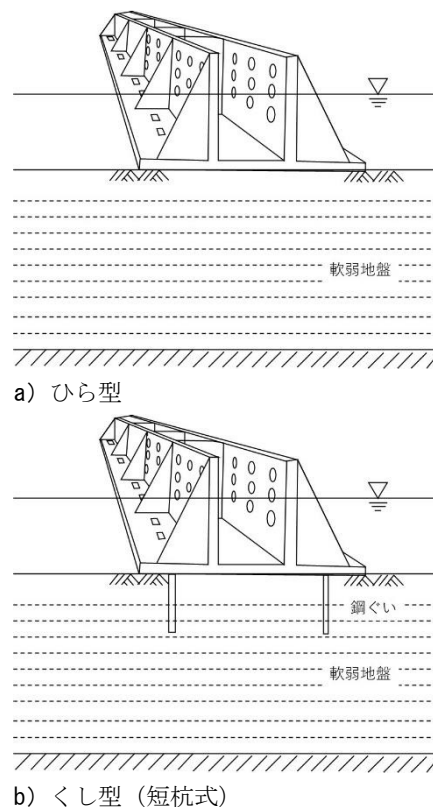


図-1.1 軟着堤の種類（国交省ほか，2006）

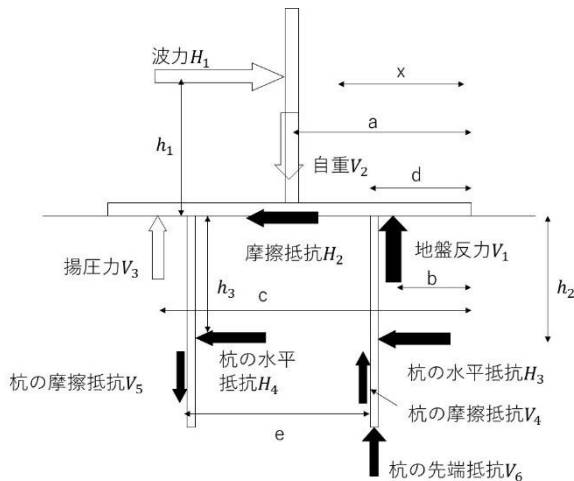


図-1.2 軟着堤（くし型）に作用する外力と抵抗力の関係（菊池，2003）



写真-1.1 軟着堤（設置前，2017年の例）

## 2. 遠心模型実験の方法

### 2.1 概要

一般的に地盤の特性はその応力状態に強く依存すること、また重力場では長時間を要する圧密沈下特性が今回の調査対象であることから、現地の応力状態を再現可能で、短時間で圧密を終了させることができる遠心載荷実験装置を用いた模型実験を実施した。本実験では、模型土槽内に作製した粘土地盤上に、軟着堤を模擬した縮尺堤体模型を2体設置した。そのうち1体は、堤体設置後、遠心力載荷下において圧密が進行する前に、もう1体は十分に圧密が進行した後にそれぞれ水平載荷試験を行った。これにより、堤体設置後に発生する圧密沈下が堤体の水平抵抗特性に与える影響を調べた。

### 2.2 遠心載荷実験装置

模型実験は、港湾空港技術研究所が所有する遠心載荷実験装置を用いて行う。当装置の仕様等は高橋ら（2019）に詳しいので参照されたい。当装置は、対象構造物に対して模型の縮尺を  $1/N$  としたとき、縮尺の逆数 ( $N$ ) に相当する遠心加速度 ( $N \times$  重力加速度  $g$ ) が作用するような遠心力場で実験を実施することにより、実物と模型の相似則に従って、現地の応力状態を模型地盤内に再現するものである。本研究では  $N=50$  として実験を行った。

### 2.3 堤体模型

熊本港（夢咲島地区）防波堤（南）において堤体沈下量が特に大きい第VII工区の堤体を対象として実験を実施した（図-2.1）。

図-2.2 は、実験で使用した堤体模型の諸条件を示している。本実験では、実験土槽の奥行き方向の寸法の制約から、堤体1函のうち防波堤法線方向で約  $2/3$  の大きさを再現した堤体模型を用いた（図-2.2a）。図-2.2b および図-2.2c は堤体模型の各部寸法を示している。図には、実物寸法も併せて示した。本実験では、遠心加速度  $50G$  場で実験を行うため、模型は実物の  $1/50$  縮尺模型となっている。

写真-2.1 は、作製された堤体模型を示している。堤体模型は、地上部の堤体および地中部の杭から構成されており、材質はいずれもアルミニウム製である。杭は、外寸  $10\text{mm} \times 10\text{mm}$ 、厚さ  $1\text{mm}$  の角パイプでできた開端杭である。堤体模型1体につき合計12本の杭を設置した。杭頭は写真中のアングル材と堤体側壁との間に位置し、底版から  $20\text{mm}$  突出した状態で設置されている。杭の突出部を含むアングル材と堤体側壁の隙間および底版中の杭差込孔にエポキシ樹脂を充填し、杭頭を固定した。

図-2.3 は、各種計測器の取付位置を示している。本実験では、同形状の堤体模型を2体作製した。各堤体模型には、底版が地表面から受ける土圧を計測するための土圧計を2箇所ずつ、堤体の傾きを計測するための加速度計を1箇所ずつ図示される位置に取り付けた。ここでは、各堤体を Model 1、Model 2 という。



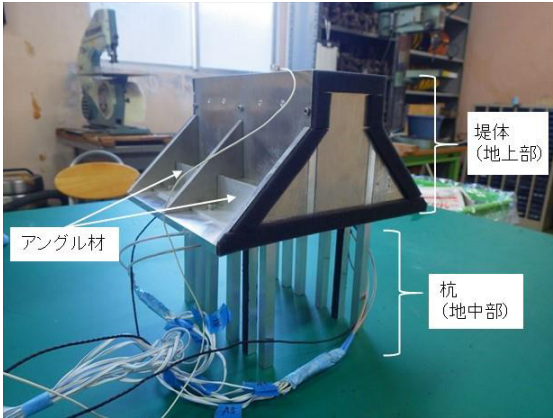
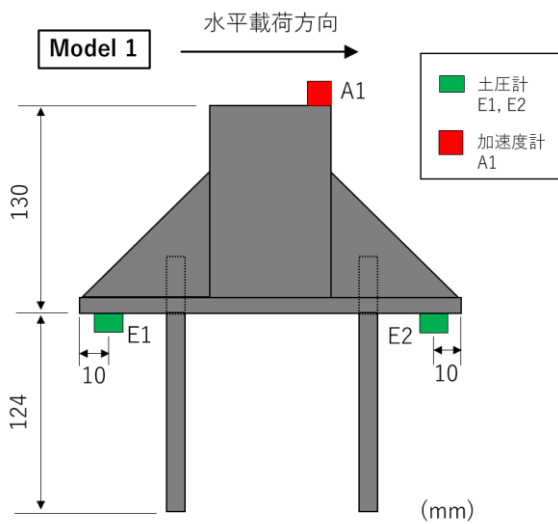
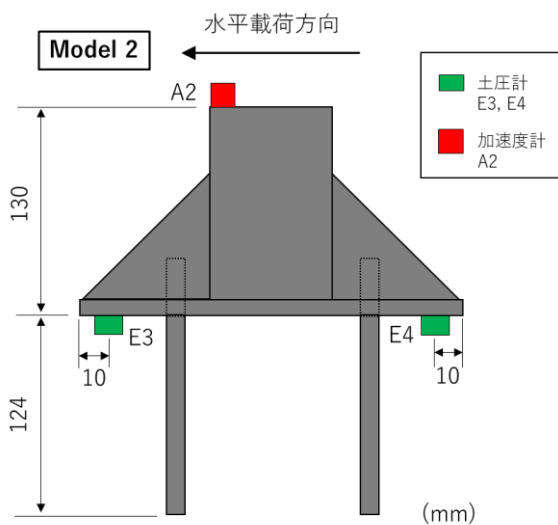


写真-2.1 堤体模型



a) Model 1



b) Model 2

図-2.3 計測器の取付位置

## 2.4 地盤試料

写真-2.2, 表-2.1 および表-2.2 は, 模型地盤作製に用いた地盤試料とその主な物性値を示している. 模型地盤は, 堤体が設置される粘土層と圧密排水するための砂層から構成される. 粘土層には AX カオリンと MC クレーを予め混合したカオリン粘土 (写真-2.2a) に対して, 画像解析用のマーカーとしてローズクレー (写真-2.2b) を少量混合した粘土 (以下, 混合粘土という) を用いた. AX カオリン, MC クレー, ローズクレーの質量比はおおよそ 100 : 100 : 1 である. なお, 表-2.1 に示す物性値は, 3 種類の粘土を混合した試料について試験を行った結果である. 砂層には飯豊珪砂 7 号を用いた.

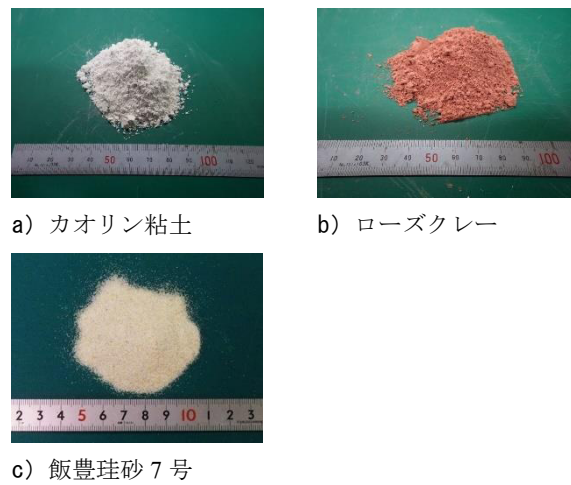


写真-2.2 地盤試料

表-2.1 混合粘土の物性値

項目	値
土粒子密度 $\rho_s$ (kg/cm <sup>3</sup> )	2.716
液性限界 $w_L$ (%)	50.5
塑性限界 $w_P$ (%)	31.5
塑性指数 $I_P$	19.0
圧縮指数 $C_C$	0.352

表-2.2 砂 (飯豊珪砂 7 号) の物性値

項目	値
土粒子密度 $\rho_s$ (kg/cm <sup>3</sup> )	2.647
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	1.629
最小乾燥密度 $\rho_{dmin}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	1.329



## 2.5 実験手順

### (1) 模型地盤作製

本実験では、容器内の寸法が高さ 600mm、幅 1200mm、奥行き 200mm となる鋼製の模型土槽を用いた（写真-2.3a）。模型土槽の前面はガラス面できており、遠心载荷中の模型地盤の変形や堤体模型の動きを観察できるようになっている。ただし、模型土槽内側のガラス面上には、傷などを防ぐためのプラスチックシートを貼り付けた。

はじめに、模型土槽底部に圧密排水のための砂層を作製する。相対密度が約 90% となるように、乾燥状態の飯豊珪砂 7 号を空中落下法で堆積させた。堆積後、砂層の厚さが 20mm となるように地表面を整形した（写真-2.3b）。作製した砂層に模型土槽底部から間隙水を通水した。通水後、砂層の上面一面に濾紙を設置した。

模型土槽のガラス面上にローズクレーのマーブル柄が明瞭に現れるように、混合粘土とは別に準備した少量のローズクレーをガラス面内側に塗布した（写真-2.3c）。他方、混合粘土を含水比 100% となるように加水し、ミキサーを使用して練り混ぜた（写真-2.3d）。このとき、練り混ぜを行う容器内に負圧を作用させ、スラリー中の気泡を除去しながら練り混ぜを行った。このように練り混ぜられた混合粘土のスラリーを模型土槽内に投入した。

混合粘土のスラリーを投入した後、地表面を整形し、その上に濾紙を設置した。側面に隙間テープを貼り付けた圧密用载荷板を濾紙の上に設置した。圧密用载荷板の上にペロフラムシリンダー 3 体を設置した（写真-2.3e）。粘土の漏れ出しを少なくするため、加圧前に 1 日程度自重圧密を行った。その後、約 0.5kPa ずつ 2kPa まで、2kPa を超えると約 2.5kPa ずつ 9.81kPa まで約 1 日かけて段階的に加圧し、混合粘土を圧密した。圧密圧力 9.81kPa において圧密度 90% 以上になるまで圧密を実施した。圧密度は  $\sqrt{t}$  法で確認した。

圧密用载荷板を取り外した後、所定の地盤高さとなるように地表面を整形した。地表面に水を 20mm 程度張り、地表面変位を計測するために Linear Variable Differential

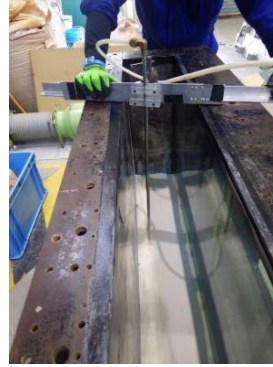
Transformer（以下、LVDT という）を取り付け、遠心载荷実験装置に設置した（写真-2.3f）。遠心载荷実験装置を作動し、遠心加速度 50G を载荷した状態で自重圧密を実施した。 $\sqrt{t}$  法によって圧密度 90% 以上になるまで圧密を実施した。圧密完了を確認して、遠心载荷実験装置を停止した。

遠心载荷実験装置から模型土槽を取り出して、堤体模型のほか水平载荷実験に必要な各種装置を設置した（写真-2.3g および写真-2.3h）。図-2.4 は、全体の断面配置および一部計測器の平面配置を示している。本実験では、堤体設置後の圧密前後における水平抵抗特性を調べるために、堤体模型、水平载荷装置および計測器それぞれ 2 セットを左右対称に設置した。本実験では、図示される位置において堤体の水平荷重、水平変位および鉛直変位、底板直下の土圧、地中の間隙水圧を計測した。このとき、堤体の水平変位について、実際には水平载荷装置の载荷ロッドの押出量を計測し、この値が堤体の水平変位に等しいものとみなした。また、水平载荷中の堤体の傾きを把握するために、堤体天端には加速度計を設置し、集録された加速度値から堤体の傾きを計算した。さらに、地表面変位を把握するために土槽側面付近に LVDT を、地盤の非排水せん断強度を把握するために土槽中央付近にベーンせん断試験機を設置した。ベーンせん断試験機は、遠心载荷中にベーンを昇降、回転することが可能な装置である。また、本実験では、水平载荷前に水位調整を行ったが、このとき堤体内外の水位変化を把握するために、水圧計（W3 および W4）を図-2.4a のように Model 2 に設置した。

前述の通りに作製した模型地盤を遠心载荷実験装置に設置し、各計測装置をデータロガーに接続した。実験中の堤体模型や地盤の様子を観察するために、2 つの堤体模型それぞれに正対するように 2 台のデジタルカメラを設置した。また、遠心载荷中に水位を調整するための給水タンクを設置した。



a) 模型土槽



b) 砂層作製（堆積後、地表面整形時）



c) ガラス面にローズクレーの塗布



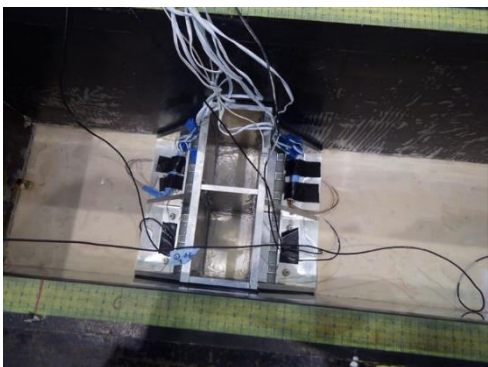
d) 混合粘土の作製



e) 重力場での予圧密



f) 遠心場での自重圧密（遠心载荷実験装置上の様子）

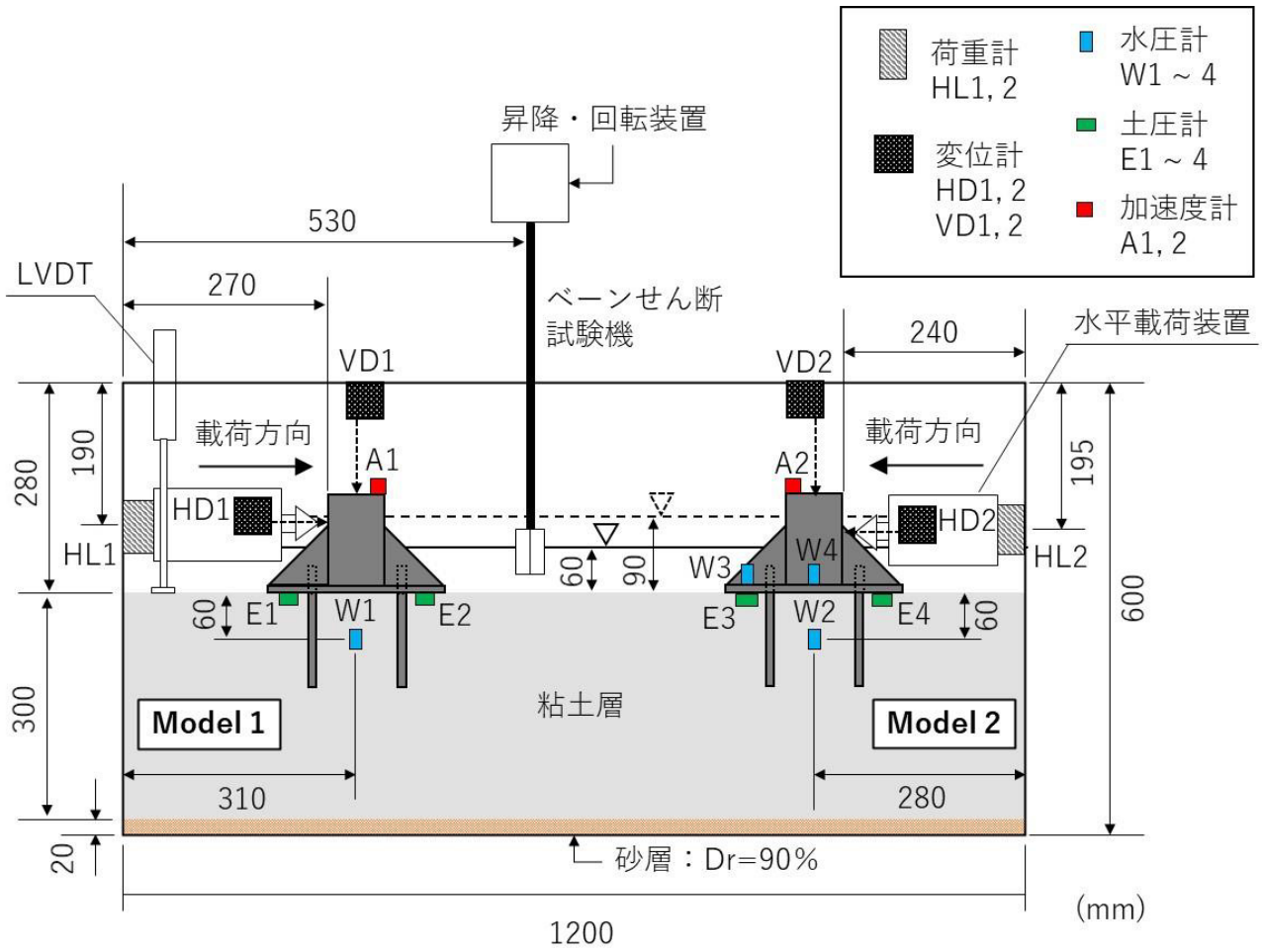


g) 堤体模型の設置

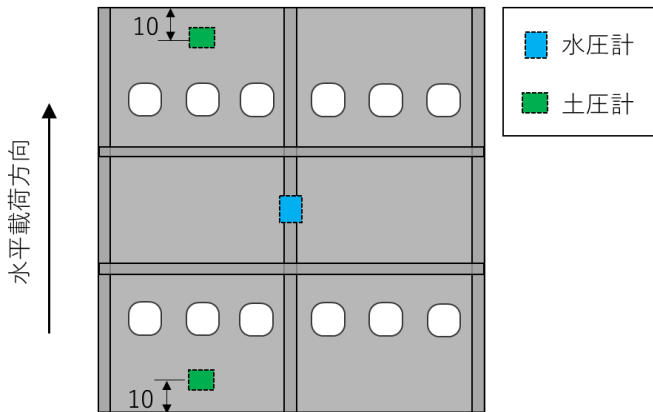


h) 堤体模型や各種装置を設置した模型地盤

写真-2.3 模型地盤作製



a) 全体の断面配置



b) 土圧計および水圧計の平面配置 (ただし、地表面上または地中に設置されたものに限る)

図-2.4 模型地盤上の堤体模型および各種装置の配置

(2) 遠心場での圧密および水平荷重過程

図-2.5 は、遠心荷重中の手順を時系列で示したものである。本実験では、遠心加速度が 50G に達するまで、10G

ずつ段階的に遠心加速度を上昇させた。これは、遠心加速度を 50G まで急激に上昇させると、地盤の圧密が不十分であるために堤体直下で支持力破壊を引き起こす恐れが

あり、それを避けるためである。遠心加速度を 10G ずつ上昇させる各段階では、遠心加速度を約 30 分間一定に保った後、次の段階に移行した。遠心加速度を 50G まで上昇させたのち、 $\sqrt{t}$ 法によって圧密度 60%程度に達したことを確認した。遠心加速度を 50G まで上昇させてから、圧密度 60%程度に達するまでおよそ 90 分を要した。

その後、給水タンクより模型土槽内に水を供給し、水位を調整した。ここで、現地における実際の堤体据え付けを考えると、据え付けによって堤体の水中重量が地盤に急激に作用するが、このような据え付け過程や地盤内の応力変化を遠心載荷模型実験によって再現することは、特に杭を有するくし型軟着堤に対して容易ではない。そのため、本実験では、遠心加速度載荷前に堤体模型を予め設置しておき、遠心加速度が 50G に達するまでは極力大きな浮力を作用させ、すなわち堤体の水中重量を小さくし、その後水位調整によって堤体の水中重量を急増させることによって、堤体据え付けを模擬することを試みた。水位調整の結果は 3. 遠心模型実験の結果において述べる。

水位を調整した直後、一方の堤体模型 (Model 1) に対して水平載荷試験を行った。水平載荷速度は模型スケール

で約 11mm/min である。本堤体模型の水平載荷試験が終了すると、その時の地盤強度を測定するために、ベーンせん断試験を実施した。ベーンせん断試験は地表面からおおよそ 70, 170, 270mm の 3 深度で行った。ベーンせん断試験の所要時間は約 15 分であった。

その後、堤体設置後の圧密を進行させるために、遠心加速度 50G を保った状態で放置した。そして、水平載荷前の堤体模型 (Model 2) の沈下量の測定値から、圧密度が 90%に達したことを確認して、Model 2 の水平載荷試験を行った。水平載荷速度は、Model 1 と同じく約 11mm/min である。水平載荷試験後には、1 回目のベーンせん断試験と同じ位置で、再びベーンせん断試験を実施した。このとき、1 回目のベーンせん断試験によって地盤が乱されているため、2 回目の試験結果は参考値と見るべきであるが、結果的に 2 回目の試験、すなわち圧密が進行した地盤においてベーンせん断強度が増加していることが確認された。具体的には 3. 遠心模型実験の結果の通りである。

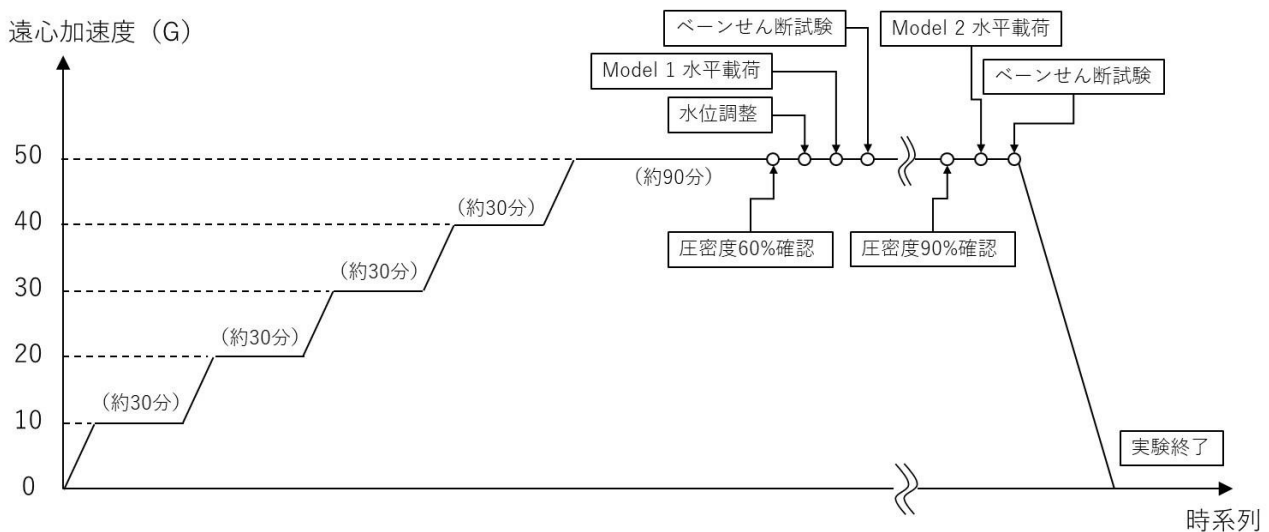


図-2.5 遠心載荷中の手順

### 3. 遠心模型実験の結果

#### 3.1 圧密過程

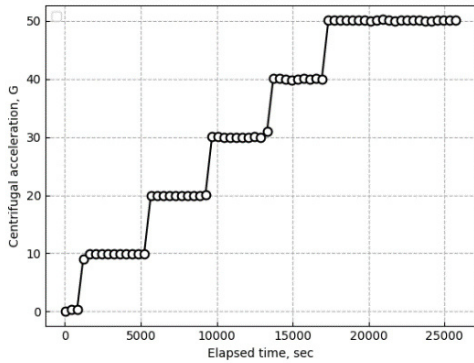
##### (1) 遠心加速度上昇時

図-3.1 は、遠心加速度上昇時の各計測値の時刻歴を示している。図-3.1a に示される遠心加速度より、前述の通り遠心加速度が 10G ずつ上昇する様子がわかる。図-3.1b

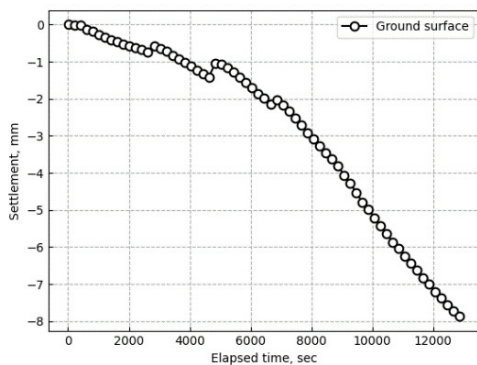
および図-3.1c は地表面および各堤体の沈下量を示している。各図中縦軸の負方向は沈下、正方向は隆起したことを示している。図より、遠心加速度の上昇に伴って、沈下量が増加していることがわかる。ここで、地表面の沈下量を見ると、遠心加速度が上昇した各時点において、わずかに沈下量が減少、すなわち地表面が隆起していることがわかる。これは、地表面変位の計測位置が堤体 (Model 1)

に近く (図-2. 4a 参照), 堤体の沈下に伴って堤体の周辺地盤が隆起した影響を受けたためと考えられる. 図-3. 1d は底面土圧の変化を示している. 図より, Model 1 および Model 2 を比較すると大きな違いは見られないが, 各堤体内の左右で底面土圧がやや異なるようである. これは沈下に伴って堤体がわずかに傾いたことで, 不均等な底面土圧が発生したためと考えられる. 図-3. 1e は, 間隙水圧の変化を示しているが, 間隙水圧発生挙動に違いが見られ,

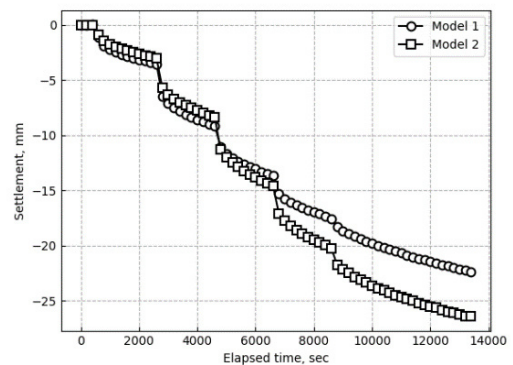
Model 1 直下において発生した間隙水圧が大きい. 各水圧計は同一深度を狙って設置されているため, ここで確認された間隙水圧の差は実験上の誤差と考えられる. ここで, 図-3. 1d および図-3. 1e において, 計測終了間際 (各図中横軸 13000 秒付近) に底面土圧および間隙水圧が変化しているのは, 水位調整過程において給水し, 水位が上昇したためである.



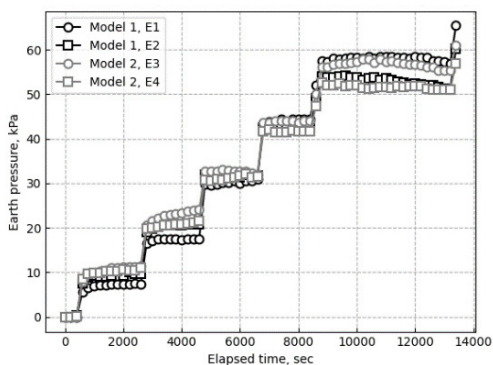
a) 遠心加速度



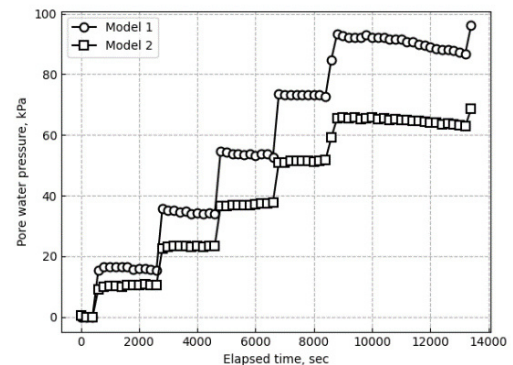
b) 沈下量 (地表面変位)



c) 沈下量 (堤体)



d) 底面土圧

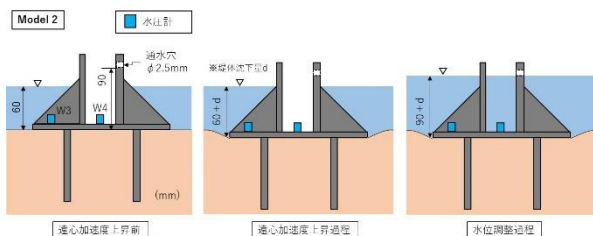


e) 間隙水圧

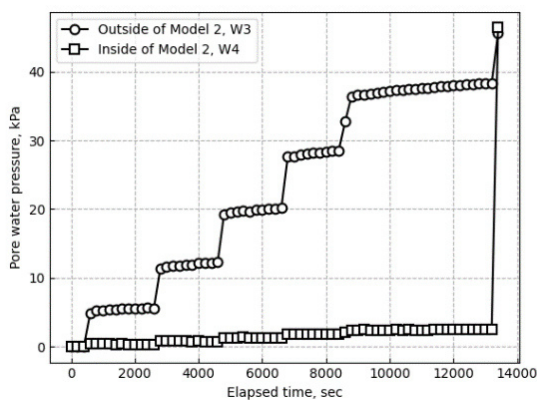
図-3. 1 遠心加速度上昇時の各計測値の時刻歴

(2) 水位調整時

図-3.2 は、水位変化のイメージと実際に計測された堤体内外水圧の時刻歴を示している。図-3.2a より、遠心加速度上昇前の堤体外水位は地表面より高さ 60mm である一方、堤体内には水が入っていない。遠心加速度を上昇させることによって、堤体が徐々に沈下するため、堤体外水位は 60mm+堤体沈下量 (d) となるが、堤体内にはまだ水が入っていない。このとき、堤体には最も大きな浮力が作用するため、堤体の水中単位体積重量は小さくなり、地盤に作用する上載圧も小さい。遠心加速度が 50G に達したのち、1 つ目の堤体 (Model 1) を水平載荷する直前に、給水を始め、堤体外水位を上昇させることによって、通水穴を通して堤体内にも注水を行った。このとき、堤体内外の水位が一致するまで給水を行った。堤体内外の水位は 90mm+堤体沈下量となる。図-3.2b より、水位調整を行う約 13000 秒まで堤体外水圧が徐々に上昇する一方、堤体内水圧がほぼ 0 を保っていること、その後水位調整によって同程度の水圧まで上昇していることが確認できる。この水位調整の結果、図-3.1d, e (横軸 13000 秒付近) に見られるような 10kPa 前後の底面土圧および土中の間隙水圧上昇が発生したことになる。



a) 遠心力載荷下における水位変化イメージ



b) 堤体内外水圧の時刻歴

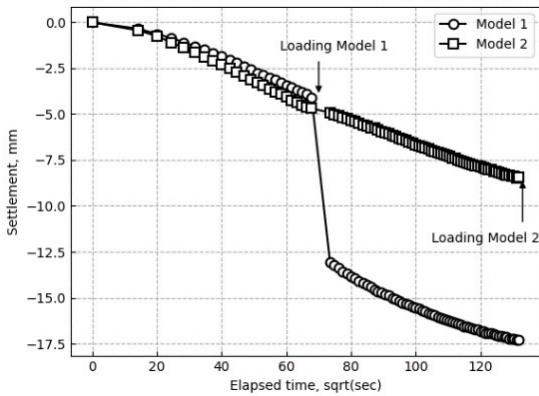
図-3.2 水位調整過程

(3) 遠心加速度 50G 時 (水位調整後)

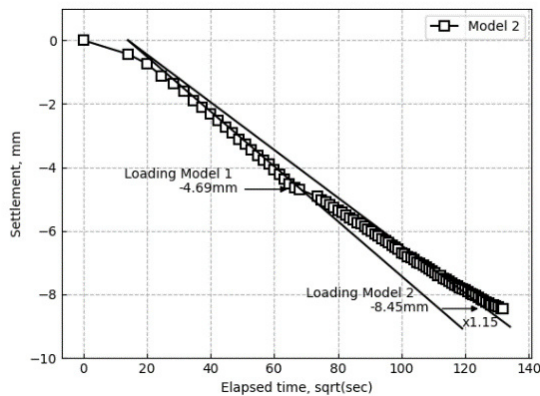
図-3.3 は、遠心加速度が 50G に達して以降の沈下量の変化を示している。 $\sqrt{t}$ 法による圧密度推定のため、横軸は時間の平方根となっている。図-3.3a より、2 堤体の沈下特性を比べると、Model 1 の水平載荷までほぼ同様の沈下特性を示していることがわかる。Model 1 では水平載荷によって大きな沈下が発生しているが、水平載荷後の沈下特性は Model 2 と同じような変化傾向を示している。

図-3.3b は、Model 2 のみの沈下曲線を示している。 $\sqrt{t}$ 法によって圧密度が 90%以上になったことを確認して、Model 2 の水平載荷を行った。このとき、Model 2 の最終沈下量は模型スケールで-8.45mm である。この最終沈下量から Model 1 載荷時の圧密度  $U_c$  (%) を逆算すると、Model 1 載荷時の沈下量が-4.69mm であることから、 $U_c : 90 = -4.69 : -8.45$  より  $U_c$  は約 50%と推定される。よって、本実験では、遠心加速度上昇中の圧密沈下量が反映されていないものの、遠心加速度 50G 下において圧密度 50%時に Model 1 を、圧密度 90%時に Model 2 を水平載荷したこととなる。ただし、ここでの圧密度は粘土層の平均的な値ということであり、堤体直下付近の局所的な圧密度とは異なることに注意が必要である。

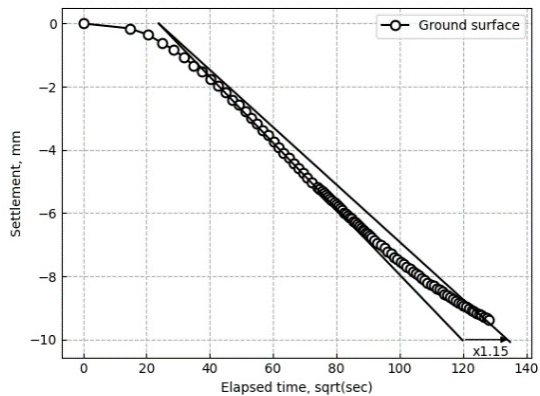
なお、図-3.3c より、Model 2 が水平載荷された時点 (図中横軸約 130 における時点) では、地表面変位を計測した地点 (図-2.4a 参照) においても $\sqrt{t}$ 法による圧密度 90%に達していたことがわかる。



a) Model 1 と Model 2 の比較



b) Model 2 の沈下量



c) 地表面の沈下量

図-3.3 圧密沈下特性

### 3.2 水平載荷過程

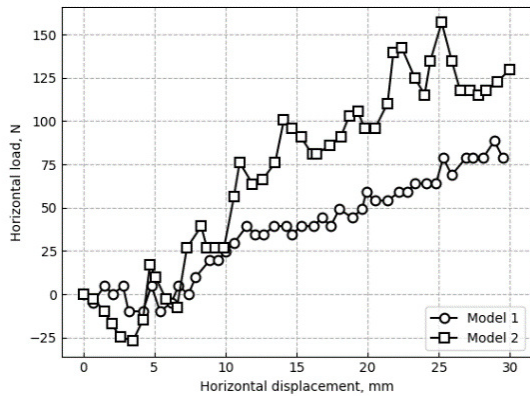
図-3.4 は、2 堤体の水平載荷試験結果を示している。各図の値はいずれも模型スケールの値を示している。また、いずれの値も載荷開始時の値を 0 とした。

図-3.4a より、圧密度 90%の地盤条件で載荷された Model2 において、高い水平抵抗力が発揮されていることがわかる。載荷初期には顕著な違いが見られないものの、徐々に Model 2 の水平抵抗力が高くなり、Model 2 では Model 1 より概ね 1.5 倍～2 倍程度の水平抵抗力が発揮されている。

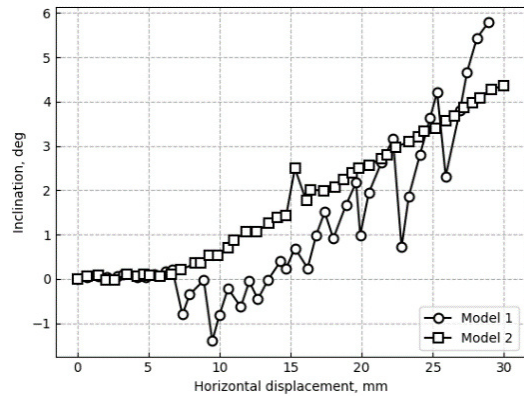
図-3.4b より、Model 1 の堤体傾斜角が大きく上下するものの、水平変位 10mm を超えて以降の増加傾向が特に大きく、載荷終了時は Model 2 と比較してやや高い堤体傾斜角を示している。

図-3.4c は、堤体直下地盤から受ける底面土圧を示している。図より、載荷方向に対して前方、すなわち底版が地盤に押し込まれる側の土圧 (Model 1 の E2 および Model 2 の E3) において顕著な違いが見られ、圧密度が高い条件で載荷された Model 2 において高い底面土圧が発生している。一方、載荷方向に対して後方、すなわち底版が地盤から離れようとする側の土圧 (Model 1 の E1 および Model 2 の E4) には 2 堤体間で大きな違いは確認できない。図-1.2 に示された軟着堤に作用する外力と抵抗力の関係を踏まえると、このような底版に作用する土圧の違いが、図-3.4a に示された水平抵抗力の違いに寄与したものと考えられる。

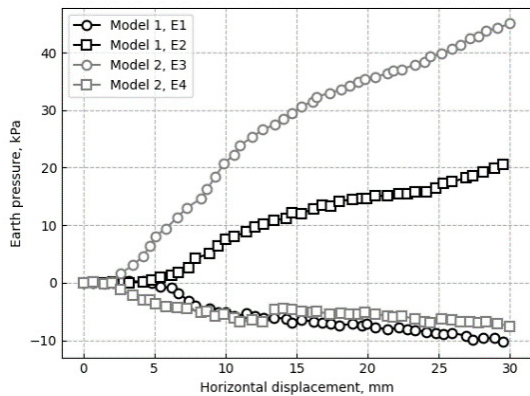
図-3.4d は堤体直下 60mm に位置する地盤中の間隙水圧を示している。図より、Model 2 において高い間隙水圧が確認される。堤体直下地盤の間隙水圧挙動に影響を及ぼす要因として、前述の底面土圧や杭が水平方向に地盤を押し (あるいは、地盤から離れる) ことによる影響が考えられる。本実験では、これらの影響を個別に評価することはできないが、これらの影響が合わさって高い過剰間隙水圧が発生したものと推察される。



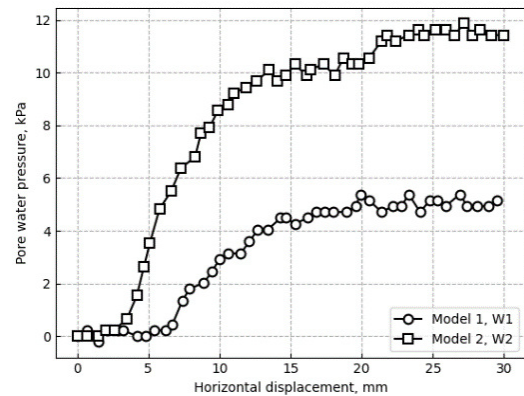
a) 水平変位と水平荷重の関係



b) 水平変位と堤体傾斜角の関係



c) 水平変位と底面土圧の関係



d) 水平変位と間隙水圧の関係

図-3.4 水平載荷試験結果

写真-3.1 および写真-3.2 は、水平変位 0mm から載荷終了時 30mm まで 5mm ごとに堤体を含む周辺地盤を撮影した写真と、それらの写真を用いて PIV 解析を行った結果(変位ベクトル分布)を併せた写真を示している。なお、載荷方向を左から右に統一するため、Model 2 はオリジナルの写真を左右反転させたものを示している。PIV 解析とは、定点カメラによって 2 時点で撮影された 2 枚の写真を比較して、2 時点間で発生した変位等を計算する画像解析手法である。例えば、写真-3.1b1 (水平変位 0mm から 5mm) は、写真-3.1a1 (水平変位 0mm) および写真-3.1a2 (水平変位 5mm) の 2 時点の写真を用いて、この 2 時点間で計算された変位ベクトル分布を示したものである。例えば、写真-3.1b1 より、堤体右側、すなわち載荷方向の前方側の地盤において地盤変形が集中的に発生しているこ

とがわかる。このようにして各堤体の PIV 解析結果を見ると、写真-3.1 の Model 1 では載荷方向前方側の比較的浅い位置に地盤変形が集中しているのに対して、写真-3.2 の Model 2 では地盤変形領域がより深い位置まで達していることがわかる。実際には、模型土槽の水平方向の土槽フレームが映り込んでいるため、地盤変形領域全体を特定することはできないものの、その領域が Model 1 では土槽フレームより上側に留まるのに対して、Model 2 では土槽フレームより下側まで到達していることは確認できる。これは、Model 2 において堤体直下のより広い深い地盤領域が水平抵抗に寄与していることを裏付けるものであり、これが Model 1 に対して Model 2 では水平抵抗が増大した一因と推定される。

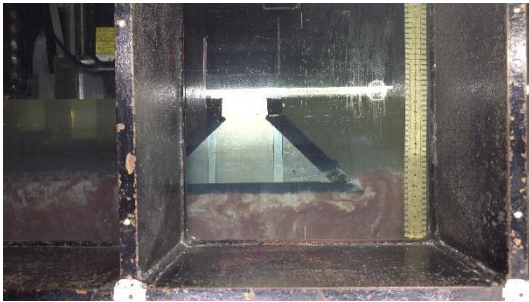




a1) 水平変位 0mm



a2) 水平変位 5mm



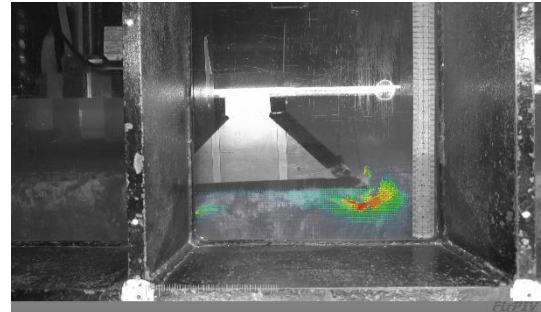
a3) 水平変位 10mm



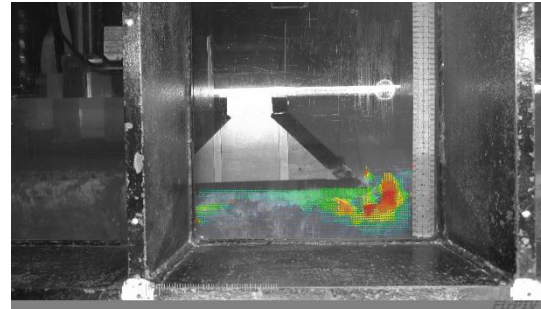
a4) 水平変位 15mm



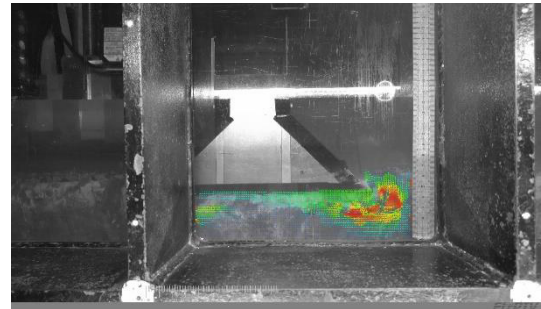
a5) 水平変位 20mm



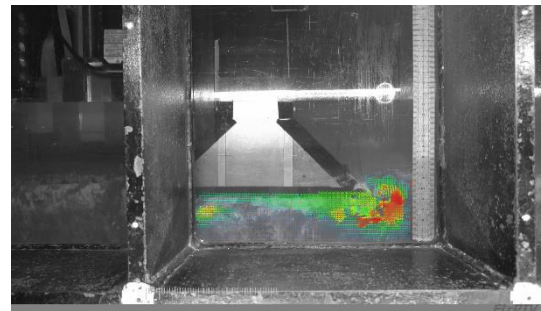
b1) 水平変位 0mm から 5mm



b2) 水平変位 5mm から 10mm



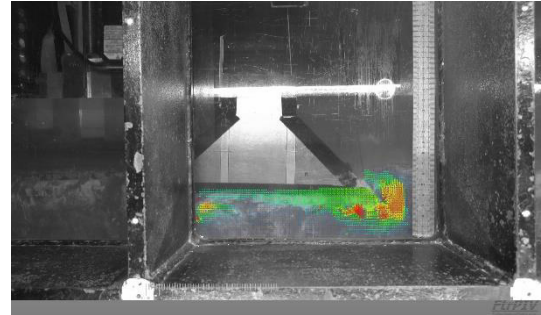
b3) 水平変位 10mm から 15mm



b4) 水平変位 15mm から 20mm



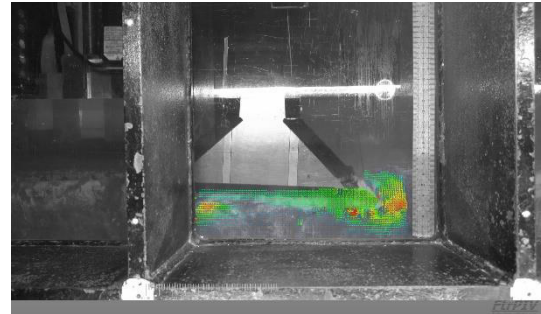
a6) 水平変位 25mm



b5) 水平変位 20mm から 25mm



a7) 水平変位 30mm



b6) 水平変位 25mm から 30mm

写真-3.1 Model 1 水平載荷時の様子 (a1～a7: 各水平変位時の写真, b1～b6: 各水平変位ステップ間に発生した地盤変位ベクトル分布)



a1) 水平変位 0mm



a2) 水平変位 5mm



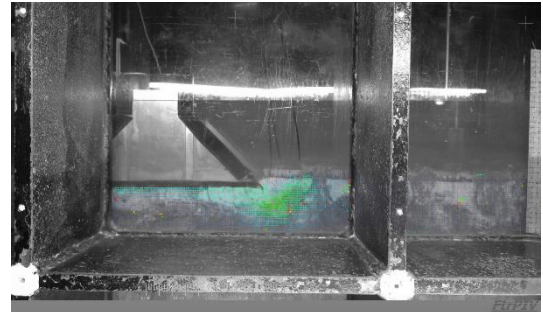
a3) 水平変位 10mm



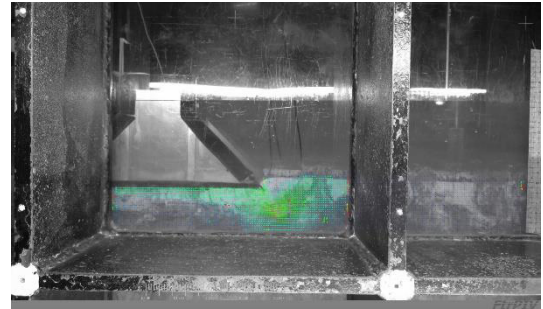
a4) 水平変位 15mm



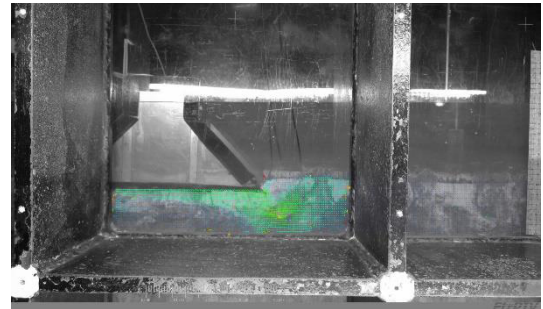
a5) 水平変位 20mm



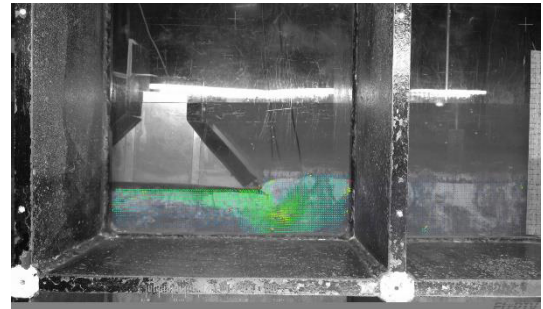
b1) 水平変位 0mm から 5mm



b2) 水平変位 5mm から 10mm



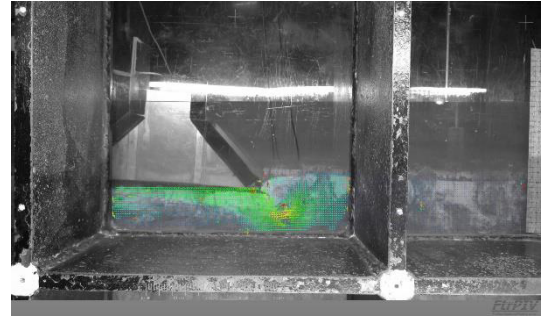
b3) 水平変位 10mm から 15mm



b4) 水平変位 15mm から 20mm



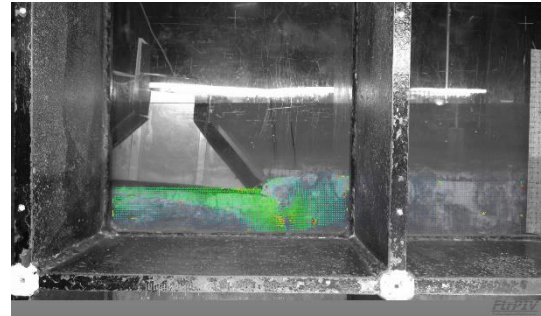
a6) 水平変位 25mm



b5) 水平変位 20mm から 25mm



a7) 水平変位 30mm



b6) 水平変位 25mm から 30mm

写真-3.2 Model 2 水平載荷時の様子 (a1～a7: 各水平変位時の写真, b1～b6: 各水平変位ステップ間に発生した地盤変位ベクトル分布)

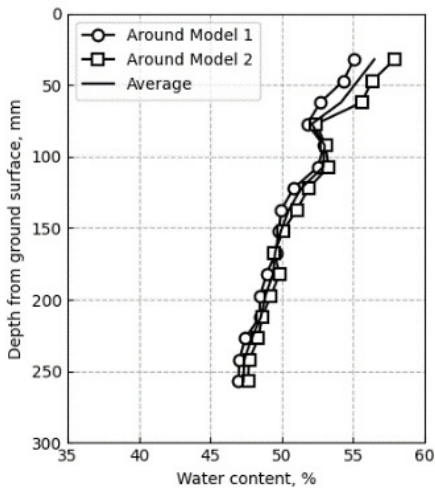
### 3.3 地盤の特性

図-3.5a は、実験後に各堤体付近で調査した含水比の深度分布を示している。図より各堤体付近で同じような分布傾向を示しており、深度方向に対して含水比が直線的に減少することがわかる。  $e \cdot Sr = G_s \cdot w$  (ここで、間隙比  $e$ 、飽和度  $Sr$ 、土粒子比重  $G_s \approx 2.716$ 、含水比  $w$ ) において、 $Sr = 1.0$  と仮定すると、図-3.5a の平均含水比分布より、図-3.5b のような間隙比の深度分布が得られる。間隙比は概ね  $e = 1.3 \sim 1.5$  程度である。Model 2 載荷開始時の層厚は約 287.2mm であったことから、土層中央付近(地表面より約 143.6mm) で間隙比はおよそ 1.387 となる。遠心加速度が 50G に達してから Model 2 を載荷するまで 9.24mm の地表面沈下が発生していることから(図-3.3c)、50G 到達時の間隙比は  $1.432 (= 1.387 \times (287.2 + 9.24) / 287.2)$  となる。後述の数値解析では、間隙比 1.432 を初期間隙比として設定した。

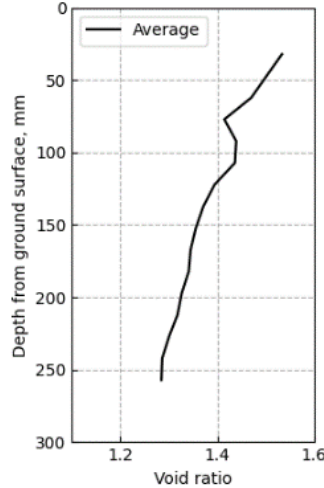
図-3.6 は、遠心載荷実験中に実施したベーンせん断試験から求めた地盤のベーンせん断強度分布である。ベーンせん断強度  $S_u$  (kPa) 算出方法は以下の通りである。

$$S_u = \frac{\tau}{\pi \left( \frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)}$$

ここで、 $\tau$  はベーンせん断試験により計測されるトルク ( $\text{kN} \cdot \text{m}$ )、 $D$  および  $H$  はベーンブレードの直径 (m) と高さ (m) をそれぞれ示している。本研究では、 $D=0.02\text{m}$ 、 $H=0.04\text{m}$  のベーンブレードを用いた。図より、深さ方向にベーンせん断強度が高くなる傾向が確認できる。2 回目のベーンせん断試験は、1 回目と同じ位置で実施されたため、1 回目の当試験により地盤が乱されているが、その後圧密が進行することによって、地盤強度が回復し、1 回目より高いベーンせん断強度が発揮されていることがわかる。このように圧密によって地盤強度が高くなるものが、堤体水平抵抗力の増加に寄与したものと推察される。



a) 含水比



b) 間隙比分布 (Sr = 1.0 を仮定)

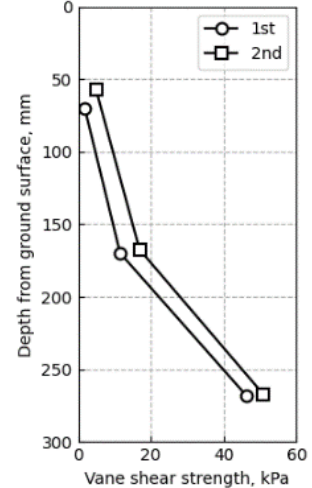


図-3.6 地盤強度の深度分布

図-3.5 地盤物性の深度分布

## 4. 数値解析の方法

### 4.1 概要

軟着堤の圧密沈下および水平抵抗特性を把握することを目的として、3次元有限要素法による数値解析を実施した。特に、堤体を設置後、圧密沈下が進行している現地の状況を踏まえて、圧密沈下が堤体直下地盤や水平抵抗特性に与える影響に着目した。また、軟着堤の嵩上げが今後検討されることを念頭に、水平抵抗特性に影響を与え得る各種モデルやパラメータ（嵩上げ量、杭頭固定度、地盤定数など）の感度分析を行った。

本研究では、商用の数値解析ソフトウェア PLAXIS3D（バージョン：CONNECT V20.4）を用いた。後述の解析はいずれも3次元解析であり、解析モデルを構成する地盤、各部材または各部境界は表-4.1に示す各種要素、構成モデルによりモデル化されている。

表-4.1 各種要素、構成モデル

対象	使用要素	構成モデル
地盤		修正カムクレイ
堤体 <sup>※1</sup>	10 節点 4 面体	線形弾性
杭	ソリッド要素	線形弾性
各部境界		
杭頭と堤体底面		線形弾性
杭周面と地盤	6 節点インター	
堤体底面と地盤	フェース要素	モール・クロウン

※1：感度分析における嵩上げ部を含む

### 4.2 解析ケース

表-4.2 は、本研究で検討した解析モデルの一覧を示している。本研究では、熊本港（夢咲島地区）防波堤（南）VII 工区の現地地盤を対象とした解析モデルおよび2,3章で述べた遠心模型実験での模型地盤を対象とした解析モデルの2 つについて検討した。さらに、各モデルにおいて、堤体設置による圧密沈下が水平抵抗特性に与える影響を調べるために、堤体を設置した後、圧密前に水平荷重を行うモデル Model 1-bc および Model 2-bc と、圧密後に水平荷重を行うモデル Model 1-ac および Model 2-ac をそれぞれ検討した。ここで、圧密前とは、現地地盤を対象とした場合には堤体設置後1日経過した状態とし、模型地盤を対象とした場合には圧密度が60%に達した状態とした。ただし、模型実験では圧密度50%程度で水平荷重されたと考えられる（3.1 圧密過程を参照）。また、圧密後とは、現地地盤および模型地盤を対象とした両モデルにおいて、圧密度が90%に達した状態とした。

上述の解析モデルを基本モデルとして、それぞれのモデルに対して、表-4.3 に示される項目に着目して感度分析を実施した。現地地盤を対象とした感度分析では、(Case 1) 底面摩擦や杭頭固定度に関する材料定数、(Case 2) 堤体嵩上げ（1m の嵩上げを想定）、(Case 3) 揚圧力の影響について調べた。模型地盤を対象とした感度分析では、(Case 4) 各種地盤パラメータに関する材料定数、(Case 5) 地盤幅の影響について調べた。

表-4.2 解析モデル一覧

解析モデル名	対象地盤	水平载荷時の圧密状況
Model 1-bc	現地地盤	圧密前 (圧密 1 日)
Model 1-ac	現地地盤	圧密後 (圧密度 90%)
Model 2-bc	模型地盤	圧密前 (圧密度 60%)
Model 2-ac	模型地盤	圧密後 (圧密度 90%)

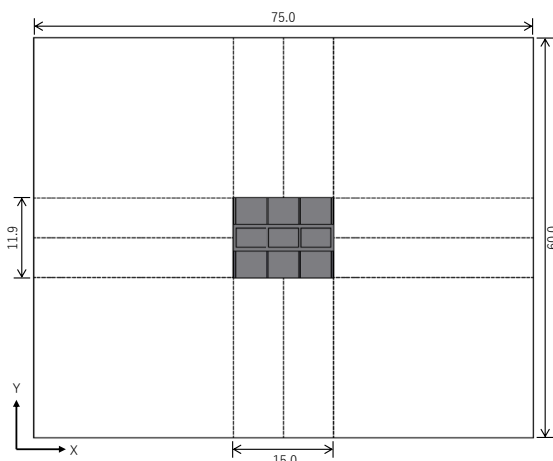
表-4.3 感度分析ケース一覧

ケース番号	対象地盤	感度分析
Case 1	現地地盤	材料定数 底面摩擦 杭頭固定度
Case 2	現地地盤	堤体嵩上げ
Case 3	現地地盤	揚圧力
Case 4	模型地盤	地盤定数
Case 5	模型地盤	地盤幅

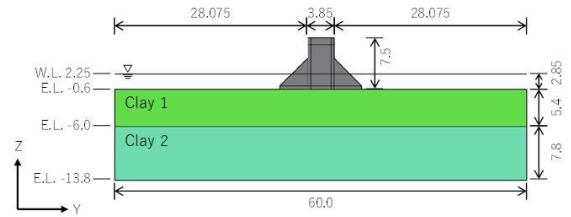
### 4.3 現地地盤モデル

#### (1) 解析モデル

図-4.1 は、現地地盤をモデル化した解析領域を示している。水平方向の解析領域は 60×75m とした。鉛直方向には、熊本港（本港地区）防波堤（南）設計計算書（以下、設計書という）で記載される地盤調査範囲を参考として、-0.6～-13.8m を解析領域とした。地盤は水平成層地盤（Clay 1 および Clay 2 の 2 層構造）とし、水位は平均潮位 2.25m とした。



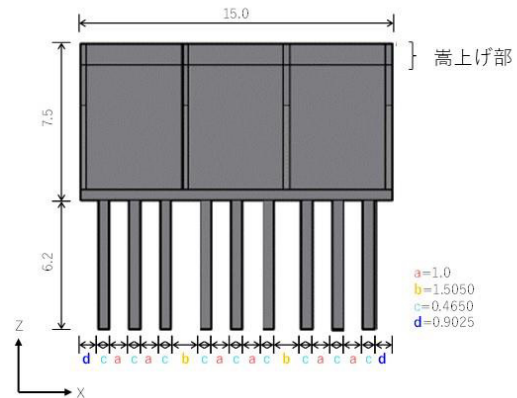
a) 平面図



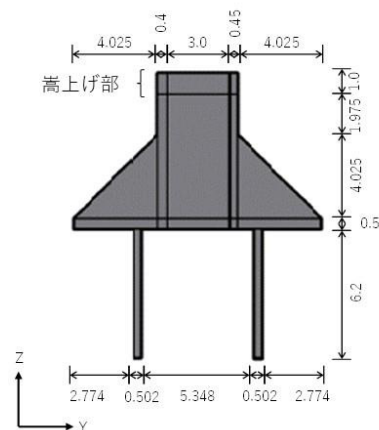
b) 断面図

図-4.1 解析領域（単位：m）

図-4.2 は、堤体モデルを示している。堤体モデルは、設計書に記載された軟着堤 VII 工区の図面を参考として FreeCAD（フリーの 3 次元 CAD ソフトウェア）で作成された図面を、PLAXIS3D で読み込み可能な STEP ファイルとして出力したものをを用いた。ただし、法線方向の正確な杭配置が不明であったため、図-4.2a のように杭間隔が極端に異なるように配置した。また、堤体モデルの単純化のため、波力低減孔はモデル化していない。



a) 法線方向



b) 法線直角方向

図-4.2 堤体モデル（単位：m）

特殊な堤体形状を持ち、且つ杭を有する軟着堤の水平抵抗特性は複雑であり、堤体底面や杭が発揮する抵抗メカニズムを把握するためには、これら各部材と地盤の相互作用や杭頭固定条件を評価可能なモデル化が必要となる。ここでは、このような相互作用や杭頭固定条件を個別に評価できるように、**図-4.3** に示す各部境界にインターフェース要素を設けた。各部境界の特徴は以下の通りである。なお、本研究では杭周面と地盤および堤体底面と地盤のインターフェース要素に対して、モール・クーロンモデルを用いたため（**表-4.1**）、これらの要素では圧密後であっても圧密による強度増加が考慮されないことに注意が必要である。

(i) 杭頭と堤体底面の境界

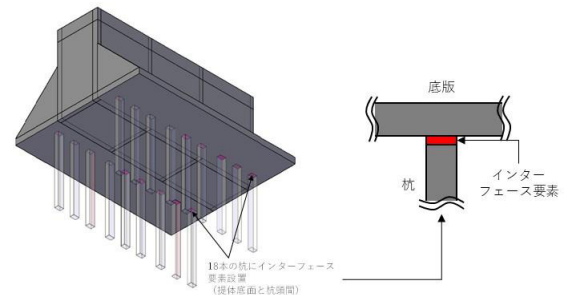
杭頭と堤体底面との固定具合、すなわち杭頭固定度が堤体の水平抵抗特性に与える影響を調べるために、杭頭と堤体底面の境界にインターフェース要素を設けた。熊本港では、堤体底版を貫通するように杭を設置し、底版の金具と杭頭をピンおよびダブルナットで固定する方法が採られている（国交省ほか，2006）、これを解析で再現することは複雑である。そこで、**図-4.3a** に示されるように杭頭上面と堤体底面を面で接着するようにインターフェース要素を設けた。そして、感度分析（**表-4.3**，Case 1）ではインターフェース要素に関するパラメータを変えることによって杭頭固定度の違いを模擬した。

(ii) 杭と地盤の境界

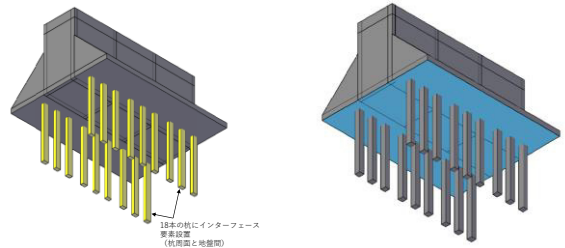
杭が地盤から水平抵抗を受け、また鉛直方向には周面摩擦力を発揮すること（ただし、設計上は考慮されていない場合がある）を考慮して、杭と地盤の境界にインターフェース要素を設定した。

(iii) 堤体底面と地盤の境界

軟着堤の設計において、堤体底面に作用する力は堤体の鉛直支持力には寄与するが、水平支持力には寄与しないものと考えられている。しかしながら、実際には堤体底面に摩擦力が働き、水平支持力に寄与することが過去の現地実験でも確認されている（菊池，2003）。このように作用方向に応じた異なる支持力特性を再現するために、堤体底面と直下の地盤との境界にインターフェース要素を設けた。



a) 杭頭と堤体底面（赤色部）



b) 杭周面と地盤（黄色部）

c) 堤体底面と地盤（青色部）

**図-4.3** 各部境界モデル（単位：m）

**表-4.4**～**表-4.9** は、各材料およびインターフェース要素に用いたパラメータを示している。各表中にある排水タイプ（**drainage type**）は、PLAXIS3D 上の設定パラメータであり、詳細は PLAXIS3D のマニュアル等を参照されたい。その他、各パラメータは基本的に設計書に記載された値やそれを基にした推定値、あるいは各表中の注釈の通り設定した。ただし、特にインターフェース要素に関するパラメータについては知見がないため、まず杭や地盤のパラメータを参考に設定し、これを基本ケースとしたが、これらのパラメータが解析結果に与える影響については感度分析（**表-4.3**，Case 1）の結果も併せて参照されたい。

**表-4.4** は、地盤に関する材料定数の一覧を示している。

**表-4.5** は、堤体に関する材料定数の一覧を示している。なお、感度分析 Case 2（**表-4.3**）で検討される堤体嵩上げ部に対しても同じ材料定数を用いた。

**表-4.6** は、杭に関する材料定数の一覧を示している。実構造物では H 鋼杭が用いられているが、本解析では実際の H 鋼杭と外寸が同じ中実矩形杭でモデル化した。表には、H 鋼杭の諸元を併せて示した。H 鋼杭の曲げ剛性を中実矩形杭の断面二次モーメントで除すことにより、中実矩形杭のヤング率を算出した。中実矩形杭の単位体積重量は、H 鋼杭 1 本の質量を中実矩形杭の体積で除し、単位体積質量を算出したものに、重力加速度（ $9.81\text{m/s}^2$ ）をかけることで算出した。

表-4.7 は、堤体底面と地盤の境界に設置したインターフェース要素に関する材料定数の一覧を示している。

表-4.8 は、杭周面と地盤の境界に設置したインターフェース要素に関する材料定数の一覧を示している。

表-4.9 は、杭周面と地盤の境界に設置したインターフェース要素に関する材料定数の一覧を示している。

表-4.4 地盤の材料定数

	Name	Unit	Clay 1	Clay 2
深度		m	-0.6~-6.0	-6.0~-13.8
構成モデル	Model	-	修正カムクレイ	修正カムクレイ
排水タイプ	drainage type	-	非排水 (A)	非排水 (A)
単位体積重量	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	16.19	14.72
初期間隙比	$e_{init}$	-	1.75	2.25
ポアソン比	$\nu$	-	0.15	0.15
圧縮指数	$C_c$	-	0.496	0.98
膨張指数	$C_w$	-	0.033	0.065
圧縮指数 <sup>*1</sup>	$\lambda$	-	0.215264	0.42532
膨張指数 <sup>*2</sup>	$\kappa$	-	0.014322	0.02821
限界状態定数	M	-	1.155	1.022
透水係数	kx, ky, kz	m/day	0.0004406	0.0004406
過圧密比	OCR	-	1	1
先行上載圧	POP	kN/m <sup>2</sup>	12.1	12.1

※1 :  $\lambda = 0.434C_c$

※2 :  $\kappa = 0.434C_w$

表-4.5 堤体の材料定数

	Name	Unit	堤体 (気中)	堤体 (水中)
構成モデル	Model	-	線形弾性	線形弾性
排水タイプ	drainage type	-	非多孔性	非多孔性
重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	24.26	14.45
ヤング率	E	kN/m <sup>2</sup>	$2.5 \times 10^7$	$2.5 \times 10^7$
ポアソン比	$\nu$	-	0.2	0.2

表-4.6 杭の材料定数

	Name	Unit	H 鋼杭	中実矩形杭
構成モデル	Model	-	-	線形弾性
排水タイプ	drainage type	-	-	非多孔性
断面寸法	H	m	0.502	0.502
	B	m	0.465	0.465
	t1	m	0.015	-
	t2	m	0.025	-
表面積 (単位長さ当たり)	S	m <sup>2</sup> /m	0.002834	0.001934
杭の長さ	L	m	7.0	6.2



断面積	A	m <sup>2</sup>	0.03003	0.23343
体積 <sup>※1</sup>	V	m <sup>3</sup>	0.21021	1.447266
質量 (1 本当たり)	ton	t/本	1.650	1.650
単位体積質量 <sup>※2</sup>	$\rho$	t/m <sup>3</sup>	7.849	1.140
単位体積重量 <sup>※3</sup>	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	76.999	11.184
単位体積重量 (浮力考慮) <sup>※4</sup>	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	67.189	1.374
ヤング率	E	kN/m <sup>2</sup>	205,000,000	60,132,847 <sup>※5</sup>
断面二次モーメント	I	m <sup>4</sup>	0.00143794	0.004902108 <sup>※6</sup>
曲げ剛性	EI	m <sup>4</sup> *kN/m <sup>2</sup>	294777.7	294777.7
ポアソン比	$\nu$	-	0.3	0.3

※1 :  $V=L*A$

※2 :  $\rho = \text{ton}/V$

※3 :  $\gamma = \rho * 9.81$

※4 : 水中による浮力考慮のため, 単位体積重量-9.81 (kN/m<sup>3</sup>)

※5 : 中実矩形杭の  $E=EI/I$

※6 : 中実矩形杭の  $I=(B*H^3)/12$

表-4.7 杭頭と堤体底面の境界の材料定数

	Name	Unit	杭頭
深度		m	0
構成モデル	Model	-	線形弾性
排水タイプ	drainage type	-	非多孔性
単位体積重量	$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	0.0
変形係数 <sup>※1</sup>	E	kN/m <sup>2</sup>	60,132,847
ポアソン比	$\nu$	-	0.3

※1 : 中実矩形杭のヤング率とする

表-4.8 杭周面と地盤の境界の材料定数

	Name	Unit	Clay 1	Clay 2
深度		m	-0.6~-6.0	-6.0~-13.8
構成モデル	Model	-	モール・クーロン	モール・クーロン
排水タイプ	drainage type	-	排水	排水
単位体積重量	$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	0.0	0.0
変形係数 <sup>※1</sup>	E	kN/m <sup>2</sup>	1010.1	3790.5
ポアソン比	$\nu$	-	0.15	0.15
粘着力 <sup>※2</sup>	c	kN/m <sup>2</sup>	$c=c_{\text{ref}}+c_{\text{inc}}*( Z_{\text{ref}}-Z )$	
基準の粘着力	$c_{\text{ref}}$	kN/m <sup>2</sup>	0.49	1.84
深度による粘着力増分	$c_{\text{inc}}$	kN/m <sup>2</sup> /m	0.30	0.01
参照深度 (地表面)	$Z_{\text{ref}}$	m	-0.6	-0.6
摩擦角	$\phi'$	degree	0.0	0.0

※1 :  $E=210*c$  (日本港湾協会, 2007)

※2 : Z は解析モデルの Z 座標を示す (図-4.1)

表-4.9 堤体底面と地盤間の材料定数

	Name	Unit	Clay 1
深度		m	-0.6
構成モデル	Model	-	モール・クーロン
排水タイプ	drainage type	-	排水
単位体積重量	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	0.0
変形係数 <sup>※1</sup>	E	kN/m <sup>2</sup>	1010.1
ポアソン比	$\nu$	-	0.15
粘着力 <sup>※2</sup>	c	kN/m <sup>2</sup>	$c=c_{ref}+c_{inc}*( Z_{ref}-Z )$
基準の粘着力	$c_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	0.49
深度による粘着力増分	$c_{inc}$	kN/m <sup>2</sup> /m	0.30
参照深度 (地表面)	$Z_{ref}$	m	-0.6
摩擦角	$\phi'$	degree	0.0

※1 :  $E=210*c$  (日本港湾協会, 2007)

※2 : Z は解析モデルの Z 座標を示す (図-4.1)

(2) 解析条件

境界条件は、地盤側面を鉛直ローラー支持、地盤底面を完全固定とした。

水平載荷時は、自重および図-4.4 のように堤体底版片側に水平方向の線強制変位を与えた。水平方向の線強制変位は、変位量が 0.3m となるまで引っ張った。このような水平載荷方法および変位量は、過去に日奈久港で実施された軟着堤の現地水平載荷試験を参考とした(菊池, 2003)。

図-4.5 は、解析の手順 (PLAXIS3D では解析ステップを Phase と呼んでいるため、これに倣った) を示している。はじめに、堤体を設置する前に地盤のみによる自重解析を行った (Initial Phase)。自重解析後には変形を一度ゼロに設定するため、これ以降の変形に対する初期値は自重解析後の状態を指す。次に、1 日で堤体を設置することを想定して、堤体を設置した後、1 日間圧密解析を実施した (Phase 1)。その後、堤体設置による圧密が進行する前の状態を模擬する Model 1-bc では、この時点で水平載荷を行った (Phase 2)。他方、圧密が進行した後の状態を模擬する Model 1-ac では、Phase 1 の後にさらに圧密度が 90% に達するまで圧密解析を実施した (Phase 3)。Phase 3 での圧密後、水平載荷を行った (Phase 4)。

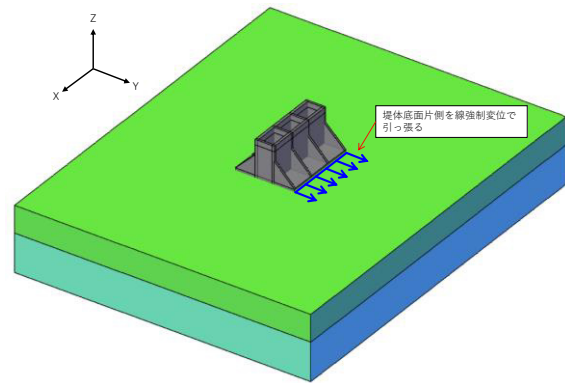


図-4.4 水平載荷方法

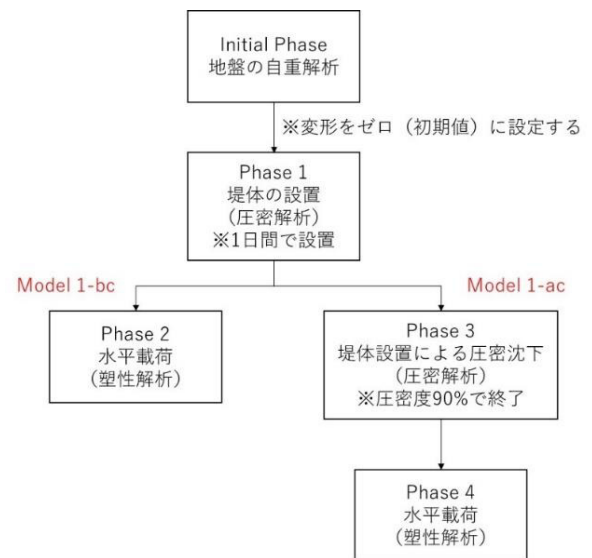


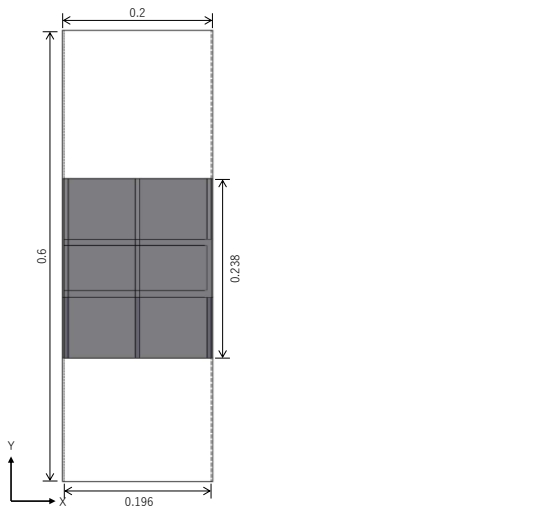
図-4.5 解析ステップ

#### 4.4 模型地盤モデル

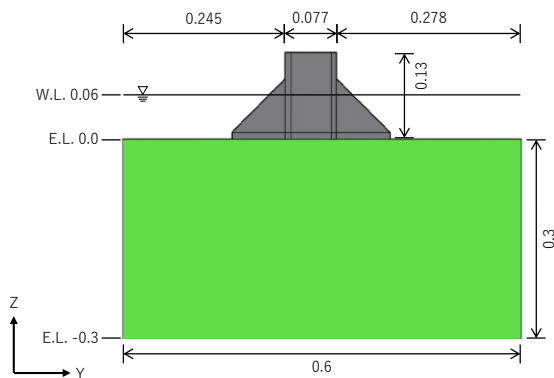
##### (1) 解析モデル

2, 3 章で述べた遠心模型実験の再現解析を行うことを目的として、模型地盤をモデル化した。模型実験では、1 つの模型地盤に 2 体の同じ堤体模型を設置し、遠心力載荷下において圧密度が異なる 2 時点で水平載荷試験を行った。解析では、模型地盤の地盤幅 1.2m を中央で分割し、堤体 1 体ずつモデル化した (図-4.6)。解析上の地盤は、1 層構造の成層地盤であり、模型地盤のように底面付近にある排水のための砂層を設けていないが、代わりに排水境界とした。

本解析では、模型寸法をそのまま解析モデルで再現した上で、単位体積重量に関する設定パラメータ ( $\Sigma M_{weight}$ ) を、実験における遠心加速度 50G に合わせて  $\Sigma M_{weight}=50$  と設定した。 $\Sigma M_{weight}$  は重力加速度とは異なるが、遠心加速度に相当する値を入力することによって、遠心加速度下における単位体積重量、すなわち地中応力状態を再現するための設定パラメータである。



a) 平面図

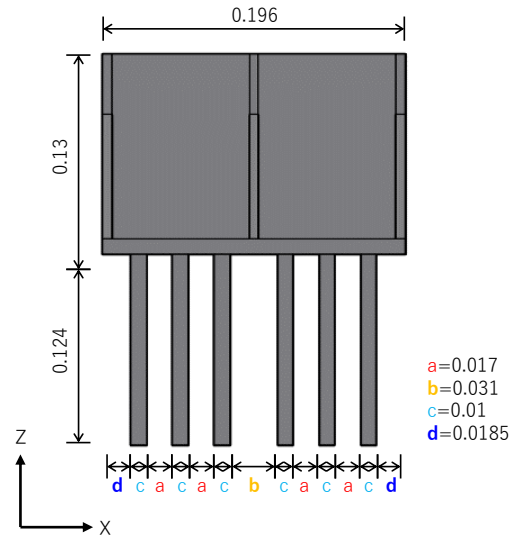


b) 断面図

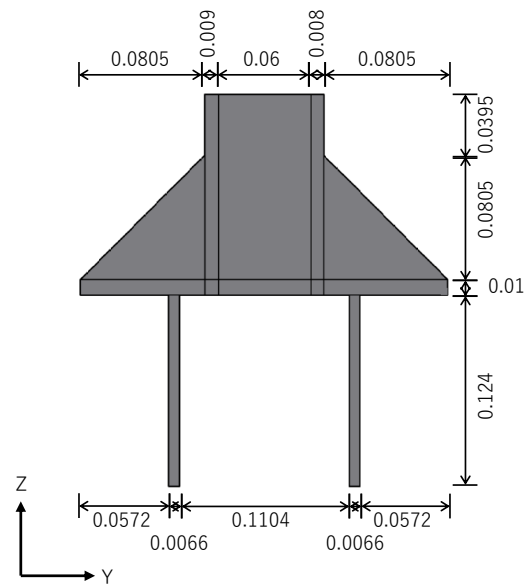
図-4.6 解析領域 (単位 : m)

図-4.7 は、解析に用いた堤体模型を示している。堤体模型は、VII 工区の堤体に対して、模型実験と同じく 1/50 に縮小したものである。

杭頭と堤体底面、杭周面と地盤、堤体底面と地盤の各部境界には、現地地盤モデルと同様にインターフェース要素を設けた (図-4.3)。



a) 法線方向



b) 法線直角方向

図-4.7 堤体モデル (単位 : m)

表-4.10~表-4.15 は、地盤、堤体および杭に関する材料定数の一覧をそれぞれ示している。ここで示されるパラメータは、表-2.1 に示される地盤の物性値を除き、物性

値から推定される推定値、一般値あるいは各表中の注釈に記載の考え方に基づいて設定されたものである。地盤の力学パラメータが力学試験等の試験結果に基づくものではないため、感度分析では特にこれらに着目してパラメータを設定した。

模型地盤では、角パイプによる模型杭が用いられているが、本解析では中実矩形杭でモデル化し、角パイプの曲げ

剛性を中実矩形杭の断面二次モーメントで除すことにより、中実矩形杭のヤング率を算出した。中実矩形杭の単位体積重量は、角パイプ 1 本の質量を中実矩形杭の体積で除し、単位体積質量を算出したものに、重力加速度 ( $9.81\text{m/s}^2$ ) を乗じて求めた。

表-4.10 地盤定数

	Name	Unit	正規圧密粘土層
深度		m	0~-0.3
構成モデル	Model	-	修正カムクレイ
排水タイプ	drainage type	-	非排水 (A)
単位体積重量	$\gamma_{\text{sat}}$	kN/m <sup>3</sup>	16.7
初期間隙比	$e_{\text{init}}$	-	1.432
ポアソン比	$\nu$	-	0.15
圧縮指数	$C_c$	-	0.352
膨張指数	$C_w$	-	0.0235 ( $C_c$ の 1/15 と仮定)
圧縮指数 <sup>*1</sup>	$\lambda$	-	0.152768
膨張指数 <sup>*2</sup>	$\kappa$	-	0.010199
限界状態定数	M	-	1.235
透水係数	kx, ky, kz	m/day	$7.89 \times 10^{-4}$
過圧密比	OCR	-	1.0
先行上載圧	POP	kN/m <sup>2</sup>	9.81

※1 :  $\lambda = 0.434C_c$

※2 :  $\kappa = 0.434C_w$

表-4.11 堤体の材料定数

	Name	Unit	堤体 (気中)	堤体 (水中)
構成モデル	Model	-	線形弾性	線形弾性
排水タイプ	drainage type	-	非多孔性	非多孔性
重量	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	26.4	16.59
ヤング率	E	kN/m <sup>2</sup>	68,300,000 (68.3GPa)	68,300,000 (68.3GPa)
ポアソン比	$\nu$	-	0.3	0.3

表-4.12 杭の材料定数

	Name	Unit	角パイプ	中実矩形杭
構成モデル	Model	-	-	線形弾性
排水タイプ	drainage type	-	-	非多孔性
断面寸法	外径	m	0.01×0.01	-
	厚さ	m	0.001	-
	H	m	-	0.0066
	B	m	-	0.01

単位長さの表面積	S	m <sup>2</sup> /m	0.04	0.0332
杭の長さ	L	m	0.124	0.124
断面積	A	m <sup>2</sup>	0.000036	6.6×10 <sup>-5</sup>
体積 <sup>※1</sup>	V	m <sup>3</sup>	0.00000446	8.184×10 <sup>-6</sup>
質量 (1本毎) <sup>※2</sup>	ton	t/本	1.2×10 <sup>-5</sup>	1.2×10 <sup>-5</sup>
単位体積質量	ρ	t/m <sup>3</sup>	2.690	1.466
単位体積重量 <sup>※3</sup>	γ	kN/m <sup>3</sup>	26.40	14.381
単位体積重量 (浮力考慮) <sup>※4</sup>	γ'	kN/m <sup>3</sup>	16.59	4.571
ヤング率	E	kN/m <sup>2</sup>	68,300,000	140,260,456 <sup>※5</sup>
断面二次モーメント	I	m <sup>4</sup>	4.92×10 <sup>-10</sup>	2.3958×10 <sup>-10</sup> <sup>※6</sup>
曲げ剛性	EI	m <sup>4</sup> *kN/m <sup>2</sup>	0.0336036	0.0336036
ポアソン比	ν	-	0.3	0.3

※1 : V=L\*A

※2 : ton=V\*ρ

※3 : γ = ρ \*9.81

※4 : 水中による浮力考慮のため, 単位体積重量-9.81 (kN/m<sup>3</sup>)

※5 : 中実矩形杭の E=EI/I

※6 : 中実矩形杭の I=(B\*H<sup>3</sup>)/12

表-4.13 杭周面と地盤間の材料定数

	Name	Unit	正規圧密粘土層
深度		m	0~-3.0
構成モデル	Model	-	モール・クーロン
排水タイプ	drainage type	-	排水
単位体積重量	γ <sub>sat</sub>	kN/m <sup>3</sup>	0.0
変形係数 <sup>※1</sup>	E	kN/m <sup>2</sup>	1722.63
ポアソン比	ν	-	0.15
粘着力 <sup>※2</sup>	c	kN/m <sup>2</sup>	c=c <sub>ref</sub> +c <sub>inc</sub> *( Z <sub>ref</sub> -Z )
基準の粘着力	c <sub>ref</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.1
深度による粘着力増分	c <sub>inc</sub>	kN/m <sup>2</sup> /m	65.347
参照深度 (地表面)	Z <sub>ref</sub>	m	0.0
摩擦角	φ'	degree	0

※1 : E=210\*c (日本港湾協会, 2007)

ここでの粘着力 c は杭先端での値を使用 (c=0.1+65.347\*(0.124)=8.203 kN/m<sup>2</sup>)

※2 : Z は解析モデルの Z 座標を示す (図-4.6)

表-4.14 堤体底面と杭頭間の材料定数

	Name	Unit	杭頭
深度		m	0
構成モデル	Model	-	線形弾性
排水タイプ	drainage type	-	非多孔性
単位体積重量	γ <sub>sat</sub>	kN/m <sup>3</sup>	0.0
変形係数 <sup>※1</sup>	E	kN/m <sup>2</sup>	140,260,456
ポアソン比	ν	-	0.3

※1：中実矩形杭のヤング率とする

表-4.15 堤体底面と地盤間の材料定数

	Name	Unit	正規圧密粘土層
深度		m	0.0
構成モデル	Model	-	モール・クーロン
排水タイプ	drainage type	-	排水
単位体積重量	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	0.0
変形係数※1	E	kN/m <sup>2</sup>	1722.63
ポアソン比	$\nu$	-	0.15
粘着力※2	c	kN/m <sup>2</sup>	$c=c_{ref}+c_{inc}*( Z_{ref}-Z )$
基準の粘着力	$c_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	0.1
深度による粘着力増分	$c_{inc}$	kN/m <sup>2</sup> /m	65.347
参照深度（地表面）	$Z_{ref}$	m	0.0
摩擦角	$\phi'$	degree	0

※1： $E=210*c$ （日本港湾協会，2007）

ここでの粘着力 c は杭先端での値を使用（ $c=0.1+65.347*(0.124)=8.203$  kN/m<sup>2</sup>）

※2：Z は解析モデルの Z 座標を示す（図-4.6）

## (2) 解析条件

境界条件は、地盤側面を鉛直ローラー支持、地盤底面を完全固定とした。

水平載荷時は、模型実験の載荷位置に合わせた高さで水平方向に強制変位を与えた。水平強制変位は、線強制変位で変位量 0.006m となるまで与えた。

図-4.8 は、解析ステップを示している。地盤の自重解析（Initial Phase）、堤体の設置（Phase 1）の後、Model 2-bc では圧密度 60%まで圧密解析（Phase 2）を行い、その後水平載荷（Phase 3）を行った。Model 2-ac では、Phase 1 の後、圧密度 90%まで圧密解析（Phase 4）を行い、その後水平載荷（Phase 5）を行った。

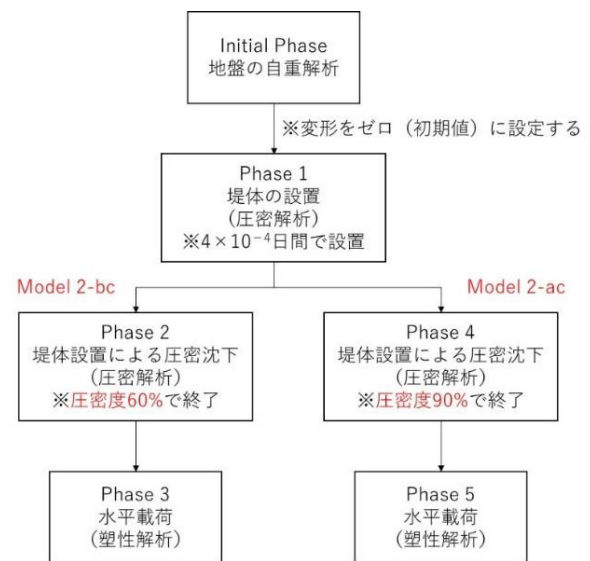


図-4.8 解析ステップ

## 4.5 感度分析の諸条件

### (1) 現地地盤モデル

上述した 4.3 現地地盤モデルを基本ケースとして、以下のように種々の感度分析を行った。

#### (i) Case 1 材料定数（底面摩擦、杭頭固定度）

堤体底面と地盤の境界に作用する底面摩擦や杭頭固定度が水平抵抗特性に与える影響を調べるために、これらの

パラメータを変更した解析を実施した。具体的には、以下の3ケースである。

1 ケース目には、堤体底面と地盤の材料定数（表-4.9）より、基準の粘着力  $c_{ref} = 0.49$  (kN/m<sup>2</sup>) をその約20倍に相当する  $10.0$  (kN/m<sup>2</sup>) に変更したケースを検討した。すなわち、より大きな底面摩擦力が作用することを想定したケースである。

2 ケース目には、杭頭と堤体底面に材料定数（表-4.7）より、変形係数  $E = 60,132,847$  (kN/m<sup>2</sup>) をその約1/1000に相当する  $60132.8$  (kN/m<sup>2</sup>) に変更したケースを検討した。すなわち、より低い杭頭固定度を想定したケースである。

3 ケース目には、上述2ケースのパラメータ変更を同時に行ったケースである。

(ii) Case 2 堤体嵩上げ

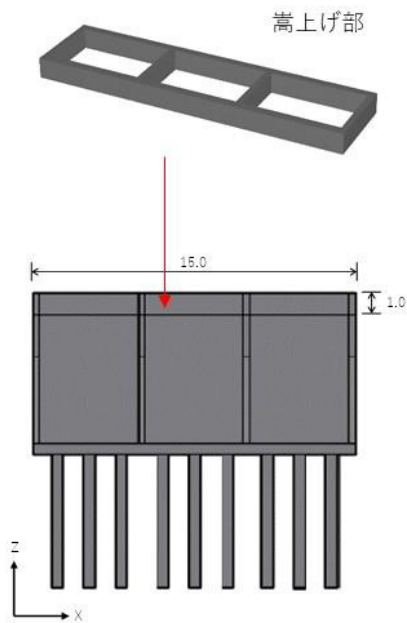
VII 工区では、現状で既に1m程度の沈下が生じている堤体もあることを鑑みて、地盤改良などの対策をせず、単に1mの嵩上げを行った場合の水平抵抗特性を検討した。図-4.9aは嵩上げ部のモデル化、図-4.9bは解析ステップを示している。現地地盤モデルの基本ケースと同じように堤体設置による圧密解析を実施した後、Phase 3において

嵩上げ部を設置した。解析上は、解析モデル作成時（Initial Phase 前）に嵩上げ部を含む堤体全体をメッシュ化しておく（このとき、材料定数は与えていない）、Phase 3において材料定数を与えた。このとき、与えられる材料定数は堤体の材料定数（表-4.5）と同じである。

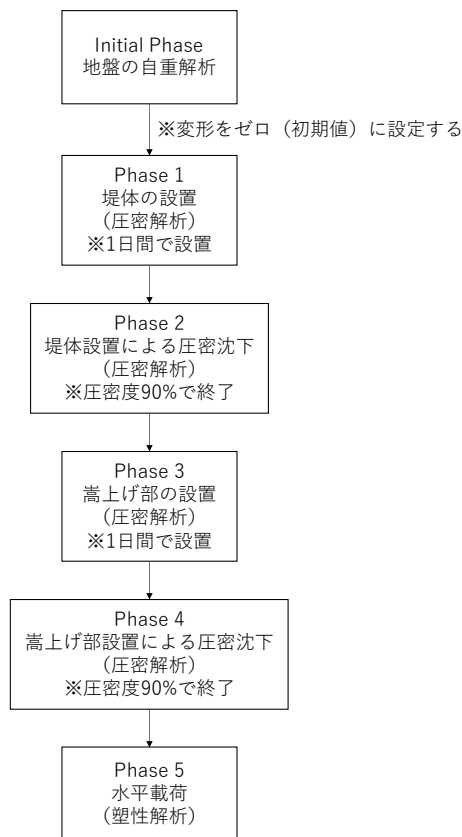
(iii) Case 3 揚圧力

軟着堤設置当時の設計によれば、洗堀防止マットを設置しない場合や、地表面を均すために砂層を施工する必要があるような場合には、揚圧力を考慮することとなっている。VII 工区では洗堀防止マットを施工しており、また現地計測によっても特に洗堀が起こっているような形跡は見られないが、ここでは揚圧力が作用した場合を想定して、水平抵抗特性に与えるその影響を検討した。

図-4.10は、揚圧力の載荷方法を示している。設計書における揚圧力の算定方法を参考に、 $P_a = 3.304$  (kN/m<sup>2</sup>)、 $P_b = 0$  (kN/m<sup>2</sup>) となる三角形分布荷重（2次元の場合）を底面に対して鉛直上向きに作用させた。なお、揚圧力は水平載荷ステップ（図-4.8におけるPhase 3およびPhase 5）にのみ作用させた。

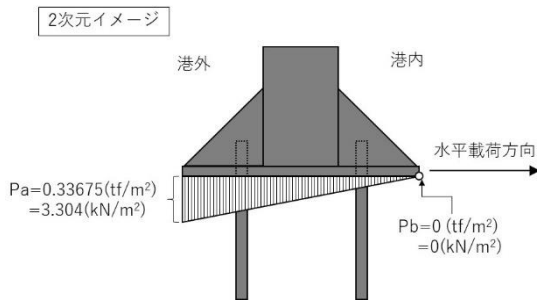


a) 嵩上げ部のモデル化

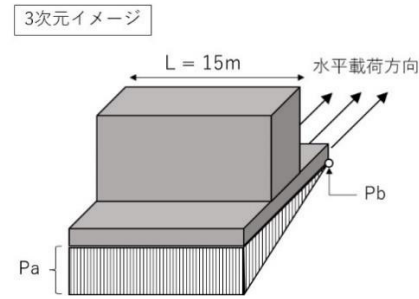


b) 解析ステップ

図-4.9 解析方法



a) 2次元的なイメージ



b) 3次元的なイメージ

図-4.10 揚圧力の荷重方法

(2) 模型地盤モデル

上述した 4.4 模型地盤モデルを基本ケースとして、以下のように種々の感度分析を行った。

(i) Case 4 材料定数

表-4.10 に示した地盤定数のうち、圧縮指数を 1.52768 (基本ケースの 10 倍)、膨張指数を 0.10199 (基本の 10 倍)、限界状態定数を 0.6175 (基本の 1/2) に変更したケースについて検討した。これは、解析結果で示されるように、基本ケースでは模型実験結果に比べて水平抵抗力が大きく、水平荷重の立ち上がりも急であったため、水平抵抗力に影響を与え得る定数を調べるためである。

(ii) Case 5 地盤幅

模型実験では、模型土槽の大きさの制約から堤体模型の大きさに対して地盤幅が小さく、側面境界が実験結果や解析結果に影響を与える可能性がある。模型実験ではこの影響を調べることができなかつたため、解析的に地盤幅の影響を調べた。ここでは、地盤幅を基本ケースの 0.6m から 1.2m に変更して解析を実施した (図-4.11)。地盤幅以外のモデル化手法やパラメータは、基本ケースと同じである。

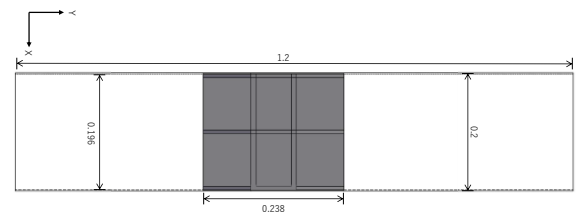


図-4.11 変更された解析領域

5. 数値解析の結果

5.1 出力結果に関する基本事項

表-5.1 は、解析結果の出力値の方向と符号の関係を示している。

図-5.1 は、各地盤モデルにおける杭番号 (現地地盤モデル Pe0~Pe8, Pi0~Pi8, 模型地盤モデル Pe0~Pe5, Pi0~Pi5) および鉛直変位を測定 (=解析結果を出力) した天端 4 隅の点番号 (Ce0, Ce1, Ci0, Ci1) を示している。ここで示される杭番号および鉛直変位の測定点番号に基づいて、後述の解析結果を参照されたい。

表-5.1 出力結果の方向と符号の関係

水平変位荷重	全体座標系 Y 軸正側への変位が+ (= 荷重進行方向が+)		
鉛直変位	全体座標系 Z 軸正側への変位が+ (= 地盤の隆起が+, 沈下が-)		
間隙水圧	正圧が+, 負圧が- (PLAXIS3D の解析出力値は逆符号であるが, 結果整理で上記に変更)		
鉛直土圧	正圧が+, 負圧が- (PLAXIS3D の解析出力値は逆符号であるが, 結果整理で上記に変更)		
杭の断面力	軸力	せん断力	曲げモーメント
	引張が+, 圧縮が-	上端が Y 軸負側への変位が+, Y 軸正側への変位が-	Y 軸負側引張が+, Y 軸正側引張が-



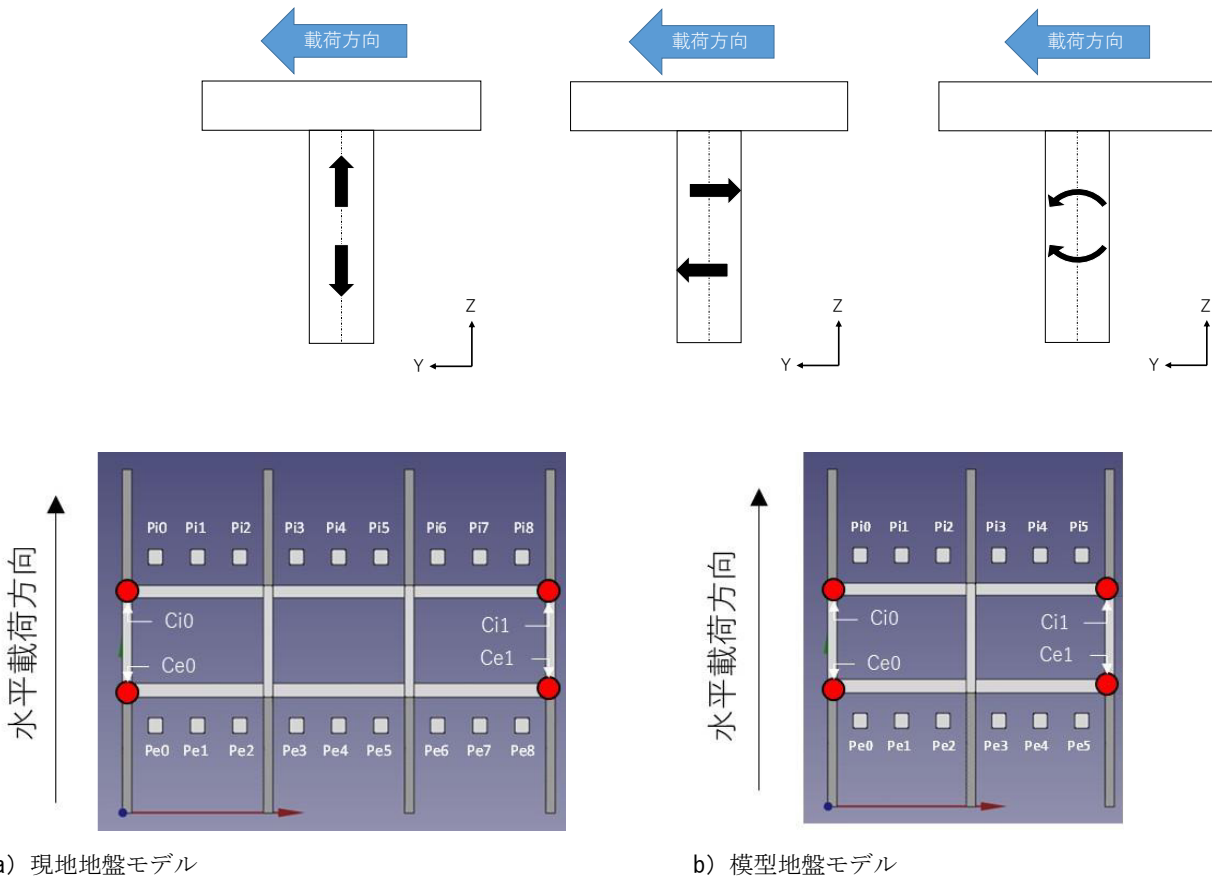


図-5.1 杭番号および鉛直変位の測定点番号

## 5.2 現地地盤モデル

### (1) 基本ケースの結果

図-5.2 は、Model 1-bc において、Phase 1（堤体設置および圧密解析 1 日）が終了した時点と、Phase 2（水平載荷）が終了した時点での変形図を示している。

図-5.3 は、Model 1-bc の解析結果一覧を示している。図-5.3a より、水平変位と水平荷重の関係をみると、水平変位 0.025m 程度まで水平荷重が線形に増加すると、その後降伏し、載荷終了の水平変位 0.3m まで水平荷重が緩やかに増加する傾向を示している。

図-5.3b より、鉛直変位と解析ステップの関係をみると、Phase 1 による圧密沈下は非常に小さく、その後 Phase 2 において堤体が持ち上がる方向に変直変位が発生している様子がわかる。また、堤体前後で鉛直変位量が大きく異なっており（後ろ側でより大きく持ち上がる）、水平載荷によって堤体が傾く挙動が示されている。

図-5.3c および図-5.3d は、水平変位 0.3m（水平載荷終了時点）での Pe 側および Pi 側における杭の軸力分布（＝深さ方向分布）を示している。各図より、深さ方向に値が

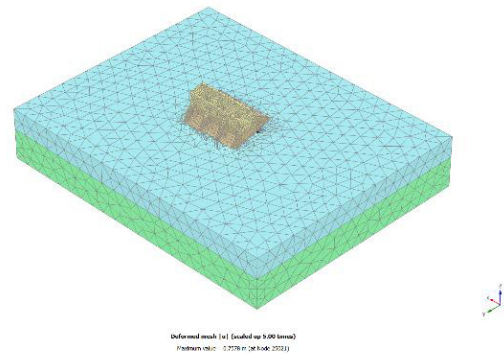
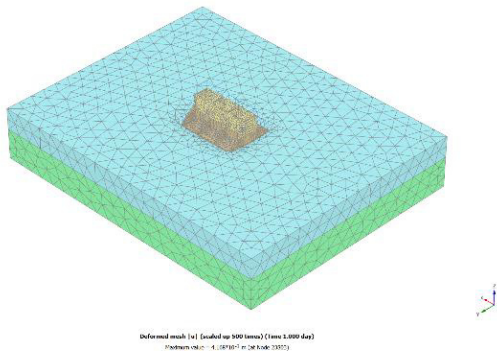
振動しているのは、解析メッシュの大きさに依存した数値解析上の挙動と考えられる。本稿には掲載していないが、解析メッシュの大きさのみを変更して解析を行った結果、解析メッシュの大きさに応じて値の振動の大きさが変化していたことから、値の振動がメッシュ依存性の影響によるものと考えられる。よって、実際の軸力分布は、この振動、振幅の中央を通るようなものと考えられる。これは後述のせん断力分布、曲げモーメント分布も同様である。図より、Pe0～Pe8 あるいは Pi0～Pi8 のように水平載荷方向に対して前方または後方で同じ側にある杭の軸力分布を比較すると、その分布形状はほぼ変わらず均等に軸力が作用している。一方、Pe 側と Pi 側を比較すると、水平載荷時に押し込み側となる Pi 側において、引抜き側となる Pe 側より大きな圧縮方向の軸力が発生していることがわかる。

図-5.3e および図-5.3f は、水平変位 0.3m での Pe 側および Pi 側における杭のせん断力分布を示している。図より、Pe 側、Pi 側それぞれ同じ側の杭を比較すると、堤体の法線方向外側に位置する Pe0 や Pe8 または Pi0 や Pi8 において、それより内側に位置する杭よりやや大きなせん断

力が発生していることがわかる。また、Pe側とPi側を比較すると、Pi側においてやや大きなせん断力が発生していることがわかる。このとき、杭頭（正確には杭頭直近の要素）に作用するせん断力を全杭で合計した値、すなわち杭による水平抵抗力が3254kNであった。これに対して、図-5.3aより水平荷重、すなわち全水平抵抗力が3265kNであることから、全水平抵抗力を杭による水平抵抗力がほぼ100%負担していると言える。

図-5.3gおよび図-5.3hは、水平変位0.3mでのPe側およびPi側における杭の曲げモーメント分布を示している。せん断力分布でみられた傾向と同じく、堤体の外側に位置するPe0やPe8またはPi0やPi8において、それより内側

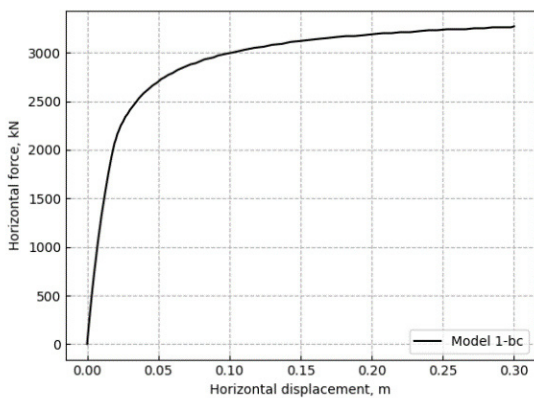
に位置する杭より大きな曲げモーメントが発生している。さらにPe側とPi側を比較すると、Pi側においてやや大きな曲げモーメントが発生していることがわかる。この理由の一つとして、堤体の外側に位置する杭は、内側に位置する杭に比べて、水平載荷時に周辺地盤から受ける土圧が大きくなり、より大きなせん断力や曲げモーメントが発生したものと推測される。また、Pe側に比べてPi側においてやや大きな応力が作用したのは、堤体の後ろ側、すなわちPe側が持ち上がるように回転したため、Pe側では杭頭付近で受ける土圧がやや小さくなり、結果としてPi側でやや大きな応力が作用したものと推察される。



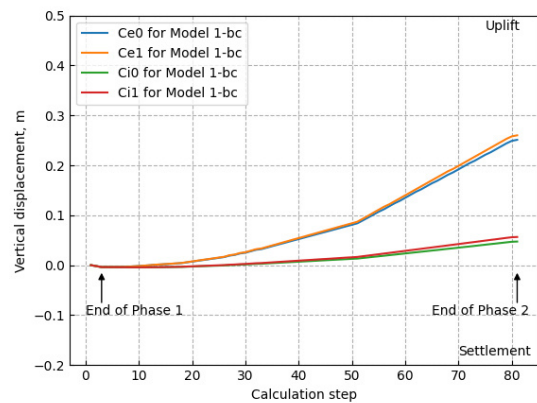
a) Phase 1 終了時（変形 500 倍表示）

b) Phase 2 終了時（変形 5 倍表示）

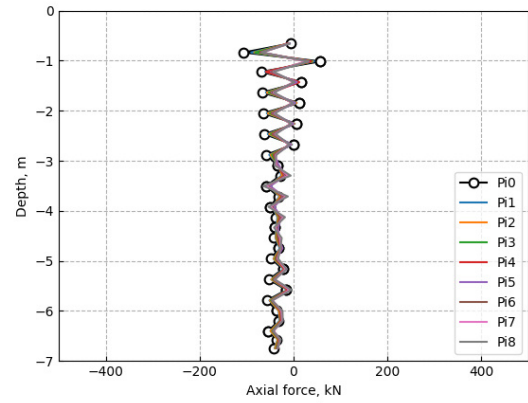
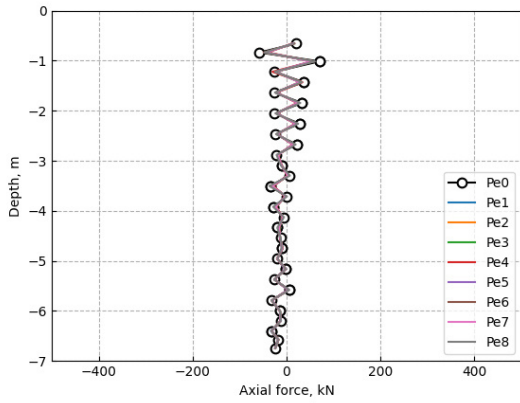
図-5.2 変形図



a) 水平変位と水平荷重の関係

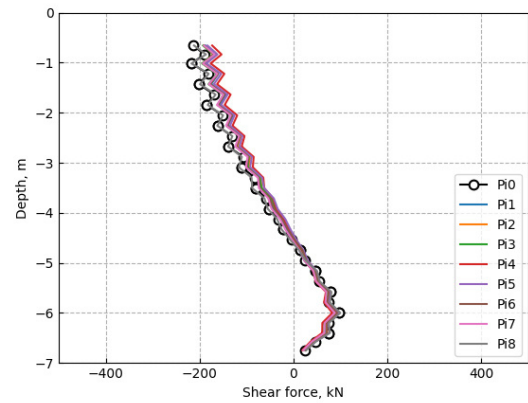
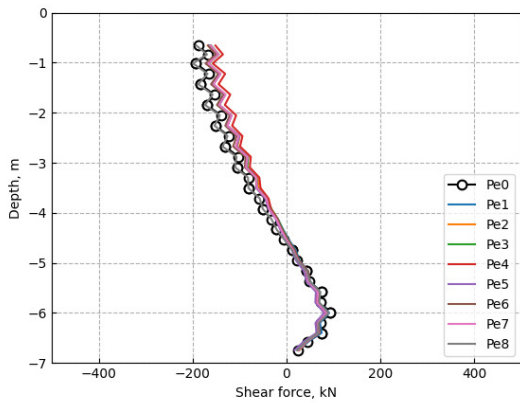


b) 鉛直変位と水平変位の関係



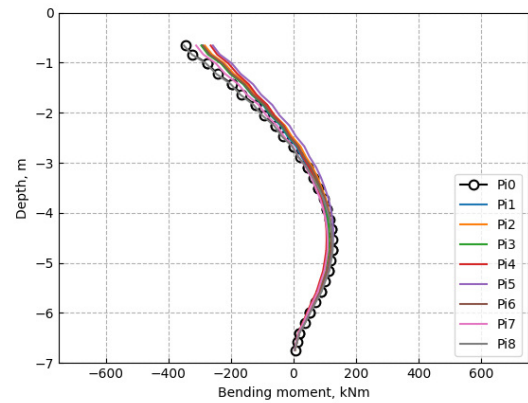
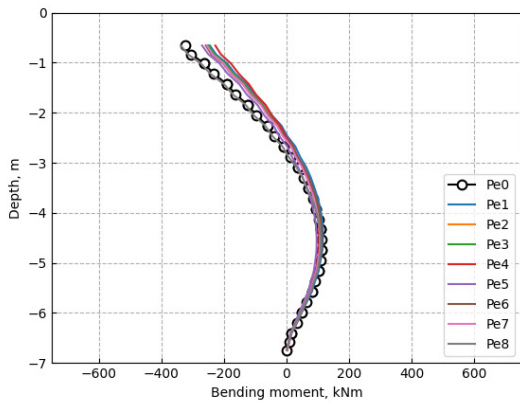
c) 軸力分布 (Pe 側)

d) 軸力分布 (Pi 側)



e) せん断力分布 (Pe 側)

f) せん断力分布 (Pi 側)



g) 曲げモーメント分布 (Pe 側)

h) 曲げモーメント分布 (Pi 側)

図-5.3 解析結果一覧 (Model 1-bc)

(2) 現地水平載荷試験結果との比較

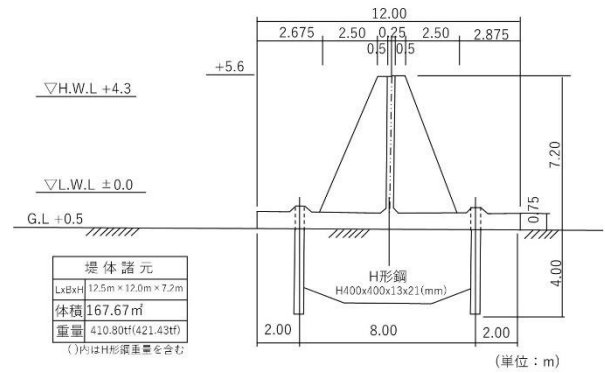
上述した解析結果を過去に実施された現地水平載荷試験結果と比較した。ここでは、菊池 (2003) に記載された

情報をもとに各結果を比較した。図-5.4a および b は、1986 年日奈久港において実施された実験で用いられたくし形堤体および水平載荷方法を示している。図-5.4c は、

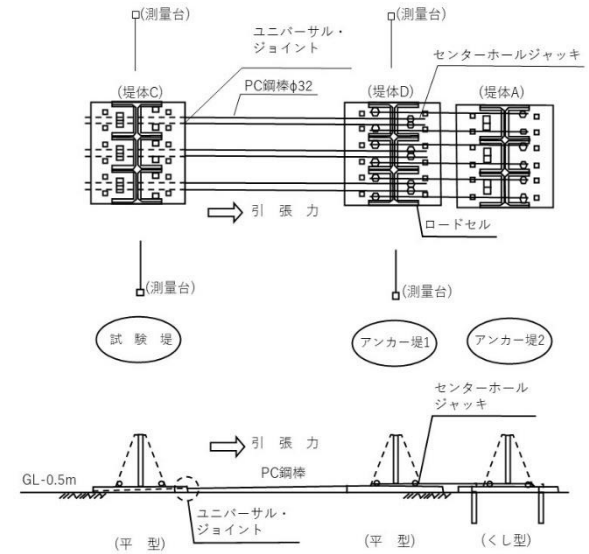
平成 2 年度熊本港において実施された実験で用いられたくし形堤体および水平載荷方法を示している。図中は長杭を想定した図となっているが、一連の試験では長杭のほか、短杭や中間長杭の試験も実施されており、後述で比較する結果は短杭（根入れ長 5m）のものである。

表-5.2 は、Model 1-bc および上述 2 件の現地水平載荷試験の堤体仕様を一覧にしたものである。

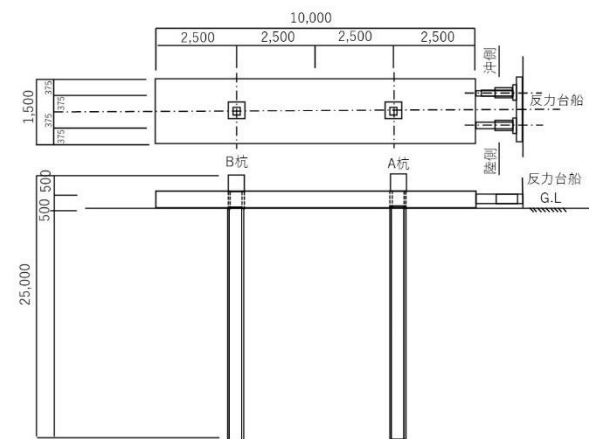
図-5.5 は、Model 1-bc および上述 2 件の現地水平載荷試験で得られた水平荷重と水平変位の関係を示している。図には、全水平抵抗力に加えて、杭による水平抵抗力も併せて示した。堤体仕様がそれぞれ異なるため、ここでは水平荷重を底版面積で除した値を示している。杭の諸元もそれぞれ異なるため、当然ながら底版面積で除すだけでは完全な標準化とは言えないが、水平荷重変位関係について主に定性的な傾向をつかむことを目的として、このような整理を行った。図より、解析では荷重初期の水平荷重の立ち上がりが急で、その後急激に降伏する傾向がみられるのに対して、現地水平載荷試験結果ではいずれも徐々に降伏し、降伏とみられる後もなだらかに水平荷重が増加する傾向が確認される。このように、解析上は急激に破壊が進行するのに対して、実地盤では徐々に破壊が進行すると言える。杭による水平抵抗力に着目すると、日奈久港では水平変位 0.05m 付近で杭による水平抵抗力が頭打ちになるのに対して、熊本港では全水平抵抗力に追随するような傾向がみられる。なお、解析では荷重終了時（水平変位 0.3m 時）の全水平抵抗力に対して杭の水平抵抗力がほぼ 100%負担していたことから、熊本港の結果に近い挙動であると言える。



a) 堤体仕様 (1986 年日奈久港)



b) 荷重方法 (1986 年日奈久港)



c) 堤体仕様および荷重方法 (平成 2 年熊本港)

図-5.4 現地水平載荷試験 (菊池 (2003) を加筆修正)

表-5.2 堤体仕様一覧

対象	底版寸法		杭諸元			
	法線方向 (m)	法線直角方向 (m)	法線方向幅 (m)	根入れ長 (m)	曲げ剛性 (kNm <sup>2</sup> )	底版面積/本数 (m <sup>2</sup> /本)
Model 1-bc	15.0	11.9	0.465	6.2	294,777.7	9.9 (計 18 本)
日奈久港	12.5	12.0	0.4	4.0	135,300.0 (推定値)	12.5 (計 12 本)
熊本港	1.5	10.0	0.25	5.0	23,000.0 (推定値)	7.5 (計 2 本)

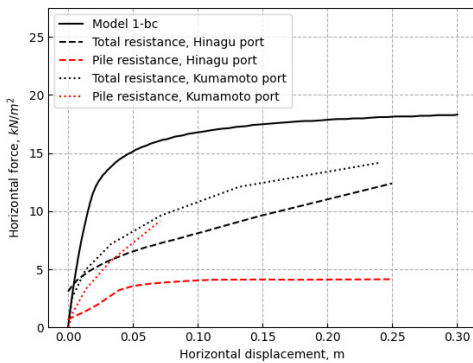


図-5.5 現地水平荷重試験との比較結果

(3) 堤体設置後の圧密沈下による影響

水平抵抗特性に対する堤体設置後の圧密沈下の影響を調べるために、堤体設置後に圧密解析 1 日を実施した Model 1-bc と、堤体設置後に圧密度 90%まで圧密解析を実施した Model 1-ac の解析結果を比較した。図-5.6 は、比較した結果の一覧を示している。

図-5.6a より、水平変位と水平荷重の関係をみると、十分に圧密が進行した Model 1-ac において、水平荷重が増加していることがわかる。水平変位 0.3m 時の水平荷重を比較すると、Model 1-bc が 3265kN に対して Model 1-ac

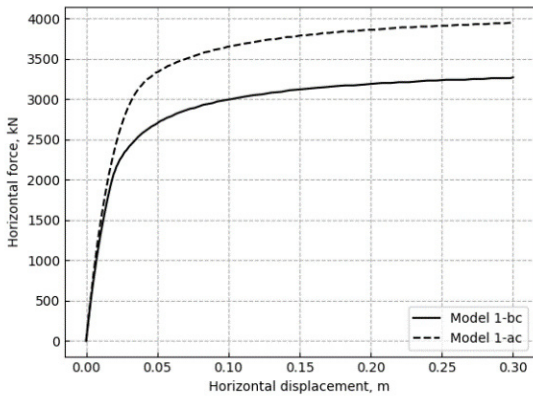
が 3946kN となり、約 20%の水平抵抗力の増加となっている。

図-5.6b より、Model 1-ac における鉛直変位と解析ステップの関係をみると、Phase 3 (圧密度 90%までの圧密解析) において、圧密沈下が発生している様子がわかるが、その沈下量は非常に小さい。Phase 4 (水平荷重) では、Model 1-bc と同様に、荷重方向に対して前方、後方で発生する鉛直変位が大きく異なることから、堤体が回転するように変位したことがわかる。

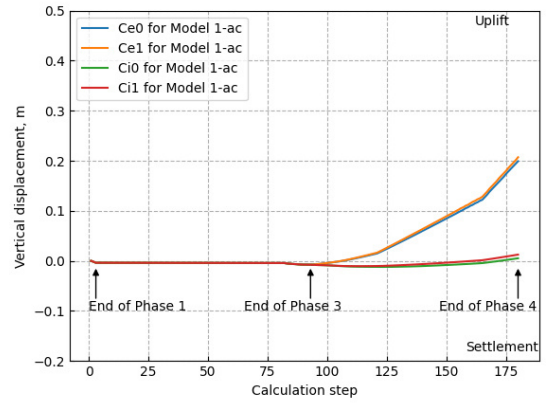
図-5.6c～図-5.6e は、水平変位 0.3m 時の杭 Pe0 および Pi0 における軸力、せん断力、曲げモーメントそれぞれの深度分布を比較したものである。各図より、いずれも圧密が進行した Model 1-ac において、大きな軸力、せん断力、曲げモーメントが発生していることがわかる。圧密が進み、地盤強度が増加することによって、水平荷重時に主に杭に作用する応力が増加した結果、水平抵抗力が増加したものと考えられる。ただし、圧密前後の結果を比較して、各断面力の分布形状に大きな違いは無いようである。

図-5.7 は、Phase 3 終了時における地層毎 (Clay 1 および Clay 2) に図示した間隙比分布を示している。図より、堤体直下地盤において間隙比の減少、すなわち圧縮が発生している様子がわかる。

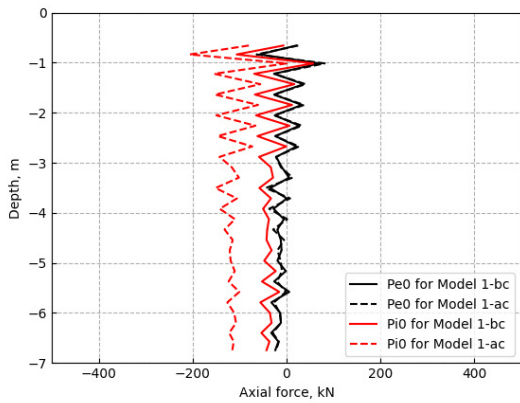
軟弱地盤着底式防波堤の圧密沈下が水平抵抗力に与える影響



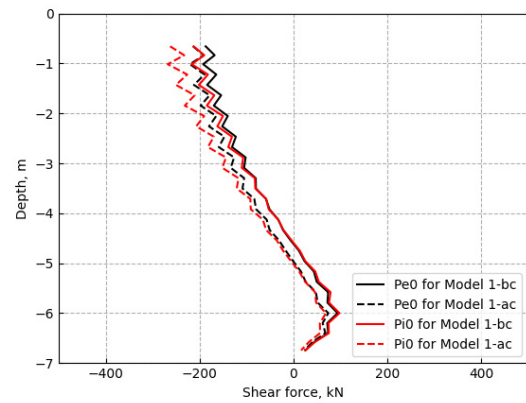
a) 水平変位と水平荷重の関係



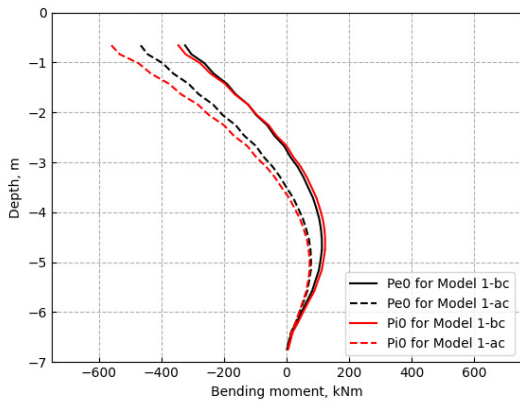
b) 鉛直変位と水平変位の関係



c) 軸力分布 (Pe0 および Pi0)

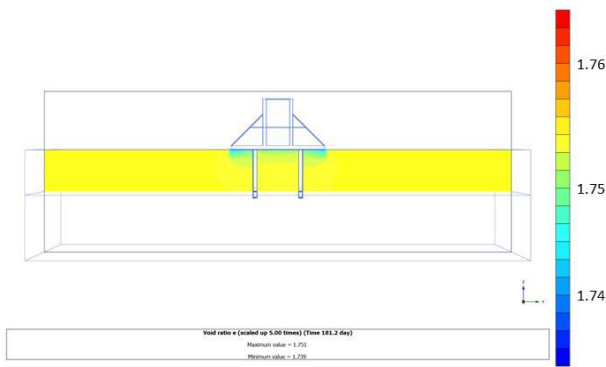


d) せん断力分布 (Pe0 および Pi0)

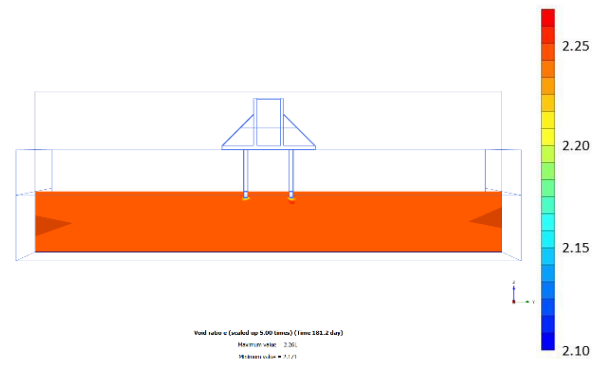


e) 曲げモーメント分布 (Pe0 および Pi0)

図-5.6 Model 1-bc および Model 1-ac の比較結果一覧



a) Clay 1 (法線直角方向)



b) Clay 2 (法線直角方向)

図-5.7 間隙比分布 (Model 2-ac における Phase 3 終了時)

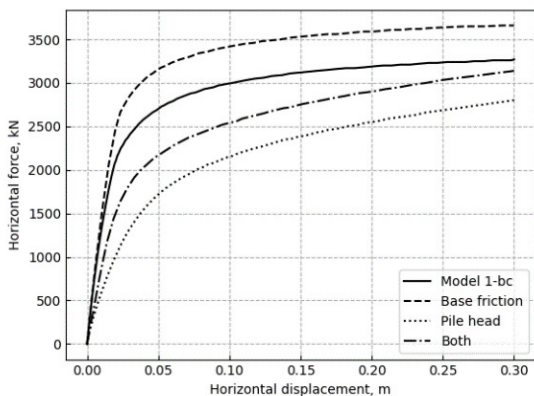
#### (4) 感度分析

上述の Model 1-bc および Model 1-ac に対して、種々の感度分析を行った。

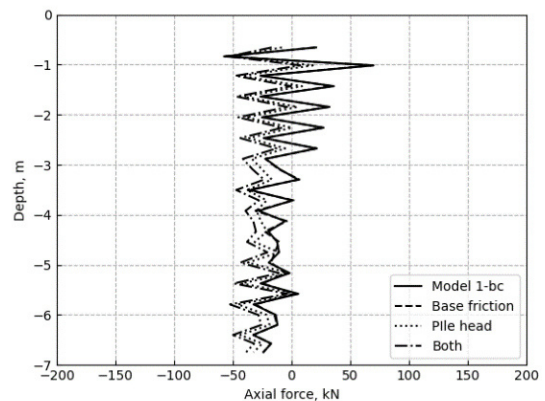
図-5.8 は、Model 1-bc に対して Case 1 の感度分析を行った結果の一覧を示している。Case 1 では、堤体底面と地盤間の摩擦力の影響を調べるためにインターフェース要素の粘着力を 10 倍にしたもの (図中凡例 Base friction に該当)、杭頭固定度の影響を調べるために堤体底面と杭頭間のインターフェース要素のヤング率を 1/1000 として固定度を低くしたもの (図中凡例 Pile head に該当)、その両方を変更したもの (図中凡例 Both に該当) について調べた。図-5.8a より、Base friction では基本ケース (Model 1-bc) に比べて、荷重初期にみられる水平荷重の立ち上がりは同じような曲線勾配を示すものの、水平変位の増加とともにより大きな水平荷重が発生することがわかる。Pile head では荷重初期の曲線勾配が緩くなるとともに、最大水平荷重も小さくなる傾向を示している。これら両方のパ

ラメータを変更した Both では、その中間的な挙動を示している。

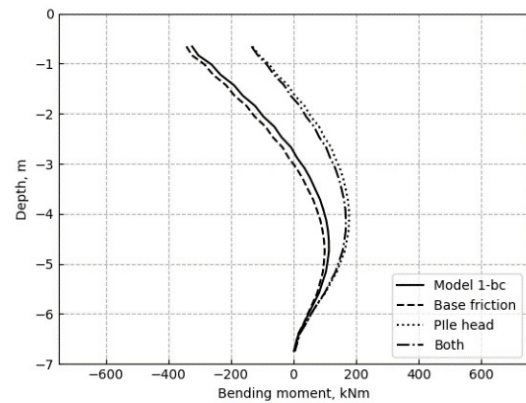
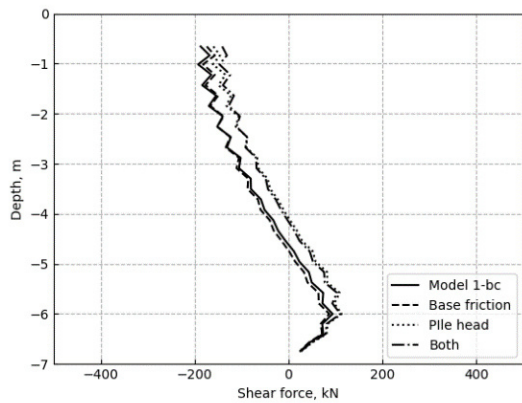
図-5.8b~d は、水平変位 0.3m 時の軸力、せん断力、曲げモーメントそれぞれの深度分布を示している。ここでは、Pe 側のみを示している。図より、せん断力および曲げモーメント分布をみると、Base friction は基本ケース (Model 1-bc) とほぼ同じような傾向を示しているが、Pile head ではせん断力および曲げモーメントが明確に減少しており、杭頭固定度の影響が大きいことがわかる。ここで、基本ケースでは杭頭付近で最大 350kNm 弱の発生曲げモーメントに対して、Pile head のケースでは杭頭付近で 150kNm 弱の発生曲げモーメントとなっているので、杭と底板境界のヤング率を低くすることで杭頭固定度は 150kNm / 350kNm = 43% 程度に減少したこととなる。



a) 水平変位と水平荷重の関係



b) 軸力分布 (Pe 側)



c) せん断力分布 (Pe 側)

d) 曲げモーメント分布 (Pe 側)

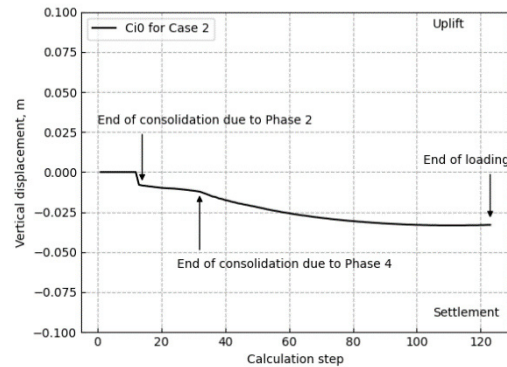
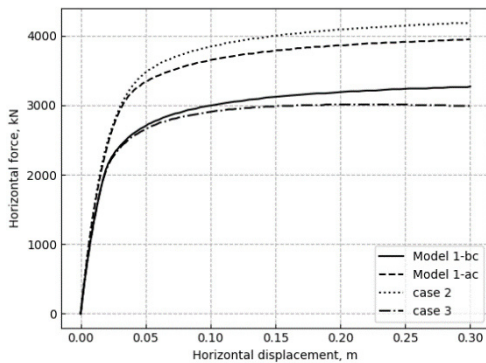
図-5.8 解析結果一覧 (Case 1)

図-5.9 は、堤体を設置し圧密度 90%に達した後、1m の嵩上げを行い、さらに圧密させた Case 2 および揚圧力の影響を考慮した Case 3 の結果を示している。Case 2 では嵩上げによってわずかに圧密沈下が進行するため、Model 1-ac と比較して水平荷重もわずかに増加する傾向を示している。Case 3 では、揚圧力が作用しない Model 1-bc と比較して、水平荷重がやや減少するようである。

表-5.3 は、各解析ケースにおける水平変位 0.3m の全水平抵抗力とその抵抗割合の一覧を示している。表には、参考として現地水平載荷実験の結果を併記した。なお、杭による抵抗力とは、杭頭に作用するせん断力を全杭で合計し

た値とし、杭以外による抵抗力とは全水平抵抗力から杭による抵抗力を差し引いた値を示している。また、杭以外による抵抗力が負の値になっている箇所は、上述した数値解析上の振動により杭による抵抗力が全水平抵抗力を上回ったためであり、実際に負の抵抗力が作用するということではない。

表より、基本ケースや Case 2, Case 3 では、全水平抵抗力に対して杭による抵抗力がほぼ 100%負担するのに対して、Case 1 において、底面摩擦や杭頭固定度を調整することによって、その抵抗割合が明確に増減することがわかる。



a) 水平変位と水平荷重の関係

b) 水平変位と鉛直変位の関係

図-5.9 解析結果一覧 (Case 2 および Case 3)



表-5.3 全水平抵抗力およびその抵抗割合の一覧

ケース		全水平抵抗力 (kN)	杭による抵抗力 (kN) <sup>※1</sup>	杭以外による抵抗力 (kN) <sup>※2</sup>
基本ケース	Model 1-bc	3265	3254 (100)	11 (0)
	Model 1-ac	3946	3951 (100)	-5 (0)
Case 1 (底面摩擦)	Model 1-bc	3665	3058 (83)	607 (17)
	Model 1-ac	4381	3793 (87)	588 (13)
Case 1 (杭頭固定度)	Model 1-bc	2799	2730 (98)	69 (2)
	Model 1-ac	2963	2892 (98)	72 (2)
Case 1 (両方)	Model 1-bc	3141	2391 (76)	750 (24)
	Model 1-ac	3324	2573 (77)	751 (23)
Case 2 (嵩上げ)	Model 1-bc	—	—	—
	Model 1-ac	4185	4200 (100)	-15 (0)
Case 3 (揚圧力)	Model 1-bc	2987	2961 (99)	26 (1)
	Model 1-ac	3701	3697 (100)	4 (0)
(参考)				
現地水平載荷実験 <sup>※3</sup>				
日奈久港 (1986)	—	1854 (=189tf)	621 (33.5)	1233 (66.5)
		@HDisp=0.25m <sup>※4</sup>	@HDisp=0.25m	@HDisp=0.25m
熊本港 (H2 年度)	—	144 (=14.7tf)	137 (95)	7 (5)
		@HDisp=0.07m	@HDisp=0.07m	@HDisp=0.07m
2003 において 8 章 Case 4 に相当)		212 (=21.6tf)		
		@HDisp=0.24m		

※1: 各杭頭付近のメッシュに作用するせん断力の合計であり, 括弧内は全水平抵抗力に対する割合 (%) を示す.

※2: 全水平抵抗力から杭による抵抗力を引いた値であり, 主に底面摩擦力に起因する抵抗力と考えられる. 括弧内は全水平抵抗力に対する割合 (%) を示す.

※3: 本研究による解析対象と各実験で製作された堤体や杭の寸法がそれぞれ異なるため, 各抵抗力の絶対値を単純に比較できないことに注意されたい.

※4: @HDisp は, ここに示される抵抗力が計測された水平変位を示す.

### 5.3 模型地盤モデル

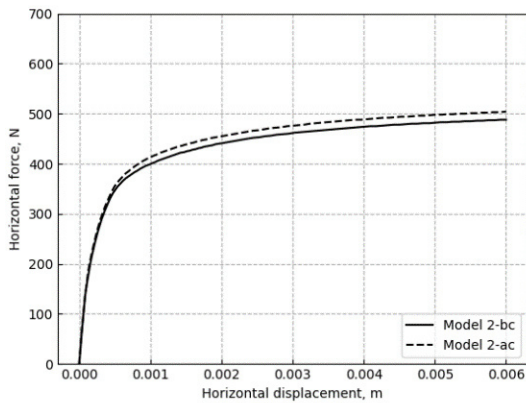
#### (1) 圧密度の違いによる影響

図-5.10 は, 圧密度 60%で水平載荷を実施した Model 2-bc と, 圧密度 90%で水平載荷を実施した Model 2-ac に関する解析結果の一覧である. ここで, 解析および実験のケース名に関して, 解析の Model 2-bc が実験の Model 1 (図-3.4) に, 解析の Model 2-ac が実験の Model 2 (図-3.4) に相当することに注意されたい.

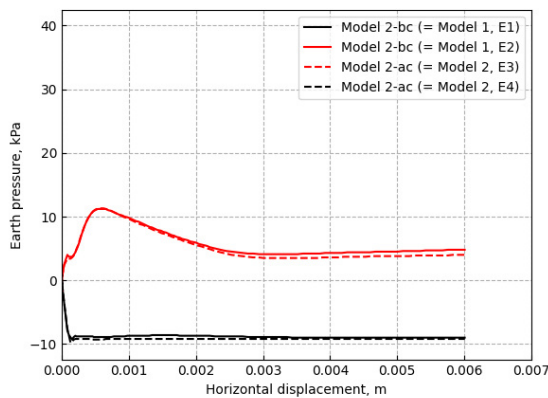
図-5.10a より, 実験結果 (図-3.4a) と比較して, 解析では圧密度の違いによる水平荷重の違いが小さい. また, 解析では, 水平変位 0.0005m (0.5mm) 付近で降伏し, 水平荷重の増加傾向が緩やかになるのに対して, 実験では明確な降伏がみられず, 載荷初期より水平荷重が徐々に増加する傾向が確認される. 水平荷重の増加傾向に関するこの

ような違いは, 現地地盤モデルと現地水平載荷試験との比較でも確認された違いである.

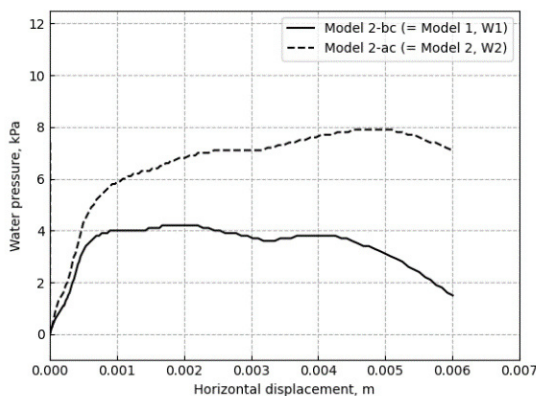
図-5.10b は堤体底面に作用する土圧を示している. 土圧を出力または計測した位置は, 図-2.4 の通りであり, 解析と実験で同じ位置を参照している. 図より, 実験 (図-3.4d) では堤体前側 (Model 1, E2 と Model 2, E3 を比較) において圧密度が高い Model 2 で土圧が大きく作用しているが, 解析ではそのような傾向が見られなかった. 一方, 図-5.10c に示される堤体直下地盤中の間隙水圧挙動をみると, 解析, 実験 (図-3.4e) とともに圧密度 90%のケースにおいてより大きな過剰間隙圧が発生している.



a) 水平変位と水平荷重の関係



b) 底面土圧



c) 間隙水圧

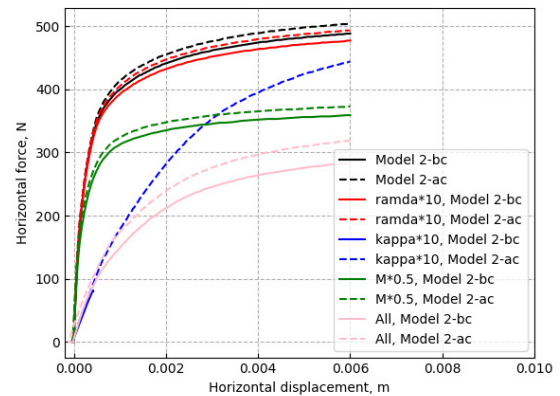
図-5.10 解析結果

(2) 感度分析

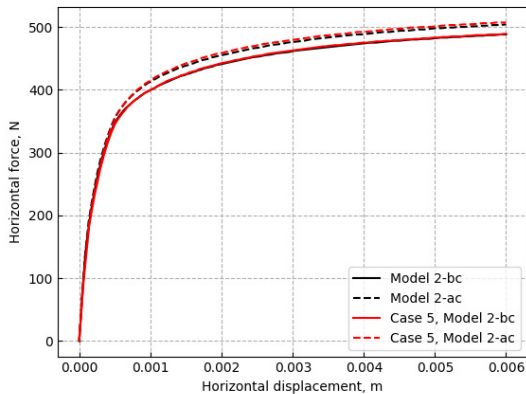
Model 2-bc および Model 2-ac について、種々の感度分析を行った。

図-5.11a は Case 4 の感度分析による結果を示している。Case 4 では、圧縮指数 $\lambda$ を 10 倍したケース (図中凡例,  $\text{ramda} \times 10$  に該当), 膨張指数 $\kappa$ を 10 倍したケース (図中凡例,  $\text{kappa} \times 10$  に該当), 限界状態定数 $M$ を 0.5 倍にしたケース (図中凡例,  $M \times 10$  に該当) と, これら全てを変更したケース (図中凡例, All に該当) について検討した。図より, 圧縮指数 $\lambda$ による影響はほぼ見られないが, 膨張指数 $\kappa$ は特に载荷初期の水平荷重の立ち上がりに影響するようである。また, 限界状態定数 $M$ は, 载荷初期の水平荷重の立ち上がりは変わらず, 最大水平荷重に大きな影響を与える。さらに, これら全てを変更したケースでは, 载荷初期の水平荷重の立ち上がりが緩やかになることに加えて, 最大水平荷重が減少することがわかる。また, 基本ケースに比べて, 圧密度の違いによる水平荷重への影響が大きい。これは, 限界状態定数を小さくすることによって水平荷重が減少する中で, 圧縮指数を大きくすることによって圧密し易くなることから, 圧密による影響が顕在化したためと考えられる。

図-5.11b より, 地盤幅を大きくした Case 5 の結果をみると, 基本ケースとほぼ同様な結果を示しており, 解析上は地盤幅の影響が小さかったものと考えられる。



a) 水平変位と水平荷重の関係 (Case 4)



b) 水平変位と水平荷重の関係 (Case 5)

図-5.11 解析結果一覧

## 6. 結論

本研究では、堤体設置後の沈下が進んでいる熊本港の軟着堤について、今後嵩上げ等の対応策を検討することを念頭に、遠心載荷模型実験および数値解析を実施し、堤体設置後の圧密沈下が堤体の水平抵抗特性に与える影響を調べた。本検討により得られた主要な結論は以下の通りである。

遠心載荷模型実験の結果より、堤体設置後の沈下に伴い地盤の圧密が進むことによって、軟着堤の水平抵抗力が増加することがわかった。このとき、圧密前と比較して、水平載荷中、堤体底面に作用する鉛直上向きの土圧が増加していること、堤体直下地盤がより広く深い範囲で変形していることが確認された。これは、圧密によって堤体直下地盤の強度が増加することに伴って、水平載荷中の底面地盤反力や杭の横抵抗が増加し、その結果軟着堤全体の水平抵抗力が増加したことを示唆するものである。

現地地盤を対象とした数値解析の結果より、堤体設置後に圧密が進行することによって、上述の模型実験と同様に軟着堤の水平抵抗力が増加することが確認された。また、底面摩擦や杭頭固定度が水平抵抗メカニズム、すなわち全水平抵抗力に対する杭の横抵抗やそれ以外の抵抗成分による分担割合に有意な影響を与えることを確認した。模型地盤モデルを対象とした再現解析では、圧密による影響がわずかであった。その他、水平抵抗力やそれに影響する地盤パラメータについて感度分析によって調べた。

上述のような解析結果が得られた一方で、現地で実際に発生している沈下量（最大 1m 程度）と比較して、今回実施した解析では、全体的に圧密沈下量が非常に小さい傾向

にある。この要因の一つとして、杭の軸方向抵抗力が圧密沈下を実際より大きく抑制したことが考えられる。現行の設計手法では、圧密沈下量の算定のために杭は考慮されないが、水平支持力の評価には杭の横抵抗が主要な抵抗成分として考慮される。また、長杭の場合には、鉛直支持力の評価において杭の付着力が考慮されることもある。本研究における解析的検討では、圧密と支持力それぞれの問題を一体的に再現するところに至らなかったが、感度分析結果から類推すると、底面や杭と地盤の相互作用や杭頭固定条件、あるいは地盤パラメータなど各種解析パラメータを精査することによって、圧密や軟着堤の複雑な支持力特性を個々にある程度評価できるものと思われる。

今後、実際の嵩上げの検討、設計においては、沈下が進行した現在の地盤特性をどのように評価し、それをどう地盤調査等で確認するかが課題であるが、本研究で示した解析手法がその一評価手法として役立てられれば幸いである。また、複雑な形状および抵抗メカニズムをもつ軟着堤を再現した遠心載荷模型実験は本研究が初めての試みとなる。今回は杭体ひずみが計測されていないなど抵抗メカニズムを把握する上で不十分な点もあるが、本研究成果が今後の更なる実験的検討の基礎資料となることを願う。

(2021年8月5日受付)

## 謝辞

模型実験の実施にあたっては高橋地盤改良研究グループ長にご協力、ご助言を頂いた。末筆ながら記して謝意を表します。

## 参考文献

- 菊池喜昭 (2003) : 軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No. 1039.
- 国土交通省九州地方整備局下関港湾空港技術調査事務所, 財団法人沿岸技術研究センター (2006) : 軟弱地盤着底式防波堤の設計マニュアル (案).
- 財団法人沿岸開発技術研究センター (1994) : 新形式防波堤技術マニュアル, 第 4 章.
- 高橋英紀, 藤井愛彦, 森川嘉之, 高野大樹 (2019) : 遠心模型実験装置 PARI Mark II-R の開発, 港湾空港技術研究所資料, No. 1353.
- 日本港湾協会 (2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp. 307.

港湾空港技術研究所資料 No.1387

2021.9

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

Copyright © (2021) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。