

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.45 NO.2 June 2006

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

港湾空港技術研究所報告(REPORT OF PARI)

第 45 卷 第 2 号 (Vol. 45, No. 2), 2006年 6月 (June 2006)

目 次 (CONTENTS)

1. NOWPHAS波浪観測データを同化させた波浪推算法の開発とその特性の検討
..... 橋本 典明・河合 弘泰・永井 紀彦 3
(Development of Adjoint WAM Model to NOWPHAS Wave Observation Data
..... Noriaki HASHIMOTO, Hiroyasu KAWAI, Toshihiko NAGAI)
2. 気泡量の違いによる気泡混合処理土の透水・吸水特性の変化
..... 菊池 喜昭・永留 健・水谷 崇亮 29
(Permeability and Absorption Property Change of Light Weight Soil with the Change of the Fraction of Air Foam
..... Yoshiaki KIKUCHI, Takeshi NAGATOME, Taka-aki MIZUTANI)
3. アーク形の矢板とトラスを有する新形式二重矢板護岸構造の水平抵抗性能の評価
..... 菊池 喜昭・北詰 昌樹・水谷 崇亮・恩田 邦彦・平嶋 裕・木下 雅敬・森 玄 51
(Lateral Resistance of Arc Shaped Double Sheet Wall with Truss Structure
Yoshiaki KIKUCHI, Masaki KITAZUME, Taka-aki MIZUTANI, Kunihiko ONDA, Yutaka HIRASHIMA, Masanori KINOSHITA, Gen Mori)
4. ゴムチップ混合固化処理土のせん断時の破壊メカニズム
..... 菊池 喜昭・永留 健・御手洗 義夫 87
(Failure and Permeability Properties of Cement Treated Clay with Tire Chips under Shear Deformation
..... Yoshiaki KIKUCHI, Takeshi NAGATOME, Yoshio MITARAI)
5. 港湾工事に用いる高炉水砕スラグの硬化特性
..... 菊池 喜昭・中島 研司・木村 淳治・水谷 崇亮105
(Solidification of Granulated Blast Furnace Slag used for Port Construction
..... Yoshiaki KIKUCHI, Kenji NAKASHIMA, Junji KIMURA, Taka-aki MIZUTANI)
6. 深層混合処理工法による液状化抑制効果の検討及び改良深度を縮減した新しい格子配置の提案
..... 高橋 英紀・山脇 秀仁・北詰 昌樹・石橋 伸司135
(Effects of Deep Mixing Method on Liquefaction Prevention and Proposal on New Arrangement of Grid-type Improvement
..... Hidenori TAKAHASHI, Shuuji YAMAWAKI, Masaki KITAZUME, Shinji ISHIBASHI)
7. 耐海水性ステンレス鋼ライニングを施した海洋鋼構造物の電気防食特性
..... 宮田 義一・若林 徹・濱田 秀則169
(Cathodic Protection Characteristics of Marine Steel Structure Sheathed with Seawater Resistant Stainless Steel
..... Yoshikazu MIYATA, Toru WAKABAYASHI, Hidenori HAMADA)

アーク形の矢板とトラスを有する新形式二重矢板護岸構造の 水平抵抗性能の評価

菊池 喜昭*・北詰 昌樹**・水谷 崇亮***・恩田 邦彦****
平嶋 裕*****・木下 雅敬*****・森 玄*****

要 旨

鋼管杭とトラス材およびアーク状の直線型鋼矢板により構成される新形式鋼製壁式護岸，アークトラス構造を提案した．この構造は，構造合理性が高く経済性に優れていると考えられる．この構造形式の水平抵抗性能を評価するため，中型模型(1/10 スケール)を用いた水平載荷実験を実施し，水平抵抗性能評価法を検討した．その結果，以下のような結論を得た．

- 1)本構造形式に水平荷重を作用させた場合には，杭の引抜き抵抗力が上限に達した後，地中部で杭が降伏し，最大荷重に達する．その間，脆性的な挙動を示すことはなく，最大荷重到達以降も急激に荷重が低下することもない．
- 2)合理化したトラス構造(上部水平材および斜材1本で構成)が，中詰土に比べて高いせん断剛性を有しており，背面からの荷重が適切に前面壁及び杭に荷重伝達されることを確認した．
- 3)地表面から比較的浅い海側(前面)アークの根入れ部を設けることによって，大きな水平抵抗が期待でき，アークトラス構造の水平抵抗に寄与していることがわかった．

実験による上記の知見を考慮して，アークトラス構造を二次元モデルによりモデル化し計算を実施した結果，計算値は実験結果とよく一致しており，本計算モデルによる水平抵抗性能の評価が妥当であることが示された．

キーワード：鋼製壁式護岸，アーク，トラス，鋼矢板，鋼管杭，水平抵抗，設計法

* 地盤・構造部基礎工研究室長

** 地盤・構造部地盤改良研究室長

*** 地盤・構造部主任研究官(性能評価(基礎)担当)

**** JFE技研(株) 土木・建築研究部

***** 新日本製鐵(株) 建材開発技術部

***** 新日本製鐵(株) 鋼構造研究開発センター

***** JFEスチール(株) 建材技術部

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：046-844-5057 Fax：046-844-0618 e-mail:kikuchi@pari.go.jp

Lateral Resistance of Arc Shaped Double Sheet Wall with Truss Structure

Yoshiaki KIKUCHI*
Masaki KITAZUME**
Taka-aki MIZUTANI***
Kunihiko ONDA****
Yutaka HIRASHIMA*****
Masanori KINOSHITA*****
Gen Mori*****

Synopsis

A new type of steel seawall, comprised of steel pipe piles reinforced with truss members and double straight sheet pile walls aligned in arc-shape, has been proposed. It is expected to be economical due to its structural rationality. The horizontal resistance of the structure was investigated by a model test, where a one-tenth scale-down model placed in earth tank was loaded horizontally. The test yields the following results;

When lateral load is applied to this type of the structure, the pull-out resistance of piles reaches to maximum, then the piles under the ground reach their yield strength at almost maximum resistant point. It does not show a brittle behavior and the load decrease after the maximum is rather mild.

The truss structure with an upper horizontal member and a diagonal bracing have very high shear rigidity compared with that of sand filled in between double sheet pile walls, and the truss transfer the load from the back to the front wall and piles effectively.

The embedded portion, though relatively shallow, of the arc-shaped sheet piles in the front row makes a large contribution to the high horizontal resistance of the structure.

A 2-D analytical model to predict the structural behavior of the structure is proposed in consideration of the test results. The simulative calculation results by the model yield good agreement with the test results.

Key Words: Steel seawalls, Arc, Truss, Steel sheet piles, Steel pipe piles, Horizontal resistance, Design method

* Head, Foundations Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
** Head, Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
*** Senior Research Engineer, Geotechnical and Structural Engineering Department
**** Civil Engineering Dept., JFE R&D
***** Construction & Architectural Materials Development & Engineering Service Div., Nippon Steel Corporation
***** Structure R&D Center, Nippon Steel Corporation
***** Construction Engineering Services Dept., JFE Steel Steel

目 次

要 旨.....	51
1. はじめに.....	55
2. 既往の実験検討(遠心模型実験).....	55
3. 大型土槽による 1G 場模型実験.....	59
3.1 実験概要.....	59
3.2 トラス構造の合理化.....	59
3.3 実験相似則.....	59
3.4 実験手順.....	61
3.5 単杭載荷実験.....	63
3.6 アークトラス載荷実験.....	65
3.7 実験結果のまとめ.....	79
4. アークトラスの水平抵抗性能評価方法に関する検討.....	80
4.1 計算モデル.....	80
4.2 計算結果.....	81
4.3 アークトラスの水平抵抗性能評価法のまとめ.....	84
4.4 アークトラスの試設計.....	84
5. 結論.....	85
参考文献.....	86

1. はじめに

従来の主な鋼製護岸構造としては、二重矢板式構造¹⁾、鋼矢板セル式構造^{2)・3)}、鋼板セル式構造⁴⁾、ストラット式構造⁵⁾(護岸タイプ)などがあげられる。

二重矢板式構造は二列の矢板を打設後に頭部をタイ材で緊張させ、中詰土の投入により護岸構造として安定させる構造である。また、鋼矢板セル式構造は直線形鋼矢板を円形に打設配置することで、中詰土の投入により護岸構造として安定させる構造である。鋼板セル式構造は、直線形鋼矢板を組み合わせる代わりに鋼板を用いてセルを構成するもので、荷重に対する基本的な抵抗メカニズムは、鋼矢板セルと同じものである。ストラット式構造は、一列の矢板とその前面に杭を打設後、矢板と杭を上部工となるコンクリート桁と斜めトラス材となるストラット部材により護岸構造として安定させる構造であり中詰土は無い。

これらの構造形式に共通する特徴としては、控え工を有する矢板式構造と比べると現場での施工スピードが速く、速やかに護岸構造として安定させることが可能なため、波浪の影響を受ける沖合いでの埋立護岸に適している。一方、これらの構造形式は抵抗メカニズムに大きな違いがあり、地震時土圧、残留水位、動水圧、中詰土の慣性力等の地震時水平外力に対して、鋼矢板セル式構造と鋼板セル式構造はセル塊として滑動や転倒に抵抗する構造である反面、二重矢板式構造とストラット式構造は杭、矢板の曲げ耐力および押引耐力にて抵抗する構造である。また、二重矢板式構造とストラット式構造の違いは、二重矢板式構造は中詰土のせん断剛性を壁体剛性に考慮しているが、ストラット式構造は中詰土が無いためストラット部材により壁体剛性を高めるとともに中詰土の慣性力が作用しない。

近年、インフラ構造物に対して更なる経済性が叫ばれる中、新たな二重矢板式構造の護岸(以下、アークトラス構造)の開発を進めてきた。アークトラス構造は、以下に示すように従来の鋼製護岸構造の長所を上手く組み合わせることにより経済性追求を図っている。

- ①トラス材(水平材、斜材)を用いて中詰部のせん断剛性を高めることにより、壁体幅を短縮して中詰土量と地盤改良範囲を縮減
- ②壁材を鋼管杭と直線形鋼矢板を組み合わせることで鋼材量を縮減(鋼管杭の間に直線形鋼矢板をアーク状に配置)

図-1 にアークトラス構造の概要図を示す。アークトラス構造は軟弱地盤が深く堆積する地盤条件に適してお

り、今後計画される首都圏の沖合い展開や海上空港建設などに有効に活用される構造と考えられる。

これまでの研究⁶⁾では、基礎実験として1/50縮尺模型による遠心模型実験にて、壁体幅の影響評価、アーク(直線形矢板)の根入長の影響評価、水平変位、発生軸力、発生曲げモーメントなど壁体の挙動確認を実施し、アークトラス構造の特性と有効性を明らかにしてきた。しかしながら、この遠心力模型実験ではアークトラス構造に作用する水平外力に水圧(背後にビニールシートを設置して注水)を使用したため一定荷重状態での定性的な評価に留まっている。

本研究では、1/50縮尺模型による遠心模型実験では再現できず、明らかにできなかったアークトラス構造の水平抵抗特性を明らかにすべく、1G場における1/10中型模型による水平載荷実験を行い、以下に示す3点について検討した。

- ①合理化したトラス構造を有するアークトラスの水平抵抗特性の評価
- ②アークトラスの各部位(杭、トラス、アーク、中詰土など)における抵抗力の分担評価
- ③アークトラスの終局状態の確認

ここでは、その結果について述べるとともに、実験結果をもとに解析評価モデルの検討を行った。

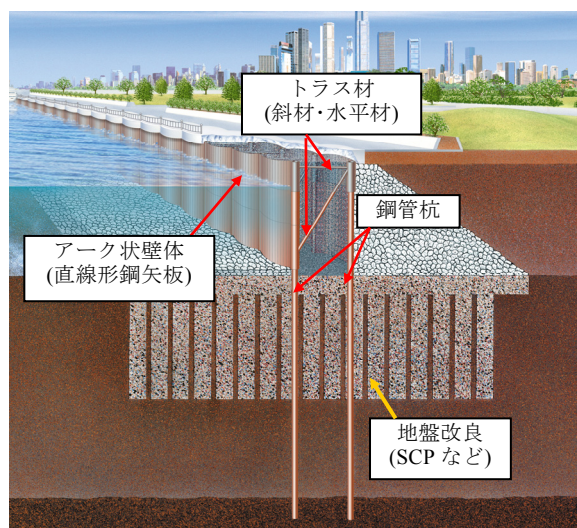


図-1 アークトラス構造

2. 既往の実験検討(遠心模型実験)

アークトラスの水平抵抗特性に関して、壁体幅の影響に着目して、1/50縮尺の遠心模型実験による検討を行っている⁶⁾。本章では、本論(1G場中型模型実験)に先立ち、遠心模型実験概要と得られた知見を述べる。

(1)実験模型

図-2に模型地盤の概要図を示す。図の右側を陸側(埋立側), 左側を海側とし, アークトラス模型は容器右端より400mmの箇所に設置した。地盤は, 再現性にもすぐれた密な砂地盤とし, 物性値が詳細に調査されている豊浦砂を用いた。

図-3にアークトラス模型(1/50縮尺)の形状を示す。想定している現実のアークトラス部材と模型部材の対比を表-1に示す。模型幅を194mmとし, そこに2組のアークトラスを再現している。アークトラス壁体の断面形状について, 裏込め高さHについては, 210mmに固定する一方, 垂直杭の間隔B(壁体幅)が, 100mm(Case1), 50mm(Case2)および150mm(Case3)の3種類の模型を準備した。

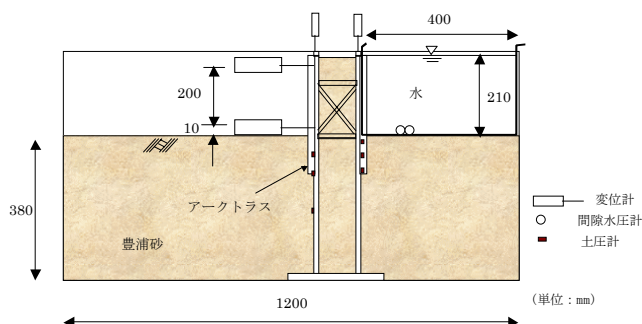


図-2 遠心模型実験概要

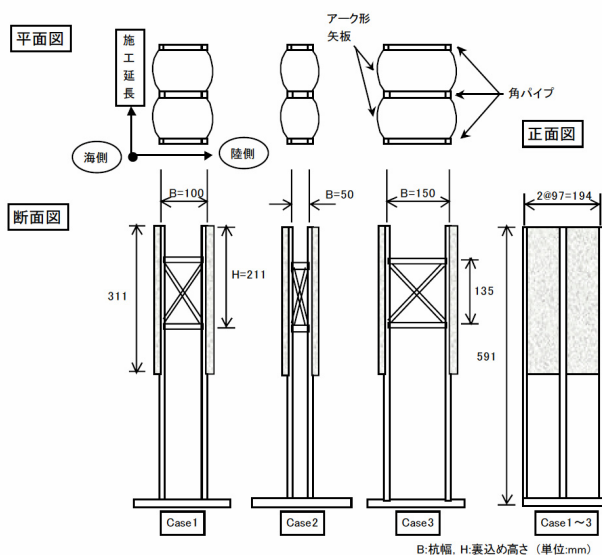


図-3 アークトラス模型形状

(2)載荷方法

遠心模型実験では, 載荷条件を明確にするため, アークトラス背後には砂ではなく水を満たして, 水圧により

載荷している。載荷手順としては, 準備の完了した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載し, 50gまで遠心加速度を増加した。その後, アークトラス背後に注水し, 載荷した。

表-1 実構造と遠心実験模型との対応

項目	実構造	模型
①アーク	YSP-FL (板厚 9.5mm)	アルミ板 (板厚 0.3mm)
②海側杭	鋼管 $\phi 1300 \times 19t(mm)$	角管(アルミ合金) $10 \times 15 \times 1.5t(mm)$
③陸側杭	鋼管 $\phi 1300 \times 19t(mm)$	角管(アルミ合金) $10 \times 15 \times 1.5t(mm)$
④上部水平材	鋼管 $\phi 1000 \times 12t(mm)$	角管(アルミ合金) $10 \times 10 \times 1.2t(mm)$
⑤下部水平材	鋼管 $\phi 1000 \times 12t(mm)$	角管(アルミ合金) $10 \times 10 \times 1.2t(mm)$
⑥斜材	鋼管 $\phi 1000 \times 12t(mm)$	角管(アルミ合金) $10 \times 10 \times 1.2t(mm)$

(3)実験結果

壁体幅の及ぼす影響に着目して, 以下に実験結果を述べる。

①水平変位

図-4に載荷圧が約50kPa, 約80kPaおよび約90kPaの時点でのアークトラス上部水平変位と壁体幅の関係を示す。図中の縦軸は水平変位を, 横軸はB/H(B:壁体幅, H:裏込め高さ=200mm)をそれぞれ示している。いずれの載荷圧作用時においても, B/Hが0.5(Case1)と0.75(Case3)の場合には, 壁体幅の小さいB/Hが0.25(Case2)の場合よりも水平変位がかなり小さくなっている。また, B/Hが0.5と0.75とで, ほとんど水平変位量は同じであることが分かる。

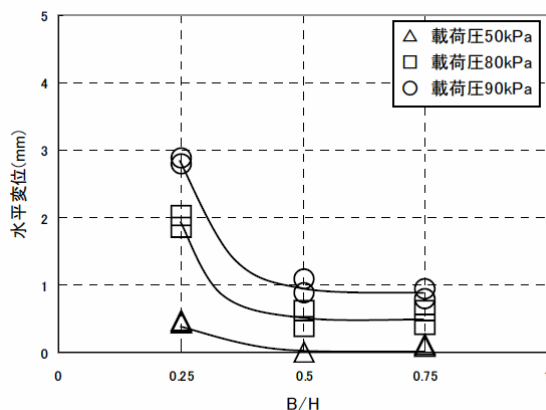


図-4 上部水平変位と壁体幅の関係

なお、頭部をタイロッド連結した二重矢板壁の模型を用いた壁体幅と変位について実験した研究⁷⁾では、壁体幅が広くなれば変位が小さくなる結果が明確に得られているが、今回の実験のように隔壁にトラスを用いることで壁体幅を広げても変位が変わらない場合があることが分かった。

②杭の曲げモーメント

図-5、図-6に載荷圧が50kPa、80kPaおよび90kPa程度の時点での陸側杭および海側杭に発生する最大曲げモーメントと壁体幅の関係を示す。グラフの縦軸には最大曲げモーメントを、横軸はB/H(B：壁体幅、H：裏込め高さ=200mm)をそれぞれ示している。陸側杭、海側杭ともに、いずれの載荷圧においても、最大曲げモーメントは壁体幅の増加とともに徐々に減少する傾向が見られる。ただし、B/Hが0.25から0.5に増加する時の最大曲げモーメントの減少傾向が著しいのに対し、B/Hが0.5から0.75と増加した時のモーメントの減少は比較的小さいことが分かる。

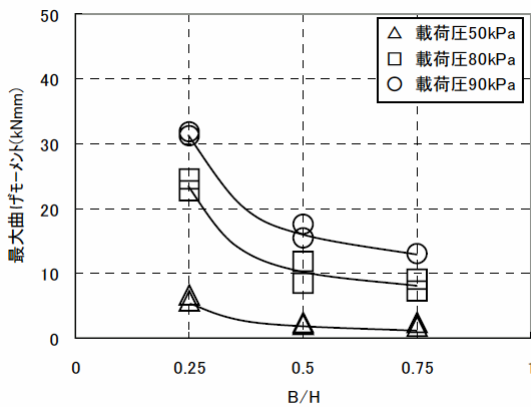


図-5 最大曲げモーメントと壁体幅の関係(陸側杭)

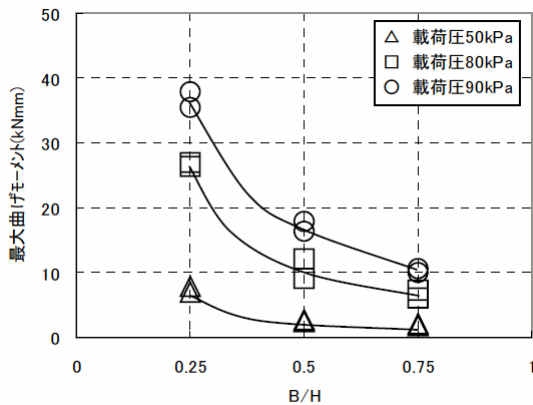


図-6 最大曲げモーメントと壁体幅の関係(海側杭)

③杭の軸力

図-7、図-8に、壁体幅を変えた各ケースにおいて、載荷圧が90kPa程度の時点での陸側杭および海側杭に発生する軸力分布を示す。陸側杭(図-7)では、いずれのケースも引張り軸力が生じているが、その最大値は壁体幅が小さくなるほど、大きくなっている。

一方、海側杭(図-8)では、いずれのケースも圧縮軸力が生じており、地中部(深度0m以深)で見ると、壁体幅が最も小さいB/Hが0.25(Case2)の場合に最も大きくなっている。

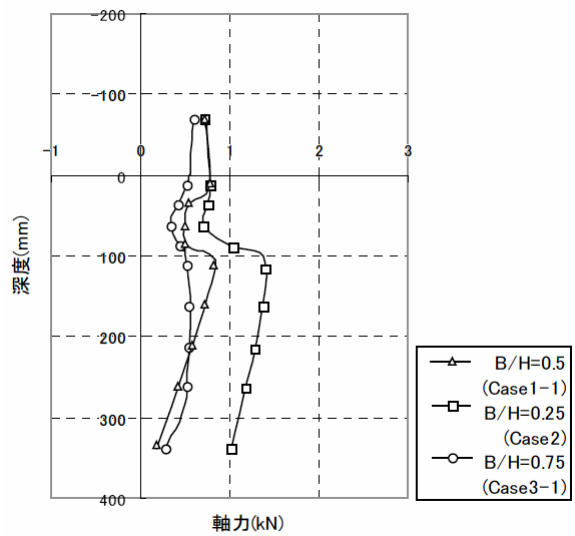


図-7 陸側杭の軸力分布(載荷圧 90kPa)

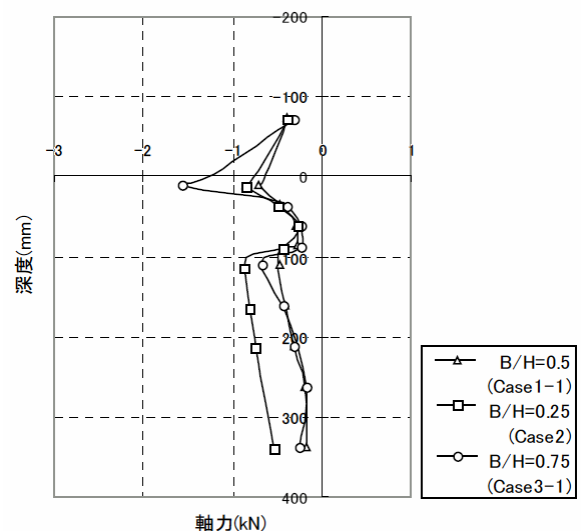


図-8 海側杭の軸力分布(載荷圧 90kPa)

④トラスの軸力

従来の二重矢板式護岸では前面の矢板と控壁をつなぐ力はタイロッドによる引張力のみであった。本研究で対象としたアークトラスは、前面と背面の杭をトラスで剛結しているため、トラス部全体が剛体として挙動し、埋立圧力を支持するようになる。トラスの斜材に発生する軸力と載荷圧の関係について見ると(図-9, 図-10), 海側に向かって下傾斜している斜材では圧縮力(図-9)が、陸側に向かって下傾斜している斜材(図-10)では引張力が発生し、その大きさは同程度であった。次に、トラスの上部水平部材(HU)および下部水平部材(HD)について見ると(図-11, 図-12), いずれの水平部材においても圧縮力が作用しているが、斜材と比較して荷重レベルは小さく、特に上部水平部材(HU)では、ほとんど荷重伝達機能を果たしていないことがわかった。

また、いずれの壁体幅においても斜材、水平材ともに作用軸力は同程度であった。(ただし、斜材(陸側向き下傾斜)においてのみ、載荷圧 75kPa 以上で、壁体幅 B/H が 0.25(Case2)の場合に軸力が大きくなる傾向が見られた。)

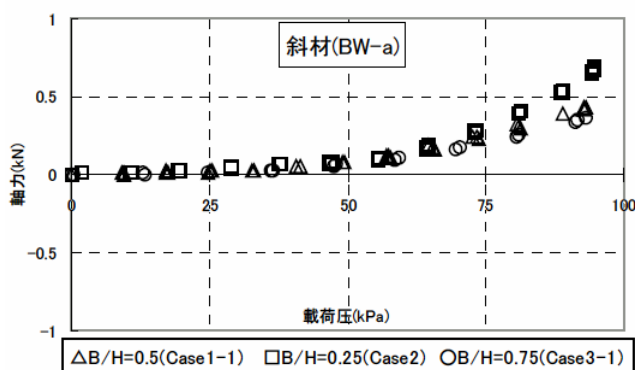


図-9 斜材(陸側下傾斜)の軸力

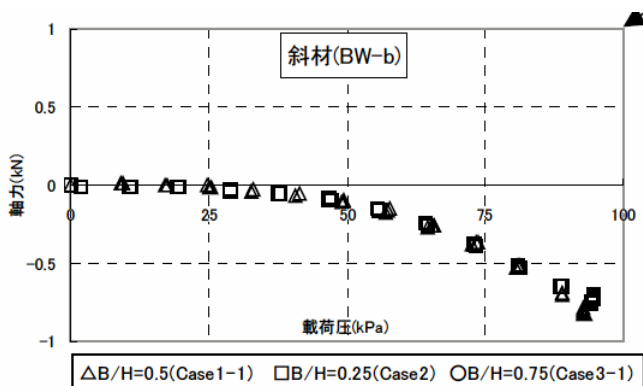


図-10 斜材(海側下傾斜)の軸力

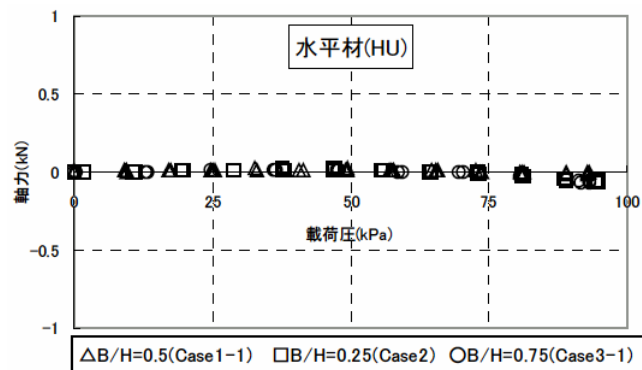


図-11 上部水平材(HU)の軸力

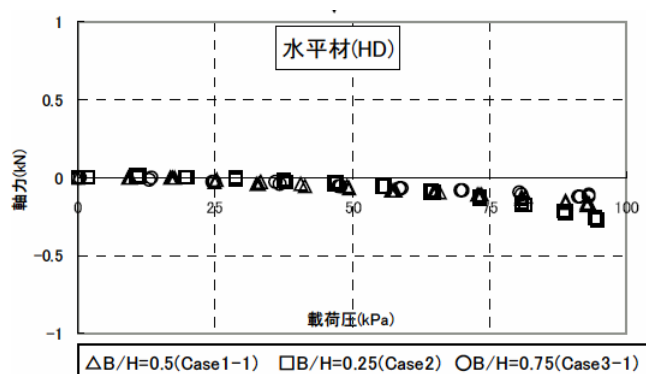


図-12 下部水平材(HD)の軸力

(4)得られた知見および課題

遠心模型実験による検討を行った結果、得られた知見は下記のとおりである。

- B/H=0.5(B:壁体幅, H:裏込め高さ)の場合では、B/H=0.25の場合に比べて、変位、杭の発生曲げモーメント、軸力が減少し、水平抵抗が大きく向上した。
- B/H=0.75の場合では、B/H=0.5の場合に比べると、変位、杭の発生曲げモーメント、軸力は同程度であり、水平抵抗性能は同程度であった。

以上から、B/H=0.5程度までは、壁体幅が増加すると、水平抵抗性能が高まるが、それ以上の壁幅になると、水平抵抗性能はあまり変わらないことがわかった。

トラスに作用する軸力については、壁体幅の影響はあまり大きくなかった。

一方、アークトラスの水平抵抗性能の評価に向けた課題としては、下記の事項がある。

- 本実験のトラス構造において、上下部の水平材はほとんど荷重を伝達しておらず、荷重負担構造が過大であったと考えられることから、トラス構造をより合理的な構造とするための検討が必要である。

- ・1/50 縮尺模型製作上、杭下端の結合条件やアーク模型化等において制約を受けたため、実構造に近い大きな模型による検証を行って、性能評価の精度を高めることが必要である。
- ・本実験の載荷方法では、アークトラス構造の降伏以降まで載荷できなかったため、別途、アークトラスの終局状態を確認する必要がある。

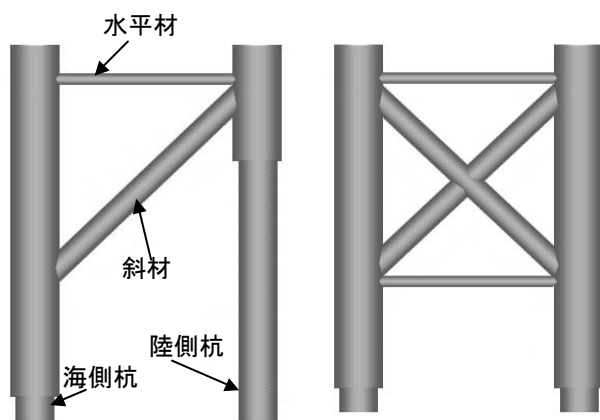
3. 大型土槽による 1G 場模型実験

3.1 実験概要

今回の実験では、実構造形状に近い大きな模型(1/10 スケール)を製作して、1G 場の水平載荷実験を実施した。実験には、独立行政法人港湾空港技術研究所で所有する大型土槽(幅 6.0×深さ 3.0×奥行 3.0m)を使用した。この実験では、実構造に対して模型強度と地盤強度(模型)との相似性を考慮して模型サイズを決定した。なお、アークトラス模型の本載荷実施の前に、作製した地盤の横抵抗定数 k_s を計測するため、単杭模型を用いた水平載荷実験を行った。

3.2 トラス構造の合理化

今回の実験では、トラス構造については、海・陸側 1 対の杭に対し、斜材 1 本および上部水平材のみで構成した(図-13 (a))。これは、2.に示す既往の遠心模型実験において、杭材、斜材 2 本、上部水平材および下部水平材によりトラス構造を構成したが(図-13(b))、上下部の水平材はほとんど荷重を伝達しておらず(図-11 参照)、荷重負担機構が過大な構造であったことに基づくものである。



(a) 合理化タイプ(今回実験) (b) 従来タイプ

図-13 トラス構造

3.3 実験相似則

(1) 模型サイズ決定の考え方

模型サイズは、大型土槽(幅 6.0×深さ 3.0×奥行 3.0m)サイズの制約等により、実物に対して凡そ 1/10 程度を想定した。

各模型部材サイズ・形状については、次の方針により決めた。本構造は、トラス構造～杭～地盤抵抗(鉛直・水平)で構成させるものであり、相似性を考慮すべき項目としては、表-2 に示す 4 項目が考えられる。しかし、これら全てを同一の中型模型で満足させるのは困難である。ここでは、アークトラスの水平抵抗性能特性に対して特に影響が大きいと考えられる、①構造物サイズ(バランス)、②杭-地盤の水平抵抗、の相似性を重視することとした。

表-2 模型サイズ・形状(相似性)決定の考え方

相似項目	優先度	備考
① 構造物サイズ(バランス)	○	杭材、水平材、斜材の形状比
② 杭-地盤の水平抵抗	○	杭の降伏点付近を主眼に近似
③ 杭-地盤の鉛直抵抗	△	杭下端部のパネ付加により調整
④ 格点部形状(溶接)ほか	△	実物と同様にすることは困難 格点部(溶接部)で壊れないように考慮

杭～地盤の水平抵抗の相似性を考慮するため、濱田らの相似則⁸⁾(表-3 参照)を適用して検討を行った。相似則計算の前提条件は下記のとおりである。

i) 水平方向に地盤が降伏する時の地盤ひずみ縮尺と杭が降伏する時の杭ひずみ縮尺に着目して実物と模型で相似則を構成する。

ii) 地盤反力の極限值 P_y は、拘束圧($\rho \cdot g \cdot z$)に比例すると考える。

ここに、 ρ : 地盤密度
 g : 重力加速度
 z : 深度

iii) 地盤反力係数 k_h の算定式はフランス式(1)を用いることとする。

$$k_h = \frac{1.3}{D} \frac{E_s}{1-\nu^2} \cdot \left(\frac{E_s \cdot D^4}{EI} \right)^{\frac{1}{12}} \quad (1)$$

ここに、 D : 杭径

EI : 杭の曲げ剛性

E_s : 地盤の弾性係数

ν : 地盤のポアソン比

iv)実大地盤と模型地盤のせん断剛性の相似率を、パラメータ α を用いて(2)式で定義する。なお、 α は地盤のせん断剛性が、相似形状のみではなく、締固め等の条件により、ある程度形状とは独立に変化させられると考えて導入されたパラメータである。

$$G_p = \lambda^\alpha \cdot G_m \quad (2)$$

ここに、 G_p : 実大の地盤せん断剛性

G_m : 模型の地盤せん断剛性

λ : 基本縮尺(=10)

今回の実験では、作製する土槽地盤密度および模型の製作精度を考慮し、 $\alpha=1$ として相似則を適用した。

表-3 1 G場における杭一周辺地盤水平抵抗の相似則

パラメータ		相似パラメータ	相似率($\lambda=10$), フランシス式適用 $\alpha=1.0$
長さ	杭長(壁高)	λ	10.0
	杭径	$\lambda^{13\alpha/48}$	18.7
	杭板厚	$\lambda^{13\alpha/48}$	18.7
	変位	$\lambda^{1-13\alpha/48}$	5.36
	杭ひずみ(変位/杭長)	$\lambda^{-13\alpha/46+1}$	0.54
	地盤ひずみ	$\lambda^{1-3\alpha/4}$	1.54
	縁ひずみ	1	1.00
力	軸力	$\lambda^{2+13\alpha/24}$	348.1
	モーメント	$\lambda^{3+13\alpha/16}$	6493.8
	せん断力	$\lambda^{2+13\alpha/16}$	649.4
	応力	1	1.00
杭の断面性能	ヤング率	1	1.00
	断面2次モーメント	$\lambda^{4+13\alpha/12}$	1.21E+05
	曲げ剛性	$\lambda^{4+13\alpha/12}$	1.21E+05
	曲率	$\lambda^{-1-13\alpha/48}$	0.054
地盤定数	変形係数	λ^α	10.0
	せん断剛性	λ^α	10.0
	地盤反力係数	$\lambda^{13\alpha/16-1}$	0.65
	単位体積重量	1	1.00
	地盤反力	λ	10.0

(2)実験模型サイズ

表-4 に、決定した模型寸法概要を示す。なお、杭およびトラス部材の材料としては、一般構造用炭素鋼管

(STK400)を使用した。

表-4 アークトラス模型寸法概要

項目	実規模サイズ(想定値)	実験模型 $\lambda=10$		1/10 相似率(理論値) $\lambda=10$ ($\alpha=1.0$)
		模型サイズ	模型の相似率	
●壁体形状				
壁高(m)	12.6	1.26	10	10
壁幅(m)	10	1	10	10
杭ピッチ(m)	6	0.6	10	10
根入れ(m)	40	2.6	15.4	10
●部材				
アーク	YSP-FL(直線形矢板)	鋼板 PL-1.0mm	約 10	18.7
海側杭	$\phi 1400 \times 16t$	$\phi 89.1 \times 2.8t$	15.7	18.7
陸側杭	$\phi 1400 \times 16t$	$\phi 89.1 \times 2.8t$	15.7	18.7
トラス 上部水平材	$\phi 400 \times 12t$	$\phi 34.0 \times 2.3t$	11.8	18.7
トラス 斜材	$\phi 900 \times 19t$	$\phi 60.5 \times 3.2t$	14.9	18.7

(3)地盤の横抵抗定数 k_s 値

港湾の施設の技術上の基準・同解説⁹⁾に示される杭基礎地盤の横抵抗定数 k_s 値は、地盤ひずみ ϵ_{s0} 、杭径 d を用いて以下の(3)式で表される。

$$k_s = \beta \cdot \left(\frac{2\pi}{\epsilon_{s0} \cdot d} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

ここに、 β : 定数

実地盤を深さ 25m、地盤N値: 5~30、 $\bar{N}=1$ 程度の砂質地盤と想定した場合 k_s (実地盤)=400~1000(kN/m^{3.5})であることが港湾の施設の技術上の基準・同解説⁹⁾に示されている。一方、(3)式に対して、表-3 に示す相似則を適用(地盤ひずみ ϵ_{s0} 相似則: $\lambda^{-13\alpha/46+1}$ 、杭径 d 相似則: $\lambda^{13\alpha/48}$)すると、模型地盤(1/10 モデル)における k_s 値の範囲は、およそ $k_s=2000 \sim 5000$ (kN/m^{3.5})となる。

なお、地盤抵抗について、本節(1)において、模型サイズを決定する上では、簡便に考えるためフランシス式(弾性、深度方向に一定)を用いたが、本構造の水平抵抗を評価する上では、実験結果をより適切に再現できると考えられる非線形性を考慮し、また、土被り圧の考慮もされる港研方式S型モデルの地盤反力定数 k_s を用いることにした。

(4)杭-地盤の鉛直方向抵抗の調整

アークトラス構造の水平抵抗は、以下の2つの機構にわけることができる。

- i) 杭-地盤の水平抵抗
- ii)引き抜き側杭-押し込み側杭に作用する地盤の鉛直方向の抵抗(杭周面摩擦力, 杭下端反力)

今回の実験では前述のように、i)の杭-地盤の水平抵抗の相似性および構造物サイズ(バランス)に主眼をおいて模型形状を決定したため、ii)の模型における周面摩擦抵抗(鉛直方向抵抗)が過小となる問題が生じる。周面摩擦抵抗(引き抜き抵抗)をバイリニア型のバネと考えた場合、実験模型におけるバネ特性値とii)の相似性を成立させるために必要な値との比率はおおよそ下記のとおりとなる。

周面摩擦力：1/10(模型値/必要値)

周面摩擦バネ：1/100(模型値/必要値)

これを改善するための工夫として、引き抜き側杭下端に、長さ200mmのM12ボルト(強度区分4.6)を軸方向バネ材として取付け、模型杭の引き抜き抵抗力を付加して相似性を保つこととした。

バネ耐力： $Fb_2=20(\text{kN})$

バネ値： $Kb_2=50000(\text{kN/m})$

3.4 実験手順

(1)土槽地盤の作製方法

地盤材料には乾燥した4号硅砂を用いた。4号硅砂の物理定数は、表-5に示すとおりである。

試験体(アークトラス模型, 単杭試験体)および反力フレーム(H300)を土槽の所定位置に設置した状態(図-14)で、土槽底面から2.95mの高さまで基礎地盤を作製した。この際、バケット吐き出し口から地盤面までの距離が1.5mとなるように砂を自由落下させて作製した(写真-1参照)。基礎地盤作製後、アークトラス中詰部についても同様の方法で中詰めを行なった。表-6に作製した土槽地盤密度の計測値を示す。

表-5 4号硅砂の物理特性

土粒子密度(g/cm^3)	2.644
最大乾燥密度(g/cm^3)	1.618
最小乾燥密度(g/cm^3)	1.342

表-6 土槽地盤の密度

	基礎地盤	中詰部
密度	1.448(g/cm^3)	1.449(g/cm^3)
相対密度	43(%)	43(%)

(2)実験模型作製時管理と載荷手順

①基礎地盤作製時

土槽内に、反力フレームおよび模型(杭, 斜材および水平材)を設置後、各模型部材のひずみ量を計測(層厚10cm敷設毎, 27段階)しながら、地盤を作製した。

②単杭試験体載荷時(地盤作製終了後)

地盤の水平抵抗特性を把握するため、基礎地盤作製後に、アークトラス試験体とは別途に単杭試験体(幅70×厚12mm, 長さ2.5m)の載荷を行った。

③中詰時

アーク内の中詰土投入時の各段階で模型(杭, 斜材および水平材)のひずみ量を計測(層厚10cm敷設毎, 13段階)しながら、敷設作業を実施した。

④アークトラス模型載荷時

アーク内の中詰終了後、水平方向に静的に繰り返し片押し載荷を行った。



写真-1 土槽地盤の作製状況

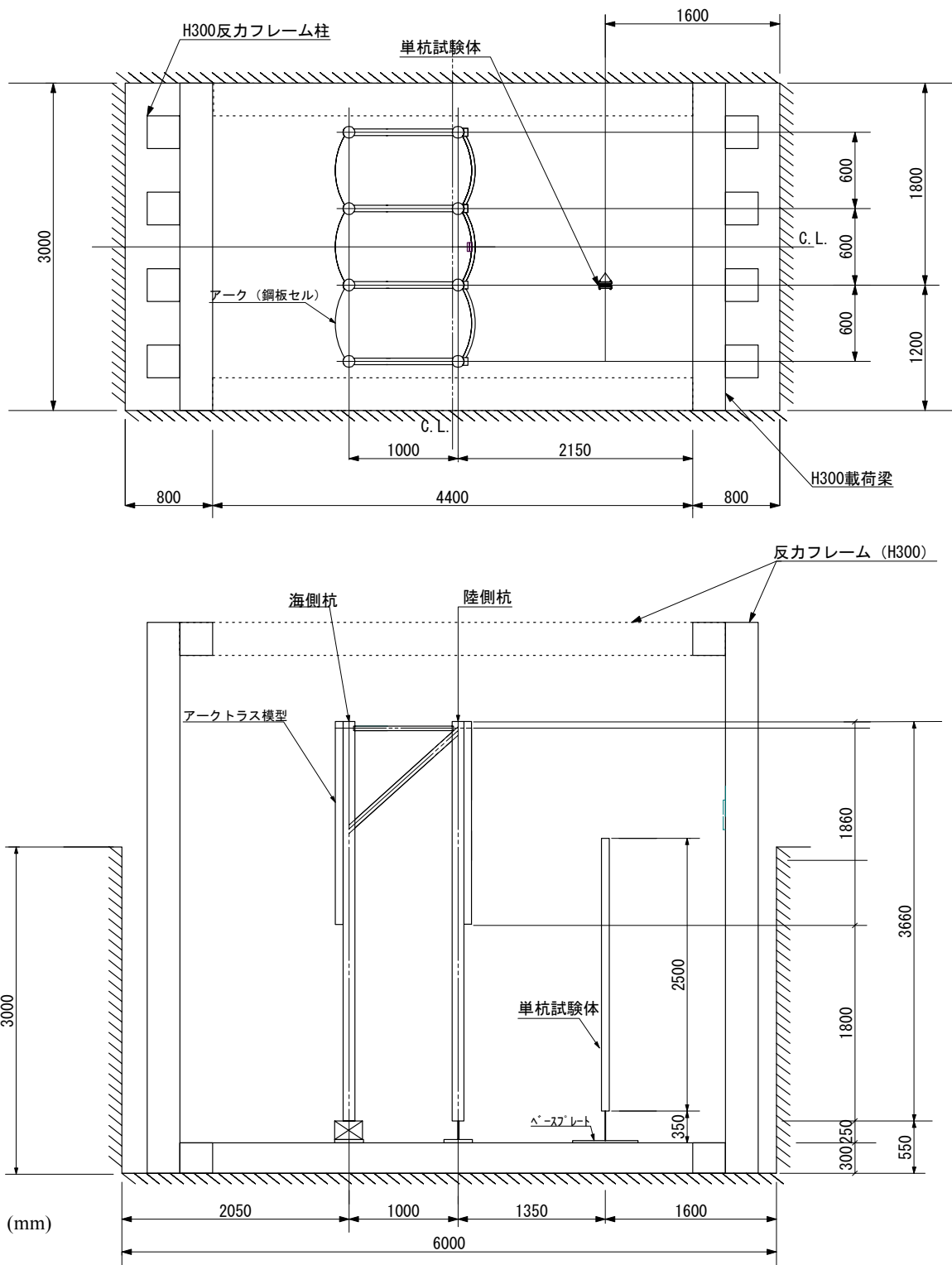


図-14 試験体および反カフレームの配置

3.5 単杭載荷実験

大型土槽に作製した地盤の水平方向の地盤反力定数 k_x を推定するため、単杭模型による載荷実験を実施した。

(1) 単杭試験体概要

試験に用いた杭の形状概要およびひずみ計測位置(ゲージ枚数 42 枚)を図-15 および写真-2 に示す。

単杭試験体は幅 70×厚さ 12mm×長さ 2500mm の板材 (590N/mm² 級張力鋼) であり、載荷方向面の裏表をエポキシ系樹脂材により、厚さ 2mm でコーティングした(試験体断面の均一化とゲージの養生とを兼ねる)。表-7 に引張試験による材料強度を示す。

試験体については、単純梁モデルによるキャリブレーションを行い、コーティングを含む杭の曲げ剛性を計測した。表-8 にコーティングを含めた杭全体の曲げ剛性 EI と測定した曲げひずみ ϵ に対する曲げモーメントの換算係数 EZ' ($M=EZ'\epsilon$) を示す。



写真-2 単杭試験体

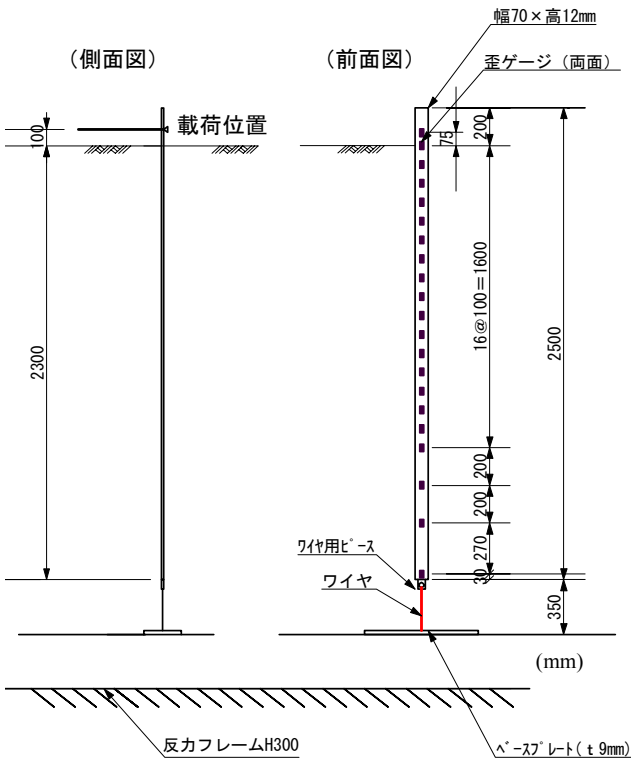


図-15 単杭載荷実験概要

表-7 単杭試験体 材料試験強度

規格	区分	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
SS590 (単杭)	規格値	450 以上	590 以上	20 以上
	試験値	494	606	25

表-8 コーティングを含む単杭の曲げ剛性

EI (N・mm ²)	EZ' (N・mm)
2.04×10^9	3.39×10^9

(2) 載荷方法

載荷方法は、図-16 に示す装置で重錘を用いて行った(写真-3, 写真-4 参照)。載荷は 2 サイクルで行なった。第 1 回目の載荷サイクルでの載荷は、0.07kN ピッチで荷重 0.4kN 程度まで載荷し、一旦 0 荷重まで除荷した。第 2 載荷サイクルでは、0.2kN ピッチで荷重 2.0kN 程度までを目安に載荷した。いずれの載荷ステップでも重錘を載荷した直後に一旦、計測し、3 分程度保持して変位値の安定を待った後、再度計測し、次の載荷に移った。

試験体頭部の変位とたわみ角を求めるために、杭の地表部において、P1~P4 の 4 ヶ所の変位を①~⑦までの 7 個の巻き取り式変位計により計測した。変位計計測位置および計測基準位置の座標を図-17 に示す。

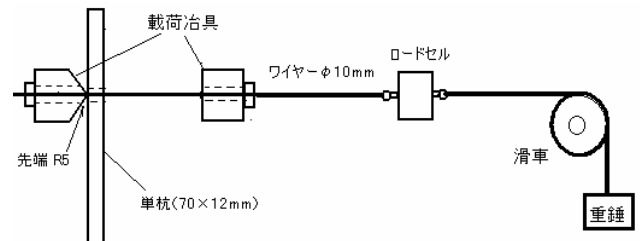


図-16 単杭試験載荷方法

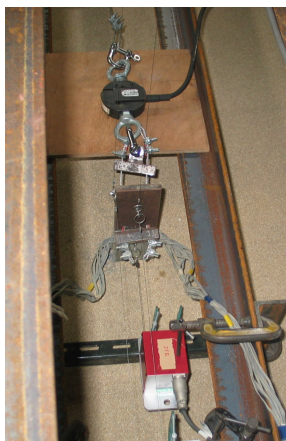


写真-3 載荷部



写真-4 滑車

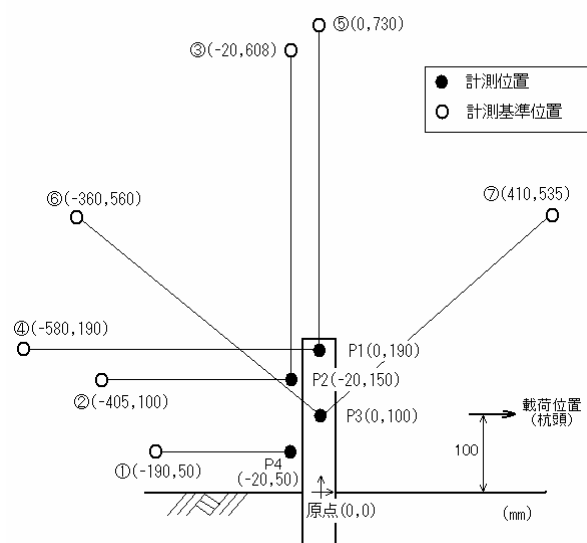


図-17 変位計測点および変位計設置位置の座標

最大荷重時においても、杭は降伏していないことが確認された。図-22に荷重1.0kNおよび1.9kN時の曲げひずみの測定値から求めた曲げモーメント分布と $k_s = 1080\text{kN/m}^{3.5}$, $1960\text{kN/m}^{3.5}$ および $2250\text{kN/m}^{3.5}$ とした時の港研方式の計算結果を比較して示す。これらの荷重レベルでは、杭頭変位は、それぞれ33mmと88mmとなっている。図-22においても地盤の横抵抗係数として $k_s = 1960\text{kN/m}^{3.5} \sim 2250\text{kN/m}^{3.5}$ 程度を想定した場合、実測値は計算結果とよく一致している。

以上の結果から、4.のアークトラスの水平抵抗性能評価方法に関する検討では $k_s = 1960\text{kN/m}^{3.5}$ を用いて検討している。

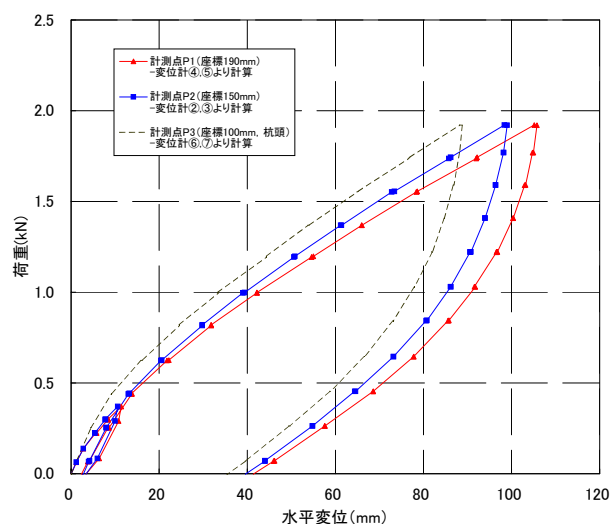


図-18 各点における荷重と水平方向変位の関係

(3)試験結果

図-18に、荷重と水平方向変位の関係を示す。いずれの水平変位量も異なる基準位置から2点ずつ計測(図-17参照)することにより、鉛直方向の変位成分を除去し、水平変位成分を算定した。また、載荷点より上方の計測位置2点(P1, P2)から算定した杭頭部の回転角と荷重の関係を図-19に示す。

次に、図-20に杭頭変位と荷重の関係について、計測結果と港研方式によって求めた地盤の横抵抗定数 k_s 値が一定の場合の計算結果との比較を示す。なお、計算における杭体の曲げ剛性 EI については、検定試験結果より推定した $EI = 2.04 \times 10^9 \text{N} \cdot \text{mm}^2$ を用いた。この結果からすると、水平変位10~50mmの範囲では、 k_s は $2300\text{kN/m}^{3.5}$ から $1900\text{kN/m}^{3.5}$ に暫減する傾向にある。

図-21に各荷重レベルにおける曲げモーメント分布を示す。極大値は、G.L.-0.3~-0.4m付近で発生しており、

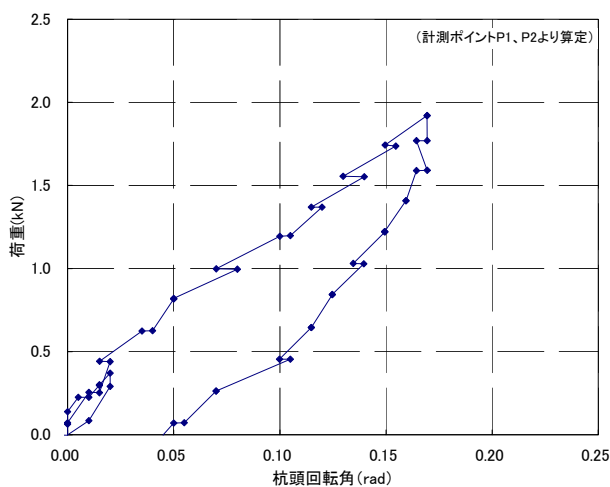


図-19 荷重-杭頭回転角の関係

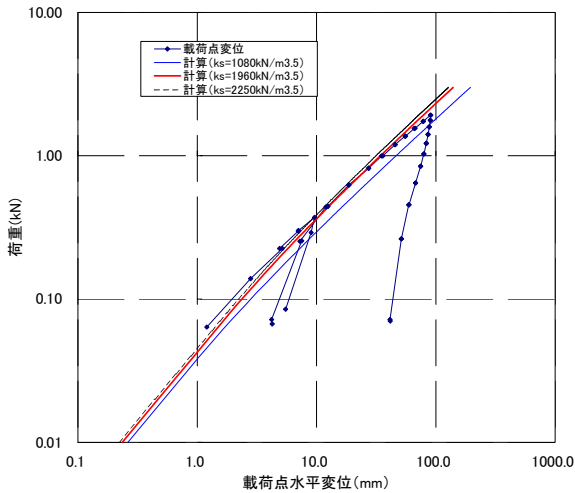


図-20 地盤の横抵抗定数 k_s 値の推定

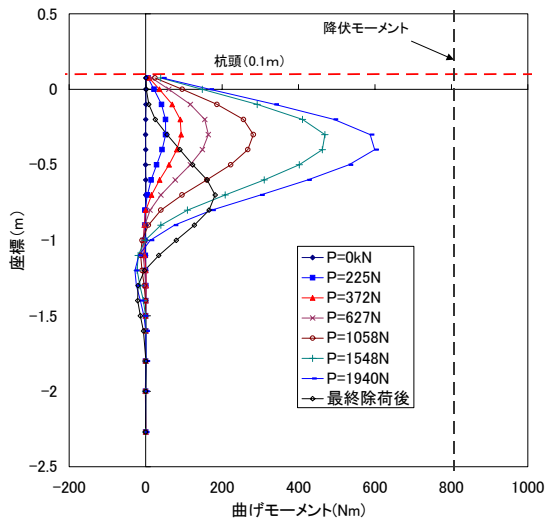


図-21 各荷重レベルの曲げモーメント分布

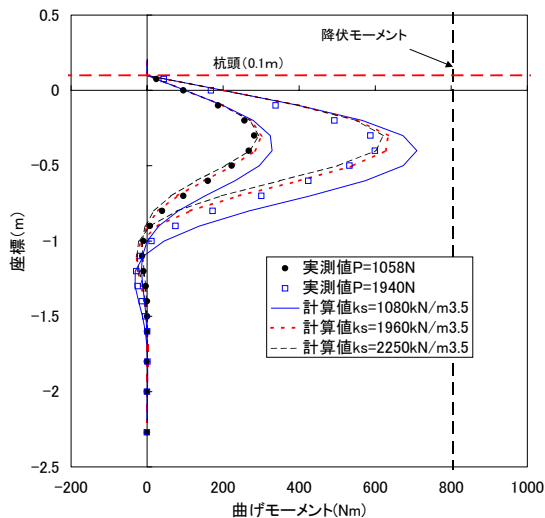


図-22 曲げモーメント分布(計算値との比較)

(4)単杭載荷実験まとめ

単杭載荷実験結果および解析結果(非線形バネ - はりモデル)について、荷重 - 変位関係および作用曲げモーメント分布について比較した結果、本土槽地盤は港研方式のS型地盤と仮定でき、水平方向地盤反力定数 k_s は $2000 \text{ kN/m}^{3.5}$ 程度であることがわかった。これは、相似則上満足させたい模型地盤の k_s 値の範囲内 ($k_s = 2000 \sim 5000 \text{ kN/m}^{3.5}$) であり、実地盤として $\bar{N} = 1$ 程度の地盤に相当する。

3.6 アークトラス載荷実験

(1)模型概要

アークトラス模型形状を図-23、写真-5に示す。今回の試験体は4列のトラス構造と3連のアークにより、3組のアークトラスを再現することとした。

詳細構造については、下記のとおりとした。

①模型格点部(写真-6)

模型レベルでは、直に溶接した場合、十分な溶接強度がとれない可能性があるため、格点部については、二重鋼管構造とし、完全溶け込み溶接により、杭部材と上部水平トラス部材および斜めトラス部材を結合した。

②アーク鋼板取り付けプレート(写真-7)

杭部材にガセットプレートを取付け、アーク鋼板 ($t = 1.0 \text{ mm}$) をボルト接合した。ボルト穴を長穴とし、砂漏れ防止兼用のゴムプレートを挟むことで、緩結合とした。

③陸側杭下端バネ取付け部(写真-8)

模型形状による(相似則上の)周面摩擦力の不足を補うため、引き抜き抵抗部材を取り付けた。

④海側杭下端部(写真-9)

下端に曲げモーメントが生じぬよう、二重管構造によるピン構造とした。

⑤載荷冶具(写真-10)

試験体に均等に荷重が作用するように、十分な剛性を持たせるとともに、アークおよび杭の形状に合わせて、接触部の表面形状を加工した。

⑥中詰砂の側面抑え部(写真-11)

中詰砂の側面抑え版をセパレートタイプの3層構造にするとともに、載荷中は側面抑え冶具を用いて、中詰砂のはらみだしを防止した。

表-9～表-11に各部材の引張試験による材料強度を示す。

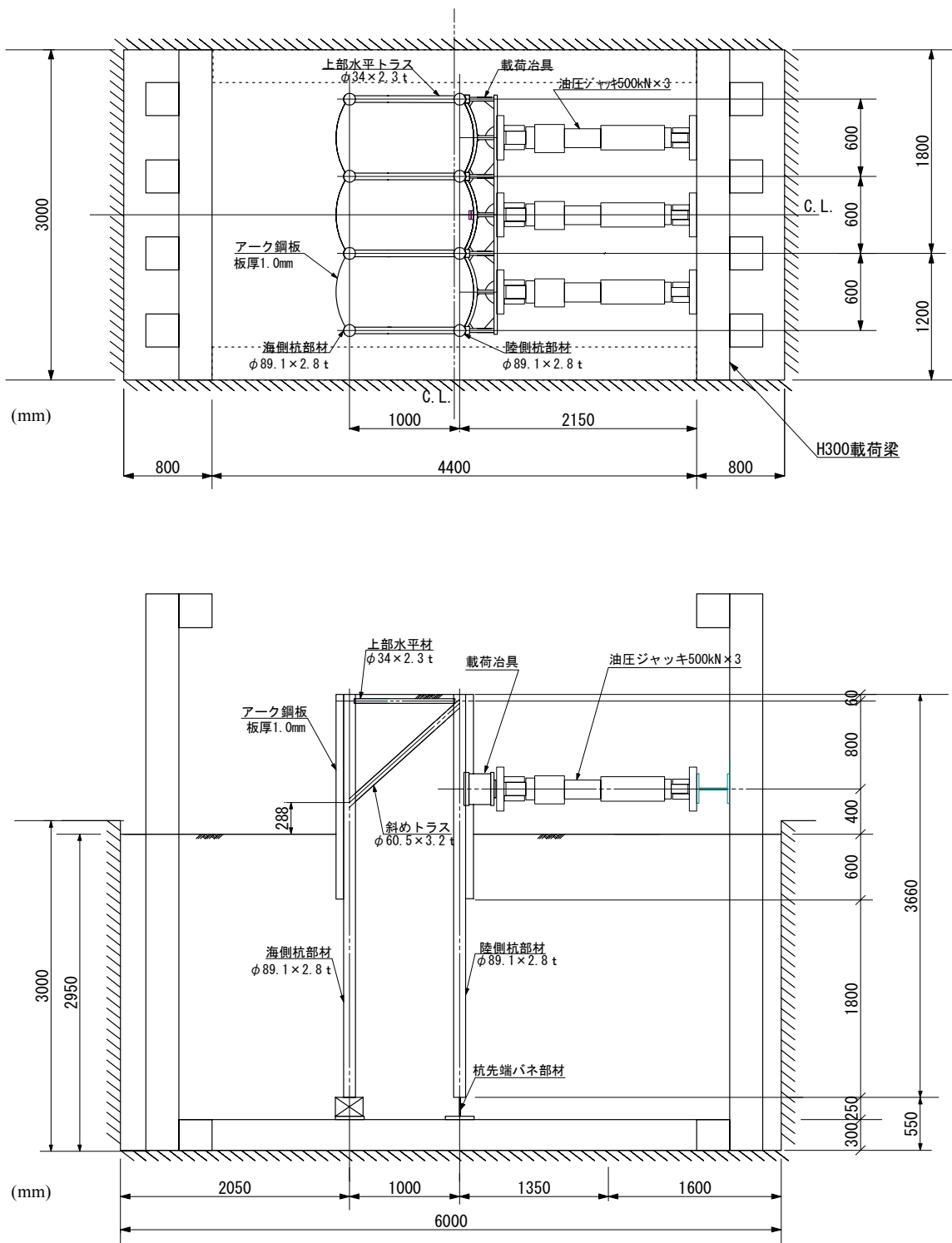


図-23 アークトラス実験模型および試験装置概要



写真-5 アークトラス実験模型



写真-8 陸側杭(引抜き側)下端バネ部材



写真-6 模型格点部



写真-9 海側杭(押込み側)下端ピン構造



写真-7 アーチ鋼板取付けプレート



写真-10 载荷冶具

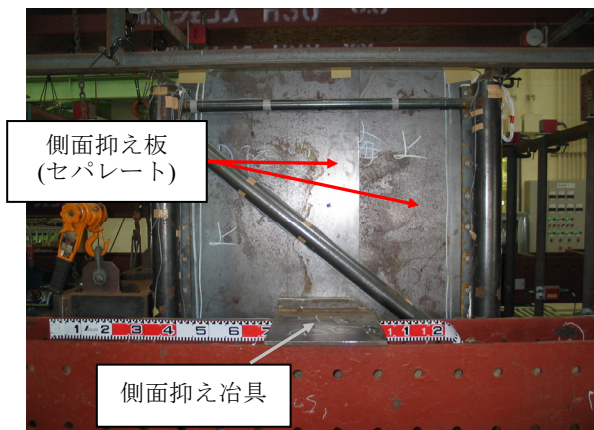


写真-11 中詰土の側面抑え部

表-9 杭部材(φ89.1×2.8t) 材料強度

区分	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
試験値	221	396	37

表-10 斜材(φ60.5×3.2t) 材料強度

区分	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
試験値	317	428	29

表-11 水平材(φ34.0×2.3t) 材料強度

区分	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
試験値	432	496	20

(2) 荷重方法

中詰後、図-23 に示す装置で、500kN 油圧ジャッキ 3 台を用いて、水平方向に 3 サイクルの静的繰返し片押し荷重を実施した。ジャッキの油圧源は 3 台とも共通とし、油圧ポンプ 1 台で制御を行った。本荷重における制御は、計測点 P5(海側杭頭部、図-27 参照)における計測値を用いた。

図-24 に荷重ステップのイメージ図を示す。第 1 サイクルの荷重では、計測点 P5 の変位 12.5mm 程度を目安として、弾性域内(部材ひずみ 1000μ 以下)で荷重を行い、一旦 0 荷重まで除荷した。第 2 荷重サイクルでは、計測点 P5 の変位 25.0mm 程度(これは模型堤体高の 2% であり、許容変位に相当する)を目安として、荷重を行い、一旦 0 荷重まで除荷した。最終の第 3 荷重サイクルでは、ピーク荷重を過ぎるまでを目安として、荷重を行った。

荷重を変化させる場合の荷重速度はおよそ 10kN/3 分

とし、計測を実施する際には、一定荷重を保持させた状態とした。処女荷重時と一旦除荷した後の弾性荷重域では、10kN ピッチで計測を実施した。また除荷時には、20kN ピッチで計測を実施した。いずれの荷重(除荷)ステップでも目標荷重(1 ピッチごと)まで荷重(除荷)した直後に一旦、計測し、3 分程度保持して変位値の安定を待った後、再度計測し、次の荷重(除荷)に移った。

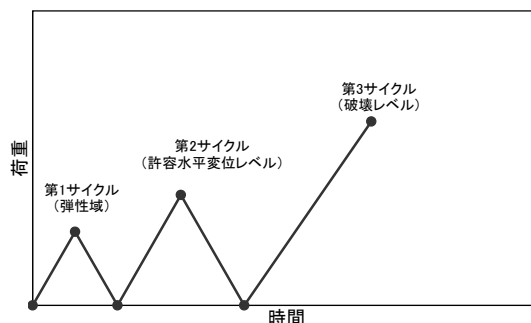


図-24 荷重ステップ

(3) 計測項目

図-25 に杭およびアーク部のひずみゲージ貼付け位置を示す。なお、図中のアーク部の添付位置については、曲線長ではなく、投影長として示している。図-26 に変位計および土圧計、トラス部ひずみゲージ(単軸ゲージ)添付位置を示す。図-27 に変位計測点および計測基準点の座標を示す。変位計測点としては、各杭列(4 列)ごとに、陸側杭で 2 箇所、海側杭で 3 箇所の合計 5 箇所ずつで計測を実施した。計測基準については、土槽側壁を基準として、基準フレームを組み上げ、ここに変位計をセットし、計測基準点とした。表-12 に計測項目と点数をまとめて示す。

表-12 計測項目と点数

計測項目	測定機器	点数	備考
荷重荷重	ロードセル	3 点	500kN
水平変位 UDH	変位計 DP-500	16 点	土槽側壁基準
鉛直変位 UDV	変位計 DP-500	8 点	土槽側壁基準
壁面土圧	小型圧力計 200kPa	4 点	アーク部
土中土圧	土圧計 200kPa	4 点	中詰土下
杭のひずみ	単軸 FLA-5-11	254 点	
水平材・斜材のひずみ	単軸 FLA-5-11	48 点	
アーク鋼板のひずみ	3 軸 FRA-10-11	88 点	
下端バネ材のひずみ	単軸 FLA-03-11	8 点	

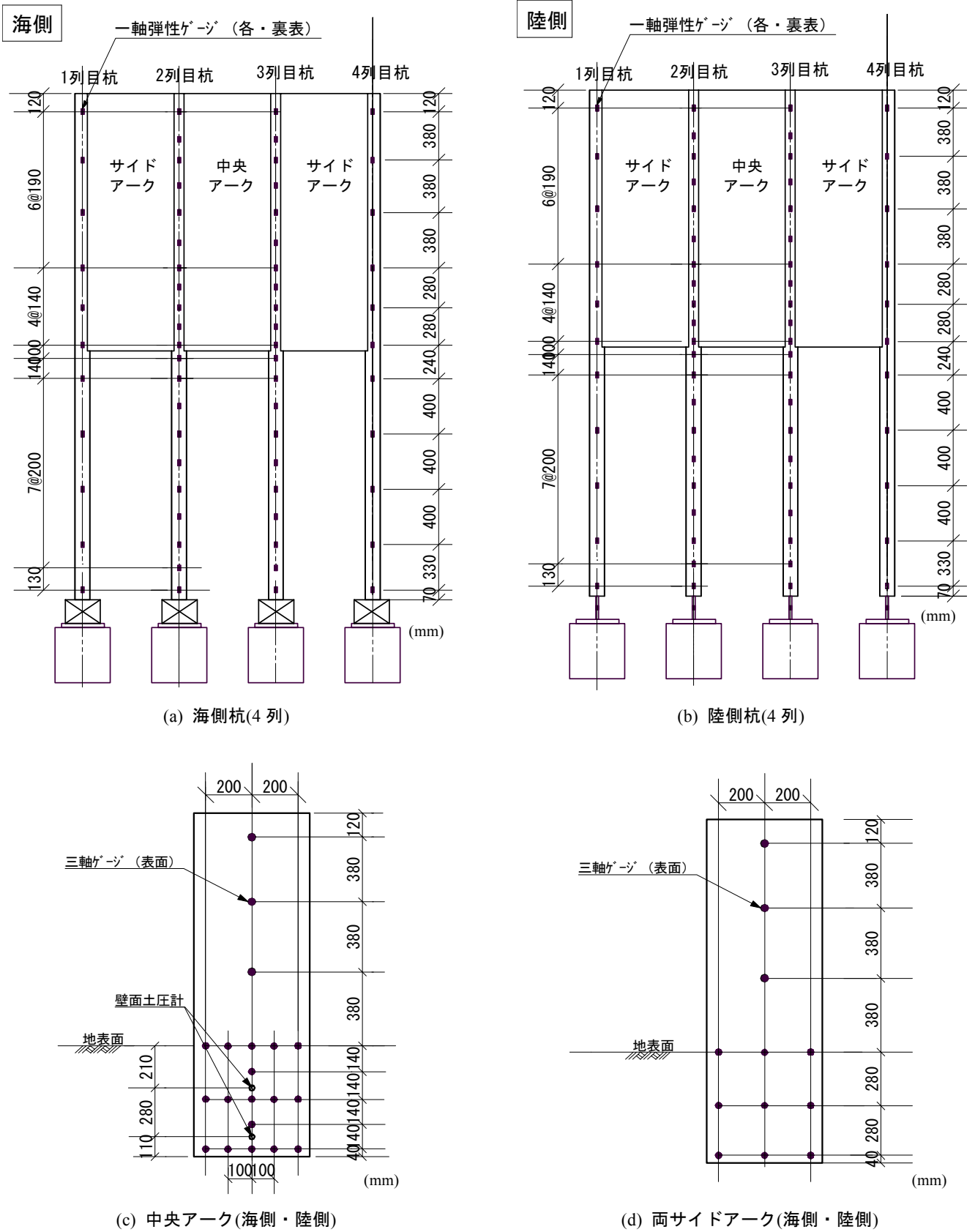


図-25 ひずみ計測位置

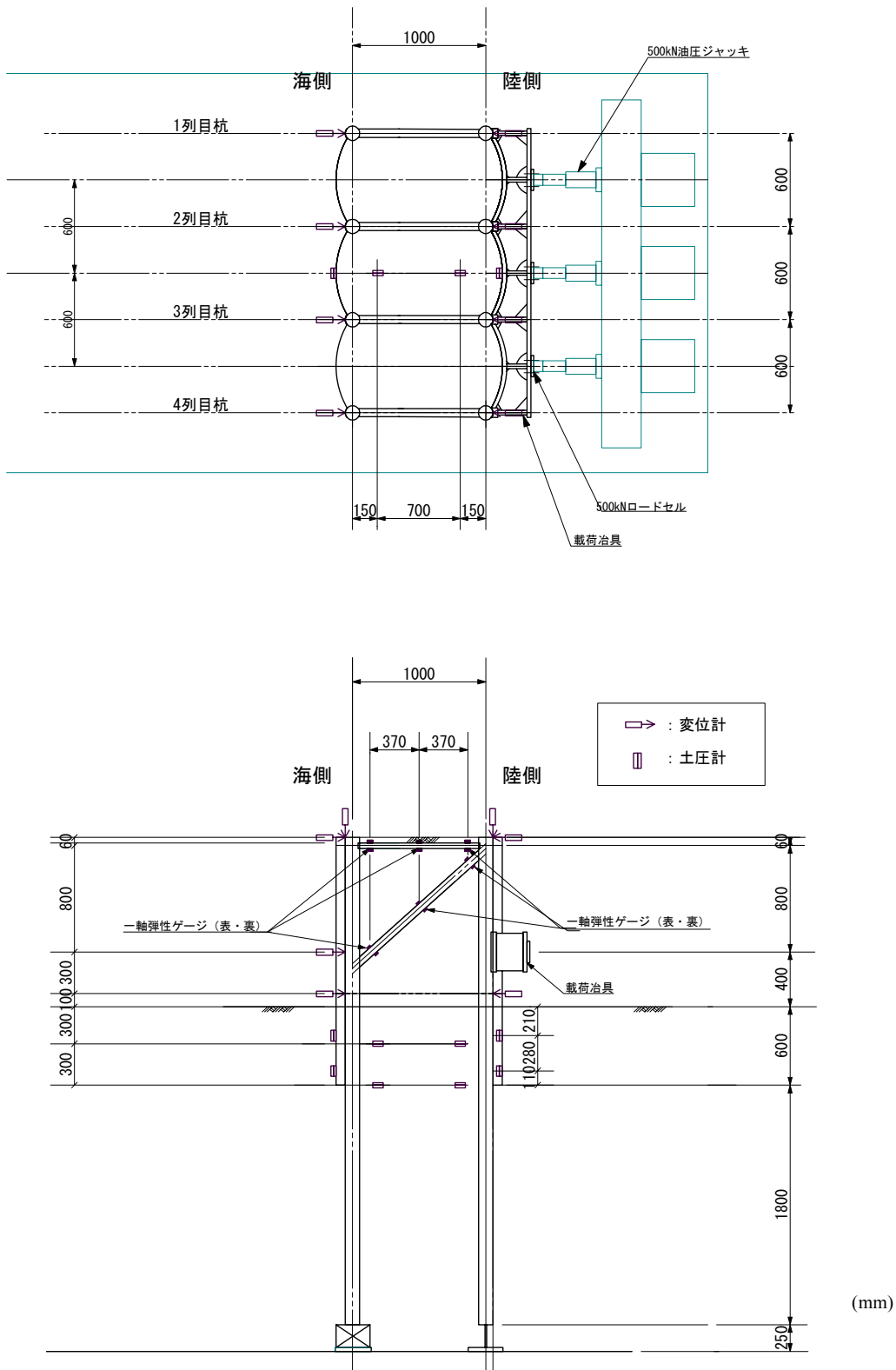


図-26 変位計・土圧計設置位置およびトラスひずみ計測位置

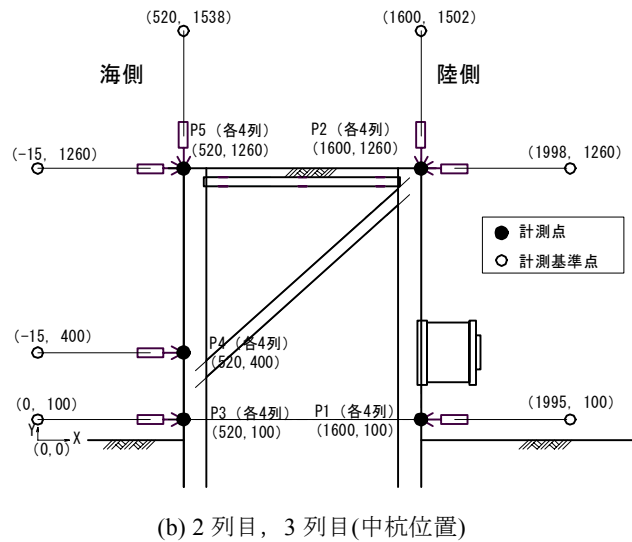
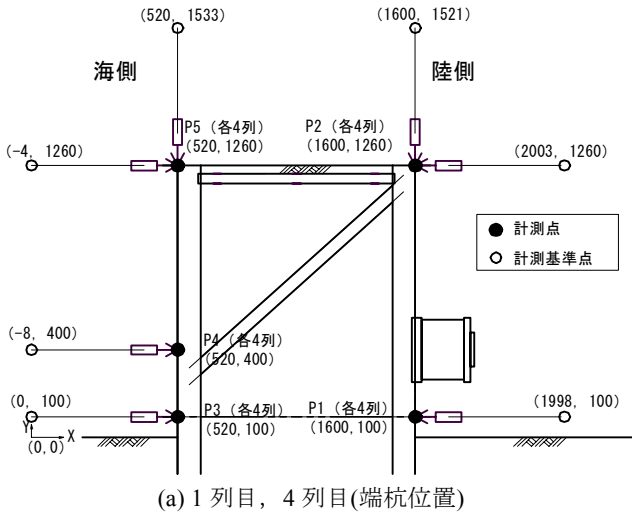


図-27 変位計計測点・計測基準点座標

(4)実験結果

①アークトラスの挙動

図-28に2列目の海側杭頭部における荷重～変位関係を示す。この図には発生イベントも示してある。第1サイクルの荷重では、海側杭頭部変位 13mm、荷重 56kNまで荷重した後、一旦除荷した。第2サイクルの荷重では、海側杭頭部変位 22mm、荷重 77kNまで荷重した後、一旦除荷した。第3サイクルの荷重は最大荷重を超えるまでの荷重である。このサイクルでは、荷重 130kNを過ぎたところで、陸側杭先端の引抜き抵抗ボルトの降伏が始まり、荷重 150kN以降に海側杭と斜材の格点部近傍において座屈が生じた。その後も荷重は上昇し、180kN付近で海側杭地中部において降伏が生じた後、189kN(海側杭頭部変位 96mm)時点でピークに達し、その後荷重が低下した。

図-29～図-33に各杭列(1～4列)の計測点 P1～P5 における変位と総荷重の関係を示す。杭列 1～4 の変形について、初期の段階は、中杭の 2, 3 列目に対し、端杭の 1, 4 列目の変位がやや小さくなっていた。また、②でも触れるように、杭に作用する曲げモーメントや軸力も端杭である 1, 4 列目の杭のほうがやや小さくなっていたことから、初期の段階では、端杭に比べて中杭にやや大きな力が生じていたと考えられる。しかし、荷重レベルが大きくなるに従い、その差は軽微なものとなっていった。このことから、各列の変位の平均をとって、全体の挙動を評価しても差し支えないと考えられる。

図-34に計測点 P1～P5 の各列(杭列 1～4)の平均変位と総荷重の関係を示す。陸側および海側杭の地表付近変位(P1, P3)は、同程度の変位量であり、同様に頭部変位(P2, P5)も同程度であった。

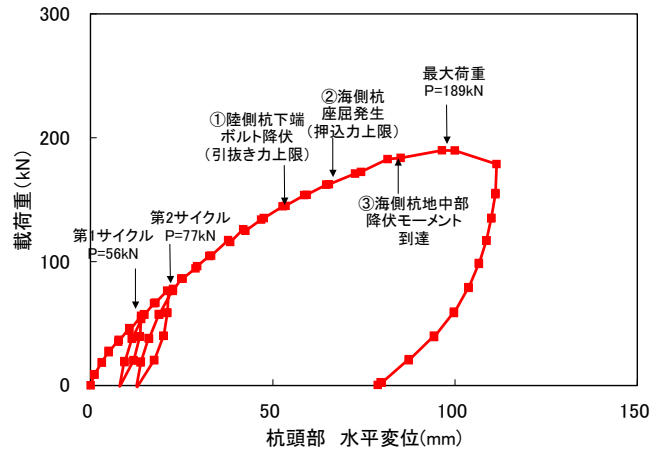


図-28 アークトラス杭頭部 荷重～変位関係
(変位計測点：2列目海側杭 計測点 P5)

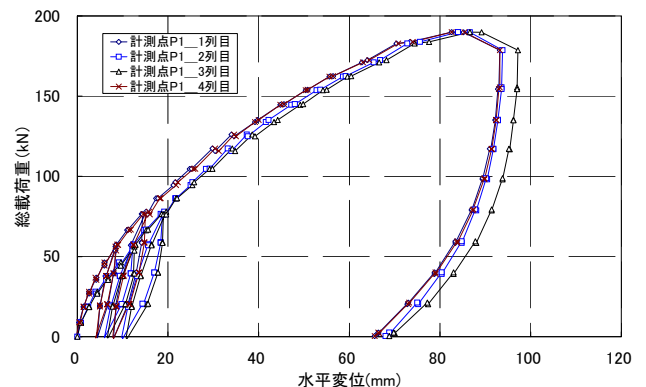


図-29 荷重～変位関係(計測点 P1)

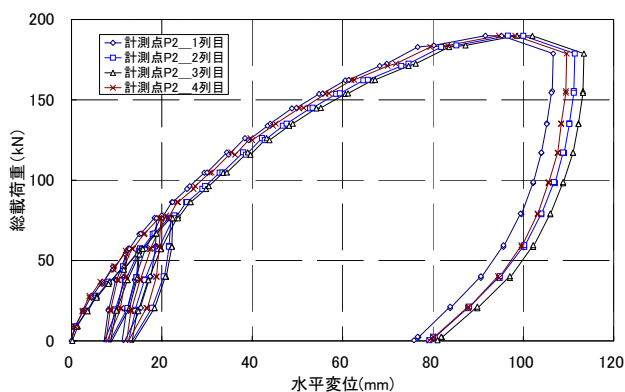


図-30 荷重～変位関係(計測点 P2)

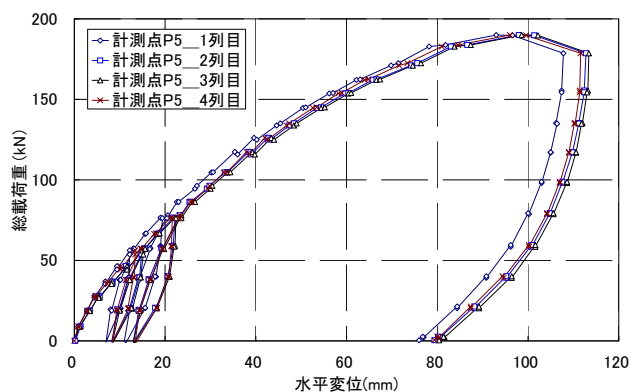


図-33 荷重～変位関係(計測点 P5)

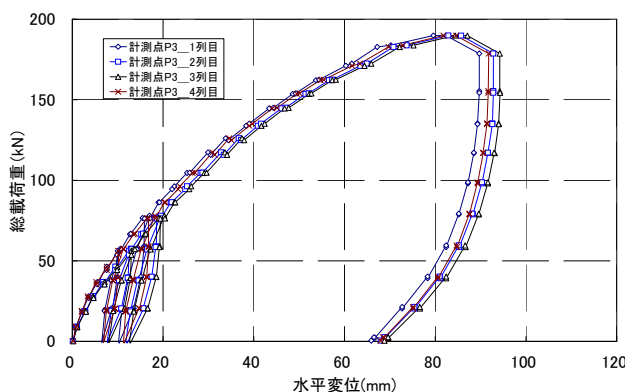


図-31 荷重～変位関係(計測点 P3)

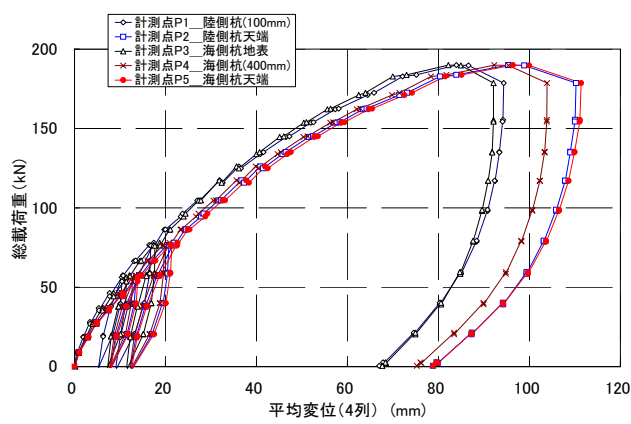


図-34 荷重～変位関係(4列平均)

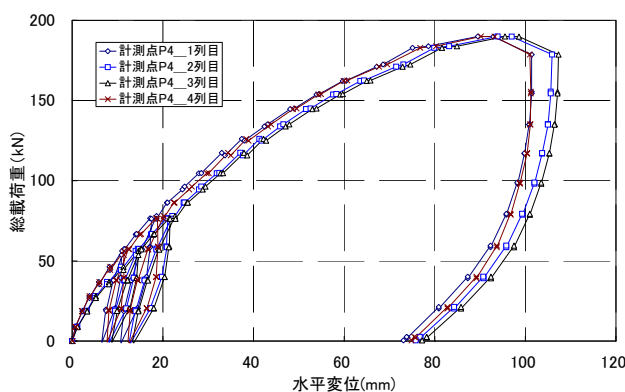
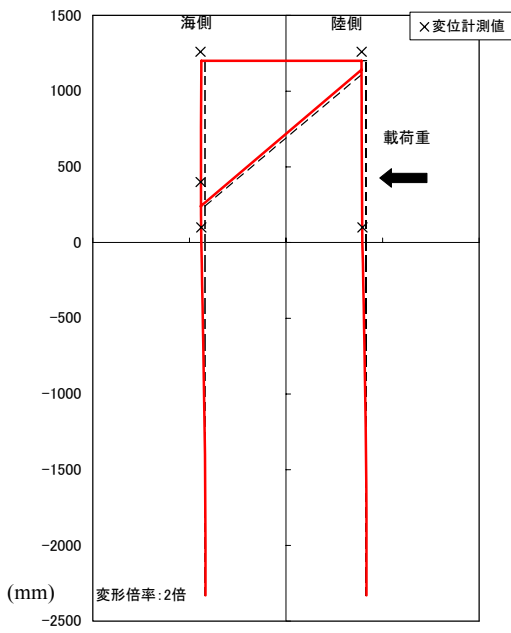


図-32 荷重～変位関係(計測点 P4)

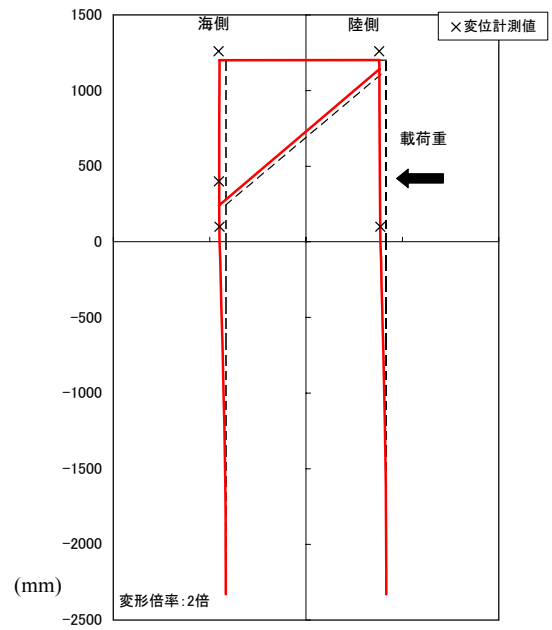
次に、杭の曲げひずみおよび軸ひずみ計測値からアーチトラス模型全体系の変形(2次元)を推定した。計測点の多い3列目杭(中杭)を対象とし、海側杭、陸側杭ともに下端をヒンジとみなし、地表面近傍の変位計測値

(海側杭：計測点 P3，陸側杭：計測点 P1)を境界条件として与えた。荷重レベルごとの模型全体系の変形を図-35に示す。図の座標は基礎地盤の地表面を0とし、地中部がマイナスとなっている。

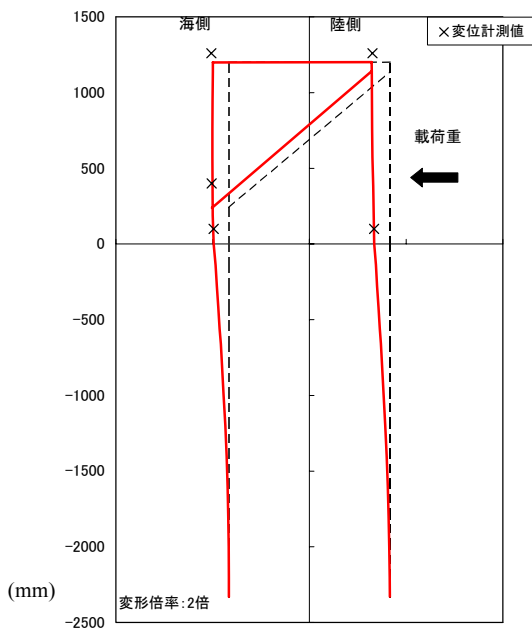
地上部の変形モードについて、全ての荷重ステップにおいて、杭のひずみ計測値から推定した全体系の変形と変位計測値(図中×印)はよく一致しており、海側杭と斜材との格点部(図中 250mm 位置)より上の壁体(中詰め含む)には、ほとんどせん断変形が生じていない。また、海側杭格点部(図中 250mm 位置)から地表面(0mm)にかけても、海側杭格点部近傍(図中 200~220mm 位置)で塑性化が進行した荷重 189kN の場合を除き、壁体のせん断変形はほとんど生じていない。荷重 189kN で、せん断変形が大きくなっているのは、海側杭格点部近傍(図中 200~220mm 位置)で塑性化が進行し、壁体の剛性が低下したためと考えられる。



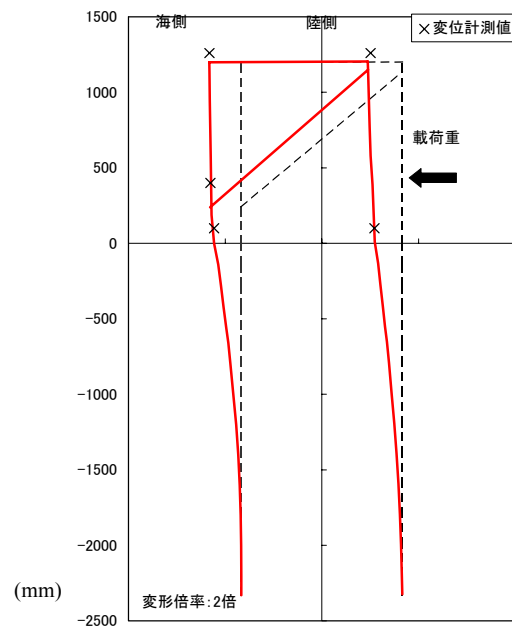
(a) 載荷重 $P=56\text{kN}$
(弾性域, 1 サイクル目)



(b) 載荷重 $P=77\text{kN}$
(弾性域, 2 サイクル目)



(c) 載荷重 $P=144\text{kN}$
(模型の塑性化が始まる)



(d) 載荷重 $P=189\text{kN}$
(最大荷重)

図-35 アークトラス模型全体系の変形
(杭のひずみから推定)

②杭への作用力

図-36～図-41 に、載荷重 $P=56\text{kN}$ (第1 載荷サイクル最大)、載荷重 $P=77\text{kN}$ (第2 載荷サイクル最大)、載荷重 $P=144\text{kN}$ (第3 載荷サイクル、部材降伏時)における、杭列1～4の曲げモーメント分布を比較して示す。なお、これらの図の座標は海側の前面の地表面を0とし、地中部がマイナスとなっている。また、陸側杭の400mmが載荷中心軸位置、海側杭の280mmが斜めトラス部材格点中心位置となっている。モーメントは、曲げに対する杭の最外縁および最内縁位置に貼り付けたひずみゲージによる曲げひずみから算定した。地中部においては、海側杭、陸側杭ともに、載荷重 $P=56\text{kN}$ (第1 載荷サイクル最大)においては、1列目および4列目の杭(いずれも端杭)に比べて、2列目および3列目の杭(いずれも中杭)で曲げモーメントがやや大きくなっている。載荷重 $P=77\text{kN}$ (第2 載荷サイクル最大)、載荷重 $P=144\text{kN}$ (第3 載荷サイクル、部材降伏時)では、各列の杭でほぼ均等に曲げモーメントが生じていることがわかる。また、地表部については、陸側の2列目杭のみ、やや大きな曲げモーメントが作用しているが、他は地中部と同様の傾向で、均等に作用している。

海側杭においては、いずれの載荷重レベルにおいても、斜材格点部下端付近(基礎地盤表面から210mm)および地中部(G.L.-1180mm)に作用モーメントのピークが生じており、載荷重の増加とともに、作用モーメントも増加している。また、載荷重 $P=144\text{kN}$ (第3 載荷サイクル)において、斜材格点部下端付近(基礎地盤表面から210mm)で、杭は降伏耐力($5.2\text{kN}\cdot\text{m}$)に達している。

一方、陸側杭においては、載荷点(基礎地盤表面より400mm位置)付近および地中部(G.L.-1180mm)に曲げモーメントのピークが生じており、載荷点付近では降伏耐力($5.2\text{kN}\cdot\text{m}$)近くまで達している。

図-42～図-44 に、載荷重 $P=56\text{kN}$ (第1 載荷サイクル最大)、載荷重 $P=77\text{kN}$ (第2 載荷サイクル最大)、載荷重 $P=144\text{kN}$ (第3 載荷サイクル、部材降伏時)における、杭列1～4の軸力分布を示す。なお、図の座標位置において、陸側杭の400mm位置が載荷中心軸位置、海側杭の280mm位置が斜めトラス部材格点位置となっている。軸力は、曲げに対する杭の最外縁および最内縁位置に貼り付けた一軸ひずみゲージによる軸ひずみから算定した。

地中部(0mm以下)における軸力は、押し込み(海側)、引き抜き(陸側)ともに、いずれの列の杭においても、ほぼ均等な力が作用しており、載荷重の増大とともに軸力が増大しているが、増加割合は海側杭(押し込み側)に比べて、陸側杭(引き抜き側)で大きくなっている。また、杭長

方向において作用軸力の変化はほとんど見られない。これは、実験模型形状のバランスから、模型杭の周面摩擦抵抗(鉛直方向抵抗)が実物の相似比と比べて、過小となったためである。

また、地中アーク埋込み部以浅(図中-600mm以上)では、実験において地表面(0mm)まで、軸力が増加している。これは、後述のアークの鉛直応力分布(図-45、図-46)に示すとおり、壁体に作用する曲げモーメントの一部を負担していることに起因している。ただし、このような現象は実構造物では顕著にはならないと考えられる。つまり、実験模型では、製作の都合からアーク部は1枚の鋼板で製作されているのに対し、実構造物では継手を有する直線矢板で構成されると考えられるため、実構造物においては壁体に作用する曲げモーメントを十分には負担できないような構造となると考えられる。

③アークに作用する応力

図-45 および図-46 に、海側および陸側の中央のアークにおける、主応力分布図を示す。アーク中央の鉛直応力について、海側(押し込み側)では、引張り応力が作用しており、陸側(引き抜き側)では、圧縮応力が作用している。このことから、前述したとおり、アークと杭が一体となって、壁体に作用する曲げモーメントを負担していることが推察できる。

なお、実構造物との相似性の対比において、製作上の制約条件から模型は相似断面に比べて2倍程度の板厚(表-4参照)を有しているため、応力値の評価については、注意が必要である。

④斜材および水平材に作用する力

図-47 に各列の斜材および水平材に作用する軸力と載荷重の関係を示す。いずれの列においても斜材には圧縮力、水平部材には引張り力が作用しており、トラス構造として適正に機能していることがわかる。また、各列に作用する軸力はほぼ均等であり、載荷重144kNの場合では、斜材1本あたりで38kN程度の圧縮力が、水平材1本あたりで14kN程度の引張力が生じていた。この値からトラス部での力の伝達を考えると、4本の斜材の水平分力は圧縮力約120kN(斜材の角度は水平面に対し 38°)、4本の水平材の水平力は約56kNとなり、差引き64kNの圧縮力を海側杭に伝達していることとなる。載荷重144kNに対し、図-36～図-41に示される海側および陸側杭の地中部の最大曲げモーメントの比から、海側杭が57%の82kNを負担すると仮定すると、斜材・水平材による伝達力は約74%(=64/87)をしめることとなる。なお、部材軸耐力(斜材:206kN、水平材:85kN)に対し、作用軸力は下回っており、本実験で降伏することはなかった。

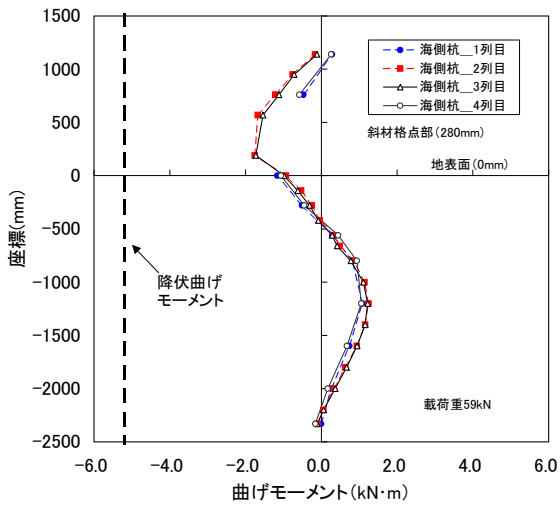


図-36 海側杭曲げモーメント分布(P=56kN)

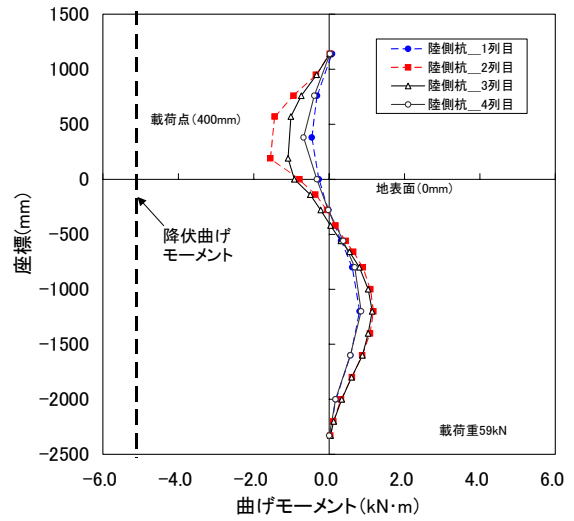


図-39 陸側杭曲げモーメント分布(P=56kN)

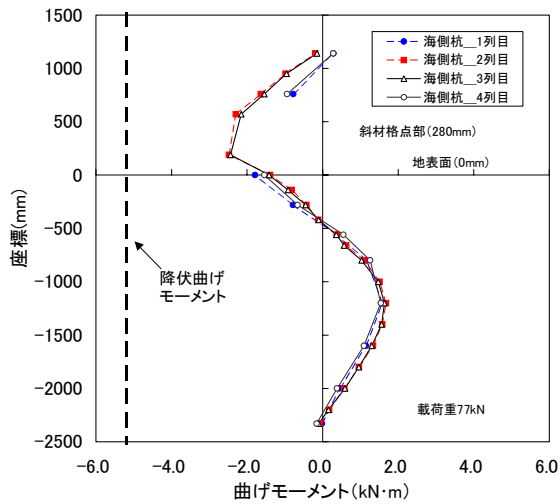


図-37 海側杭曲げモーメント分布(P=77kN)

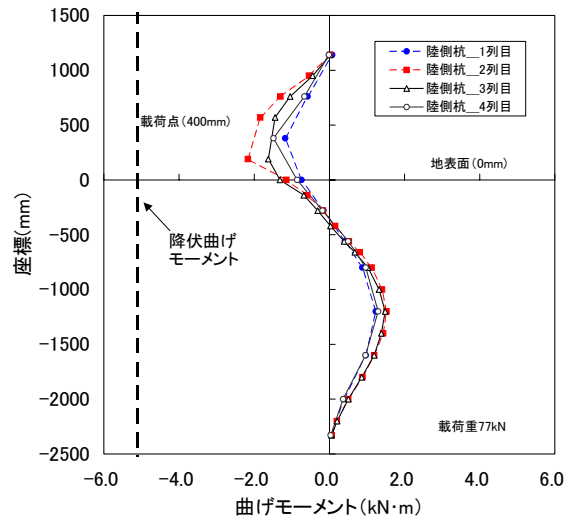


図-40 陸側杭曲げモーメント分布(P=77kN)

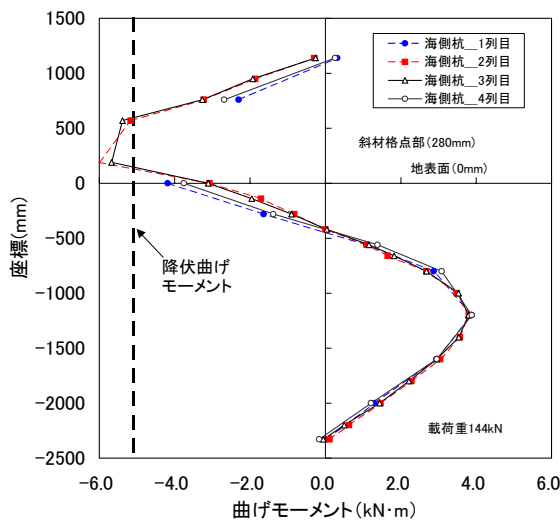


図-38 海側杭曲げモーメント分布(P=144kN)

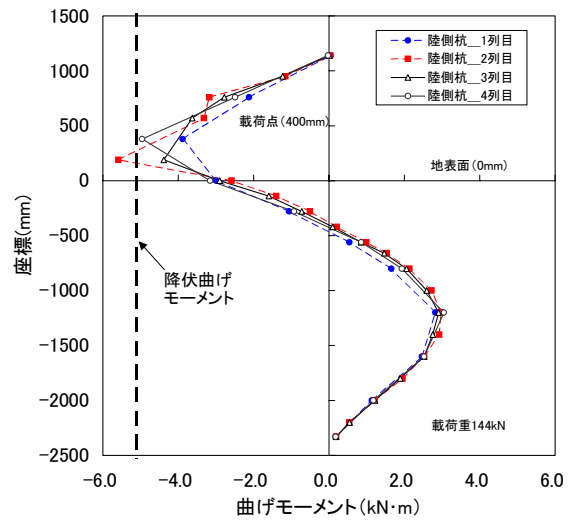


図-41 陸側杭曲げモーメント分布(P=144kN)

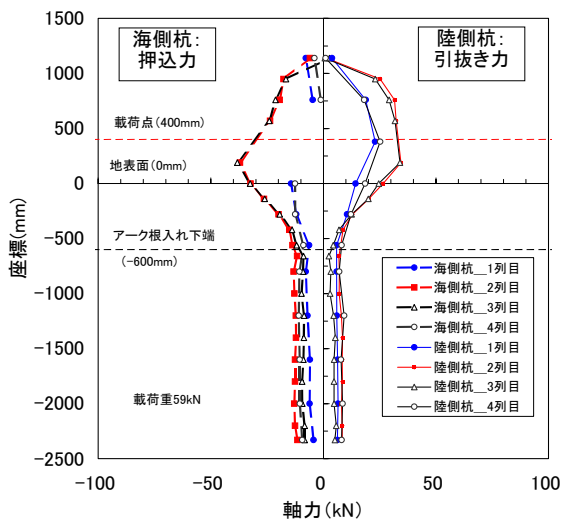


図-42 杭の軸力分布(P=56kN)

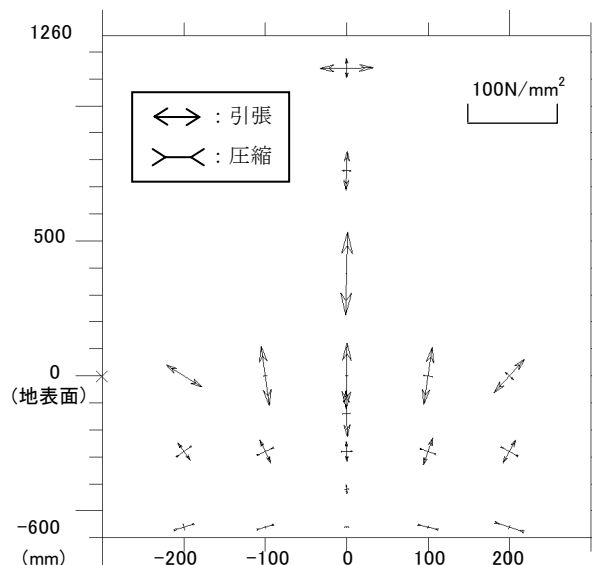


図-45 海側中央アーチ主応力分布(P=77kN)

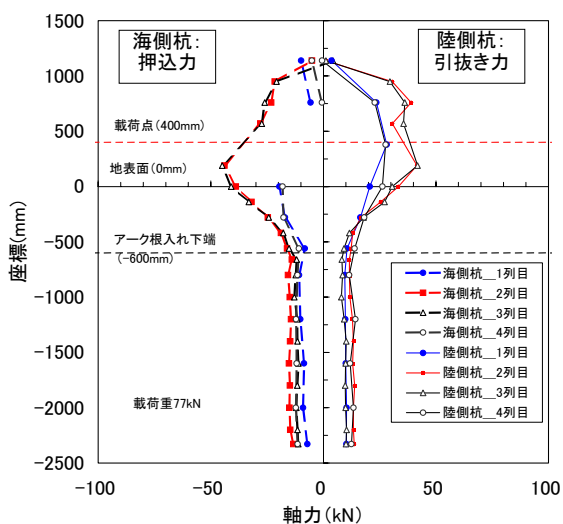


図-43 杭の軸力分布(P=77kN)

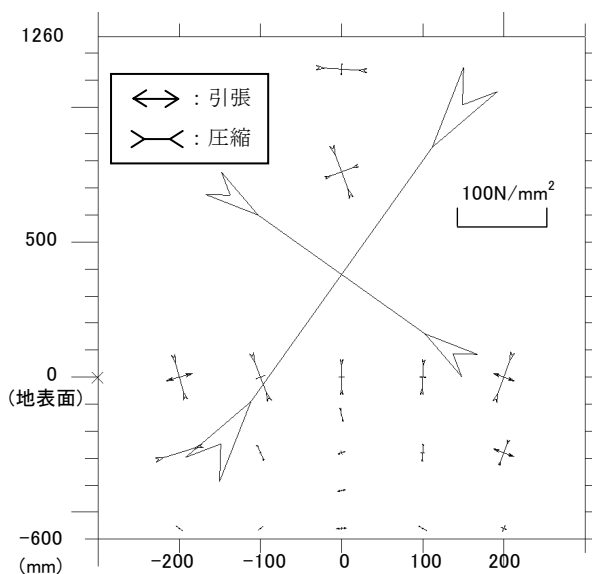


図-46 陸側中央アーチ主応力分布(P=77kN)

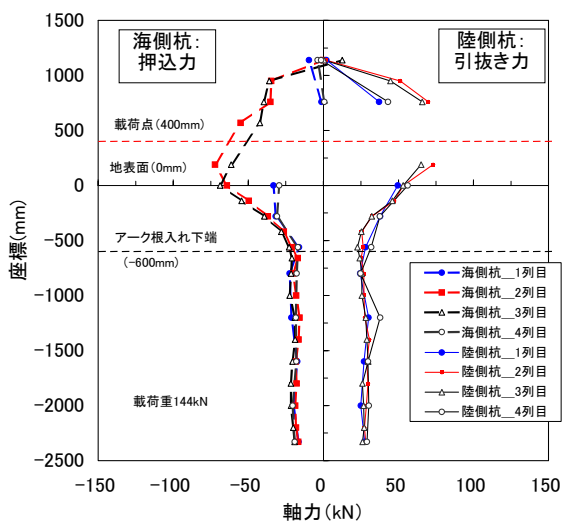


図-44 杭の軸力分布(P=144kN)

図-48～図-51 に各列の斜材および水平材に作用する曲げモーメント分布を示す。各列の斜材には、ほぼ同程度のレベルで曲げモーメントが生じているが、部材耐力と比べて、そのレベルは小さかった。一方、水平材には曲げモーメントはほとんど生じていないことが確認できた。以上の結果およびアークトラス全体系の変形モードから、合理化したトラス構造では、適切に荷重伝達が行われていたこと、高いせん断剛性を有していることが確認できた。

⑤破壊過程

写真-12 に荷重低下の要因になったと考えられる部材の破壊状況を示す(載荷終了後)。写真-12(a)は、陸側杭下端に取り付けた引き抜き抵抗のための下端バネ部

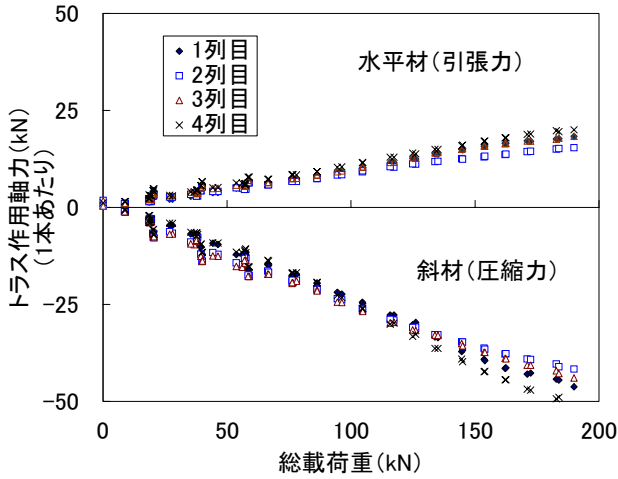


図-47 載荷重と斜材・水平材軸力の関係

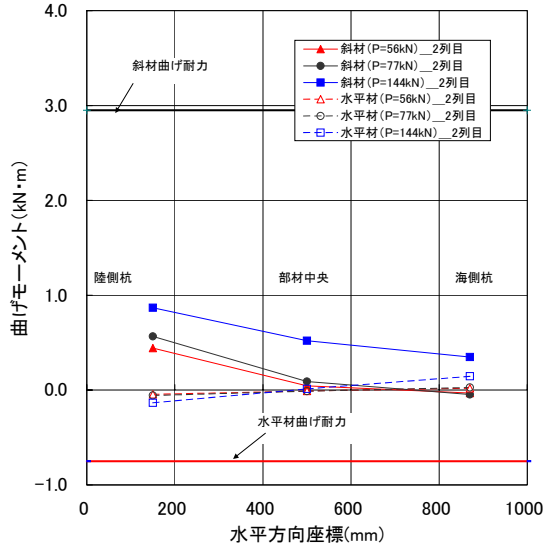


図-49 斜材・水平材曲げモーメント分布(2列目)

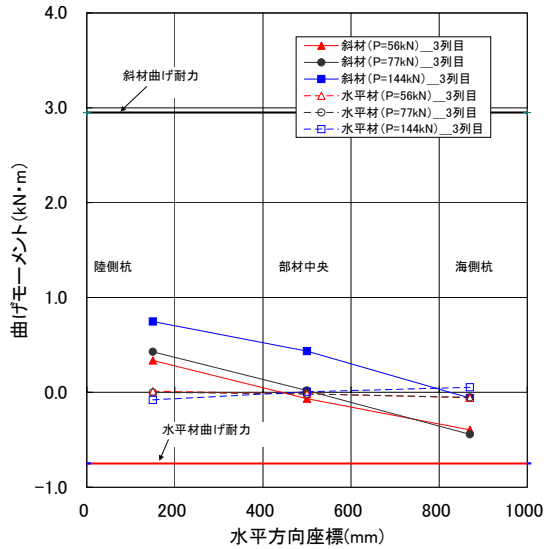


図-50 斜材・水平材曲げモーメント分布(3列目)

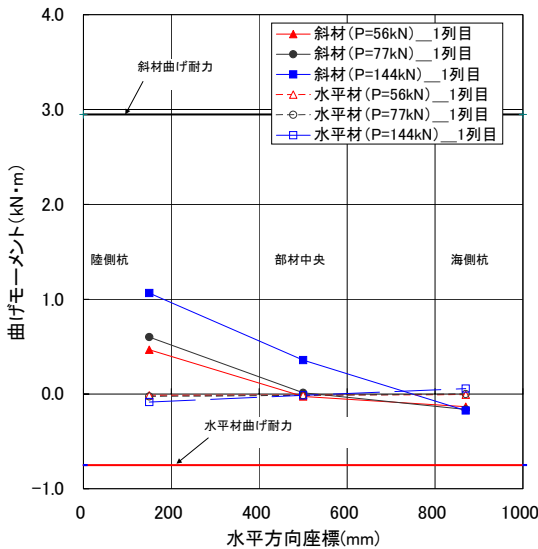


図-48 斜材・水平材曲げモーメント分布(1列目)

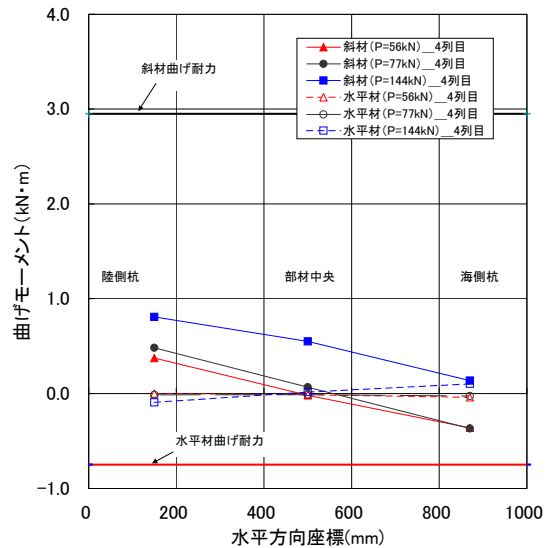


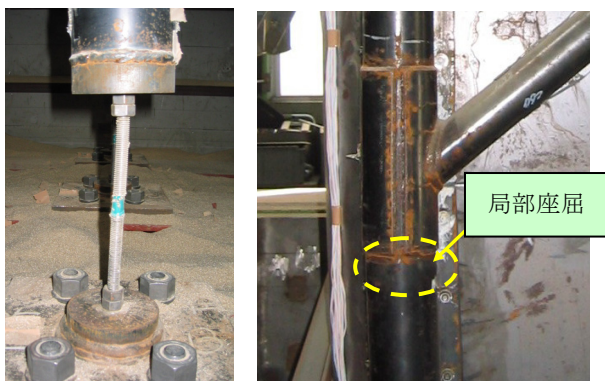
図-51 斜材・水平材曲げモーメント分布(4列目)

材(M12 ボルト)であり、途中で折れ曲がっていることがわかる。図-52に陸側杭下端ボルト軸ひずみ(杭列1~4)と荷重の関係を示す。いずれの杭列でもほぼ均等に引張りひずみが生じているが、1列目および4列目の杭(いずれも端杭)では総荷重130kN程度で降伏し、2列目および3列目の杭(いずれも中杭)ではおよそ150kNで降伏が生じ、以降引張りひずみが増大し、破壊していることがわかる。

写真-12(b)は、海側杭と斜材の格点部の状況であり、格点部下端付近において局部座屈が発生していることがわかる。図-53に2列目杭の海側杭格点部近傍(基礎地盤表面より210mm位置)における圧縮縁軸ひずみ、および陸側杭載荷部(基礎地盤表面より400mm位置)における圧縮縁軸ひずみと荷重の関係を示す。海側杭格点部近傍(基礎地盤表面より210mm位置)においては、荷重150kNを超えたところで明らかに塑性化していることがわかる。一方、陸側杭載荷部(基礎地盤表面より400mm位置)においては、最大で-2000 μ を超えているが、明確な塑性化までには至っていない。この時点(載荷重150kN)において、杭の押し込み・引抜き力による水平抵抗が上限値に達したと判断できる。

次に、図-54に載荷重と杭の地中部最大曲げひずみ(GL. -1200mm位置)の関係を示す。載荷重の増加とともに最大曲げひずみは増加しており、海側杭で載荷重180kN付近において降伏域に達していることがわかる。この時点で水平地盤反力による水平抵抗が上限に達して最大荷重を迎えたと考えられる。

以上のように、本試験では、陸側杭の引抜き抵抗が上限に達するとともに、海側杭の格点部近傍に発生した座屈が進展して、海側杭の押し込み抵抗が上限に達した後、海側杭の地中部で塑性化が生じて終局に至った。



(a) 陸側杭下端部 ボルト引張り破壊
(b) 海側杭と斜材の格点部 座屈破壊

写真-12 部材の破壊状況

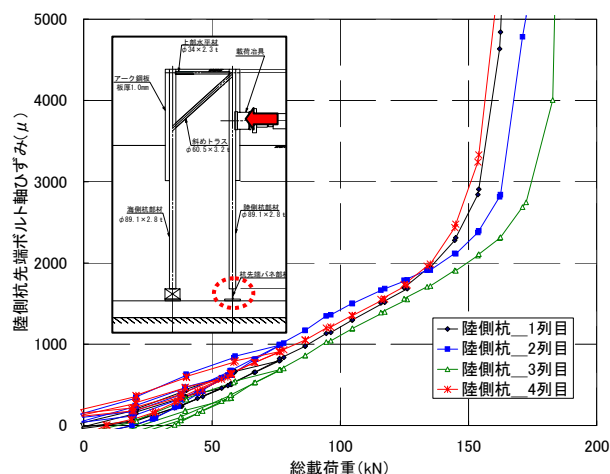


図-52 荷重～陸側杭下端ボルト軸ひずみ関係

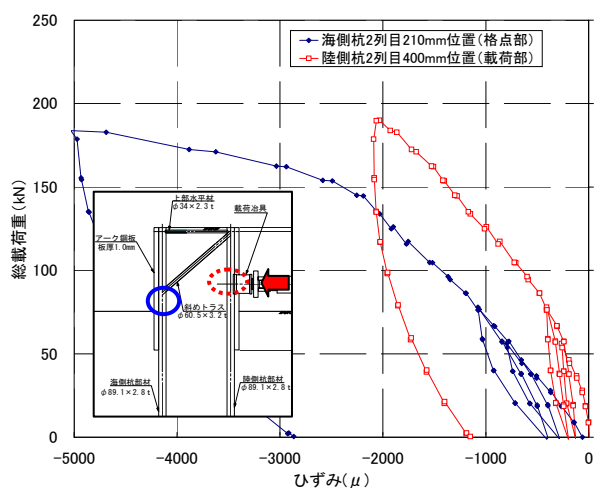


図-53 荷重～杭圧縮縁側軸ひずみ関係(2列目杭)

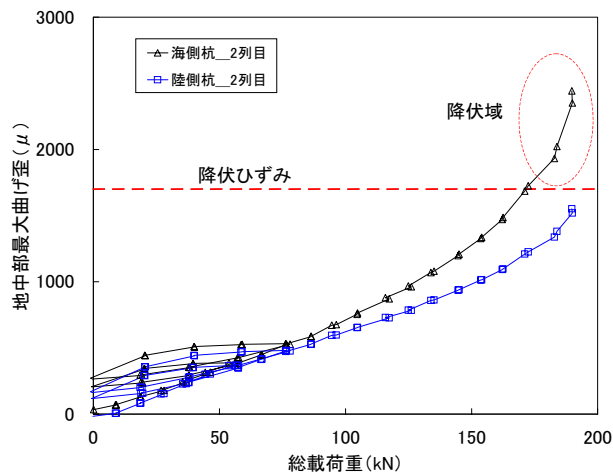


図-54 杭の地中部最大曲げひずみと載荷重の関係

⑥作用土圧

壁面(アーク)に作用する土圧について、**図-55**に計測値を示す。土圧計は、海側アークでは前面地盤側の面に、陸側アークでは中詰土側の面に、それぞれ地盤深さ方向に2点(G.L. -210mm, G.L. -490mm)ずつ取り付けられている。なお、計測値は基礎地盤作製開始時を初期値としており、**図中**の荷重0における土圧計測値は、基礎地盤および中詰土作製後の値である。

この構造体はアーク部の剛性が高いため、中詰め土を投入しても両側のアークが変形する量は比較的小さいと思われるが、それでも中詰め土投入時に多少は、外側に膨らむ傾向にあると考えられる。すなわち、海側のアーク部は、中詰め投入時にも水平力荷重時にも同一方向に押し出される。ただし、中詰め土投入時の押し出し量は少なく、その後の水平荷重荷重時に押し出し量が大きくなるものと考えられる。このため、荷重荷重に対応して水平土圧が増加しており、G.L.-490mm位置では最大101kN/m²が、G.L.-210mm位置では最大81kN/m²が計測された。ただし、アークトラス構造が降伏した荷重150kN以上においては、土圧は低下する傾向を示した。このように、荷重の過程で非常に大きな受働抵抗を示している。

一方、陸側面では、中詰め投入によって主働的な土圧が計測された。その後荷重時には、変位の方向的には、受働的な土圧が計測されたが、大きな土圧は生じない。これは、アーク部の剛性が高いため、事実上アーク部でせん断が生じないためであると考えられる。

中詰土の直下に作用する鉛直土圧について、**図-56**に計測値を示す。土圧計の位置については、**図-23**に示している。これらの土圧計の初期値は、砂投入前としている。これらの計測結果は荷重0のところすでに多少食い違いが生じているので、主として荷重時の土圧の変化が重要であるという観点で結果を見ると、G.L.-600mmでは荷重の増加によっても土圧は変化していないが、G.L.-300mmでは、荷重が100kNを超えると増加する傾向にあった。これらの変化は、中詰め土がほとんどせん断変形を生じないことによるものであると考えられる。荷重が100kNを超えると浅部の鉛直土圧が上昇したのは、浅い部分がせん断変形したためであると考えられる。

3.7 実験結果のまとめ

アークトラス構造の水平抵抗性能を把握するため、大型土槽(幅6.0×深さ3.0×奥行3.0m)を使って、実物のおよそ1/10スケールの模型荷重実験を行った。試験体形状および地盤性状は相似則を考慮して決定するとともに、

遠心模型実験の知見からトラス構造を合理化した。

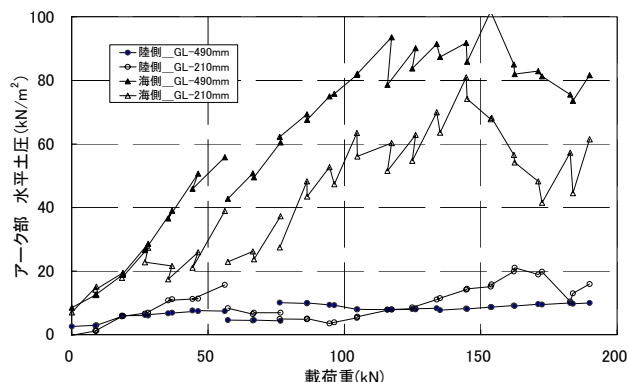


図-55 中央アーク部(海・陸側)壁面土圧

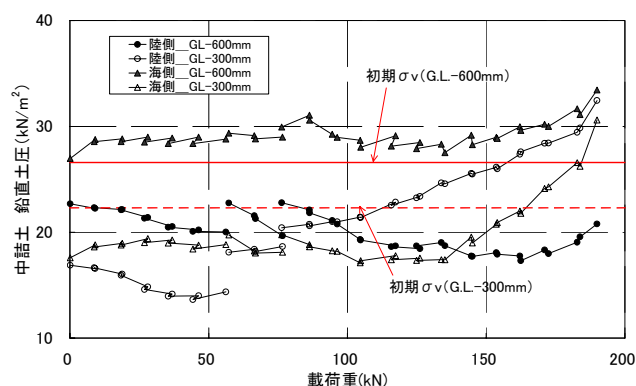


図-56 中詰土直下の鉛直土圧

アークトラス荷重に先立ち、単杭荷重試験により作製した土槽地盤の横抵抗の大きさを確認した。

アークトラスの荷重では、杭頭部変位25.0mm(模型堤体高の2%)を超えても荷重は上昇し続け、最終的に荷重189kN、頭部変位100mm(模型堤体高の8%)に至って、荷重が低下した。今回の実験では、主に以下の3点で、構造の塑性化が生じて、終局に至った。

- ①陸側杭の引抜き力が上限に達した(荷重130~150kN)
- ②海側杭と斜材の格点部下端付近において局部座屈が発生して海側杭の押し込み抵抗が上限に達した(荷重150kN)
- ③海側杭が地中部で降伏モーメントに達した(荷重180kN~)

荷重中の土圧を計測した結果、海側(前面)アークの根入れ部で大きな水平土圧が作用しており、アーク部で水平抵抗を発揮していることが確認された。

一方、中詰土の直下に作用する鉛直土圧について、荷重中の土圧の増加も少なく、中詰土部の転倒抵抗はほとんどなかったと考えられる。

また、合理化したトラス構造では、水平材および斜材により適切に荷重伝達が行われており、中詰土に比べて高いせん断剛性を有していることが確認できた。

4. アークトラスの水平抵抗性能評価方法に関する検討

4.1 計算モデル

アークトラスの水平抵抗性能評価方法の構築を目的として、今回実施した 1G 場の中型模型実験を対象として、シミュレーション解析計算を実施した。

アークトラスの計算モデルを図-57 に示す。計算モデルは、これまでに実施してきた遠心模型実験⁶⁾の結果等

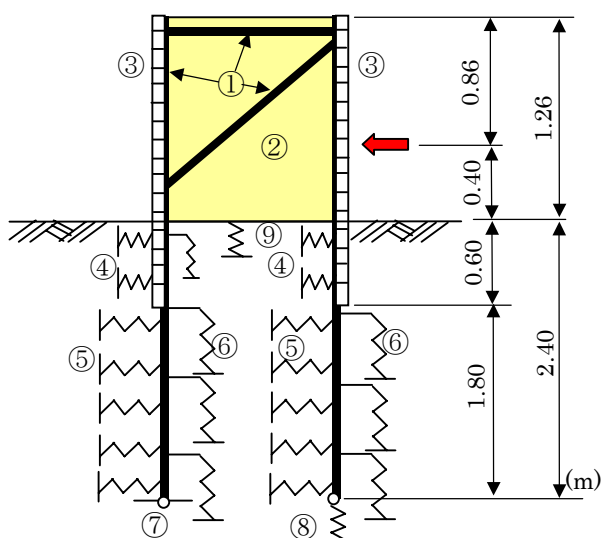


図-57 アークトラス計算モデル(1G 模型実験)

を踏まえて構築したものであり、二次元非線形モデルによって、各部材および地盤抵抗を表-13 に示すようにモデル化することとした。

今回の試験体は、杭・トラス 4 面、アーク 3 連構造であるため、二次元でモデル化する際、杭とトラス一対での解析はできない。そこで、600mm×3 セルを仮想的に 450mm×4 セルとし、450mm 幅 1 セルと杭・トラス 1 面を単位とした解析を行い、総水平荷重は解析中の載荷荷重を 4 倍したものとして、実験結果と比較した。なお、杭および斜材・水平材に作用する荷重について、実験では各列(1~4 列)ともほぼ均一に荷重が作用し、変位もほぼ同じであることが確認できているので、今回の実験結果を元に 2 次元挙動を評価することが可能であると考えている。また、計測点数の多い 2 列目杭の実験結果を代表的な結果であるとして比較を行った。

なお、実験では、土層等の制約により、③アーク部、⑧陸側杭下端条件、および荷重載荷方法(集中荷重)において、実構造とは異なった条件となっている。このうち、アーク部のモデル化について、実構造では継手を有する直線矢板で構成されるため、曲げモーメントを負担することはないと考えられるのに対し、実験模型におけるアーク部は 1 枚の鋼板で製作したことから、曲げモーメント負担が生じていたと考えられる。これを考慮するため、図-58 に示すようにアーク部材を全断面有効として梁要素でモデル化し、模型のアーク重心位置に配置した。さらに杭(梁要素)とアーク部材とで節点同士を剛梁結合して、一体として抵抗するようにモデル化した。

表-13 各部材・地盤のモデル化

番号	構造部位	使用モデル
①	杭・トラス	非線形梁要素
②	中詰土	平面ひずみ要素(考慮の必要性を検討)
③	アーク	実験模型形状(1 枚板)を考慮し、アーク部での曲げ負担を考慮した(図-58 参照)。
④	アーク部水平地盤抵抗	変位依存型のバネとし、 $P=k_{sa} \cdot y \cdot x^{0.5}$ (x : 変位, y : 深度)で与えた。 アーク部 $k_{sa} = \sqrt{7/60} \times 1960 = 669$ (kN/m ^{3.5}) 57-ク 1 スパ ^ン =60 cm, 端杭(幅 7cm)試験 $k_s = 1960$ (kN/m ^{3.5})
⑤	杭部水平地盤抵抗	変位依存型のバネとし、 $P=k_{sp} \cdot y \cdot x^{0.5}$ (x : 変位, y : 深度)で与えた。 アーク部 $k_{sp} = \sqrt{7/9} \times 1960 = 1729$ (kN/m ^{3.5}) 5 杭径=9cm, 端杭(幅 7cm)試験 $k_s = 1960$ (kN/m ^{3.5})
⑥	杭・アークの周面地盤抵抗	変位依存型のバネとし、地盤横抵抗係数 k_s の 1/3 の値を与えた。
⑦	海側杭下端条件	ピン構造としてモデル化した(実験条件を考慮)。
⑧	陸側杭下端条件	引抜き抵抗付加分をバネでモデル化した(実験条件を考慮)。
⑨	中詰土の転倒抵抗	考慮せず(実験結果を考慮)。

その他、計算に用いた定数等の設定は、以下のとおりである。

水平地盤反力モデルは港研方式のS型モデル $p = k_{sp} \cdot y \cdot x^{0.5}$ (x : 変位量, y : 深度)とし、3.4 に示す単杭載荷実験結果(端杭幅 7cm)より、杭前面の地盤横抵抗係数 k_{sp} は、杭径(9cm)を考慮して、 $k_{sp} = \sqrt{7/9} \times 1960 = 1729 \text{ kN/m}^{3.5}$ とした。また、同様にアーク前面の地盤横抵抗係数 k_{sa} は、アーク1スパン長(60cm)を考慮して、 $k_{sa} = \sqrt{7/60} \times 1960 = 669 \text{ kN/m}^{3.5}$ を用いた。

杭周面摩擦バネおよびアーク部摩擦バネ(鉛直方向)は各地盤横抵抗係数の1/3の値として計算した。

杭・トラスは完全弾塑性バイリニアモデルとした(ここでは、ひずみ硬化を考慮していない)。降伏応力は 235 N/mm^2 とした。

中詰土のモデル化については、その剛性が計算結果におよぼす影響を確認するため、①弾性平面ひずみ要素(せん断剛性 $G_s = 4700 \text{ kN/m}^2$)でモデル化した場合、②中詰土の剛性を考慮しない場合、の2とおりの計算を実施した。なお、中詰土のせん断剛性を考慮する場合、R-H-Woods式¹¹⁾を用いて、平均せん断ひずみ 0.2%と想定して算定した。

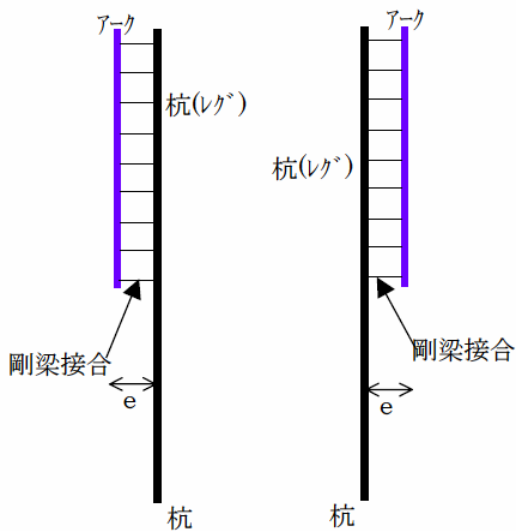


図-58 実験におけるアーク部材のモデル化

4.2 計算結果

計算による荷重～変位関係を 1G 場模型実験結果と比較して、図-59 に示す。両者は、荷重初期の段階から部材が降伏にいたる荷重 150kN 程度までよく一致しており、本計算モデルによる水平抵抗性能性能の評価が妥当であ

ることが示された。

また、中詰土について、その剛性を考慮するか否かによる荷重～変位関係の違いはごく僅かであり、計算結果(水平抵抗性能評価)に及ぼす影響は見られなかった。

さらに、中詰土剛性を考慮したケースで、載荷重 P がおよそ 20kN, 55kN, 145kN における海側杭(押し込み側)の曲げモーメント分布を図-60 に、陸側杭(引抜き側)の曲げモーメント分布を図-61 に、それぞれ実験計測値と比較して示す(海側・陸側ともに 2 列目杭)。いずれの載荷重段階においても地中部(座標 0mm 以下)におけるモーメント分布は、形状、最大値ともによく一致している。また、地上部においても杭の塑性化が生じている P = 145kN 時を除いてよく一致していることが確認できた。

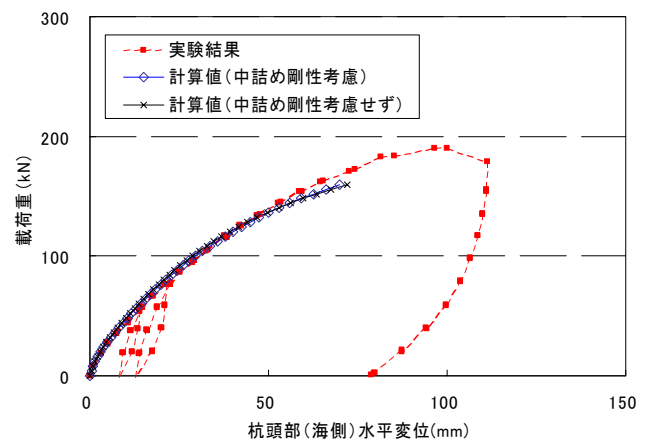


図-59 荷重～変位関係の比較

中詰土剛性を考慮したケースで、載荷重 P がおよそ 20kN, 55kN, 145kN における海側杭(押し込み側)の軸力分布について図-62 に、陸側杭(引抜き側)の軸力分布について図-63 に、それぞれ実験計測値と比較して示す(海側・陸側ともに 2 列目杭)。陸側杭(引抜き側)においては、いずれの載荷重段階においても、形状、最大値ともに計算値と実験値はよく一致している。また、海側杭(押し込み側)においても P = 145kN 時で計算値がやや大きくなっているが、それ以外は計算値と実験値でよく一致していることが確認できた。

図-64 に、中詰土剛性を考慮したケースで、載荷重 P がおよそ 56kN における斜材および水平材の軸力分布について、実験結果と比較して示す。実験結果と同様に斜材には引張軸力が、水平材には圧縮軸力が生じており、斜材、水平材ともに計算値が実験値をやや上回っているが、ほぼ同様の傾向を示している。計算における上記の

値は中詰土の剛性の設定に影響されることが考えられるが、構造全体の水平抵抗性能自体にはほとんど影響はない。

また、図-65に、中詰土剛性を考慮したケースで、載荷重Pがおおよそ145kNにおける斜材の曲げモーメント分布について、実験結果と比較して示す。計算値が実験値をやや上回っているが、両者は、ほぼ同様の傾向を示している。

以上、計算値と実験結果はよく一致しており、計算モデルによる水平抵抗性能評価が妥当であることが示された。

また、中詰土剛性の考慮有無による計算値の比較とし

て、図-66、図-67に海側および陸側の杭の曲げモーメント分布を、図-68、図-69に海側および陸側の杭の軸力分布を示す。中詰土の剛性を考慮しない場合において、曲げモーメント、軸力ともに陸側杭で最大値がやや大きくなる傾向にあるが、その差はごく僅かであった。この結果から、中詰土の剛性は、トラス部の剛性に比較して小さく、水平抵抗性能評価モデルにおいて無視しても、計算結果に影響を及ぼさないことが確認できた。なお、検討の詳細についてはここでは触れないが、通常想定される条件であれば、実物においても中詰めの剛性の影響が少ないことを確認している。

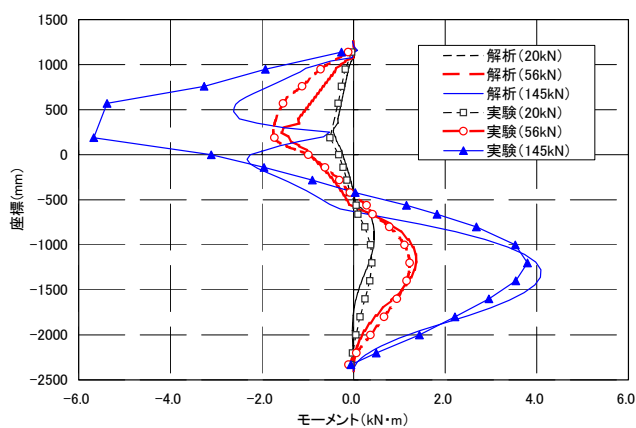


図-60 杭の曲げモーメント分布の比較(海側杭)

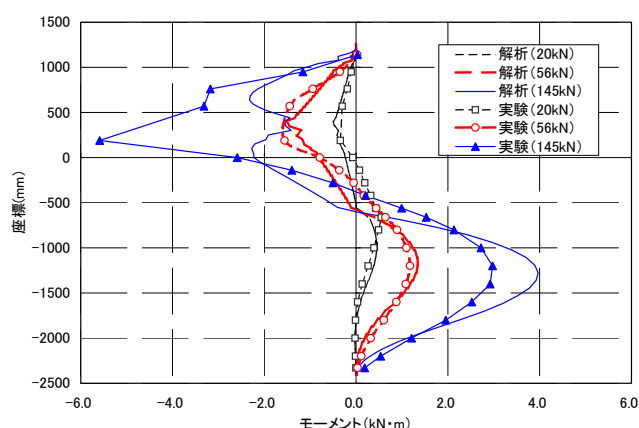


図-61 杭の曲げモーメント分布の比較(陸側杭)

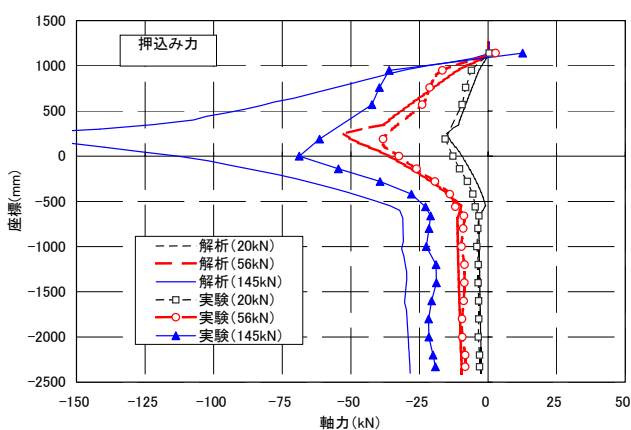


図-62 杭の軸力分布の比較(海側杭)

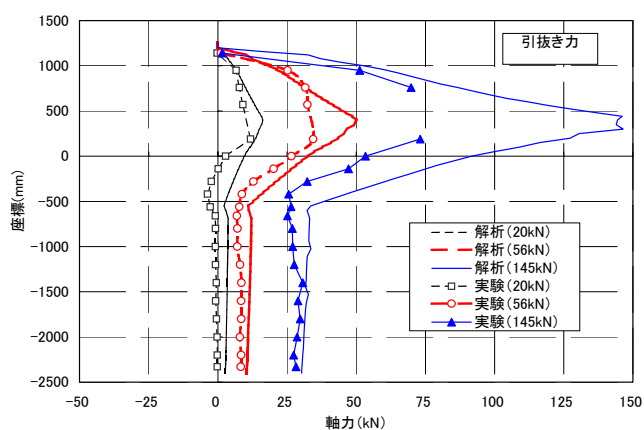


図-63 杭の軸力分布の比較(陸側杭)

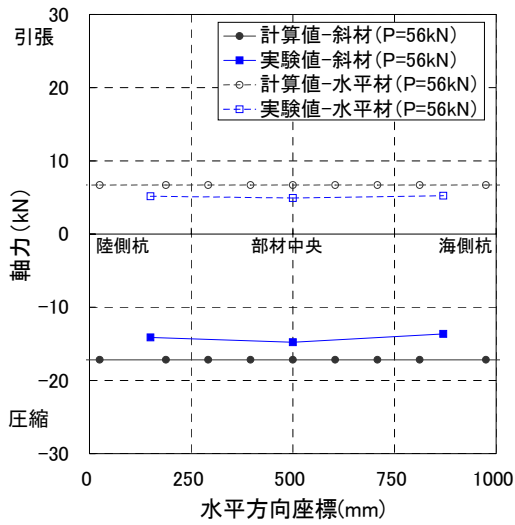


図-64 斜材・水平材の軸力分布(中詰剛性考慮)

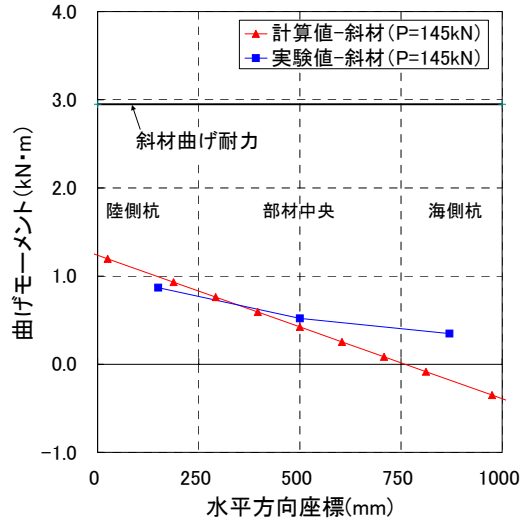


図-65 斜材の曲げモーメント分布(中詰剛性考慮)

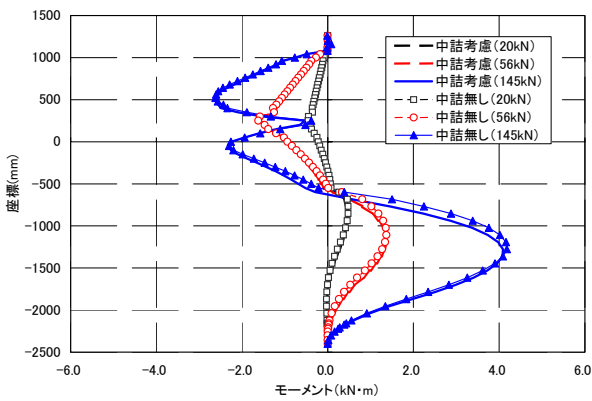


図-66 杭の曲げモーメント分布(海側杭)
(中詰土剛性考慮有無の比較)

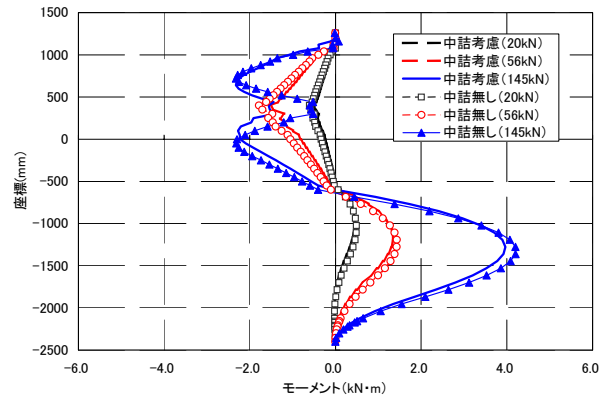


図-67 杭の曲げモーメント分布(陸側杭)
(中詰土剛性考慮有無の比較)

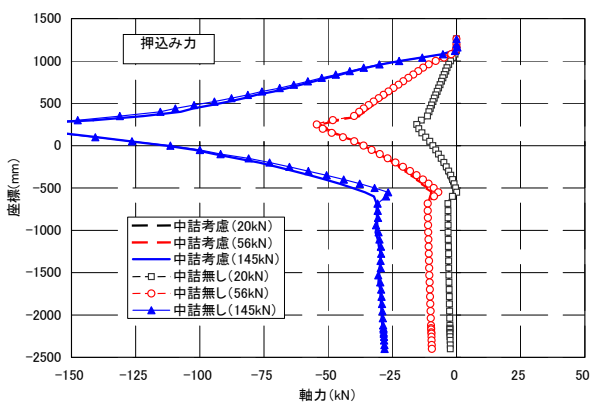


図-68 杭の軸力分布(海側杭)
(中詰土剛性考慮有無の比較)

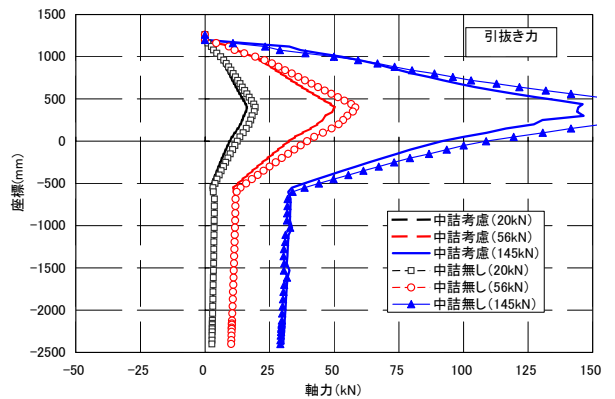


図-69 杭の軸力分布(陸側杭)
(中詰土剛性考慮有無の比較)

4.3 アークトラスの水平抵抗性能評価法のみとめ

1G 場模型実験を対象として、アークトラス構造を二次元非線形モデルによりモデル化するとともに、単杭載荷実験において計測した地盤横抵抗係数 k_h を用いて、変位依存型の水平地盤バネを与えて計算を実施した。

その結果、計算値は実験結果に対して、荷重初期の段階から部材が降伏にいたる荷重 150kN 程度(杭頭部変位 80mm 程度)までよく一致しており、本計算モデルによる水平抵抗性能の評価が妥当であることが示された。

また、杭およびトラスに作用する曲げモーメント(地盤反力による抵抗成分)および軸力(杭の押し込み・引抜き力による抵抗成分)についても適切に評価できることを確認した。

中詰土の剛性は、トラス部の剛性に比較して十分小さく、水平抵抗性能評価モデルにおいて無視しても、計算結果に影響を及ぼさないことが確認できた。

4.4 アークトラスの試設計

アークトラスの水平抵抗性能評価方法に関する検討にて、アークトラス構造が解析モデルにて評価できることを確認した。そこで、震度法によるアークトラスの試設計を実施し、実構造イメージの想定を試みた。

表-14 に設計条件を示す。設計条件としては、アークトラス構造に適している軟弱層が深く堆積する地盤を選定し、サンドコンパクションにより地盤改良することにした。

表-14 設計条件

項目	設定
設計震度	0.20
設計水深	-5.0m
天端高	+4.0m
H. W. L.	+2.0m
R. W. L.	+1.333m
L. W. L.	±0.0m
中詰土 (土圧の算出に使用)	中詰砂 $\phi 30^\circ$
裏込土 埋土 (設計水深以浅)	捨石等 $\phi 30^\circ$
現地盤条件 (設計水深以深)	軟弱粘性土地盤 $c=30\text{kN/m}^2$
地盤改良条件 (設計水深以深)	SCP で改良 改良 N 値=5
支持層深度	-30m

図-70、表-15 に解析モデル、図-71 に地震時の荷重図を示す。解析モデルは、基本的には表-13 に示す 1G 模型実験を再現したモデルに従うが、実験と実構造で異なる荷重(設計震度、土圧など)、地盤バネ、鋼管杭の応力度照査については従来港湾の設計にて用いられている方法に従い、解析手法については中詰土のせん断剛性が無視できることと弾性範囲内での設計のため線形梁ばね解析とした。また、主働土圧および水圧の作用位置については、施工ステップより中詰土の投入後に裏込土を投入することから陸側アークに作用する土圧および水圧は最終的には釣合い、陸側アークは完成時には構造耐力上必要のない部材となると考えられることから、陸側アークは無いものとし、陸側杭は海側アークの控え杭として機能するものとしてモデル化した。

なお、レベル 2 地震に対する耐震性の検討では、動的応答解析等の検討が別途必要となる。

表-15 解析モデルの設定

番号	部位	設定
①	杭・トラス(鋼管)	線形梁
②	中詰土	せん断剛性は無視
③	アーク(直線矢板)	曲げ剛性は無視
④	土圧・水圧	海側アークに載荷
⑤	地盤バネ	横方向地盤反力係数 : $k_h=2N(\text{N/cm}^3)$ * 杭幅で考慮

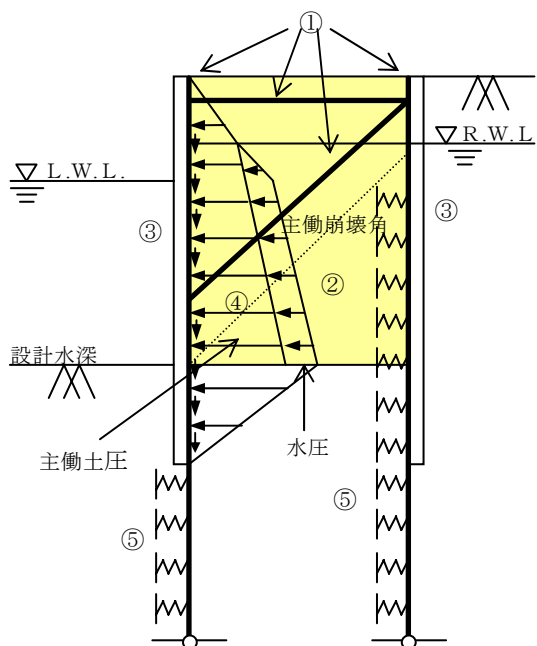


図-70 解析モデル図

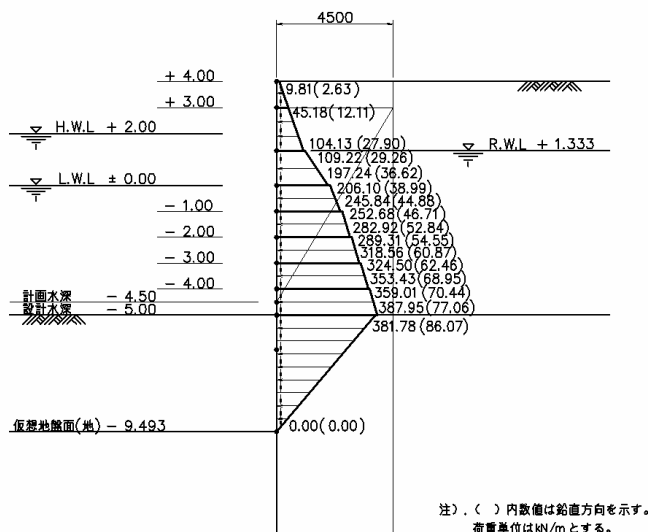


図-71 地震時の荷重図

表-16 に試設計結果一覧, 図-72 に断面図と平面図を示す。設計断面は地震時にて決定されるため、試設計結果一覧は主として地震時のみの記載としている。

試設計結果としては、天端変位は常時 1.85cm(壁高 9.0m に対して 0.2%)、地震時 8.19cm(壁高 9.0m に対し 0.9%)であり、地震時の杭・トラス応力度比は 0.901~0.985(≤ 1.0)であり、地震時杭反力は陸側で引抜 388kN(\leq 許容値 765kN)、海側で押込 955kN(\leq 許容値 2,845kN)であり、円弧滑りの安全率は常時 $F_s=1.3(\geq 1.3)$ である。サンドコンパクションパイル(SCP)による地盤改良範囲については、杭の受働抵抗および円弧滑りにより決定している。

以上の試設計結果から、アークトラス構造はトラスの剛性により壁体幅(4.5m)を壁高(9m)の半分にできることがわかる。この壁体幅は、従来の二重矢板式構造や鋼矢板セル式構造の場合と比べて狭くなっている。このように壁体幅が狭くなると、中詰土量や地盤改良範囲の縮減が期待できる。また、アーク部に直線矢板といった軽量な材料を採用していることから、経済的な護岸形式になり得るものと考えられる。

5. 結論

鋼管杭とトラス部材(水平材, 斜材)およびアーク(円弧)状に配した直線型鋼矢板により構成される新形式鋼矢板式護岸, アークトラス構造に関し、その水平抵抗性能を評価するため、中型模型(1/10 スケール)を用いて 1G 場の水平載荷実験を実施した。実験結果および水平抵抗性能評価法に関する結論は以下のとおりである。

表-16 試設計結果一覧

照査項目		照査結果
天端水平変位	常時	1.85cm(壁高に対し 0.2%)
	地震時	8.19cm(壁高に対し 0.9%)
地震時杭 最大モーメント ()は応力度比	陸側杭	6,559kN・m (0.933 < 1.0)
	海側杭	3,060kN・m (0.901 < 1.0)
	斜トラス	3,255kN・m (0.974 < 1.0)
	水平トラス	3,304kN・m (0.985 < 1.0)
地震時杭反力	陸側	引抜 388kN < 765kN
	海側	押込 955kN < 2,845kN
円弧滑り安全率	常時	$F_s=1.3 \geq 1.3$

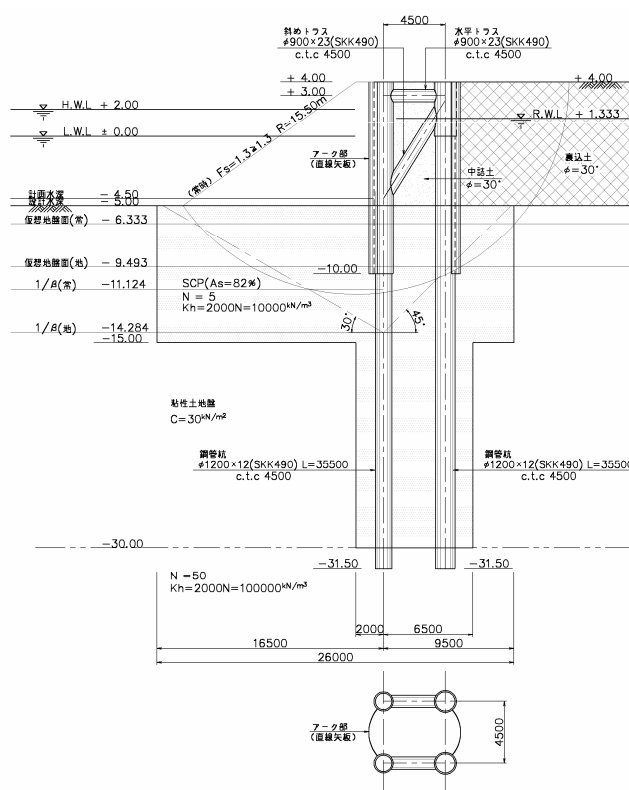


図-72 断面図と平面図

- 1)本構造形式では、杭の押込み・引抜き抵抗力による水平抵抗が上限に達した後、地中部で杭が降伏し、最大荷重に達する。その間、脆性的な挙動を示すことはなく、最大荷重到達以降も急激に荷重が低下することもなかった。
- 2)合理化したトラス構造(上部水平材および斜材1本で構成)が、中詰土に比べて高いせん断剛性を有していること、適切に荷重伝達が行われていることを確認した。
- 3)地表面から比較的浅い海側(前面)アークの根入れ部

において、大きな水平土圧(地盤反力)が計測されたことから、アークトラス構造の水平抵抗に寄与していることを確認した。

実験による上記の知見を考慮して、アークトラス構造を二次元モデルによりモデル化し、地盤の非線形性を考慮した港研方式S型モデルによる地盤反力定数 k_s による水平地盤バネを与えて計算を実施した結果、計算値は実験結果とよく一致しており、本計算モデルによる水平抵抗性能の評価が妥当であることが示された。

また、中詰土のせん断剛性は、トラス部のせん断剛性に比較して十分小さいことから、計算モデル化の上で無視しても、影響がないことを確認した。

(2006年2月17日受付)

参考文献

- 1)大堀晃一， 荘司幸博， 高橋邦夫， 上田寛， 原道彦， 川井豊， 塩田啓介：二重矢板式構造物の力学特性に関する研究， 港湾技術研究所報告， 第 23 巻， 第 1 号， pp.103-151， 1984.
- 2)高橋邦夫， 野田節男， 神田勝巳， 三浦聡， 水谷太作， 寺崎滋樹：鋼矢板セル模型の水平載荷実験－その 1 静的挙動－， 港湾技研資料， No.638， 1989.
- 3)野田節男， 高橋邦夫， 神田勝巳， 寺崎滋樹， 三浦聡， 水谷太作：鋼矢板セル模型の水平載荷実験－その 2 動的挙動－， 港湾技研資料， No.639， 1989.
- 4)(財)沿岸開発技術研究センター：根入れ式鋼板セル設計指針， 1985.
- 5)(財)沿岸開発技術研究センター：格点式ストラット工法技術マニュアル， 2000.
- 6)北詰昌樹， 石橋伸司， 菊池喜昭， 寺田昌弘， 脇屋泰士， 勝谷雅彦：アーク形の矢板とトラスを有する二重矢板式護岸模型の遠心実験， 港湾空港技術研究所資料， No.1058， 2003.
- 7)水谷太作， 脇屋泰士， 芥川博昭， 高橋邦夫， 菊池喜昭：高剛性二重矢板壁の挙動特性の実験的研究， 土木学会構造工学論文集， Vol.42A， pp.1203-1211， 1996.
- 8)濱田純次， 土屋富雄， 鬼丸貞友：1G 場の静的実験における地盤－杭破壊時の相似則， 構造工学論文集， Vol.46A， PP713-720， 2000.
- 9)(社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説， 1999.
- 10)菊池喜昭， 高橋邦夫， 鈴木操：繰返し水平荷重下で大変形する砂地盤中の杭の挙動， 港湾空港技術研究所報告， 第 31 巻， 第 4 号， pp.33-60， 1992.
- 11)(社)地盤工学会：地盤工学ハンドブック， 1999.

港湾空港技術研究所報告 第45巻 第2号

2006.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人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/>

印刷所 ニッセイエブロ株式会社

Copyright© (2006) by PARI

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

この資料は、港湾空港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、複写は港湾空港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。