

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 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.56 No.3 September 2017

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 56 卷 第 3 号 (Vol. 56, No. 3) , 2017 年 9 月 (September 2017)

目 次 (CONTENTS)

1. 杭間地盤をセメント固化改良した組杭の横抵抗特性
..... 松村聡, 松原宗伸, 藤井愛彦, 水谷崇亮, 森川嘉之, 佐藤真 3
(Lateral resistance of coupled piles with its intermediate soil stabilized by cement treating method
..... Satoshi MATSUMURA, Takanobu MATSUBARA, Naruhiko FUJII,
Takaaki MIZUTANI, Yoshiyuki MORIKAWA, Makoto SATO)

2. 画像解析に基づいた粒状体材料の変形挙動の評価と数値再現手法の提案
..... 高野大樹 29
(Evaluation of Deformation Process of Granular Materials Based on Image Processing
and Development of Numerical Simulation Method
..... Daiki TAKANO)

3. 数値解析および模型実験によるレベル 1 地震動に対する胸壁の照査用震度算出手法の検討
..... 小濱英司, 府川裕史 49
(Numerical Analysis and Model Testing on a Method for Evaluation
of Coastal Parapet Levees' Seismic Coefficients for Level-1 Earthquakes
..... Eiji KOHAMA, Hirofumi FUKAWA)

杭間地盤をセメント固化改良した組杭の横抵抗特性

松村 聡*・松原 宗伸**・藤井 愛彦***
水谷 崇亮****・森川 嘉之*****・佐藤 真*****

要 旨

本研究は、矢板式係船岸の控え工として用いられる組杭の横抵抗メカニズムを実験的に明らかにするとともに、組杭の横抵抗増加のために効果的な地盤改良方法を検討した。本研究では、杭の水平載荷に関する遠心模型実験、大型模型実験およびX線CT装置を用いた模型実験を行った。実験結果や既往の知見から、組杭を構成する押込み杭と引抜き杭に挟まれた杭間地盤が発揮する地盤反力は、単杭における周辺地盤の地盤反力と比べて小さいことがわかった。そこで、地盤反力増加を目的として杭間地盤をセメント固化改良する方法を考案し、各種模型実験を行って杭間地盤が改良された組杭の横抵抗特性を詳細に調べた。本研究では、組杭の横抵抗特性に及ぼす改良体の改良深さおよび改良体の強度・剛性の影響を調べ、効果的な改良方法を明らかにした。これらの実験結果に基づいて、既存の組杭を改良することを目的として、改良断面の決定方法を示した。

キーワード：組杭，横抵抗，セメント固化改良，水平載荷試験，X線CTスキャン

* 地盤研究領域・基礎工研究グループ・研究官
** 四国地方整備局（前地盤研究領域・地盤改良グループ・研究員）
*** 地盤研究領域・地盤改良グループ・研究員
**** 地盤研究領域・基礎工研究グループ長
***** 地盤研究領域長兼土質研究グループ長
***** 東北地方整備局・仙台港湾空港技術調査事務所
〒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@pari.go.jp

Lateral resistance of coupled piles with its intermediate soil stabilized by cement treating method

Satoshi MATSUMURA*

Takanobu MATSUBARA**

Naruhiko FUJII***

Takaaki MIZUTANI****

Yoshiyuki MORIKAWA*****

Makoto SATO*****

Synopsis

The aim of this study is to reveal a useful soil stabilization method to increase lateral resistance of existing coupled piles. The authors conducted three kinds of lateral loading tests of coupled piles; centrifuge model test, large-scale model test and X-ray CT scanning model test. The authors discuss how a pair of coupled piles resists against lateral loading compared with a single tilted pile. The experimental results show the ground intermedating between two tilted piles composing a pair of coupled piles exerts lower ground reaction compared with the ground surrounding a single tilted pile.

The paper describes a method to stabilize the intermediate ground of coupled piles using cement treating technique. The paper also describes experimental results of the model tests to evaluate effects of several conditions in terms of depth and strength of cement-treated soil on the lateral resistance of coupled piles for which the intermediate ground is stabilized with its mechanism of increasing lateral resistance. Based on the experimental results, the authors introduce how to determine the specific of soil stabilization of intermediate soil.

Key Words: Coupled piles, lateral resistance, cement-treating method, horizontal loading test,
X-ray CT scanning

* Researcher of Foundations Group, Geotechnical Engineering Department

** Shikoku Regional Development Bureau (Formerly Member of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Department)

*** Member of Soil Stabilization Group, Geotechnical Engineering Department

**** Head of Foundations Group, Geotechnical Engineering Department

***** Director of Geotechnical Engineering Department, Head of Soil-Mechanics and Geo-Environment Group

***** Sendai Research and Engineering Office for Port and Airport, Tohoku 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@pari.go.jp

目 次

要 旨	3
1. はじめに	7
2. 既往の研究	7
3. 模型実験	8
3.1 概要	8
3.2 遠心模型実験	9
3.3 大型模型実験	11
3.4 X線CT模型実験	12
4. 実験結果	14
4.1 組杭の横抵抗特性	14
4.2 杭間改良された組杭の横抵抗特性	16
4.3 杭間改良による横抵抗増加のメカニズム	18
5. 杭間改良された組杭の横抵抗評価手法	20
6. 結論	21
7. おわりに	22
謝辞	22
参考文献	22
記号表	22
付録A	23
付録B	25

1. はじめに

近年、既設港湾構造物の機能強化（耐震強化、岸壁増深等）の要望が高まっており、矢板式係船岸の控え組杭（以下、組杭という）の横抵抗増加が新たな課題となっている。現在の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下、港湾基準という）では、既設組杭の横抵抗増加に資する具体的な改良方法が十分に示されておらず、現場毎に個別の対応を迫られている。既設の組杭の横抵抗増加を効率良く進めるためには、効果的な改良方法を体系的にまとめることが喫緊の課題と言える。

本研究は、組杭の横抵抗の発生メカニズムを明らかにするとともに、横抵抗増加のため組杭周辺地盤の地盤改良による効果的な改良方法を開発することを目的としている。杭の水平載荷に関する遠心模型実験、大型模型実験およびX線CT装置を用いた模型実験（以下、X線CT模型実験という）を行い、杭間地盤を改良した組杭の横抵抗特性に加えて改良体の配置（図-1.1中の杭間地盤、前面地盤またはその両方）、杭間地盤の改良の深さ、改良体の強度・剛性の影響を調べた。以下では、杭間地盤を改良する方法を杭間改良という。

本報告では、既設組杭に対して杭間改良を行う場合の初期設計断面（杭間改良の深さや改良体の強度等）を決定することを目的として、実験結果に基づいた横抵抗増加の評価手法を新たに考案した。ここでは静的設計を対象として検討したが、数値解析が必要となる耐震設計を行う場合においても、その初期設計断面を決定する上で本評価手法が参考となる。考案された評価手法を仮想的な断面に適用した計算例が付録Bに示されているので併せて参照されたい。

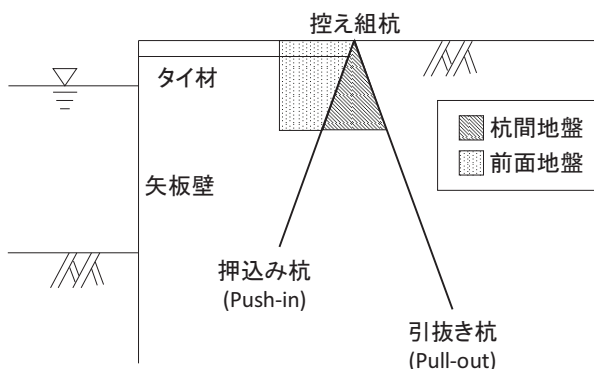


図-1.1 組杭の地盤改良の概要図

2. 既往の研究

組杭の横抵抗を評価するために、現在の港湾基準（日本港湾協会、2007a）では組杭を構成する各杭の軸方向抵抗力のみを考慮する方法と、軸方向抵抗力及び軸直角方向抵抗力の双方を期待する方法が示されている。しかし、組杭の横抵抗が発揮されるメカニズムは未解明な点が多く、どのような場合にどちらの方法を用いれば良いのか、それぞれの方法の得失等は十分に示されておらず、設計者の判断に委ねられている。

軸直角方向抵抗力を考慮しない場合、組杭は矢板壁の主働崩壊領域外に出る位置まで陸側に下げれば良いとされ、矢板壁に比較的近い位置に組杭を設けることが可能となる。一方、軸直角方向抵抗力を考慮する場合には、矢板壁の主働崩壊領域に加えて組杭前面の受働崩壊領域を考慮する必要があり、両者がオーバーラップしないように組杭はかなり陸側に下げられた配置となる。軸方向抵抗力のみを考慮する方法が比較的単純なものである一方、軸直角方向抵抗力を考慮する方法については、既往の研究の中で様々な計算手法が提案されている。いずれの手法も組杭に作用する外力と杭の軸方向力および軸直角方向力の合力が釣り合うこと、組杭の結合部で各杭の変位が一致することを条件として計算を進める点が共通しているが、以下のような特徴をもつ。

横山（1963）は、軸方向、軸直角方向ともに、杭頭における力と変位の関係が線型弾性であるとして計算を進める方法を提案している。すなわち、杭頭において杭の軸方向の変位量は軸方向力に、軸直角方向の変位量は軸直角方向力に比例すると仮定する。軸方向の比例係数は、杭を弾性体と考えて、支持杭の場合は杭先端で固定されたものとし、摩擦杭の場合は地盤条件に応じて杭周面における摩擦力の分布を仮定することで求められている。軸直角方向の比例係数は、Changの方法（日本港湾協会、2007a）による杭の軸直角方向抵抗力の考え方に基いており、杭の特性値や杭の地上部長を用いて示されている（Changの方法によると杭頭の軸直角方向変位は杭頭に作用する軸直角方向力に比例する）。このとき地盤反力係数は杭の傾角に応じて補正する。

青木（1970）は、横山（1963）の方法を拡張し、軸方向および軸直角方向ともに弾塑性的な挙動をするものとして計算を行った。すなわち、軸方向力が軸方向抵抗力に達するまでは杭は弾性沈下し、軸方向抵抗力を越えると沈下は無限に進むと仮定する。また、軸直角方向については、曲げモーメントによる杭の最大応力が降伏点に達するまでは弾性とし、降伏点を越えるとそれ以上の曲

げモーメントには抵抗できず変位が無限に大きくなると考える。その際、局部座屈や全体座屈の影響は考慮しないとしている。弾性範囲における挙動は、横山（1963）の場合と同様で軸方向、軸直角方向とも線型弾性を仮定している。さらに、組杭の破壊順序（塑性化が生じる順序）を想定し、組杭の横抵抗の極限值（終局耐力）を推定する方法が示されている。

瀬川ら（1970）は、軸方向、軸直角方向ともに、杭頭における力と変位の関係が非線型弾性であると仮定している。また、Sawaguchi, M.（1970）は、軸方向、軸直角方向ともに、単杭の実験結果を用いて定めた挙動をとるものとして計算を進める方法を提案している。

これらの方法は、単杭における従来の横抵抗評価手法や実験結果に基づいて軸直角方向抵抗力の影響を巧みに取り入れたものであるが、現地における組杭の周辺地盤、特に杭間地盤の地盤反力特性や杭頭の拘束条件が不明確である等、適用に際しては検討すべき課題も残されている。一方、近年既設港湾構造物の機能強化が求められており、矢板式係船岸を耐震強化や大水深化するために組杭の横抵抗増加が課題となっている。これに対して、森川ら（2011）は、既設の控え工よりさらに陸側に新たな控え工およびタイ材を増設することで横抵抗を増加させる方法を提案した。本方法では、控え工の増設により十分な横抵抗増加が期待される一方、増設する控え工がかなり陸側に設置されることから、陸側に十分な施工空間が確保されていることが必須となる。また、本方法では鋼管杭を打設することから、岸壁を共用しながら施工を行う場合には、鋼管杭の打設に伴う振動の影響や施工時間の制約が大きいものと考えられる。

菊池ら（1999）および Terauchi, K. et al.（2000）は、液状化対策としてサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP という）により地盤改良された改良地盤中の組杭の周辺地盤の地盤反力特性を調べた。改良前後に同一杭に対して実施された2回の現地水平載荷実験より、各杭の軸直角方向の荷重と変位の関係から求めた地盤反力係数の改良前後における変化をみると、改良前には引抜き杭の前面地盤、すなわち杭間地盤から受ける地盤反力が、押込み杭の前面地盤から受ける地盤反力より小さいこと、改良後には引抜き杭の前面地盤から受ける地盤反力が増加したことを報告している。ただし、改良後2回目の水平載荷実験に際して、組杭の杭頭をコンクリートで覆う処理を行ったため、改良前後でみられた地盤反力の変化特性には杭頭の拘束条件の違いによる影響も含まれるものと考えられる。このように SCP によって杭周辺の地盤反力が増加し、横抵抗の増加を期待できる可能性もあるが、組杭の直近や杭

間地盤のような杭の下面では SCP の施工がそもそも困難であり、組杭のような斜杭構造への適用には課題が多いものと考えられる。

横抵抗増加のための控え工に対する改良方法がこれまでいくつか提案されているが、今後益々増加し、多様化すると考えられる矢板式係船岸の改良事案に対応するためには、既存の方法が持つ前述のような課題を解決した新たな改良方法が望まれる。本研究で提案する杭間改良は、組杭の杭間地盤をセメント固化改良するものである。高圧噴射攪拌工法等による杭間改良の施工を想定すると、鋼管杭の打設や SCP の施工と比較して、施工空間や施工時間、狭窄部への施工性の点で優れていると考えられ、岸壁を共用しながら限られた施工空間での工事が求められる場合に有効であることが期待できる。

3. 模型実験

3.1 概要

組杭の横抵抗の発生メカニズムおよび杭間改良による横抵抗増加特性を明らかにするために、模型実験を行った。本研究で行った各実験の特徴および目的は以下の通りである。なお、各実験の実験方法の詳細については、3.2 から 3.4 で述べる。

遠心模型実験では、模型サイズが小さく、模型地盤の作製が比較的容易であるため、改良条件を変化させた複数ケースの実験を行った。この時、複数の実験で同一の模型杭を共用したために、予め成形・固化した改良体模型を模型地盤作製時に設置する必要があるが、改良体模型と模型杭が接着されていない。また、模型杭の変形が十分弾性域にある時点で載荷を終了した。さらに、模型サイズが小さいため、2次元条件の実験であることや、杭体ひずみの計測点数が少ないという制約がある。

大型模型実験では、遠心模型実験と比較して模型サイズが大きく、模型杭に対して密にひずみゲージを貼付でき、杭体に発生する軸ひずみ、曲げひずみを詳細に計測できることから、組杭の横抵抗メカニズムを明らかにするために、単杭、単斜杭および組杭による水平載荷実験を実施した。さらに、組杭を杭間改良したケースでは、模型杭と改良体模型を接着させた状態で、杭一改良体が破壊に至るまで載荷を行った。大型模型実験は、3次元条件での実験であるため、2次元条件での遠心模型実験よりも現実に近い挙動を調べることができる。

X線 CT 模型実験では、載荷中に非破壊で杭や改良体周辺の地盤変形を観察することができる。本研究では、X線 CT 画像の解析によって地盤変形領域を可視化し、水平力

を受ける杭の周辺地盤の変形を観察するとともに、杭間改良の有無による地盤変形メカニズムの違いを明らかにした。

遠心模型実験では杭の根入れが曲げモーメント第一ゼロ点深さの1.5倍以上となり、長杭として横抵抗を発揮するように模型杭の仕様を決めた(久保, 1964)。他の模型実験では、遠心模型実験で得られた結果を基に、類似の変形モードを示すように模型杭の仕様を決めた。一般的に実構造物では、図-1.1 に示されるように押し込み杭と引抜き杭の諸元が異なる場合がある。しかしながら、本研究では特定の現場を対象としていないこと、組杭の横抵抗特性に関する基礎的資料を得ることを目的としていることから、各種模型実験における模型組杭には押し込み杭と引抜き杭の仕様(杭長、杭断面)が等しいものを用いた。また、全実験ケースで組杭の交角(押し込み杭と引抜き杭の間の角度)を30度とした。

3.2 遠心模型実験

(1) 実験条件

図-3.1 および表-3.1 は、遠心模型実験で実施した実験での改良体の配置および実験条件の一覧を示している。遠心模型実験では、改良条件の異なる計9ケースの実験を実施した。改良体配置の異なるC-02～C-04では、組杭の前面地盤のみ、杭間地盤のみ、両方を改良する3通りの方法を検討した。次に、C-05、C-06では杭間改良における改良深さ、C-07、C-08では改良体の強度・剛性の異なる実験を実施した。C-09では、杭間地盤に加えて杭間突出部(図-3.1 参照)を改良した場合の影響を調べた。C-02～C-06の改良体模型には、セメント固化処理土を用いた。このとき、現場における深層混合処理による地盤改良の一般的な一軸圧縮強さ1MPa程度(セメント協会, 2012)を目標強度として、配合および養生条件を設定した。C-07～C-09には、セメント固化処理土と比較して剛性の十分高い塩ビ製(塩ビ工業・環境協会, 2017)の改良体模型を用いた。各改良体の強度・剛性は、表-3.1 に示すとおりである。

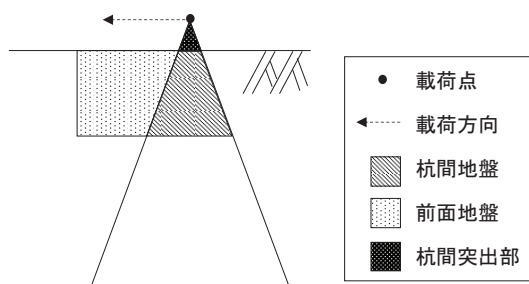


図-3.1 改良体の配置の概要図

表-3.1 遠心模型実験条件の一覧

ケース 番号	改良体		材料, 強度(MPa), 剛性(MPa)
	配置	深さ(mm) ^{※1} (実物換算, m)	
C-01	—	—	—
C-02	杭間	180(9)	セメント固 化処理土, 約1.2, 約281
C-03	前面+杭間	180(9)	
C-04	前面	180(9)	
C-05	杭間	90(4.5)	
C-06	杭間	45 ^{※2} (2.25)	塩ビ, N/A, 2500以上 ^{※3}
C-07	杭間	90(4.5)	
C-08	杭間	45 ^{※2} (2.25)	
C-09	杭間+ 杭間突出部	45 ^{※2} (2.25)	

※1 実寸。 ※2 無改良ケース(C-01)での杭の最大曲げモーメント深さにはほぼ等しい。 ※3 材料メーカーHP(塩ビ工業・環境協会, 2017)より引用。

(2) 遠心載荷実験装置

遠心模型実験には、港湾空港技術研究所が所有する遠心載荷実験装置(図-3.2 参照)を用いた。本装置の主な仕様は、表-3.2の通りである。遠心模型実験装置は、模型実験を対象とする構造物の縮尺(1/n)の逆数に相当する加速度場(ng場)で実施することにより、実物と模型の幾何学的な相似則から、外力と自重による応力を模型地盤内に再現するものである。表-3.3は、遠心模型実験の相似則を示す。本研究で用いた遠心載荷実験装置の詳細な原理・仕様等は、北詰(1995)を参照されたい。

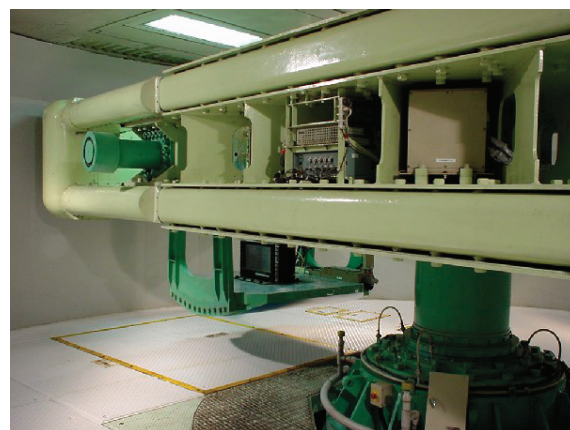


図-3.2 遠心載荷実験装置

表-3.2 遠心载荷実験装置の仕様

項目	値
最大遠心加速度 (G)	113
回転腕直径 (mm)	9650
有効回転半径 (mm)	3400~3800
最大中心軸回転数 (rpm)	163
スイングプラットフォームの 大きさ (mm)	1600×1600
最大積載質量 (kg)	2760

表-3.3 遠心模型実験の相似則

項目	模型/実物
長さ・変位	1/n
質量・応力・ひずみ	1
加速度	n
力・時間 (圧密・浸透時)	1/n ²

(3) 実験手順

図-3.3に模型地盤の例(表-3.1中, C-03に該当)を示す。実験に用いた土槽は寸法が高さ 512mm, 幅 750mm, 奥行き 200mm のステンレス製のものである。図-3.4は, 遠心模型実験に用いた模型組杭とひずみゲージの貼付位置を示している。模型組杭はステンレス製で, 寸法は厚さ 2mm, 奥行き 197mm, 長さ 439mm である。押し込み杭と引抜き杭で構成されており, 両杭にひずみゲージが表裏両面に深度方向に 12 枚ずつ貼付され, 12 深度の曲げモーメントを計測できる。図-3.4 で示されるように, ひずみゲージにコーティングをし, その後曲げ試験による模型杭の曲げ剛性の検定を行った。遠心模型実験では土槽と模型杭の奥行方向の幅がほぼ等しい 2 次元的な検討を行っている。

模型地盤の作製では, はじめに土槽を横倒しにし, 所定の位置に模型杭および予め作製しておいた改良体模型を設置する。その後, 地盤の高さ+20mm 程度になるように仕切り板を設置する。図-3.5 は, 横倒しにされた土槽内に模型杭, 改良体模型および仕切り板に設置した様子を示している。土槽を横倒しにしたまま, 相馬硅砂 5 号 ($\rho_s=2650\text{kg/m}^3$, $e_{\max}=1.115$, $e_{\min}=0.710$) を用いて, 相対密度 80% を目標として, 空中落下法により模型地盤を作製した。

C-02~C-06 では, 改良体にセメント固化体を用いた(図-3.6a 参照)。セメント固化処理土の試料には, 裏ごしした川崎粘土を用い, セメントには早強セメントを用いた。セメント配合量は川崎粘土 ($\rho_s=2692\text{kg/m}^3$, $w_L=64.8\%$, $w_p=25.2\%$) の乾燥重量に対して 40% とし, 養生日数は 14

日以上とした。一軸圧縮試験の結果から, セメント固化体の一軸圧縮強度は約 1.2MPa, E_{50} は約 281MPa である。C-07~C-09 では, 改良体に塩ビ模型を用いた(図-3.6b 参照)。C-09 では, 塩ビ模型の上部の杭間突出部(図-3.1 参照)を, エポキシ系接着剤を流し込んで固化した。塩ビ模型のヤング率はおおよそ 2500~4100MPa (塩ビ工業・環境協会, 2017) で, セメント固化体に比べて十分高い剛性をもつと考えられる。

作製した模型地盤を遠心载荷装置に搭載した後, 50G の遠心場で水平载荷実験を行った。载荷速度は, 実寸で約 4mm/min である。载荷は, 組杭の曲げひずみが 700 μm に達するか, 载荷荷重が 2.45kN に達するまで行った。载荷中は, 図-3.3 に示される各種計測器を用いて, 载荷点での水平荷重および水平変位, 地盤鉛直変位, 模型組杭に作用するひずみを計測した。

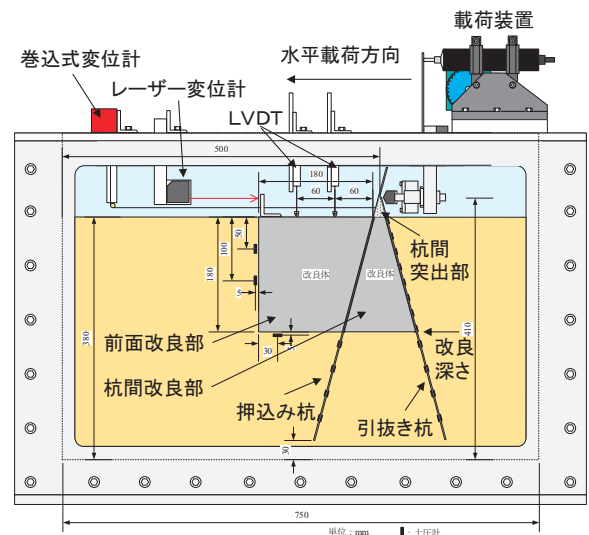


図-3.3 模型地盤と周辺装置の概要図 (C-03)

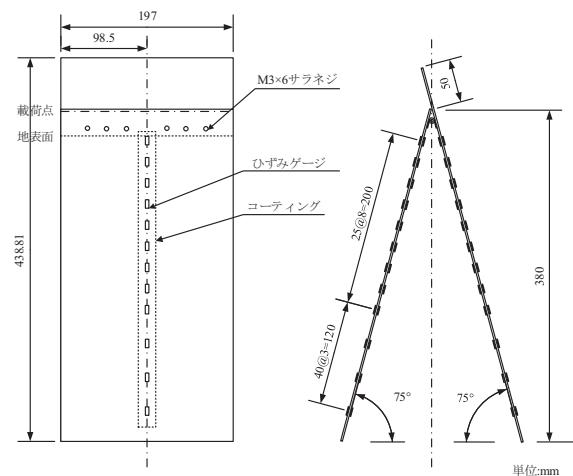


図-3.4 遠心模型実験に用いた模型組杭とひずみゲージの貼付位置

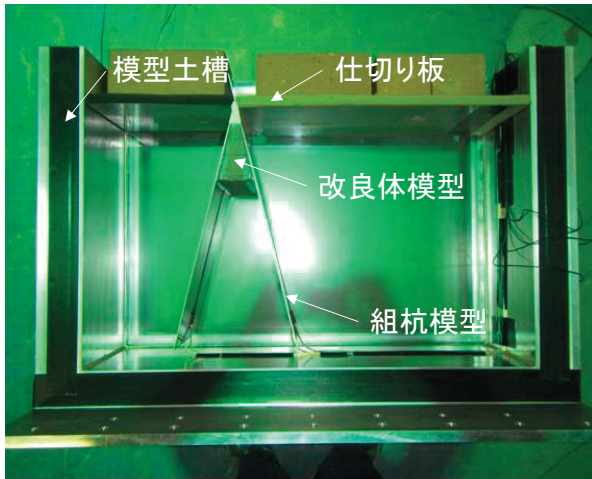
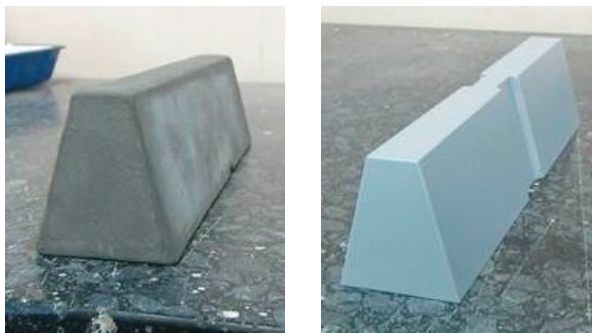


図-3.5 模型設置の状況（土槽横倒しの状態）



a) セメント固化体 (C-06) b) 塩ビ (C-08)

図-3.6 改良体模型の例

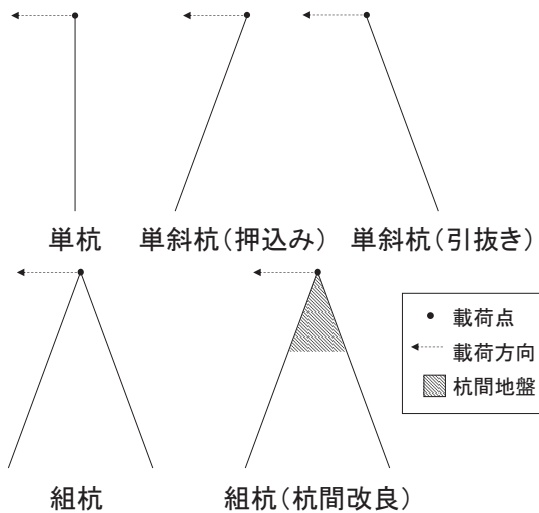


図-3.7 杭形式と荷重方向

表-3.4 大型模型実験条件の一覧

ケース番号	杭形式	改良
G-01	単杭	—
G-02	単斜杭(押し込み, push-in)	—
G-03	単斜杭(引抜き, pull-out)	—
G-04	組杭	—
G-05	組杭	杭間改良*

*改良深さは、250mm。これは無改良ケース（G-04）での杭の最大曲げモーメント深さにほぼ等しい。

3.3 大型模型実験

(1) 実験条件

大型模型実験では、組杭の横抵抗特性と杭間地盤のセメント固化改良による横抵抗増加メカニズムの解明を目的として、5 ケースの実験を実施した。図-3.7 および表-3.4 は、杭形式と荷重方向の関係および実験条件の一覧を示している。G-01～G-03 はいずれも単杭を対象とした実験であるが、G-01 は鉛直に設置された単杭、G-02 および G-03 は押し込み、引抜き方向に水平荷重される単斜杭の実験ケースである。単斜杭の傾斜角は鉛直に対し 15 度である。G-04、G-05 では無改良および杭間改良した組杭による実験を行った。

(2) 実験手順

用いた模型土槽の寸法は、幅 4000mm×奥行 2000mm×高さ 1500mm である。図-3.8 は、大型模型実験に用いた模型杭とひずみゲージの貼付位置を示している。模型杭には 40mm×20mm の矩形断面、板厚 2mm、長さ 1350mm のアルミ製角パイプを使用した。模型杭の表裏両面に 75mm 間隔で 18 枚ずつ、杭 1 本につき 36 枚のひずみゲージを貼付して、18 深度のひずみを計測した。ひずみゲージにコーティングをし、その後曲げ試験による模型杭の曲げ剛性の検定を行った。

模型地盤の作製では、土槽内に模型杭を設置した後、目標の相対密度を 80%として空中落下法により相馬珪砂 4 号 ($\rho_s=2644\text{kg/m}^3$, $e_{\text{max}}=0.970$, $e_{\text{min}}=0.634$) を堆積させた。地盤の作製中、地盤高が改良体下端の深さまで達したところで地盤作製を中断して、改良体の作製作業を行った。改良体の作製では、杭間のスペースを覆う型枠を設置した後、型枠内にセメントペーストを流し込んだ。翌日、セメントペーストが自立する程度に固化していることを確認して、型枠を取り外した。その後、地盤作製を再開し、最終地盤高さまで地盤を作製した。図-3.9 は、型枠を取り外した直後の様子を示している。

改良体は普通ポルトランドセメント (C)・水 (W)・相馬珪砂 4号 (S)・カオリン粘土 (K) を混合して作製した。混合比は、C : W : S : K = 1.0 : 2.1 : 4.0 : 1.5 である。養生期間は、セメントペーストの作製から載荷日までの期間に合わせて7日間とした。載荷日における改良体の一軸圧縮試験は約 1.7MPa であった。一軸圧縮試験用の供試体には、改良体と同じロットで作製され、実際の模型地盤中で7日養生されたセメント固化体を用いた。模型杭と改良体は付着しており、高圧噴射攪拌工法等による杭間改良の現地利用法を想定すると、より現実的な杭-改良体の界面の条件を再現できていると考えられる。大型模型実験と遠心模型実験に用いたセメント固化体の材料および一軸圧縮強度に違いがみられるが、改良体の材料や強度の影響は、遠心模型実験による C-05~C-08 (表-3.1 参照) の結果をもとに後述される。

図-3.10 は、載荷前の模型地盤の様子を示している。水平載荷実験は、載荷速度 1mm/min で、ワイヤを介して杭頭部を載荷装置 (スクリージャッキ) で引っ張り、模型杭のひずみが 2500 μ m~3000 μ m に達するまで行った。載荷を停止して15分間変位を保持した後、載荷速度と同じ速度で除荷した。載荷時の計測項目は、載荷点における水平荷重、水平変位および模型杭に発生するひずみである。



図-3.10 模型地盤と周辺装置の様子 (G-04)

表-3.5 X線CT模型実験条件の一覧

ケース番号	杭形式	改良
X-01	単杭	—
X-02	単斜杭 (押し込み, Push-in)	—
X-03	単斜杭 (引抜き, Pull-out)	—
X-04	組杭	—
X-05	組杭	杭間改良*

*改良深さは、70mm。これは無改良ケース (X-04) での杭のたわみ発生深さにほぼ等しい。

3.4 X線CT模型実験

(1) 実験条件

表-3.5は、X線CT模型実験の条件の一覧を示している。大型模型実験と同じく、組杭の横抵抗特性と杭間地盤のセメント固化改良による横抵抗増加メカニズムの解明を目的として、5ケースの実験を実施した。なお、各実験ケースにおける杭形式と載荷方向の関係は、図-3.7に示される通りである。単斜杭の傾斜角は15度、組杭の交角は30度である。

(2) X線CT装置

X線CT模型実験では、港湾空港技術研究所が所有するX線CT装置 (図-3.11参照) を用いた。表-3.6は、X線CT装置の主な仕様を示している。スポットサイズは0.004mmであり、いわゆるマイクロフォーカス型のX線CT装置に分類され、得られるX線CT画像の最小空間分解能は10 μ mを下回る程度である。本装置の詳細な原理、仕様等は、松村ら (2015) を参照されたい。

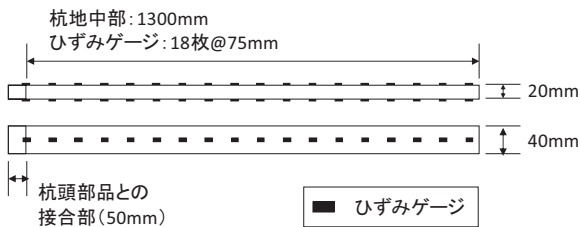


図-3.8 大型模型実験に用いた模型組杭とひずみゲージの貼付位置

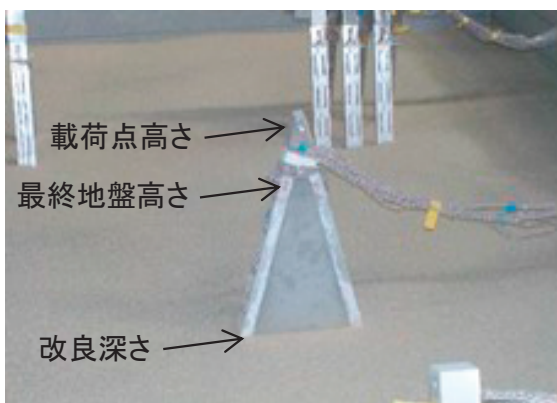


図-3.9 改良体作製の様子



図-3.11 X線CT装置の外観

表-3.6 X線CT装置の仕様

項目	値
最大管電圧 (kV)	225
最大管電流 (mA)	1
最大ピクセル数 (pixel)	3008×3008
検出器最大範囲 (mm)	418×418
スポットサイズ (mm)	0.004

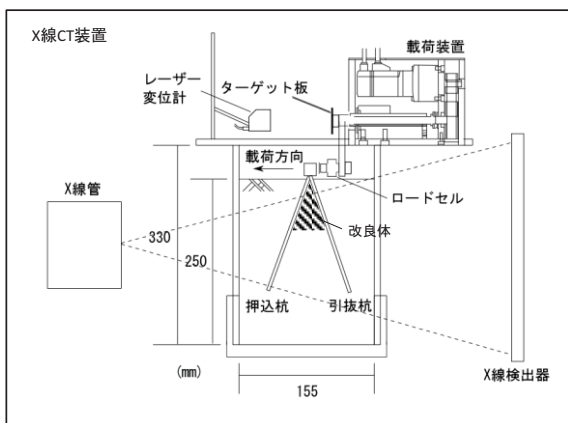


図-3.12 X線CT装置内に設置された模型地盤と周辺装置の概要図 (X-05)

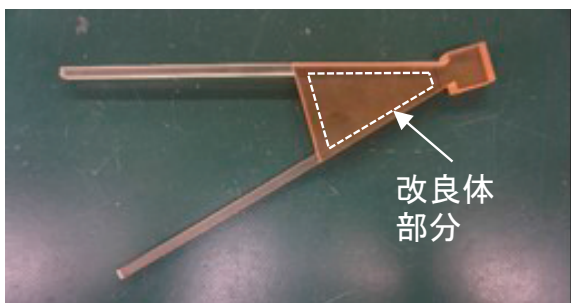


図-3.13 杭間改良された模型組杭 (X-05)

表-3.7 X線CT撮影条件一覧

項目	値
管電圧 (kV)	185
管電流 (mA)	0.2
ピクセル数 (pixel)	1504×1504
ピクセル分解能 (mm/pixel)	0.130

(3) 実験手順

図-3.12は、X線CT装置内に設置された模型地盤の例を示している。本実験には、直径155×高さ330mmの円筒型模型土槽を用いた。模型杭は、寸法が5mm×4.8mmの矩形断面、長さ210mm、樹脂材料で3Dプリントされたものである。図-3.13に示されるように、杭間改良された模型杭は、改良体部分が樹脂製で、予め杭と一体となった状態で作製(3Dプリント)されたものである。

模型地盤の作製では、土槽内に模型杭を設置した後、目標の相対密度を80%として空中落下法により相馬珪砂4号を堆積させた。地盤作製後、模型土槽をX線CT装置内に移動し、載荷装置、各種計測器を設置した。載荷前地盤のX線CTスキャンを行った後、載荷を開始した。載荷速度は1mm/minである。載荷中、杭頭水平変位が1, 2, 4, 6, 8, 10mm時に載荷を停止し、X線CTスキャンを行った。載荷中の計測項目は、載荷点における水平荷重、水平変位である。表-3.7にX線CT撮影の条件一覧を示す。

(4) 画像解析手法

X線CT模型実験より得られた画像を解析して、組杭の周辺地盤の変形領域を把握することを試みた。本研究では、画像解析ソフトウェアImageJ(Ferreira, T. and Rasband, W., 2012)を用いた。X線CT画像は、1ピクセルあたり16ビットの白黒濃淡で表される輝度値を持ち、1504×1504ピクセルで構成されるデジタル画像である。図-3.14は、単杭の実験ケースX-01で得られた模型土槽中央付近における鉛直断面画像とその解析結果の例を示している。図中a)は載荷前、b)は水平載荷によって杭頭変位が4mmに達した時点、c)はこれら2枚の画像を用いて解析を行った結果である。画像解析では、はじめに載荷前後の2枚の画像を用いて、各ピクセルの位置における輝度値の差を計算した。地盤変形が起きていない領域では、載荷前後においてほぼ同程度の輝度値をもつため、地盤変形が起こったと考えられる輝度値の変化が大きい領域と区別が可能になる。さらに、エッジ検出機能の一つであるソーベルフィルタ(Ferreira, T. and Rasband, W., 2012)によって、輝度値の差を計算した結果の画像中で、輝度値の変化が大きい領域、すなわち地盤変形が起こったと考えられる領域を目

立たせる処理を行った。図-3.14cにおいて、たわみ発生深さで指示される地点から地表面に向かって広がる逆三角形型の白色領域が地盤変形の起こったと考えられる領域である。杭の前面（図中、杭の左側）で受動崩壊領域、杭の背面（図中、杭の右側）で主働崩壊領域が形成される様子がそれぞれ可視化されている。

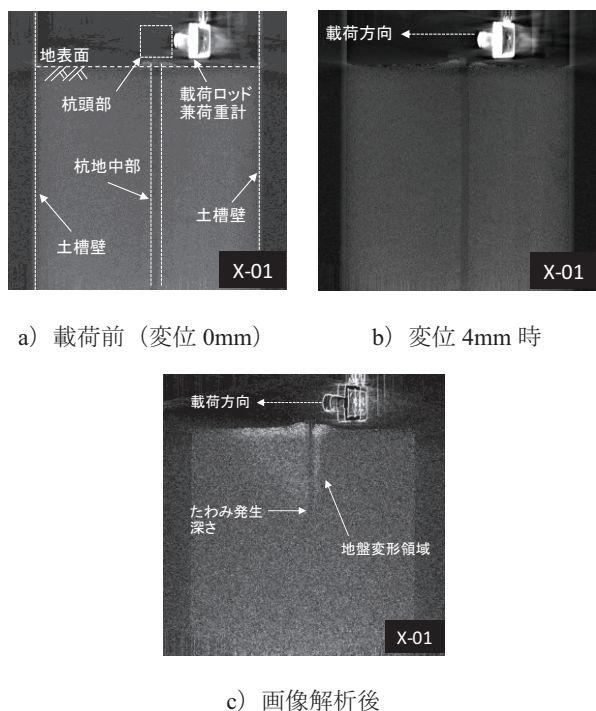


図-3.14 地盤変形領域の可視化の例 (X-01)

4. 実験結果

4.1 組杭の横抵抗特性

組杭の横抵抗特性を把握するために、単杭、単斜杭および組杭を用いた大型模型実験に着目する。図-4.1は、G-01～G-04の杭頭荷重と変位の関係を示している。単杭および単斜杭の結果から、押込み側の単斜杭 (G-02)、単杭 (G-01)、引抜き側の単斜杭 (G-03) の順に横抵抗が大きくなっており、杭の傾斜角と荷重方向の関係 (図-3.7 参照) が横抵抗に影響を与えるという既往の結果 (日本港湾協会, 2007a) に一致している。一方、組杭 (G-04) では最も大きな横抵抗を発揮しており、特に荷重初期においてその傾向が顕著である。杭頭変位約 10mm、杭頭荷重約 1500N を超えると、組杭の杭頭荷重変位曲線は緩やかな勾配をもち、単杭とほぼ同様な勾配となっている。

図-4.2は、杭頭荷重 750N 時 (G-02の最大杭頭荷重にほぼ等しい) の各杭の曲げモーメント分布を示している。図中、単斜杭および組杭の結果は、押込み杭と引抜き杭に

分けて示されている。両図には、比較のため単杭の結果について曲げモーメントの正負を変更して併せて示した。押込み側の単斜杭 (G-02)、単杭 (G-01)、引抜き側の単斜杭 (G-03) の順に最大曲げモーメントが小さく、曲げモーメント発生位置が浅くなっている。一方、組杭 (G-04) では押込み杭、引抜き杭ともに発生した最大曲げモーメントは、単杭と単斜杭に比べてはるかに小さい。

ここで組杭の横抵抗メカニズム解明の一助とするため、軸力分担率に着目した試験結果の整理を試みた。軸力分担率とは、組杭の杭頭に水平力が作用したとき、組杭を構成する押込み杭・引抜き杭のそれぞれに作用する軸方向力の水平成分と杭頭荷重の比であり、両杭での軸力分担率の和が 100% の場合には、両杭の軸方向抵抗力で杭頭荷重を全て負担することを意味する。図-4.3は、組杭ケース (G-04) において、ほぼ地表面付近 (深さ 0.075m) に貼付されたひずみゲージの値から計算された軸力分担率と杭頭荷重の関係を示している。図には、押込み杭 (push-in)、引抜き杭 (pull-out) および全体 (total) それぞれの軸力分担率の変化を示している。図より、全体の軸力分担率がほぼ 100%、すなわち杭頭荷重を両杭の軸方向抵抗力で全て負担する状態から、杭頭荷重の増加とともに軸力分担率が減少していく様子がわかる。このとき杭頭荷重が 500N から 1500N までほぼ一定の傾きをもって軸力分担率が減少するが、1500N を超えると軸力分担率の減少が著しくなる。図-4.1をみると、G-04では 1500N 付近に杭頭荷重変位曲線の折れ曲がり点が位置し、更なる杭頭変位の増加に対して単杭ケースと同様な杭頭荷重の増加傾向を示している。単杭ケースは曲げ、すなわち軸直角方向抵抗力によって杭頭荷重に抵抗することから、組杭の場合では杭頭荷重変位曲線が折れ曲がり点を迎えると、曲げによる横抵抗に急激に移行していくと考えられる。一方、押込み杭、引抜き杭の各杭における軸力分担率を比べると、常に引抜き杭の軸力分担率が高いが、杭頭荷重の増加とともにその差は小さくなるのがわかる。

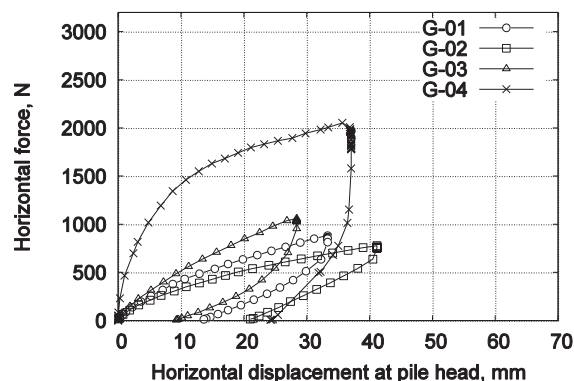


図-4.1 杭頭荷重変位関係 (G-01～G-04)

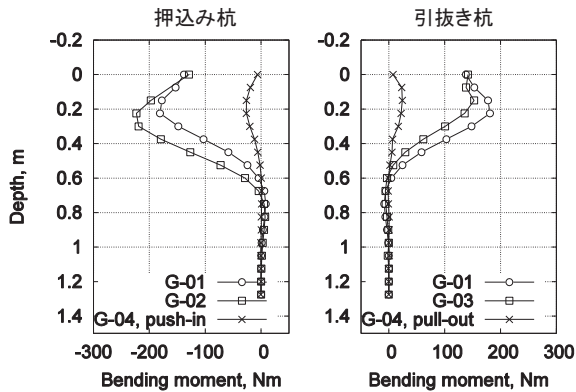


図-4.2 曲げモーメント分布 (750N, G-01~G-04)

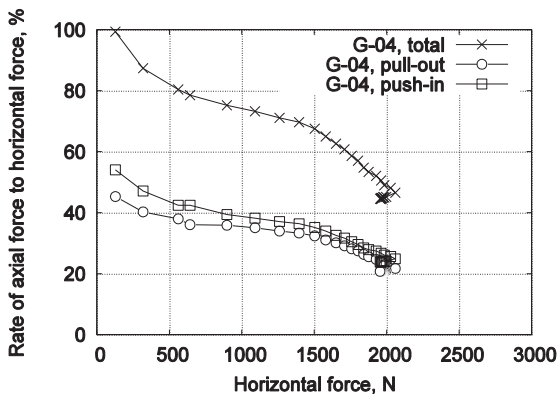


図-4.3 軸力分担率の変化 (G-04), 横軸: 杭頭荷重

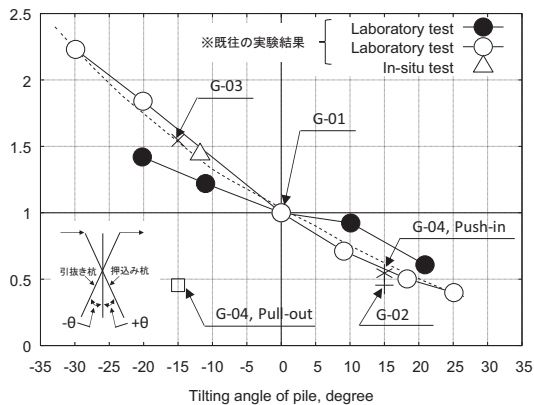


図-4.4 杭の傾斜角と地盤反力係数の関係(日本港湾協会 (2007a) に加筆修正), 縦軸は直杭 (傾斜角 0 度) の地盤反力係数で標準化

以上の結果から、組杭の横抵抗は、杭頭荷重変位の増加とともに軸方向抵抗力による抵抗から軸直角方向抵抗力による抵抗に移行していくことがわかった。そこで、杭の軸直角方向の変位に対して、杭の周辺地盤がどのように抵抗しているのかを調べるため、G-01~G-04 について、地

盤反力係数 k_s を求めた。 k_s の詳細な求め方は、付録 A.1 を参照されたい。

港湾基準 (日本港湾協会, 2007a) では、杭の傾斜角をパラメータとして行われた直杭および複数の単斜杭を用いた既往の水平載荷実験結果をもとに、杭の傾斜角に応じて地盤反力係数を補正することを示している。図-4.4 は、既往の実験結果で得られた杭の傾斜角と地盤反力係数の関係を示す図に、本研究で求められた G-01~G-04 の地盤反力係数を追加したものである。ただし、地盤反力係数は、直杭 (傾斜角 0 度で、本研究の場合 G-01) の地盤反力係数で標準化されている。図より、単斜杭ケース (G-02, G-03) および組杭の押し込み杭 (G-04, push-in) では既往の実験結果に良く一致するものの、組杭の引抜き杭 (G-04, pull-out) では単斜杭 (引抜き側) に比べて非常に小さい値を示している。これは、組杭の押し込み杭では前面地盤が単斜杭の押し込み側の前面地盤と同様に地盤反力を発揮するのに対して、引抜き杭の前面地盤、すなわち押し込み杭と引抜き杭に挟まれた杭間地盤は、引抜き杭の曲げに対する地盤反力として十分な抵抗を有していないことを示すものである。

このような地盤反力特性は、菊池ら (1999) および Terauchi, K. et al. (2000) が報告する現地水平載荷実験の結果にも見られる。彼らの実験結果によれば、杭頭での軸直角方向変位が 10mm (杭径 1000mm に対して 1%) に達した時の地盤反力係数 k_s は、押し込み杭に対して引抜き杭の地盤反力係数は 25% 小さい。彼らの実験では、同一地盤において直杭を用いた実験を行っていないため、図-4.4 において他の結果と比較することはできないが、少なくとも組杭と単斜杭の場合では杭の傾斜角と地盤反力係数の関係が異なり、組杭の引抜き杭が杭間地盤から受ける地盤反力は、単斜杭の引抜き側の前面地盤から受ける地盤反力より小さいという実験事実は、実物スケールの杭-地盤挙動にもあてはまると言える。

組杭の周辺地盤の地盤反力特性を、X 線 CT 模型実験による地盤変形領域の可視化によって観察することを試みた。図-4.5 は、X-01~X-04 (表-3.5 参照) の杭頭荷重変位の関係を示している。図-4.6 は、G-02~G-04 で得られた荷重前および杭頭変位が十分に生じて軸直角方向抵抗に移行したと思われる杭頭変位 4mm 時の X 線 CT 画像を用いて、3.4(4) の画像解析を行った結果を示している。単斜杭 (X-02, X-03) の結果より、いずれも杭周辺に地盤変形領域が形成されるが、押し込み杭 (X-02) においてより深い位置まで変形が及んでいることがわかる。一方、X-04 の結果より、単斜杭 (X-02 および X-03) の地盤変形領域を重ねてみると、杭間地盤における変形領域が X-03

の変形領域より深い位置まで及んでいることがわかる。これは、組杭の引抜き杭の軸直角方向力に対する杭間地盤の抵抗が小さく、より深い位置から引抜き杭が曲げられていることを示すものであり、図-4.4 において組杭では引抜き杭の前面地盤の地盤反力係数が小さいという結果を裏付けるものである。

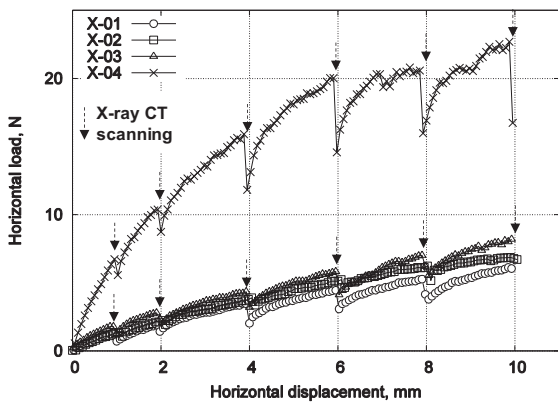
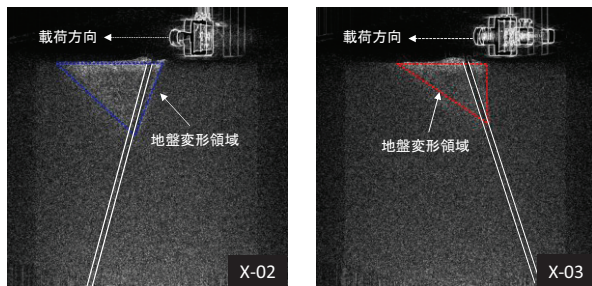
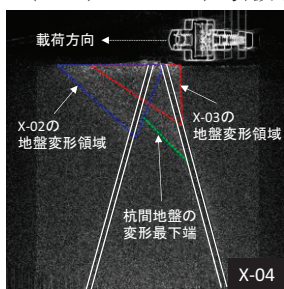


図-4.5 杭頭荷重変位関係 (X-01~X-04)



a) 押し込み杭 (X-02) b) 引抜き杭 (X-03)



c) 組杭 (X-04)

図-4.6 X線CT模型実験による地盤変形領域の観察

4.2 杭間改良された組杭の横抵抗特性

(1) 改良体の配置による影響

図-4.7 は、改良体の配置の異なる遠心模型実験のケース C-01~C-04 で得られた杭頭の荷重と変位の関係を示している。なお、以降に示される遠心模型実験結果は、表-3.3 の相似則 (n=50) に従って、全て実物スケールに換算さ

れている。図より、改良体があるケース C-02~C-04 では杭頭変位が C-01 (無改良) よりも小さくなっており、改良体を設置することで杭頭変位を抑制する効果がみられる。また、杭頭変位に対しては改良体の配置に関わらずほぼ同程度の効果があることがわかる。

図-4.8 は、杭頭荷重が 3000kN 時における単位幅当りの曲げモーメント分布を示している。図より、押し込み杭をみると、特に杭間改良を含む C-02 および C-03 において最大曲げモーメントの低減が著しい。一方、引抜き杭をみると、C-02 や C-04 において C-01 より大きな最大曲げモーメントが発生しており、改良体を設置したケースで最大曲げモーメントが必ずしも低減されないことがわかる。これは、C-02~C-04 では杭間突出部 (図-3.1 参照) に改良体が設置されていないため、地盤中にある杭-改良体の複合構造としての剛性に比べて杭間突出部では模型杭単独の剛性となるので相対的に剛性が低く、浅い位置で局所的に大きな曲げが発生したためと推察される。図-4.8 において、C-01 に比べて C-02~C-04 ではいずれも曲げ発生深さが浅いこともこの推察を裏付けるものである。杭間突出部の改良による影響については、C-09 の結果をもとに後述する。

以上より、引抜き杭の曲げモーメントの低減効果には課題が残るものの、改良体の設置による杭頭変位の抑制効果は大きく、改良体の配置の影響は小さいことがわかった。そのため、最も改良体積の小さい杭間改良が組杭の横抵抗増加に最も効果的な方法であると判断された。

(2) 改良体の深さの影響

図-4.9 および図-4.10 は、改良体深さの異なる 4 ケース (C-01, C-02, C-05 および C-06) の杭頭荷重変位の関係および杭頭荷重 3000kN 時における単位幅当たりの曲げモーメント分布を示している。ここで、各ケースの改良体の深さは、無改良ケースの押し込み杭の最大曲げモーメント発生深さに対して、C-02 が 4 倍、C-05 が 2 倍、C-06 が 1 倍の深さに相当する。各図より、改良体深さの違いによらず、杭間改良による杭頭荷重および曲げモーメントの低減効果は同程度発揮されることがわかる。ただし、引抜き杭の曲げモーメント分布をみると、前述と同様に杭間突出部が未改良であることの影響と思われる過大な最大曲げモーメントの発生がみられる。このように、改良体の深さによる影響がみられない理由として、実験で検討した杭頭荷重変位レベルが小さいことや、杭間改良における改良体が担う荷重伝達機構としての役割が大きく関係しているものと考えられる。詳細は、4.3 で述べる。

(3) 改良体の強度・剛性の影響

図-4.11 および図-4.12 は、改良体の強度・剛性の異なる5ケース (C-01, C-05~C-08) の杭頭荷重変位の関係および杭頭荷重3000kN時における単位幅当たりの曲げモーメント分布を示している。図より、改良体の強度・剛性およびその深さによっても杭間改良による改良効果の有意な違いはみられない。

(4) 杭間突出部の固化による杭間改良の効果

図-4.13 および図-4.14 は、杭間突出部の固化による杭間改良効果の違いを調べるために、C-01, C-08 および C-09 で得られた杭頭荷重変位の関係および杭頭荷重3000kN時における単位幅当たりの曲げモーメント分布を示している。図-4.13 より、杭間地盤だけでなく杭間突出部も改良したC-09 では、C-08 と比べてさらに大きな杭頭変位の抑制効果が現れていることがわかる。図-4.14 をみると、C-09 において、押込み杭と引抜き杭の両方において、最大曲げモーメントの低減効果が顕著に現われていることがわかる。以上から、杭間改良を行う場合には、杭間地盤だけでなく杭頭付近を固化することが効果的であることがわかった。

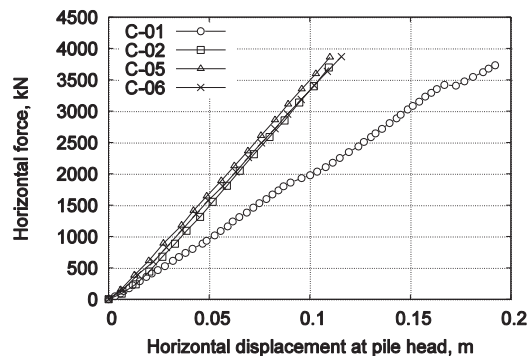


図-4.9 杭頭荷重変位関係 (C-01, C-02, C-05, C-06)

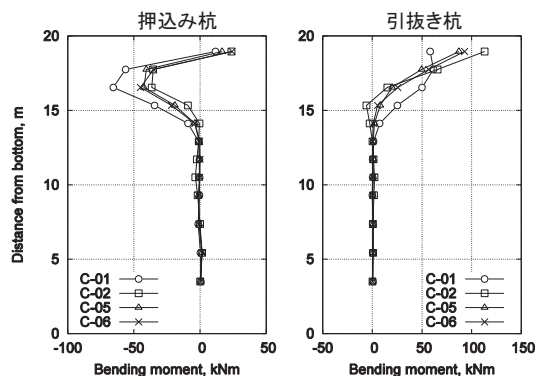


図-4.10 曲げモーメント分布 (C-01, C-02, C-05, C-06)

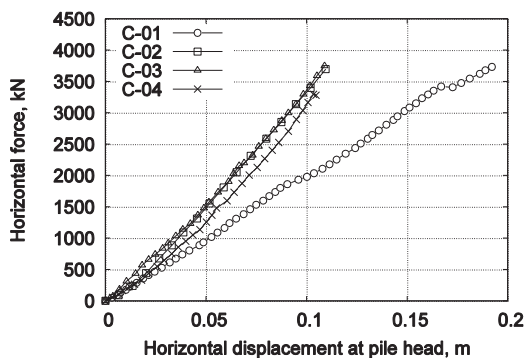


図-4.7 杭頭荷重変位関係 (C-01~C-04)

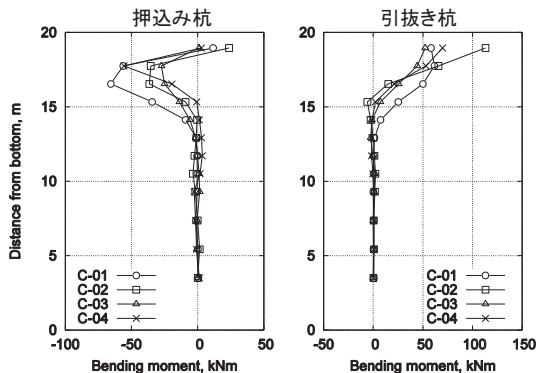


図-4.8 曲げモーメント分布 (C-01~C-04)

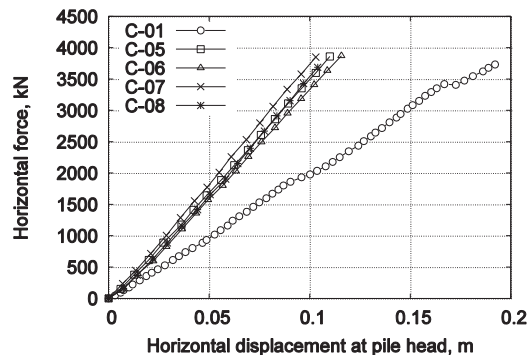


図-4.11 杭頭荷重変位関係 (C-01, C-05~C-08)

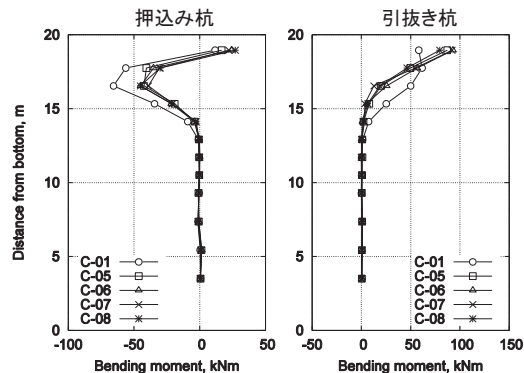


図-4.12 曲げモーメント分布 (C-01, C-05~C-08)

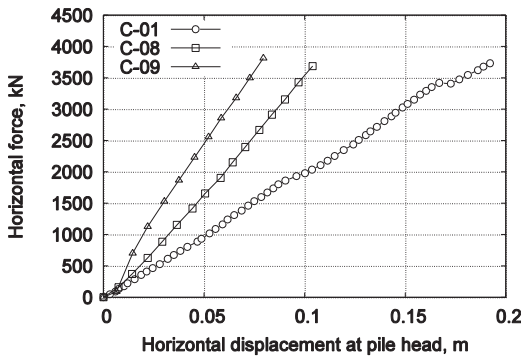


図-4.13 杭頭荷重変位関係 (C-01, C-08, C-09)

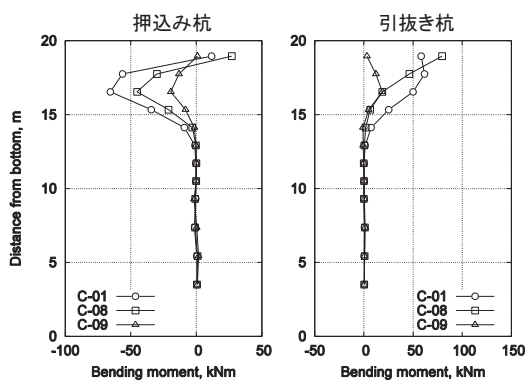


図-4.14 曲げモーメント分布 (C-01, C-08, C-09)

4.3 杭間改良による横抵抗増加のメカニズム

大型模型実験では、無改良ケース (G-04) における最大曲げモーメント発生位置付近までセメント固化改良したケース (G-05) の実験を行い、杭間改良による横抵抗増加メカニズムを調べた。図-4.15 は、G-04, G-05 で得られた杭頭荷重変位の関係を示している。遠心模型実験結果と同様に、杭間改良によって杭頭変位が抑制されていることがわかる。

図-4.16 は、図中に示される3段階の杭頭荷重における曲げモーメント分布を示している。G-05ではC-09と同様に杭間突出部も固化されているため、押し込み・引抜き両杭で曲げモーメントがG-04に比べて大きく低減されていることがわかる。また、その低減効果は、杭頭荷重が大きくなるほど顕著になっている。

以上のことから、杭間改良の有無によって杭に作用する荷重 (軸方向力や軸直角方向力) の分担割合に違いがあることが推察される。そこで、G-04およびG-05について軸力分担率を調べた。図-4.17は、杭頭荷重および杭頭変位に対する軸力分担率の変化を示している。ただし、G-04では地表面から地盤深さ0.075mの位置、G-05ではそれに加えて、改良体の直下 (地表面から0.3m) のひずみゲ

ジから計算される軸力分担率を示している。地盤深さ0.075mでの杭頭荷重に対する軸力分担率の変化 (図-4.17a参照)をみると、杭頭荷重が500Nを超えるとG-04およびG-05の間に徐々に違いが現れ始め、G-04では軸力分担率が引き続き減少しているのに対して、G-05では杭頭荷重が増加しても80%程度の高い軸力分担率を維持し続ける。ここで、図-4.15からわかるとおり、杭頭変位の抑制効果は杭頭荷重が500Nを超えたところから顕在化し始めることから、改良体が水平荷重を各杭の軸方向力として伝達する役割を担うことで横抵抗が増大したと考えられる。遠心模型実験のC-03~C-04では軸力が計測されていないため軸力分担率を評価することはできないが、改良体の配置が異なる場合でも、杭頭荷重を各杭の軸力として効率良く伝達することによる横抵抗増加が卓越した結果、同程度の改良効果が現れたのではないかと推察される。杭間改良において改良体の強度・剛性が高いケース (C-07, C-08)でも、低いケース (C-05, C-06)とほぼ同様な横抵抗増加が見られたのは、このような理由によるものと考えられる。一方、改良体の深さの異なるケース (C-02, C-05, C-06)で、改良効果に違いが見られなかったのは、遠心模型実験で行った荷重の変位レベルが小さく、曲げモーメントの低減効果にあまり違いが見られなかったため、本来軸直角方向に曲がろうとする杭を抑えることで改良効果を発揮する杭間改良にとって、その改良効果に違いが見られなかったと推察される。

杭間改良ケースにおいて、地盤深さ0.3mでの軸力分担率は荷重中ほぼ60%で推移しており、その変化傾向は地盤深さ0.075mとほぼ同様である。つまり、杭頭荷重の残り40%に対して、改良体下端より上部の杭-改良体の複合構造で抵抗をしていると考えられる。このとき、0.075mより浅い位置 (地上部)では地盤反力がほぼ作用しないことから、杭の軸直角方向抵抗力が杭頭荷重に抵抗していると考えられる。また、0.075mから0.3mに位置する改良体部では、杭-改良体の周面に作用する摩擦力、改良体直下の底面支持力および底面摩擦力、押し込み杭の前面地盤に作用する受働土圧が杭頭荷重に対して複合的に抵抗していると考えられる。

また、図-4.17aのG-05において、杭頭水平荷重が2300N付近で急激に軸力分担率が減少していることがわかる。これは、図-4.15の杭頭水平荷重変位曲線における折れ曲がり点付近 (杭頭変位約15mm)の時点に一致している。このとき、図-4.15より折れ曲がり点を経た後も荷重終了まで一定の杭頭荷重を保持していることから、杭間改良の場合には杭頭変位が大きくなっても急激に横抵抗が減少することはない。これは改良体において杭との剥離やひび割

れ等の破壊が発生した場合においても当てはまることを実験後の改良体の観察から確認している(付録 A.2 参照)。

一方、杭頭変位に対する地盤深さ 0.075m (地表面付近)での軸力分担率の変化(図-4.17b 参照)を見ると、杭頭変位が約 2mm に達するまでに急激に軸力分担率が減少するものの、2mm を超えると杭間改良の有無に依らず杭頭変位と軸力分担率は比例関係を示す。このとき、無改良ケースにおいて軸力分担率の減少率がやや大きい。

杭間改良による組杭の周辺地盤の変形挙動を、X 線 CT 模型実験によって観察することを試みた。図-4.18 は、無改良ケース(X-04)および杭間改良ケース(X-05)の杭頭荷重変位の関係を示している。図より、杭間改良により横抵抗が増加していることが確認される。地盤変形領域を可視化するために、杭間改良による効果が現れ始める杭頭変位 4mm 時と载荷前の画像を用いて、3.4(4)の画像解析を行った。図-4.19 は、X-04 および X-05 の画像解析結果を示している。図より、地盤変形領域の広がりを見ると、無改良(X-04)の場合に比べて、杭間改良(X-05)によって改良体の前後に大きな主・受働領域が形成されることや、改良体直下に底面支持による地盤の変形領域が形成されることがわかる。

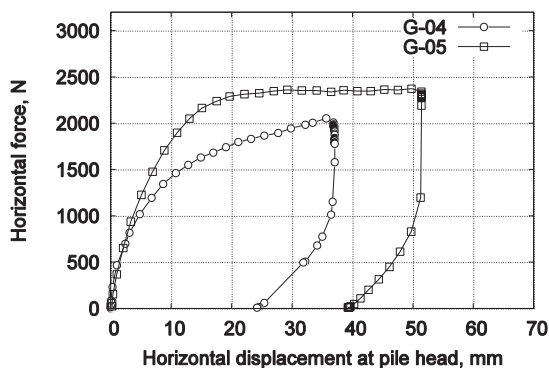
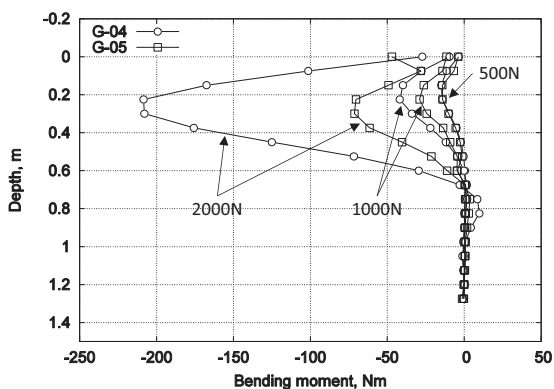
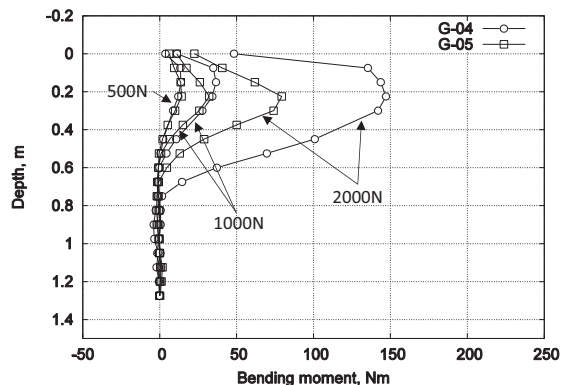


図-4.15 杭頭荷重変位関係 (G-04, G-05)

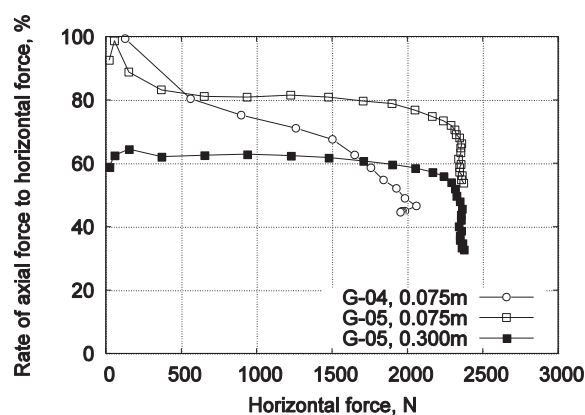


a) 押込み杭

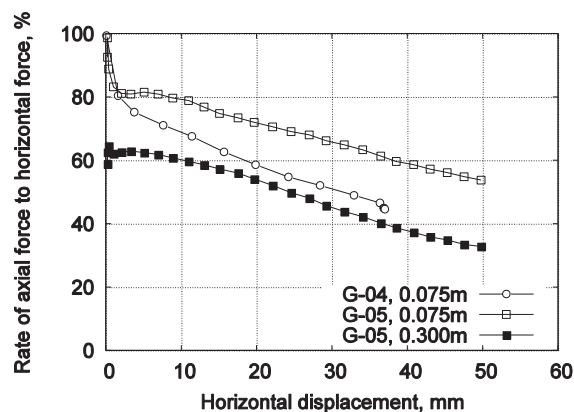


b) 引抜き杭

図-4.16 曲げモーメント分布 (G-04, G-05)



a) 杭頭荷重との関係



b) 杭頭変位との関係

図-4.17 軸力分担率の変化 (G-04, G-05)

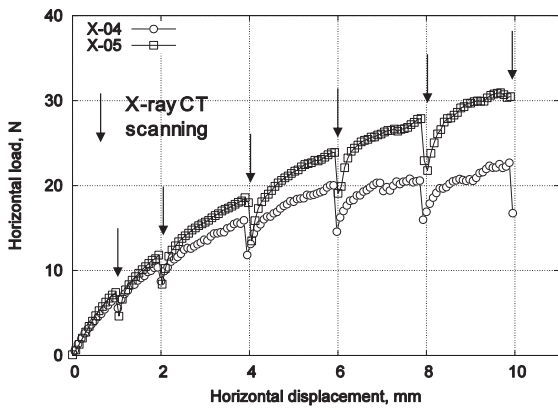
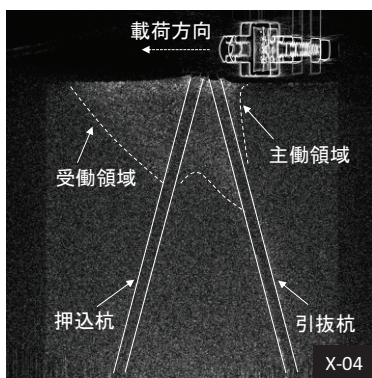
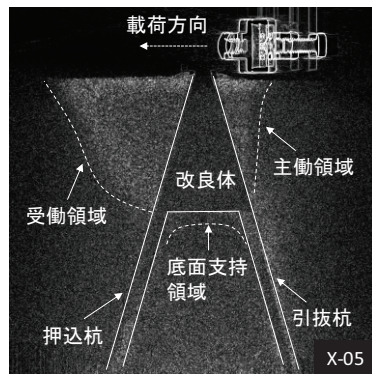


図-4.18 杭頭荷重変位関係 (X-04, X-05)



a) 無改良 (X-04)



b) 杭間改良 (X-05)

図-4.19 X線CT模型実験による地盤変形領域の観察

5. 杭間改良された組杭の横抵抗評価手法

本研究で実施した各種模型実験の結果より、杭間改良した組杭の横抵抗特性について、以下の知見を得た。杭間改良することによって、組杭の横抵抗が増加し、このとき改良体は杭頭に作用する水平力を各杭の軸方向力として伝達する役割を果たしている。変位が増大しても組杭の横抵抗が急激に減少することはなく、杭が軸直角方向力により

塑性化するまで杭-改良体の複合構造は一定の横抵抗を保持する。無改良の場合と異なり、水平荷重中は杭頭荷重変位曲線が折れ曲がり点付近に達するまで一定の軸力分担率を保持する。X線CT模型実験における画像解析の結果から、改良体下端から地表面に向かって形成される主・受働崩壊面や、改良体直下に広がる底面支持による地盤変形が確認された。これらの知見をもとに、設計において杭間改良による横抵抗増加をどのように評価するか検討した。なお、L2地震動に対する耐震設計を行う場合には数値解析による検討が別途必要であることから、ここでは静的設計の場合についてその方法を検討した。

図-5.1は、無改良の組杭について軸力のみを考慮した横抵抗評価の概要図を示している。このとき、杭頭に作用する水平力に対して、押込み杭の先端抵抗と押込み・引抜き両杭の周面抵抗の和の水平成分で抵抗している。すなわち、

$$T = (R_p + R_f) \sin \theta \quad (1)$$

ここに、

T：既設杭設計時の作用水平力

θ ：杭の傾斜角。ここでは、押込み杭、引抜き杭の傾斜角が等しいものとしている。

R_p ：押込み杭の先端抵抗

R_f ：押込み杭および引抜き杭の周面抵抗の和。

軸方向抵抗力のみを考慮した組杭の設計では、水平荷重変位が増大するとともに軸力分担率が減少すること(図-4.3参照)を考慮していない。これは軸力分担率が常に100%一定で水平力に抵抗すると仮定していることを意味する。そのため、図-4.17aで明らかのように杭間改良によって一定の高い軸力分担率が保持されることが本実験結果からわかって、それを設計において直接的に横抵抗増加に結び付けることは難しい。そこで、軸方向抵抗力のみを考慮した設計において軸力分担率が常に一定であるという上記の前提条件を維持しつつ、杭間改良による組杭の横抵抗増加を評価する方法を考えた。具体的には、本章の冒頭で挙げられた知見に基づいて、改良体の下端を境に改良体部分と改良体以深の杭で異なる横抵抗評価手法を適用する。すなわち、改良体部分には深い基礎の設計手法(日本港湾協会, 2007b)を援用し、改良体以深では改良体下端での軸力分担率(図-4.17a参照)に相当する軸方向力を、改良体の深さ分だけ短くなった杭の軸方向抵抗力で受け持つという考えである。

図-5.2は、杭間改良された組杭の横抵抗評価の概要図を示している。耐震強化や岸壁増進等を想定して増大した水平力に対して、杭間改良された杭-改良体の複合構造が

抵抗するものとしてその横抵抗評価手法を考える。ここで、増大した水平力を以下のように表す。

$$T' = T \cdot \alpha \quad (2)$$

ここに、

T' : 改良設計時の作用水平力

α : T と T' の比。ただし、 $\alpha > 1$ 。

改良体以深の杭では、改良体下端での軸力分担率に相当する軸方向力を、改良体の深さ分だけ短くなった杭の軸方向抵抗力で受け持つことから、以下の式(3)を満たす必要がある。

$$(R_p' + R_f') \sin \theta > T' \cdot \rho \quad (3)$$

ここに、

ρ : 改良体下端での軸力分担率。 $0 \leq \rho \leq 1$

R_p' : 改良体以深に位置する押込み杭の先端抵抗

R_f' : 改良体以深に位置する押込み杭および引抜き杭の周面抵抗の和。

ここで、押込み杭の先端抵抗は改良前後で変化しないこと、周面抵抗の深さ方向の減少率を $\gamma(x)$ 、改良体深さを x_i とすると、

$$R_p' = R_p \quad (4)$$

$$R_f' = R_f \cdot \gamma(x_i) \quad (5)$$

となる。式(2)、(4)、(5)を式(3)に代入し、 α について整理すると、

$$\{R_p + R_f \cdot \gamma(x_i)\} \sin \theta \geq T \cdot \alpha \cdot \rho \quad (6)$$

$$\alpha \leq \frac{\{R_p + R_f \cdot \gamma(x_i)\} \sin \theta}{T \cdot \rho} \quad (7)$$

となる。このとき、 ρ は改良体の深さ x_i の関数となることが考えられる。軸力分担率の決定には、大型模型実験結果より改良体下端で軸力分担率は 62% 程度 (図-4.17a 参照)、すなわち $\rho = 0.62$ 、遠心模型実験結果より改良体の深さを変えた実験ケース (C-02, C-05, C-06) の軸力分担率が 55~75% 程度 ($\rho = 0.55 \sim 0.75$) であったことが参考となる (付録 A.3 参照)。 $\gamma(x)$ は、地盤に応じて、N 値 (砂地盤) や一軸圧縮強度 (粘土地盤) と関連付けられる。このように x_i 、 ρ および $\gamma(x)$ を決定し、 α が 1 より大きい値となれば、 T に対して最大 α 倍の水平力に対して、改良体以深の杭は抵抗できると考えられる。

ここで、高圧噴射攪拌工法等を想定して杭間改良の現場適用を考えると、杭間地盤を組杭に沿って三角形に改良することは困難であると考えられ、図-5.2 中の杭間改良部周辺の点線で示されるように、実際には所定の深さまで組杭を覆うように矩形型に改良するものと思われる。この場合、改良体の深さが改良体の最小幅より常により大きくなることから、深い基礎としての検討が可能である (日本港湾協会, 2007b)。すなわち、改良体部分では、改良体を深い

基礎とみなし、 $(1-\rho) T'$ の水平力に抵抗できるかどうかを照査する。このとき、図-4.19b で示されたように杭頭の水平力によって土圧、底面支持力および杭-改良体の側面摩擦力が主として作用すると考えられる。

以上のように、改良体下端の位置を境界として、改良体部分とそれ以深の杭部分で異なる従来の設計手法を用いることによって、これまでの軸方向抵抗力のみを考慮した設計手法との整合性を失うことなく、杭間改良による横抵抗増加を評価できると考えられる。仮定の断面を対象として、本評価手法を適用した照査例を付録 B に示す。

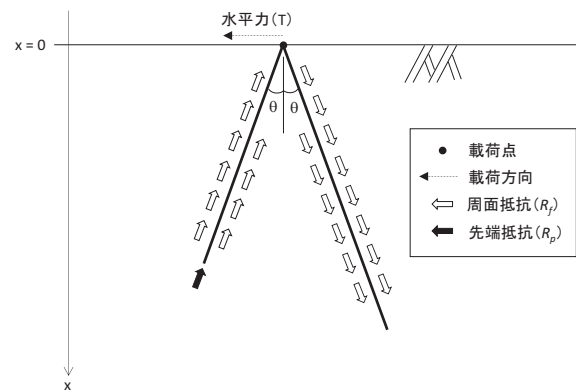


図-5.1 軸方向抵抗力のみを考慮した横抵抗評価の概要図

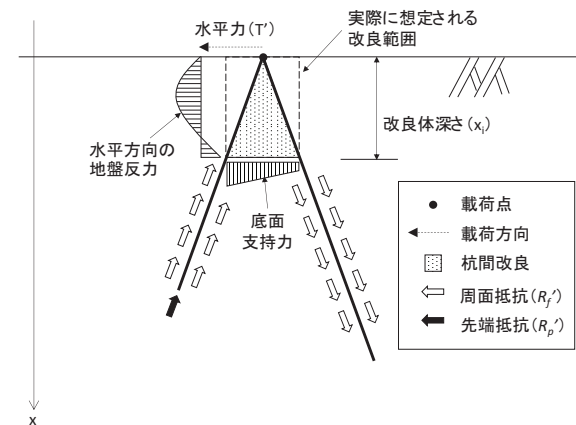


図-5.2 杭間改良された組杭の横抵抗評価の概要図

6. 結論

本研究では、組杭の横抵抗特性を実験的に明らかにするとともに、組杭の横抵抗増加を目的として、杭間地盤をセメント固化改良する方法を検討した。遠心模型実験、大型模型実験および X 線 CT 模型実験を実施し、以下の結論を得た。

1) 単斜杭および組杭の地盤反力特性から、水平力を受ける組杭の引抜き杭に軸直角方向力が発生するとき、引抜き

杭に対して杭間地盤が発揮する地盤反力は、引抜き側の単斜杭に対する地盤反力より小さい。

2) 組杭の前面地盤、杭間地盤または両方を改良した場合、杭頭変位の抑制効果に及ぼす改良体の配置の影響は小さい。そのため、改良体積の最も小さい杭間改良が、杭頭変位の抑制に対して最も有効な改良方法であると言える。

3) 改良体の強度・剛性の違いが杭間改良による横抵抗増加に与える影響は小さい。

4) 杭間改良による横抵抗増加は、改良体が杭頭に作用する水平荷重を効率良く各杭の軸方向力として伝達していること、杭一改良体周辺のより広範囲の地盤が横抵抗に寄与していることに起因していると考えられる。

7. おわりに

本研究では、各種模型実験結果に基づいて、組杭の横抵抗特性および横抵抗増加に寄与する効果的な地盤改良方法を示すことができた。X線CT画像の解析による地盤変形領域の可視化では、模型地盤のサイズが小さいため、応力状態に関して実地盤との相違があるものの、杭一改良体周辺にどのような地盤抵抗が発揮され得るかを検討する上で重要な補助資料となる。

本報告では、これまで広く用いられてきた軸方向抵抗力のみを考慮した組杭の設計手法、概念を維持しつつ、本研究で得られた知見をもとに、設計において杭間改良による横抵抗増加を評価するための基本的な考え方を示した。杭間改良の実地盤への適用に際しては、地震時挙動の解明、既設杭の耐力評価、施工方法等、さらに実際的な次なる課題が想定されるが、本手法によって改良時の初期断面を合理的に決定することができ、新たな課題への取り組みの第一歩になれば幸いである。

(2017年4月25日受付)

謝辞

長岡科学技術大学からの実習生であった梅沢圭佑氏、猪狩貴寛氏には、各種模型実験に尽力頂いた。末筆ながら記して謝意を表します。

参考文献

- 青木義典 (1970) : 水平力を受ける斜組グイの設計について、土と基礎, Vol.18, No.8, pp.27-32.
 塩ビ工業・環境協会 (2017) : 塩ビ樹脂の基本物性, http://www.vec.gr.jp/enbi/enbi2_2.html.

菊池喜昭, 安部賢, 湯浅楠勝 (1999) : サンドコンパクションパイル改良による斜杭の軸直角方向抵抗特性の変化, 第34回地盤工学研究発表会, pp.1661-1662.

北詰昌樹 (1995) : 新遠心模型実験装置の開発と研究の適用, 港湾技研資料, No.812.

久保浩一 (1964) : 杭の横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, 第2巻3号.

社団法人 日本港湾協会 (2007a) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (下巻), pp.584-639.

社団法人 日本港湾協会 (2007b) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (下巻), pp.580-583.

社団法人 日本港湾協会 (2007c) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻), pp.371-373.

瀬川宗亮, 内田豊彦, 片山猛雄 (1970) : 組ぐいの設計法について (その2), 曲部をヒンジ結合された組ぐいの設計法. 港湾技研資料, No.110.

セメント協会 (2012) : セメント系固化材による地盤改良マニュアル第4版, 2012.

松村聡, 水谷崇亮, 篠永龍毅 (2015) : マイクロフォーカスX線CTスキャナを用いた地盤工学への新たなアプローチ, 港空研資料, No.1313.

森川嘉之, 菊池喜昭, 水谷崇亮 (2011) : 既存矢板壁に対する控え工増設の補強効果とその評価法の開発, 港空研報告, 第50巻, 第4号, pp.107-131.

横山幸満 (1963) : 鋼杭の設計と施工, 山海堂, pp.193-197.

Ferreira, T. and Rasband, W. (2012) : ImageJ User Guide. U.S. National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA, <http://imagej.nih.gov/ij/>.

Sawaguchi, M. (1970) : Experimental investigation on the horizontal resistance of coupled piles. Report of Port and Harbour Technical Institute, Vol.9, No.1.

Terauchi, K., Sato, T., Sawaguchi, M., Kikuchi, Y., Kitazawa, S. and Imai, M. (2000) : Effect of the lateral resistance of coupled piles on the field loading test, Proceedings of Coastal Geotechnical Engineering in Practice, pp.375-380.

記号表

ρ_s : 土粒子密度 (kg/m^3)

e_{\max} : 最大間隙比

e_{\min} : 最小間隙比

w_L : 液性限界 (%)

w_p : 塑性限界 (%)

T : 既設杭設計時の作用水平力 (N)

T' : 改良設計時の作用水平力 (N)

- θ : 杭の傾斜角 (度)
 R_p : 押し込み杭の先端抵抗 (N)
 R_f : 押し込み杭および引抜き杭の周面抵抗の和 (N)
 R_p' : 改良体下端以深の押し込み杭の先端抵抗 (N)
 R_f' : 改良体下端以深の押し込み杭および引抜き杭の周面抵抗の和 (N)
 $\gamma(x)$: 杭間改良により杭長が短くなることによる周面抵抗の減少に関する関数
 x_i : 改良体深さ (m)
 x : 地盤深さ (m)
 k_s : 港研方式 (S型地盤) の地盤反力係数 ($\text{kN/m}^{3.5}$)

付録A

A.1 大型模型実験における地盤反力係数 k_s の計算

大型模型実験で実施した実験ケース G-01 から G-04 について地盤反力係数 k_s を求めた。大型模型実験では、模型地盤の均質性や地盤の種別 (港研方式における S 型または C 型地盤) を調べるために、地盤作製後に簡易動的コーン貫入試験を模型地盤中 4 か所で実施した。図 A.1 は、簡易動的コーン貫入試験の結果を示している。簡易動的コーン貫入試験では、重錘 5kg を高さ 0.5m から落下させたとき、先端の小型コーンを 0.1m 貫入するのに必要な落下回数 Nd を調べる。ここで図-4.16 より曲げモーメント第一ゼロ点は全ケースで深くとも 0.8m 程度であることがわかる。このとき曲げモーメント第一ゼロ点に対して 0.5~1.0 倍の深さの Nd に着目すると、深さ方向にほぼ直線的に変化していることから、今回作製した模型地盤が一般的な砂地盤であり港研方式の S 型地盤に分類されると仮定した。

本実験では、図 A.2 に示される杭頭治具と模型杭の剛性が異なるため、今回測定した杭頭の荷重と変位の関係をそのまま用いると地盤反力係数を求めることができない。そのため、ほぼ地表面に位置する地中の深さ 0.075m における軸直角方向力と軸直角方向変位の関係から地盤反力係数を計算した。このとき、G-01 から G-04 の 4 ケースについて以下に示す方法で軸直角方向力と軸直角方向変位を求めた。

単杭 G-01 では、杭頭荷重をそのまま深さ 0.075m における軸直角方向力として用いた。単斜杭 G-02 および G-03 では、杭頭荷重を杭の傾斜角 (15 度) に応じて軸直角方向に分解した荷重値を用いた。ここで 0.075m の地盤層厚に相当する地盤反力および杭頭の変位による軸直角方向の変化は無視した。組杭ケース (G-04) では、杭頭荷重を押し込み杭および引抜き杭のそれぞれの軸直角方向力に

分解することができないため、各杭の曲げモーメント分布を 1 回微分し、深さ 0.075m におけるせん断力をそれぞれの軸直角方向力として用いた。具体的には、杭頭変位が 5, 10, 15, 20, 25mm に達した時点での曲げモーメント分布を 3 次スプラインにより多項式補間をした後、微分を行い、せん断力を求めた。一方、G-01 から G-04 の全ケースにおいて、曲げモーメント分布に対して台形則による数値積分を 2 回行ってたわみ分布を求め、深さ 0.075m における軸直角方向変位を求めた。以上の方法により求めた各実験ケースの深さ 0.075m における軸直角方向力と軸直角方向変位の関係が図 A.3 である。図は両対数軸で示されている。

図には、式 (A.1) から求められる地盤反力係数が一定の時の港研方式 (S 型地盤) で推定される地表面における軸直角方向荷重と軸直角方向変位の関係を示した (日本港湾協会, 2007a)。図より、地盤反力係数一定の線群に比べて、各実験ケースでやや線の傾きが大きいため、軸直角方向変位が 0.006m における地盤反力係数を見ると、単杭 (G-01) で 11000kN/m^3 、単斜杭の押し込み側 (G-02) で 6000kN/m^3 、単斜杭の引抜き側 (G-03) で 17000kN/m^3 、組杭の押し込み側 (G-04, push-in) で 7000kN/m^3 、組杭の引抜き側 (G-04, pull-out) で 5000kN/m^3 となっている。各ケースにおけるこれらの地盤反力係数を用いて図-4.4 に示される各値を求めた。

$$\log y_0 = 0.38958 - \frac{4}{7} \log EI - \frac{6}{7} \log B k_s + \frac{10}{7} \log T \quad (\text{A.1})$$

ここに、

y_0 : 地表面における杭の軸直角方向変位 (m)

EI : 曲げ剛性 (kNm^2)

B : 杭幅 (m)

k_s : S 型地盤を仮定したときの地盤反力係数 ($\text{kN/m}^{3.5}$)

T : 地表面における軸直角方向力 (kN) .

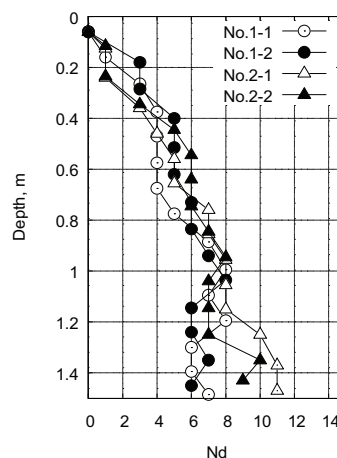


図 A.1 簡易動的コーン貫入試験の結果, 横軸 : 100mm 貫入するために必要な落下回数.

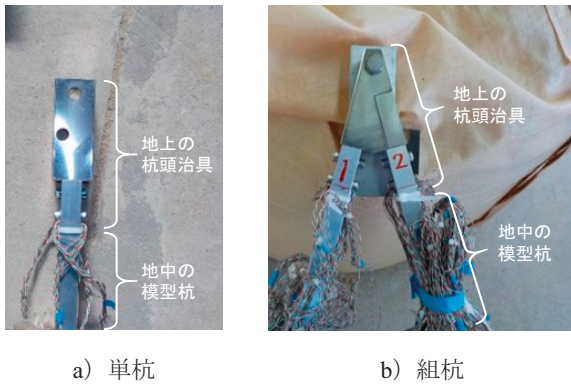


図 A.2 模型杭の杭頭治具

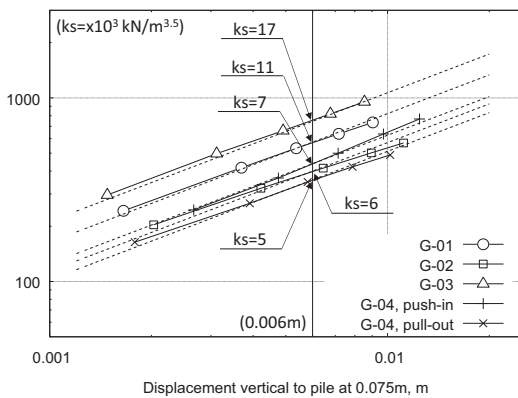


図 A.3 地盤深さ 0.075m における軸直角方向の荷重と変位の関係。

A.2 大型模型実験の杭間改良ケース (G-05) における改良体の破壊状況の観察

大型模型実験で実施した杭間改良ケース (G-05) の水平載荷実験後、地盤内から模型杭を取り出し、改良体の下端の深さで模型杭を切断し、改良体の破壊状況を X 線 CT スキャンにより観察した。図 A.4 は、杭-改良体の鉛直断面を示している。押し込み側の上部および引抜き側の下部で、改良体が杭から剥離している様子が確認される。しかしながら、杭から改良体が完全に剥離して、脱落することはない。また、改良体の上部には水平方向にひび割れが発生している様子がわかる。杭頭付近に過大な軸直角方向力が発生することによって、改良体が曲げ破壊を引き起こしたと推察される。しかしながら、このように改良体が破壊しても横抵抗は減少しない (図-4.15 参照)。

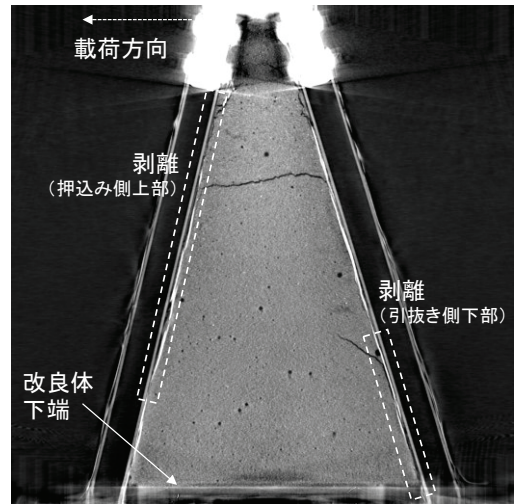


図 A.4 X線CTスキャンによる水平載荷後の杭-改良体の観察 (G-05)

A.3 改良体の深さと軸力分担率の関係

図 A.5 は、遠心模型実験および大型模型実験によって実施された改良体の深さの異なる実験ケース (C-02, C-05, C-06 および G-05) の改良体下端付近での軸力分担率と改良体の深さの関係を示している。ただし、改良体の深さは各実験の無改良ケース (C-01 および G-04) での押し込み杭の最大曲げモーメント深さで標準化された値を用いている。また、軸力分担率には、載荷中に軸力分担率がほぼ一定となった区間の平均的な値を用いた。

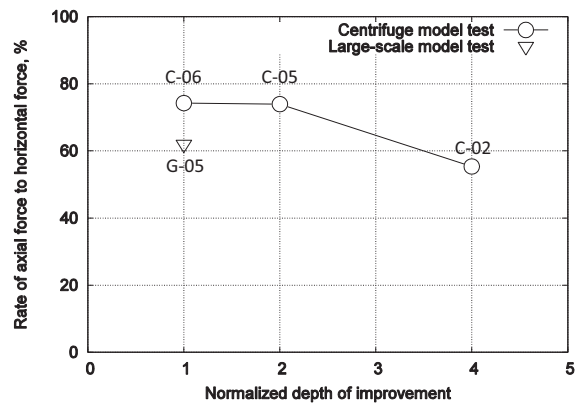


図 A.5 改良体の深さと軸力分担率の関係、横軸は最大曲げモーメント深さで標準化

付録B

5. 杭間改良された組杭の横抵抗評価手法で示された手法に基づいて、仮想の断面について照査を行った。本照査例では、仮想の断面を用いて照査の流れや設計時の考え方の例を示すことを目的としており、簡単のため部分係数を全て1.0として計算を行った。図B.1は本断面の概略図を示している。表B.1は、本断面の条件一覧である。本断面では、N値15、層厚30mの均質な飽和砂地盤に組杭が設置されている。杭下端の深さ30mより以深はN値50の支持地盤とした。このとき、軸方向抵抗力のみを考慮した設計手法の場合、表B.1に示される諸元の杭では約2000kNの水平力に抵抗することができる。ここで、水平力は押し込み杭の先端抵抗力 (R_p) および両杭の周面抵抗力 (R_f) の和の水平成分であり、 R_p および R_f は以下の式で計算される (日本港湾協会, 2007a)。

$$R_p = 300 \cdot N \cdot A_p \tag{B.1}$$

$$R_f = 2 \cdot N_2 \cdot A_s \tag{B.2}$$

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \tag{B.3}$$

ここに、

A_p : 杭の有効断面積 (m²)

A_s : 周面抵抗が働く部分の杭の周面積 (m²)

N_1 : 杭先端位置でのN値

N_2 : 杭先端より上方へ杭直径の4倍までの範囲のN値。

ここで、耐震強化や岸壁増深等を理由に、例えば1.2倍に増大する水平力に抵抗するため、杭間改良を実施するとして、組杭および改良体にそれぞれ必要な照査を行う。増大した水平力は、2400kN (=2000kN×1.2) である。ただし、図B.1の点線で示されるように杭頭を含む組杭の上部を矩形型に改良するものとする。

図B.2は、改良体の深さと改良体以深の杭が発揮する軸方向抵抗力の関係を示している。改良体の深さが増大すると、周面抵抗を發揮できる杭周面積が減少するため、改良体以深の杭が発揮できる軸方向抵抗力は減少する。ここで、軸力分担率を0.55、すなわち改良体以深の杭が負担する水平力が全体の水平力の55%と仮定すると、1320kN (=2400kN×0.55) の水平力に対して改良体以深の杭が抵抗しなければならない。このとき、1320kNの水平力に対して十分な杭の軸方向抵抗力を得るためには、図B.2より改良体下端が約12.5mより浅い位置となる必要がある。

次に、杭間改良を深い基礎と仮定して性能照査を行う。深い基礎の性能照査は、深い基礎に鉛直力や水平力が作用することによって生じる地盤反力と、地盤の鉛直支持力お

よび受働土圧との比較によって調べられる (日本港湾協会, 2007b)。具体的には、以下の式によって照査される。

$$P_{pk} \geq m \cdot p_1 \tag{B.4}$$

ここに、

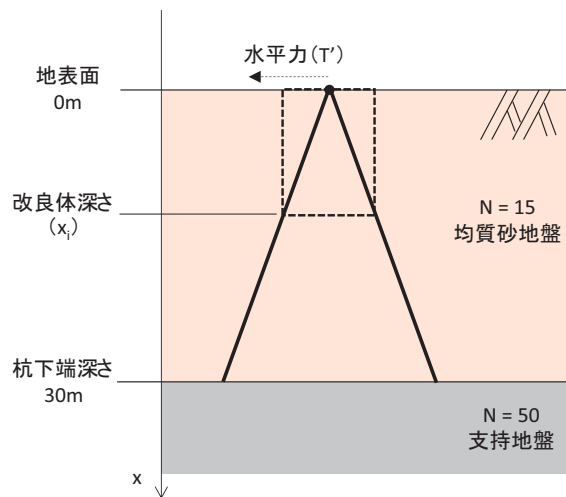
P_{pk} : 深さ h_{max} における受働土圧の特性値 (kN/m²)。ただし、 h_{max} は水平地盤反力が最大となる深さ (m)

p_1 : 基礎側面に作用する水平地盤反力の最大値 (kN/m²)

m : 調整係数。

図B.3は、改良体の深さと式(B.4)の両辺の比 (mp_1/P_{pk}) の関係を示している。表B.2は、式(B.4)の各値を計算するために用いたパラメータの一覧である。 P_{pk} および p_1 の計算方法は、日本港湾協会 (2007c) および日本港湾協会 (2007b) をそれぞれ参照されたい。 mp_1/P_{pk} が1.0を下回るとき式(B.4)を満たすことから、改良体部分の照査により改良体下端位置は深さ10m以下である必要があることがわかる。前述の通り、改良体以深の杭の軸方向抵抗力の照査では、改良体下端位置が12.5m以上であったことから、改良体部分の照査と併せて、改良体下端位置は、10~12.5mとする必要がある。ここで、改良体層厚が小さいほど、地盤改良のコストを抑えられることから、改良体下端位置を10mと決定することができる。

今回の照査例では、杭頭に水平力のみを作用させたが、水平震度やクレーン荷重による鉛直力等を作用させる場合にも同様の照査が可能であると考えられる。



図B.1 仮想断面の概略図

表 B.1 仮想断面の杭，地盤，荷重の条件一覧

パラメータ	記号	単位	値
杭	引張強さ	—	N/mm ² ≥400
	直径	—	m 1.1
	肉厚	—	m 0.011
	長さ	—	m 31.1
	傾斜角	θ	度 15
	閉塞率	—	— 0.13
	地盤	N 値	N ₂
深さ 30m 以浅			
N 値		N ₁	— 50
荷重	既設杭設計時の作用水平力	T	kN 2000
	改良設計時の作用水平力	T'	kN 2400
	T' と T の比 (T'/T)	α	— 1.2
	軸力分担率	ρ	— 0.55

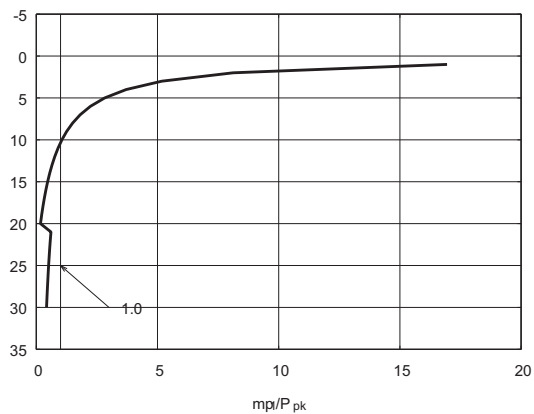


図 B.3 改良体の深さと mp_1/P_{pk} の関係，横軸は受働土圧と水平地盤反力の比を示す．1.0 を下回るとき改良体が安定する．

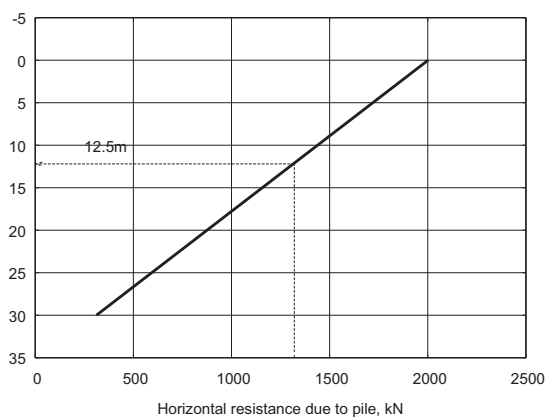


図 B.2 改良体の深さと改良体以深の杭が發揮する軸方向抵抗力の関係

表 B.2 改良体部分の照査に用いるパラメータの一覧

パラメータ	記号	単位	値	
For p_1	地表面位置に作用する鉛直力	N_0	kN	0
	地表面から上の構造物の構造に作用する水平力	P_0	kN	改良体深さの関数
	P_0 による地表面におけるモーメント	M_0	kN・m	0
	単位深さあたりの基礎の自重	w_1	kN/m	改良体深さの関数
	根入れ深さ	l	m	改良体深さの関数
	底面積	A	m ²	改良体深さの関数
	基礎の幅（水平力に平行な方向の幅）	$2a$	m	改良体深さの関数
	基礎の幅（水平力に直交する方向の幅）	$2b$	m	2.2
	$K' = K_2/K_1$	K'	—	1
	鉛直方向の地盤反力係数の深さ方向の増加率	K_1	kN/m ⁴	K_2 と同じ
	水平方向の地盤反力係数の深さ方向の増加率	K_2	kN/m ⁴	K_1 と同じ
	水平震度	k	—	0
	底面形状によって決まる定数	α_f	—	1
	調整係数	m	—	1.1
	改良体の水中単位体積重量	γ_c	kN/m ³	5.4
	For P_{pk}	基礎の最小幅	B	m
基礎の根入れ長		D	m	改良体深さの関数
基礎底面から下の地盤の水中単位体積重量		γ_l	kN/m ³	7.3
基礎底面から上の地盤の水中単体体積重量		γ_u	kN/m ³	7.3
支持力係数の特性値		N_{qk}	—	33.3
支持力係数の特性値		$N_{\gamma k}$	—	37.2
地盤のせん断抵抗角の特性値		ϕ_k	度	35
形状係数		β_1	—	改良体深さの関数
基礎底面と砂質土との摩擦係数の特性値		μ_k	—	0.43
地盤層厚		h	m	改良体深さの関数
壁面が鉛直と成す角		ψ	度	0
地表面が水平と成す角		β_2	度	0
壁面摩擦角		δ	度	20
				(ただし、主働土圧係数の特性値を求めるときは0とした)

港湾空港技術研究所報告 第56巻第3号

2017.9

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/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2017) 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。