共同研究報告書 第509号 場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化に関する共同研究報告書〔その2〕 令和元年十一月 国立研究開発法人 土木研究所

共同研究報告書

整理番号第５０９号

# 場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化に関する共同研究報告書

## 〔その２（オールケーシング工法の施工管理装置の検討及び杭列数によるリダンダンシーを考慮した耐震信頼性設計法）〕

令和元年１１月

国立研究開発法人　土木研究所
学校法人　早稲田大学
一般社団法人　日本基礎建設協会

Copyright © (2019) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木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、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木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。

共同研究報告書
第509号2019年11月

# 場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化に関する共同研究報告書

## 〔その２（オールケーシング工法の施工管理装置の検討及び杭列数によるリダンダンシーを考慮した耐震信頼性設計法）〕


| | | |
|---|---|---|
| 国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター | 耐震研究監 | 桐山孝晴 |
| 国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ | 上席研究員 | 七澤利明※1 |
| 国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ | 研究員 | 飯島翔一 |
| 国立研究開発法人土木研究所　構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ | 交流研究員 | 今　広人※2 |
| 学校法人 早稲田大学　創造理工学部　社会環境工学科 | 教授 | 秋山充良 |
| 一般社団法人 日本基礎建設協会 | 技術委員 | 矢田哲也 |
| 一般社団法人 日本基礎建設協会 | 技術委員 | 飯田　努 |
| 一般社団法人 日本基礎建設協会 | 技術委員 | 荻田成也 |
| 一般社団法人 日本基礎建設協会 | 技術委員 | 堀川　剛 |
| 一般社団法人 日本基礎建設協会 | 技術委員 | 山田正毅 |
| 一般社団法人 日本基礎建設協会 | 技術委員 | 田中昌史 |
| 一般社団法人 日本基礎建設協会 | 技術委員 | 今井康幸 |

※1　現 国土交通省国土技術政策総合研究所　道路構造物研究部　構造・基礎研究室長
※2　現 ジャパンパイル株式会社（交流研究員在職期間：2017年4月～2019年3月）



**要旨**

場所打ち杭工法において支持層の確認は重要な施工管理項目であり、従前の支持層の確認方法では支持層の到達判断が困難となる地層構成もあることから、掘削深度、掘削速度、押込み力、トルク値等の施工データに基づく掘削抵抗の変化状況を土質データと対比させて到達判断する上では、施工管理装置は有用である。また、設計上の限界状態を超える応答が生じたとしても、即座に倒壊などの重大な事態に陥らないように配慮する構造設計の方策として、リダンダンシーの確保が重要となる。そこで、場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化を図るため、オールケーシング工法の施工管理装置の検討やリダンダンシーを考慮した耐震信頼性設計法の開発を目的とした共同研究を実施した。本文は平成29年度から平成30年度に実施した検討の結果をまとめたものである。


**キーワード：場所打ち杭、支持層確認、施工管理装置、リダンダンシー、部分係数設計法**

# 場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化に関する共同研究報告書
## 〔その２　オールケーシング工法の施工管理装置の検討及び杭列数によるリダンダンシーを考慮した耐震信頼性設計法〕

目　　次


PAGE

１．まえがき ..... 1

２．オールケーシング工法における支持層確認に関する施工管理装置の検討 ..... 4
２．１　はじめに ..... 4
２．２　これまでの支持層確認方法とその課題について ..... 4
２．３　オールケーシング工法施工管理装置について ..... 9
２．３．１　施工管理装置の概要と使用機材 ..... 9
２．３．２　場所打ち杭施工管理システムソフト ..... 10
２．４　オールケーシング工法施工管理装置の実証試験 ..... 12
２．４．１　概要 ..... 12
２．４．２　大阪府での実証試験例 ..... 12
２．４．３　秋田県での実証試験例 ..... 17
２．４．４　実証試験結果の考察 ..... 31
２．５　まとめ ..... 31

３．杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法について ..... 32
３．１　はじめに ..... 32
３．２　既往の研究 ..... 33
３．２．１　概説 ..... 33
３．２．２　リダンダンシーの定義 ..... 33
３．２．３　リダンダンシーの定量化 ..... 34
３．２．４　リダンダンシーを考慮した構造設計法 ..... 37
３．２．５　信頼性設計法 ..... 38
３．２．６　本研究で提案する耐震信頼性設計法の位置づけ ..... 39
３．３　リダンダンシーを考慮した橋梁杭基礎の耐震信頼性設計法の提案 ..... 42
３．３．１　概説 ..... 42
３．３．２　限界状態の定義 ..... 42
３．３．３　レベル２信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法 ..... 43
３．３．４　レベル１信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法 ..... 45
３．４　提案する耐震設計法を用いたケーススタディ ..... 49

３．４．１　概説 ..... 49
３．４．２　解析対象橋梁 ..... 49
３．４．３　解析モデル ..... 49
３．４．４　動的解析法 ..... 53
３．４．５　入力地震動 ..... 56
３．４．６　不確定性の評価 ..... 56
３．４．７　解析結果 ..... 57
３．５　まとめ ..... 100

４．　まとめ ..... 102

参考文献 ..... 103

## １．まえがき

場所打ち杭工法とは、現場において掘削した孔の中に、鉄筋コンクリート杭体を築造する工法である。道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 [1]に規定される場所打ち杭工法には、オールケーシング工法、リバースサーキュレーション工法、アースドリル工法の 3 工法がある。場所打ち杭工法の 3 工法は、機械による水中掘削、鉄筋かごの建込み、水中コンクリート打込みなど基本的事項に関しては同じ特徴をもっているが、掘削方法や孔壁の安定機構等の詳細な事項に関しては違いがある。道路橋基礎に用いた場所打ち杭工法として、リバースサーキュレーション工法及びアースドリル工法の適用実績がほとんどない [2]ことから、本研究ではオールケーシング工法を対象とすることとした。オールケーシング工法は、杭の全長にわたりケーシングチューブを回転・圧入しながら、ケーシングチューブ内の土砂をハンマグラブで掘削・排土する。掘削完了後、鉄筋かごを掘削した孔内に建込み、トレミーを用いてコンクリートを打込みながらケーシングチューブを引抜き、杭を築造する。

杭基礎においては、構造物に沈下、傾斜が生じた不具合事例の分析 [3]から、確実に支持層に根入れすることが肝要であり、施工時における支持層の確認が施工管理として重要となる。オールケーシング工法における支持層の確認は、一般にハンマグラブにより掘削した土の土質と深度を、設計図書や土質調査資料及び試験杭で採取した土質試料と対比して行う。しかし、深さ方向に風化程度が異なる岩盤や、支持層と支持層より浅い地層の土質が類似している場合には、視覚や触覚といったこれまでの支持層の確認では支持層の到達判断が困難な場合もあり、施工時のケーシングチューブに作用させる押込み力を一定にして掘削速度（掘削深度、掘削時間）や掘削抵抗（回転トルク）を測定し、掘削抵抗の変化と掘削土の状況から総合的に判断するのがよいとされている [4]。これまで掘削深度、掘削速度、押込み力、トルク値等の施工データを表示・記録し、これらの施工データから掘削抵抗の変化状況を土質データと対比させて表示する機能を有する施工管理装置はあるものの、汎用性の観点では課題があり、様々な掘削機に対応できる汎用的な施工管理装置の開発と実施工における適用性の検証が望まれている。

これまでの橋梁構造の設計では、様々な安全側の配慮がなされており、仮に設計地震力を超える作用を受けても直ちに倒壊などの重大な被害が生じる可能性は小さい。しかしながら、地震動あるいは橋梁構造の応答や耐力の評価には、依然として非常に大きな不確定性が介在することは避けられず、橋梁構造が大きな地震力を受け、設計で想定する限界状態を超えることへの配慮、あるいは超えた後に引き起こされる影響度への配慮が必要である。危機耐性（ある特定の地震動や津波に対して構造物の安全性を満足させることに加え、それ以上の作用を受けたとしても過酷事故に至るような事態を回避する性能）やレジリエンス（何らかの理由により、設計で想定している限界状態を橋梁構造が満足できなくなり、機能低下が生じたときにも、早期に復旧できる能力）を有する橋梁構造の設計法の開発は途上であり、今後も様々な観点から検討される必要はある。このような配慮を構造設計で行う一つの方策は、リダンダンシー（ある一部の機能が損傷しても全体としての機能を維持する性質）の確保であるが、その重要性は認識されながらも、構造設計において、これらが陽に考慮されることはほとんどないのが現状である。

そこで、国立研究開発法人土木研究所、学校法人早稲田大学及び一般社団法人日本基礎建設協会は、場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化を図ることを目的とした共同研究を平成 28 年度から平成 30 年度に実施した。

本報告書は、主として平成 29 年度から平成 30 年度に実施した共同研究の内容について、まとめたものである。各章の内容について以下に示す。

2 章では、新たに開発したオールケーシング工法の施工管理装置の仕組み等を示すとともに、施工現場において実証試験を行った結果を示し、実務においての適用性の検証を行う。

3 章では、構造物が有するリダンダンシーの違いを考慮できる設計法の一端として、レベル 2 地震動を受ける道路橋杭基礎（場所打ち杭）を対象とし、杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法の開発を試みた。杭列数を 2 列・3 列・4 列杭と変化させてリダンダンシーの違いを検討し、信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法を提案する。

4 章では、本報告書のまとめについて示す。

なお、平成 28 年度に実施した共同研究の内容は、共同研究報告書第 497 号：場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化に関する共同研究報告書〔その 1（スパイラル鉄筋を用いた場所打ち杭の載荷試験結果）〕を参照されたい。

**研究体制**

表に平成29～30年度の共同研究担当者名簿を示す。

研　究　細　目：　①施工管理装置の開発　②施工管理装置の実証試験　③実証試験結果の整理
④杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法

| 所　属　名 | 氏　名 | 役　職　名 | 研究細目 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | ① | ② | ③ | ④ |
| 国立研究開発法人　土木研究所 | 桐　山　孝　晴 | 構造物メンテナンス研究センター<br>耐震研究監 | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 七　澤　利　明 | 構造物メンテナンス研究センター<br>橋梁構造研究グループ　上席研究員※1 | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 飯　島　翔　一 | 構造物メンテナンス研究センター<br>橋梁構造研究グループ　研究員 | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 今　　広　人 | 構造物メンテナンス研究センター<br>橋梁構造研究グループ　交流研究員※2 | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| 学校法人　早稲田大学 | 秋　山　充　良 | 創造理工学部　社会環境工学科　教授 | ○ | ○ | ○ | ◎ |
| 一般社団法人　日本基礎建設協会 | 矢　田　哲　也 | 技術委員 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |
| | 飯　田　　努 | 技術委員 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |
| | 荻　田　成　也 | 技術委員 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |
| | 堀　川　　剛 | 技術委員 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |
| | 山　田　正　毅 | 技術委員 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |
| | 田　中　昌　史 | 技術委員 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |
| | 今　井　康　幸 | 技術委員 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |

※1　現 国土交通省国土技術政策総合研究所　道路構造物研究部　構造・基礎研究室長
※2　現 ジャパンパイル株式会社（交流研究員在職期間：2017年4月～2019年3月）

## ２．オールケーシング工法における支持層確認に関する施工管理装置の検討

### ２．１　はじめに

杭基礎においては、構造物に沈下、傾斜を生じさせないためにも、確実に支持層に根入れすることが肝要であり、施工時における支持層の確認が施工管理として重要となる。道路橋基礎としての施工実績が多いオールケーシング工法における支持層の確認は、一般にハンマグラブにより掘削した土の土質と深度を、設計図書や土質調査資料および試験杭で採取した土質試料と対比して行う。しかし、深さ方向に風化程度が異なる岩盤や、支持層と支持層より浅い地層の土質が類似している場合には、視覚や触覚といったこれまでの定性的な支持層の確認方法では支持層の到達判断が困難な場合もあり、施工時のケーシングチューブに作用させる押込み力を一定にして掘削速度（掘削深度、掘削時間）や掘削抵抗（回転トルク）を測定し、掘削抵抗の変化と掘削土の状況から総合的に判断するのがよいとされている[4)]。

これまで掘削深度、掘削速度、押込み力、トルク値等の施工データを表示・記録し、これらの施工データから掘削抵抗の変化状況を土質データと対比させて表示する機能を有する施工管理装置はあるものの、汎用性の観点では課題があり、様々な掘削機に対応できる汎用的な施工管理装置の開発と実施工における適用性の検証が望まれている。

そこで、本研究ではオールケーシング工法を対象とした杭1本毎の施工データを自動記録できる汎用性の高い施工管理装置を開発し、その装置を用いて実現場にて施工性試験を行い、支持層の確認方法としての適用性を検証することを目的とする。

### ２．２　これまでの支持層確認方法とその課題について

これまでのオールケーシング工法の支持層確認方法は、掘削した土砂を地上に排土することから、一般にハンマグラブにより掘削した土の土質と深度を、設計図書や土質調査資料および試験杭で採取した土質試料と対比することで行われていた。一方で、従来からの支持層確認方法を実施したものの、橋台が沈下する不具合事例が報告されており[5)]、これは**図 2.2.1** に示すように当初の推定支持層に比べて、再度調査結果の推定支持層が深い位置にあったため、海側の杭が支持層に到達していなかったことが要因と考えられる。また、当該支持層は**図 2.2.2** に示すようにN値が深度方向に漸増し、風化の程度のみが異なる風化岩であったため、視覚や触覚といったこれまでの定性的な支持層確認方法では支持層の到達判断が困難な場合があることが示された。

この不具合事例を踏まえて、「場所打ちコンクリート杭施工指針・同解説　オールケーシング工法（土木）」[6)]では、支持層の到達判断が困難な場合の対応について、「支持層の判定には、掘削深度や掘削速度、押込み力、トルク値などの施工データを測定して掘削抵抗の変化状況や掘削土の状況から支持層判定の指標を定める方法など、地盤の抵抗を定量的に捉え、力学的にも説明性を有する方法を用いるのがよい」としている。さらに、文献6では掘削区間ごとの機械の押込み力、機械の回転速度の設定値を一定にし、測定される圧入時間（ジャッキのストロークごとの押込み時間）と掘削抵抗（トルク値）の計算値（積算トルク値＝トルク値×圧入時間）をグラフ化し、その変化状況とボーリングデータを比較することで支持層を判定する方法の詳細（**表 2.2.1**）と、施工記録例（**図 2.2.3**）を示している。

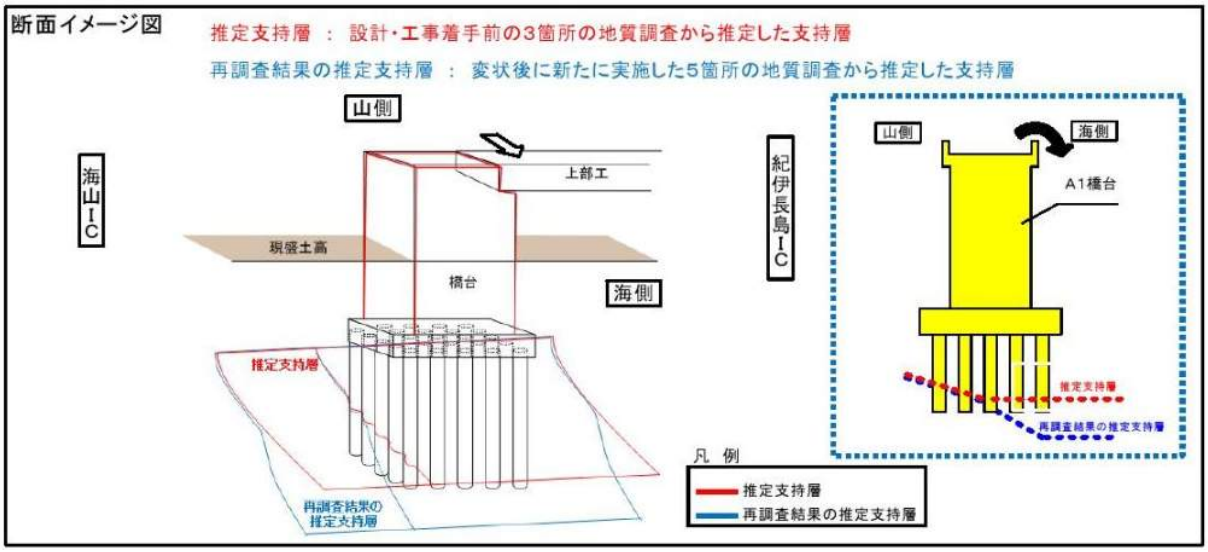



図 2.2.1　赤羽川橋 A1 橋台の沈下事例[5)]

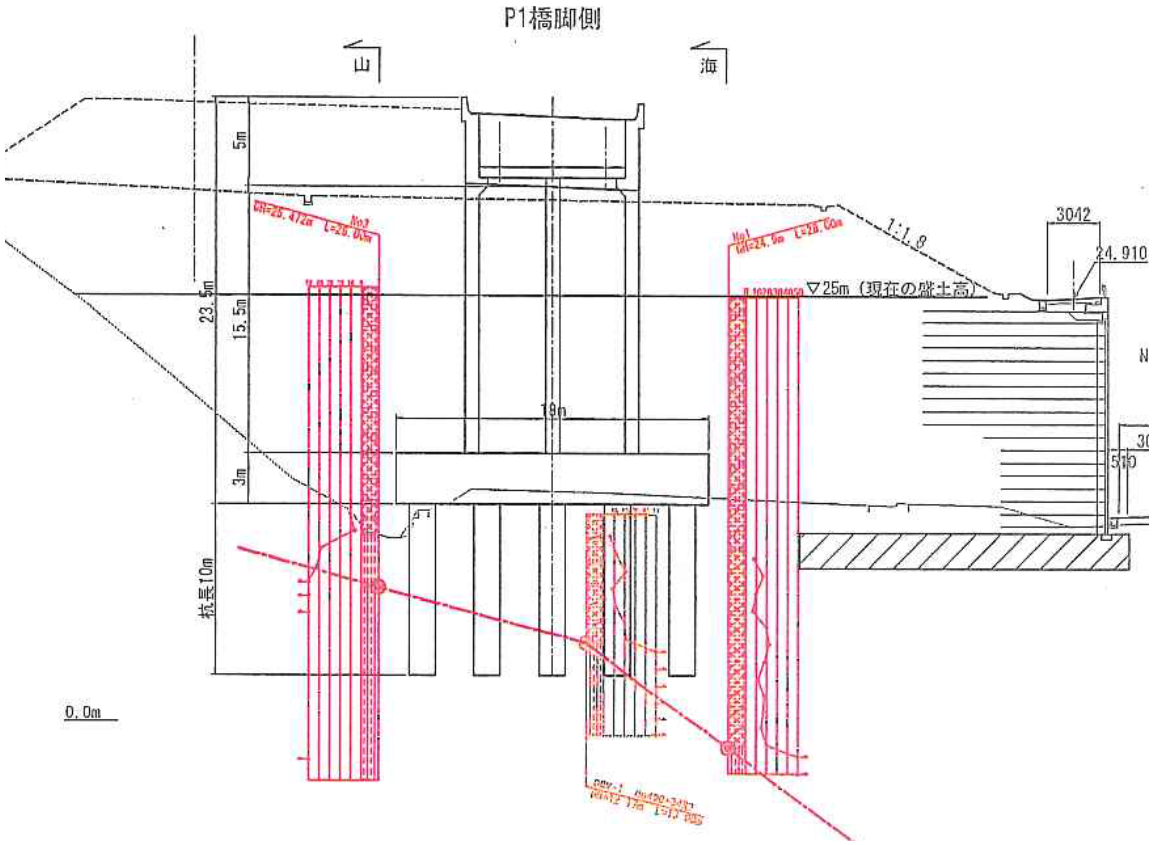



図 2.2.2　赤羽川橋 A1 橋台の設計時の土質調査と追加した土質調査[5)]

表 2.2.1　支持層を判定する方法の詳細について[6)]

【試験杭】

1）押込み力の設定方法

積算トルク値の変化状況によって支持層位置を推定するためには，機械の押込み力を一定に保ちながら掘削することが基本となる。機械の押込み力は，掘削機のジャッキの圧力を0に設定し，掘削機重量とケーシング重量の合計となる。なお，地盤の状況によって掘削が困難になった場合は，ジャッキの圧力を上げて，機械の押込み力を段階的に設定することが可能である。ただし，支持層付近で積算トルク値の変化状況が重要となる区間では，押込み力は一定を保つことを標準とする。ここで，本杭で設定する土質に応じた最適な押込み力は試験杭において定めておくのがよい。

2）積算トルク値による支持層の判定方法

**図2.2.3**に示すように機械の押込み力一定のもとで掘削深度0.5m毎の平均トルク値と圧入時間を測定し，積算トルク値（トルク値×圧入時間）のグラフを作成する。グラフより，積算トルク値（トルク値×圧入時間）が急激に上昇した位置から支持層の位置を判断する。ここで，ハンマグラブのつかみ量を参考に総合的に判断するのがよい。

試験杭で得られた支持層の判定指標は，支持層付近の土質データによる支持層位置とグラフによる支持層位置（積算トルク値が急増する変化点など）が同じ位置であることを確認した上で，本杭に適用することが可能となる。

試験杭によって得られたデータが明らかにボーリングのデータと異なる場合は，監督官に報告し対策を協議する。

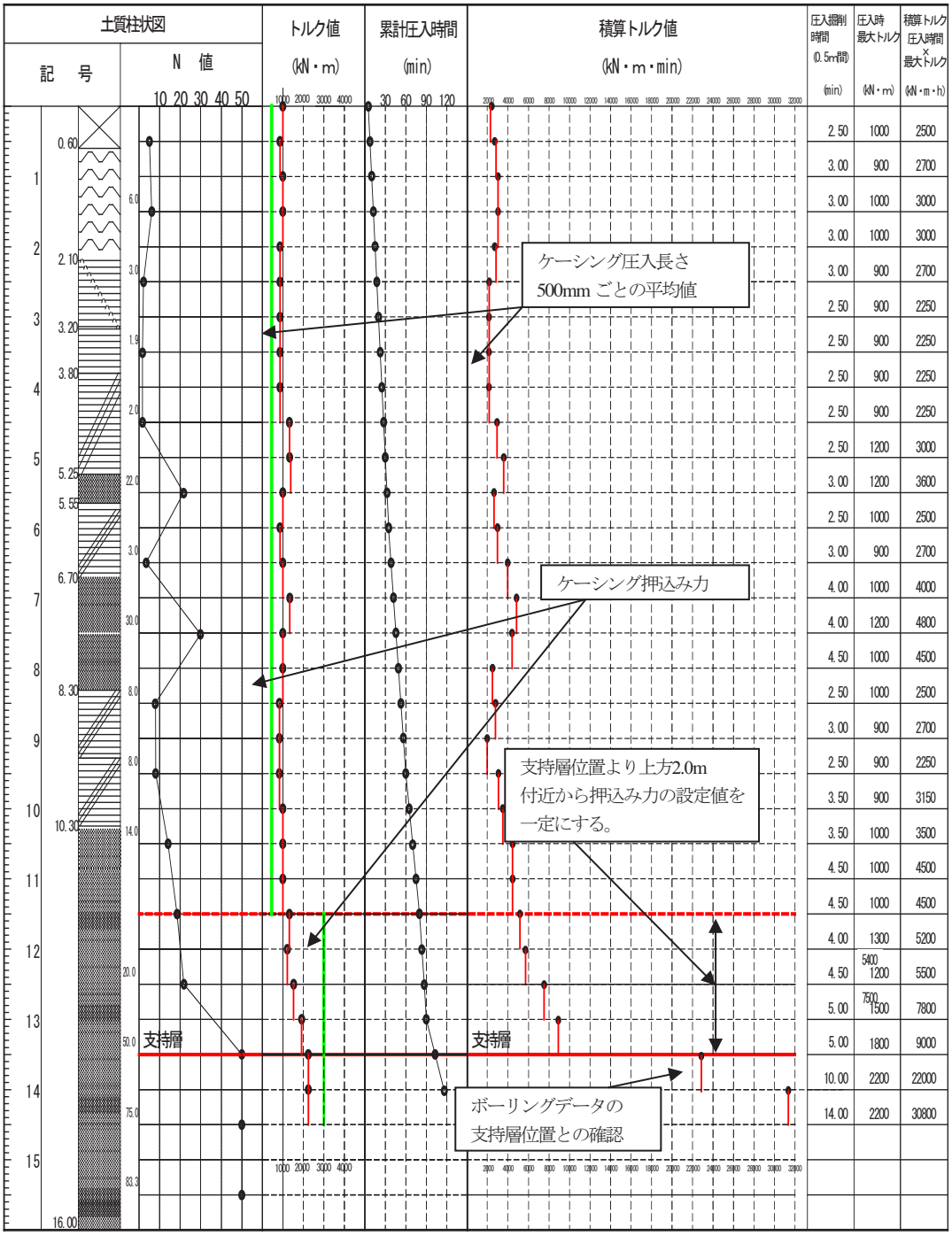
なお，掘削速度，掘削深度，押込み力，トルク値などの施工データを表示・記録し，これら施工データから掘削抵抗の変化状況を土質データと対比させて表示する機能を有した施工管理装置もある。

【本杭】

本杭の施工では，試験杭で定めた方法により，支持層を確認する。

本杭施工は，試験杭と同様にトルク値，圧入時間，積算トルク値のグラフを作成しトルク値が上昇した位置も記録し，試験杭のデータと比較して，試験杭で定めた指標により支持層の位置を判断する。

ただし，試験杭で定めた指標と明らかに異なり，支持層の位置や設計上の判断が難しい場合には，想定される支持層の傾斜などの地盤条件や掘削時間，トルク値などの施工記録，データを踏まえ必要に応じて監督官と協議の上，追加ボーリングなどの対策を検討するのが良い。




| 圧入掘削時間 (0.5m間) (min) | 圧入時最大トルク (kN・m) | 積算トルク 圧入時間 × 最大トルク (kN・m・h) |
|---|---|---|
| 2.50 | 1000 | 2500 |
| 3.00 | 900 | 2700 |
| 3.00 | 1000 | 3000 |
| 3.00 | 1000 | 3000 |
| 3.00 | 900 | 2700 |
| 2.50 | 900 | 2250 |
| 2.50 | 900 | 2250 |
| 2.50 | 900 | 2250 |
| 2.50 | 900 | 2250 |
| 2.50 | 1200 | 3000 |
| 3.00 | 1200 | 3600 |
| 2.50 | 1000 | 2500 |
| 3.00 | 900 | 2700 |
| 4.00 | 1000 | 4000 |
| 4.00 | 1200 | 4800 |
| 4.50 | 1000 | 4500 |
| 2.50 | 1000 | 2500 |
| 3.00 | 900 | 2700 |
| 2.50 | 900 | 2250 |
| 3.50 | 900 | 3150 |
| 3.50 | 1000 | 3500 |
| 4.50 | 1000 | 4500 |
| 4.50 | 1000 | 4500 |
| 4.00 | 1300 | 5200 |
| 4.50 | 5400 1200 | 5500 |
| 5.00 | 7500 1500 | 7800 |
| 5.00 | 1800 | 9000 |
| 10.00 | 2200 | 22000 |
| 14.00 | 2200 | 30800 |

計測内容　　トルク値　：ジャッキストローク（500mm）区間の平均トルク値

圧入時間　：ジャッキストローク（500mm）区間の押込み時間

押込み力　：地盤に応じた押込み力、試験杭で掘削方法（最適押込み力等）を決める

**図 2.2.3　施工記録例**

**図 2.2.3** に示す施工記録は、掘削速度、掘削深度、押込み力、トルク値などの表示される施工データを確認してマニュアル（人力）で記録するため、非常に煩雑となり、記録漏れの恐れもある。また、支持層付近での積算トルク値の変化状況が重要となる区間で、押込み力を一定に保って掘削することは、支持層の硬さの状況やオペレーターの技量により不確実性がある。

そこで、文献 6 ではこれら施工データを自動記録する施工管理装置について紹介をしているものの、実施工にて施工管理装置の適用性を検証した事例は少なく、支持層確認の方法としての信頼性も把握できていないのが現状である。

## ２．３　オールケーシング工法施工管理装置について

### ２．３．１　施工管理装置の概要と使用機材

オールケーシング工法施工管理装置（以後、本装置）は、オールケーシング工法で用いる回転式掘削機を作動操作する油圧コントロールユニットからの電気信号をアナログからデジタルに変換し、有線もしくは無線にてパソコンに信号を送るユニット（AD 変換無線ユニット）と汎用パソコンにインストールされた「場所打ち杭施工管理システムソフト」にて構成される。

油圧コントロールユニットは、ケーシングチャックの開閉、ケーシング正転・逆転、ケーシング押込み・引抜き、高・低速回転、変位の信号をアナログで発信しており、これらの信号を AD 変換無線ユニットによりデジタル信号に変換して、有線では USB 接続にて、無線では Bluetooth 接続にて、「場所打ち杭施工管理システムソフト」をインストールした汎用パソコンに信号データを集積する。汎用パソコンは Windows10 のソフトウェア対応の市販されているものを用いる。

**図 2.3.1** に本装置のシステム概要図を、**写真 2.3.1** に本装置を構成する機材を示す。

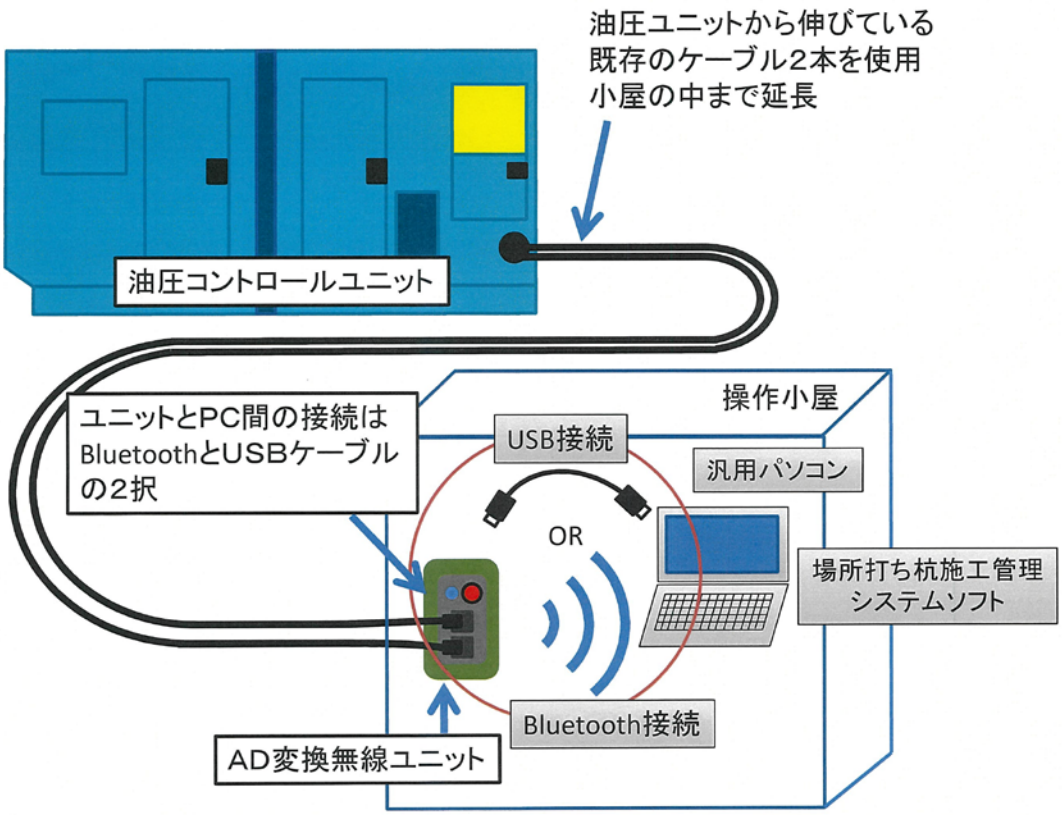



図 2.3.1　本装置のシステム概要図




写真 2.3.1　本装置を構成する機材

## ２．３．２　場所打ち杭施工管理システムソフト

場所打ち杭施工管理システムソフトは、杭 1 本毎の施工データ（掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度等）を時系列にて自動記録しながらグラフ化する。掘削施工時には、ケーシングチャックが閉じた時のみ変位計による信号を取込む仕組みであるため、ケーシング先端深度の位置関係が明確になり、その都度の上載荷重、掘削トルクを計測し、10cm 平均トルク値と圧入時間を乗じた積算トルク値を算出することができる。また、地盤条件として当該地盤の土質区分、N 値のデータを深度毎に事前に入力できるので、得られた積算トルク値との対比も容易となった。さらにコンクリート打設時に記帳したミキサー車毎のコンクリート打設高さやトレミー下端位置の記録を事後に入力することで、杭施工管理の一連の帳票データを作成することが可能となり、施工報告書作成の省力化にもつながるものと考えられる。

杭 1 本毎の支持層を判定する方法としては、**表 2.2.1** に示す内容を基本とするが、近接ボーリング調査で行った試験杭掘削時の積算トルク値と本杭で得られた積算トルク値の対比によって総合的に判断することが望ましい。

**図 2.3.2** に本装置のシステムメイン画面を、**図 2.3.3** に本装置の施工記録例を示す。

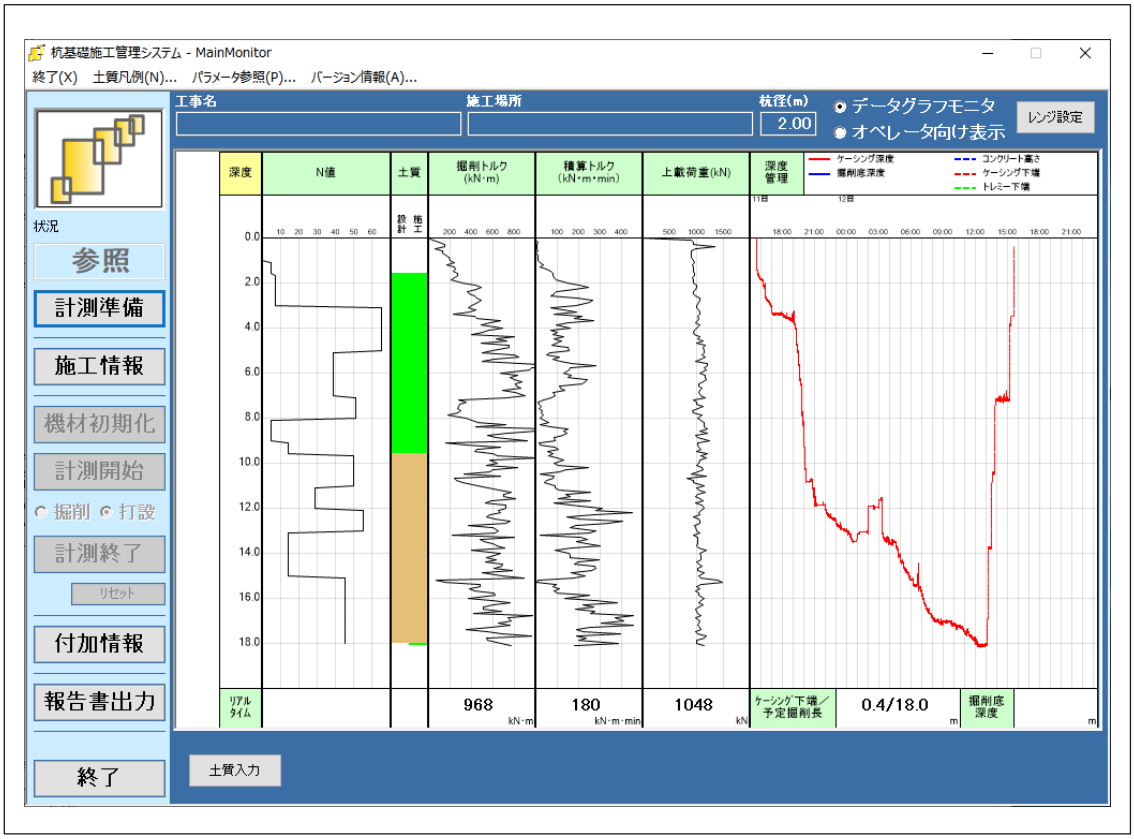



図 2.3.2　本装置のシステムメイン画面

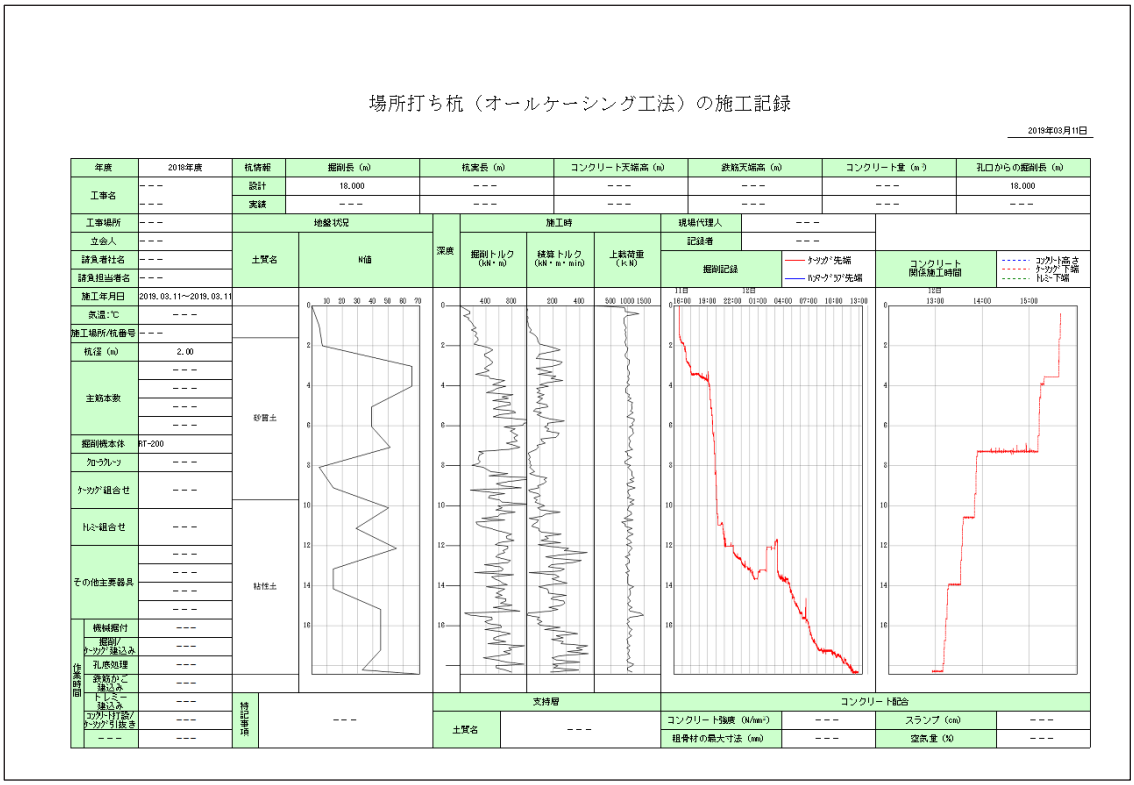



図 2.3.3　本装置の施工記録例

## ２．４　オールケーシング工法施工管理装置の実証試験

### ２．４．１　概要

実地盤においてオールケーシング工法で用いる回転式掘削機に本装置を搭載し、掘削時の施工データ（掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度）を自動記録するとともに、場所打ち杭施工管理システムソフトにより、土質柱状図の N 値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで支持層への到達判断が可能であるかを確認する。実証試験は地盤条件が異なる大阪府および秋田県の 2 現場で実施した。

### ２．４．２　大阪府での実証試験例

大阪府で実施した実証試験の概要を以下に示す。

（1）概要

日時　　：　2018 年 8 月 3 日

場所　　：　大阪府豊能郡町木台 578-6（植田基工㈱豊能機材センター内）

実証試験場所を**図 2.4.1**、現場平面図を**図 2.4.2** に示す。

掘削機　：　日本車輌製造（株）　RT-200H

地盤条件：　風化岩（支持層）

杭仕様　：　杭径 1500mm　掘削長 10.0m

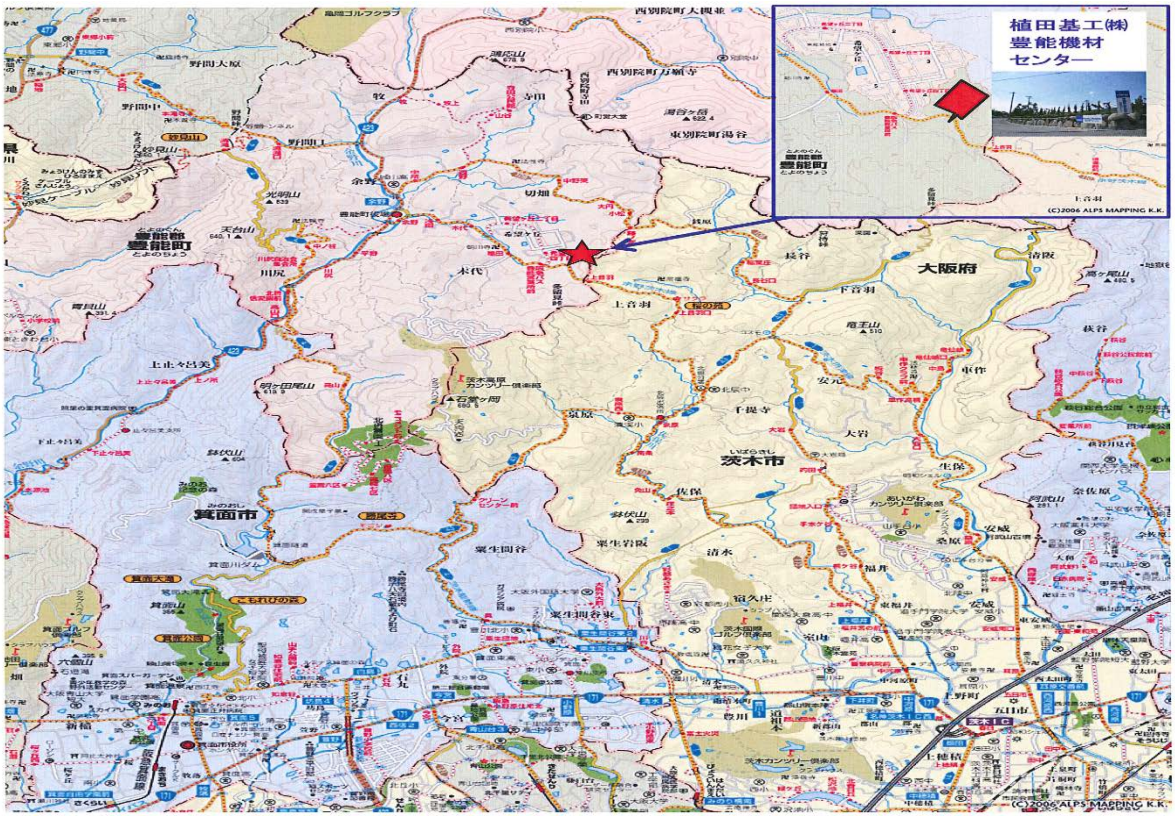



図 2.4.1　実証試験場所

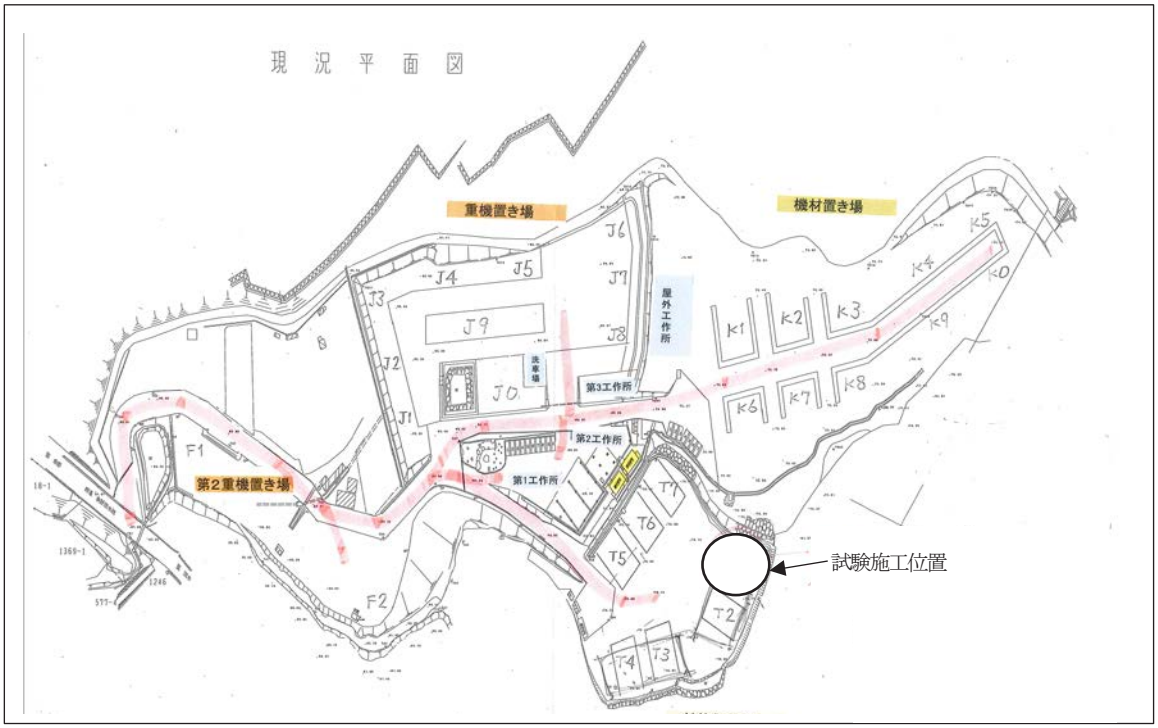



図 2.4.2　現場平面図

（2）地盤概要

地層断面図を**図** 2.4.3 に、土質柱状図を**図** 2.4.4 に示す。当該地盤はボーリング孔口標高から 1.5m 以深より N 値 50 を大きく超える風化岩が出現し、15m まで深度方向に安定して連続することが確認され、N 値（当該地盤では換算 N 値）が深度方向に漸増し、風化の程度のみが異なる地盤構成である。掘削予定深度 10m 付近の杭先端位置での換算 N 値は 250～450（60/7～60/4）であり、良好な支持層と考えられる。

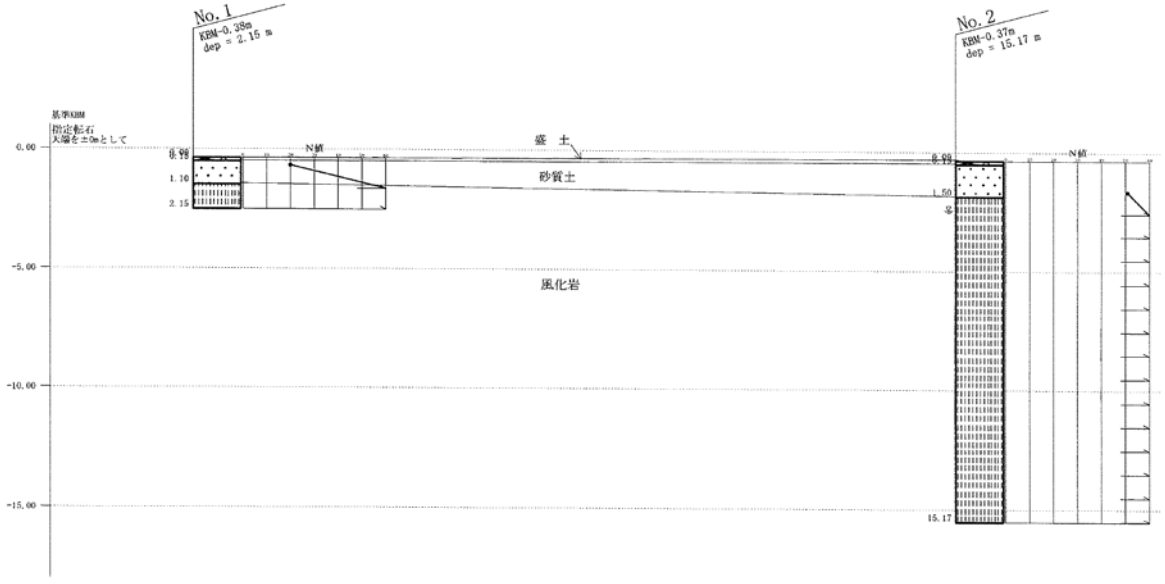



図 2.4.3　地層断面図

調　査　名　植田基工株式会社豊能機材センター

ボーリングNo 0286-2018

ボーリング番号　No. 1

シートNo 062180531-1

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 基準 KBM | 指定転石天端を±0mとして | 調査位置 | 大阪府豊能郡豊能町木代578－6 | 北緯 | |
| 発注機関 | | 調査期間 | 平成 30年 5月 31日 ～ 年 月 日 | 東経 | |
| 調査業者名 | 電話 | 主任技師 | 現場代理人 / コア鑑定者 | ボーリング責任者 | 新村 孝一 |
| 孔口標高 | KBM −0.38m | 角度 | 方向 | 地盤勾配 | 使用機種 |
| 総掘進長 | 2.15m | | | | |

| 試錐機 | DO－DLXSO | ハンマー落下用具 | 自動落下装置 |
|---|---|---|---|
| エンジン | NFD10－K | ポンプ | BG－3C |

| 標尺(m) | 標高(m) | 層厚(m) | 深度(m) | 柱状図 | 土質区分 | 色調 | 相対密度 | 相対稠度 | 記事 | 孔内水位(m)／測定月日 | 標準貫入試験 深度(m) | 10cmごとの打撃回数 0～10 | 10～20 | 20～30 | 打撃回数／貫入量(cm) | N値 0 10 20 30 40 50 60 | 原位置試験 深度(m) | 試験名および結果 | 試料採取 深度(m) | 試料番号 | 取採取方法 | 室内試験(～) | 掘進月日 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.52 | 0.15 | 0.15 | | 埋土・砂礫 | 褐灰 | | | 敷き砂利。細・中・粗砂とφ2～25mm礫。含水小 | | 0.15 | | | | | | | | | | | | |
| 1 | −1.48 | 0.95 | 1.10 | | 砂 | 茶灰 | 中位 | | 細・中・粗砂。含水小<br>小礫が点在。 | | 0.45<br>1.15 | 20 | 23 | 17/4 | 60/24 | | | | | | | | |
| 2 | −2.53 | 1.05 | 2.15 | | 風化岩 | 淡茶褐灰～灰 | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。<br>花崗閃緑岩の風化帯。<br>コア状で採取。 | | 1.39<br>2.15<br>2.15 | 貫入不能 | | | 60/0 | | | | | | | | |

備考；GL−0.50mまで無水掘り、水位認められず。それ以深は不明。

調　査　名　植田基工株式会社豊能機材センター

ボーリングNo 0286-2018

ボーリング番号　No. 2

シートNo 062180601-2

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 基準 KBM | 指定転石天端を±0mとして | 調査位置 | 大阪府豊能郡豊能町木代578－6 | 北緯 | |
| 発注機関 | | 調査期間 | 平成 30年 5月 31日 ～ 30年 6月 1日 | 東経 | |
| 調査業者名 | 電話 | 主任技師 | 現場代理人 / コア鑑定者 | ボーリング責任者 | 新村 孝一 |
| 孔口標高 | KBM −0.37m | 角度 | 方向 | 地盤勾配 | 使用機種 |
| 総掘進長 | 15.17m | | | | |

| 試錐機 | DO－DLXSO | ハンマー落下用具 | 自動落下装置 |
|---|---|---|---|
| エンジン | NFD10－K | ポンプ | BG－3C |

| 標尺(m) | 標高(m) | 層厚(m) | 深度(m) | 柱状図 | 土質区分 | 色調 | 相対密度 | 相対稠度 | 記事 | 孔内水位(m)／測定月日 | 標準貫入試験 深度(m) | 10cmごとの打撃回数 0～10 | 10～20 | 20～30 | 打撃回数／貫入量(cm) | N値 0 10 20 30 40 50 60 | 原位置試験 深度(m) | 試験名および結果 | 試料採取 深度(m) | 試料番号 | 取採取方法 | 室内試験(～) | 掘進月日 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0.52 | 0.15 | 0.15 | | 埋土・砂礫 | 茶灰 | | | 試掘。敷き砂利。細・中・粗砂とφ2～30mm礫。含水小 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | −1.87 | 1.35 | 1.50 | | 砂 | 茶灰 | 非常に密 | | 細・中・粗砂。含水小<br>小礫が点在。 | 5/31 9:00 | 1.15 | 10 | 20 | 21 | 51/30 | | | | | | | | |
| 2 | | | | | 風化岩 | 淡茶褐灰 | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 1.45<br>2.15 | 37 | 23/5 | | 60/15 | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 2.30<br>3.15 | 60/6 | | | 60/6 | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 3.21<br>4.15 | 60/5 | | | 60/5 | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 4.20<br>5.15 | 60/8 | | | 60/8 | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 5.23<br>6.15 | 60/9 | | | 60/9 | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 6.24<br>7.15 | 60/8 | | | 60/8 | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 7.23<br>8.15 | 60/5 | | | 60/5 | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 8.20<br>9.15 | 60/4 | | | 60/4 | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 9.19<br>10.15 | 60/7 | | | 60/7 | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 10.22<br>11.15 | 60/4 | | | 60/4 | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 11.19<br>12.15 | 60/4 | | | 60/4 | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 12.19<br>13.15 | 60/3 | | | 60/3 | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 13.18<br>14.15 | 60/2 | | | 60/2 | | | | | | | | |
| 15 | −15.54 | 13.67 | 15.17 | | | | | | 花崗閃緑岩の風化帯。<br>細・中・粗砂で採取。 | | 14.17<br>15.15<br>15.17 | 60/2 | | | 60/2 | | | | | | | | |

試験施工杭

図 2.4.4　土質柱状図（上段：No.1、下段：No.2）

（3）実証試験の結果

当該地盤はボーリング孔口標高から 1.5m 以深より硬い風化岩の支持層が発現することから、7m 程度まで施工前日に予め掘削を行い、その掘削した土を掘削孔に埋戻すことで、ボーリング孔口標高から 7m までは軟弱な地層となり、7m 以深から風化岩の支持層が発現する模擬地盤を作製した。これは、本装置が実地盤で適用するのが初めてであることを踏まえて、まずは支持層判断が容易な地盤条件においても土質柱状図の N 値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで支持層への到達判断が可能であるかを確認するためである。実証試験では、ケーシング接続全長を 13.5m としてボーリング孔口標高から 10m まで掘削することとした。また、データ取得は掘削完了までの施工データを記録することとした。

実地盤においても掘削時の施工データ（掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度）を本装置を用いることで問題なく自動記録し、リアルタイムでグラフ化することができた。実証試験での本装置のシステムメイン画面を**図 2.4.5** に示す。7m 付近の地層境界から掘削トルク値及び積算トルク値が急激に上昇したことが確認され、事前に入力した土質柱状図の N 値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで 7m 以深から風化岩の支持層への到達判断がリアルタイムに可能であった。なお、掘削機のオペレーターの技量による積算トルク値の不確実性が懸念されていたが、掘削機による多大な押込み力を発生させずに、上載荷重が概ね一定の条件で施工されたことが確認できる。さらに、ケーシング深度グラフから、支持層に到達したのちに掘削速度が遅くなっているものの、支持層区間ではほぼ一定の速度で掘削され、支持層が硬いためにケーシングを複数回上下動したことも反映できた。

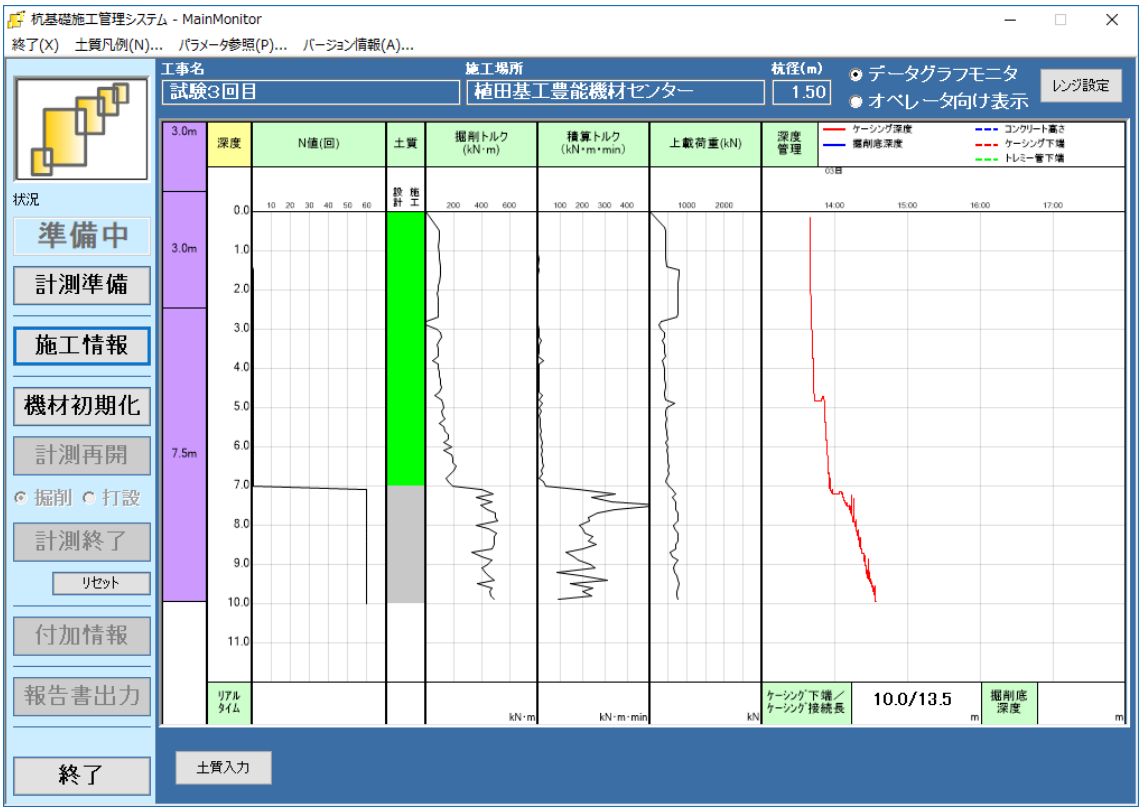



図 2.4.5　実証試験での本装置のシステムメイン画面

（4）実証試験状況の写真



写 2.4.1　掘削状況




写 2.4.2　本装置による計測状況

## ２．４．３　秋田県での実証試験例

秋田県で実施した実証試験の概要を以下に示す。なお、本試験は、東北地方整備局能代河川国道事務所が発注した白沢地区下部工工事 A2 橋台基礎の本杭の一部を用いて検証することとした。

（1）概要

日時　　：　2018 年 9 月 6 日～7 日、2018 年 9 月 19 日～21 日

場所　　：　秋田県大館市白沢地区内（白沢地区下部工工事における A2 橋台）

実証試験場所を**図 2.4.6** に示す。

掘削機　：　日本車輌製造（株）　RT-150A Ⅱ

地盤条件：　砂礫（支持層）

杭仕様　：　杭径 1500mm　掘削長 13.98m　杭長 11.0m




**図 2.4.6　実証試験場所**

（2）地盤概要

土質柱状図を**図 2.4.7** に示す。当該地盤はボーリング孔口標高から 6m 付近まで緩い砂礫とシルト混じり砂礫が存在し、6m 以深からは同一の砂礫層が連続する地盤構成である。8m 以深から N 値が深度方向に漸増し始め、10m 以深が支持層と判断される。なお、当該工事の設計では杭先端位置を 12.5m に設定されていた。

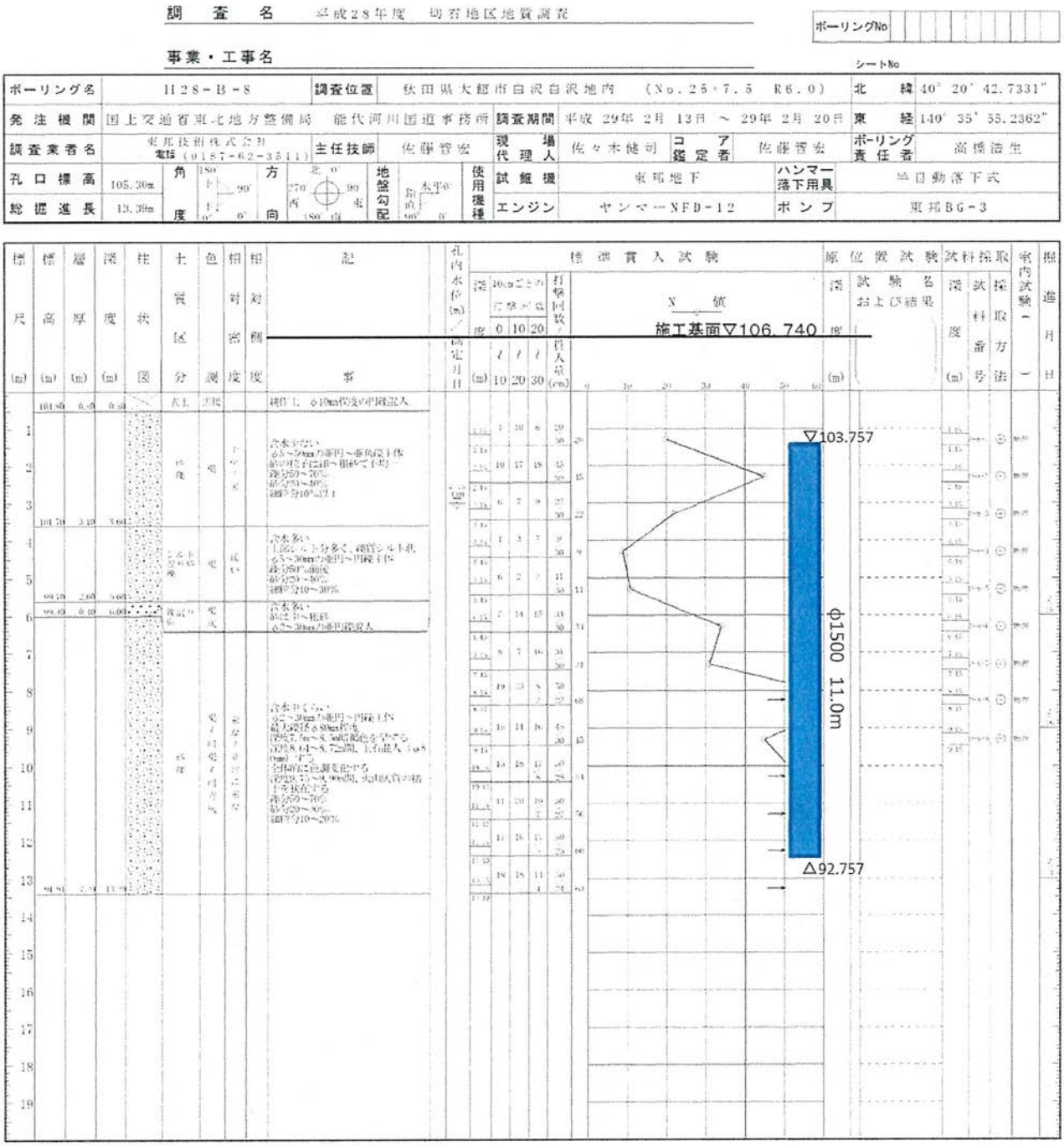



**図 2.4.7　土質柱状図**

（3）杭構造図

橋梁一般図を**図 2.4.8** に、A2 橋台構造一般図を**図 2.4.9** に示す。

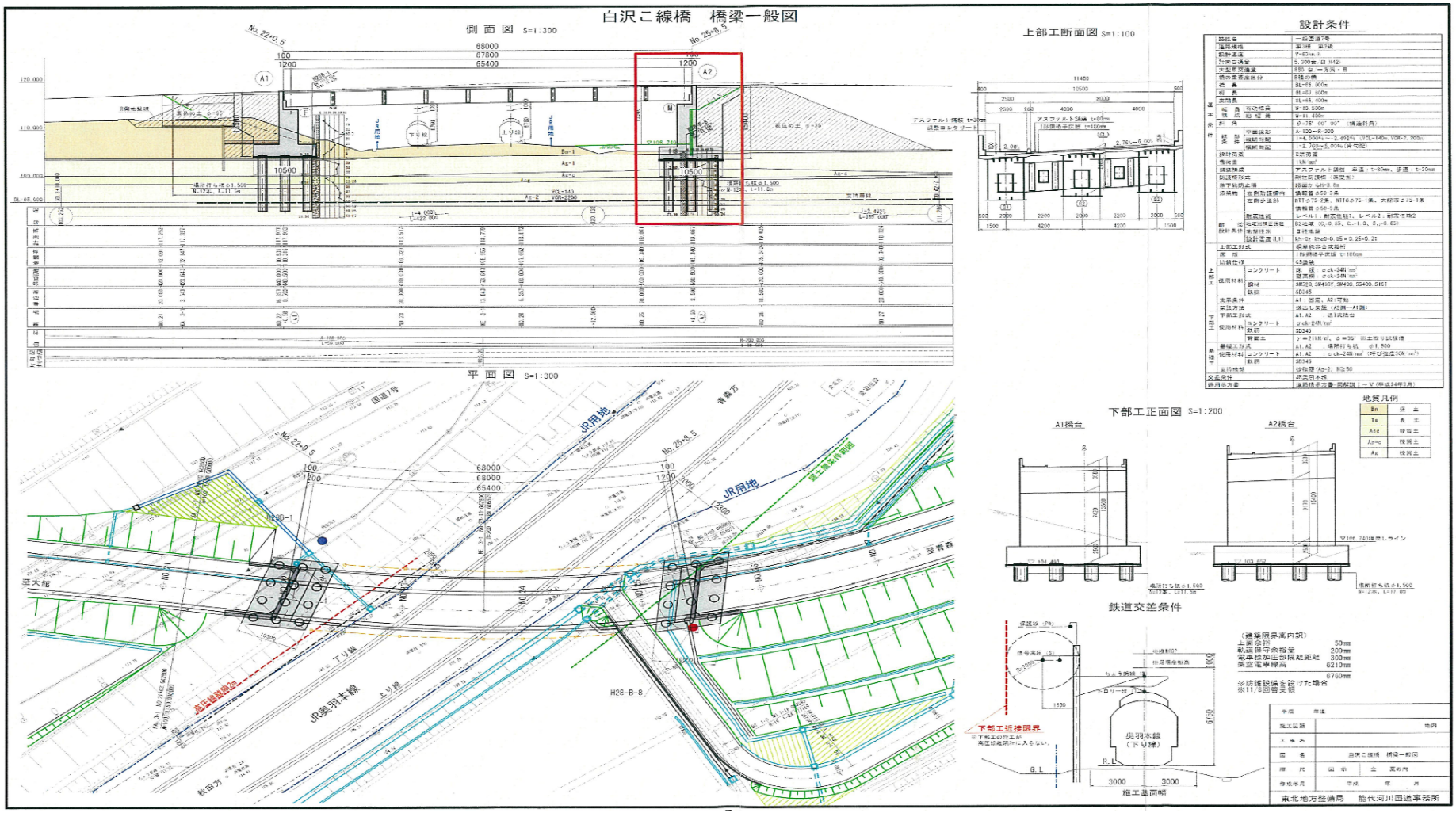



**図 2.4.8　橋梁一般図**

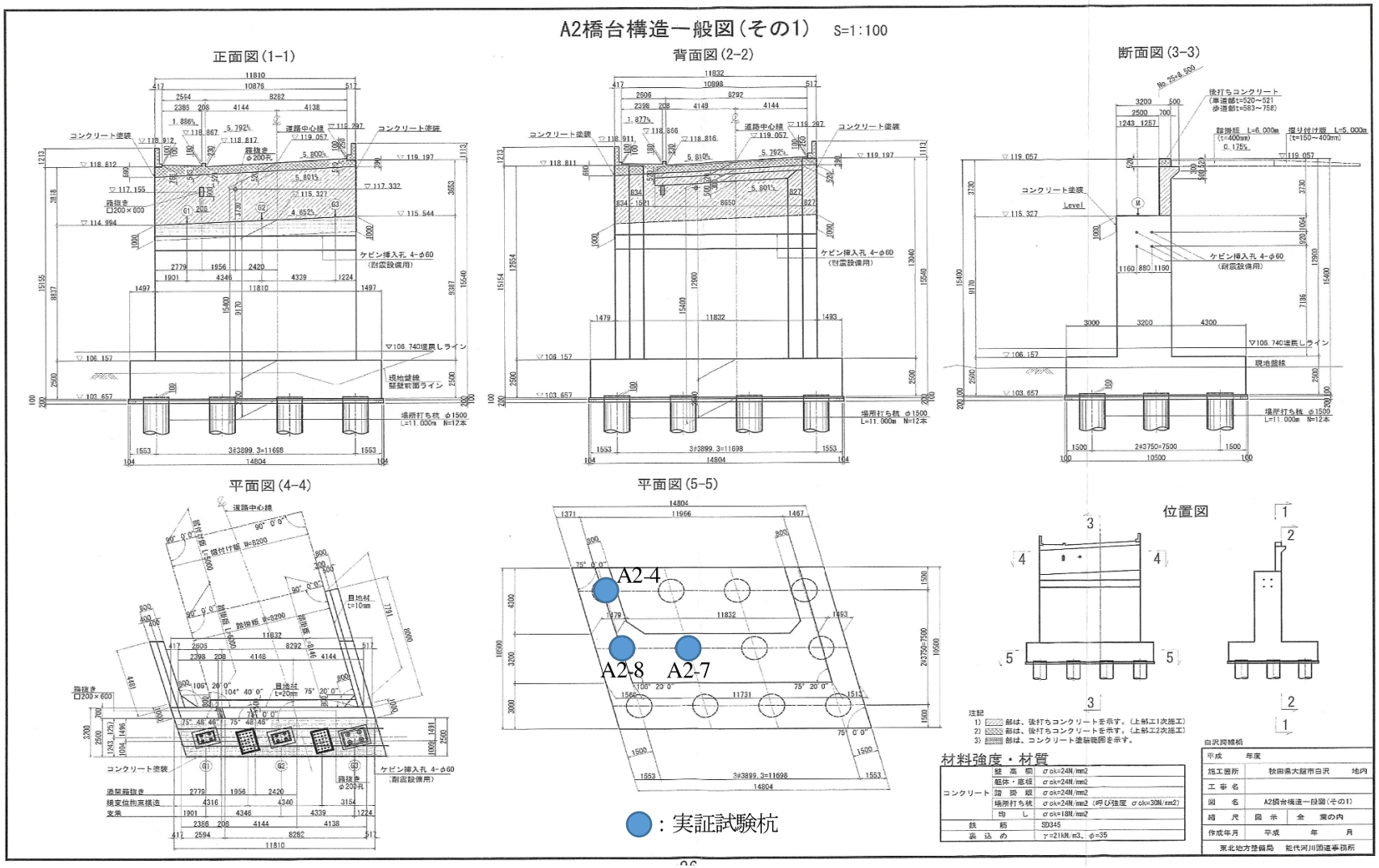
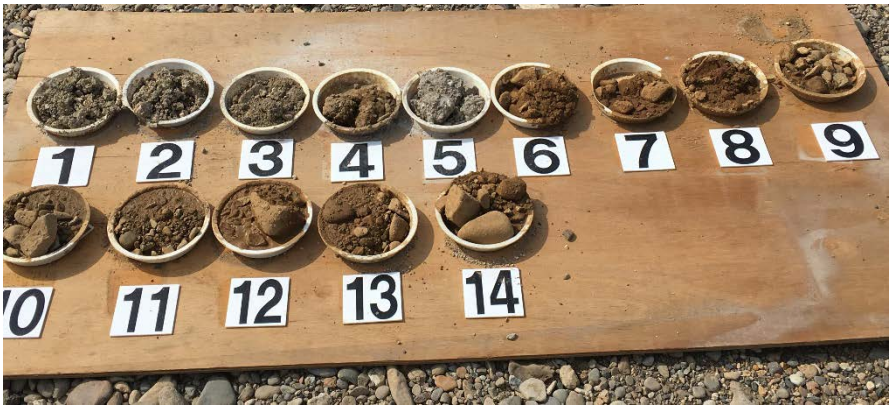



図 2.4.9　A2 橋台構造一般図

（4）実証試験の結果

実証試験はA2橋台基礎の本杭12本のうち3本で実施することとし、本杭と同様にケーシング接続全長を16.8mとして施工基面から13.98mまで掘削した。また、データ取得は2本（杭番号A2-8、A2-4）で掘削開始からコンクリート打設までの施工データを記録することとし、1本（杭番号A2-7）は掘削完了までの施工データを記録することとした。当該支持層は**図2.4.7**に示すように、同一の地盤構成でN値が深度方向に漸増するため、**写2.4.3**に示すように視覚や触覚といったこれまでの定性的な支持層確認方法では支持層の到達判断が難しく、本装置を用いることで支持層の到達判断が可能であるかを検証するには絶好の地盤といえる。




**写2.4.3　掘削時に採取した土砂（数字：採取深度(m)）**

検証した杭3本の掘削時の施工データ（掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度）を本装置を用いることで問題なく自動記録し、リアルタイムでグラフ化することができた。また、掘削完了後のコンクリート打設時の施工データについては、ケーシング引抜き時の挙動（ケーシング下端位置）がリアルタイムで表記されており、事後に入力したコンクリート打設高さ、トレミー管下端位置も反映されることが確認できた。

実証試験での本装置のシステムメイン画面を**図2.4.10～2.4.12**に示す。なお、現場の施工条件より掘削機が土質柱状図のボーリング孔口標高よりも2m高い位置から掘削を開始したため、図中のシステムメイン画面の深度は土質柱状図の深度との間で＋2mの差が生じている。すなわち、当該地盤の支持層とみられる10m位置はシステムメイン画面の深度では12mに対応することとなる。8m付近の地層境界（土質柱状図では6m付近）から掘削トルク値及び積算トルク値が上昇し始めることが確認され、支持層と想定される12m（土質柱状図では10m）付近から、さらに掘削トルク値及び積算トルク値が大きく変化した。事前に入力した土質柱状図のN値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで想定される12m（土質柱状図では10m）の支持層への到達判断がリアルタイムに可能であった。掘削機のオペレーターの技量による積算トルク値の不確実性については、複数本で検証したものの掘削機による多大な押込み力を発生させずに、上載荷重がばらつきの影響はあるものの概ね一定の条件で施工されていた。さらに、ケーシング深度グラフから、支持層に到達したのちに掘削速度が遅くなっているものの、支持層区間ではほぼ一定の速度で掘削され、支持層が硬いためにケーシングを複数回上下動したことも反映できた。

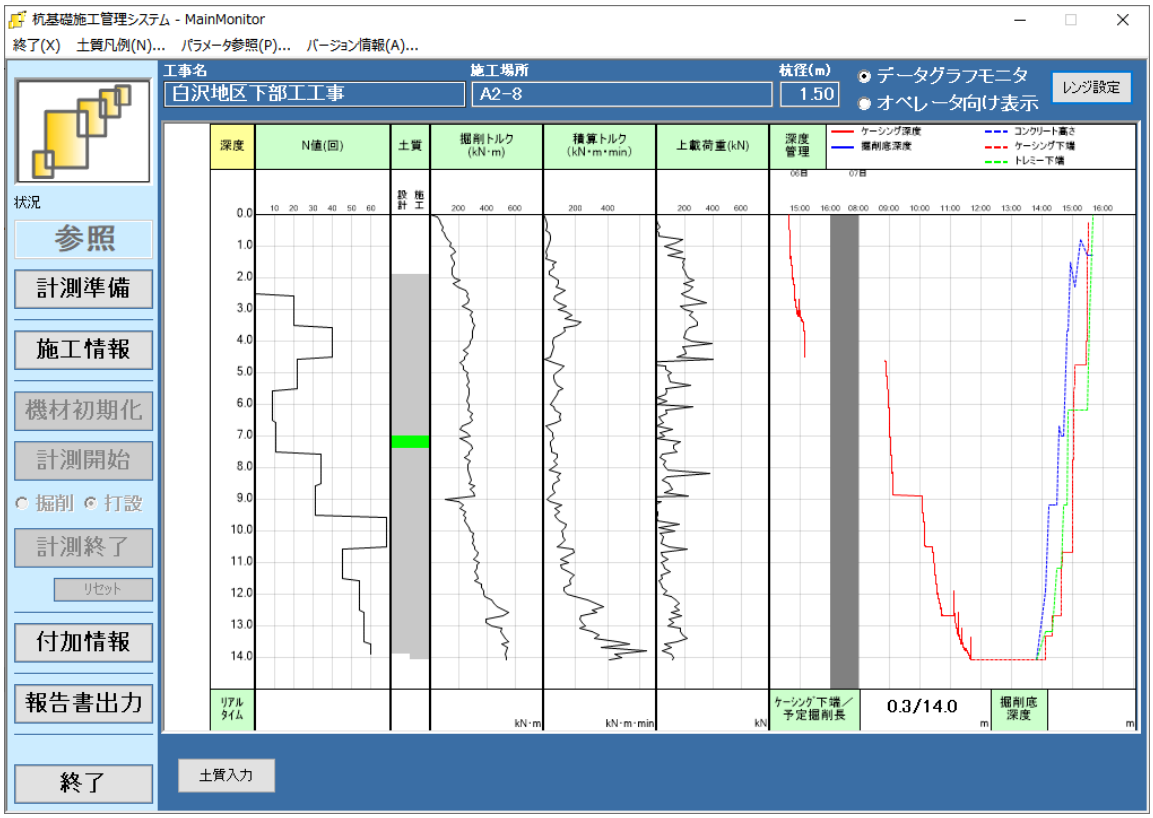



図 2.4.10　実証試験での本装置のシステムメイン画面（A2-8）

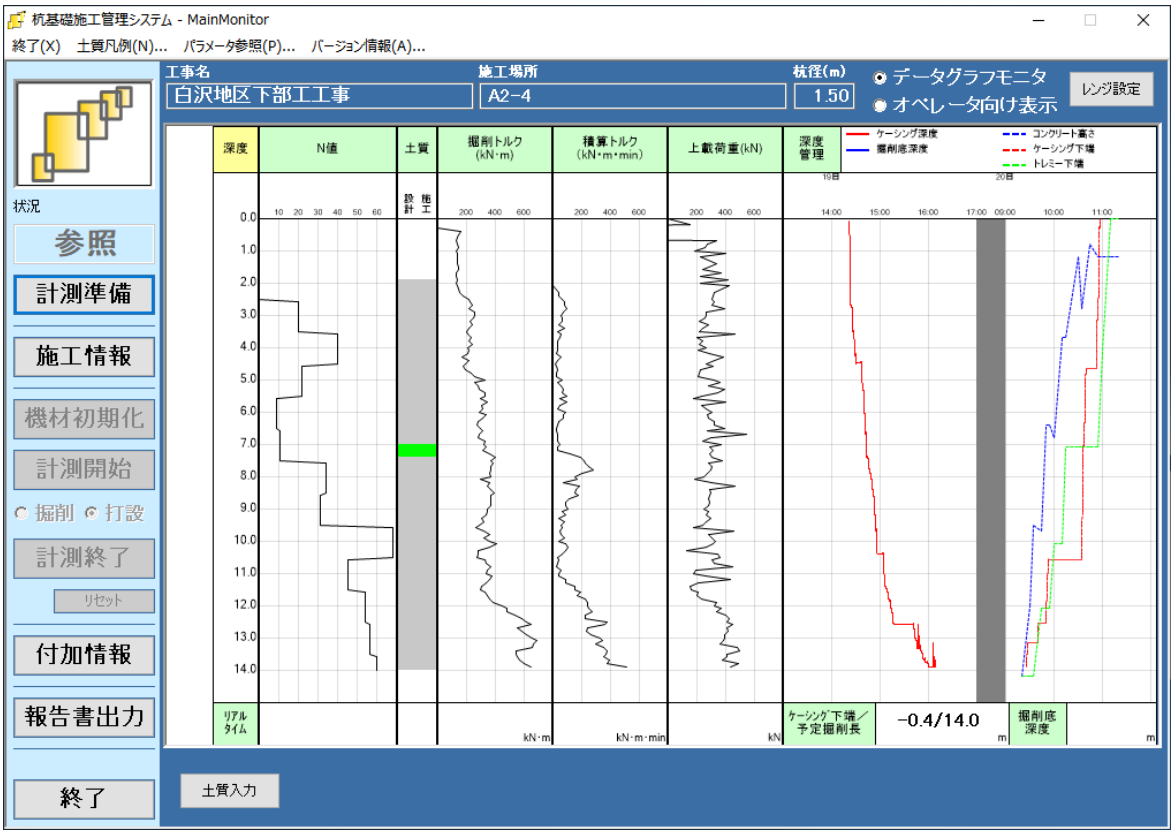



図 2.4.11　実証試験での本装置のシステムメイン画面（A2-4）

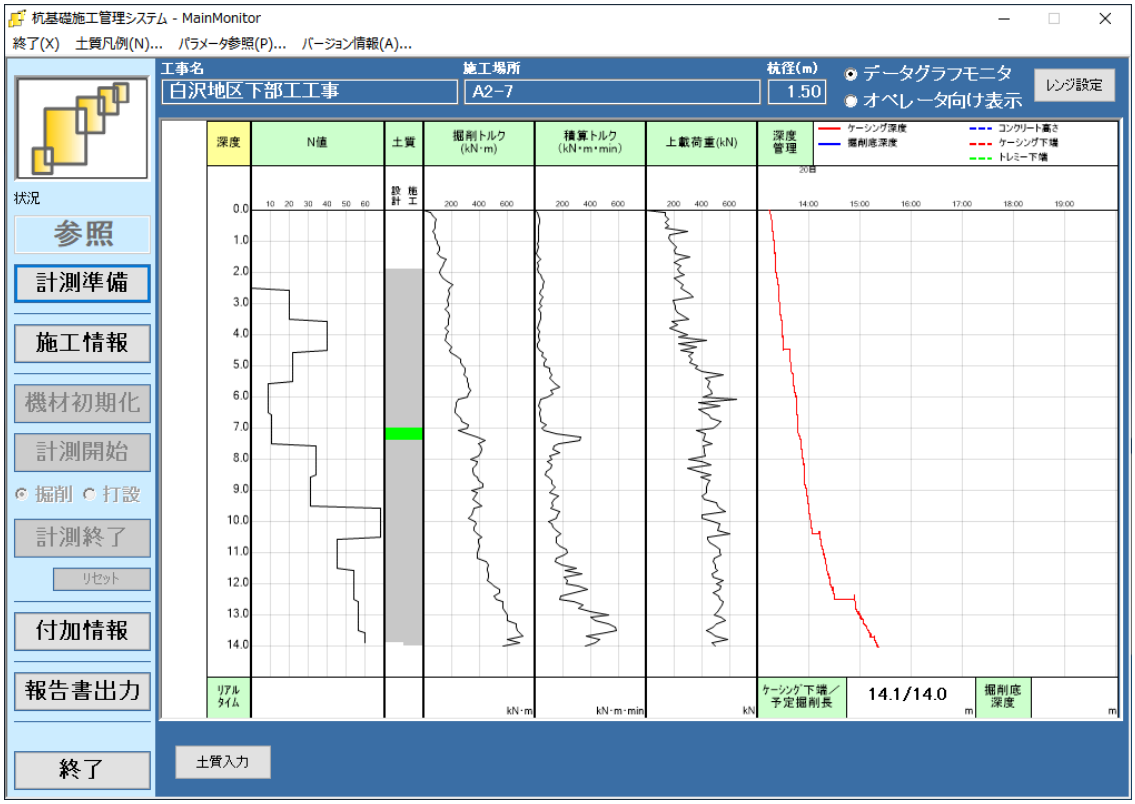



図 2.4.12　実証試験での本装置のシステムメイン画面（A2-7）

図 2.4.13～図 2.4.15 に本装置から出力される施工記録を、図 2.4.16～図 2.4.18 に一般的な施工記録例を示す。それぞれの施工記録例を比較すると、本装置から出力される施工記録であっても記載すべき項目は網羅されており、適切に施工されたかどうかを検証することができる。今後は施工報告書作成の省力化の面からも本装置から出力される施工記録を施工報告書としても活用されることが期待される。

# 場所打ち杭（オールケーシング工法）の施工記録

2018年09月07日

| 年度 | 2018年度 | 杭情報 | 掘削長（m） | 杭実長（m） | コンクリート天端高（m） | 鉄筋天端高（m） | コンクリート量（m³） | 孔口からの掘削長（m） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 工事名 | 白沢地区下部工工事 | 設計 | 13.980 | 11.000 | 105.480 | 103.760 | 19.36 | 12.540 |
| | － － － | 実績 | 14.100 | 11.033 | 105.574 | 105.504 | 23.75 | 12.660 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 工事場所 | 秋田県大館市白沢地内 | 現場代理人 | － － － | | | | |
| 立会人 | － － － | 記録者 | 三浦康之 | | | | |
| 請負者社名 | － － － | | | | | | |
| 請負担当者名 | － － － | | | | | | |
| 施工年月日 | 2018.09.06～2018.09.07 | | | | | | |
| 気温:℃ | － － － | | | | | | |
| 施工場所/杭番号 | A2-8 | | | | | | |
| 杭径（m） | 1.50 | | | | | | |
| 主筋本数 | SD345 | | | | | | |
| | － － － | | | | | | |
| | － － － | | | | | | |
| | － － － | | | | | | |
| 掘削機本体 | RT-150AⅡ | | | | | | |
| クローラクレーン | 7070G | | | | | | |
| ケーシング組合せ | 1.6+6.0+6.0+2.0+1.2 | | | | | | |
| トレミー組合せ | 6+6+2+2 | | | | | | |
| その他主要器具 | － － － | | | | | | |
| | － － － | | | | | | |
| | － － － | | | | | | |
| | － － － | | | | | | |

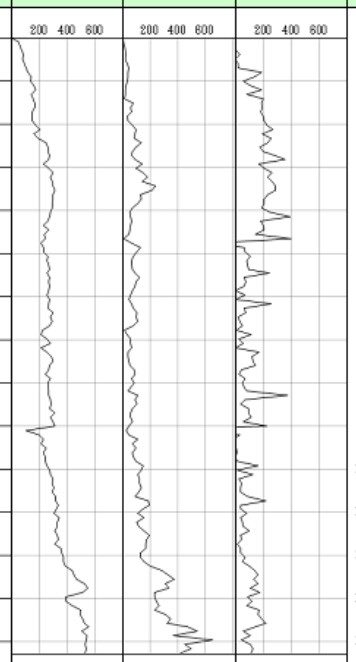
| 作業時間 | | |
|---|---|---|
| | 機械掘付 | 09.06 13:00～09.06 14:40 |
| | 掘削/ケーシング建込み | 09.06 14:40～09.07 11:00 |
| | 孔底処理 | 09.07 11:30～09.07 13:00 |
| | 鉄筋かご建込み | 09.07 13:00～09.07 13:30 |
| | トレミー建込み | 09.07 13:30～09.07 13:50 |
| | ｺﾝｸﾘｰﾄ打設/ｹｰｼﾝｸﾞ引抜き | 09.07 14:00～09.07 15:30 |
| | 片付 | 09.07 15:30～09.07 15:50 |

地盤状況

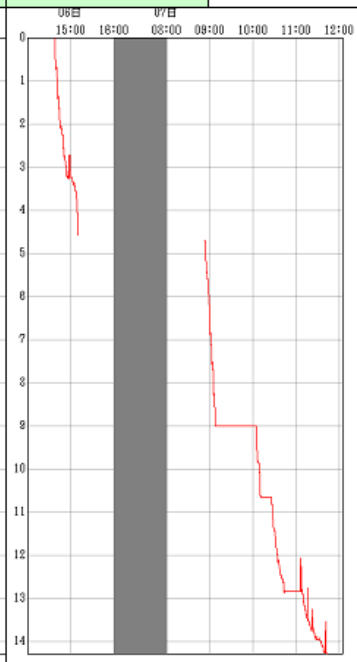
| 土質名 | N値 | 深度 |
|---|---|---|
| 砂礫・礫岩 | | |
| 砂質土 | | |
| 砂礫・礫岩 | | |

施工時

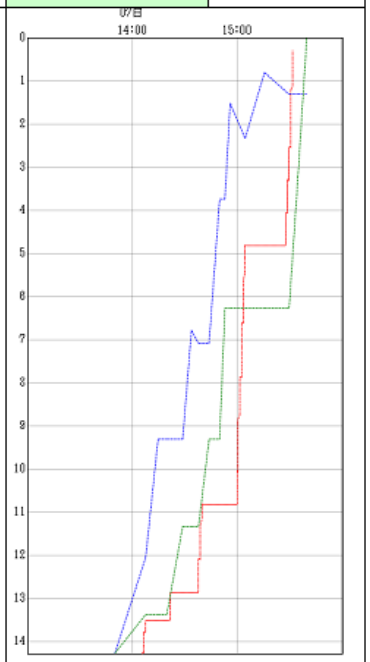
| 掘削トルク（kN・m） | 積算トルク（kN・m・min） | 上載荷重（kN） |
|---|---|---|
| | | |




掘削記録




コンクリート関係施工時間




| 特記事項 | － － － |
|---|---|

支持層

| 土質名 | 砂礫 |
|---|---|

コンクリート配合

| | | | |
|---|---|---|---|
| コンクリート強度（N/mm²） | 30 | スランプ（cm） | 18.0 |
| 粗骨材の最大寸法（mm） | － － － | 空気量（%） | 4.5 |

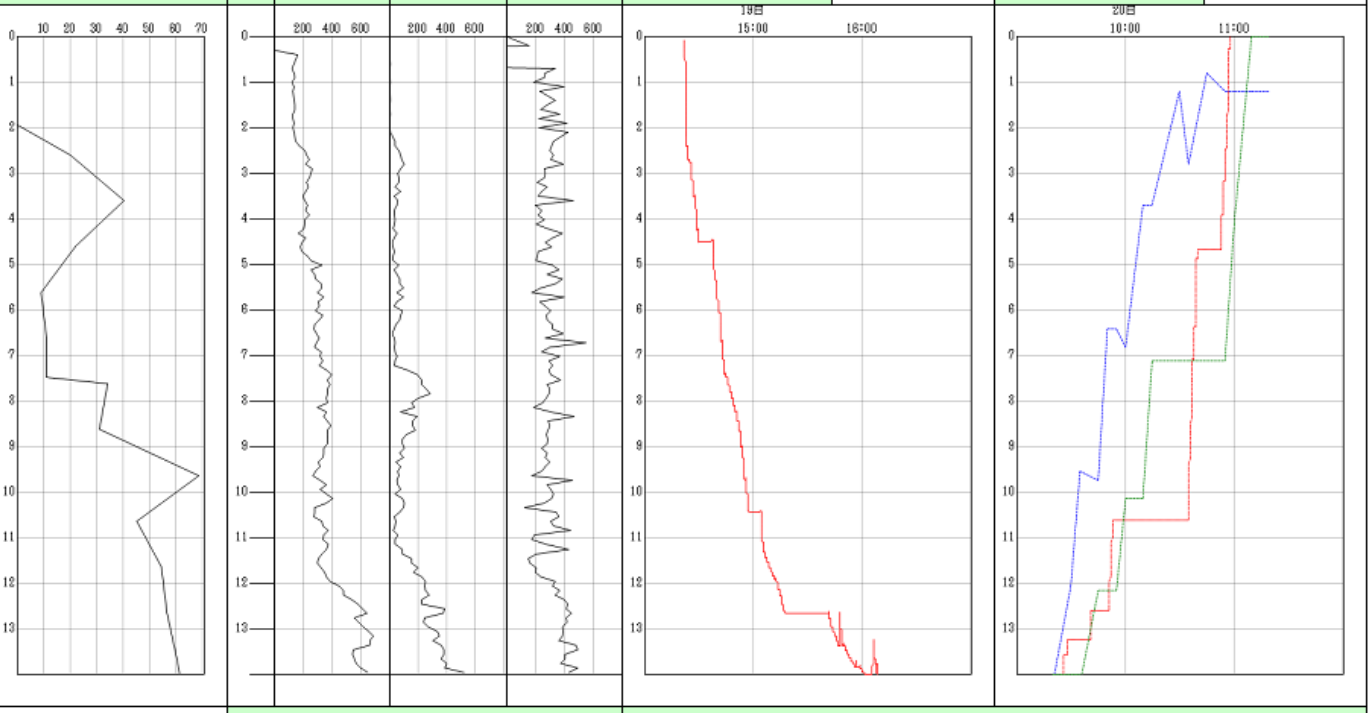
図 2.4.13　本装置から出力される施工記録（A2-8）

# 場所打ち杭（オールケーシング工法）の施工記録

2018年09月20日

| 年度 | 2018年度 | 杭情報 | 掘削長（m） | 杭実長（m） | コンクリート天端高（m） | 鉄筋天端高（m） | コンクリート量（m³） | 孔口からの掘削長（m） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 工事名 | 白沢地区下部工工事 | 設計 | 13.980 | 11.000 | 103.757 | 105.482 | 19.36 | 12.540 |
| | － － － | 実績 | 14.160 | 11.054 | 105.713 | 105.483 | 23.75 | 12.720 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 工事場所 | 秋田県大館市白沢地内 | 地盤状況 | | 施工時 | | | 現場代理人 | － － － |
| 立会人 | － － － | 土質名 | N値 | 掘削トルク（kN・m） | 積算トルク（kN・m・min） | 上載荷重（kN） | 記録者 | 三浦康之 |
| 請負者社名 | － － － | | | | | | 掘削記録 | ｹｰｼﾝｸﾞ先端 / ﾊﾝﾏｰｸﾞﾗﾌﾞ先端 |
| 請負担当者名 | － － － | | | | | | コンクリート関係施工時間 | ｺﾝｸﾘｰﾄ高さ / ｹｰｼﾝｸﾞ下端 / ﾄﾚﾐｰ下端 |




| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 施工年月日 | 2018.09.19～2018.09.20 | | | | |
| 気温：℃ | － － － | | | | |
| 施工場所/杭番号 | A2-4 | | | | |
| 杭径（m） | 1.50 | | | | |
| 主筋本数 | SD345 | | | | |
| | － － － | | | | |
| | － － － | | | | |
| | － － － | | | | |
| 掘削機本体 | RT-150AⅡ | | | | |
| ｸﾛｰﾗｸﾚｰﾝ | 7070G | | | | |
| ｹｰｼﾝｸﾞ組合せ | 1.6+6.0+6.0+2.0+1.2 | | | | |
| ﾄﾚﾐｰ組合せ | 6+3+3+2+2 | | | | |
| その他主要器具 | － － － | | | | |
| | － － － | | | | |
| | － － － | | | | |
| | － － － | | | | |

| 作業時間 | | |
|---|---|---|
| | 機械掘付 | 09.19 11:10～09.19 11:20 |
| | 掘削/ｹｰｼﾝｸﾞ建込み | 09.19 13:20～09.19 16:30 |
| | 孔底処理 | 09.20 08:10～09.20 08:40 |
| | 鉄筋かご建込み | 09.20 08:40～09.20 09:00 |
| | ﾄﾚﾐｰ建込み | 09.20 09:00～09.20 09:20 |
| | ｺﾝｸﾘｰﾄ打設/ｹｰｼﾝｸﾞ引抜き | 09.20 09:20～09.20 11:00 |
| | 片付 | 09.20 11:00～09.20 11:20 |

| 特記事項 | － － － |
|---|---|

| 支持層 | |
|---|---|
| 土質名 | 砂礫 |

| コンクリート配合 | | | |
|---|---|---|---|
| コンクリート強度（N/mm²） | 30 | スランプ（cm） | 18.0 |
| 粗骨材の最大寸法（mm） | － － － | 空気量（%） | 4.5 |

図 2.4.14　本装置から出力される施工記録（A2-4）

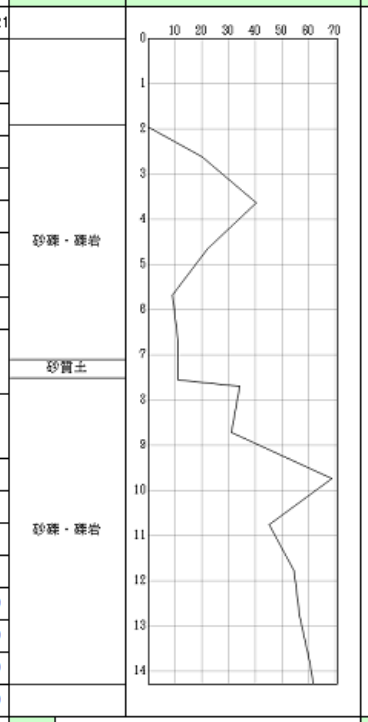
# 場所打ち杭（オールケーシング工法）の施工記録

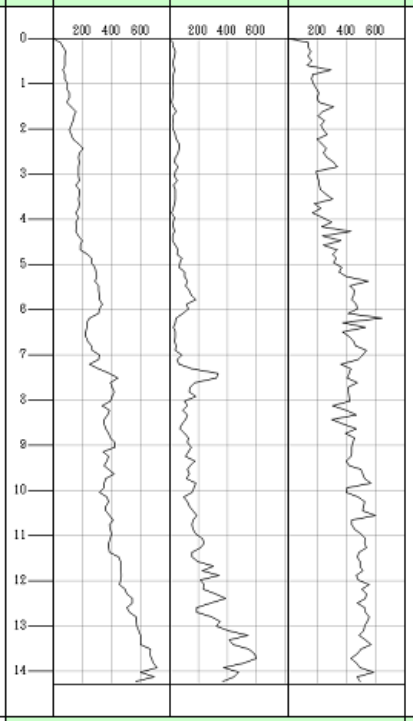
2018年09月21日

| 年度 | 2018年度 | 杭情報 | 掘削長（m） | 杭実長（m） | コンクリート天端高（m） | 鉄筋天端高（m） | コンクリート量（m³） | 孔口からの掘削長（m） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 工事名 | 白沢地区下部工工事 | 設計 | 13.980 | 11.000 | 103.757 | 105.482 | 19.36 | 12.540 |
| | ――― | 実績 | 14.150 | 11.081 | 105.576 | 105.486 | 23.75 | 12.710 |

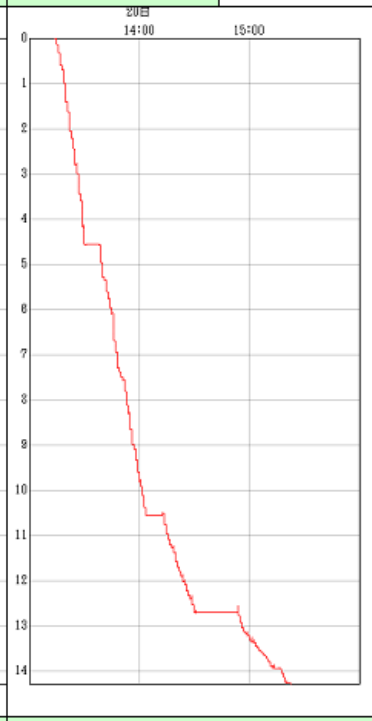
| | |
|---|---|
| 工事場所 | 秋田県大館市白沢地内 |
| 立会人 | ――― |
| 請負者社名 | ――― |
| 請負担当者名 | ――― |
| 施工年月日 | 2018.09.20～2018.09.21 |
| 気温:℃ | ――― |
| 施工場所/杭番号 | A2-7 |
| 杭径（m） | 1.50 |
| 主筋本数 | SD345 |
| | ――― |
| | ――― |
| | ――― |
| 掘削機本体 | RT-150AⅡ |
| クローラクレーン | 7070G |
| ケーシング組合せ | 1.6+6.0+6.0+2.0+1.2 |
| トレミー組合せ | 6+3+3+2+2 |
| その他主要器具 | ――― |
| | ――― |
| | ――― |
| | ――― |
| 作業時間 機械据付 | 09.20 11:40～09.20 12:00 |
| 作業時間 掘削/ケーシング建込み | 09.20 13:00～09.20 15:40 |
| 作業時間 孔底処理 | 09.21 08:10～09.21 08:30 |
| 作業時間 鉄筋かご建込み | 09.21 08:30～09.21 09:00 |
| 作業時間 トレミー建込み | 09.21 09:00～09.21 09:10 |
| 作業時間 コンクリート打設/ケーシング引抜き | 09.21 09:10～09.21 10:40 |
| 作業時間 片付 | 09.21 10:40～09.21 11:00 |

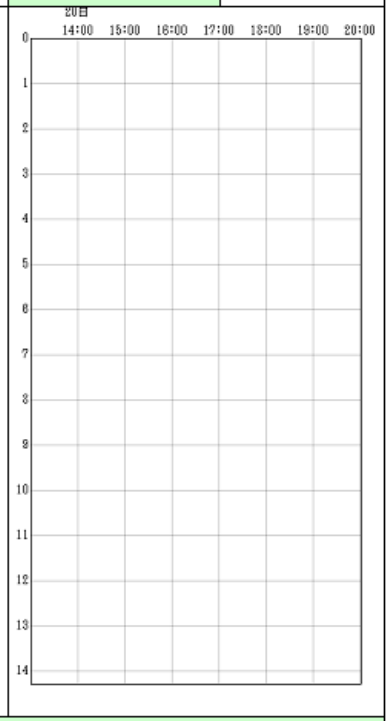
地盤状況




| 現場代理人 | ――― |
|---|---|
| 記録者 | 三浦康之 |




| 特記事項 | ――― |
|---|---|

| 支持層 | |
|---|---|
| 土質名 | 砂礫 |

| コンクリート配合 | | | |
|---|---|---|---|
| コンクリート強度（N/mm²） | 30 | スランプ（cm） | 18.0 |
| 粗骨材の最大寸法（mm） | ――― | 空気量（%） | 4.5 |

図 2.4.15　本装置から出力される施工記録（A2-7）

# 場所打ち杭掘削及びコンクリート打込み記録

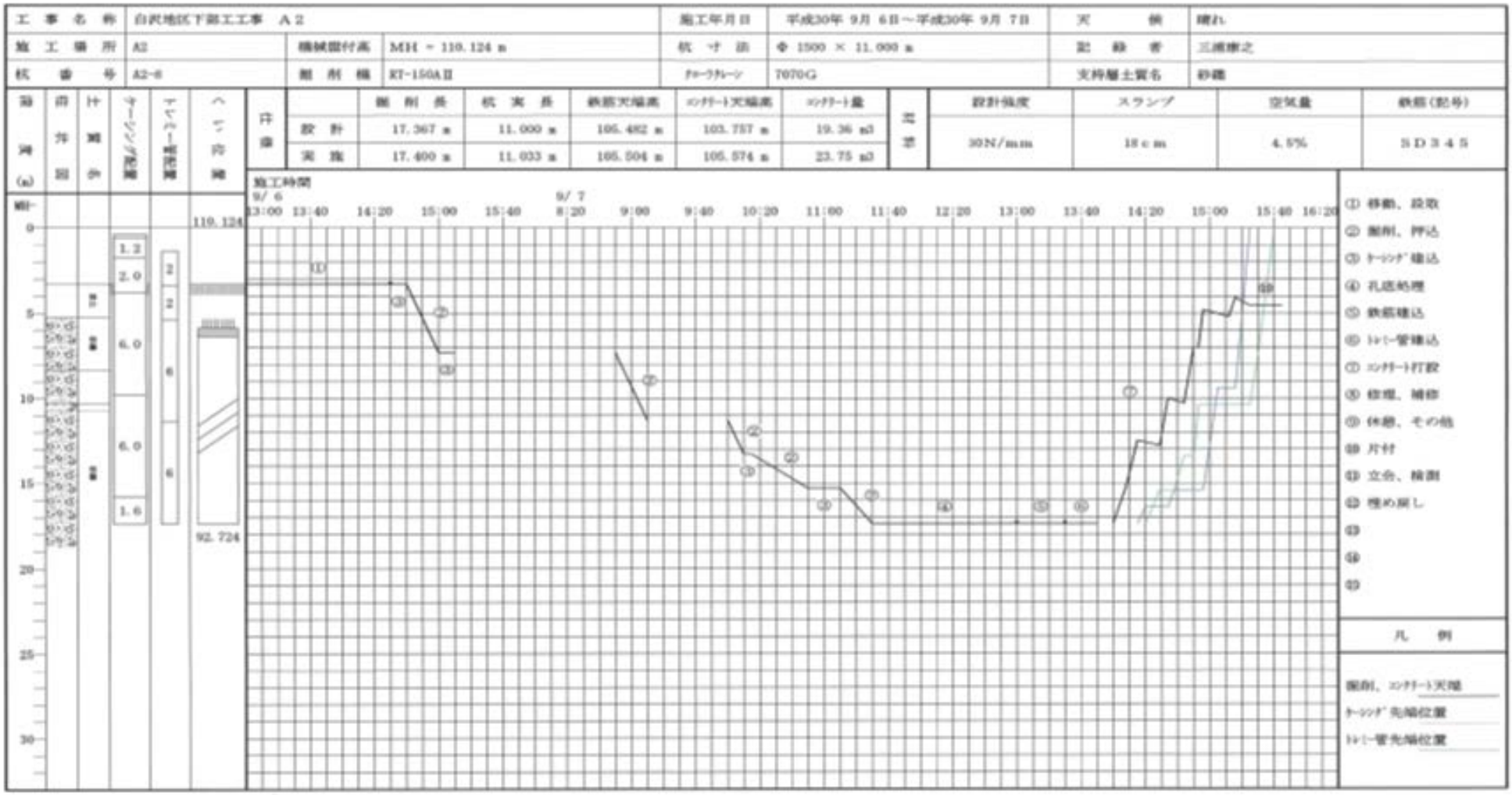



図 2.4.16　一般的な施工記録例（A2-8）

# 場所打ち杭掘削及びコンクリート打込み記録

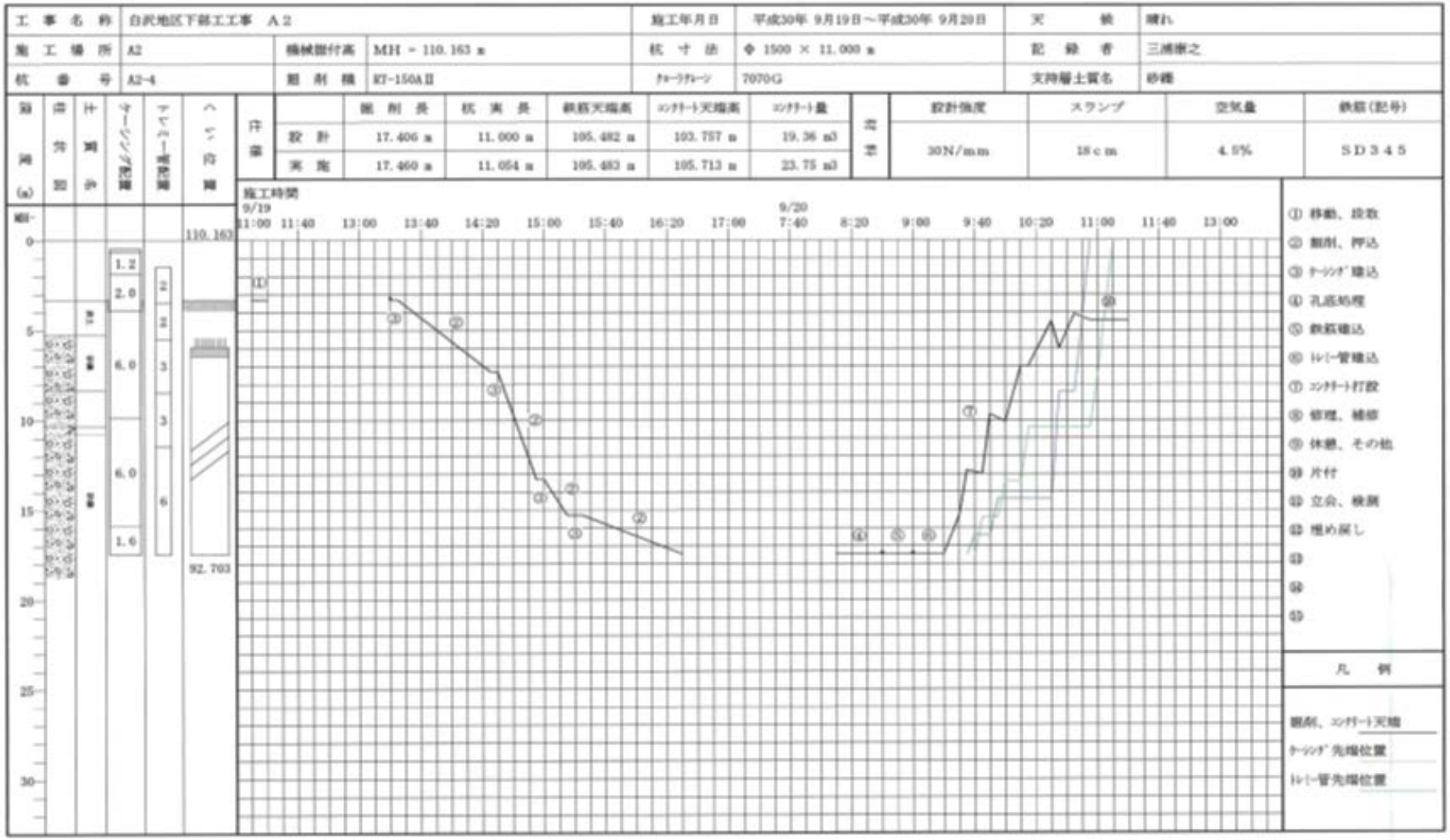



図 2.4.17　一般的な施工記録例（A2-4）

# 場所打ち杭掘削及びコンクリート打込み記録

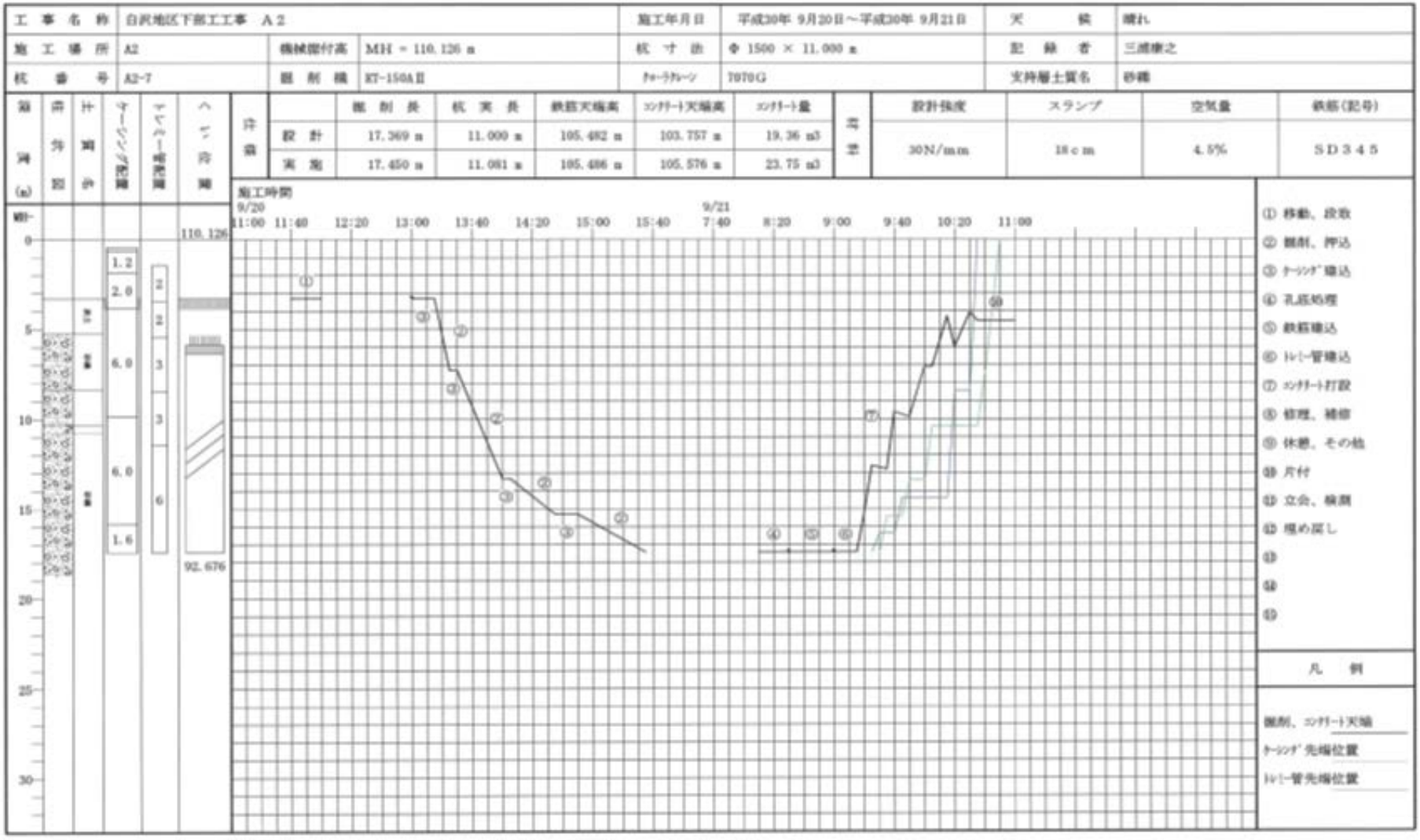
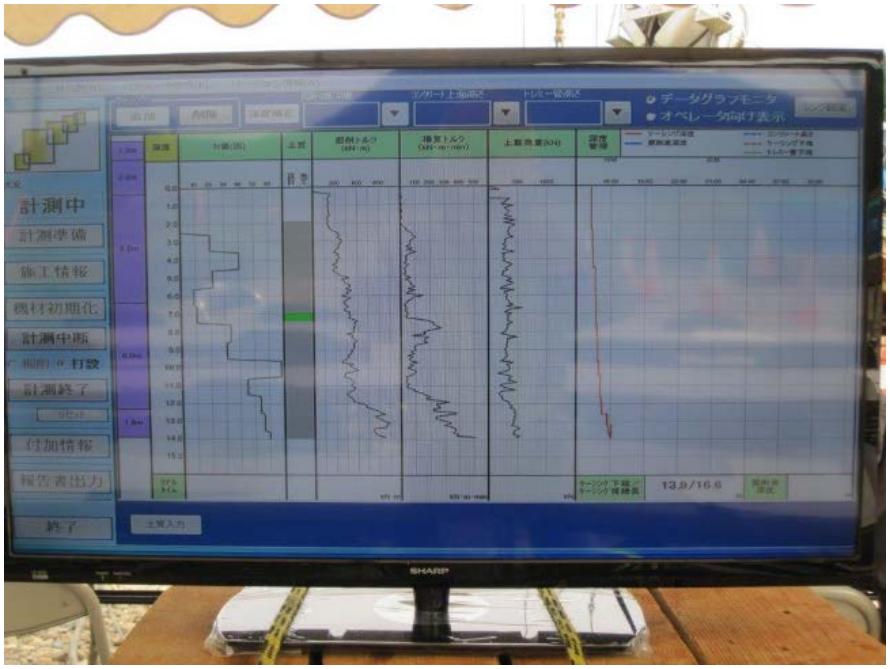



図 2.4.18　一般的な施工記録例（A2-7）

（５）実証試験状況の写真



写 2.4.4　掘削状況（A2-7）




写 2.4.5　本装置による計測状況

### ２．４．４　実証試験結果の考察

地盤条件が異なる 2 現場において本装置を用いた実証試験を行い、得られた知見を以下に示す。

・これまでは掘削機のコントローラーに表示される施工データをマニュアル（人力）で記録していたが、本装置を用いることで掘削時の施工データを自動記録しながらグラフ化でき、事前に入力した土質柱状図の N 値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することでの支持層への到達判断がリアルタイムで可能であった。

・掘削機のオペレーターの技量に左右され、積算トルク値の不確実性が懸念されていたが、支持層付近での積算トルク値の変化状況が重要となる区間では、本装置を用いて多大な押込み力を発生させないように概ね一定の上載荷重を保ちながら掘削することができ、支持層の硬さを定量的に把握できた。

・本装置から出力される施工記録を活用することで、施工報告書の作成が省力化できると考えられる。

### ２．５　まとめ

オールケーシング工法を対象とした杭 1 本毎の施工データを自動記録できる汎用性の高い施工管理装置を開発し、その装置を用いて実現場にて施工性試験を行い、支持層の確認方法としての適用性を検証した。本研究で得られた主な知見と今後の課題は以下の通りである。

・これまでの定性的な支持層確認方法では支持層の到達判断が困難な地盤であっても、本装置を用いることにより、掘削機のオペレーターの技量に左右されることもなく、支持層の到達判断を定量的に行うことができる。今後は、試験杭及び本杭施工時の支持層到達の指標の確立に活用されることが望まれる。

・本装置を用いることで、施工データの取得及び整理作業や施工報告書の作成等が省力化でき、施工現場の生産性向上につながるものと期待される。今後はデータ保存やバックアップ等の面から、無線化等の ICT 技術により施工データの情報共有や管理されることが望まれる。

## ３． 杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法について

### ３．１ はじめに

地震動、あるいは橋梁構造の応答や耐力の評価には、依然として非常に大きな不確定性が介在することは避けられず、橋梁構造が大きな地震力を受け、設計で想定する限界状態を超えることへの配慮、あるいは超えた後に引き起こされる影響度への配慮が必要である。当然、設計時には様々な安全側の配慮がなされており、仮に設計地震力を超える作用を受けても直ちに倒壊などの重大な被害が生じる可能性は小さい。一方で、2011年東北地方太平洋沖地震の後、ある特定の地震動や津波に対して構造物の安全性を満足させることに加え、それ以上の作用を受けたとしても過酷事故に至るような事態を回避する、「危機耐性（anti-catastrophe）」の性能を確保することが提案されている[7)-9)]。参考文献10)では、危機耐性を「仮に設計の想定を超える作用を受けて、その安全性が損なわれたとしても直ちに危機的な状況に陥ることを避けることができる性能」と定義している。

また、何らかの理由により、設計で想定している限界状態を橋梁構造が満足できなくなり、機能低下が生じたときにも、早期に復旧できる能力を有するように、「レジリエンス（resilience）」に配慮した構造設計の必要性も指摘されている[11)-14)]。レジリエンスの特性は、次の4つのキーワード（4R）で表現される[15),16)]。（a）リダンダンシー（Redundancy）：ある一部の機能が損傷しても全体としての機能を維持する性質、（b）ロバストネス（Robustness）：構造要素やシステムなどの損傷に対する抵抗性、（c）システムの機能回復に必要な資源（Resourcefulness）：金銭的・物理的・技術的・情報的などの材料的な資源および人的資源、（d）イベント発生後の機能回復能力（Rapidity）。

危機耐性やレジリエンスを有する橋梁構造の設計法の開発は途上であり、今後も様々な観点から検討される必要はあるが、両者に共通しているのは、安全性を確保するために設定された設計上の限界状態を超える応答が生じたとしても、即座に倒壊などの重大な事態に陥らないようにする配慮を求めていることである。このような配慮を構造設計で行う一つの方策は、前述したリダンダンシーやロバストネスの確保である。2016年4月に発生した熊本地震でも、改めて危機耐性やレジリエンスの耐震設計体系への実装の必要性が確認された[17)]。例えば、熊本県南阿蘇村にある阿蘇長陽大橋（橋長：276m、PC4径間ラーメン箱桁橋）は、橋台が斜面崩壊の影響を受けて崩落し、桁を支持できなくなったが、ラーメン構造であったため、落橋などは生じず、上部構造は軽微な損傷にとどまっている。

一方、リダンダンシーやロバストネスの重要性は認識されながらも、耐震設計において、これらが陽に考慮されることはほとんどなかった[1), 18)]。例えば、静定構造の単柱式橋脚と不静定構造のラーメン橋脚について、設計地震動により生じる応答と設計で想定する限界状態の比較のみで安全性を議論すると、両者は同じ耐震信頼性を有していると評価されることになる。本来は、倒壊につながる限界の状態に対しては、ラーメン橋脚の方が高い信頼性を有していると期待されるが、その利点が耐震設計式の中に反映されていないため、積極的にラーメン橋脚を採用する動機付けがない。また、道路橋杭基礎は杭列数によらず同様の耐震設計法が用いられているが、実際は少数杭列ほど並進や回転が生じやすく、設計上の限界状態を超えて復旧性や安全性を失うまでの余裕度は小さいと考えられる。

本研究では、構造物が有するリダンダンシーの違いを考慮できる設計法の一端として、レベル2地震動を受ける道路橋杭基礎（場所打ち杭）を対象とし、杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法の開発を試みた。杭列数を2列・3列・4列杭と変化させてリダンダンシーの違いを検討し、レベル2およびレベル1信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法を提案する。これらの耐震設計法を用いることで、杭列数の違いによる降伏限界状態後の余裕度の差異を反映することが可能である。特に、実務設計に導入しやすいレベル1信頼性設計では, 部分係数の違いから、杭列数が多い杭基礎ほど設計式を満足させることが容易となり、リダンダンシーに優れた杭基礎構造の積極的な採用につながることが期待される。

## ３．２　既往の研究

### ３．２．１　概説

日本は、世界第一級の地震国である。例えば、1995 年の兵庫県南部地震、2004 年の新潟県中越地震、そして 2011 年の東北地方太平洋沖地震といった大地震では、多大な人的被害・経済的損失が生じた。一方、2011 年東北地方太平洋沖地震以降、津波被害や原発事故の事例が契機となり、「危機耐性（anti-catastrophe）」という概念が提案された。構造物の設計においては、将来発生することが確実視される大地震による「想定外」の外力から、致命的な崩壊を防ぐために、構造物に十分な余裕度をもたせることが重要である[19]。

この余裕度の概念は、英語で Redundancy（リダンダンシー）という言葉で表される。一般的に、Redundancy の訳語は冗長性であるが、構造工学における意味は、むしろ、フェイルセーフに近い。構造物が想定外の外力により甚大な被害を受け、崩壊あるいは倒壊に至る進行性崩壊となった事例を受けて、近年リダンダンシーの考え方が活発に議論されるようになっている。例えば、2001 年 9 月 11 日の世界貿易センタービル（ニューヨーク WTC）での旅客機衝突による崩壊、1968 年のイギリス・Ronan point でのガス爆発が誘発した進行性崩壊、1973 年の Skyline plaza でのコンクリート型枠脱型時における崩壊、また近年では 2012 年の中央自動車笹子トンネル天井板崩落事故が挙げられる[19),20)]。

一方、近年、外力や抵抗に含まれている不確定性を考慮した構造信頼性設計が取り入れられる傾向にある。H29 道路橋示方書[1)]から、部分係数設計法に基づく設計体系が導入されたこともあり、信頼性設計という概念に関心が集まっている。そこで本節では、リダンダンシーの定義および定量化に関する既往の研究および信頼性設計法の基礎を紹介し、最後に本研究の位置づけを示す。

### ３．２．２　リダンダンシーの定義

近年、多くの研究者により、シビルエンジニアリングの観点からリダンダンシーの具体的な定義づけがなされている。Feng と Moses ら[21)]は、一部材が降伏してもシステム全体がより大きな荷重に抵抗できる能力を安全性として、リダンダンシーの考え方を導入した。この Feng と Moses らがリダンダンシーの概念を提唱し始めてから、その定義について様々な議論が繰り広げられるようになった。

Frangopol と Curley ら[22)]は、構造物のある部材が損傷を受けた後に残存した部材で構成される構造物が、崩壊荷重まで抵抗する力を健全時と比較し、リダンダンシーの指標とした。また Frangopol らの考えをもとに、

伊藤、大井、李ら[23]は構造物を構成している部材が、構造物全体の荷重支持能力に与える影響度、あるいは支配度は、構造物のリダンダンシーと深く関係していると述べている。Nagavi と Aktan ら[24]はシステムの並列性に着目して、一部材の降伏後、他の部材がその失われた部材の受け持っていた荷重を受け持つことができるという荷重受持ち能力をリダンダンシーと定義している。

一方で、余裕度そのものを耐力の観点からリダンダンシーと定義している著者らもいる。永谷、明石ら[25),26)]、星谷、山本ら[27)]、Anitori、Casas、Ghosn ら[28)]、Liu ら[29)]、Starossek と Haberland ら[30)]は、橋梁（システム）の一部材もしくは一部（一要素）が破断、損傷した場合における、橋梁（システム）全体系における余耐力をリダンダンシーと定義している。

以上のような余裕度とは違い、想定外のイベントに対する対応性をもとにしたリダンダンシーの定義も提唱されている。寒野と Ben-Haim ら[31)]は、ある特定の部材が機能性を失わずに構造物が耐えうる低下の程度をリダンダンシーの定義としている。

近年では、M.Ghosn[32)]らが、リダンダンシーを、構造システムが荷重を受け、1 つの部材または複数の部材が終局に達した後に、追加の荷重を引き続き受け持つ能力として定義している。つまり、リダンダンシーな構造を、追加の構造的能力および予備強度を有し、個々の構成部材の能力を考慮するときに予想される荷重よりも大きな荷重を受け持つことを可能にする構造と定義している。

### ３．２．３　リダンダンシーの定量化

３．２．２で述べたリダンダンシーの定義に基づき、各々の著者らはリダンダンシーを定量的に評価するための具体的な手法を提案している。例えば，Raul D. Bertero ら[33)]は、不静定次数をリダンダンシーの程度であるとし、**図 3.2.1** に示すように、塑性崩壊メカニズムに至るまでに形成される塑性ヒンジの数を指標として、リダンダンシーを評価している。しかし、Frangopol と Curley ら[22)]や寒野と Ben-Haim ら[31)]、Biondini ら[34)]は、構造物のリダンダンシーは不静定次数のみでは適切に評価することはできないとしている。例えば、寒野らは**図 3.2.2** のようなトラスのリダンダンシーについて考察することで、不静定次数のみの評価の不十分さを示している。(a)、(b) のトラスはどちらも 25 本の部材により構成されており、ともに不静定次数は 9 となっている。**図 3.2.1** のように、トラス（a）に関してはある特定の部材一本が取り除かれると構造を維持することができず不安定になる。一方で、トラス（b）に関してはどの一本の部材が取り除かれたとしても構造を維持することができ、不安定な構造となるためには少なくとも 3 本の部材を取り除かなくてはならない。つまり、同じ不静定次数の構造物であったとしてもトラス（a）は 1 本分の部材の余裕度しか有していないのに対し、トラス（b）は 3 本分の部材の余裕度があるということになる。ゆえに、大きい不静定次数であれば、それだけ高いリダンダンシーを構造物が有するという考えは必ずしも正論ではなく、不静定次数のみをリダンダンシーの定量的な指標にするのは不十分である。

この背景のもと、リダンダンシーを定量的に評価するために二つの手法（1）確定論的（deterministic）、(2) 確率論的（probabilistic）によって、さまざまな指標が提案されている。本節では、その二つの定量的手法を紹介する。

### ３．２．３．１　確定論的手法（deterministic approach）

Feng と Moses ら[21]は、事故や他の想定外の条件によって構造物中のある一部材が降伏したときにおける構造物の耐力と、もとの健全時における構造物の耐力の比をとり、それをリダンダンシーに関わる指標 *RSDI* として次式のように提案している。

$$RSDI = \frac{RSD}{R_{ult,s}} \tag{3.2.1}$$

ここに、

$RSD$ ：構造物のうち一部材が降伏した際の構造システムの残留強度

$R_{ult,s}$ ：健全時における構造物の終局強度

Frangopol と Curley ら[22]は、ある部材が損傷を受けた後に残存した部材で構成される構造物が、崩壊荷重まで抵抗する力を健全時と比較し、その低下度をリダンダンシーに関わる指標 $R$ として次式のように提案している。

$$R = \frac{L_{\text{int}\,act}}{(L_{\text{int}\,act} - L_{damage})} = \frac{\lambda}{(\lambda - \lambda^*)} \tag{3.2.2}$$

ここに、

$L_{\text{int}act}$ ：健全時の構造物の崩壊荷重

$L_{damage}$ ：構成する部材が損傷を受けた後の構造物の崩壊荷重

$\lambda$ ：$L_{\text{int}act}$

$\lambda^*$ ：$L_{damage}$

損傷を受けた構造物が余裕度を全く有しないときの $R$ の値は 1 であり、一方で損傷が構造物の余裕度に全く影響を与えないときは $R$ の値は無限大を取る。

伊藤、大井、李ら[23]は、構造物の健全時状態における荷重支持能力 $\lambda_0$ に対し、ある部材が消失した構造物の荷重支持能力 $\lambda_{damage}$ を評価し、その低下率を Frangopol らの定量的指標の逆数を用いて次式のような部材感度 *S.I.*（Sensitivity Index）を提案した。

$$S.I. = \frac{\lambda_0 - \lambda_{damage}}{\lambda_0} \tag{3.2.3}$$

式(3.2.3)において、対象部材が消失しても鉛直荷重支持能力がほとんど変化しない場合は部材感度が非常に小さくなり（$S.I.\fallingdotseq 0$）、ある部材が消失した後に構造物が即座に崩壊につながる場合は部材感度が大きくなる（$S.I.\fallingdotseq 1$）。

また、永谷、明石ら[25]、星谷、山本ら[27]、Anitori、Casas、Ghosn ら[28]、Liu ら[29]、Starossek と Haberland ら[30]をはじめとして、リダンダンシーの定量化に荷重に注目した指標を用いた例が多くある。Husain と Tsopelas ら[35]の指標 $r_s$ を代表的な例として示す。

$$r_s = \frac{S_u}{S_y} \tag{3.2.4}$$

ここに、

$S_u$ ：構造物の終局強度

$S_y$ ：構造物中のある一部材が降伏する時の初期降伏強度

**図 3.2.4** に示すように、リダンダントな構造物（冗長性の高い構造物）ほど $r_s$の値は大きくなる。また、構造物中の塑性ヒンジ間での不確実性が小さくなればなるほど、システム強度が同じ平均値のまま、確率密度関数の概形が上昇し、より高いリダンダンシーを構造物が有するとしている。

### ３．２．３．２　確率論的手法（probabilistic approach）

構造物のリダンダンシーについて不確実性を考慮して評価を行った手法を紹介する。

Rabi ら[36]は構造物の部材の損傷確率 $P_{f(member)}$とシステム全体の崩壊確率 $P_{f(intact)}$との比 $R_{red}$をリダンダンシーの指標として次式のように提案している。

$$R_{red} = \frac{P_{f(\mathrm{int}\,act)}}{P_{f(member)}} \tag{3.2.5}$$

Frangopol と Curley ら[22]は確定論的手法とは別に、確率論的手法として信頼性指標を用いてリダンダンシーに関する指標 $\beta_R$を次式のように提案している。

$$\beta_{\mathrm{R}} = \frac{\beta_{\mathrm{intact}}}{\beta_{\mathrm{intact}} - \beta_{\mathrm{damaged}}} \tag{3.2.6}$$

ここに、

$\beta_{intact}$　：損傷を受けていない構造システムの信頼性指標

$\beta_{damaged}$ ：部材が損傷を受けている構造システムの信頼性指標

指標 $\beta_R$は幅広い値を取ることになり、このことは損傷が構造システムに与える影響を評価するのを困難にしている。また、信頼性指標を正規化することで安全性に関する固有レベルの視点を失う。例えば、信頼性指標が $\beta_{intact}$＝5、$\beta_{damaged}$＝2.5 の構造システム（a）と $\beta_{intact}$＝1、$\beta_{damaged}$＝0.5 の構造システム（b）を比べた際、構造システム（a）の方が損傷から耐えうる確率が高いものの、同じリダンダンシーの比率を有することになるといった問題点がある。

Bertero ら[33]は**図 3.2.1** のモデルを用いて、破壊確率と不静定次数の関係からリダンダンシーを評価しようと試みている。**図 3.2.5** はその一例であり、終局曲げ耐力および作用荷重の変動係数が一定値の時、以下の式であらわされる *Ovs* の違いが破壊確率に与える影響を示したものである。

$$P_f = P(R \le D) = P(R - D \le 0) = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_D}{\sqrt{\sigma^2{}_R + \sigma^2{}_D}}\right) \tag{3.2.7}$$

$$Ovs = \frac{\mu_R}{\mu_D} \tag{3.2.8}$$

ここに,

$\mu$　：荷重の平均値

$\sigma$　：標準偏差

$\Phi$　：標準正規累積関数

$R$　：耐力に関する値

$D$　：作用に関する値

$Ovs$：作用荷重に対する構造物の耐力の比を表した係数

**図 3.2.5** から分かるように $Ovs$ が 4 以上の時に、不静定次数 $n$ が構造物の破壊確率に与える影響が大きくなると述べている。また、その影響度は不静定次数 $n$ が小さい値を取る時のみ重要になるという確率論的なリダンダンシーの評価を Bertero らは行った。

### ３．２．４　リダンダンシーを考慮した構造設計法

構造物が有するリダンダンシーの違いを陽に考慮した数少ない構造設計法の例として、米国 AASHTO の荷重抵抗係数設計（以下、LRFD）がある [37]。LRFD において橋梁は規定した限界状態に対し、検査性、経済性、美観を十分に考慮し、施工性、安全性（耐久性、検査性、維持管理性、走行性、公共性、変形）、使用性の目的を達成することを前提としている。ここで、構造物の設計において一般にいわれる限界状態設計法とは、3 種類の限界状態（終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態）に対して、荷重に関する安全係数である荷重係数、耐力に関する安全係数である抵抗係数、構造物の重要度、および、社会的な影響度に関する係数（構造物係数）を用い、所定の安全性を有する目標信頼性を定める設計法である。LRFD では、システムリダンダンシー、部材靭性、橋梁の重要度の 3 つに基づいた以下の設計式が提案されている。

$$\eta_D \eta_R \eta_i \sum \gamma_i Q_i \le \varphi R_n \tag{3.2.9}$$

ここに、

$\gamma_i$　：荷重係数

$Q_i$　：作用荷重

$\varphi$　：抵抗係数

$R_n$　：部材の公称抵抗値

$\eta_D$　：構造部材の靭性を考慮した係数（靭性が低いと判断された場合、値が大きくなる）

$\eta_R$　：システムのリダンダンシーを考慮した係数

$\eta_i$　：構造物の使用性重要度を考慮した係数（重要性が高いと判断された場合、値が大きくなる）

設計式(3.2.9)において、リダンダンシーに乏しい部材（nonredundant members）には $\eta_R$ を 1.05 以上、通常のリダンダンシーを有する部材（conventional levels of redundancy）には $\eta_R$ を 1.00、リダンダンシーに優れた部材（exceptional levels of redundancy）には $\eta_R$ を 0.95 以上に定めると規定している。しかし、$\eta_R$ の値は設計者の判断に基づくもので、この係数の選択法は規定されていない。

上記に挙げた LFRD の問題点を克服するために、AASHTO が Manual of bridge evaluation（MBE）を確立した [38),39)]。MBE は橋梁における異なる 3 つの活荷重モデルにより、照査を行った体系的な信頼性評価手法である。MBE において用いられる照査式は、構造物が活荷重に対して有する保有性能と要求性能の比で表されており、式(3.2.10)において Rating Factor（$RF$）として定義される。$RF$ が 1 以上のとき、対象橋梁は正常な性能を有していると判断され、逆に 1 未満のときには順次下位の照査に進むか、架け替えおよび補修・補強などの措置が

必要となる。

$$RF = \frac{\varphi_c \varphi_s \varphi R_n - \sum \gamma_D D}{\gamma_L LL} \tag{3.2.10}$$

ここに、

$\varphi_c$ ：劣化した部材抵抗における増加した不確定性を考慮した状態係数

$\varphi_s$ ：構造物のリダンダンシーを考慮したシステム係数

$\varphi$ ：健全な橋梁部材の抵抗性に関する不確定性を考慮した抵抗係数

$\gamma_D$ ：構造的要素や付加物への荷重係数

$D$ ：構造要素や付属物の死荷重の効果

$\gamma_L$ ：活荷重係数

$LL$：活荷重の効果

式(3.2.10)において$\varphi_s$がリダンダンシーを考慮した係数になっており、部材と上部工の種類、および構造形態に基づいて$\varphi_s$の値を設計者が決定できるようになっている。本設計式を用いれば設計者は安全率および部分係数の設定のために確率計算を行うことなく、目標の信頼性を確保するための構造性能を算出することが可能となっているという長所がある。一方で、本設計式は既存構造物のうち限られた橋梁にしか適用できないという問題点がある。

橋梁以外の構造物では、波動による周期的な応力、過酷な海洋環境、船舶の衝突等の影響による脆性疲労破壊が生じやすい海洋プラットフォームの設計において、リダンダンシーが考慮されている[32]。

### ３．２．５　信頼性設計法

信頼性設計法は施設の破壊可能性を確率論に基づく手法によって制御する方法であり、その制御方法に応じて3つの設計水準がある[40]。最も高位に属するレベル3は構造物の破壊確率$P_f$によって、レベル2は信頼性指標$\beta$によって、最も簡易なレベル1は部分係数$\gamma$を用いた性能照査式によってそれぞれ制御される（**表3. 2. 1**）。

レベル3信頼性設計法の制御に用いられる破壊確率の算出にあたっては、一般に、性能関数にもとづいて同時確率密度関数を求め、これを多重積分する必要がある。しかしながら、同時確率密度関数の定式化や高次の多重積分の実行などは困難を伴う場合があり、実用的ではないことが多い。このため、破壊確率を数値的に計算するモンテカルロ・シミュレーション（MCS）[40]などの手法が用いられるが、その場合にも、計算負荷の軽減の観点からインポータンスサンプリング[41]等の破壊確率を効率的に算出できる手法の採用が一般的になっている。これらの点から、実務設計にはレベル3を導入することは困難である。また、レベル2信頼性設計法の制御に用いられる信頼性指標は、破壊をもたらす破壊点（$Z=0$，$Z$：性能関数）から性能関数の平均値がどの程度離れているかを示す尺度であり、1次信頼性理論（FORM: First-Order Reliability Method）に基づき算出される[40]。一方、レベル1信頼性設計法においては、特性値と部分係数を乗じて得られる設計用値を算出し、耐力の設計用値$R_d$が作用効果の設計用値$S_d$を上回ることを確認することによって性能照査が行われる。レベル1水準の設計では、限界状態に対する破壊確率を求めることはなく、記述式も明快であり、実務設計に導入しやすいメリットがある[42]。

いずれの方法を選択するにせよ、信頼性設計法により安定性を正しく定量評価するためには、性能照査を行う際に介在する様々な不確定要因すなわち設計因子の従う確率分布を適切に定める必要がある。さもなければ、算出した破壊確率や信頼性指標は工学的意味を持たない。さらに、信頼性設計法の適用により設計の合理化や建設コスト縮減を推進するためには、設計に最も影響を及ぼす支配因子の推定精度向上を目指す必要がある。なぜならば、構造物の破壊確率$P_f$ には、設計因子の平均値に加えて、その標準偏差が影響するからである。そのためには、まず支配因子の特定が必要であり、その手段として感度係数による評価が極めて有効である。感度係数とは、構造物の安全性に各設計因子が及ぼす感度または重要度を表す指標である。また信頼性指標と感度係数は、レベル1信頼性設計法における部分係数の算定に用いられることから、これらを定量評価しておくことの工学的意義は大きい[43]。

### ３．２．６　本研究で提案する耐震信頼性設計法の位置づけ

リダンダンシーは、今後構造物の設計に非常に重要なキーワードである。なぜならば、人間生活にとって極めて大きな影響を及ぼすインフラ構造物は、安全性評価に対して大きな意味を有しているからである[44)-51)]。しかし、リダンダンシーへの配慮の重要性が指摘され、その定義や定量化が議論されてきたが、その大小を考慮できる設計体系の構築には至っていない[52]。

一方、近年、外力や抵抗に含まれている不確定性を考慮した構造信頼性設計が取り入れられる傾向にあり、H29道路橋示方書においても信頼性設計の概念が導入された。その流れも踏まえ、本研究ではリダンダンシーの定量化を確率論的手法による評価から行う。そして、レベル2地震動を受ける道路橋杭基礎（場所打ち杭）を対象とし、杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法の開発を試みた。本手法を用いることで、杭列数の違いによる降伏限界状態後の余裕度の差異を反映することが可能となり、リダンダンシーに優れた杭基礎構造の積極的な採用につながることが期待される。

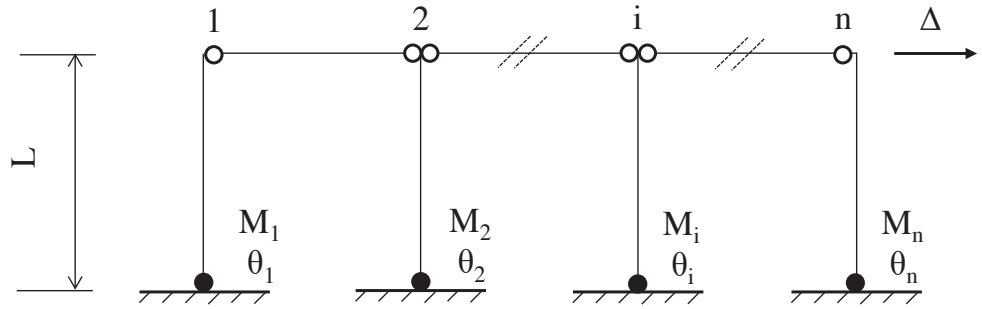



図 3.2.1　塑性崩壊メカニズムに至るまでに形成される塑性ヒンジの数

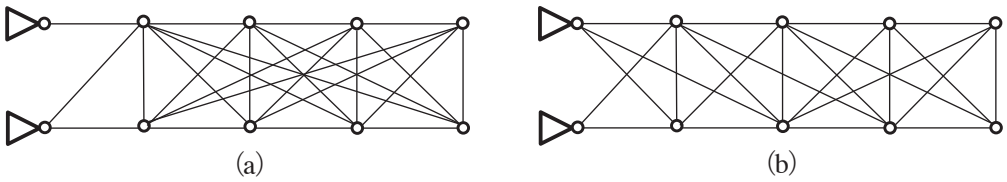



図 3.2.2　25 部材のトラスの例

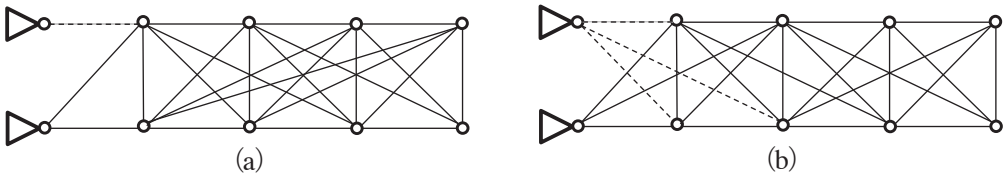



図 3.2.3　部材消失のシナリオの例

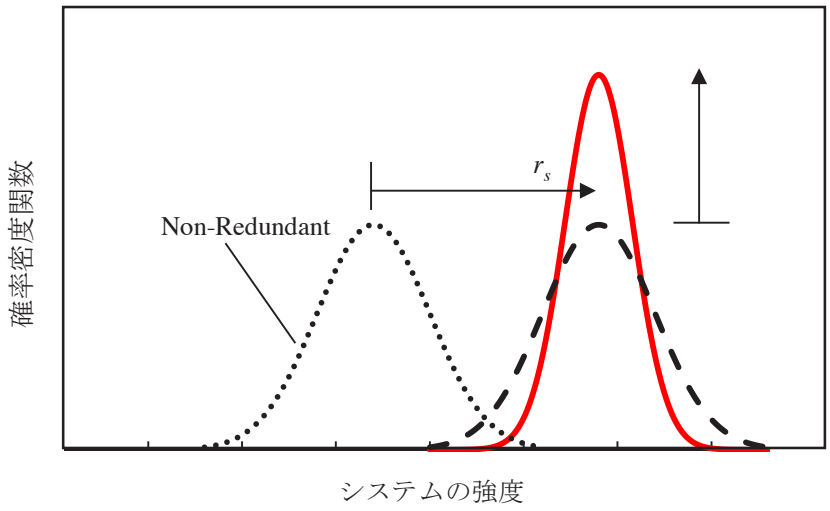



図 3.2.4　構造システムの強度に与えるリダンダンシーの効果

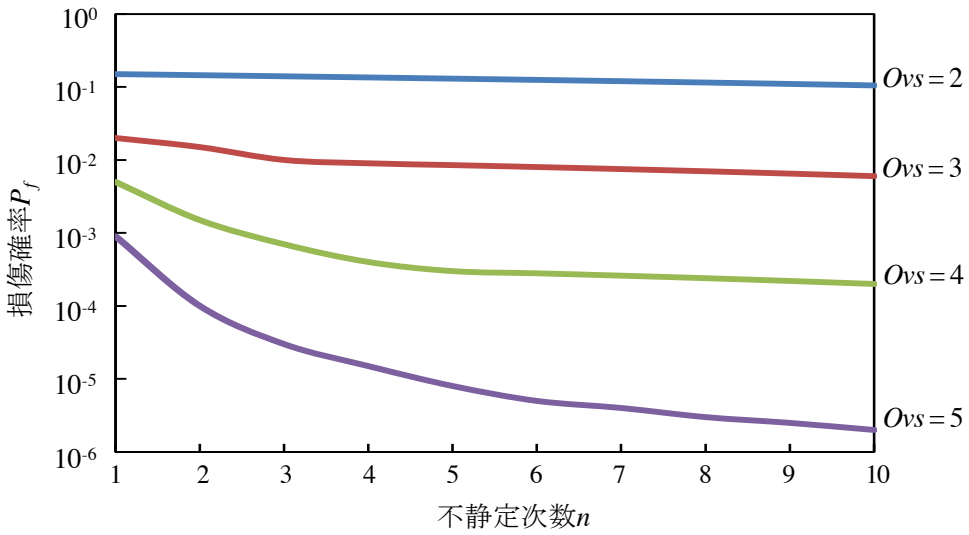



**図 3.2.5　各不静定次数における破壊確率**

**表 3.2.1　信頼性設計法の 3 つのレベル**

| 設計水準 | 安全性照査式 | 制御パラメータ |
|---|---|---|
| レベル 3 | $P_{fr} \geq P_f$ | 破壊確率 |
| レベル 2 | $\beta_I \leq \beta$ | 信頼性指標 |
| レベル 1 | $R_d \geq S_d$ | 設計用値 |

## ３．３　リダンダンシーを考慮した橋梁杭基礎の耐震信頼性設計法の提案

### ３．３．１　概説

本研究では、レベル2地震動を受ける道路橋杭基礎（場所打ち杭工法）を対象として、杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法の開発を試みた。現行の道路橋杭基礎の耐震設計[53),54)]においては、レベル2地震動を受ける場合でも基礎が降伏に至らないことを照査するのが基本であり、杭列数によらず同様の設計法が用いられている。しかし、杭基礎は設計の限界状態に達してから復旧性や安全性を失うまでには少なからずの余裕を持っており、それは少数杭列ほど乏しいと予想される。本章では、杭列数（2列・3列・4列杭）によって異なる余裕度（リダンダンシー）の違いを考慮した、レベル2およびレベル1信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法を提案する。

### ３．３．２　限界状態の定義

本研究では、杭基礎の「降伏限界状態」および「終局限界状態」という2種類の限界状態を用いることでリダンダンシーを考慮する。本研究における杭基礎の限界状態の定義を**表3. 3. 1**に示し、以下にその詳細を示す。

杭基礎の「降伏限界状態」は、道路橋示方書[53),54)]において、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時とされている。その目安は、①全ての杭において杭体が降伏する状態、あるいは、②1列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する状態、と定義されている。前者は並進運動が卓越する杭基礎で、軟質な地盤中に設置される杭基礎がこれに相当する。後者は回転運動（ロッキング）が卓越する杭基礎で、比較的硬い地盤中に設置される杭基礎がこれに相当する[55)]。また、橋脚が低く、多数杭列で杭長が長い場合は前者、橋脚が高く、少数杭列で杭長が短い場合は後者の限界状態が適用されると考えられる。本研究では、これらの降伏限界状態をそれぞれ、降伏限界状態①および降伏限界状態②とする。ただし、2列杭の場合は、片方の杭頭反力が押込み支持力または引抜き支持力に達した時点で上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める。そのため、2列杭の場合の降伏限界状態②は、1列の杭の杭頭反力が押込み支持力または引抜き支持力の上限値に達する状態と定義する。

本研究で提案する設計法では、降伏限界状態①および降伏限界状態②の2つの降伏限界状態に対して別々に照査を行う。そのため、**3.4**のケーススタディでも、並進運動が卓越する場合と回転運動が卓越する場合に分けて解析を行う。解析手法の詳細に関しては**3.4**にて説明する。

杭基礎の「終局限界状態」は道路橋示方書において明確に定められていない。本研究では、並進運動が卓越する場合の「終局限界状態」を杭頭の水平変位が3列杭の$4\delta_y$となる状態と定義する（以降，終局限界状態①と呼ぶ）。道路橋示方書の解説には、橋脚の杭基礎の許容塑性率は、組杭を対象とした正負交番載荷実験における荷重－変位関係と損傷状況の関係の検討などを踏まえ、一般に4程度を目安としてよいと記載されている。本研究では、一般的である3列杭を基準とし、3列杭だけでなく、2列杭および4列杭の終局限界状態①も、杭頭の水平変位が3列杭の$4\delta_y$となる状態と定義した。一方、回転運動が卓越する場合の「終局限界状態」は、フーチング底面の回転角が0.02radとなる状態と定義した（以降，終局限界状態②と呼ぶ）。この許容回転角0.02rad（約1/60rad）は、道路橋示方書解説において、橋脚基礎に対して復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の回転角とされている。なお、限界値（$4\delta_y$および0.02rad）の大きさには多くの議論があると思わ

れるが、本研究の目的の第一はリダンダンシーを考慮した耐震設計法の提案であることから、これらの値の妥当性の議論はここでは行わない。

前述したように、レベル2地震動に対する耐震設計では、杭基礎は降伏限界状態に達しないように設計される。しかし、様々な不確定性の影響により、レベル2地震動作用時にこの降伏限界状態を超える確率は小さいものではない。また、杭列数が少ない橋梁の基礎は並進や回転運動が生じやすく、同等の降伏震度の杭基礎であっても、少数杭列ほど終局限界状態に至りやすいことが予想される。そこで、現在の設計法では検討されていない終局限界状態に対する照査を導入することで、杭列数によって異なるリダンダンシーを考慮できる耐震設計法を開発した。

### ３．３．３　レベル 2 信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法

レベル 2 信頼性設計とは、信頼性指標 $\beta$ を制御パラメータとし、破壊可能性を確率論に基づく手法によって制御する方法である[44]。レベル 2 信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法のフローを**図 3.3.1** に示し、各ステップの詳細を以下で説明する。

#### ３．３．３．１　解析条件設定

解析対象橋梁の選定、入力地震動の設定、限界状態の定義などを行う。入力地震動には、現行の設計地震動などの確定的な地震動を設定する。通常の耐震信頼性解析は、地震の発生確率と距離減衰特性を踏まえた地震ハザード解析、および、同じ地震動強度を持ちながらも位相特性の違いなどにより構造物の非線形応答が異なることを評価する地震フラジリティ解析を実施し、ハザード曲線とフラジリティ曲線のコンボリュージョンにより年損傷確率を算定する[56]。この場合には、地震ハザードの年損傷確率に及ぼす影響が大きくなり、他のパラメータの感度が鈍くなることがある。本研究の目的は、橋梁杭基礎の杭列数により異なるリダンダンシーの違いを信頼性指標に反映することである。そのため、本検討では、現行の耐震設計で用いられる設計地震動を入力地震動の基本とする。よって、３.４のケーススタディにおける耐震信頼性解析で得られるのは、解析に用いた地震動が作用した条件下で算定される条件付き損傷確率である。

#### ３．３．３．２　プッシュオーバー解析

解析対象橋梁に対してプッシュオーバー解析を行い、杭基礎を設計する。道路橋示方書においては、杭基礎の設計水平震度を橋脚震度の 1.1 倍とした荷重漸増解析によって杭基礎が降伏しないことを照査している[54]。本研究では、初期の設計段階において、2 列・3 列・4 列杭の降伏震度が同じ値となるように設計することで、現行基準で設計された各杭列数を有する杭基礎の終局限界状態に対する余裕度の違いを信頼性指標として定量化する。

#### ３．３．３．３　動的解析

３．３．３．２で設計した杭基礎に対して動的解析を行う。本研究では、損傷確率をモンテカルロ・シミュレーション（MCS）により算定する。橋梁全体系を対象に、そこに介在する種々の不確定性を考慮し、MCS に

より非線形時刻歴応答解析を繰り返して実施した既存研究に参考文献 57)や 58)がある。杭基礎－地盤間ばねの算定式や鉄筋コンクリート部材の曲げやせん断耐力の算定式が有するモデル誤差を実測値や実験値との比較に基づき評価している。本研究でも、参考文献 57)や 58)と同様の解析手順により応答値の統計量を得る。

統計量の指標は、並進運動に着目する場合は杭頭の最大応答水平変位、回転運動に着目する場合はフーチング底面の最大応答回転角とする。

### ３．３．３．４　信頼性指標の算定

本研究では、並進運動に着目する場合は式(3.3.1)、回転運動に着目する場合は式(3.3.2)を限界状態式として信頼性評価を行う。

$$g_1 = \delta_u - x_1 \delta_r \tag{3.3.1}$$

$$g_2 = \theta_u - x_2 \theta_r \tag{3.3.2}$$

ここに、

$g_1$ ：並進運動に着目した限界状態式

$g_2$ ：回転運動に着目した限界状態式

$\delta_u$ ：終局限界状態①に相当する杭頭の限界水平変位

$x_1$ ：杭頭の最大応答水平変位のばらつきを考慮するための係数

$\delta_r$ ：地震動による杭頭の最大応答水平変位

$\theta_u$ ：終局限界状態②に相当するフーチング底面の限界回転角

$x_2$ ：フーチング底面の最大応答回転角のばらつきを考慮するための係数

$\theta_r$ ：地震動による基礎天端の最大応答回転角

MCSにより、杭頭の最大応答水平変位およびフーチング底面の最大応答回転角の統計量を得ることで、式(3.3.3)により杭基礎の信頼性指標$\beta$が算定される。

$$\beta = \frac{\lambda_R - \lambda_S}{\sqrt{\zeta_R{}^2 + \zeta_S{}^2}} \tag{3.3.3}$$

ここに、

$\lambda_R$ ：並進運動に着目する場合は、杭頭の限界水平変位の対数平均
　　回転運動に着目する場合は、フーチング底面の限界回転角の対数平均

$\lambda_S$ ：並進運動に着目する場合は、杭頭の最大応答水平変位の対数平均
　　回転運動に着目する場合は、フーチング底面の最大応答回転角の対数平均

$\zeta_R$ ：並進運動に着目する場合は、杭頭の限界水平変位の対数標準偏差
　　回転運動に着目する場合は、フーチング底面の限界回転角の対数標準偏差

$\zeta_S$ ：並進運動に着目する場合は、杭頭の最大応答水平変位の対数標準偏差
　　回転運動に着目する場合は、フーチング底面の最大応答回転角の対数標準偏差

### ３．３．３．５　目標信頼性指標の設定

算出した杭基礎の信頼性指標 $\beta$ を踏まえた上で、目標信頼性指標 $\beta_T$を定める。３.４のケーススタディでは、現行基準で設計した 3 列杭の信頼性指標 $\beta$ の値を、全ての杭列数における目標信頼性指標 $\beta_T$として設定し、2 列杭と 4 列杭の信頼性指標 $\beta$ が目標信頼性指標 $\beta_T$に近づくまで繰り返し設計を行う。これにより、2 列・3 列・4 列杭の信頼性指標 $\beta$ が一致するときの、各杭列数における杭基礎の諸元が決定される。

### ３．３．４　レベル１信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法

レベル 1 信頼性設計とは、限界状態関数に含まれる種々の確率変数に対して、定めた目標信頼性に応じた部分係数を定め、その部分係数を用いることにより、限界状態に対する目標の信頼性を与えようとする方法である。レベル 1 水準の設計では、限界状態に対する破壊確率を求めることはなく、記述式も明快であり、実務設計に導入しやすいメリットがある[43]。

### ３．３．４．１　提案する耐震設計式

レベル1信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計式を式(3.3.4), 式(3.3.5)に示す。式(3.3.4)は並進運動に着目したもの、式(3.3.5)は回転運動に着目したものである。式(3.3.4)における係数$\alpha_1$は、降伏限界状態①に相当する杭頭の限界水平変位$\delta_y$と終局限界状態①に相当する杭頭の限界水平変位$\delta_u$の比であり、プッシュオーバー解析により式(3.3.6)で算定する。一方、式(3.3.5)における係数$\alpha_2$は、降伏限界状態②に相当するフーチング底面の限界回転角$\theta_y$と終局限界状態②に相当するフーチング底面の限界回転角$\theta_u$の比であり、プッシュオーバー解析により式(3.3.7)で算定する。

$$\gamma\alpha_1\delta_y \geq \delta_u \tag{3.3.4}$$

$$\gamma\alpha_2\theta_y \geq \theta_u \tag{3.3.5}$$

$$\alpha_1 = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{3.3.6}$$

$$\alpha_2 = \frac{\theta_u}{\theta_y} \tag{3.3.7}$$

ここに、

$\alpha_1$、$\alpha_2$：杭基礎の降伏限界状態と終局限界状態の差を考慮する係数

$\gamma$　　：終局限界状態に到達する可能性をコントロールするための部分係数

$\delta_y$　　：降伏限界状態①に相当する杭頭の限界水平変位

$\delta_u$　　：終局限界状態①に相当する杭頭の限界水平変位

$\delta_r$　　：地震動による杭頭の最大応答水平変位

$\theta_y$　　：降伏限界状態②に相当するフーチング底面の限界回転角

$\theta_u$　　：終局限界状態②に相当するフーチング底面の限界回転角

$\theta_r$　　：地震動によるフーチング底面の最大応答回転角

降伏限界状態を超えた後の終局限界状態に対する余裕度の違いを式(3.3.4)と式(3.3.5)の部分係数 $\gamma\alpha_1$および$\gamma\alpha_2$の値にそれぞれ反映する。同じ目標信頼性指標 $\beta_T$の値を持つ杭基礎を設計する場合、部分係数の値が少数杭列ほど小さくなるため、少数杭列ほど設計が困難となる。

### ３．３．４．２　耐震設計式で用いる部分係数の算定方法

ここでは、レベル 1 信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計式に用いる部分係数 $\gamma$ の算定方法について述べる。部分係数の値は、レベル 2 水準の信頼性設計のアプローチから定める。部分係数の算定フローを**図 3.3.2** に示す。

まず、部分係数を仮定し、式(3.3.4)または式(3.3.5)を用いて杭基礎を耐震設計する。次に、レベル 2 水準の信頼性評価法に基づき信頼性指標 $\beta$ を算出する。そして、式(3.3.8)を満足するまで、部分係数の仮定から信頼性指標 $\beta$ 算出までの過程を繰り返すことで、部分係数 $\gamma$ の値が決定される。

$$W = \sum\left(\beta(\gamma) - \beta_T\right)^2 \rightarrow \min \tag{3.3.8}$$

ここに、

$W$　：部分係数 $\gamma$ を用いて設計される構造物の信頼性と目標信頼性の差を最小化するための目的関数

表 3.3.1　杭基礎の限界状態の定義

| 名称 | 着目する挙動 | 定義 |
|---|---|---|
| 降伏限界状態① | 並進運動 | 全ての杭において杭体が降伏する状態 |
| 降伏限界状態② | 回転運動 | 1列の杭の杭頭反力が<br>押込み支持力の上限値に達する状態<br>（2列杭の場合は，1列の杭の杭頭反力が押込み<br>支持力または引抜き支持力の上限値に達する状態） |
| 終局限界状態① | 並進運動 | 杭頭の水平変位が3列杭の$4\delta_y$となる状態 |
| 終局限界状態② | 回転運動 | フーチング底面の回転角が0.02radとなる状態 |

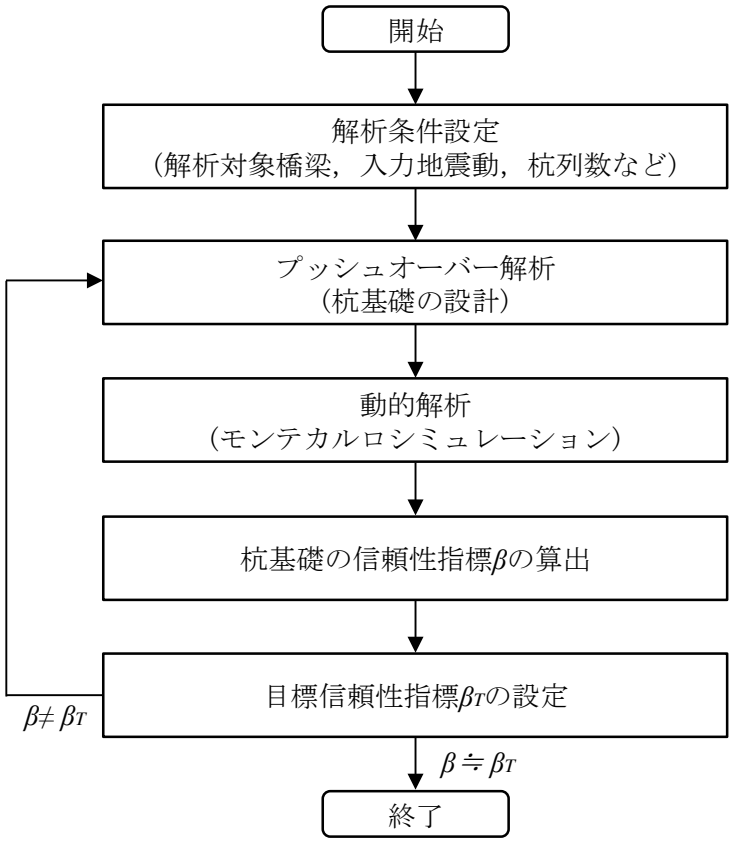



**図 3.3.1　レベル 2 信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法のフロー**

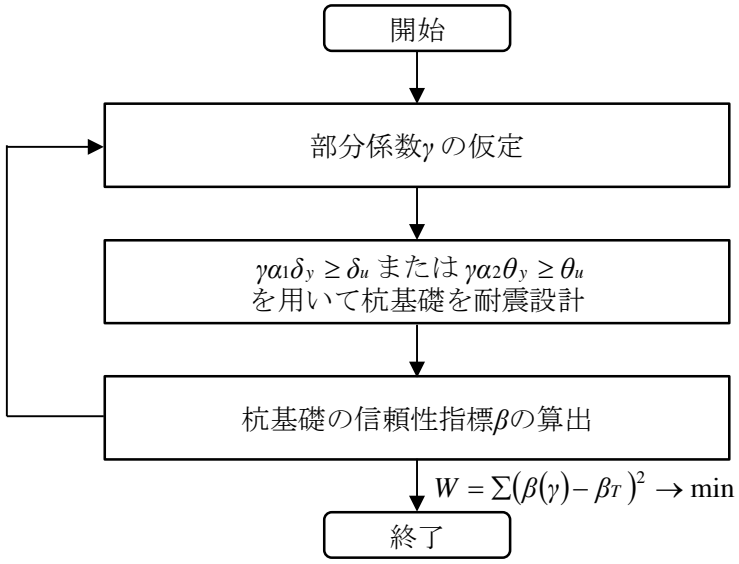



**図 3.3.2　レベル 1 信頼性設計で用いる部分係数の算定フロー**

## ３．４　提案する耐震設計法を用いたケーススタディ

### ３．４．１　概説

本章では、3.3で提案したリダンダンシーを考慮した橋梁杭基礎の耐震設計法を用いたケーススタディを示す。また、最後に本研究の今後の課題を示す。

### ３．４．２　解析対象橋梁

本検討では、標準的な連続鈑桁橋の中間RC橋脚と、これを支持する場所打ち杭基礎から構成される橋軸方向の振動単位を解析対象とする。解析対象とした5種類の橋梁の諸元を**表3.4.1**、概要図を**図3.4.1**に示す。各橋梁では橋脚高、杭長および地盤条件が異なっており、これらの条件下でRC橋脚および杭基礎が、ともに道路橋示方書[54]のレベル2地震動に対する規定を満足するよう耐震設計する。検討した地盤条件を**表3.4.2**に示す。3種類の地盤は、いずれも道路橋示方書で定める2種地盤に相当する。なお、各条件においてRC橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計を行う際には、**表3.4.3**に示す項目を各橋梁間で共通とした。

本検討では、まず、現行基準に基づき、杭列数（2 列・3 列・4 列）に関係なく杭基礎の降伏震度が同じ値（0.66）となるように試設計する。杭列数に関わらず降伏震度が等しいため、現行の耐震設計上は、すべて同じ耐震性を有した杭基礎と判定され、経済性などの観点から最終的な杭列数が決定されることとなる。これらの杭基礎に対して、現行の設計では考慮されていない終局限界状態に関する信頼性解析を行い、多数杭列ほど高い信頼性を有していることを確認する。さらに、提案するレベル 2 信頼性設計法に基づき、各杭列数の杭基礎が同様の信頼性を有するように再設計する。また、提案するレベル 1 信頼性設計法に用いる部分係数を算定する。

### ３．４．３　解析モデル

上部構造、RC 橋脚および場所打ち杭基礎から構成される橋梁システムの解析モデル（**図 3.4.2**）の詳細を以下に示す。基本とした解析モデルは集約モデル（修正ペンゼンモデル）[57)-59)]である。なお、参考文献 57)に示されるように、この解析モデルにより、地盤中にある杭体の地震時挙動を精度良く評価できることを震動実験結果との比較から確認している。また、本研究では、前述したように橋軸方向を解析対象とする。

#### ３．４．３．１　RC 橋脚、フーチングおよび杭体

RC橋脚は線形と非線形の両方のパターンでケーススタディを行った。線形の場合は降伏剛性を有する弾性体と仮定した。一方、非線形履歴特性は曲げモーメントー曲率関係でモデル化し、その履歴則はTakedaモデルとした。橋脚を非線形でモデル化した場合の橋脚の降伏震度は0.54である。ただし、プッシュオーバー解析では、杭基礎に大きな力を伝達させるため、橋脚を常に弾性体とした。フーチングは剛体とした。

杭体は、並進運動に着目する場合は、非線形履歴特性を曲げモーメントー曲率関係でモデル化し、その履歴則はTakedaモデルとした。一方、回転運動に着目する場合は降伏限界状態①（1列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する状態）を照査することから、降伏限界状態②（全ての杭において杭体が降伏する状態）に達しないように、杭体は降伏剛性を有する弾性体としてモデル化した。

### ３．４．３．２　杭軸方向の地盤抵抗特性

杭軸方向の地盤抵抗特性は、回転運動に着目する場合は、H29 道路橋示方書[1]に従い、以下に示す（a）の初期勾配、ならびに（b）および（c）の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。一方、並進運動に着目する場合は降伏限界状態②（全ての杭において杭体が降伏する状態）を照査することから、降伏限界状態①（1 列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する状態）に達しないように、杭軸方向の地盤抵抗特性は降伏剛性を有する弾性体としてモデル化した。

#### （a）杭の軸方向バネ定数

式(3.4.1)を用いて、場所打ち杭の軸方向バネ定数 $K_v$を算定する。ただし、杭先端の鉛直方向地盤反力係数 $k_v$は式(3.4.2)、直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 $k_{v0}$は式(3.4.3)により算出する。

$$K_v = \frac{1}{\dfrac{L}{2A_pE_p}\left(1+\gamma_y-\zeta_e\right)+\zeta_d\dfrac{4\gamma_y}{\pi {D_p}^2 k_v}} \tag{3.4.1}$$

$$k_v = \lambda k_{v0}\left(\frac{B'}{0.3}\right)^{-3/4} \tag{3.4.2}$$

$$k_{v0} = \frac{\alpha E_0}{0.3} \tag{3.4.3}$$

ここに、

$L$　：杭長

$A_p$　：杭の純断面積

$E_p$　：杭のヤング係数

$D_p$　：杭先端の径

$\gamma_y$　：杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で，$\gamma_y=\lambda_{yu}\gamma_u$（$0\leq\gamma_y\leq1$）として求める。

$\lambda_{yu}$　：先端伝達率算出のための補正係数で、場所打ち杭工法では 0.48

$\gamma_u$　：杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で、$\gamma_u=R_{up}/R_u$として求める。

$R_{up}$　：式(3.4.5)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値のうち、杭先端の極限支持力の特性値で、$R_{up}=q_dA_p$として求める。

$q_d$　：杭先端の極限支持力度の特性値で、場所打ち杭工法の場合、粘性土では $110N$（≦3300）、砂では $110N$（≦ 3300）、砂れきでは $160N$（≦ 8000）である。（$N$ は $N$ 値）

$R_u$　：式(3.4.5)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値

$\zeta_e$　：杭体収縮量算出のための補正係数で、場所打ち杭工法は 0.30

$\zeta_d$ ：杭の先端変位量算出のための補正係数で場所打ち杭工法は0.99

$\lambda$ ：杭基礎の施工法等の影響を考慮するための係数で1.0

$B'$ ：地盤反力係数の算出に用いる基礎の換算載荷幅で、杭基礎の場合は$D_p$

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数で、荷重組合せに地震の影響を含まない場合の値 1.0 を用いる。

$E_0$ ：設計の対象とする位置での地盤の変形係数

**(b) 杭の軸方向押込み支持力の上限値**

押込みの場合の上限値は、式(3.4.4)により求められる杭の押込み支持力の上限値とする。ただし、地盤から決まる杭の極限支持力の特性値$R_u$および杭体から決まる押込み支持力の特性値$R_{PU}$は、式(3.4.5)および式(3.4.6)より算出する。

$$P_{NU} = \min(R_u, R_{PU}) \tag{3.4.4}$$

$$R_u = q_d A + U\sum L_i f_i \tag{3.4.5}$$

$$R_{PU} = 0.85\sigma_{ck} A_c + \sigma_y A_s \tag{3.4.6}$$

ここに、

$P_{NU}$ ：レベル2地震動を考慮する設計状況における杭の押込み支持力の上限値

$A$ ：杭先端面積

$U$ ：杭の周長

$L_i$ ：周面摩擦力を考慮する$i$層の層厚

$fi$ ：周面摩擦力を考慮する$i$層の最大周面摩擦力度の特性値で、場所打ち杭工法の場合、粘性土では$5N$（≦120）、砂質土では$5N$（≦ 120）である。

$\sigma_{ck}$ ：杭体のコンクリートの設計基準強度

$A_c$ ：杭体のコンクリートの断面積

$\sigma_y$ ：杭体の軸方向鉄筋の降伏強度

$A_s$ ：杭体の軸方向鉄筋の総断面積

**(c) 杭の軸方向引抜き支持力の上限値**

引抜きの場合の上限値は、式(3.4.7)により求められる杭の引抜き抵抗力の上限値とする。ただし、地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値$P_u$および杭体から決まる引抜き抵抗力の特性値$P_{PU}$は、式(3.4.8)および式(3.4.9)より算出する。

$$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{PU}) \tag{3.4.7}$$

$$P_u = U\sum L_i f_i \tag{3.4.8}$$

$$P_{PU} = \sigma_y A_s \tag{3.4.9}$$

ここに、

$P_{TU}$ ：レベル 2 地震動を考慮する状況における杭の引抜き抵抗力の上限値

$W$ ：杭及び杭内部の土の有効重量

$\sigma_y$ ：杭体の軸方向鉄筋の降伏強度

$A_s$ ：杭体の軸方向鉄筋の総断面積

### ３．４．３．３ 杭軸直角方向の地盤抵抗特性

杭の水平方向の地盤抵抗特性は、H29 道路橋示方書[1]に従い、以下に示す（a）の初期勾配および（b）の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。

#### （a）水平方向地盤反力係数

式(3.4.10)を用いて、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭前面の水平方向地盤反力係数 $k_{HE}$を算定する。ただし、杭全面の水平方向地盤反力係数 $k_H$は式(3.4.11)、直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 $k_{H0}$は式(3.4.12)により算出する。また、基礎の換算載荷幅 $B'$および基礎の特性値 $\beta$ は式(3.4.13)および式(3.4.14)より求める。

$$k_{HE} = \mu_k \alpha_k k_H \tag{3.4.10}$$

$$k_H = \lambda k_{H0} \left( \frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4} \tag{3.4.11}$$

$$k_{H0} = \frac{\alpha E_0}{0.3} \tag{3.4.12}$$

$$B' = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \tag{3.4.13}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \tag{3.4.14}$$

ここに、

$\mu_k$ ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数で、2/3 とする.

$\alpha_k$ ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数で、粘性土、砂質土ともに 1.5

$D$ ：杭の直径

$EI$ ：基礎の曲げ剛性

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数で、荷重組合せに地震の影響を含まない場合の値 1.0 を用いる。

$k_{H0}$ ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数

$\beta$ ：基礎の特性値

(b) 水平地盤反力度の上限値

上限値は、式(3.4.15)により求められる杭前面の水平地盤反力度の上限値$p_{HU}$とする。

$$p_{HU} = \mu_P \alpha_P p_U \tag{3.4.15}$$

ここに、

$\mu_p$ ：群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数で、粘性土の場合は$\mu_p$= 1.0、砂質土の場合は$\mu_p \alpha_p$ = 杭の中心間隔／杭径（≤$\alpha_p$）

$\alpha_p$ ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数で、粘性土は1.5、砂質土は3.0

ただし、砂質地盤における中央杭の水平地盤反力度の上限値$p_{HU}$は、式(3.4.15)により算出される値の1/2を用いる。

なお、フーチング前面地盤の取扱については、長期的に安定して存在しており、良質で設計上水平抵抗を期待できるような場合には、その地盤反力を考慮できると考えられるが、本研究では、特定の橋梁架設地点や地盤条件を対象としていないため、全ての解析モデルにおいて、フーチング前面地盤の抵抗を無視することとした。

## ３．４．４　動的解析法

### ３．４．４．１　数値解析法

非線形領域を考慮した構造物の動的挙動を解析するためには、式(3.4.16)で表される運動方程式を直接積分法により解かなければならない。直接積分法による応答解析とは、任意外力による強制振動の運動方程式を直接数値積分して2階の連立運動方程式を解き、解$u$を求める方法である。

$$\mathbf{M}\ddot{u} + \mathbf{C}\dot{u} + \mathbf{K}(t)u = \mathbf{F}(t) \tag{3.4.16}$$

ここに、

$\mathbf{M}$ ：質量マトリクス

$\mathbf{C}$ ：減衰マトリクス

$\mathbf{K}(t)$ ：剛性マトリクス

$\mathbf{F}(t)$ ：外力ベクトル

$\ddot{u}$ ：相対応答加速度ベクトル

$\dot{u}$ ：相対応答速度ベクトル

$u$ ：相対応答変位ベクトル

本研究では、解析対象橋梁を骨組構造モデルで表し、式(3.4.16)を基に地震時挙動を解析する。

### ３．４．４．２　減衰マトリクス

減衰マトリクス$\mathbf{C}$の作成には、Rayleigh型減衰モデルを用いる。粘性減衰マトリクスは質量マトリクス$\mathbf{M}$に比例し、構造減衰マトリクスは剛性マトリクス$\mathbf{K}$に比例するとした。減衰マトリクスの算定式を以下に示す。

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \tag{3.4.17}$$

ここに、

$\alpha$ および $\beta$ : Rayleigh 型減衰係数

係数 $\alpha$、$\beta$ の値は原則として要素ごとに異なる値であるが、本研究では最も一般的な次式で示す値を用い、全要素共通として計算を行う。

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\frac{2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j}{\omega_i{}^2 - \omega_j{}^2} \tag{3.4.18}$$

$$\beta = \frac{2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j}{\omega_i{}^2 - \omega_j{}^2} \tag{3.4.19}$$

ここに、

$h_i$および$h_j$ ：$i$ および $j$ 次モードのモード減衰定数

$\omega_i$および$\omega_j$ ：$i$ および $j$ 次モードの固有円振動数

また、構造要素ごとに減衰定数を与え、式(3.4.20)に示すひずみエネルギー比例減衰法により $i$、$j$ 次モードの固有振動モードに対するモード減衰定数 $h_i$ 、 $h_j$ を求める。

$$h_i = \frac{1}{4\pi} - \frac{v_i}{u_i} \tag{3.4.20}$$

ここに、

$v_i$ ：$i$ 次のモデル全体の減衰エネルギー

$u_i$ ：$i$ 次のモデル全体のひずみエネルギー

なお、各構造要素の減衰定数は、橋脚および杭体は2%、剛体部は0%、杭基礎ー地盤間ばねでは逸散減衰を見込んで20%とした。

### ３．４．４．３　剛性マトリクス

梁の固定端を$i$端、先端を$j$端とすると、$j$端の材端力と材端変位の関係は次式となる。

$$px_j = \frac{EA}{L}dx_j \tag{3.4.21}$$

$$py_j = \frac{12EI}{L^3}dy_j - \frac{6EI}{L^2}d\theta_j \tag{3.4.22}$$

$$p\theta_j = \frac{6EI}{L^2}dy_j - \frac{4EI}{L}d\theta_j \tag{3.4.23}$$

ここに、

$p$ ：外力ベクトル（$px_j, py_j, p\theta j$）

$d$ ：変位ベクトル（$dx_j, dy_j, d\theta j$）

$EI$ ：曲げ剛性

$EA$ ：軸方向剛性

$L$ ：部材長

これは、片持ち梁先端の材端力と材端変位の関係を表した式である。片持ち梁の場合、固定端の側の材端変位（$dx_i$、$dy_i$、$d\theta_i$）はつねに 0 となる。したがって、上式の材端変位（$dx_i$、$dy_i$、$d\theta_i$）を、次式によって部材の変形量に変換する。

$$dx_j \rightarrow (dx_j - dx_i) \tag{3.4.24}$$

$$dy_j \rightarrow (dy_j - dy_i - L \cdot d\theta_i) \tag{3.4.25}$$

$$d\theta_j \rightarrow (d\theta_j - d\theta_i) \tag{3.4.26}$$

同様の手順で、$i$ 端の材端力（$dx_i$, $dy_i$, $d\theta_i$）を求め、以下の部材剛性マトリクスを得る。

$$\begin{pmatrix} px_i \\ py_i \\ p\theta_i \\ px_j \\ px_j \\ px_j \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} dx_i \\ dy_i \\ d\theta_i \\ dx_j \\ dx_j \\ dx_j \end{pmatrix} \tag{3.4.27}$$

節点に生じる変位あるいは作用する力の方向には、水平・垂直・回転の 3 つがあり、これを全体座標系と呼ぶ。そして、部材剛性マトリクスを全体座標系に変換したものが全体剛性マトリクスである。

### ３．４．４．４　数値積分法

式(3.4.16)に示される運動方程式に対する地震動応答計算には Newmark の $\beta$ 法を用いる。式(3.4.16)から時刻 $t+\Delta t$ での運動方程式は次式で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{u}_{t+\Delta t} + \mathbf{C}\dot{u}_{t+\Delta t} + \mathbf{K}(t+\Delta t)u_{t+\Delta t} = \mathbf{F}(t+\Delta t) \tag{3.4.28}$$

また、時刻 $t+\Delta t$ での変位と外力荷重の増分はそれぞれ次式で表される。

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u \tag{3.4.29}$$

$$\mathbf{F}(t+\Delta t) = \mathbf{F}(t) + \Delta \mathbf{F} \tag{3.4.30}$$

Newmark の $\beta$ 法によって表される時刻 $t+\Delta t$ の速度と変位は次式となる。

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{t+\Delta t} + \ddot{u}_t) \tag{3.4.31}$$

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t\dot{u} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2 \ddot{u}_t + \beta \Delta t^2 \ddot{u}_{t+\Delta t} \tag{3.4.32}$$

$\beta$ は、安定した解と必要な精度が得られるように定めなければならない。本解析では、平均加速度法 ($\beta$=1/4) とした。

式(3.4.16)および、式(3.4.29)～(3.4.32)を用いて $\Delta u$ について解くと、時間増分 $\Delta t$ 後における相対速度 $\dot{u}_{t+\Delta t}$ 、相対加速度 $\ddot{u}_{t+\Delta t}$ は以下のようになる。

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta\dot{u} = \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right)\Delta t\ddot{u}_t + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right)\dot{u}_t + \frac{1}{2\beta\Delta t}\Delta u_t \tag{3.4.33}$$

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \ddot{u}_t + \Delta\ddot{u} = \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right)\ddot{u}_t - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_t + \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta u \tag{3.4.34}$$

このようにして求められた、応答変位、速度、加速度を次のステップにおける初期条件として、与えられた入力地震動の作用時間内で計算を繰り返す。

### ３．４．５　入力地震動

#### ３．４．５．１　入力地震動

本研究で実施する耐震信頼性解析では、地震動の発生確率は考慮せず、道路橋示方書に規定されるレベル2地震動タイプ2（Type2-2-1）を使用した。また、この波形が**表3. 4. 2**に示した各地盤条件の地表面上で観測されたものとみなして、等価線形化手法に基づく一次元地盤の地震応答解析プログラム「DYNEQ」[60]によりそれぞれの地盤における基盤地震動に変換した。**図3. 4. 3**はこれらの加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の比較を示したものである。本検討では、**図3. 4. 3**に示す4種類の波を入力地震動として用いた。

#### ３．４．５．２　基盤地震動と自由地盤

自由地盤系は、上部構造、RC橋脚および場所打ち杭基礎からなる橋梁構造系からの作用は受けない独立した系とし、その応答値を「DYNEQ」により算定した。地盤のせん断応力～せん断ひずみの履歴は、Hardin-Dmevich型の双曲線モデル[61]によって表した。規準ひずみは、豊浦標準砂および沖積粘性土に対するせん断剛性ーせん断ひずみの実験値[62),63)]を参考に、砂質土では0.3%、粘性土では1.0%とした[55]。算定した自由地盤の応答変位は、動的解析において杭基礎ー地盤間の相互作用ばねを介して入力した[64]。

### ３．４．６　不確定性の評価

本検討では、杭基礎ー地盤間ばねの鉛直方向および水平方向の地盤抵抗特性に関して不確定性を考慮した。その統計量を**表3. 4. 4**に示す。**表3. 4. 4**に示される平均値と変動係数は、モデル誤差（実測値/計算値）の統計量である。MCSにおいて、これらの確率変数は**表3. 4. 4**に示すパラメータを持つ対数正規分布に従うとした。杭軸直角方向ばねは同一地層内では完全相関、地層が異なる場合には独立であり、杭列によらずこの仮定を適用する。杭軸方向ばねは、杭列によらず完全相関とした。なお、杭の引抜き支持力は、本検討では確定値として扱っている。

また、地盤抵抗特性の値から逆算したN値を用いて、自由地盤の応答変位の算定にもモンテカルロ・シミュレーションを適用した。

### ３．４．７　解析結果

#### ３．４．７．１　確定論的評価

##### (a) プッシュオーバー解析結果

各解析対象橋梁の杭基礎が杭列数（2 列・3 列・4 列）に関係なく、同じ降伏震度（0.66）となるように試設計したときの水平震度－杭頭の水平変位関係および水平震度－フーチング底面の回転角関係を**図 3.4.4**～**図 3.4.8** に示す。また、そのときの杭径、杭体の軸方向鉄筋比、固有周期を**表 3.4.5** に示す。並進運動に着目する場合と回転運動に着目する場合のそれぞれについて、杭列数に関係なく杭基礎の降伏震度が同じ値となるように設計しているため、少数杭列ほど杭径が大きくなる。なお、道路橋示方書[53]では、場所打ち杭の設計径は 0.1m 刻みとすることを標準としているが、本検討では異なる杭列数の橋梁間で耐震性能を同等に設計する必要があるため、設計径を 0.01m 刻みとした。

**図 3.4.4**～**図 3.4.8** より、降伏震度が一致していたとしても、少数杭列ほど水平地盤抵抗ばねが少ないことなどから降伏剛性が小さく、降伏水平変位および降伏回転角が大きいことが確認できる。本研究では終局限界状態の水平変位および回転角を杭列数に関係なく一定値としているため、少数杭列ほど降伏限界状態を超えた後の終局限界状態に対する余裕度が乏しいといえる。

C橋の設計時の解析（地盤抵抗特性に特性値を用いる解析）を解析条件Xとする。一方、C橋に対するMCSの試行において、特に地盤抵抗特性の各パラメータが小さい値を取ったときの解析を解析条件Yとする。解析条件Yのプッシュオーバー解析結果を**図3.4.9**に示す。解析条件X（**図3.4.6**）と解析条件Yのプッシュオーバー解析結果を比較すると、軟弱地盤である解析条件Yでは、全ての杭列数において降伏震度および降伏剛性が低下している。解析条件Xと解析条件Yのプッシュオーバー解析において、水平震度が0.4のときの杭頭の水平変位およびフーチング底面の回転角の値を**表3.4.6**に示す。**表3.4.6**より、少数杭列ほど、解析条件Xと解析条件Yにおける変位および回転角の変化量が大きいことが分かる。以上の考察から、MCSの試行で用いられる乱数によっては、杭基礎の挙動が大きく変化し、特に2列杭はその影響を大きく受けるといえる。このことが、後述する、MCSによる動的解析から得られる杭頭の最大応答水平変位および最大応答回転角の分布が、少数杭列ほどばらつく要因となっている。

##### (b) 動的解析結果

解析条件 X に対して動的解析を行った結果を**図 3.4.10**、解析条件 Y に対して動的解析を行った結果を**図 3.4.11** に示す。**図 3.4.10**、**図 3.4.11** より、2 列杭は 3 列杭・4 列杭に比べ、応答水平変位および応答回転角が大きいことが確認できる。これはプッシュオーバー解析結果でも述べたように、降伏震度が一致していたとしても、少数杭列ほど水平地盤抵抗ばねが少ないことなどから剛性が小さくなりやすいためである。参考文献 65)、66)においても同様の指摘がなされている。また、**図 3.4.11** に示されるように、不確定性の存在下では、MCS 内の試行の中に、基礎に大きな応答をもたらすパラメータの組み合わせが含まれるが、その場合でも 3 列杭・4 列杭は 2 列杭に比べて影響を受けづらく、終局限界状態に対する余裕度が大きい。

### ３．４．７．２　レベル２信頼性設計の結果

#### (a) 信頼性指標$\beta$

現行基準に基づき、杭基礎が杭列数（2列・3列・4列）に関係なく同じ降伏震度（0.66）となるように試設計した解析対象橋梁に対して、MCS（試行回数：1000回）により動的解析を行った。検討ケースは、**表 3.4.7** に示した20ケースである。Case A-1～Case A-12では、A橋を解析対象橋梁とし、入力地震動の違い、自由地盤の応答変位の有無、橋脚モデルの違いが信頼性解析に及ぼす影響を確認する。Case B以降の解析では、入力地震動は基盤地震動とし、自由地盤の応答変位を考慮し、橋脚のモデルは線形とした。

算出された杭頭の最大応答水平変位およびフーチング底面の最大応答回転角のヒストグラムを**図 3.4.12～図 3.4.31** に示す。杭基礎－地盤間ばねのばらつきなどにより、動的解析から得られる最大応答水平変位および最大応答回転角はある分布を持つことになるが、そのばらつきは少数杭列ほど大きい傾向がある。前述したように、少数杭列の場合は地盤抵抗特性のモデル誤差の影響を受けやすいといえる。また、少数杭列ほど応答の平均値が大きくなっていることが分かる。

MCSより得た統計量を用い、各ケースの信頼性指標$\beta$を算出した結果を**表 3.4.8** に示す。**表 3.4.8** より、各ケースにおいて、少数杭列ほど信頼性指標$\beta$が小さくなっており、現行基準で同等の耐震性能を有しているとみなされる（降伏震度が同じ）杭基礎でも、少数杭列ほど終局限界状態に関する信頼性が低いことが確認できる。つまり、少数杭列ほど、リダンダンシーが乏しいといえる。ただし、Case D-1では、3列杭の信頼性指標$\beta$が4列杭の$\beta$よりも大きくなっている。それぞれのフーチング底面の最大応答水平変位のヒストグラム（**図 3.4.28**）を比較すると、3列杭と4列杭の場合でほぼ同様の外形となっている。これは、前述した、少数杭列ほど地盤抵抗特性のモデル誤差の影響を受けやすく、また、少数杭列ほど応答の平均値が大きくなるという考察に反している。今回は10ケースの検討のうち、1ケースのみがこのような結果となったが、今後は検討ケースを増やし、このような現象の考察を行う必要がある。

各ケースを比較し、考察を以下に示す。

① Case A-1とCase A-3、Case A-2とCase A-4、Case A-5とCase A-7、Case A-6とCase A-8の比較より、橋脚のモデルを線形とした場合は、橋脚のモデルを非線形とした場合に比べ、信頼性指標が小さいことが分かる。

② Case A-1とCase A-9、Case A-2とCase A-10、Case A-5とCase A-11、Case A-6とCase A-12の比較より、入力地震動を設計地震動とした場合は、入力地震動を基盤地震動とした場合に比べ、信頼性指標が小さいことが分かる。

③ Case A-1とCase A-11、Case A-2とCase A-12、Case A-5とCase A-9、Case A-6とCase A-10の比較より、自由地盤の応答変位を考慮した場合は、考慮しない場合に比べ、信頼性指標が小さいことが分かる。

④ Case A-1とCase B-1、Case A-2とCase B-2、Case C-1とCase D-1、Case C-2とCase D-2の比較より、良質な地盤における杭基礎の方が信頼性が高いことが分かる。

⑤ Case A-1とCase C-1、Case B-1とCase D-1の比較より、並進運動に着目する場合は、橋脚高が低い橋梁ほど、信頼性が低くなっていることが分かる。

⑥ Case A-2とCase C-2、Case B-2とCase D-2の比較より、回転運動に着目する場合は、橋脚高が低い橋梁ほ

ど、信頼性が高くなっていることが分かる。

⑦ Case A-1 と Case E-1、Case A-2 と Case E-2 の比較より、杭長が短い橋梁ほど、信頼性が高くなっていることが分かる。

**(b) 信頼性設計**

**３．３．３**で提案したレベル 2 信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法に基づき、現行基準で設計した杭基礎の再設計を行った。検討対象としたのは、Case A-1、Case A-2、Case B-1、Case B-2、Case C-1、Case C-2、Case D-1、Case D-2、Case E-1、Case E-2 の 10 ケースである。本検討では、現行基準で設計した 3 列杭の信頼性指標 $\beta$ の値を、全ての杭列数における目標信頼性指標 $\beta_T$として設定した。各ケースの目標信頼性指標 $\beta_T$の値を**表 3.4.9** に示す。設計の簡易化を図るため、目標信頼性指標の有効数字は小数点以下 1 桁とした。

**図 3.3.1** のフローに従い、2 列杭と 4 列杭の信頼性指標 $\beta$ が目標信頼性指標 $\beta_T$に近づくまで繰り返し設計を行い、2 列・3 列・4 列杭の信頼性指標 $\beta$ が一致するときの杭基礎の諸元を決定した。本検討では、軸方向鉄筋比を一定とし、杭径を設計のパラメータとした。現行の設計法によって決定された杭径と提案する設計法によって決定された杭径の比較を**表 3.4.10** に示す。**表 3.4.10** より、現行基準の 3 列杭と同等の信頼性を得るためには、2 列杭の杭径を現在のものよりも大きくする必要があるといえる。特に、Case C-1 および Case D-1 では、現行の杭径よりも約 0.4m も杭径を大きくする必要がある。やはり、リダンダンシーを考慮した場合、2 列杭の設計は現行の設計よりも厳しくしなくてはならない。一方、4 列杭は現在に比べて多少小さい杭径でも現行の 3 列杭と同等の信頼性を有することができる。なお、**３．４．７．２ (a)** で述べたように、Case D-1 では、3 列杭の信頼性指標 $\beta$ が 4 列杭の $\beta$ よりも大きくなっているため、4 列杭の杭径が現行のものより 0.02m 大きくなる結果となっている。

### ３．４．７．３　レベル 1 信頼性設計で用いる部分係数

**３．３．４**で提案したレベル 1 信頼性設計で用いる部分係数を**図 3.3.2** のフローに従い算出した。検討対象としたのは、Case A-1、Case A-2、Case B-1、Case B-2、Case C-1、Case C-2、Case D-1、Case D-2、Case E-1、Case E-2 の 10 ケースである。並進運動に着目した場合の結果を**表 3.4.11**、回転運動に着目した場合の結果を**表 3.4.12** に示す。最大応答変位 $\delta_r$および最大応答回転角 $\theta_r$の値は、1000 回の MCS の平均値とした。**表 3.4.11** より、同じ目標信頼性指標 $\beta_T$の値を持つ杭基礎を設計する場合、部分係数 $\gamma\alpha_1$の値は少数杭列ほど小さいことがわかる。これは、降伏変位 $\delta_y$の値が少数杭列ほど大きく、終局変位 $\delta_u$の値は一定であるため、$\alpha_1$の値が少数杭列ほど小さくなることが大きく影響していると考えられる。つまり、少数杭列ほど設計が困難になる部分係数を用いて耐震設計をしなければならない。この耐震設計式を用いることで、リダンダンシーに優れた杭基礎構造の積極的な採用が期待される。

一方、回転運動に着目した場合の結果（**表 3.4.12**）では、Case A-2、Case C-2、Case E-2 において、少数杭列ほど部分係数の値 $\gamma\alpha_2$が小さくなっているが、Case B-2、Case D-2 においてはこの傾向が見受けらない。これは、**図 3.4.5**, **図 3.4.7** の (2) からわかるように、降伏震度に達する際のフーチングの回転角が 2 列杭より 3 列杭の方が大きいため、2 列杭の $\alpha_2$より 3 列杭の $\alpha_2$の方が小さくなっていることが原因の 1 つだと考えられ

る。このような結果がどのようなケースで引き起こされるのかを考察するために、地盤条件などを変えたケーススタディを今後行っていく必要がある。

表 3.4.1　解析対象橋梁の諸元

| | 橋脚高（m） | 杭長（m） | 地盤条件 |
|---|---|---|---|
| A橋 | 10 | 15 | 1 |
| B橋 | 10 | 15 | 2 |
| C橋 | 6 | 15 | 1 |
| D橋 | 6 | 15 | 2 |
| E橋 | 10 | 10 | 3 |

表 3.4.2　検討した地盤条件

| 層番号 | 地盤条件1 | | 地盤条件2 | | 地盤条件3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 種類・層厚 | $\overline{N}$ | 種類・層厚 | $\overline{N}$ | 種類・層厚 | $\overline{N}$ |
| 1 | 粘性土・2.5m | 5 | 粘性土・2.5m | 10 | 粘性土・1.7m | 5 |
| 2 | 砂質土・4.0m | 10 | 砂質土・4.0m | 20 | 砂質土・2.7m | 10 |
| 3 | 粘性土・3.5m | 5 | 粘性土・3.5m | 10 | 粘性土・2.3m | 5 |
| 4 | 砂質土・3.5m | 15 | 砂質土・3.5m | 30 | 砂質土・2.3m | 15 |
| 5 | 砂質土・1.5m | 50 | 砂質土・1.5m | 50 | 砂質土・1.0m | 50 |

表 3.4.3　各橋梁に共通の諸元

| | |
|---|---|
| 上部構造重量 | $6.20 \times 10^3$ (kN) |
| 支承条件 | 固定 |
| 杭の中心間隔 | 杭径の2.5倍 |
| フーチング縁端距離 | 杭径の1.0倍 |
| 杭基礎の降伏震度 | 0.66 |
| 杭体の帯鉄筋 | D16-150mm 間隔 |

表 3.4.4　MCS で用いた確率変数のパラメータ

| 確率変数 | 備考 | 平均値 | 変動係数 |
|---|---|---|---|
| 杭の軸方向ばね定数 $K_v$ | 場所打ち杭工法 | 1.00 | 0.50 |
| 極限支持力上限値 $R_u$ | 押込み支持力 | 1.00 | 0.40 |
| 水平地盤反力係数 $k_{HE}$ | N値から推定（砂質土，N≧5） | 1.00 | 0.60 |
| | N値から推定（粘性土，N≧5） | 1.00 | 0.70 |
| 水平地盤反力度上限値 $p_{HU}$ | 全土質 | 1.80 | 0.60 |

表 3.4.5　杭基礎の降伏震度を 0.66 としたときの設計結果

| | 杭列数 | 並進運動に着目する場合 | | | 回転運動に着目する場合 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 杭径（m） | 軸方向鉄筋比（%） | 固有周期（sec） | 杭径（m） | 軸方向鉄筋比（%） | 固有周期（sec） |
| A橋 | 2列杭 | 1.30 | 0.58 | 0.89 | 1.61 | 0.75 | 0.78 |
| | 3列杭 | 1.20 | 0.68 | 0.68 | 1.27 | 0.61 | 0.67 |
| | 4列杭 | 1.11 | 0.65 | 0.61 | 1.00 | 0.89 | 0.65 |
| B橋 | 2列杭 | 1.23 | 0.72 | 0.84 | 1.59 | 0.71 | 0.72 |
| | 3列杭 | 1.10 | 0.81 | 0.67 | 1.16 | 0.66 | 0.66 |
| | 4列杭 | 1.00 | 0.89 | 0.60 | 0.92 | 0.82 | 0.63 |
| C橋 | 2列杭 | 1.20 | 0.68 | 0.62 | 1.50 | 0.61 | 0.54 |
| | 3列杭 | 1.11 | 0.73 | 0.45 | 1.12 | 0.71 | 0.47 |
| | 4列杭 | 1.02 | 0.69 | 0.38 | 0.91 | 0.71 | 0.43 |
| D橋 | 2列杭 | 1.17 | 0.68 | 0.54 | 1.48 | 0.63 | 0.47 |
| | 3列杭 | 1.08 | 0.73 | 0.39 | 1.02 | 0.85 | 0.43 |
| | 4列杭 | 0.99 | 0.69 | 0.34 | 0.81 | 0.90 | 0.40 |
| E橋 | 2列杭 | 1.10 | 0.81 | 1.06 | 1.75 | 0.76 | 0.74 |
| | 3列杭 | 1.00 | 0.89 | 0.78 | 1.30 | 0.76 | 0.67 |
| | 4列杭 | 0.90 | 1.17 | 0.68 | 1.08 | 0.59 | 0.63 |

表 3.4.6　解析条件 X と Y における応答の比較

| 解析条件 | 杭列数 | 解析条件X | 解析条件Y | 解析条件<br>XとYの差 |
|---|---|---|---|---|
| 水平震度<br>0.4のときの<br>水平変位(m) | 2列杭 | 0.0186 | 0.0484 | 0.0298 |
| | 3列杭 | 0.0089 | 0.0272 | 0.0183 |
| | 4列杭 | 0.0072 | 0.0219 | 0.0147 |
| 水平震度<br>0.4のときの<br>回転角(rad) | 2列杭 | 0.0025 | 0.0049 | 0.0024 |
| | 3列杭 | 0.0015 | 0.0030 | 0.0015 |
| | 4列杭 | 0.0011 | 0.0022 | 0.0011 |

表 3.4.7　信頼性解析の検討ケース

| Case | 解析対象橋梁 | 着目する挙動 | 入力地震動 | 自由地盤応答 | 橋脚モデル |
|---|---|---|---|---|---|
| A-1 | A橋 | 並進運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| A-2 | A橋 | 回転運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| A-3 | A橋 | 並進運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 非線形 |
| A-4 | A橋 | 回転運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 非線形 |
| A-5 | A橋 | 並進運動 | 設計地震動 | 考慮しない | 線形 |
| A-6 | A橋 | 回転運動 | 設計地震動 | 考慮しない | 線形 |
| A-7 | A橋 | 並進運動 | 設計地震動 | 考慮しない | 非線形 |
| A-8 | A橋 | 回転運動 | 設計地震動 | 考慮しない | 非線形 |
| A-9 | A橋 | 並進運動 | 設計地震動 | 考慮する | 線形 |
| A-10 | A橋 | 回転運動 | 設計地震動 | 考慮する | 線形 |
| A-11 | A橋 | 並進運動 | 基盤地震動 | 考慮しない | 線形 |
| A-12 | A橋 | 回転運動 | 基盤地震動 | 考慮しない | 線形 |
| B-1 | B橋 | 並進運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| B-2 | B橋 | 回転運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| C-1 | C橋 | 並進運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| C-2 | C橋 | 回転運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| D-1 | D橋 | 並進運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| D-2 | D橋 | 回転運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| E-1 | E橋 | 並進運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |
| E-2 | E橋 | 回転運動 | 基盤地震動 | 考慮する | 線形 |

表 3.4.8　信頼性指標 $\beta$ の算出結果

| Case | 杭列数 | 信頼性指標 $\beta$ | Case | 杭列数 | 信頼性指標 $\beta$ | Case | 杭列数 | 信頼性指標 $\beta$ | Case | 杭列数 | 信頼性指標 $\beta$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A-1 | 2列杭 | 1.20 | A-2 | 2列杭 | 1.35 | A-3 | 2列杭 | 1.95 | A-4 | 2列杭 | 1.92 |
| | 3列杭 | 1.45 | | 3列杭 | 2.21 | | 3列杭 | 2.48 | | 3列杭 | 2.70 |
| | 4列杭 | 1.74 | | 4列杭 | 2.58 | | 4列杭 | 2.69 | | 4列杭 | 2.88 |
| A-5 | 2列杭 | 2.04 | A-6 | 2列杭 | 1.66 | A-7 | 2列杭 | 2.72 | A-8 | 2列杭 | 2.08 |
| | 3列杭 | 2.68 | | 3列杭 | 2.60 | | 3列杭 | 4.05 | | 3列杭 | 2.91 |
| | 4列杭 | 3.19 | | 4列杭 | 2.95 | | 4列杭 | 4.89 | | 4列杭 | 3.09 |
| A-9 | 2列杭 | 0.77 | A-10 | 2列杭 | 1.01 | A-11 | 2列杭 | 2.45 | A-12 | 2列杭 | 2.12 |
| | 3列杭 | 1.04 | | 3列杭 | 1.84 | | 3列杭 | 3.35 | | 3列杭 | 2.82 |
| | 4列杭 | 1.42 | | 4列杭 | 2.19 | | 4列杭 | 3.53 | | 4列杭 | 3.10 |
| B-1 | 2列杭 | 2.26 | B-2 | 2列杭 | 2.08 | C-1 | 2列杭 | 0.91 | C-2 | 2列杭 | 2.05 |
| | 3列杭 | 2.40 | | 3列杭 | 2.51 | | 3列杭 | 1.81 | | 3列杭 | 2.57 |
| | 4列杭 | 3.05 | | 4列杭 | 2.95 | | 4列杭 | 1.97 | | 4列杭 | 2.85 |
| D-1 | 2列杭 | 1.95 | D-2 | 2列杭 | 3.51 | E-1 | 2列杭 | 1.97 | E-2 | 2列杭 | 2.32 |
| | 3列杭 | 4.21 | | 3列杭 | 3.95 | | 3列杭 | 2.83 | | 3列杭 | 2.73 |
| | 4列杭 | 4.12 | | 4列杭 | 4.30 | | 4列杭 | 2.92 | | 4列杭 | 3.23 |

表 3.4.9　目標信頼性指標 $\beta_T$の設定

| Case | 杭列数 | 現行の設計による信頼性指標 $\beta$ | 目標信頼性指標 $\beta_T$ | Case | 杭列数 | 現行の設計による信頼性指標 $\beta$ | 目標信頼性指標 $\beta_T$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A-1 | 2列杭 | 1.20 | 1.5 | A-2 | 2列杭 | 1.35 | 2.2 |
| | 3列杭 | 1.45 | | | 3列杭 | 2.21 | |
| | 4列杭 | 1.74 | | | 4列杭 | 2.58 | |
| B-1 | 2列杭 | 2.26 | 2.4 | B-2 | 2列杭 | 2.08 | 2.5 |
| | 3列杭 | 2.40 | | | 3列杭 | 2.51 | |
| | 4列杭 | 3.05 | | | 4列杭 | 2.95 | |
| C-1 | 2列杭 | 0.91 | 1.8 | C-2 | 2列杭 | 2.05 | 2.6 |
| | 3列杭 | 1.81 | | | 3列杭 | 2.57 | |
| | 4列杭 | 1.97 | | | 4列杭 | 2.85 | |
| D-1 | 2列杭 | 1.95 | 4.2 | D-2 | 2列杭 | 3.51 | 4.0 |
| | 3列杭 | 4.21 | | | 3列杭 | 3.95 | |
| | 4列杭 | 4.12 | | | 4列杭 | 4.30 | |
| E-1 | 2列杭 | 1.97 | 2.8 | E-2 | 2列杭 | 2.32 | 3.2 |
| | 3列杭 | 2.83 | | | 3列杭 | 2.73 | |
| | 4列杭 | 2.92 | | | 4列杭 | 3.23 | |

表 3.4.10　現行の設計法と提案する設計法によって決定された杭径の比較

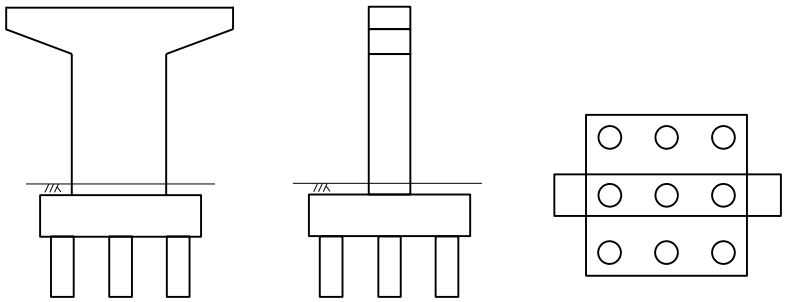
| Case | 杭列数 | 現行の設計法による杭径（m） | 提案する設計法による杭径（m） | Case | 杭列数 | 現行の設計法による杭径（m） | 提案する設計法による杭径（m） |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A-1 | 2列杭 | 1.30 | 1.63 | A-2 | 2列杭 | 1.61 | 1.85 |
| | 3列杭 | 1.20 | 1.20 | | 3列杭 | 1.27 | 1.27 |
| | 4列杭 | 1.11 | 1.03 | | 4列杭 | 1.00 | 0.94 |
| B-1 | 2列杭 | 1.23 | 1.26 | B-2 | 2列杭 | 1.59 | 1.70 |
| | 3列杭 | 1.10 | 1.10 | | 3列杭 | 1.16 | 1.16 |
| | 4列杭 | 1.00 | 0.93 | | 4列杭 | 0.92 | 0.88 |
| C-1 | 2列杭 | 1.20 | 1.63 | C-2 | 2列杭 | 1.50 | 1.70 |
| | 3列杭 | 1.11 | 1.11 | | 3列杭 | 1.12 | 1.12 |
| | 4列杭 | 1.02 | 0.93 | | 4列杭 | 0.91 | 0.87 |
| D-1 | 2列杭 | 1.17 | 1.57 | D-2 | 2列杭 | 1.48 | 1.58 |
| | 3列杭 | 1.08 | 1.08 | | 3列杭 | 1.02 | 1.02 |
| | 4列杭 | 0.99 | 1.01 | | 4列杭 | 0.81 | 0.78 |
| E-1 | 2列杭 | 1.10 | 1.37 | E-2 | 2列杭 | 1.75 | 1.88 |
| | 3列杭 | 1.00 | 1.00 | | 3列杭 | 1.30 | 1.30 |
| | 4列杭 | 0.90 | 0.83 | | 4列杭 | 1.08 | 1.02 |

表 3.4.11　部分係数の算定結果（並進運動に着目した場合）

| Case | 杭列数 | 目標信頼性指標 $\beta_T$ | 降伏変位 $\delta_y$ (m) | 最大応答変位(平均) $\delta_r$ (m) | 終局変位 $\delta_u$ (m) | $\gamma$ | $\alpha_1$ | $\gamma\alpha_1$ | 3列杭の$\gamma\alpha_1$を基準とした比 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A-1 | 2列杭 | 1.5 | 0.0476 | 0.0838 | 0.1243 | 0.67 | 2.61 | 1.76 | 0.68 |
| | 3列杭 | 1.5 | 0.0311 | 0.0808 | 0.1243 | 0.65 | 4.00 | 2.60 | 1.00 |
| | 4列杭 | 1.5 | 0.0242 | 0.0754 | 0.1243 | 0.61 | 5.13 | 3.11 | 1.20 |
| B-1 | 2列杭 | 2.4 | 0.0503 | 0.0736 | 0.1205 | 0.61 | 2.39 | 1.46 | 0.75 |
| | 3列杭 | 2.4 | 0.0301 | 0.0591 | 0.1205 | 0.49 | 4.00 | 1.96 | 1.00 |
| | 4列杭 | 2.4 | 0.0248 | 0.0536 | 0.1205 | 0.44 | 4.86 | 2.16 | 1.10 |
| C-1 | 2列杭 | 1.8 | 0.0394 | 0.0584 | 0.1122 | 0.52 | 2.85 | 1.48 | 0.72 |
| | 3列杭 | 1.8 | 0.0281 | 0.0576 | 0.1122 | 0.51 | 4.00 | 2.05 | 1.00 |
| | 4列杭 | 1.8 | 0.0237 | 0.0579 | 0.1122 | 0.52 | 4.73 | 2.44 | 1.19 |
| D-1 | 2列杭 | 4.2 | 0.0314 | 0.0349 | 0.0978 | 0.36 | 3.12 | 1.11 | 0.80 |
| | 3列杭 | 4.2 | 0.0244 | 0.0340 | 0.0978 | 0.35 | 4.00 | 1.39 | 1.00 |
| | 4列杭 | 4.2 | 0.0193 | 0.0319 | 0.0978 | 0.33 | 5.06 | 1.65 | 1.19 |
| E-1 | 2列杭 | 2.8 | 0.0606 | 0.0620 | 0.1383 | 0.45 | 2.28 | 1.02 | 0.60 |
| | 3列杭 | 2.8 | 0.0346 | 0.0587 | 0.1383 | 0.42 | 4.00 | 1.70 | 1.00 |
| | 4列杭 | 2.8 | 0.0270 | 0.0525 | 0.1383 | 0.38 | 5.12 | 1.94 | 1.15 |

表 3.4.12　部分係数の算定結果（回転運動に着目した場合）

| Case | 杭列数 | 目標信頼性指標 $\beta_T$ | 降伏回転角 $\theta_y$ (rad) | 最大応答回転角(平均) $\theta_r$ (rad) | 終局回転角 $\theta_u$ (rad) | $\gamma$ | $\alpha_2$ | $\gamma\alpha_2$ | 3列杭の$\gamma\alpha_2$を基準とした比 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A-2 | 2列杭 | 2.2 | 0.0041 | 0.0097 | 0.02 | 0.49 | 4.84 | 2.35 | 0.84 |
| | 3列杭 | 2.2 | 0.0030 | 0.0084 | 0.02 | 0.42 | 6.66 | 2.81 | 1.00 |
| | 4列杭 | 2.2 | 0.0019 | 0.0082 | 0.02 | 0.41 | 10.26 | 4.20 | 1.50 |
| B-2 | 2列杭 | 2.5 | 0.0039 | 0.0086 | 0.02 | 0.43 | 5.18 | 2.24 | 1.24 |
| | 3列杭 | 2.5 | 0.0041 | 0.0073 | 0.02 | 0.37 | 4.92 | 1.81 | 1.00 |
| | 4列杭 | 2.5 | 0.0027 | 0.0069 | 0.02 | 0.34 | 7.41 | 2.54 | 1.41 |
| C-2 | 2列杭 | 2.6 | 0.0042 | 0.0067 | 0.02 | 0.33 | 4.80 | 1.60 | 0.82 |
| | 3列杭 | 2.6 | 0.0030 | 0.0059 | 0.02 | 0.30 | 6.63 | 1.96 | 1.00 |
| | 4列杭 | 2.6 | 0.0022 | 0.0050 | 0.02 | 0.25 | 9.11 | 2.27 | 1.16 |
| D-2 | 2列杭 | 4.0 | 0.0036 | 0.0044 | 0.02 | 0.22 | 5.57 | 1.23 | 1.38 |
| | 3列杭 | 4.0 | 0.0041 | 0.0037 | 0.02 | 0.18 | 4.85 | 0.89 | 1.00 |
| | 4列杭 | 4.0 | 0.0029 | 0.0030 | 0.02 | 0.15 | 6.93 | 1.04 | 1.17 |
| E-2 | 2列杭 | 2.7 | 0.0034 | 0.0080 | 0.02 | 0.40 | 5.80 | 2.32 | 0.84 |
| | 3列杭 | 2.7 | 0.0024 | 0.0067 | 0.02 | 0.34 | 8.22 | 2.77 | 1.00 |
| | 4列杭 | 2.7 | 0.0017 | 0.0062 | 0.02 | 0.31 | 11.47 | 3.56 | 1.28 |



（a） 正面図　　（b） 側面図　　（c） 平面図

図 3.4.1　解析対象橋梁の概要（3 列杭の場合）

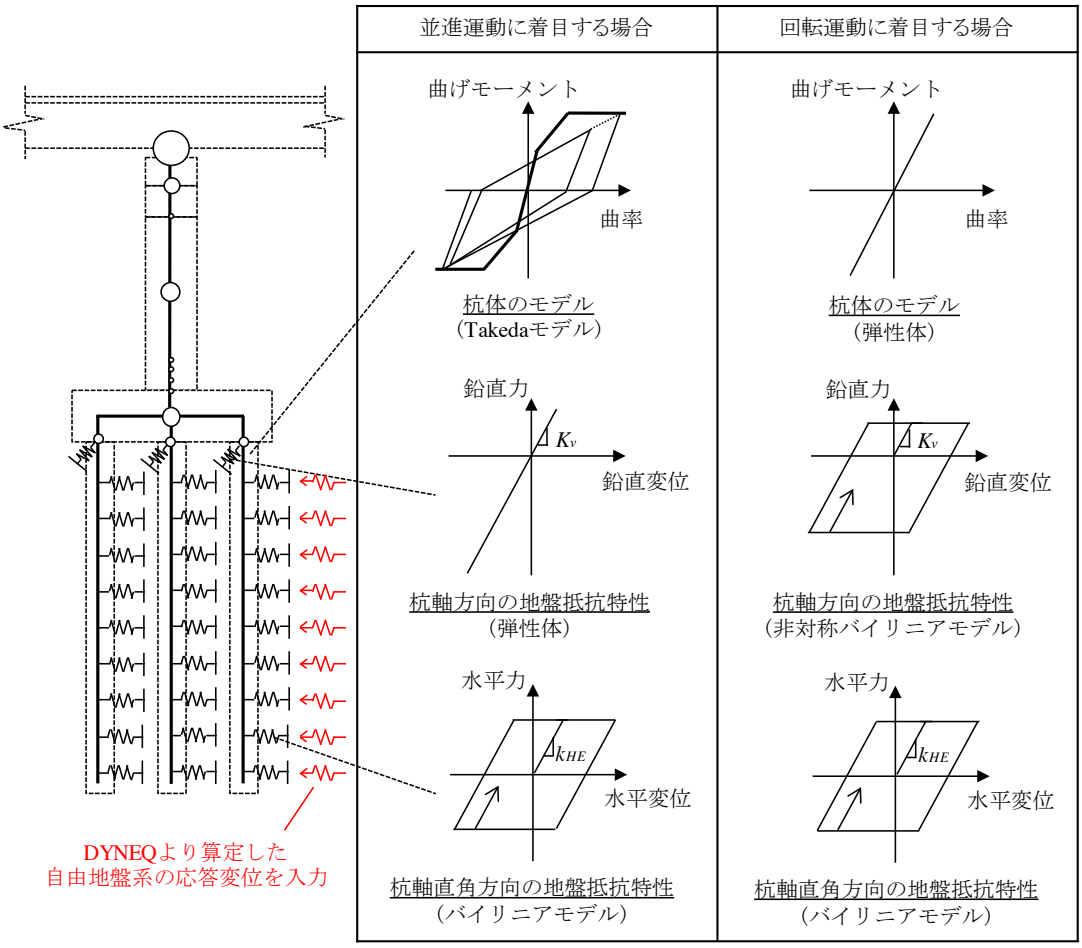



図 3.4.2　解析モデル（3 列杭の場合）

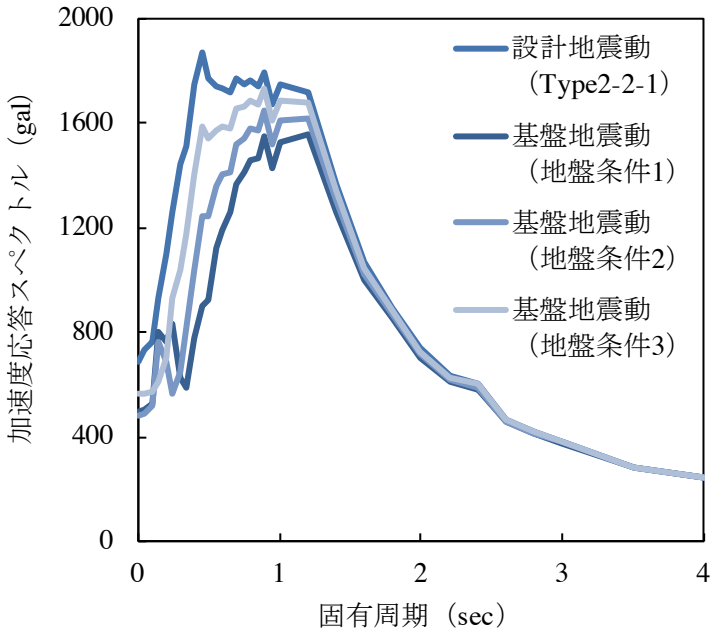
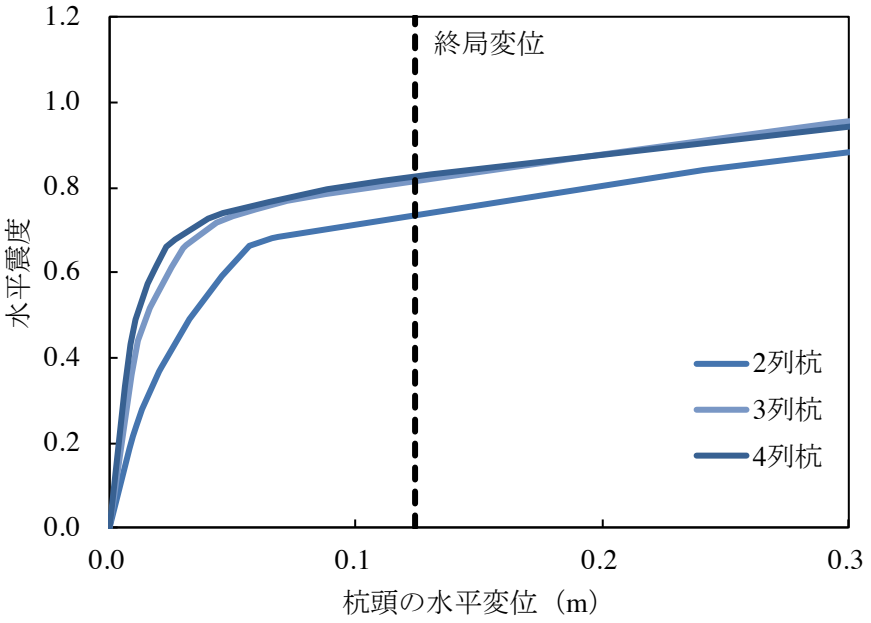
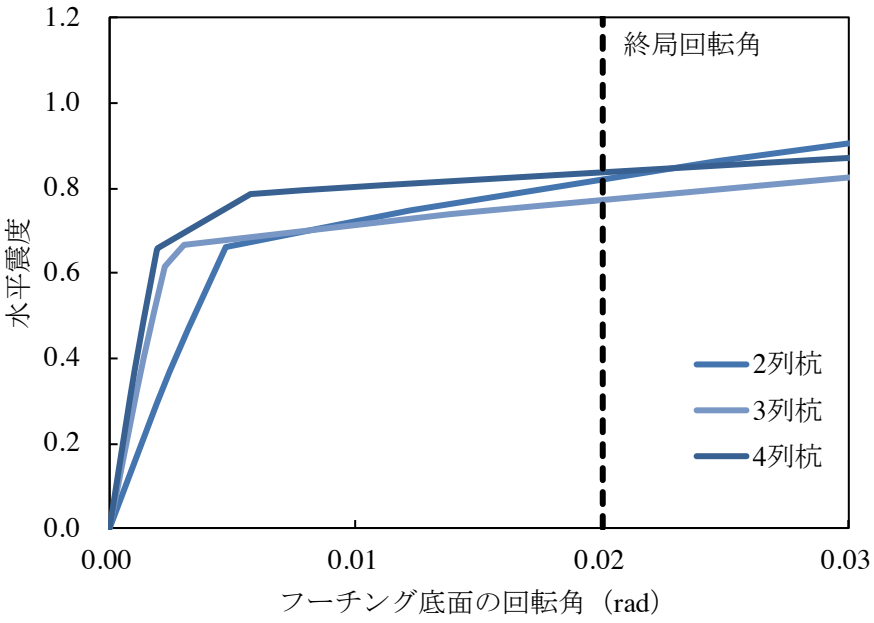



図 3.4.3　入力地震動の加速度応答スペクトル

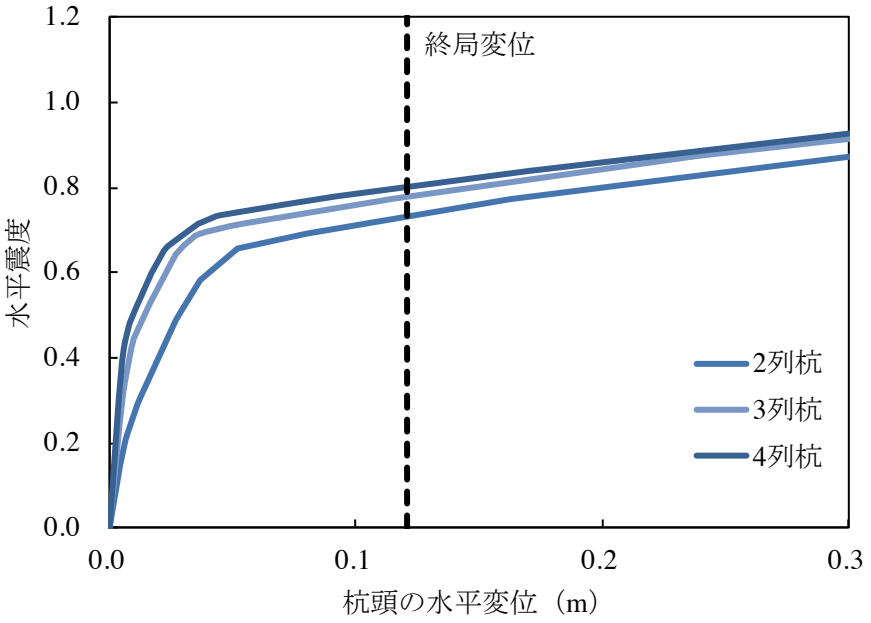



(1) 並進運動に着目した場合

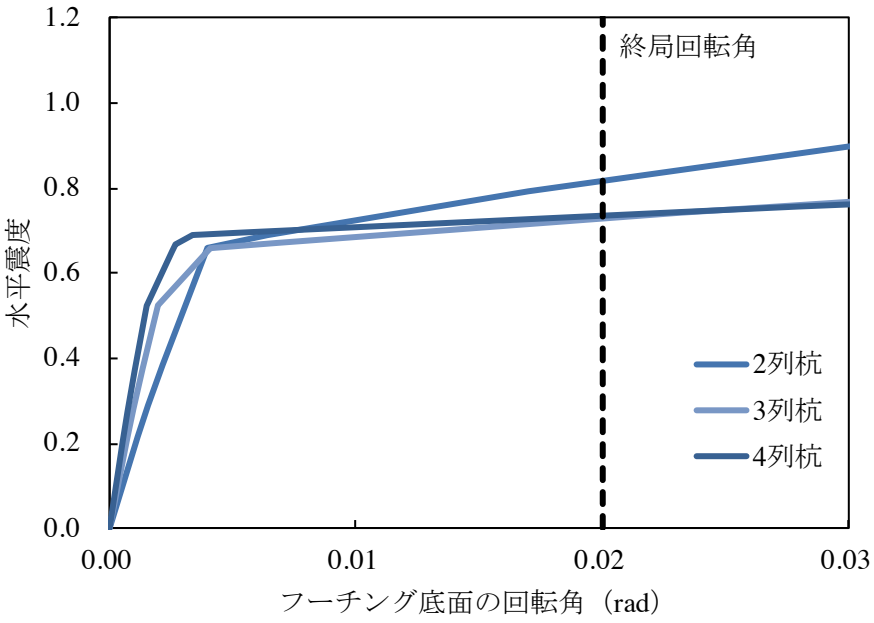



(2) 回転運動に着目した場合

図 3.4.4　A 橋のプッシュオーバー解析結果（設計時：降伏震度 0.66）

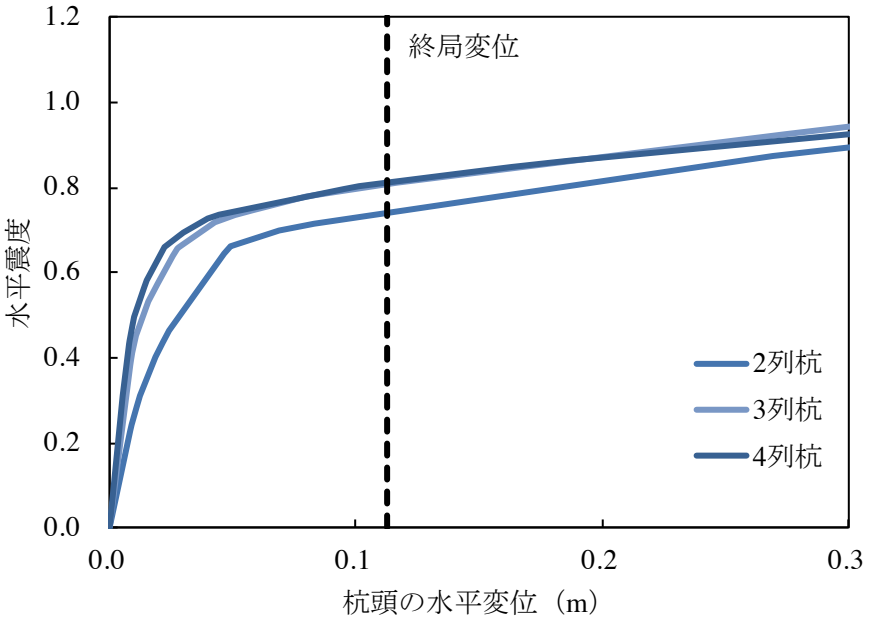



(1) 並進運動に着目した場合

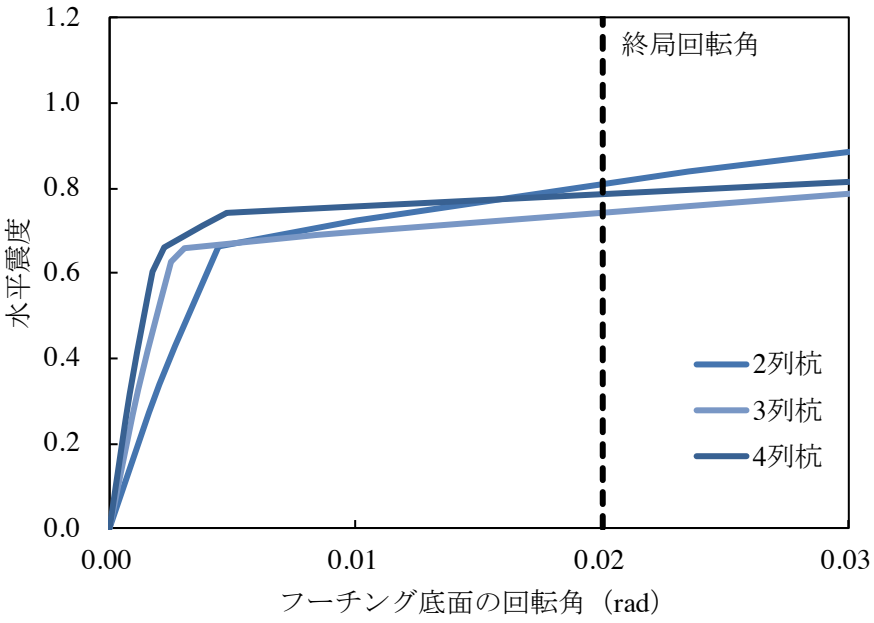



(2) 回転運動に着目した場合

図 3.4.5　B 橋のプッシュオーバー解析結果（設計時：降伏震度 0.66）

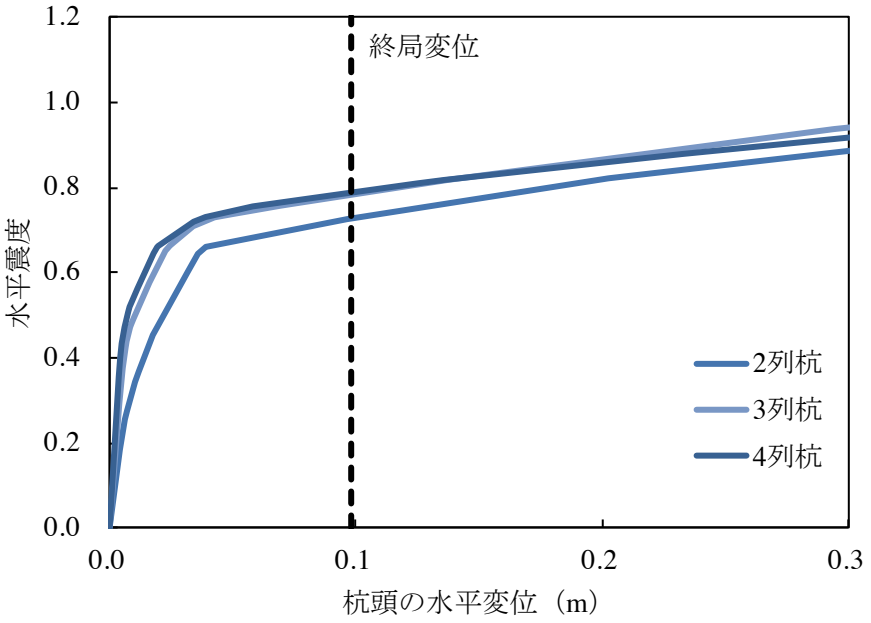



(1) 並進運動に着目した場合

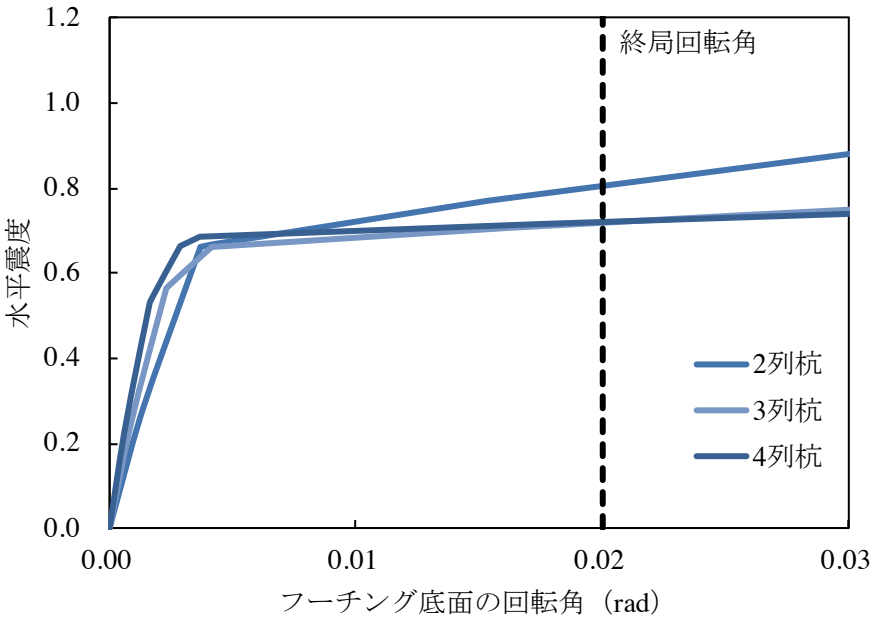



(2) 回転運動に着目した場合

図 3.4.6　C 橋のプッシュオーバー解析結果（設計時：降伏震度 0.66）

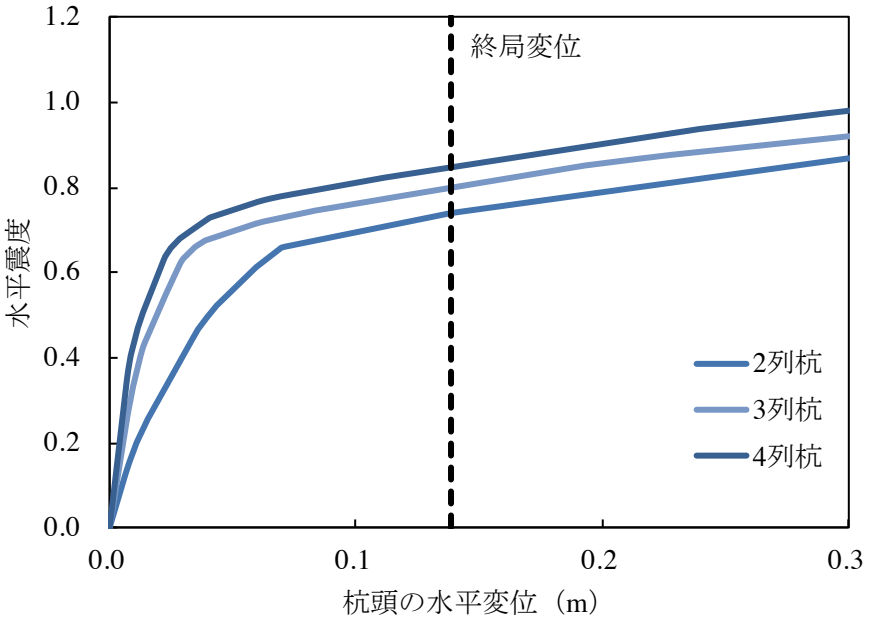



(1) 並進運動に着目した場合

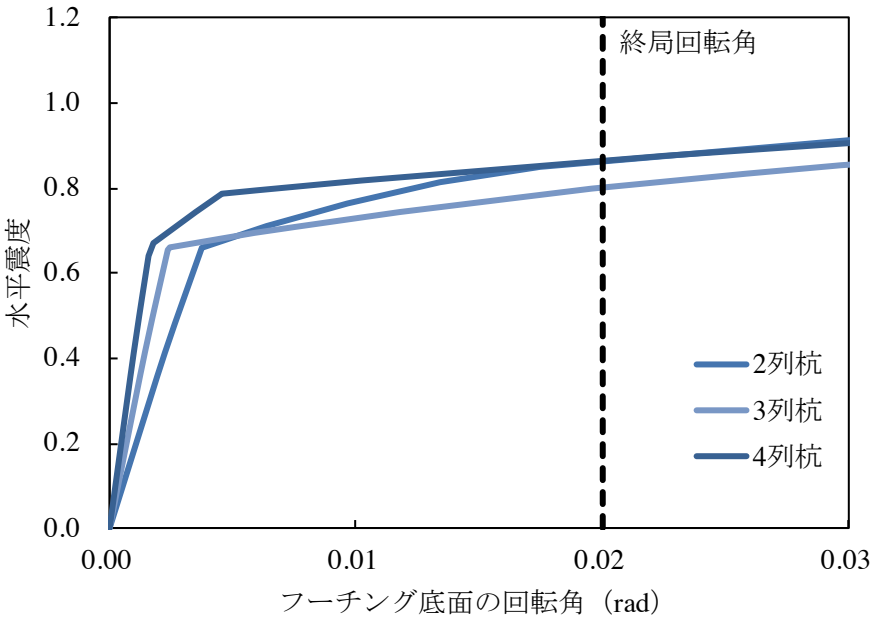



(2) 回転運動に着目した場合

図 3.4.7　D 橋のプッシュオーバー解析結果（設計時：降伏震度 0.66）

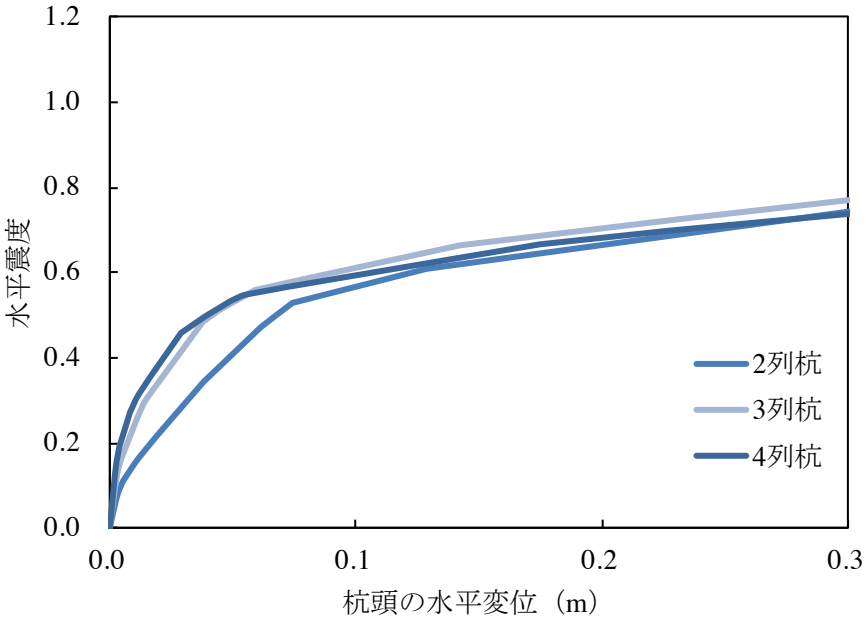



(1) 並進運動に着目した場合

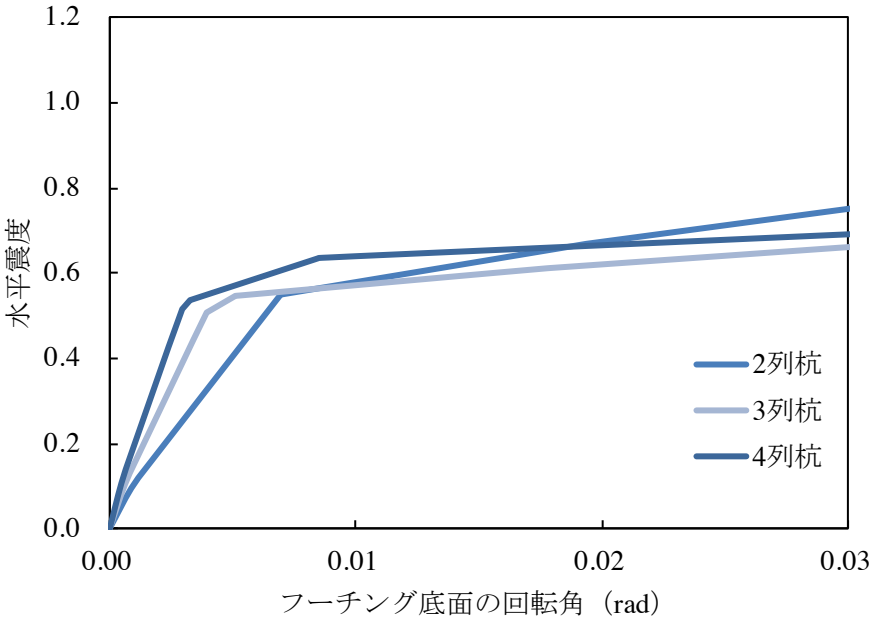



(2) 回転運動に着目した場合

図 3.4.8　E 橋のプッシュオーバー解析結果（設計時：降伏震度 0.66）

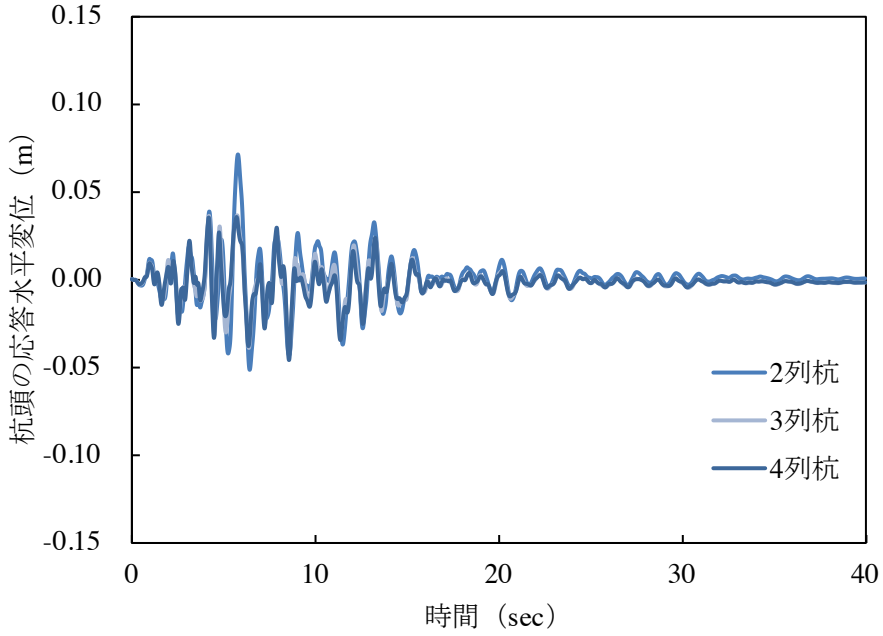



(1) 並進運動に着目した場合

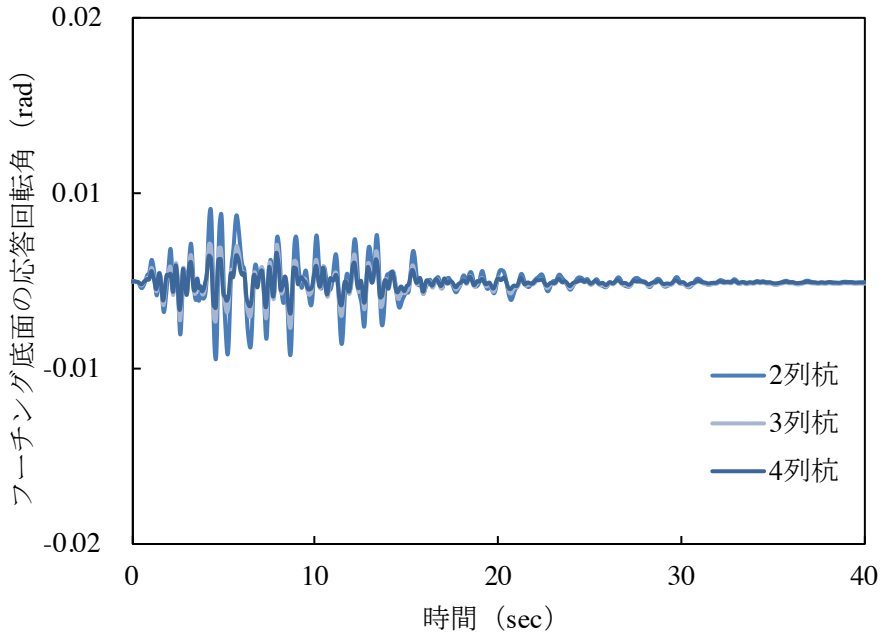



(2) 回転運動に着目した場合

図 3.4.9　C 橋のプッシュオーバー解析結果（解析条件 Y）

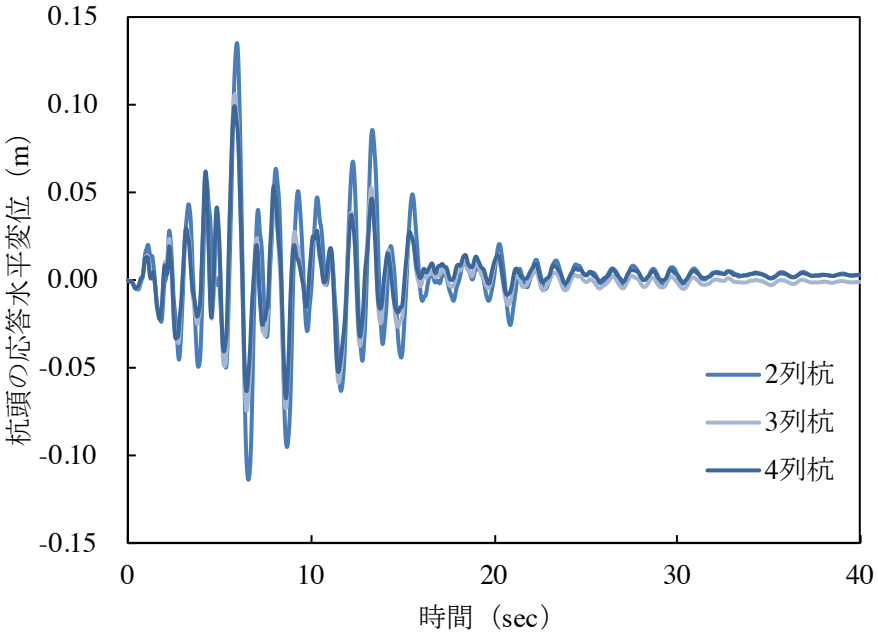



(1) 並進運動に着目した場合

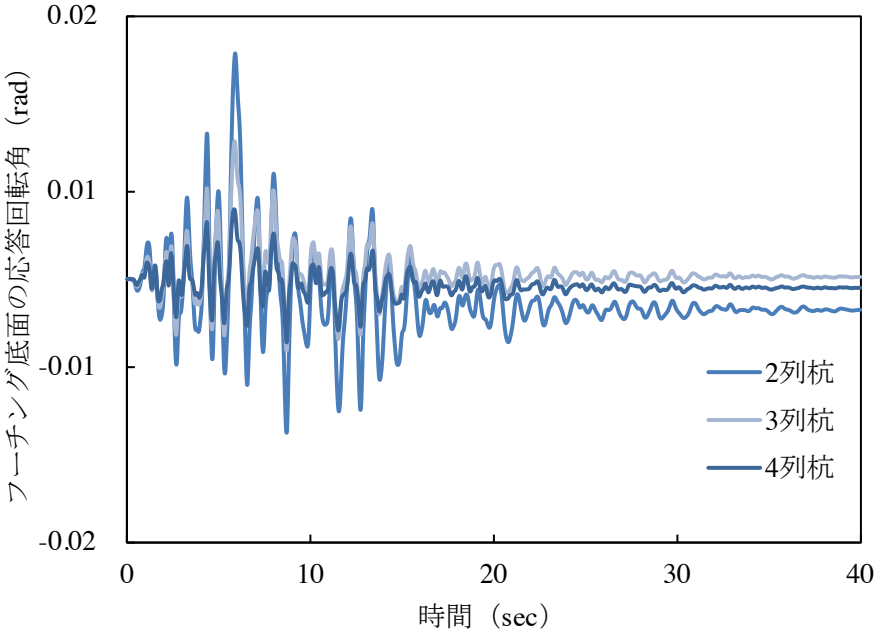



(2) 回転運動に着目した場合

図 3.4.10　時刻歴応答（解析条件 X）

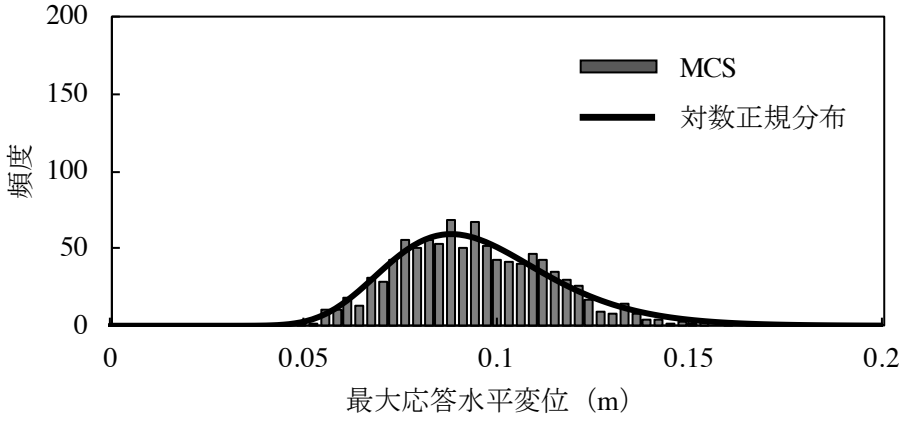



(1) 並進運動に着目した場合

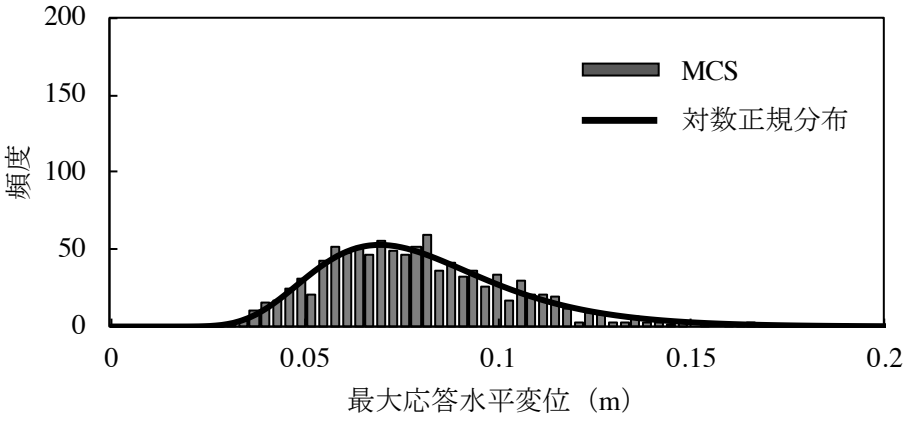



(2) 回転運動に着目した場合

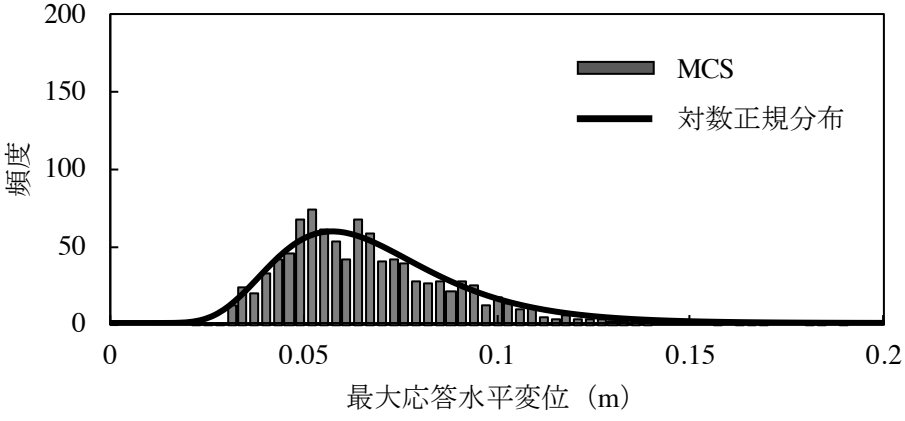
図 3.4.11　時刻歴応答（解析条件 Y）




(a) 2 列杭の場合

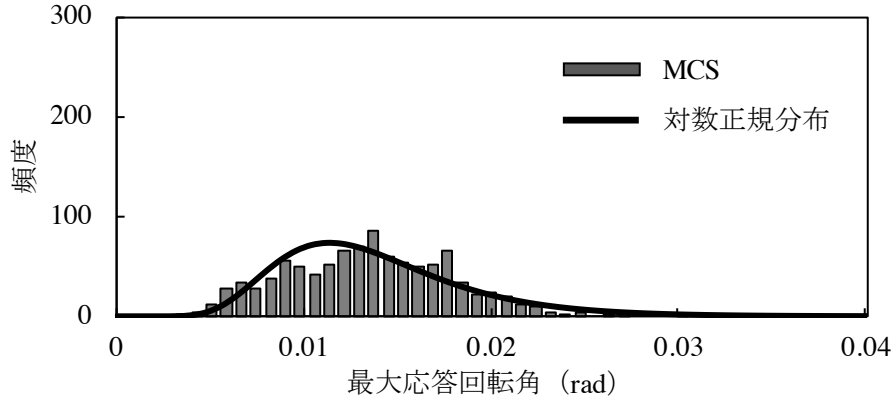



(b) 3 列杭の場合

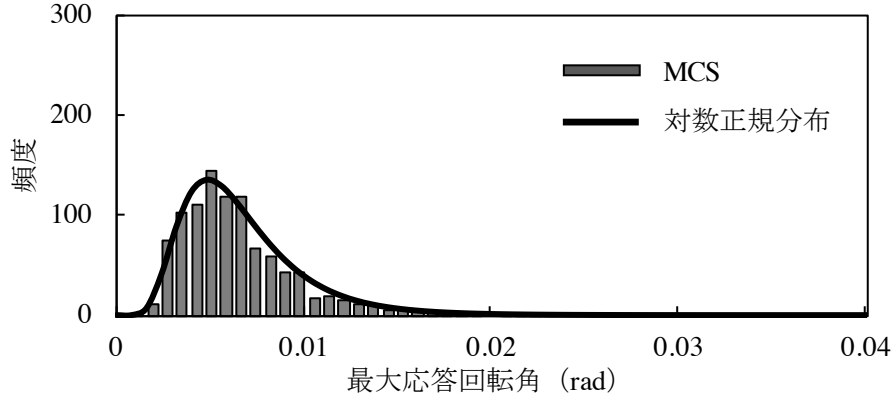



(c) 4 列杭の場合

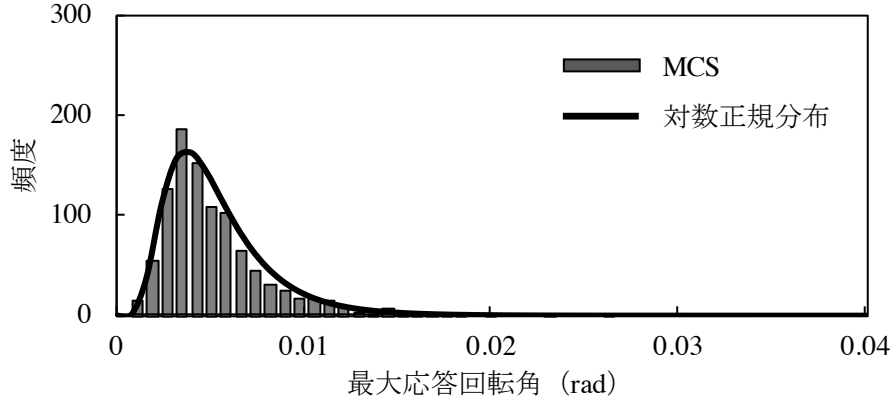
図 3.4.12　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case A-1）




(a) 2 列杭の場合

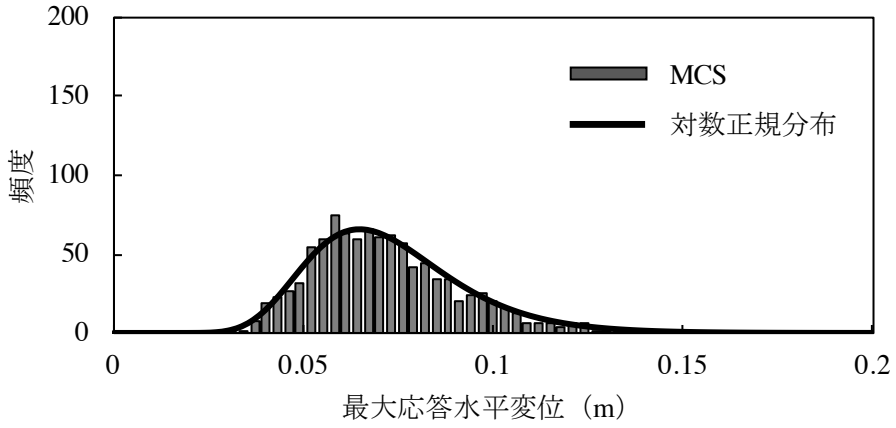



(b) 3 列杭の場合

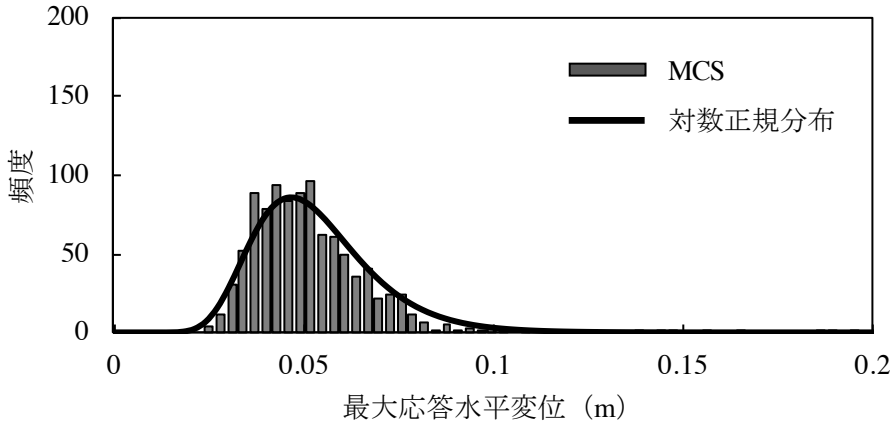



(c) 4 列杭の場合

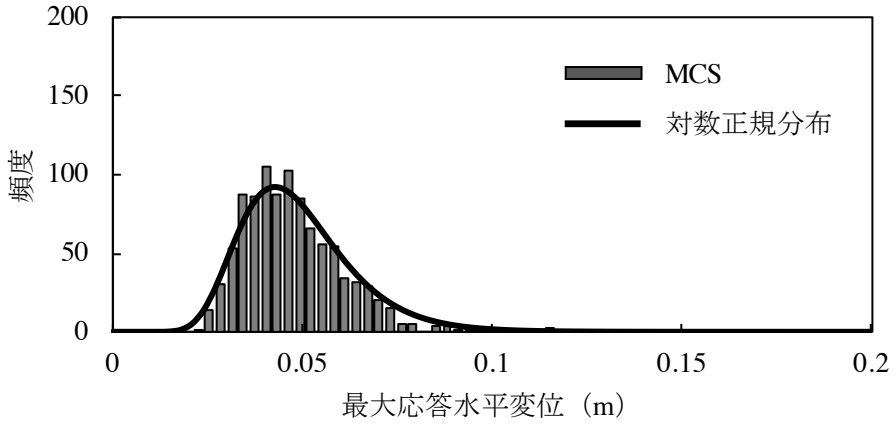
図 3.4.13　フーチングの最大応答回転角の分布（Case A-2）




(a) 2 列杭の場合

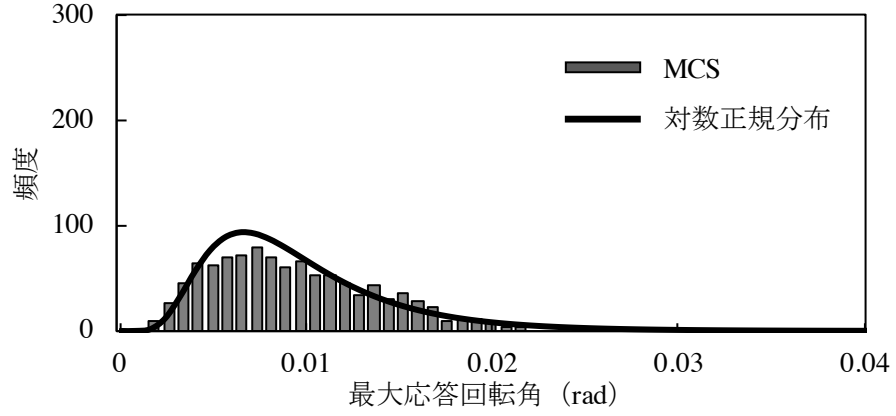



(b) 3 列杭の場合

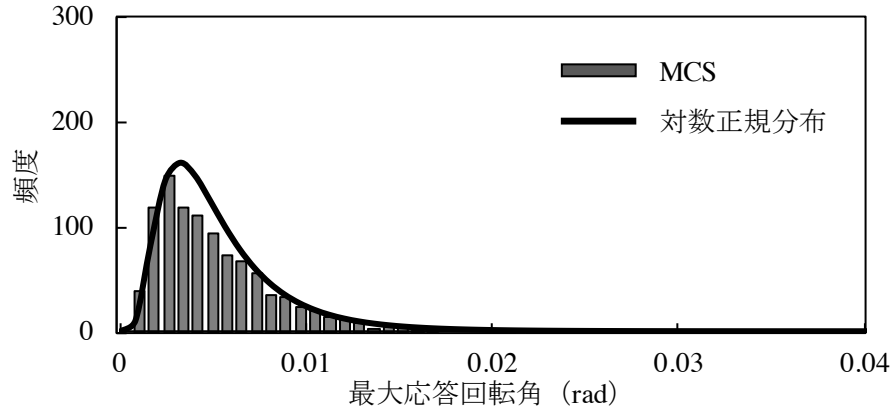



(c) 4 列杭の場合

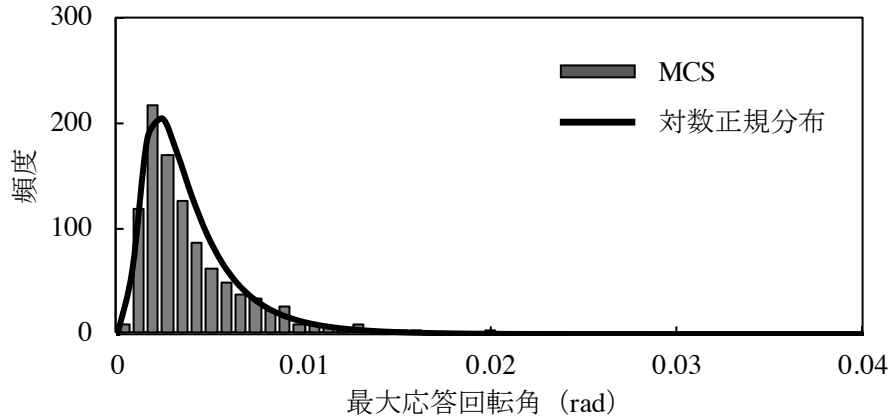
図 3.4.14　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case A-3）




(a) 2 列杭の場合

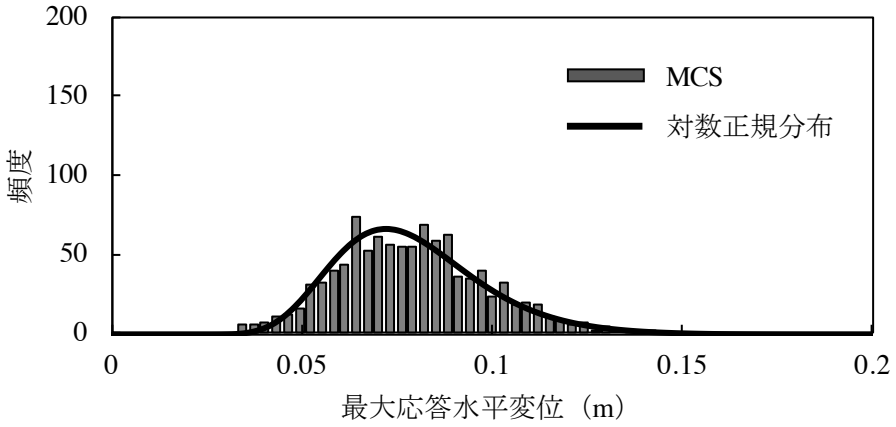



(b) 3 列杭の場合

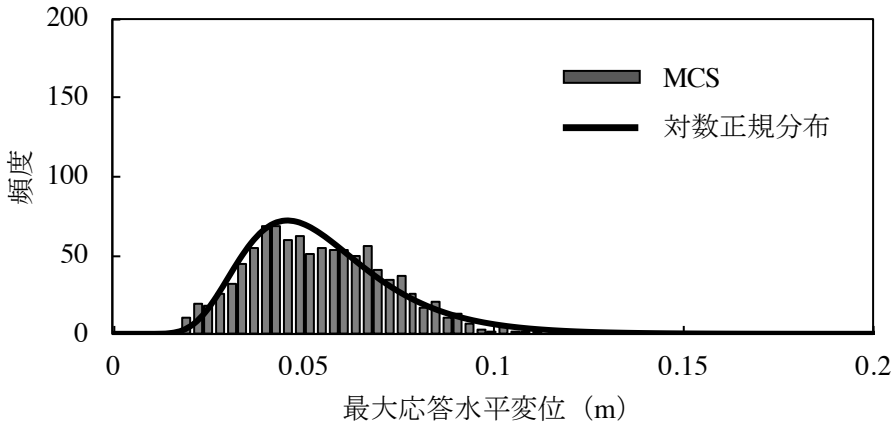



(c) 4 列杭の場合

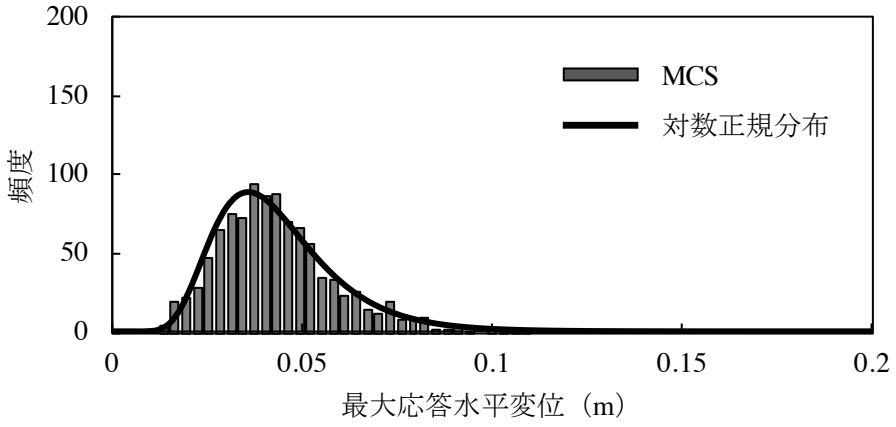
図 3.4.15　フーチングの最大応答回転角の分布（Case A-4）




(a) 2 列杭の場合

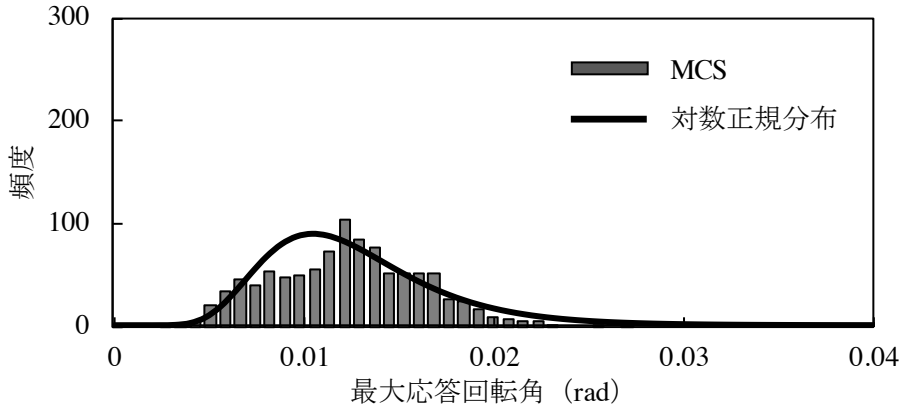



(b) 3 列杭の場合

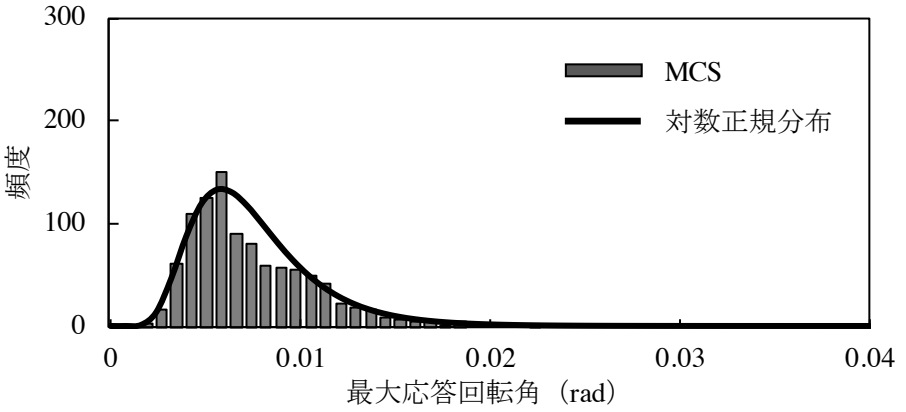



(c) 4 列杭の場合

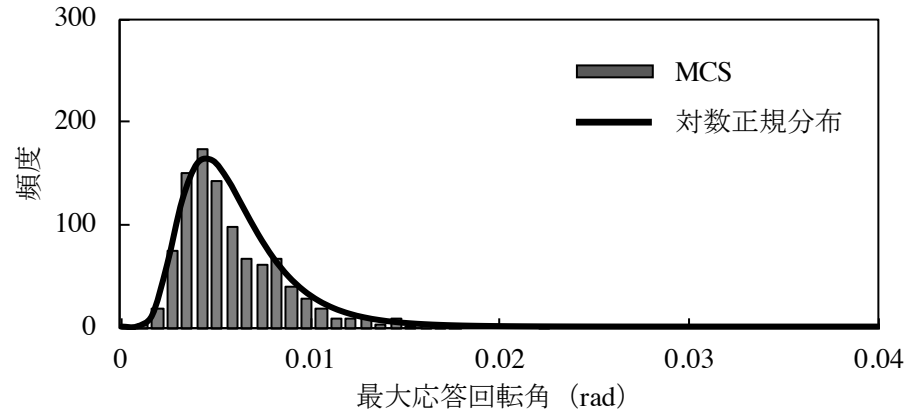
図 3.4.16　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case A-5）




(a) 2 列杭の場合

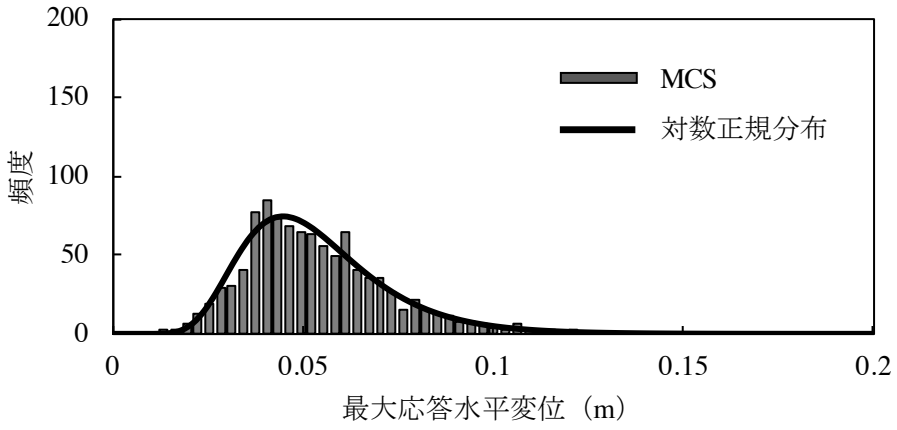



(b) 3 列杭の場合

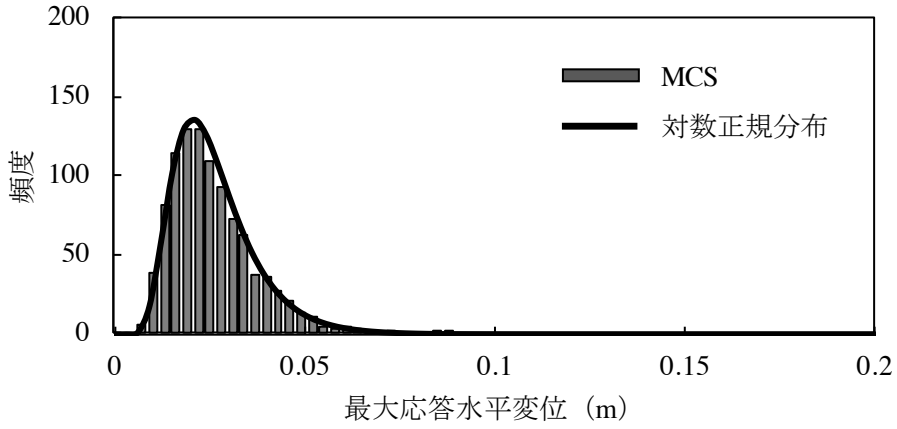



(c) 4 列杭の場合

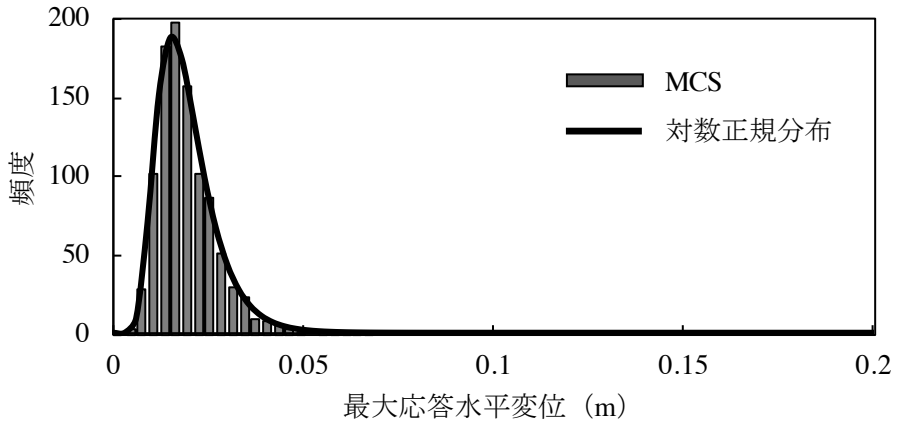
図 3.4.17　フーチングの最大応答回転角の分布（Case A-6）




(a) 2 列杭の場合

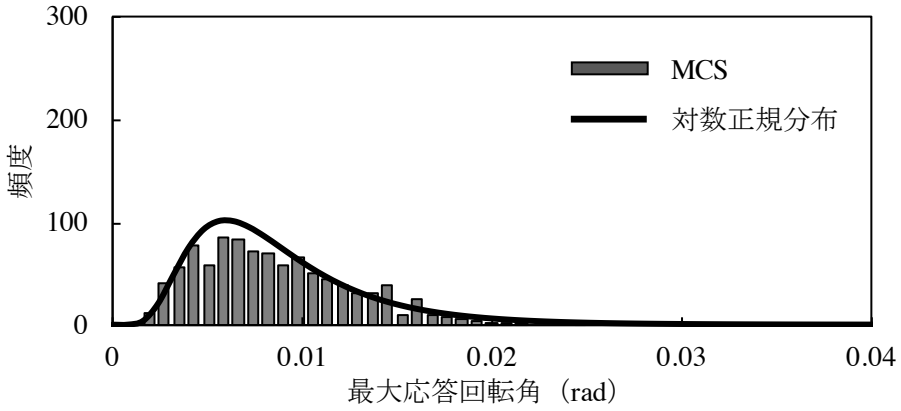



(b) 3 列杭の場合

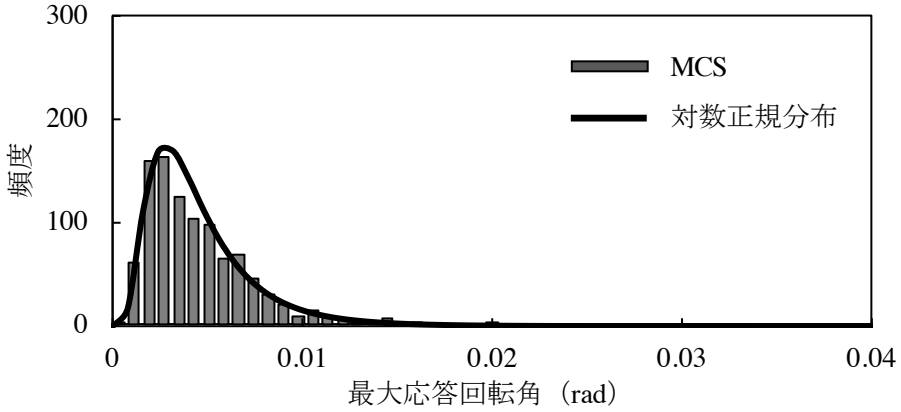



(c) 4 列杭の場合

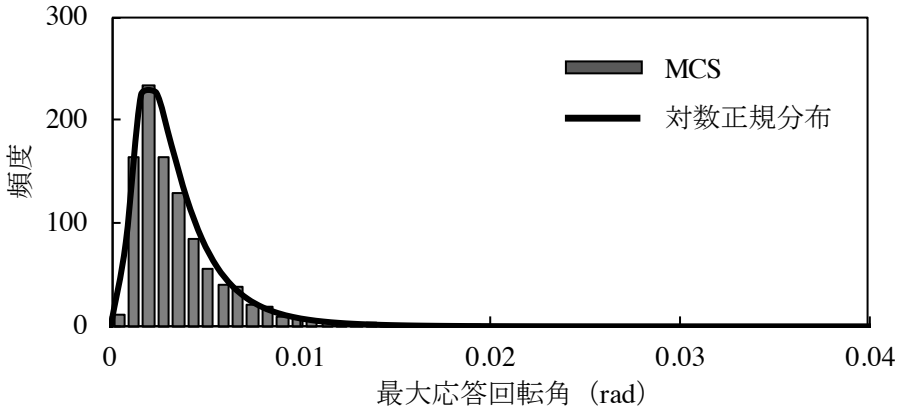
図 3.4.18　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case A-7）




(a) 2 列杭の場合

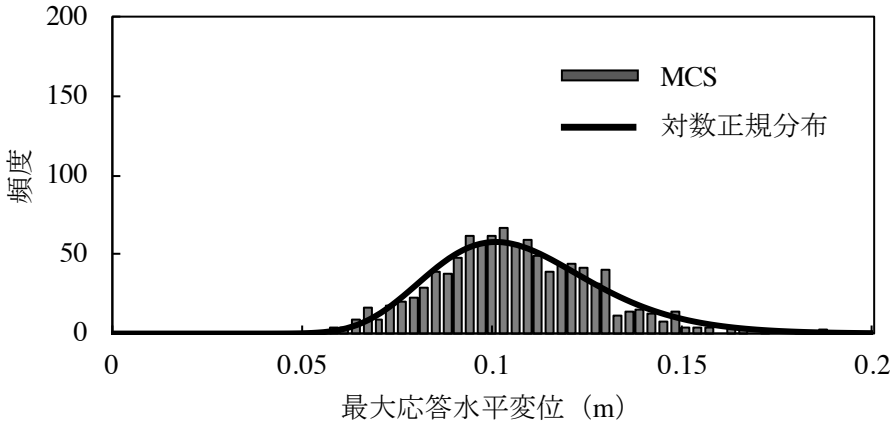



(b) 3 列杭の場合

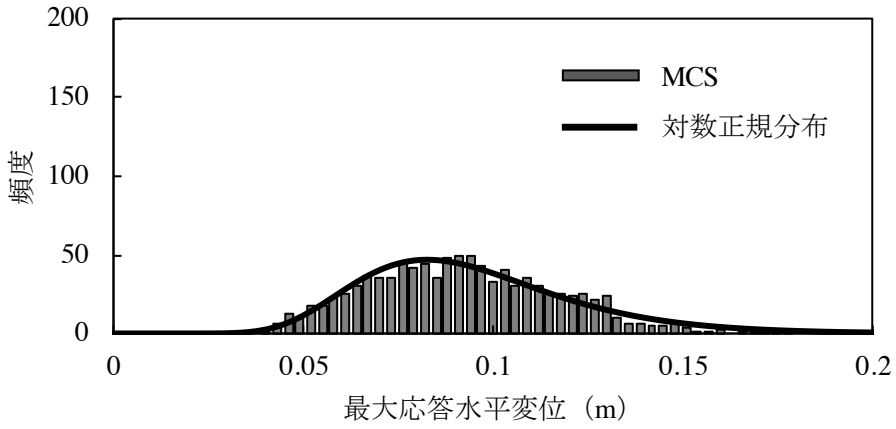



(c) 4 列杭の場合

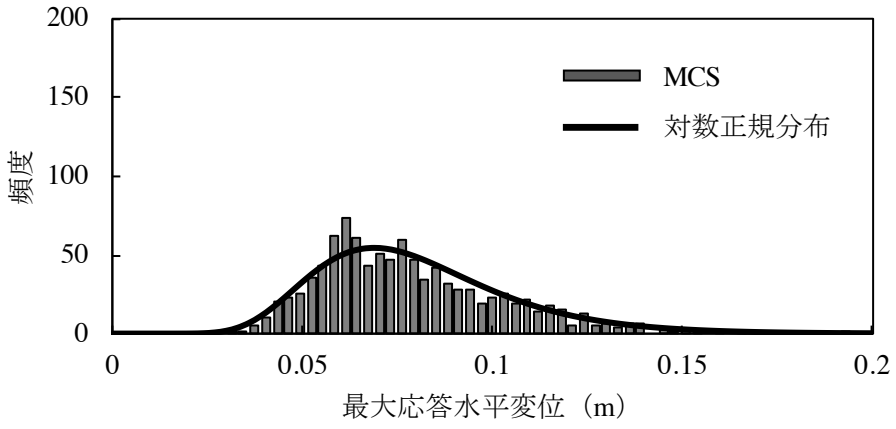
図 3.4.19　フーチングの最大応答回転角の分布（Case A-8）




(a) 2 列杭の場合

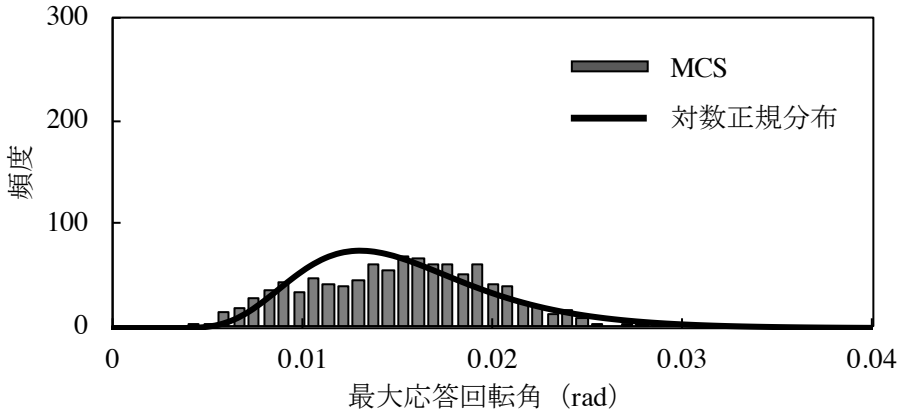



(b) 3 列杭の場合

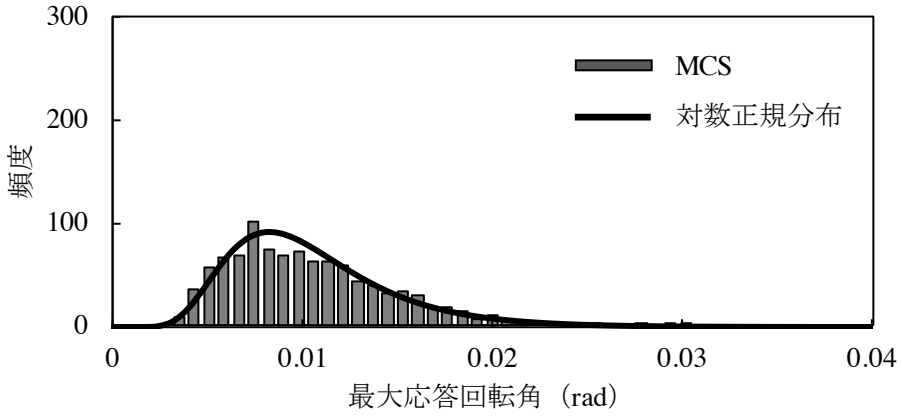



(c) 4 列杭の場合

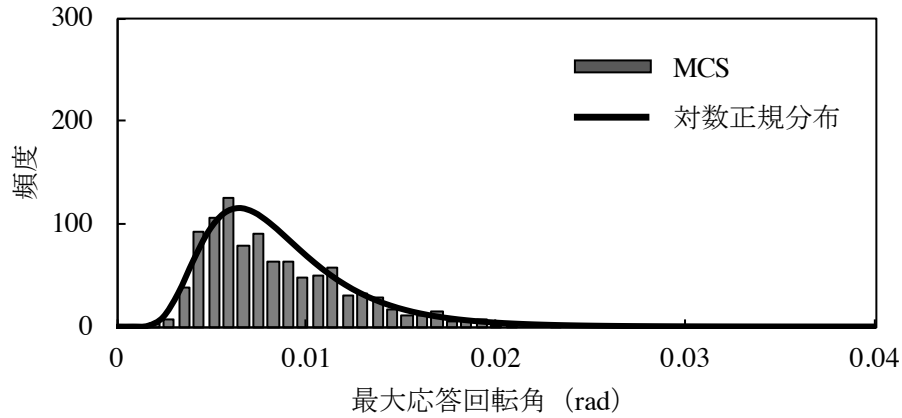
図 3.4.20　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case A-9）




(a) 2 列杭の場合

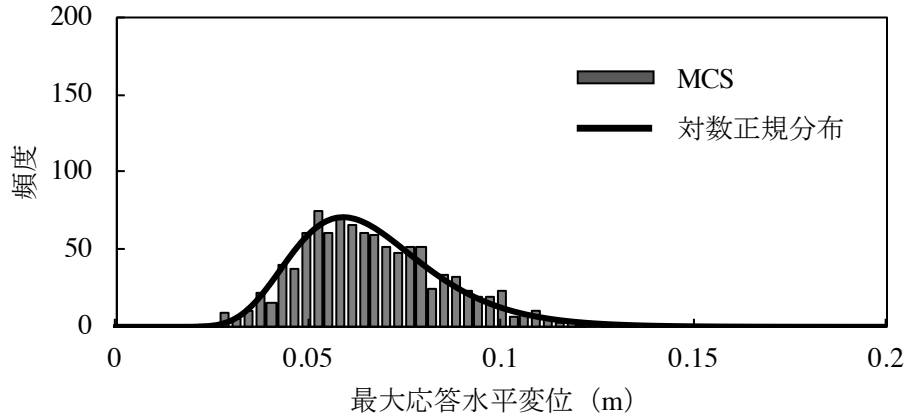



(b) 3 列杭の場合

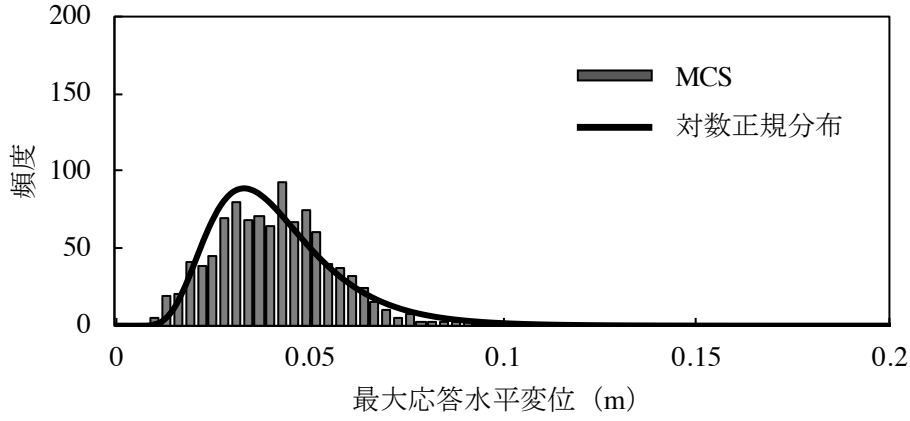



(c) 4 列杭の場合

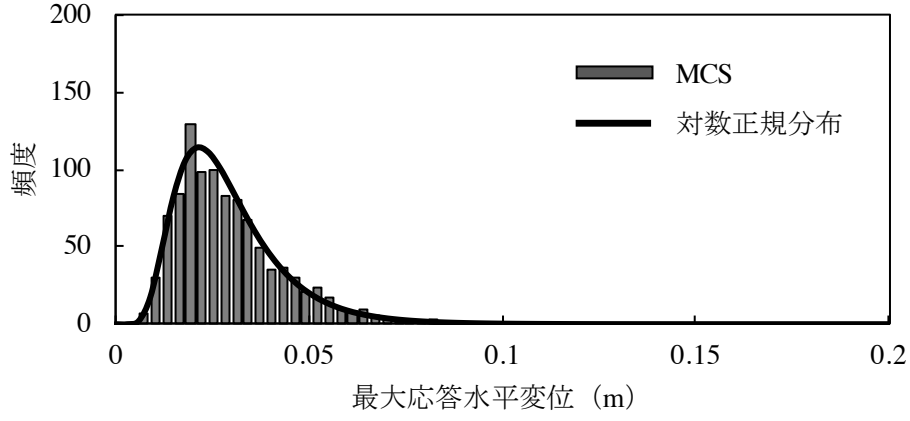
図 3.4.21　フーチングの最大応答回転角の分布（Case A-10）




(a) 2 列杭の場合

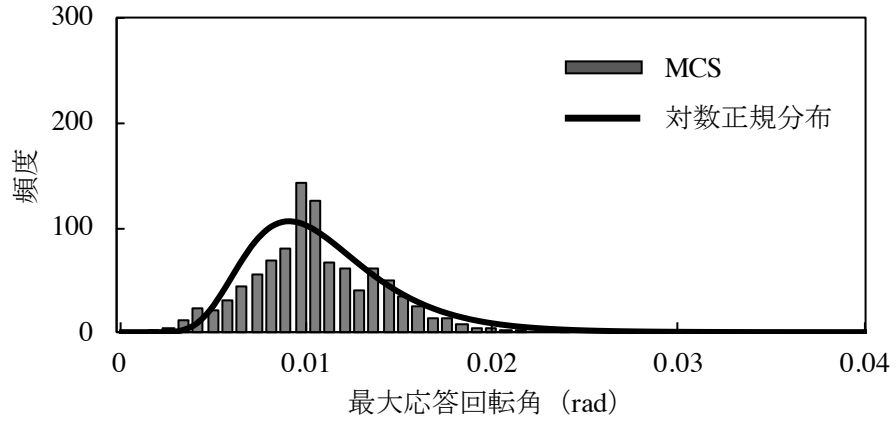



(b) 3 列杭の場合

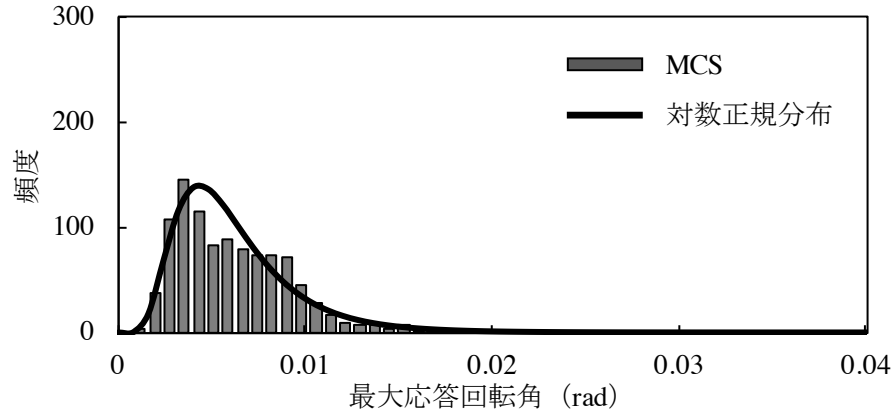



(c) 4 列杭の場合

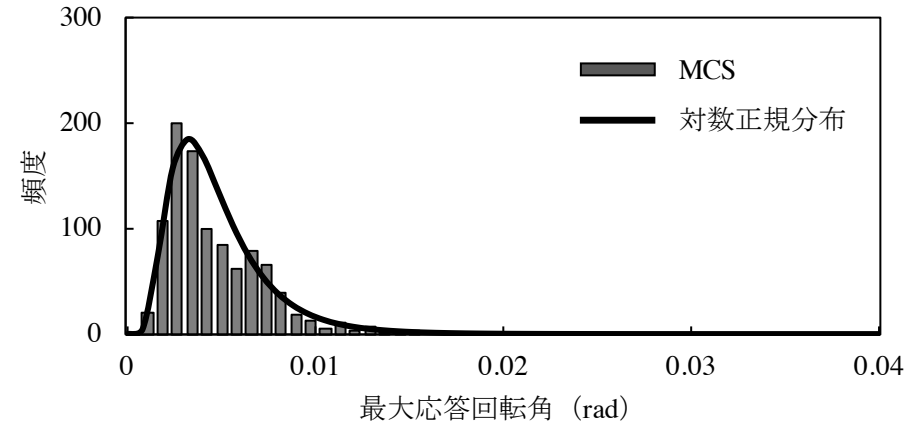
図 3.4.22　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case A-11）




(a) 2 列杭の場合

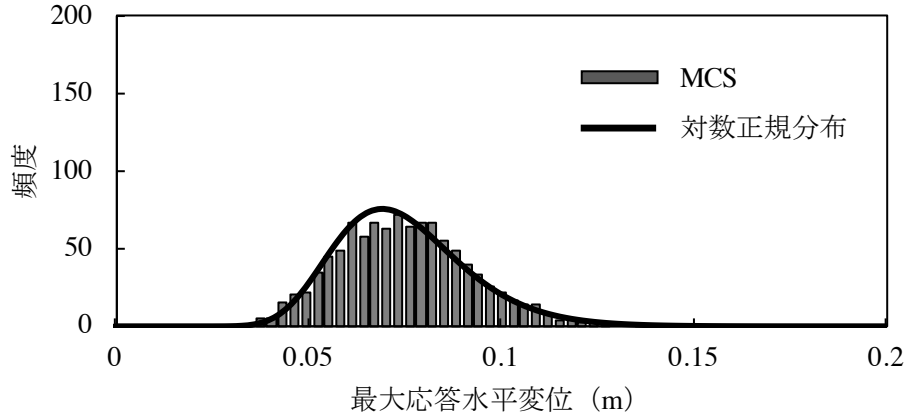



(b) 3 列杭の場合

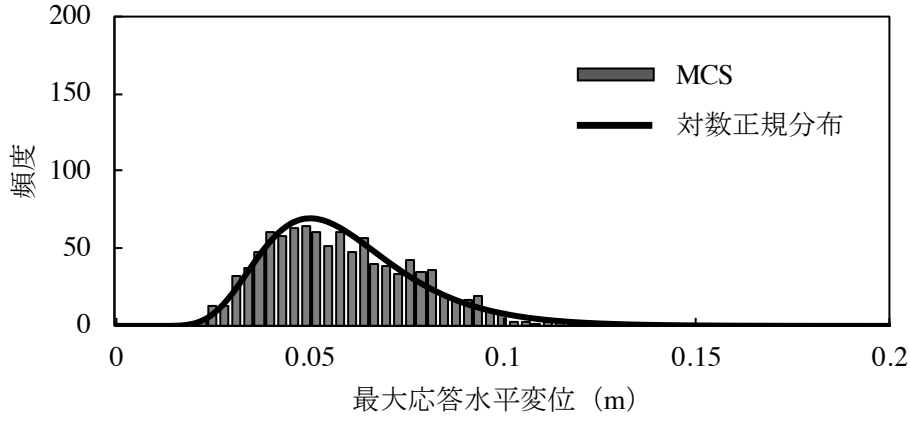



(c) 4 列杭の場合

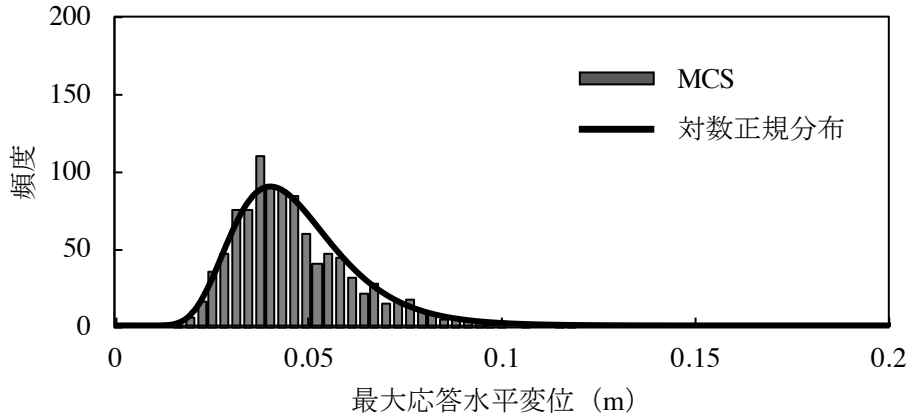
図 3.4.23　フーチングの最大応答回転角の分布（Case A-12）




(a) 2 列杭の場合

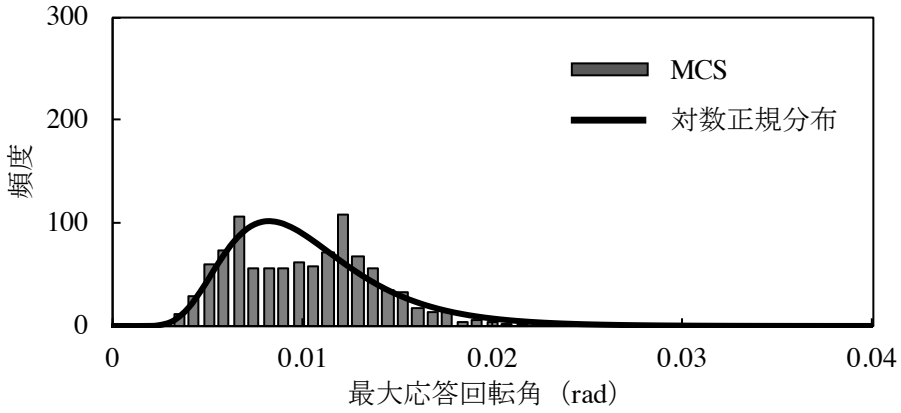



(b) 3 列杭の場合

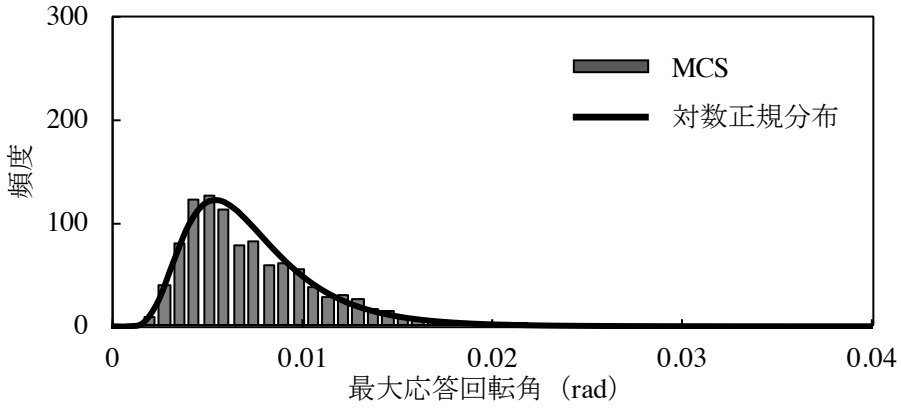



(c) 4 列杭の場合

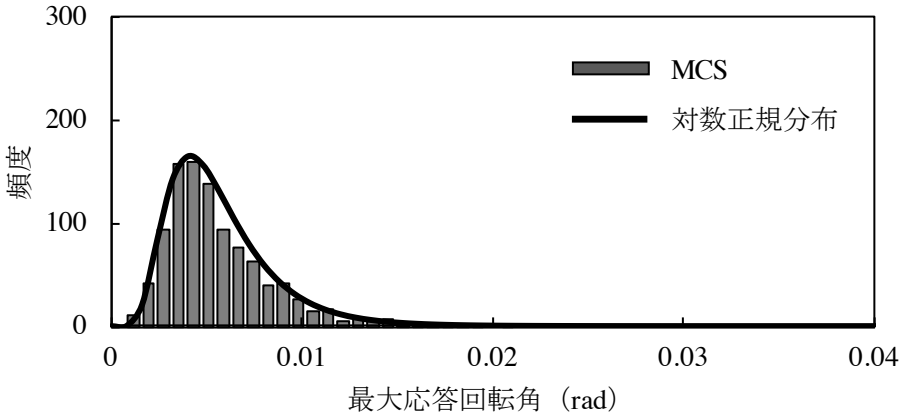
図 3.4.24　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case B-1）




(a) 2 列杭の場合

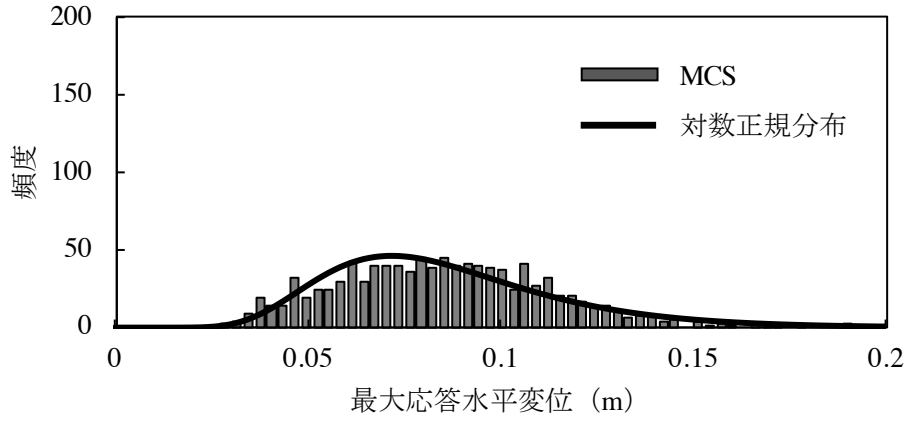



(b) 3 列杭の場合

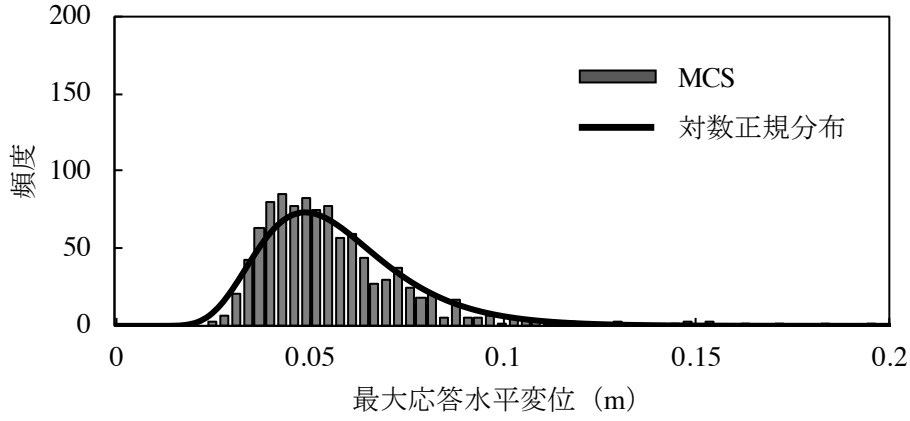



(c) 4 列杭の場合

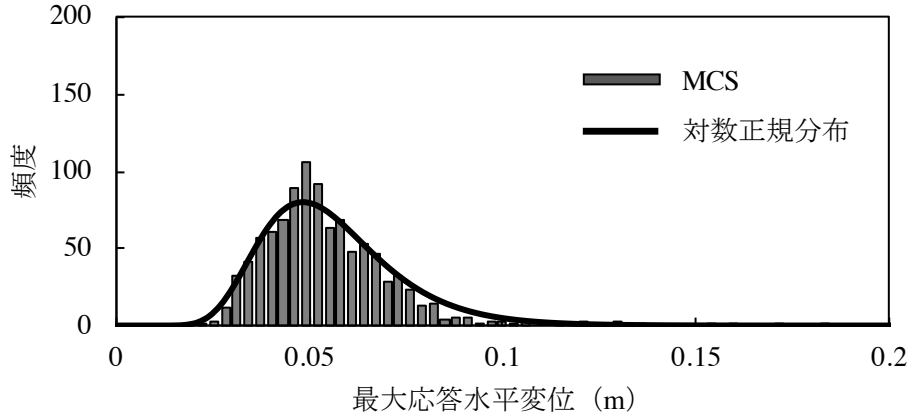
図 3.4.25　フーチングの最大応答回転角の分布（Case B-2）




(a) 2 列杭の場合

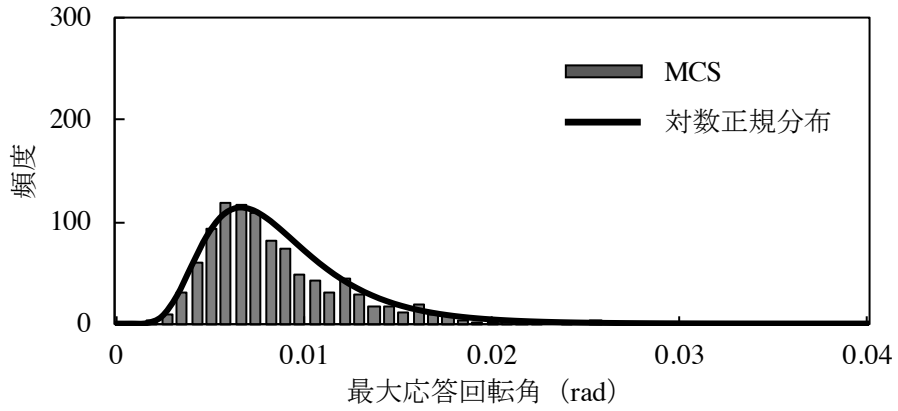



(b) 3 列杭の場合

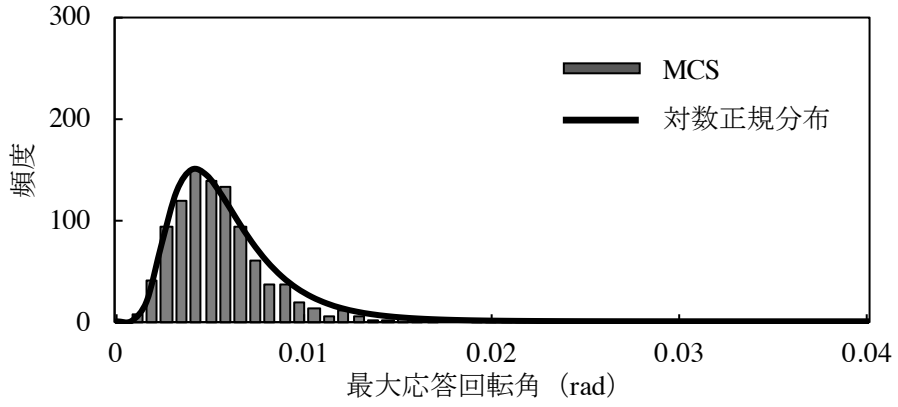



(c) 4 列杭の場合

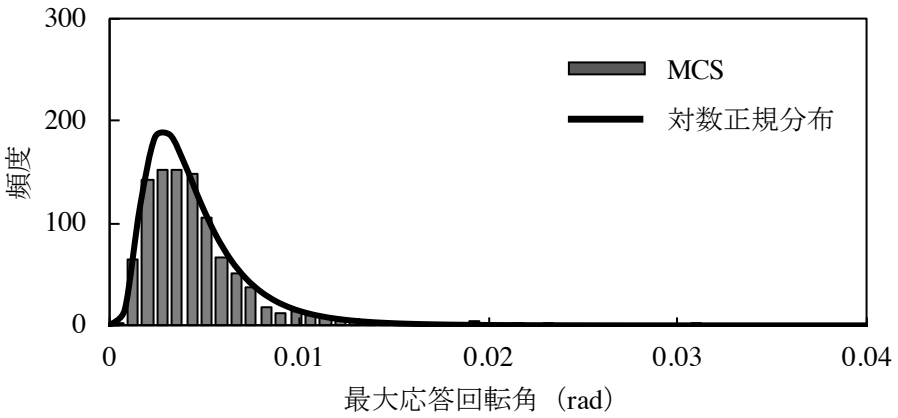
図 3.4.26　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case C-1）




(a) 2 列杭の場合

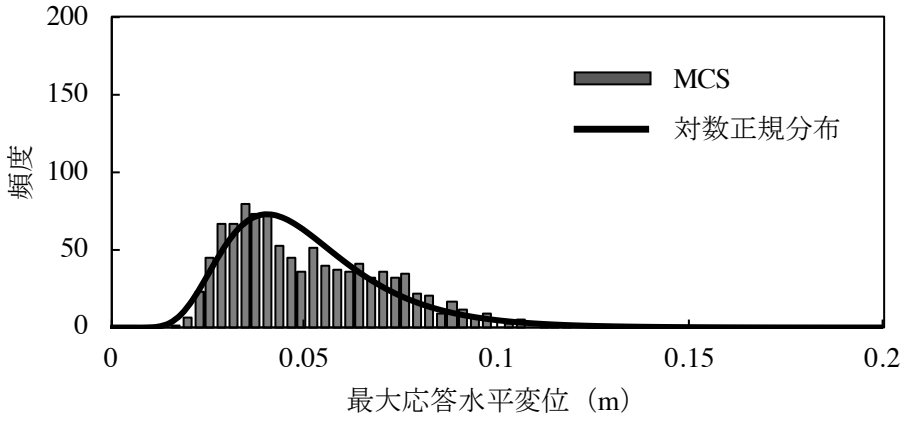



(b) 3 列杭の場合

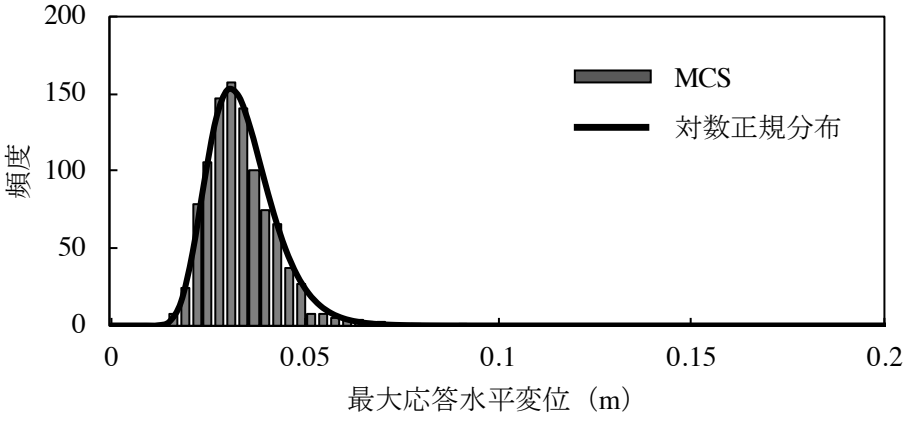



(c) 4 列杭の場合

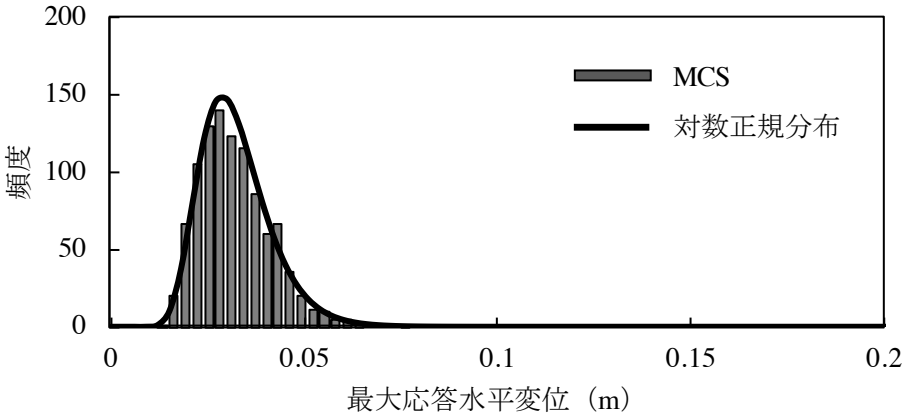
図 3.4.27　フーチングの最大応答回転角の分布（Case C-2）




(a) 2 列杭の場合

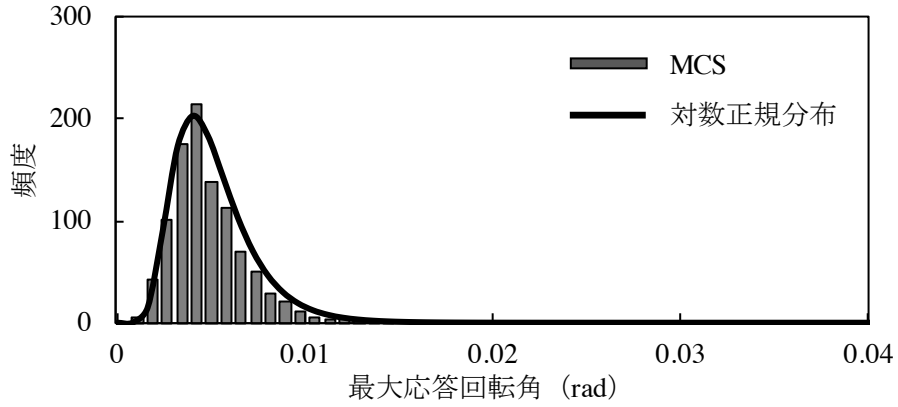



(b) 3 列杭の場合

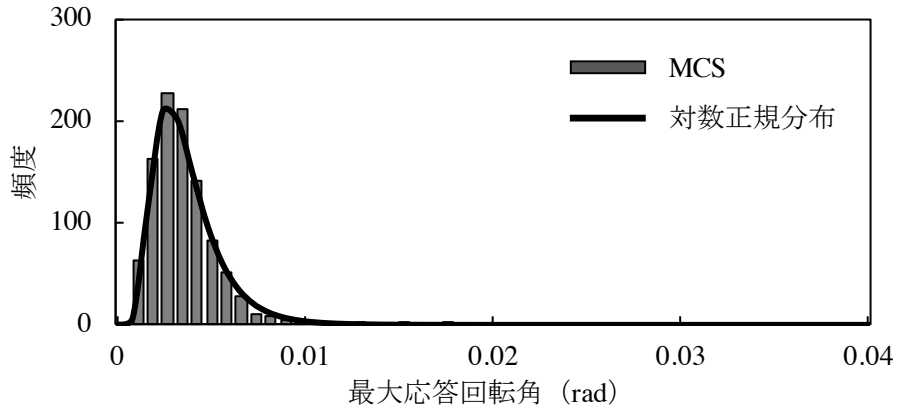



(c) 4 列杭の場合

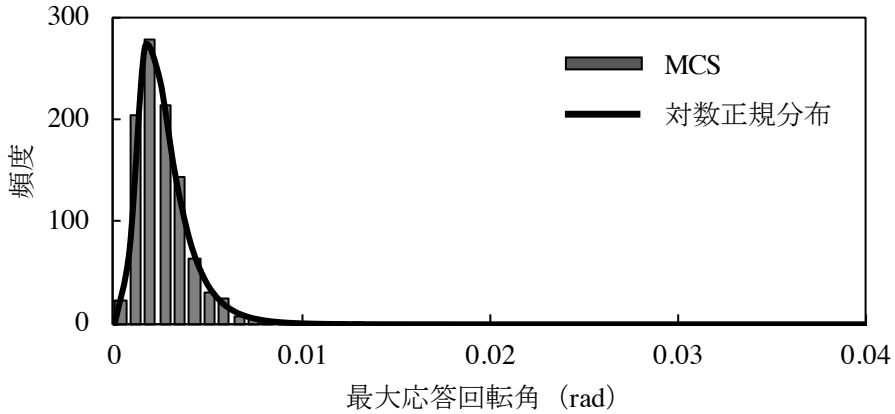
図 3.4.28　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case D-1）




(a) 2 列杭の場合

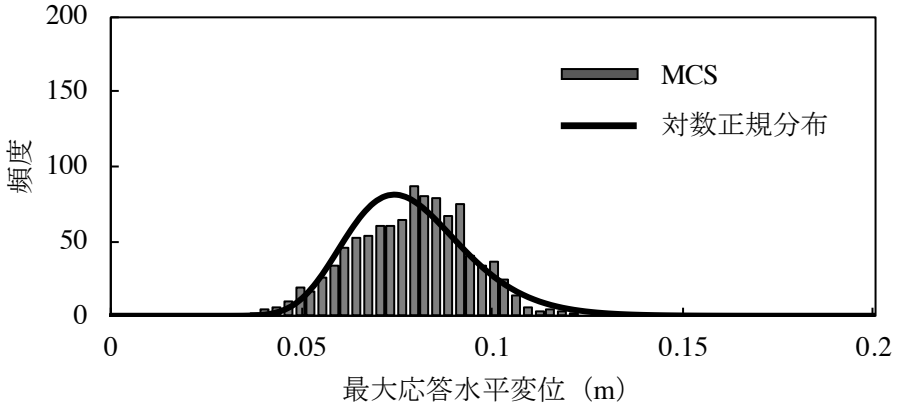



(b) 3 列杭の場合

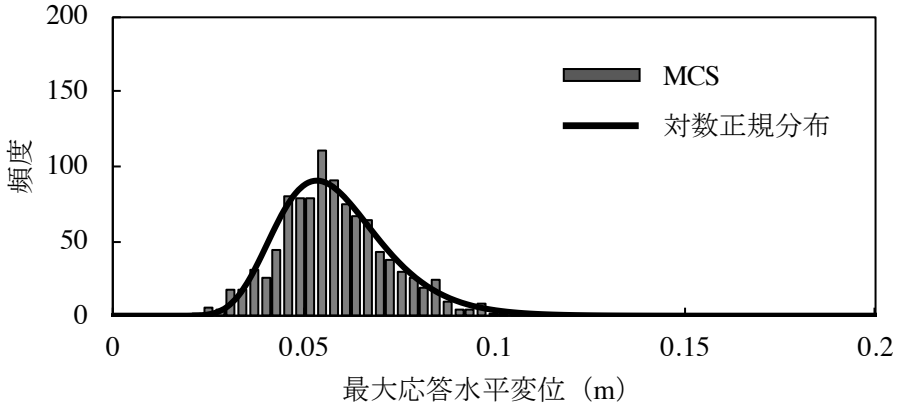



(c) 4 列杭の場合

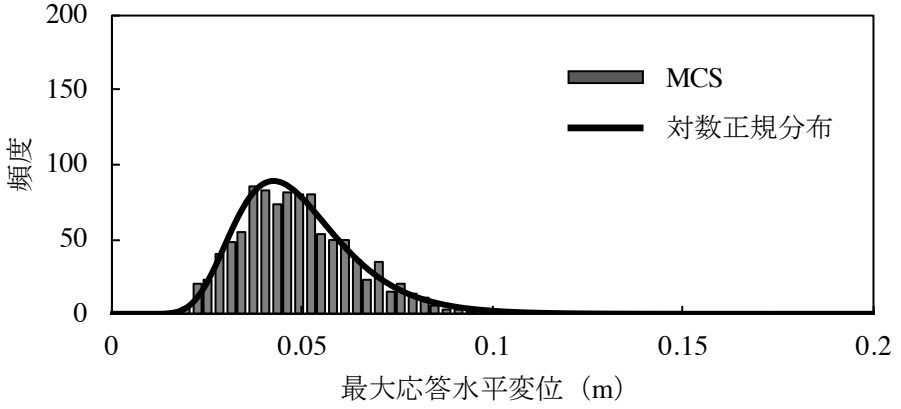
図 3.4.29　フーチングの最大応答回転角の分布（Case D-2）




(a) 2 列杭の場合

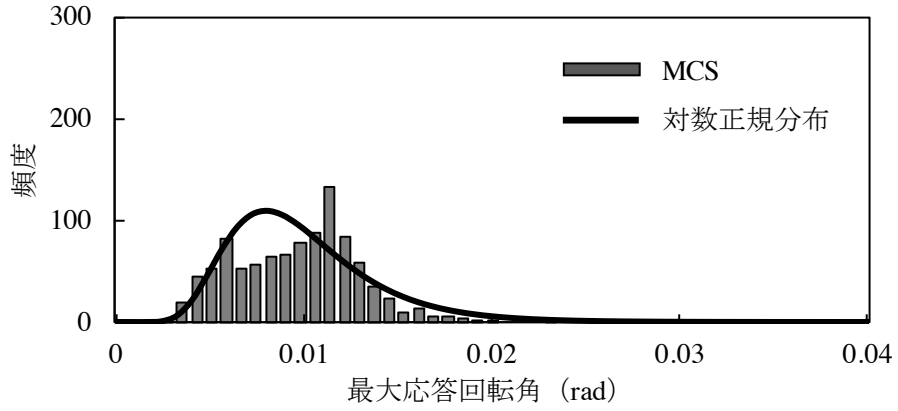



(b) 3 列杭の場合

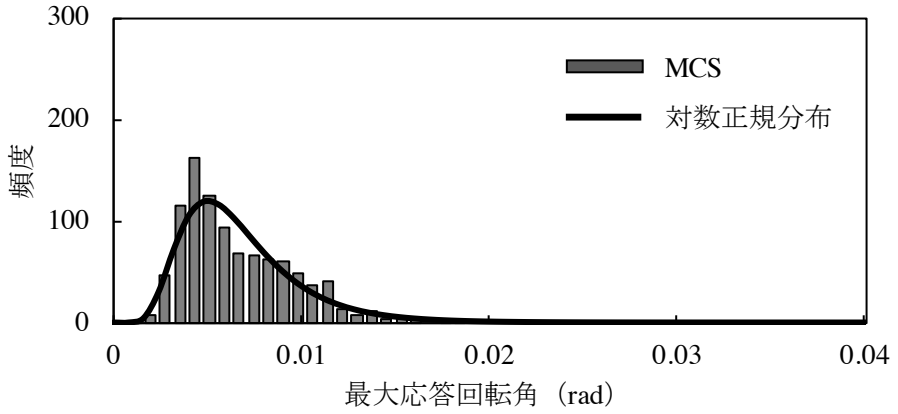



(c) 4 列杭の場合

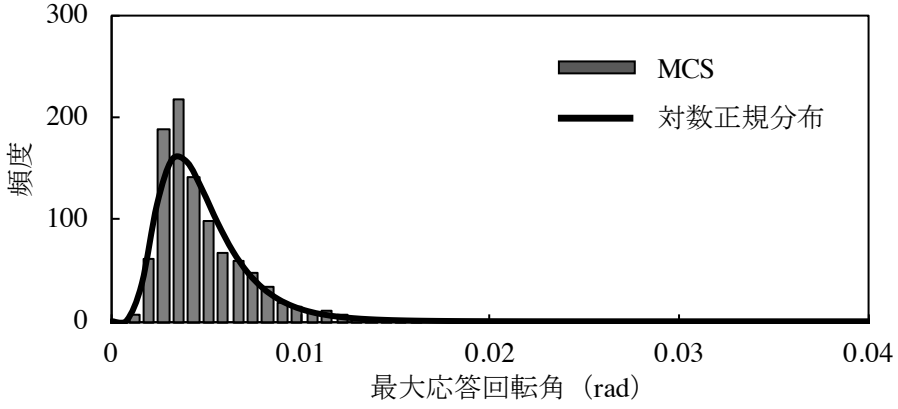
図 3.4.30　杭頭の最大応答水平変位の分布（Case E-1）




(a) 2 列杭の場合




(b) 3 列杭の場合




(c) 4 列杭の場合

図 3.4.31　フーチングの最大応答回転角の分布（Case E-2）

## ３．５　まとめ

本研究では、リダンダンシーの違いを考慮した橋梁杭基礎の耐震信頼性設計法に関する提案および検討を行った。本研究で得られた主な知見は以下の通りである。

(1) 少数杭列の橋梁杭基礎は、降伏剛性が小さく、レベル2地震動を受けると杭頭の応答水平変位およびフーチング底面の応答回転角が大きくなりやすいことを確認した。また、少数杭列の橋梁杭基礎は，地盤抵抗特性のモデル誤差（ばらつき）の影響を受けやすいことを確認した。

(2) レベル2地震動を受ける道路橋杭基礎（場所打ち杭）を対象とし、杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法の開発を試みた。杭列数を2列・3列・4列杭と変化させてリダンダンシーの違いを検討し、レベル2およびレベル1信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法を提案した。これらの耐震設計法を用いることで、杭列数の違いによる降伏限界状態後の余裕度の差異を反映することが可能である。

(3) レベル2信頼性設計のケーススタディより、3列杭と同等の信頼性を有するためには、2列杭の杭径を現行の設計法から算出されるものよりも大きくする必要があることを確認した。また、レベル1信頼性設計に用いる部分係数をケーススタディから算定した。レベル1信頼性設計は実務設計に導入しやすく，部分係数の違いから、杭列数が多い杭基礎ほど設計式を満足させることが容易となるため、リダンダンシーに優れた杭基礎構造の積極的な採用につながることが期待される。

なお、本研究には、以下に示すような課題が存在する。今後、これらの課題の検討を行い、リダンダンシーの違いを定量的に反映できる、汎用性のある耐震信頼性設計法の提案を行う必要がある。

(i) 本研究では杭基礎を検討対象としたが、橋脚高、杭長、地盤条件などの条件が限定されている。これらの条件を増やした検討が必要である。

(ii) 本研究では場所打ち杭工法に限って検討しているため、他の工法（打撃工法など）に関する検討をしていく必要がある。

(iii) 本研究では杭列数によって異なるリダンダンシーを検討したが、他の部材（静定構造の単柱式橋脚と不静定構造のラーメン橋脚など）においてもリダンダンシーの違いがあると考えられる。今後は杭基礎に限らず、他の部材に関してもリダンダンシーの違いを考慮できる耐震信頼性設計法を開発していく必要がある。

(iv) 本研究では地震ハザードやフラジリティ解析を行わない極めて簡易な耐震信頼性解析を行っている。今後は信頼性解析を精緻化していく必要がある。

(v) 本研究ではMCSの試行回数を1000回としているが、試行回数の妥当性の検討を行う必要がある。

(vi) 本研究では杭基礎－地盤間ばねの鉛直方向および水平方向の地盤抵抗特性に関してのみ不確定性を考慮した。今後は部材の耐力などの不確定性も考慮した信頼性解析が必要である。

(vii) 本研究で用いた杭基礎の降伏限界状態の値の大きさには多くの議論があると思われる。杭基礎の終局限界状態の定義は今後も検討していく必要がある。

(viii) 地盤抵抗特性の推定精度の向上は、橋梁杭基礎のリダンダンシーの改善に直結するものであると考えられる。その検証として、不確定要因が橋梁杭基礎のリダンダンシーに及ぼす影響に関する感度解析を行う

必要がある。

(ix) 本研究では、プッシュオーバー解析と動的解析から算出される杭基礎の降伏変位に差異がある。この主要な原因は、動的解析では自由地盤の応答変位を考慮したが、プッシュオーバー解析では考慮していないためだと考えられる。プッシュオーバー解析においても自由地盤の応答変位を考慮し、この差異を小さくする必要がある。

## ４．まとめ

本報告書では、新たに開発したオールケーシング工法の施工管理装置の仕組み等を示すとともに、施工現場において実証試験を行った結果を示し、実務においての適用性の検証を行った。また構造物が有するリダンダンシーの違いを考慮できる設計法の一端として、レベル 2 地震動を受ける道路橋杭基礎（場所打ち杭）を対象とした杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法の開発を試みるとともに、杭列数を 2 列・3 列・4 列杭と変化させてリダンダンシーの違いを考慮した信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法を提案した。本報告書で述べた主な結果を以下に示す。

【オールケーシング工法における支持層確認に関する施工管理装置の検討】

・これまでの定性的な支持層確認方法では支持層の到達判断が困難な地盤であっても、新たに開発した施工管理装置を用いることで、掘削機のオペレーターの技量に左右されることもなく、支持層の到達判断を定量的に行うことができる。

・新たに開発した施工管理装置を用いることで、施工データの取得及び整理作業や施工報告書の作成等が省力化でき、施工現場の生産性向上につながるものと期待される。

【杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法について】

・少数杭列の橋梁杭基礎は、降伏剛性が小さく、レベル2地震動を受けると杭頭の応答水平変位およびフーチング底面の応答回転角が大きくなりやすいことを確認した。また、少数杭列の橋梁杭基礎は，地盤抵抗特性のモデル誤差（ばらつき）の影響を受けやすいことを確認した。

・レベル2地震動を受ける道路橋杭基礎（場所打ち杭）を対象とし、杭列数によるリダンダンシーの違いを考慮した耐震信頼性設計法の開発を試み、杭列数を2列・3列・4列杭と変化させてリダンダンシーの違いを検討し、レベル2およびレベル1信頼性設計による橋梁杭基礎の耐震設計法を提案した。これらの耐震設計法を用いることで、杭列数の違いによる降伏限界状態後の余裕度の差異を反映することが可能である。

・レベル2信頼性設計のケーススタディより、3列杭と同等の信頼性を有するためには、2列杭の杭径を現行の設計法から算出されるものよりも大きくする必要があることを確認した。また、レベル1信頼性設計に用いる部分係数をケーススタディから算定した。レベル1信頼性設計は実務設計に導入しやすく，部分係数の違いから、杭列数が多い杭基礎ほど設計式を満足させることが容易となるため、リダンダンシーに優れた杭基礎構造の積極的な採用につながることが期待される。

**参考文献**


1）（公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編，2017.11.

2） 七澤利明，眞弓英大，河野哲也，坂本裕司，田辺晶規，河村淳，宮原清，今野貴元：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料 第 4339 号，2016.10.

3）（公社）地盤工学会：杭基礎のトラブルとその対策，2014.11.

4）（公社）日本道路協会：杭基礎施工便覧，2015.3.

5） 国土交通省中部地方整備局紀勢国道事務所：紀勢線赤羽川橋　橋台の変状について，2013.

6）（一社）日本基礎建設協会： 場所打ちコンクリート杭　施工指針・同解説　オールケーシング工法（土木），2015.2.

7） 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系（1）試案構築にむけての考察，第 35 回地震工学研究発表会講演論文集，講演番号 A11―824，pp.12，2015.

8） 野津厚，室野剛隆，本山紘希，本田利器：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系（2）鉄道・港湾構造物の設計指針と「危機耐性」，第 35 回地震工学研究発表会講演論文集，講演番号 A11―848，pp.10，2015.

9） 高橋良和，秋山充良，片岡正次郎，本田利器：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系（3）道路橋示方書から読み取る「危機耐性」と国内外の動向を踏まえた課題の整理，第 35 回地震工学研究発表会講演論文集，講演番号 A11―806，pp.10，2015.

10）土木学会東日本大震災フォローアップ委員会原子力安全土木技術特定テーマ委員会：原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言（土木工学からの視点）, 2013.7.

11）Akiyama, M. and Frangopol, D.M.: Life-cycle design of bridges under multiple hazards: Earthquake, tsunami and continuous deterioration, Proceedings of the 11th International Conference of Structural Safety and Reliability, New York, USA, 2013.

12）Decò, A., Bocchini, P. and Frangopol, D.M.: A probabilistic approach for the prediction of seismic resilience of bridges, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 42, No. 10, pp. 1469-1487, 2013.

13）Bocchini, P. and Frangopol, D.M.: Resilience and sustainability of civil infrastructure: Toward a unified approach, Journal of Infrastructure Systems, Vol. 20, No. 2., pp. 04014004-1-16, 2014.

14）Biondini, F., Camnasio, E. and Titi, A.: Seismic resilience of concrete structures under corrosion, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 44, No. 14, pp.2445–2466, 2015.

15）Bruneau, M., Chang, S.E., Eguchi, R.T., Lee, G.C., O'Rourke, T.D., Reinhorn, A.M., Shinozuka, M., Tierney, K., Wallace, W.A. and von Winterfeldt, D.: A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities, Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 4, pp.733–752, 2003.

16）福田隆介：構造物のレジリエンスー自然災害に備えるキーワードー，コンクリート工学，Vol. 53, No. 1, pp.92-96, 2015.

17）Akiyama, M., Takahashi, Y., Hata, Y., and Honda, R.: Lessons from the 2016 Kumamoto earthquake based on field investigations of damage to bridges, International Journal of Earthquake and Impact Engineering, Vol.1, No.3, pp.225-252, 2016.

18）熊崎達郎，七澤利明，河野哲也，秋山充良：リダンダンシーを考慮した橋梁杭基礎の耐震信頼性設計法に関する基礎的研究，構造工学論文集 A，Vol.63A，pp.134-145，2017.

19）日本建築学会：建築構造設計における冗長性とロバスト性，2013.

20）土木学会鋼構造委員会：鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書, 2014.

21）Yuansheng, F., and Moses, F.: Optimum design, redundancy and reliability of structural systems, Computers & Structures Vol.24, No.2, pp.239-251, 1986.

22）Frangopol, D. M., and Curley, J. P.: Effects of damage and redundancy on structural reliability, Journal of Structural Engineering, Vol.113 (7), pp.1533-1549, 1987.

23）伊藤拓海，大井謙一，李正林：鉛直荷重を受ける骨組構造物の冗長性に関わる感度解析，日本建築学会構造系論文集，第 593 号，pp.145-151，2005.

24）Nagavi, R. S., and Aktan, A. E.: Nonlinear behavior of heavy class steel truss bridges, Journal of Structural Engineering, Vol.129, pp.1113-1121, 2003.

25）永谷秀樹，明石直光，松田岳憲，安田昌宏，石井博典，宮森雅之，小幡泰弘，平山博，奥井義昭：我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討，土木学会論文集 A Vol.65, No.2, pp410-425, 2009.

26）永谷秀樹：鋼トラス橋のリダンダンシー解析の維持管理への適用性評価，宮地技報No.24, pp.77-89, 2009.

27）Hoshiya, M., and Yamamoto, K.: Redundancy index of lifeline systems, Journal of Mechanical Engineering, Vol.128, No.9, pp.961-968, 2002.

28）Anitori, G., Casas, J. R., and Ghosn, M.: Redundancy and robustness in the design and evaluation of bridges: European and North American Perspectives, Journal of Bridge Engineering, Vol.18, No.12, pp.1241-1251, 2013.

29）Liu, W.D., Ghosn, M., Moses, F., and Neuenhoffer, A.: Redundancy in highway bridge substructures, NCHRP Rep.458, Transportation Research Board, Washington, DC., 2001.

30）Starossek, U., and Haberland, M.: Measures of structural robustness - requirements & applications, ASCE SEI 2008 Structural Congress-Crossing Borders, 2008.

31）Kanno, Y., and Ben-Haim, Y.: Redundancy and robustness, or when is redundancy redundant, Journal of Structural Engineering, Vol.137, No.9, pp.935-945, 2011.

32）M. Ghosn, L. Due˜nas-Osorio, D. M. Frangopol, T. P. McAllister, P. Bocchini, L. Manuel, B. R. Ellingwood, S. Arangio, F. Bontempi, M. Shah, M. Akiyama, F. Biondini, S. Hernandez, G. Tsiatas: Performance Indicators for Structural Systems and Infrastructure Networks, Journal of Structural Engineering, Vol.142, No.9, F4016003,2016.

33）Bertero, R. D., and Bertero, V. V.: Redundancy in earthquake-resistant design, Journal of Structural Engineering, Vol.125, No.1, pp.81-88, 1999.

34）Biondini, F., Frangopol, D.M., and Restelli, S.: On structural robustness, redundancy, and static indeterminacy, Proceedings of the SEI/ASCE Structures Congress, Vancouver, B.C., Canada, April24-26, 2008.

35）Husain, M., and Tsopelas, P.: Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings： Redundancy indices, Journal of Structural Engineering, Vol.130, No.11, pp.1651-1658, 2004.
36）De, R. S., Karamchandani, A., and Cornell, C. A.: Study of redundancy of near-ideal parallel structural systems, Proc.,Fifth International Conference on Structural Safety and Reliability, pp.975-982, 1989.
37）AASHTO. : AASHTO LRFD standard specifications for highway bridges, Washington. DC., 2002.
38）AASHTO. : AASHTO MBE manual for bridge evaluation, Washington. DC., 2011.
39）Ghosn, M., Yang, J., Beal, D., and Sivakumar, B.: Bridge system safety and redundancy, NCHRP report 776, Interim report for project NCHRP 12-86, National Academics, Washington, DC., 2014.
40）星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986.
41）吉田郁政，鈴木修一：限界地震動指標を用いた損傷確率の効率的な算定方法，構造工学論文集, Vol.49A，pp.201～206，2003.
42）土木研究所：道路橋の耐震設計における部分係数設計法に関する研究，平成 20 年度土木研究所成果報告書，2008.
43）国土交通省 国土技術政策総合研究所，独立行政法人 港湾空港技術研究所：性能設計と信頼性設計について（案）「港湾の施設の技術上の基準」の改正に向けた勉強会資料 - 2，2005.
44）日本建築学会構造委員会応用力学運営委員会構造物の性能最適化とロバスト性委員会：建築構造物の性能最適化とロバスト性に関するセミナー，2005.
45）日本建築学会：建築構造設計における冗長性と頑強性の役割ーリダンダンシーとロバスト性とはー，2008 年大会 PD 資料 構造（応用力学），2008.
46）竹脇出：性能最適化とロバスト最適化の関係，「建築構造物の性能最適化とロバスト性に関するセミナー」資料，2005.
47）日本鋼構造協会及び Councul on Tall Buildings and Urban Habitat：崩壊制御設計ガイドラインーリダンダンシーに優れた鋼構造建築ー，I. 設計編，II. 研究編，2005.
48）National Institute of Standard and Technology (NIST): Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings. NISTIR 7396 Gaithersburg, MD., 2007.
49）竹脇出：予測困難な地震動と免震設計ー冗長性と頑強性ー，日本免震構造協会会誌 MENSHIN 69 号巻頭言，2010.
50）竹脇出：パネルディスカッション「応用力学の新しい展開ー21 世紀の応用力学の使命ー」，‘不確定性の中での意思決定’，第 55 回理論応用力学講演会講演論文集，pp.37-40，2006.
51）日本建築学会：建築物の限界状態設計指針，2002.
52）土木学会：コンクリート構造物の安全確保のためのシステムに関する研究小委員会成果報告書，2015.
53）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2012.
54）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
55）矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集, No.626 / I-48, pp.51-68,1999.

56）Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., and Foutch, D. A.: Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, pp. 526-533, 2002.

57）Akiyama, M., Matsuzaki, H., Dang, H.T. and Suzuki, M: Reliability-based capacity design for reinforced concrete bridge structures. Structure and Infrastructure Engineering, Vol. 8, No. 12, 1096-1107, 2012.

58）秋山充良，松中亮治，土井充，鈴木基行：鉄筋コンクリート橋梁システムに介在する不確定要因を考慮した場所打ち杭基礎の設計水平震度評価に関する研究，土木学会論文集，No. 641/V-46, pp. 187-203, 2000.

59）日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，pp. 194-212，1996.

60）吉田望：DYNEQ A computer program for DYNamic response analysis of level ground by EQuivalent linear method，東北学院大学工学部，http://boh0709.ld.infoseek.co.jp/，2008.

61）Hardin, B.O. and Drnevich, V. P.：Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, SM7, pp. 667-692,1972.

62）岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（II）－広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性－，土木研究所報告第 153 号，1980.

63）岩崎敏男，常田賢一，吉田精一：沖積粘性土の動的変形特性－せん断剛性率のヒズミ依存性－，土木研究所資料第 1504 号，1979.

64）山崎康紀，松中亮治，秋山充良，鈴木基行：信頼性理論に基づく橋梁システムの地震時安全性評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1279-1284，1999.

65）安藤滋芳，河野哲也，谷本俊輔，西田秀明，星隈順一：動的解析による既製コンクリート杭を有する既設道路橋基礎の耐震性評価に関する検討，構造工学論文集，Vol. 59A，pp. 504-515, 2013.

66）土木研究所：道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究，平成 20 年度土木研究所成果報告書，2008.

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.509 November 2019

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305－8516 茨城県つくば市南原1－6 電話029－879－6754

共同研究報告書 第509号 平成31年11月 国立研究開発法人 土木研究所