

既設基礎杭の耐荷性能評価及び 補強方法に関する共同研究報告書

令和 8 年 6 月

国立研究開発法人土木研究所
株式会社高速道路総合技術研究所
首都高速道路株式会社

Copyright © (2026) 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。

**Cooperative Research Report on
Load Carrying Performance Evaluation
and Retrofit Methods for
Foundation Piles of Existing Highway Bridges**

June 2026

PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE

NIPPON EXPRESSWAY RESEARCH INSTITUTE COMPANY LIMITED

METROPOLITAN EXPRESSWAY COMPANY LIMITED

既設基礎杭の耐荷性能評価及び 補強方法に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所
株式会社高速道路総合技術研究所
首都高速道路株式会社

要 旨：

既設の道路橋の基礎の補修・補強には多大なコストを伴うため、基礎の補修・補強の必要性の判断や補修・補強を合理的に行うための技術が求められている。そこで本共同研究では、大規模地震により損傷した杭を有する橋梁の供用が可能かどうかを判断する指標を得るため、損傷後の場所打ち杭の鉛直載荷試験を行い、鉛直支持能力を確認した。また、これまでの既設基礎杭の被害を鑑みて、既設のコンクリート杭（場所打ち杭、既製 PC 杭、既製 RC 杭）の耐荷性能を合理的に評価する方法を提案した。さらに、既設基礎杭の合理的な耐震補強として、施工性向上の観点から工夫した増し杭補強方法の考え方について解析的・実験的に補強メカニズムや補強効果を検討し、とりまとめた。

キーワード：杭基礎、せん断耐力、耐震性評価、耐震補強

Cooperative Research Report on Load Carrying Performance Evaluation and Retrofit Methods for Foundation Piles of Existing Highway Bridges

By

PUBLIC WORKS RESEARCH INSTITUTE
NIPPON EXPRESSWAY RESEARCH INSTITUTE COMPANY LIMITED
METROPOLITAN EXPRESSWAY COMPANY LIMITED

Synopsis :

Since repairing and reinforcing existing road bridge foundations require substantial costs, technologies are demanded for determining the necessity of such measures and implementing them rationally. Therefore, this cooperative research conducted vertical loading tests on damaged cast-in-place piles and verified their vertical bearing capacity to obtain indicators for determining whether road sections with bridges having damaged piles can be opened for traffic after a large-scale earthquake. Additionally, considering past damage to existing foundation piles, this cooperative research proposed methods to rationally evaluate the load carrying performance of existing concrete piles, including cast-in-place, precast PC, and precast RC piles. Furthermore, as a rational seismic retrofit for existing pile foundations, this cooperative research analytically and experimentally compiled the concept, reinforcement mechanism and reinforcement effects of an additional-pile method devised from the perspective of improving constructability.

Key Words : Pile Foundations, Shear strength, Seismic resistance evaluation, Seismic Retrofit

【共同研究参加者名簿】

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	上席研究員	七澤 利明	上席研究員	大住 道生
主任研究員	河野 哲也	主任研究員	澤田 守	主任研究員	堀内 智司
研 究 員	吉田 英二	研 究 員	江口 康平	専門研究員	楊 勇
交流研究員	河口 大輔	交流研究員	増田 隆宏	交流研究員	有馬 俊
交流研究員	行藤 晋也	交流研究員	藤岡 健祐		

株式会社高速道路総合技術研究所道路研究部橋梁研究室

室 長	高原 良太	室 長	長谷 俊彦	室 長	広瀬 剛
主任研究員	萩原 裕樹	主任研究員	村西 信哉	研 究 員	後藤 源太
研 究 員	西谷 朋晃	研 究 員	稲荷 優太郎		

首都高速道路株式会社技術部

土 木 技 術 担 当 部 長	若林 登	土 木 技 術 担 当 部 長	田嶋 仁志	構造技術室長	寺島 善宏
技術推進課長	森 健太郎	技術推進課長	白鳥 明	課 長 代 理	石原 陽介
課 長 代 理	松原 拓朗	主 任	山本 一貴	主 任	久保田 成是
係 員	引地 宏陽	係 員	盛岡 諒平		

※所属機関・部署・役職は研究当時のものを示す。

【令和4年度以降 共同研究報告書とりまとめ担当者】

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

主任研究員	瀧本 耕大	主任研究員	二宮 智大	専門研究員	阿部 広明
交流研究員	川井 菜緒	交流研究員	河村 太紀		

株式会社高速道路総合技術研究所道路研究部橋梁研究室

室 長	宮永 憲一	主任研究員	飛田 一彬	主任研究員	神山 宙大
研 究 員	田頭 颯樹				

首都高速道路株式会社技術部

技術推進課長	蔵治 賢太郎	技術推進課長	石田 和久	課 長 代 理	牧山 大祐
係 員	片山 智貴				

※所属機関・部署・役職はとりまとめ当時のものを示す。

目 次

第 1 章 序論

1.1 背景	1
1.2 研究目的と内容	1
1.3 報告書の構成	2

第 2 章 既設杭基礎の地震の影響を考慮する状況における耐荷性能評価

2.1 照査方法に関する現状	3
2.2 既製 RC 杭等の耐荷性能に関する調査	8
2.3 既設杭基礎の照査方法に関する課題点	26
参考文献	26

第 3 章 曲げ破壊型場所打ち杭の鉛直荷重支持能力の検討

3.1 検討の目的	27
3.2 検討方法	27
3.3 載荷試験	28
3.4 載荷試験結果	45
3.5 解析による検証	74
3.6 まとめ	81
参考文献	82

第 4 章 場所打ち杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

4.1 はじめに	83
4.2 単杭を対象とした実験的及び解析的検討	84
4.3 地盤中の組杭のせん断破壊実験	184
4.4 既往のせん断破壊実験結果と平成 24 年道示のせん断耐力との比較	294
4.5 せん断耐力に考慮できる実材料強度に関する検討	299
4.6 場所打ち杭基礎のせん断耐力の合理的な評価手法の提案	305
参考文献	309

第 5 章 既製 PC 杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

5.1 概要	310
5.2 評価法の検討方針	313
5.3 実験による検証	323
5.4 解析による検証	359
5.5 まとめ	368
参考文献	369

第 6 章	既製 RC 杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討	
6.1	概要	370
6.2	評価法の検討方針	371
6.3	実験による検証	373
6.4	解析による検証	385
6.5	まとめ	420
	参考文献	422
第 7 章	既設杭基礎の補強工法の実態と増し杭補強の合理化に関する検討	
7.1	概要	423
7.2	既設杭基礎の補強実態	424
7.3	増し杭補強の合理化の検討	435
	参考文献	500
第 8 章	まとめ	501
付属資料		
付属資料 1	はりモデルによる既設杭基礎のせん断破壊後の挙動の検討	503
付属資料 2	単杭のせん断破壊実験の実験準備資料	515
付属資料 3	帯鉄筋にフックを有さない単杭のせん断破壊実験準備資料	536
付属資料 4	地盤中の組杭のせん断破壊実験の実験準備資料	566
付属資料 5	動的解析を用いた基礎の耐震照査手法の評価	636
付属資料 6	制震デバイスを用いた場合の基礎の耐震性に与える効果に関する検討	670
付属資料 7	既設杭基礎の補強事例	684

第1章 序論

1.1 背景

平成8年版の道路橋示方書（以下、「H8道示」という。）が適用される前に設計された杭基礎は、レベル2地震動に対する設計が行われておらず、現行基準で評価すると、せん断力等に対する照査を満足しない場合が多い。一方、2016年（平成28年）熊本地震など実際の地震時の被害としては、杭基礎の被害はごく限られている。ただし、現在では使用されていない既製RC杭は、一部の橋で重篤な被害が生じている場合もある。このため、既設杭基礎のせん断耐力等を合理的に評価し、地震に対する耐荷性能が不足する杭基礎を抽出する方法を確立することが実務上の課題となっている。

また、所要の性能が確保されていない杭基礎については補強を行う必要がある。杭基礎の補強方法としては一般的に異種杭による増杭が用いられるが、既設杭との荷重分担や既設部材と新設部材の接合部の挙動が十分に明らかにされておらず、設計手法が確立できていないという課題がある。

土中構造物である基礎杭の補強は、工事の規模が大きくなり、多大なコストや長い工期を要する。そのため、限られた予算の中で、基礎の耐震補強を実施していくためには、優先順位を設けた上で、効率的に補強を実施していく必要があることから、既設の杭基礎が有する耐荷性能を合理的に評価する方法と合理的な補強方法を提案する必要がある。

1.2 研究目的と内容

（1）既設のコンクリート杭の耐荷性能評価方法の合理化

緊急輸送道路は災害直後から緊急車両の通行を確保すべき道路であり、限られた予算の中で既設杭基礎の耐震補強を効果的に行っていくためには、当該路線に求められる機能に応じた補強の優先順位を設ける必要がある。

本報では、大規模地震により損傷した杭を有する橋梁の供用が可能かどうかを判断する指標を得るため、損傷後の場所打ち杭の鉛直載荷試験を行い、鉛直支持能力を確認することを試みる。また、これまでの既設基礎杭の被害を鑑みて、既設のコンクリート杭（場所打ち杭、既製PC杭、既製RC杭）の耐荷性能を合理的に評価する方法を検討する。

（2）既設杭基礎の合理的な耐震補強

所要の性能が確保されていない既設基礎杭については合理的に補強を実施していくことが求められており、そのためには補強効果を適切に評価したうえで、実務で適用できる補強方法・設計法である必要がある。

本報では、施工性に優れる増し杭補強方法について解析的・実験的に補強メカニズムや補強効果を確認することにより検討する。

1.3 報告書の構成

本報告書は、平成30年度から令和3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り、共同研究報告書の構成は以下のとおりである。

「第1章：序論」では、既設杭基礎の現状について設計・被災状況から課題を抽出し、本研究の目的と内容について示す。

「第2章：既設杭基礎の地震の影響を考慮する状況における耐荷性能評価」では、現場で運用される既設杭基礎の照査方法を整理し、既往の道路橋基礎の照査事例を分析することで、既設杭基礎の照査方法に関する課題点を示す。

「第3章：曲げ破壊型場所打ち杭の鉛直荷重支持能力の検討」では、地震により曲げ破壊が生じた場所打ち杭に対して鉛直載荷実験を行い残存する鉛直支持能力に関して実験的に検討した結果を示す。

「第4章：場所打ち杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討」では、場所打ち杭の単杭のせん断実験、組杭の土層実験を行い、合理的な場所打ち杭のせん断耐力評価方法を提案する。

「第5章：既製PC杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討」では、H8道示より前の基準に基づき設計された既製PC杭のせん断耐力を合理的に評価するため、PHC杭のせん断耐力評価式の適用性を検討した結果を示す。

「第6章：既製RC杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討」では、既製RC杭のせん断耐力を合理的に評価するため、PHC杭のせん断耐力評価式の適用性を検討した結果を示す。

「第7章：既設杭基礎の補強工法の実態と増し杭補強の合理化に関する検討」では、既設杭基礎の増し杭補強を対象に実態調査を行い、合理的な補強方法、既設部材への接合方法を実験的・解析的に検討した結果を示す。

「第8章：まとめ」では、本共同研究を通じて得られた結論と今後の課題を示す。

なお、本報告書は、研究当時における平成29年版の道路橋示方書を最新版として扱い、とりまとめたものである。

第2章 既設杭基礎の地震の影響を考慮する状況における耐荷性能評価

2.1 照査方法に関する現状

(1) 既設橋の耐震補強と既設基礎の照査の概要

平成7年(1995年)兵庫県南部地震などでは、橋脚や支承部周辺の損傷による落橋等の被災が生じた。この被災実態を踏まえ、緊急輸送道路において鉄筋コンクリート単柱橋脚躯体の軸方向鉄筋の段落し部の対策や上部構造が下部構造から容易には落下しにくくするための対策、橋脚躯体の塑性変形能を向上させる対策等の落橋・倒壊を防止する対策や、速やかな機能回復に資する対策が推進されてきた。

既設橋の耐震補強を行う場合やその他必要に応じて橋全体系としての性能を評価するにあたっては、目標とする性能を適切に設定しなければならない。目標とする性能は、当該橋梁に求める橋の耐荷性能、橋の耐久性能及び橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他の性能の観点から適切に設定することとなる。その設定にあたっては、当該道路の物流等の社会・経済活動上の位置づけ、災害時における当該道路の位置づけ、交差物件等の架橋位置の条件、関連する道路の計画等、必要な調査を行うこととなる。また、地震後の橋の機能回復のために通行の一部制限や別途荷重を受け直す等の措置の必要性の要否及び一部の部材の応急復旧又は恒久復旧の要否、並びに、これらを実現するうえでの課題等、どのような維持管理の条件を前提とするのかについて具体的に検討し、目標とする性能に反映させるのがよいとされている。

地震の影響に対する橋の性能を概略的に把握する場合には、過去の被災実態に基づくとともに橋の構造特性を踏まえ適切に評価することが必要となる。既設橋が実際に有している橋全体系としての耐荷性能を適切に評価するためには、橋の現応力状態、各部の荷重分担や応答、及び、限界状態の評価が適切に行われるように、基礎地盤を設定するための地盤条件、橋を構成する部材の諸元・構造、荷重分担、当初架設や補修補強や拡幅等に関する履歴やそれぞれの方法、現況で生じている劣化や変状など、橋の耐荷性能の評価に必要な情報が得られるように適切に調査を行うことが必要である。

耐震補強方法を検討するための既設橋梁の耐荷性能の評価にあたっては、既設の構造条件や部材の劣化又は損傷の状態等を踏まえる必要があることから、新設橋梁に対して設定する橋の状態や設計に用いる条件又は諸元をそのまま当てはめるのではなく、当該橋梁の現況に応じてこれらを適切に設定し、橋全体として求める性能を満足するように耐震補強を検討する必要がある。橋の現応力状態、各部の荷重分担や応答、限界状態を適切に評価できるよう、基礎地盤を設定するための地盤条件、橋を構成する部材の諸元・構造、荷重分担、当初架設や補修補強、拡幅等に関する履歴及びそれぞれの方法、現況で生じている劣化や変状、被災履歴等について、必要な情報が得られるよう適切に調査を行う必要がある。また、これまでの被災履歴の情報も実態としての現性能を評価するうえで整理するのがよいとされている。なお、既設橋梁の条件によっては、例えば基礎等の調査及び補修等が容易ではない箇所損傷が生じることを前提とした耐震補強方法を検討する場合もある。一部の部材に恒久復旧に時間を要する損傷を許容する場合であっても、避難路や緊急物資等の輸送路として必要な機能を確保することを目標として設定する等が考えられる。

既設橋の耐震補強に適用する技術基準としては、H29 道路橋示方書・同解説（以下、道示）又はH24 道示を適用することができるが、既設橋の地震の影響を考慮する状況における耐荷性能を評価

する場合には、既設橋の当初設計におけるばらつきの評価が H29 道示の各種部分係数や制限値に基づいて行われている訳ではないので、H24 道示を用いた照査が行われることが多い。しかし、既設杭基礎については H29 道示や H24 道示に規定のない杭種杭工法が用いられている場合があり、その場合には当初設計に用いた技術基準に基づいて設計されていることを前提に、その基礎が有する性能を推定することが必要である。その際、杭種が判明しても施工方法が不明な場合があるため、施工時代を勘案して推定することが必要である。

既設橋の性能評価についても新設橋梁の性能評価と同様にレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対して照査することが必要である。特に、H29 道示より設計水平震度が小さくなると考えられる昭和 47 年指針適用以前の既設橋梁や、現況の構造系を変化させる場合（例えば支点条件、制振・免震構造とする場合）などでは、当初設計で想定される作用力または構造物の地震時挙動とは異なることから H24 道示のレベル 1 地震動に要求される性能を確保する照査を行う必要があると考えられる。

ここで、既設杭基礎の照査手順を図-2.1.1 に示す。この照査手順は現行の耐震設計法に準拠したものであり、既設基礎の地震の影響を考慮する状況における耐荷性能を検証することで補強の必要性を判断する一つの指標として示している。

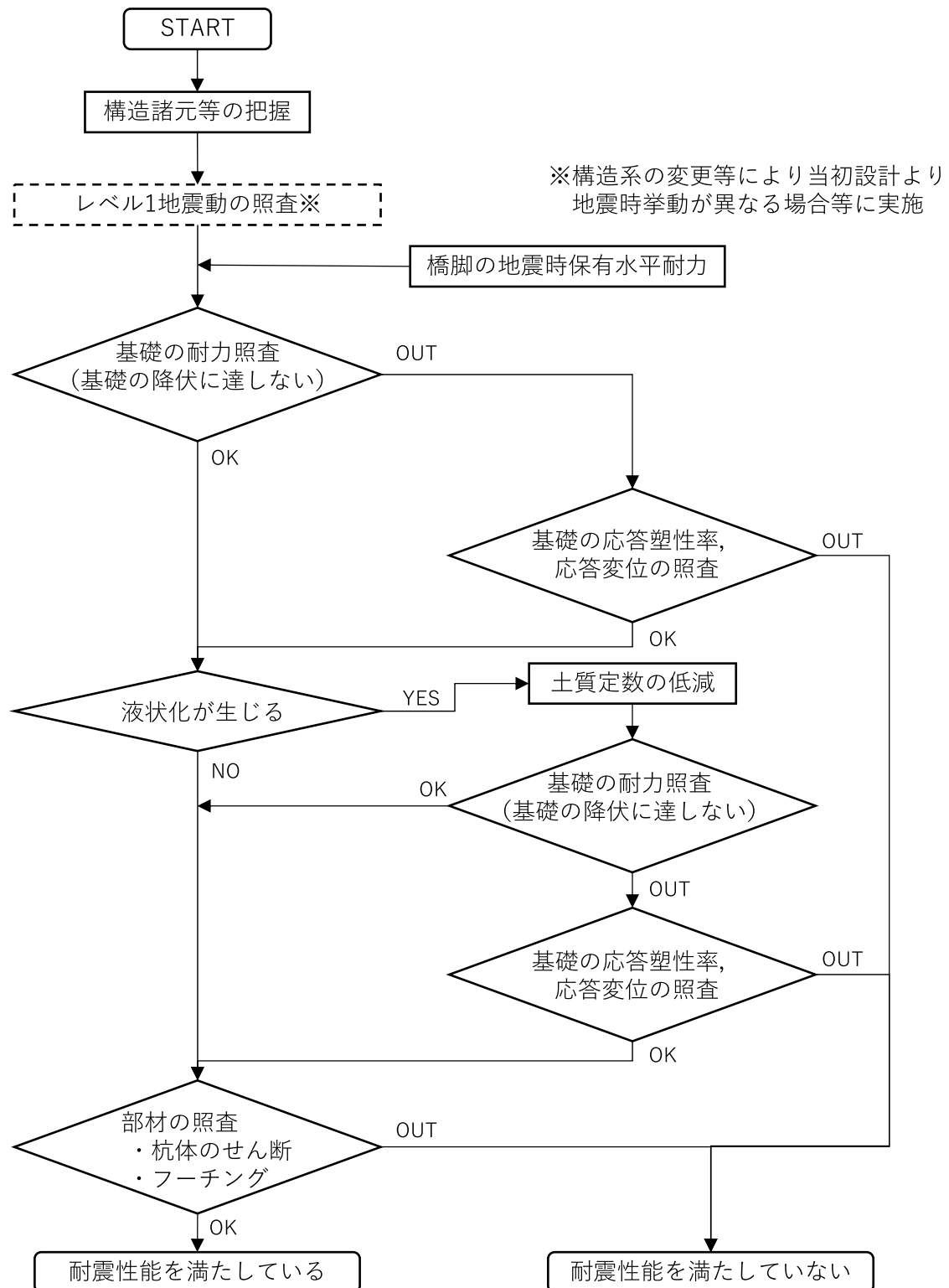


図-2.1.1 橋脚基礎を対象とした地震の影響を考慮する状況における
耐荷性能の照査フロー (案) ²⁾を修正・加筆

(2) 曲げに対する耐震性能評価

既設道路橋の耐震性能照査及び耐震補強設計において目標とする橋の耐震性能については、表-2.1.1 によることができる。曲げを受ける基礎の水平力－水平変位関係について、弾性とみなせる限界点（E点）、基礎の降伏点（Y点）、最大強度点（M点）、終局点（U点）の関係を図-2.1.2 に示す。既設道路橋の耐震性能照査及び耐震補強設計においては、レベル1地震動に対して、橋の耐震性能1を確保する場合には、E点、Y点、M点のいずれかを超えないように行う。また、レベル2地震動に対して、橋の耐震性能2を確保する場合には、E点、Y点、M点、U点のいずれかを超えないように、また、橋の耐震性能3を確保する場合にはU点を超えないように行う。

なお、いずれの点を基礎の限界状態とするかは、橋の応答変位や残留変位、強度や剛性の低下度を踏まえて、被災後に必要な通行の制限、橋の機能回復措置内容を考慮し、選定理由を含めて、個別の橋毎に検討する必要がある。

表-2.1.1 既設道路橋において求める橋の耐震性能とその観点

橋の耐震性能	既設道路橋において求める観点			備考
	橋の安全性	橋の供用性	橋の修復性	
橋の耐震性能1	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	左記の橋の機能回復措置が基本的に不要	各部材の限界状態の選択によっては、橋の機能回復のために修復が必要になることもある。
橋の耐震性能2	落橋に対する安全性を確保する	少なくとも、避難路や救助・救急・医療・消火活動及び緊急物資の輸送路としての機能を確保する	左記の橋の機能回復を速やかに行うことができる	各部材の限界状態の選択によっては、橋の機能回復にあたって、通行の制限や別途荷重を受け直すなどの措置が必要なことや、部材の恒久復旧は容易でないこともある。
橋の耐震性能3	落橋に対する安全性を確保する			—

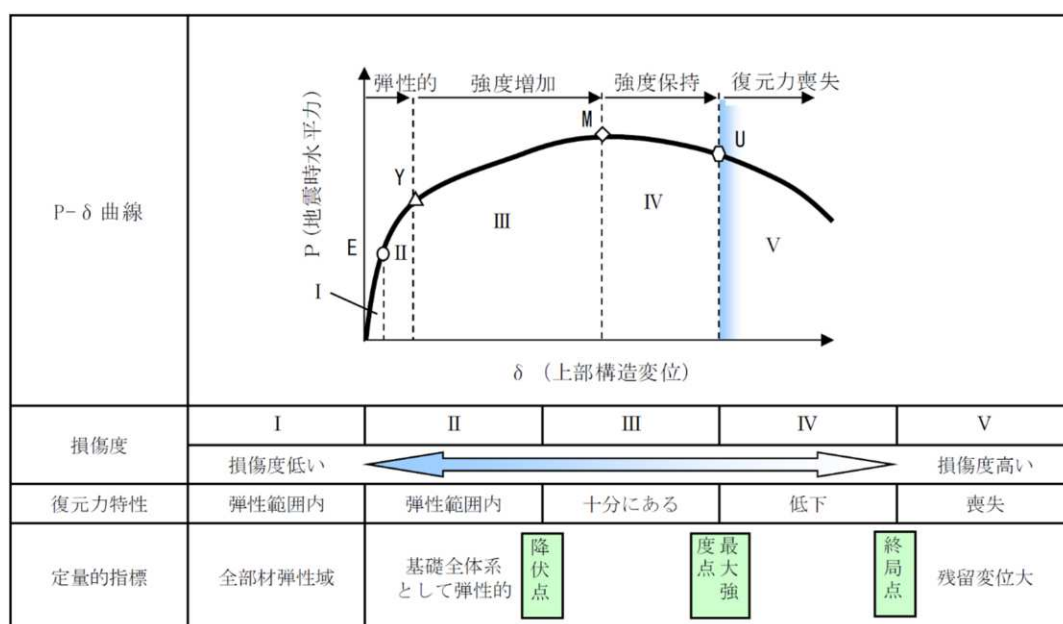


図-2.1.2 道路橋基礎の水平力－水平変位関係

(3) せん断に対する耐震性能評価

《場所打ち杭》

H29 道示には場所打ち杭のせん断耐力評価においては、はりのせん断耐力評価式に従って算出することとなる。部材断面幅 b は等積正方形の一辺とし、有効高さ d は引張側 1/4 の鉄筋の図心から等積正方形の圧縮縁までの距離としてよいと示されている。H24 道示に基づく、はりのせん断耐力評価式を以下に示す。

$$P_s = S_c + S_s$$

ここに、

P_s : せん断耐力 (N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)

S_s : 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 (N)

《既製コンクリート杭》

H29 道示には既製 PC 杭、既製 RC 杭が記載されておらずその照査方法についても示されていない部材であり、従前の規定では、はりのせん断耐力評価式を準用してせん断耐力が評価されている。一方、類似構造である PHC 杭のせん断耐力の評価法は、H29 道示において、多数の PHC 杭のせん断載荷試験結果を踏まえた PHC 杭独自の評価法に見直されており、合理化が図られている。なお、詳細は 6 章を参照されたい。

2.2 既製 RC 杭等の耐荷性能に関する調査

2.2.1 調査概要

本調査は、既製 RC 杭等のせん断耐力評価に関する検討を行うために実施したものである。調査は、まず、道路橋基礎に要求される性能について整理を行った上で、既往の照査事例を紹介する。次に、既往の照査事例で示した照査を満足しない事項に関する文献調査を実施し、既製 RC 杭等のせん断耐力評価に関する課題や現状での知見を整理した。

2.2.2 道路橋基礎に要求される性能

H24 道示 V 耐震設計編において、表-2.2.2.1 に示すとおり、橋の耐震性能について橋全体系の挙動を踏まえて耐震性能 1～3 を定義しており、それらについて耐震設計上の安全性、供用性および修復性の観点から整理されている。

表-2.2.2.1 既設橋の耐震性能

橋の耐震性能	耐震設計上の 安全性	耐震設計上の 供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1： 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能2： 地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能3： 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

出典：H24 年道示 V 表-解 2.2.1 より引用

下部構造の設計においては、部材が適切な強度を有するように、上部構造等に影響を及ぼし橋の供用性を害するような過大な変形が生じないように、また、構造物としての安定を確保するように、部材の安全性の照査及び基礎の安定性の照査を行う必要があるとされている。

したがって、下部構造は常時・暴風時および地震時に対して、橋全体系の要求性能を満たすように各部材の限界状態を適切に設定し、この限界状態を超えないことを照査する。

H24 道示 IV、H24 道示 V で規定される橋に求められる性能と、その性能を確保するために要求される基礎の性能は、表-2.2.2.2 に示すように整理される。

表-2.2.2.2 想定している荷重状態と基礎の限界状態

想定している荷重状態	橋に求められる性能	基礎の限界状態
常時、暴風時、レベル1地震時	支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位以下となるよう設計する。 (H24 道示IV9.2(1)1) より抜粋) ※レベル1地震時に対しては耐震性能1を確保。 (H24 道示V2.2(4)1) より抜粋)	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 基礎を支持する地盤については、その力学特性に大きな変化が生じない限界の状態 (H24 道示V5.2 解説より抜粋)
レベル2地震時	耐震性能2 (H24 道示V2.2(4)2) より抜粋) (高速道路 (B 種) の橋) の場合)	副次的な塑性化に留まる限界の状態 フーチングは、力学特性が弾性域を超えない限界の状態 (H24 道示V5.3 表-解5.3.1 より抜粋) 塑性化及びエネルギー吸収を考慮する部材の組合せによるが、塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材を橋脚（上部構造物副次的な塑性化は考慮していない）とした場合の限界の状態を一例に記載した。

※副次的な塑性化とは、H24 道示V12.3 の規定による基礎の降伏以下に相当する塑性化のことであるが、基礎の場合には、H24 道示V12.3 の規定による基礎の降伏に達する前の段階において地盤の塑性化等により水平力と水平変位の関係が非線形となるため、副次的な塑性化と表現している。(H24 道示V5.3(2)解説より抜粋)

基礎の限界状態は、副次的な塑性化に留まる限界の状態とした。これは、基礎全体として修復が困難となる損傷が生じないように必要な耐力および剛性を確保するが、地盤の非線形性の影響等により、基礎を構成する一部の部材に塑性化を考慮するためである。(H24 道示V5.3(3)1 解説より抜粋)

特に、レベル2地震動を考慮する設計状況における耐荷性能を照査する際には、橋の構造特性に応じて塑性化を考慮する部材の組合せを適切に選定するとともに、その組合せに応じて各部材の限界状態を適切に設定する必要がある。

一般に塑性化を考慮する部材として、塑性化によるエネルギー吸収を確実に図ることができ、損傷の発見が容易であり、かつその修復が速やかに行える橋脚が該当する。ただし、橋脚が設計地震力に対して十分大きな耐力を有している場合、あるいは液状化の影響により地盤の水平反力が十分に期待できない場合は、基礎を降伏させないように耐力を確保することは必ずしも合理的ではない。そのため、このようなやむを得ない場合には、基礎は限界状態2を超えないことを照査した上で、基礎の塑性化を考慮した設計を行ってもよいとされている。

杭基礎のレベル2地震動に対する照査では、地盤抵抗の非線形性や杭体の曲げ剛性の変化の影響が無視できなくなるため、これらの非線形性を考慮したラーメン構造として杭基礎をモデル化し、地震時保有水平耐力法により、上記性能を照査することとされている。図-2.2.2.1 にレベル2地震動を考慮する設計状況における橋脚基礎の照査フローを、図-2.2.2.2 にレベル2地震動を考慮する設計状況における橋台基礎の照査フローを示す。

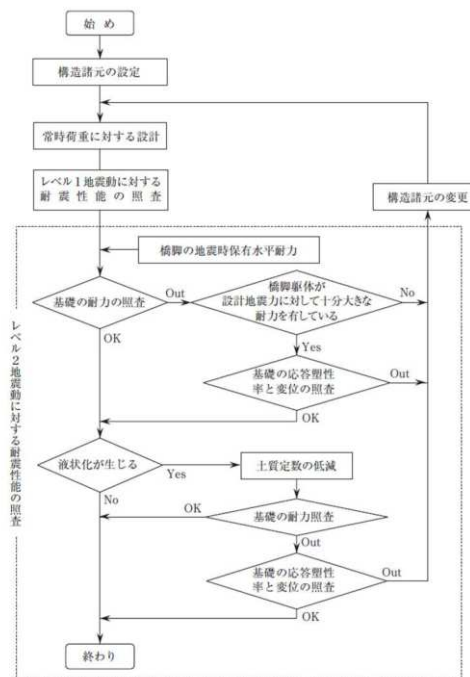


図-解12.1.1 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査の手順

出典：H24 年道示V図-解 12. 1. 1 より引用

図-2.2.2.1 レベル2地震動を考慮する設計状況における橋脚基礎の照査フロー

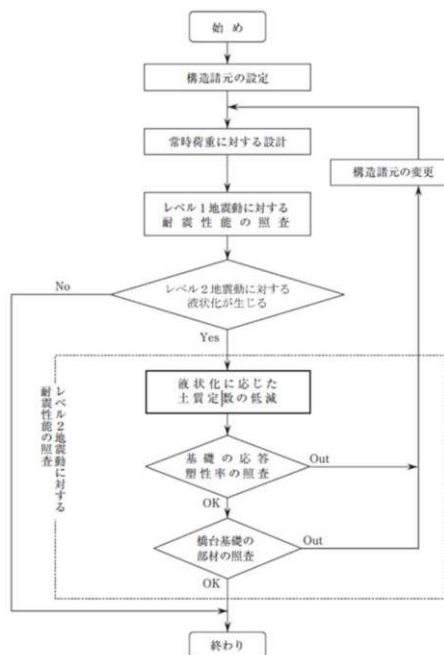


図-解13.1.1 地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査の手順

出典：H24 年道示V図-解 13. 1. 1 に加筆

図-2.2.2.2 レベル2地震動を考慮する設計状況における橋台基礎の照査フロー

(1) 橋脚基礎の照査

H24 道示 IV および V では、橋脚基礎は、橋脚に塑性化を期待する場合は橋脚の終局水平耐力に相当する慣性力、また、橋脚に生じる応答が弾性域に留まる場合は、橋脚基部に生じる断面力をそれぞれ荷重として載荷した際に、杭基礎の降伏に至らないことを照査することを原則とされている。ここで、杭基礎の降伏は、杭本体の塑性化または杭頭反力が上限値に達することにより、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ときとされており、その目安は次のいずれかに達したときとされている。

- ・ 全ての杭において杭体が塑性化する。
- ・ 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。

この目安は、一般的な条件下で大変形領域までの水平荷重 P －水平変位 δ の挙動を追跡試算して定めたものであり、特殊な条件下の杭基礎については、解析で得られた上部構造の慣性力の作用位置の P - δ 曲線から変位急増点とその要因となる事象の関係を考慮した上で基礎の降伏を定める必要がある。橋脚が十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合、または液状化の影響がある場合等のやむを得ない場合には、橋脚基礎に塑性化が生じることを考慮してもよいとされている。この場合には、橋脚基礎の応答塑性率および応答変位が、許容塑性率および許容変位以下となることを照査する。橋脚基礎を構成するフーチングや杭体等に生じる断面力が、当該部材の曲げ耐力やせん断耐力以下となることを照査する。部材の照査断面やその断面における耐力の評価方法は各基礎形式の規定に従う必要がある。なお、フーチングは、作用曲げモーメントを降伏曲げモーメント以下に抑え、損傷が生じないようにする必要がある。橋に影響を与える液状化が生じると判断された場合は、液状化が生じるとした場合と液状化が生じないとした場合のいずれの場合にも照査を行い、所要の耐震性能が満足されるように設計する。

(2) 橋台基礎の照査

H24 道示 V では、橋に影響を与える液状化が生じないと判定された地盤上にある橋台基礎は、レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対して、橋台基礎がそれぞれ限界状態 1 及び限界状態 3 を超えない場合は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対して下部構造の限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないとみなしてよいとされている。

また、橋に影響を与える液状化が生じると判定された地盤上にある橋台基礎は、基礎に塑性化が生じた場合でも過大な残留変位が生じないようにするために、橋台基礎に所要の耐力を付与することを目的として、地震時保有水平耐力法によって応答塑性率が許容塑性率以下になることを照査する。

橋台基礎を構成するフーチングや杭体等に生じる断面力が、当該部材の曲げ耐力やせん断耐力以下となることを照査する。部材の照査断面やその断面における耐力の評価方法は各基礎形式の規定に従う必要がある。なお、フーチングは、作用曲げモーメントを降伏曲げモーメント以下に抑え、損傷が生じないようにする必要がある。

2.2.3 既往の道路橋基礎の照査事例

本項では、既往の道路橋基礎の照査事例から、杭基礎の照査において現行基準により算出された許容値を満足しない事例を紹介する。ここに、既往の照査事例で示す対象橋梁は「ロッキング橋脚を有する橋梁」としている。これは、「ロッキング橋脚を有する橋梁」については平成 28 年熊本地震の被災経験から、耐震補強が最優先に実施されたことから、今回収集・整理した事例の中で同形式の橋梁に対する耐震補強設計業務の数が最も多いためである。また、同形式の橋梁の場合、補強前後における分担重量の変化が他の形式の橋梁に比べ大きく、かつ、ロッキング橋脚基礎の耐力が小さいことから、現状では同形式の橋梁の杭基礎の多くが照査を満足しないケースが多いためである。なお、杭種については令和元年度までに集めた資料の中で、基数の比較的多い「既製 RC 杭」並びに「場所打ち杭」を対象としている。

(1) 杭種が「既製 RC 杭」の事例

1) 対象橋梁の諸元

- ・橋 梁 名：A 橋
- ・適用基準：道路橋示方書（昭和 47 年）
- ・供用年月：不明
- ・橋梁形式：PC2 径間連続中空床版橋
- ・橋 長：41.570m
- ・斜 角：60° 00' 00"
- ・平面曲線：R=∞
- ・設計荷重：TL-20（建設時）
- ・基礎形式：既製 RC 杭 φ400

2) 対象橋梁の完成時全体一般図

対象橋梁の全体一般図を、-2.2.3.1 に示す。

3) 対象橋梁の補強後全体一般図

対象橋梁の補強後全体一般図を、-2.2.3.2 に示す。

4) 照査結果

対象のA橋の場合、中間橋脚がロッキング橋脚で、両端が逆T式橋台となっている。平成28年熊本地震であった府領第一橋の落橋の教訓から、対象のA橋に対する耐震補強設計では、構造的に不安定なロッキング橋脚の自立性の確保が最優先とされている。また、補強後の構造として、ロッキング橋脚に作用する上部構造慣性力の影響ができるだけ小さくなるように、補強後の支承については両端橋が「固定」、中間のロッキング橋脚が「可動」となっている。対象橋梁の耐震補強後の照査結果を、-2.2.3.1に示す。対象橋梁の杭基礎はもともとせん断耐力が乏しいため、特に橋軸直角方向の照査においてせん断に対する補強が必要となる結果となった。

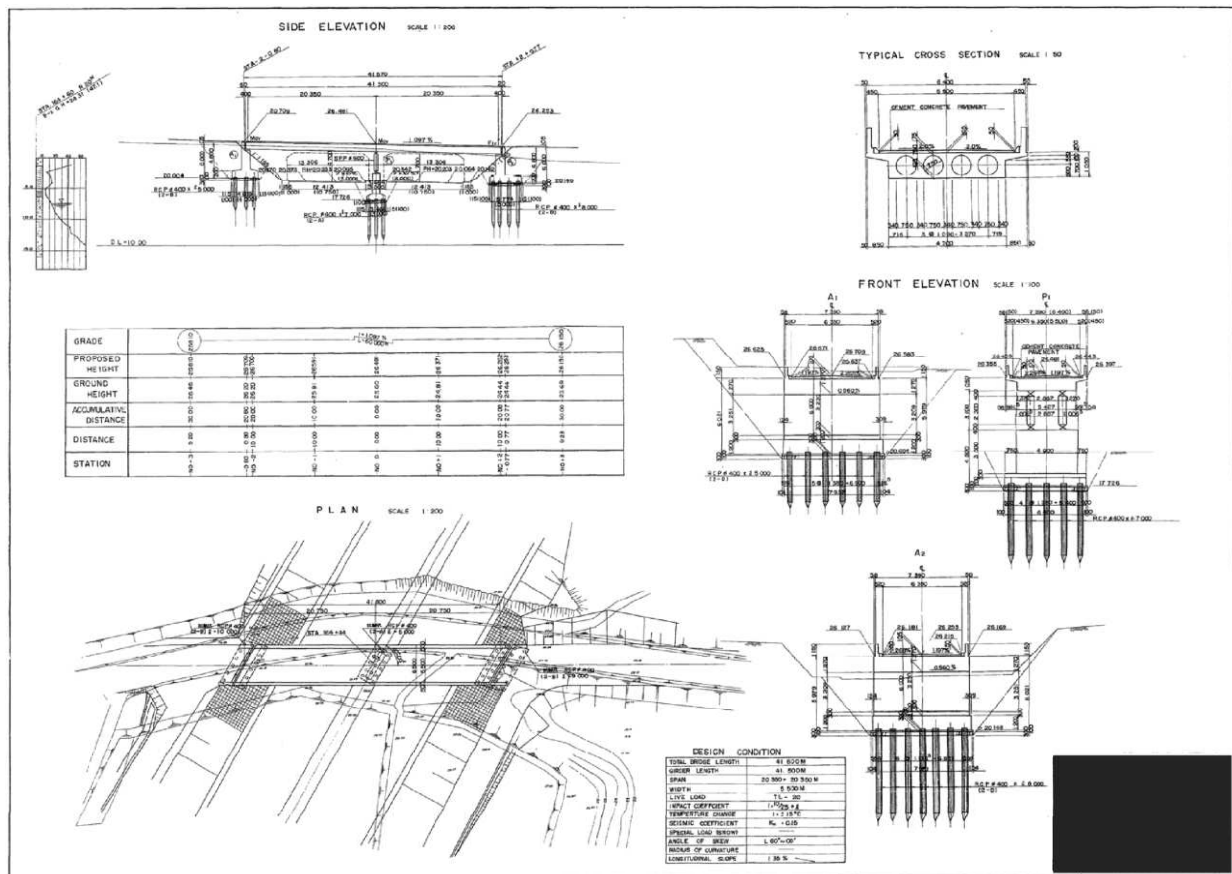


図-2.2.3.1 A 橋の完成時全体一般図

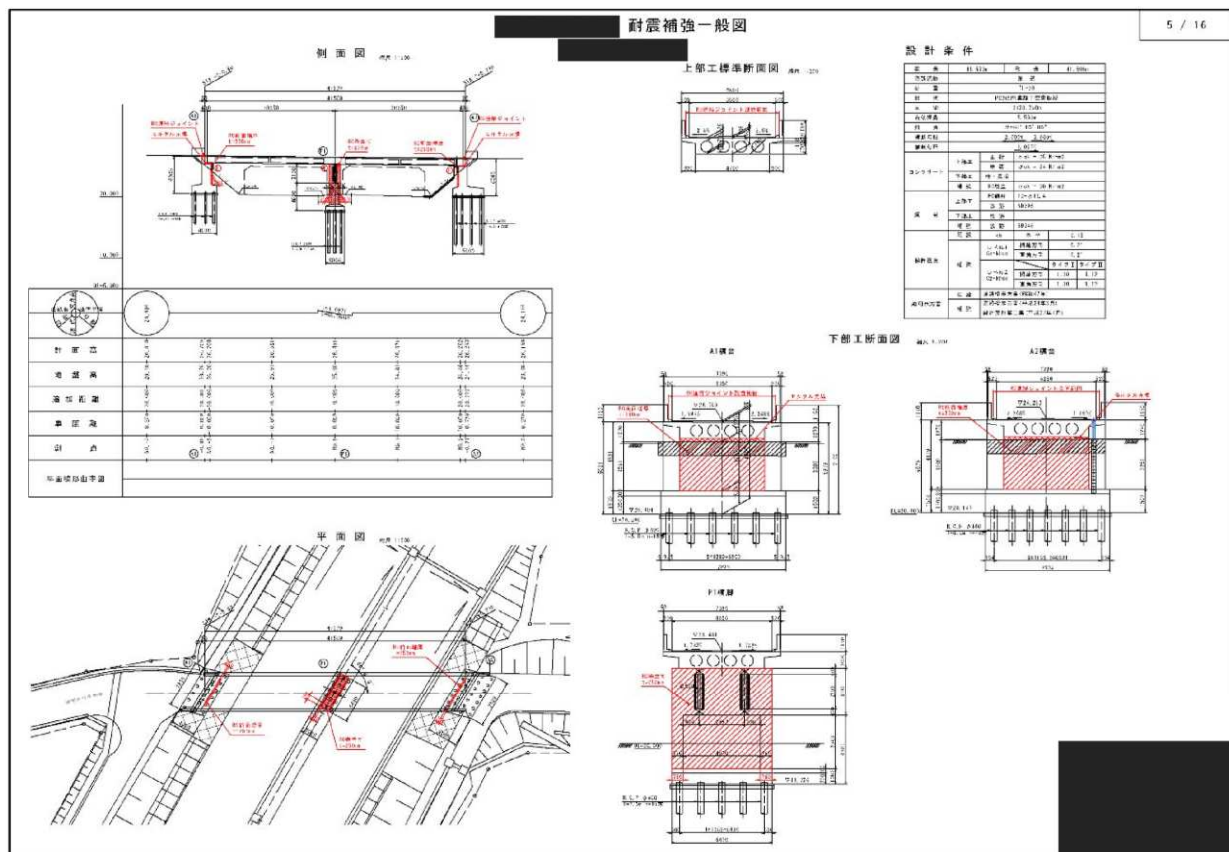
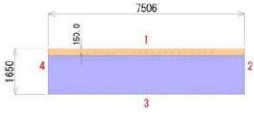
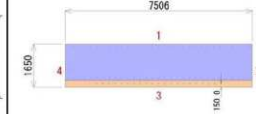


表-2.2.3.1 A橋の耐震補強後の基礎の照査結果

立山橋(龍木)

パターン1 (FR構造)

スターン-1 (FRP構造)				A1橋台		P1橋脚		A2橋台	
下部工名				Fix		R		Fix	
下部工形式				逆T式橋台		柱式(円柱・矩形)		逆T式橋台	
形状図 (補強断面図)									
部 元	柱・壁 壁	形状	橋軸×直交	1,400×7,506		1,200×4,900		1,400×7,506	
		主鉄筋	前面	D16ctc250		D16ctc250		D16ctc250	
			背面	D16ctc250		D16ctc250		D16ctc250	
			直交	-		D16ctc250		-	
帯鉄筋		橋軸×直交	D13ctc1000(水平)×500(鉛直)		D13ctc1000(水平)×500(鉛直)		D13ctc1000(水平)×500(鉛直)		
フ ー チ ン グ	配 筋	形状	橋軸×直交	4,000×7,939		3,000×6,400		5,000×7,939	
		橋軸方向	フーチング厚	1,500		1,000		1,500	
			上面	D13ctc250(前壁)・D16ctc250(後壁)		D13ctc250		D13ctc250(前壁)・D16ctc125(後壁)	
			主鉄筋	下面	D16ctc250(前壁・後壁)		D16ctc250		D16ctc125(前壁)・D16ctc250(後壁)
直交方向	上面	D13ctc250(前壁・後壁)		D13ctc300		D13ctc250(前壁・後壁)			
基 礎	基礎	スターラップ	下面	D13ctc250(前壁・後壁)		D13ctc300		D13ctc250(前壁・後壁)	
			D16ctc500(橋軸)×500(直交) <td colspan="2">D13ctc300(橋軸)×1000(直交)</td> <td colspan="2">D16ctc500(橋軸)×500(直交)</td>		D13ctc300(橋軸)×1000(直交)		D16ctc500(橋軸)×500(直交)		
			RC杭		RC杭		RC杭		
		杭径・杭本数・杭長	φ400、18本、L=5.0m		φ400、15本、L=7.0m		φ400、28本、L=8.0m		
鉄筋	2種 D16-17本		2種 D13-19本		2種 D16-17本				
柱・壁 (補強後)	補強	方 向	橋軸方向	直交方向		橋軸方向	直交方向		
		増し厚(巻立て厚)	t		250		250		
		主鉄筋	前面増厚=250		D25φ250(定着有φ250)		D25φ250(定着有φ250)		
			上端:D25φ200		D16ctc150		上端:D25φ200		
フ ー チ ン グ	配 筋	決定ケース	L2地震時		Mo<Mu		L2地震時		
		荷重ケース	温度時	L1地震時		温度時		L1地震時	
			圧縮応力度	σc		σc		σc	
			引張応力度	σs		σs		σs	
レベル1	せん断	せん断応力度	τ		τ		τ		
		上部アンカーせん断	Ar eq		Ar eq		Ar eq		
		天端	φmax		φmax		φmax		
		基部	kN		kN		kN		
レベル2	せん断	基部	φmax		φmax		φmax		
		基部	kN		kN		kN		
		基部	kN		kN		kN		
		基部	kN		kN		kN		
フ ー チ ン グ	配 筋	常時	上壁引張なし		上壁引張なし		上壁引張なし		
		上面	曲げ	σc		σc		σc	
			せん断	σs		σs		σs	
			せん断	τ		τ		τ	
レベル1	荷重ケース	常時	常時		常時		常時		
		下面	曲げ	σc		σc		σc	
			せん断	σs		σs		σs	
			せん断	τ		τ		τ	
レベル2	上面	曲げ	M<My		M<My		M<My		
		応答変位率	μFR		μFR		μFR		
		せん断	Smax<Ps		Smax<Ps		Smax<Ps		
		せん断	My<My		My<My		My<My		
基礎	下面	曲げ	μFR		μFR		μFR		
		せん断	Smax<Ps		Smax<Ps		Smax<Ps		
		せん断	Smax<Ps		Smax<Ps		Smax<Ps		
		せん断	Smax<Ps		Smax<Ps		Smax<Ps		
レベル1	常時	常時(杭体せん断：地震時)	L1地震時		常時(杭体せん断：地震時)		L1地震時		
		変位(転倒)	変位(転倒)	δ		δ		δ	
			変位(転倒)	Rmax		Rmax		Rmax	
			変位(転倒)	Rmin		Rmin		Rmin	
レベル2	引張き力(支持力)	引張き力(支持力)	σc		σc		σc		
		引張き力(支持力)	σt		σt		σt		
		引張き力(支持力)	τ		τ		τ		
		引張き力(支持力)	τ		τ		τ		
基礎	応答変位率	応答変位率	μFR		μFR		μFR		
		応答変位率	σc		σc		σc		
		応答変位率	σt		σt		σt		
		応答変位率	τ		τ		τ		
レベル1	応答回転角	応答回転角	θFo		θFo		θFo		
		応答回転角	mrad		mrad		mrad		
		応答回転角	mrad		mrad		mrad		
		応答回転角	mrad		mrad		mrad		

(2) 杭種が「場所打ち杭」の事例

1) 対象橋梁の諸元

- ・橋 梁 名：B 橋
- ・適用基準：上部構造 「鋼道路橋設計示方書」（昭和 39 年）
下部構造・基礎構造 「鋼道路橋設計示方書」（昭和 39 年）
- ・供用年月：昭和 48 年
- ・橋梁形式：PC2 径間連続中空床版橋
- ・橋 長：50.280m
- ・斜 角：90° 00' 00''
- ・平面曲線：R=∞
- ・設計荷重：TL-20（建設時）
- ・基礎形式：場所打ち杭 φ1000

2) 対象橋梁の全体一般図

対象橋梁の全体一般図を、図-2.2.3.3 に示す。

3) 対象橋梁の耐震補強後の解析モデル

対象橋梁の耐震補強後の解析モデルを、図-2.2.3.5 に示す。

4) 照査結果

対象のB橋の場合、中間橋脚がロッキング橋脚で、両端が逆T式橋台となっている。図-2.2.3.4 に示すパターン1のケースで中間のロッキング橋脚を剛結構造にした場合、もともと水平力を受けない設計となっているロッキング橋脚に上部構造の地震時分担重量が現況より増えるため、ロッキング橋脚の場所打ち杭がせん断照査を満足しない。また、対象のロッキング橋脚は中央分離帯に位置しており、基礎補強工事における本線規制が長期間となるなど、施工が困難である。そのため、B橋の耐震補強後の構造形式は図-2.2.3.4に示すパターン2が採用された。図-2.2.3.5に示す解析モデルを用いて耐震補強後の照査を実施した結果、ロッキング橋脚の杭基礎は照査を満足する結果であった。一方で、両端橋台については支承構造形式の変更により上部構造の地震時分担重量が現況に比べ、変化があったため、橋軸方向の照査で、もともとのせん断耐力が乏しい場所打ち杭についてせん断に対する補強が必要となる結果となった。



– 16 –

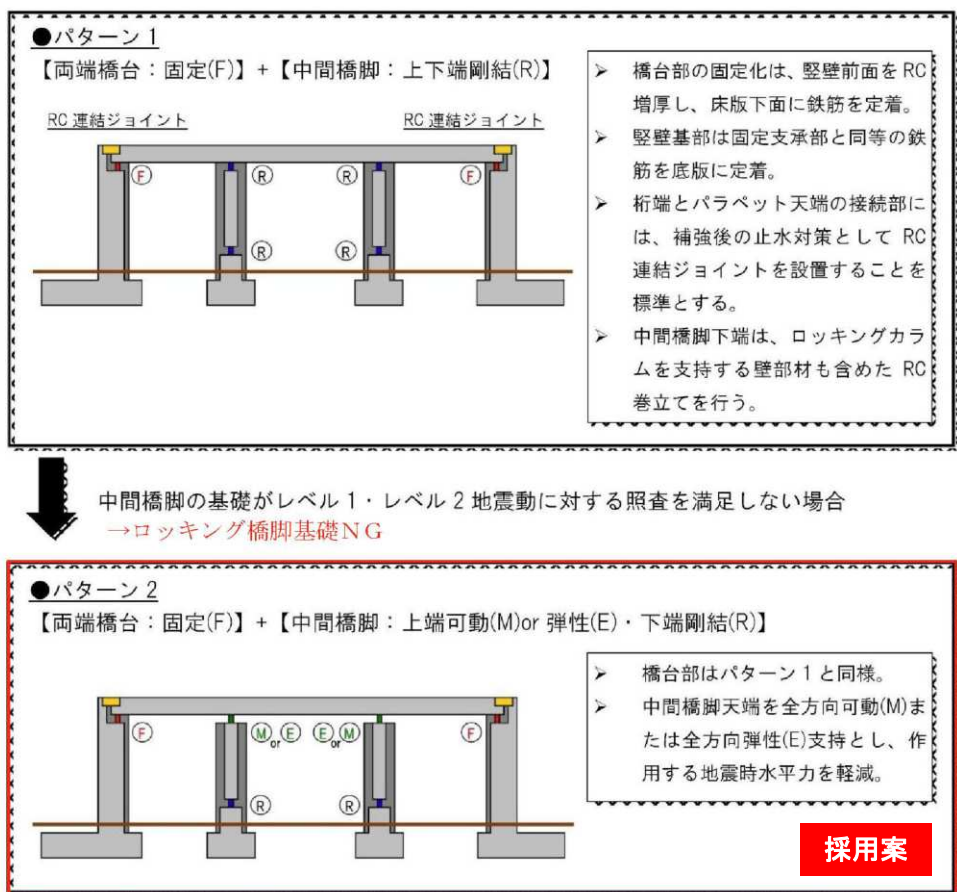


図-2.2.3.4 B 橋の耐震補強方法の概要

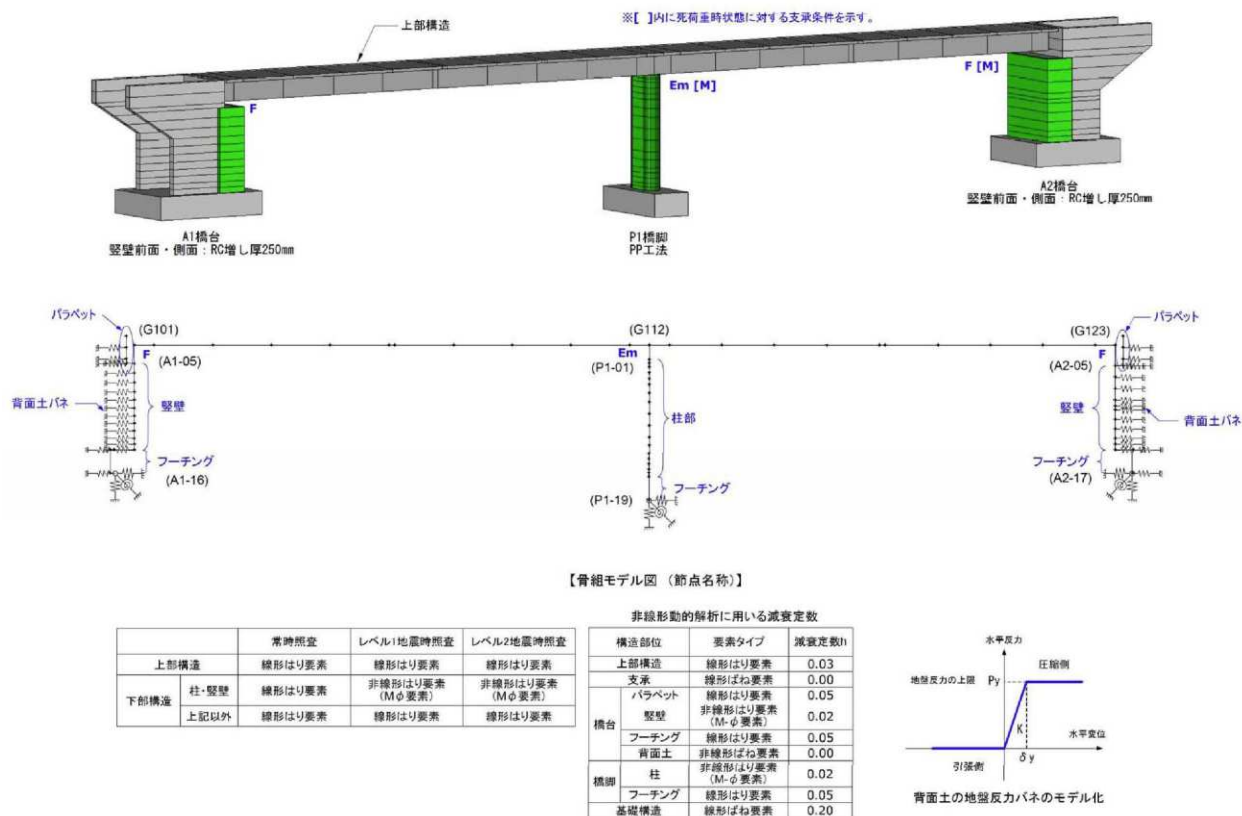


図-2.2.3.5 B 橋の耐震補強設計時における解析モデルの概要

表-2.2.3.2 B橋の耐震補強後の基礎の照査結果

■計算結果一覧表			支条件: F-E-m-F													
下部工名			単位	A1橋台 (定式橋台)		P1橋脚 (柱式)		A2橋台 (定式橋台)								
支点			—	Fix		R		Fix								
柱・壁	形状図 (補強断面図)															
	形状	橋脚×直角	mm	1.20×3.70		0.90×2.00		1.20×3.70								
	主鉄筋	前面	—	D19-300		D19-150		D19-300								
		背面	—	D29-150		D19-150		D19-150								
		重量	—	D13-300		D19-157		D13-300								
荷重能力			Rd	kN	615		1800		540							
向き			—	縦軸方向		縦軸方向		縦軸方向		縦軸方向		縦軸方向		縦軸方向		
巻き立て厚			mm	250mm (橋台前面側)		※受け台と同じ断面形状寸法		250mm (橋台前面側)								
補強鉄筋			主鉄筋	D22c/c300		ポリマー: D41c/c250 (定常) ※カラム部RC巻立ては施工済み		D22c/c300								
分母重量			L2重量	7700		90		2510		1560						
			khc (上部工、橋脚)	L1=0.75 L2(I)=0.59, L2(II)=0.61		L1=0.75 L2=動揺		L1=0.75 L2(I)=0.59, L2(II)=0.61								
			kha (橋台躯体、橋台背面土砂)	L1=0.70 L2(I)=0.45, L2(II)=0.70		L1=0.75 L2=動揺		L1=0.70 L2(I)=0.45, L2(II)=0.70								
柱下部断面力	軸力		N	1667.6		2035.6		2120.0		1517.0		1450.0				
	曲げモーメント		kNm	2876.2		31.6		1678.4		2202.3		1964.3				
	せん断力		kN	732.9		95.3		332.2		588.0		468.2				
	解析方向		A1→A2	A2→A1				A1→A2		A2→A1						
	軸力		N	1654.6		1610.0		2402.6		2120.0		1450.0				
柱	曲げモーメント		kNm	2702.1		11074.8		241.8		6990.0		5813.1		10868.0		
	せん断力		kN	2088.3		2400.9		258.5		1503.5		316.8		1632.7		
	曲げ圧縮応力度		$\sigma_c(\sigma_{ca})$ N/mm ²	0.98 < 12.00 OK		0.62 < 13.50 OK		1.55 < 9.75 OK		4.18 < 12.00 OK		1.35 < 12.00 OK		0.88 < 13.50 OK		
	曲げ引張応力度		$\sigma_s(\sigma_{sa})$ N/mm ²	1.84 < 300.00 OK		3.31 < 295.00 OK		44.73 < 300.00 OK		71.92 < 300.00 OK		6.62 < 300.00 OK		6.44 < 295.00 OK		
	せん断応力度		$\tau < \tau_{al}$ N/mm ²	0.16 < 0.63 OK		0.09 < 0.43 OK		0.07 < 0.63 OK		0.14 < 0.37 OK		0.15 < 0.62 OK		0.09 < 0.34 OK		
レベル1	曲率		$\phi_{max} < \phi_a$ 1/m	0.00003 < 0.00190 OK		0.00003 < 0.00870 OK		0.00037 < 0.02167 OK		0.00115 < 0.01098 OK		0.00035 < 0.00264 OK		0.00004 < 0.01029 OK		
	せん断耐力		SPs kN	2461 < 2469 OK		1912 < 2906 OK		258 < 1431 OK		1455 < 2689 OK		2280 < 2396 OK		2234 < 2836 OK		
	残留変位		$\delta < \delta_a$ mm	(注)新橋脚側: 0.0 < 52.6 OK		0.0 < 52.6 OK		0.0 < 66.3 OK		0.0 < 66.3 OK		(注)新橋脚側: 0.0 < 52.7 OK		0.0 < 52.7 OK		
	補強工法			RMA工法、RC増し厚工法		ポリマーセメントモルタル工法		RMA工法、RC増し厚工法								
L1	安定計算	変位	$\delta_{fx} < \delta_a$ mm	1.77 < 15.00 OK		1.88 < 15.00 OK		0.85 < 15.00 OK		2.29 < 15.00 OK		1.54 < 15.00 OK		1.75 < 15.00 OK		
		最大押込み力	P _{max} < P _a kN	1393.6 < 3538.0 OK		1481.1 < 3538.0 OK		1228.4 < 3430.0 OK		1815.8 < 3430.0 OK		1159.3 < 3590.0 OK		1285.6 < 3590.0 OK		
		最大引抜き力	P _{min} < P _a kN	700.6 > -1452.0 OK		603.3 > -1452.0 OK		1168.6 > -1363.0 OK		666.7 > -1363.0 OK		605.7 > -1487.0 OK		465.9 > -1487.0 OK		
		曲げ圧縮応力度	$\sigma_c(\sigma_{ca})$ N/mm ²	3.41 < 12.00 OK		3.72 < 12.00 OK		2.05 < 12.00 OK		4.44 < 12.00 OK		2.97 < 12.00 OK		3.96 < 12.00 OK		
		曲げ引張応力度	$\sigma_s(\sigma_{sa})$ N/mm ²	-41.6 > -270.0 OK		-47.5 > -270.0 OK		-27.6 > -270.0 OK		-56.7 > -270.0 OK		-38.2 > -270.0 OK		60.0 < 270.0 OK		
	耐力照査	せん断応力度	$\tau < \tau_{al}$ N/mm ²	0.442 < 0.840 OK		0.249 < 0.824 OK		0.121 < 1.179 OK		0.292 < 0.792 OK		0.343 < 0.914 OK		0.228 < 0.690 OK		
		曲げモーメント	M _{max} ≤ M _y kN・m	1048.0 < 1143.3 OK		770.1 < 1143.3 OK		311.3 < 1548.9 OK		1005.9 < 1552.9 OK		1124.7 > 1011.7 許容		607.2 < 768.0 OK		
		抗剪鉛直反力	P _h ≤ P _{h1} kN/本	2434.3 < 7182.0 OK		3130.9 < 7182.0 OK		1264.9 < 6949.0 OK		4104.0 < 6949.0 OK		2194.8 < 7285.0 OK		3003.0 < 7285.0 OK		
		応答変位率	$\mu_{Fr} \leq \mu_{Fl}$ —	—		—		—		—		1.017 < 3.000 OK		—		
		変位	$\alpha F_0 \leq \alpha F_{0a}$ rad	—		—		—		—		0.0026 < 0.0200 OK		—		
レベル2	耐力照査	せん断力	S ≤ P _s kN	3161.2 > 2426.4 NG		2211.5 < 2425.4 OK		364.0 < 1387.4 OK		1374.4 < 1387.4 OK		2636.5 > 2253.5 NG		2141.0 < 2251.8 OK		
		曲げモーメント	M kN	673.5 < 980.2 OK		—		9.7 < 197.3 OK		422.2 > 217.5 許容		416.4 < 564.8 OK		—		
		μ	—	—		—		—		2.38 < 4.00 OK		—		—		
		曲げモーメント	M kN	—		—		—		907.7 > 569.5 許容		—		—		
		μ	—	—		—		—		1.77 < 4.00 OK		—		—		
せん断力			S _{max} kN	564.4 > 427.7 NG		—		—		498.1 > 440.3 NG		—		—		
補強工法				—		—		—								
フーチング	レベル2	上面	曲げモーメント	μ	—		—		—		—		—		—	
		下面	曲げモーメント	M kN	—		—		—		—		—		—	
			μ	—	—		—		—		—		—		—	
			せん断力	S _{max} kN	564.4 > 427.7 NG		—		—		—		498.1 > 440.3 NG		—	
			補強工法				—		—		—					

2.2.4 文献調査

2.2.3 の既往の照査事例をみると、杭基礎のせん断に対する照査を満足しない場合があることが分かった。そこで、本項では、既製 RC 杭等のせん断耐力に着目して、文献調査を行う。

(1) 公開論文調査

公開論文調査は、以下の論文公開検索システムおよび関係機関 HP により行った。

- ・ 公益社団法人 土木学会 (<http://www.jsce.or.jp/library/page/opac-fr.html>)
- ・ 公益社団法人 日本コンクリート工学会 (<http://data.jci-net.or.jp/search.shtml>)
- ・ 国立研究開発法人 土木研究所 (<https://www.pwri.go.jp/caesar/profile/04-02.html>)
- ・ CiNii (<http://ci.nii.ac.jp/>)

調査から得られた論文情報の一覧を表-2.2.4.1 に、各論文の内容を表-2.2.4.2 に示す。表-2.2.4.1 と表-2.2.4.2 の①～⑰の論文番号は同一の論文を示している。

表-2.2.4.1 文献調査結果 論文情報 一覧

番号	キーワード	タイトル	社名	著者	発表年月	誌名
①	・矩形 RC はり ・側方鉄筋 ・せん断耐力	側方鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力および変形能	埼玉大学	睦好宏史, 町田篤彦	1987 年 7 月	コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9, No.2, pp.335-340
②	・場所打ち杭 ・実験	場所打ち杭の正負交番載荷試験	(国研) 土木研究所 旧) 建設省土木研究所	大塚久哲, 星隈順一, 長屋和宏, 村井和彦	1996 年 11 月	土木研究所資料 第 3462 号
③	・場所打ち杭 ・PHC 杭 ・実験	杭基礎の変形性能に関する載荷試験	(国研) 土木研究所 旧) 建設省土木研究所	福井次郎, 中野正則, 木村嘉富, 石田雅博, 大越盛幸, 阪野彰	1998 年 3 月	土木研究所資料 第 3553 号
④	・場所打ち杭 ・実験 ・せん断耐力	場所打ち杭のせん断耐力評価法に関する載荷試験	(国研) 土木研究所 旧) 建設省土木研究所	木村嘉富, 大越盛幸, 福井次郎, 阪野彰	1998 年 10 月	土木学会第 53 回年次学術講演会, III-B42, pp84-85
⑤	・PHC 杭 ・せん断耐力	大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究	東京都立大学 日建設計 日本工業大学 東京工業大学	岸田慎司 堀井昌博 桑原文夫 林静雄	2000 年 6 月	日本建築学会論文集, No.532, pp.103-110
⑥	・場所打ち杭 ・解析	鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用	(国研) 土木研究所	白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎	2001 年 10 月	土木学会論文集 No.689, I-57, pp.153-172
⑦	・円形 RC はり ・せん断耐力	鉄筋コンクリート円形断面部材のせん断終局強度算定式に関する考察	東京理科大学 東京工業大学	大宮幸 香取慶一, 林静雄	2003 年 7 月	コンクリート工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.1063-1068
⑧	・場所打ち杭 ・実験 ・せん断耐力	主鋼材に途中定着を有する部材のせん断耐力実験	JR 東日本研究開発センター	松浦和也, 山田正人, 藤沢一, 野澤伸一郎	2004 年 9 月	土木学会第 59 回年次学術講演会, 5-373, pp743-744
⑨	・円形 RC はり ・実験 ・せん断耐力	中実円形断面鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価に関する実験的研究	(財) 鉄道総合技術研究所 鹿島建設株式会社 東京工業大学大学院	渡辺健 大石峻也 米花萌, 二羽淳一郎	2011 年 5 月	土木学会論文集 vol.67, No.2, pp.200-212
⑩	・PHC 杭 ・実験	既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書 [その 1 (載荷試験結果)]	(国研) 土木研究所 早稲田大学 (一社) 日本基礎建設協会	七澤利明, 河野哲也, 鈴木慶吾, 宮原清 秋山充良 後庵満丸他	2015 年 5 月	共同研究報告書 第 464 号

	キーワード	タイトル	社名	著者	発表年月	誌名
⑪	・既製 RC 杭 ・実験	既設橋梁から撤去した既製 RC 杭を用いた耐震性能に関する実験的研究	(国研) 土木研究所	鬼木浩二, 岡田太賀雄, 河野哲也, 末崎将司, 星隈順一	2015 年 7 月	第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に 関するシンポジウム講演論文集.pp21-26
⑫	・既製 RC 杭 ・実験 ・組杭模型	既製 RC 杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験	(国研) 土木研究所	岡田太賀雄, 鬼木浩二, 河野哲也, 星隈順一	2015 年 7 月	第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に 関するシンポジウム講演論文集.pp27-34
⑬	・既製 RC 杭 ・実験	既製 RC 杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価に関する実験的研究	(国研) 土木研究所	岡田太賀雄, 鬼木浩二, 河野哲也, 星隈順一	2016 年 5 月	土木技術資料 58-5
⑭	・PHC 杭 ・せん断耐力	既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書 〔その 2 (丸鋼を用いた載荷試験結果及び PHC 杭のせん断耐力推定式の提案)〕	(国研) 土木研究所	七澤利明, 河野哲也, 鈴木慶吾, 宮原清	2017 年 7 月	共同研究報告書 第 494 号
			早稲田大学	秋山充良		
			(一社) 日本基礎建設協会	後庵満丸他		
⑮	・既製 RC 杭 ・解析 ・せん断耐力	既製 RC 杭基礎における杭列ごとのせん断抵抗機構に着目した終局状態評価の解 析的検討	(国研) 土木研究所	鬼木浩二, 岡田太賀雄, 大住道生	2017 年 7 月	第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に 関するシンポジウム講演論文集.pp507-510
⑯	・既製 RC 杭 ・せん断耐力 ・実験	撤去杭を用いた既製 RC 杭のせん断破壊に着目した実験的検討	(国研) 土木研究所	河口大輔, 鬼木浩二, 澤田守, 大住道生	2018 年 7 月	第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に 関するシンポジウム講演論文集.pp17-22
⑰	・場所打ち杭 ・せん断耐力 ・実験	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)〕	(国研) 土木研究所	七澤利明, 河野哲也, 宮原清, 今広人	2018 年 2 月	共同研究報告書 第 497 号
			早稲田大学	秋山充良		
			(一社) 日本基礎建設協会	矢田哲也他		

表-2.2.4.2 文献調査結果 論文内容 一覧

	実施事項	結論・課題
①	側方鉄筋を有する RC 部材の終局せん断耐力の算定法について検討し、側方鉄筋が部材の終局変形能に及ぼす影響について実験を行った。	- 側方鉄筋を有する RC 部材のせん断耐力および曲げ耐力は、側方鉄筋の増加に伴い上昇するが、曲げ耐力の上昇率がせん断耐力の上昇率よりも大きい。 - 側方鉄筋を有する RC 部材のせん断耐力は、中立軸よりも引張側にある全ての軸方向鉄筋を引張鉄筋として、既往のせん断耐力算定式を用いて算出できる。 - 側方鉄筋を配筋することで部材のじん性率が減少することが確認された。これは曲げ耐力に対するせん断耐力の比が小さくなるためであり、側方鉄筋量に応じた帯鉄筋を配筋することが必要である。
②	場所打ち杭の耐力と変形性能を検証する目的で、実寸規模の単杭に対して正負交番載荷実験を行い、損傷過程を観察するとともに、変形性能の検討を行った。	- H6 道示設計の場所打ち杭は、せん断スパン比が 2.5 程度であっても最終的な破壊形態は曲げ破壊となることが確認された。 - M-φ 法による変形性能解析の結果、H2 道示モデルよりも帯鉄筋による拘束効果を考慮した復旧仕様モデルを用いた方が実験結果とよく整合した。
③	場所打ち杭および PHC 杭の変形性能特性を把握する目的で、気中において組杭を用いて正負交番載荷試験を行い、各杭種の履歴特性および杭体の損傷進行状況等を把握した。	- 場所打ち杭を模した組杭模型の載荷試験では、杭列数による変形性能への影響は確認されず、いずれも十分に大きな変形性能を有していることが確認された。 - PHC 杭の載荷試験の結果、従来の JIS 杭ではせん断破壊により急激に水平荷重が低下したが、杭体にスパイラル鉄筋を補強して配置することで場所打ち杭と同程度の変形性能を確保できる。 - 杭体の一部の鉄筋が降伏点に達した際の水平変位を降伏水平変位 δy とすると、$4\delta y$ で局所的なかぶりコンクリートの剥離は生じるものの、基礎全体としての損傷は極めて軽微である。
④	場所打ち杭を模した円形はり部材に対して、帯鉄筋量と軸力を変化させてせん断試験を実施し、設計で用いる道示のせん断耐力評価法との比較を行った。	- せん断耐力のうち特にコンクリートの負担するせん断耐力は、実験値に対して十分安全側の値であった。 - せん断スパン比が 2 の場合は、帯鉄筋を増加させたことによるせん断耐力の増加が確認された。
⑤	大口径の杭を含めた現行の PHC 杭の実験結果や、杭体中空部にコンクリートを中詰めすることやせん断補強鉄筋量を増やすことによる効果について行っ行った実験および解析結果を基に、せん断終局強度の推定式を提案するもの。	- 提案する推定式は、コンクリート負担分、せん断補強鉄筋負担分、軸力負担分の和として表現した。 - せん断補強鉄筋負担分、軸力負担分のせん断強度は、ある値以上は頭打ちの傾向となるため、条件をつけて表現した。 - 杭の中空部にコンクリートを中詰めした場合のせん断終局強度は、上記推定式に中詰めコンクリートの負担分を累加する形で推定できた。
⑥	- 場所打ち杭の弾性挙動から耐力低下挙動までを表現するための、鉄筋のはらみ出しを考慮したファイバ要素によるモデル化手法を検討した。 - 提案モデルを用いて場所打ち杭基礎の地震時挙動を解析し、地盤の振動変位の影響を考慮する場合の場所打ち杭基礎の設計法について検討した。	- 提案モデル手法は、実験で見られるような耐力低下挙動や損傷の進展を再現でき、場所打ち杭基礎の地震時挙動の解析に有用であることを確認した。 - 地盤に過大な残留変位が生じず、杭の水平変位に対して地盤の反力が期待できる場合には、地盤の振動変位により地中深部で生じる曲げ損傷が、基礎の復元力に与える影響は小さいと予測できた。
⑦	円形断面部材のせん断強度に関する過去の実験データを収集し、荒川 mean 式の適用性について検討した。併せて、矩形断面への置換法およびせん断補強鉄筋比の影響を考慮した新たなせん断終局強度算定式を提案する。	100 体以上の既往の実験データを収集し、その実験因子の範囲（コンクリート強度、せん断補強鉄筋量、せん断スパン比、軸力）は、ほぼ実用範囲を網羅しているものである。 - 既往の荒川 mean 式を基に 95%信頼性を満足する円形断面部材のせん断終局強度算定式を提案した。 - 提案式は、計算上長方形断面を意識することなく、円形断面から得られる情報のみでせん断強度を算出できる。

	実施事項	結論・課題
⑧	・ストランド場所打ち杭のような、付着のない主鋼材に局所的な定着が存在する場合のせん断強度に及ぼす影響について、試験体の曲げ載荷試験を行った。	・せん断強度は局所定着の位置に依存し、定着位置と載荷点の間隔が大きいほうが強度は小さくなる。 ・定着位置が載荷点より $L/D \approx 1.1$ 以上離れると、局所定着部に圧縮応力は発生せず、曲げ圧縮破壊となる。 ・最終荷重時には、定着部付近のかぶりコンクリートの引張破壊により耐力を失う。
⑨	・中実円形断面鉄筋コンクリート (RC) はりのせん断耐力の評価法を提案することを目的に、載荷実験を行いせん断補強鉄筋や多段配置された軸方向鉄筋の貢献度を整理した。また、提案式により既往の実験結果の中実円形断面 RC はりのせん断耐力を推定した。	・中実円形断面 RC はりのせん断耐力の実験値は、現行の方法では無視されている軸方向鉄筋が有効に作用することで、現行のせん断耐力の算定値を大きく上回ることを確認した。 ・せん断補強鉄筋の無い円形断面 RC はりのせん断耐力は、円形断面を等積の正方形断面に置換した際の有効幅および有効高さをを用いて概ね評価可能である。ただし、せん断補強鉄筋量に対して軸方向鉄筋が卓越して配置される場合は課題が残る。 ・せん断補強鉄筋を有する円形断面 RC はりのせん断耐力式を提案した。 ・提案式により、既往の実験結果を含めて中実円形断面 RC はりのせん断耐力を十分予測できることを確認した。
⑩	・PHC 杭の性能評価手法の高度化を図ることを目的に、構成部材の高強度化が RC 部材のせん断耐力に及ぼす影響について、せん断載荷試験および正負交番載荷曲げ試験を行った。	・降伏強度 500MPa 以下のスパイラル鉄筋を既製コンクリート杭に用いたとしても、そのせん断耐力の算定にあたり特別な配慮は必要ない。 ・SD490 を使用した場合のせん断耐力について、実測値が道示式による計算値を大きく上回ることを確認し、道示のせん断耐力式は相当程度安全側に評価していることを再確認した。 ・スパイラル鉄筋を使用した場合、道示および土木学会のディープビームを考慮したせん断耐力推定式では、ディープビーム効果を考慮した式の適合性が高いことがわかった。
⑪	・既設橋梁から撤去された既製 RC 杭を用いて、耐力、変形性能、破壊形態を検証し、大規模地震時における限界状態を評価することを目的に、載荷試験を行った。	・せん断スパン比が大きく曲げ変形が卓越する部位においては、軸方向鉄筋の形状が丸鋼のため、付着切れや鉄筋の伸出しが生じやすい構造体であった。一方、88y の変形が生じた場合でも最大荷重の 8 割の荷重を保持できることを確認した。 ・既製 RC 杭のせん断耐力については、せん断スパン比の影響、中詰めコンクリートおよびせん断補強鉄筋についてもせん断耐力として考慮できる可能性があることを実験結果から確認した。
⑫	・既製 RC 杭を用いた杭基礎の大規模地震時における限界状態を把握することを目的に、組杭模型を用いた気中での正負交番載荷試験を行った。	・実験により、十分な塑性変形能力を有していること、最終的な破壊形状が杭体のせん断破壊であることが確認された。 ・既製 RC 杭のせん断耐力については、スパイラル筋や中詰めコンクリートについてもせん断耐力として考慮できる可能性があることを実験結果から確認した。ただし、組杭のうちの杭体も同一の耐力を有しているとして評価しており、実際には各杭体の作用軸力と作用せん断力は杭体ごとに異なることが想定されるため、解析的な検討により軸圧縮応力に応じたせん断耐力を杭体ごとに評価することが必要である。
⑬	・既製 RC 杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態を検証することを目的に、大型模型を用いた気中での正負交番載荷実験を行い、既製 RC 杭の耐力、塑性変形能力について確認した。	・供試体は計算上せん断破壊型と評価される既製 RC 杭基礎模型であるが、実験では塑性変形能力を発揮しながら、コンクリートの剥落およびスパイラル筋の破断等が生じた後に、押込み側の杭体がせん断破壊に至った。 ・道示のせん断耐力式は安全側の評価となっていること、スパイラル筋や中詰めコンクリートはせん断耐力として考慮できる可能性があることを確認した。

	実施事項	結論・課題
⑭	・PHC 杭の性能評価手法の高度化を図ることを目的に、スパイラル鉄筋に丸鋼の高強度鉄筋を用いた杭のせん断載荷試験を行った。 ・実際のせん断耐力を精度よく評価できる手法を検討するため、各種せん断耐力推定式に分析を行い、分析結果を基に精度よく評価できる手法の提案を行う。	・せん断載荷試験結果より、高強度鉄筋の丸鋼をせん断補強鉄筋に用いた場合においても、SD345を用いた場合と同等のせん断耐力が確認され、適切にスパイラル鉄筋を配筋することで降伏強度に応じたせん断抵抗が期待できることがわかった。 ・PHC 杭のせん断耐力推定式として、ディープビームの効果と寸法効果による影響を改善した修正 COPITA 式を提案した。提案式での推定精度は、平均値 1.00、変動係数 0.11 と既往の式に比べて高精度である。 ・提案式でのせん断スパンおよびせん断スパン比の設定方法を示した。
⑮	・既製 RC 杭を用いた杭基礎モデルの既往実験結果を踏まえて、杭列ごとのせん断抵抗機構を把握することを目的に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断に対する耐力特性を評価する手法について検討した。	・ファイバー要素を用いた数値解析により、杭列ごとの軸力変動状況を再現でき、杭列ごとの作用せん断力についても算出可能である。 ・既製 RC 杭のせん断耐力評価には、軸圧縮力の影響以外に、側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響を考慮することで、より合理的な評価ができることを確認した。ただし、本検討は気中における杭基礎の耐力評価であり、実際には地盤抵抗の影響も受けるため、今後検討の余地が残る。
⑯	・既設橋梁から撤去された既製 RC 杭を用いて、耐力、変形性能、破壊形態を検証し、大規模地震時における限界状態を評価することを目的に、杭径およびせん断スパン比に着目した載荷試験を行った。	・実験値に対して道示のせん断耐力評価式による計算値が過小となる要因について、寸法効果を考慮したせん断耐力を算出した結果、実験値とほぼ等しくなった。
⑰	・施工性の問題として、場所打ち杭の帯鉄筋にフックを設けた帯鉄筋の代わりにスパイラル鉄筋を用いることがあるが、大地震で塑性化した際にフックを設けた帯鉄筋と同様の耐力や変形能力を有しているかが確認されていない。これらを確認する目的で、フックを設けて定着させた杭とスパイラル鉄筋を用いた杭のせん断載荷試験および正負交番載荷試験を行った。	・せん断載荷試験、正負交番載荷試験ともに、スパイラル鉄筋を用いた場合でもフック付きの帯鉄筋を用いた場合と同様のせん断および曲げ耐力、変形能力を有していることを確認した。

(2) 文献調査のまとめ

文献調査により確認された事項・課題を以下に示す。

既製 RC 杭に関する論文は 5 件、場所打ち杭に関する論文は 6 件、その他 PHC 杭等に関する論文は 6 件であった。

既製 RC 杭に関する論文 5 件のうち、実験的検討事例は 4 件（残り 1 件は解析的検討事例）であり、このうち供試体にせん断破壊が生じた事例は 2 件であった。

場所打ち杭に関する論文 6 件のうち、実験的検討事例は 5 件（残り 1 件は解析的検討事例）であり、このうち供試体にせん断破壊が生じた事例は 2 件であった。

このように、既製 RC 杭等の実験的検討事例はいくつか報告されているものの、供試体にせん断破壊が生じた事例はわずかであった。H24 道示式により算定した既製 RC 杭等のせん断耐力は、実験値と比較し、過大評価とならないようになっているものの、既設基礎杭のような補強が難しい場合においても合理的な評価といえるかどうかは検討の余地があると考えられる。また、H24 道示式のせん断耐力が実験値より小さくなる要因として、せん断スパン比の影響や地盤抵抗の影響が考えられ、これらの影響を考慮することで、より合理的に既製 RC 杭等のせん断耐力を評価することができる可能性がある。

組杭を用いた正負交番載荷実験の結果から、実際の構造物では、組杭を構成するそれぞれの杭体の作用軸力、組杭を構成するそれぞれの杭体に作用するせん断力が、杭体ごとに異なることが想定されるため、解析的な検討により軸圧縮応力に応じたせん断耐力を杭体ごとに評価する必要があることも示されていた。

2.3 既設杭基礎の照査方法に関する課題点

前述のように既設杭基礎の照査にあたっては、現行道示による新設橋梁の設計に準拠した照査方法によるものであるが、既往の道路橋基礎の照査事例等の結果から、照査結果と実際の被災事例には乖離がみられることから、より合理的な既設橋基礎の評価手法が必要である。

また、既製杭では H29 道示にも規定がないこともあり、評価手法自体の確立が求められている。

《参考文献》

- 1) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，H27.3.

第3章 曲げ破壊型場所打ち杭の鉛直荷重支持能力の検討

3.1 検討の目的

首都高速道路のような都市内高速道路は大規模地震後に緊急輸送路としての役割を果たすために、地震後の早期復旧に加え早期道路啓開が必要となる。高架構造が連続する首都高速道路の基礎形式の約 60%は場所打ち杭構造であり、一部の橋梁は供用から 60 年経過している。技術基準の変遷により、基礎構造物は現在の規格を満足しないものが殆どであるとともに、大規模地震後に多くの基礎が損傷することも想定されている。これら基礎を全て補強することは、一般道の上に架設される首都高速道路の立地条件上困難であるとともに、補強対象も多いことから、仮に補強を実施するとしても、多大な時間と費用が必要となる。一方、これらの基礎構造物が大規模地震発生後に損傷した際の鉛直荷重支持能力については、これまで明らかにされていない。仮に大規模地震後にこれらの基礎構造物が鉛直支持能力を保持でき、損傷による橋梁の段差が簡易的な段差解消対策等で解消できる程度の変位に収めることができれば、大規模地震発生後に短時間で供用可能であると考えられる。そこで本章では、首都高速道路の代表的な杭基礎構造物の単杭を選定し、土槽を使用して人工地盤を形成した上で選定した基礎構造物の単杭供試体に繰返し水平荷重载荷により曲げ損傷を与えた後に、鉛直荷重の 1 方向漸増载荷実験を行うことで、大規模地震後の損傷した杭の鉛直支持能力の有無および、鉛直方向の载荷点の鉛直変位を確認し、供用が可能かどうか判断するための指標を得るために検討を実施した。

3.2 検討方法

本検討のフローを図-3.2.1 に示す。実施する主な内容は以下のとおりである。

- ① 対象構造物の選定
 - ・ 首都高速道路の代表的な杭基礎構造物かつ、FEM 解析等の結果から、大規模地震時荷重作用時に終局曲率を超過する基礎構造物を選定する。
- ② 事前検証
 - ・ 载荷試験計画を立案するために必要となる事前解析および事前検証を実施する。
 - ・ 鉛直载荷荷重および水平载荷荷重の設定、土槽に用いる土砂の種類やその強度の設定などに関する解析および検証を行う。
- ③ 载荷実験
 - ・ 実験施設を選定し、対象構造物の諸元をもとに供試体を設計する。
 - ・ 载荷試験ケースを設定し、計測計画を立案する。
 - ・ 载荷試験計画に基づいて载荷試験を実施する。
 - ・ 载荷試験にて得た各種データを用いて結果の整理及び結果の検証を行う。
- ④ 再現解析
 - ・ 再現解析に必要な条件を整理し、载荷実験の再現解析を実施する。
 - ・ 再現解析の結果を整理し、载荷実験結果との比較検証を行う。



図-3.2.1 検討フロー図

3.3 載荷試験

3.3.1 対象構造物の選定

首都高速道路の橋脚8746基を対象に基礎構造形式を整理したものを図-3.3.1.1および表-3.3.1.1に示す。場所打ちコンクリート杭の割合が最も大きく、全体の63%となっている。

最も割合の大きな場所打ちコンクリート杭について、杭長および杭径の分布を整理したものを図-3.3.1.2に示す。杭長については、比較的短い $L=10\sim20\text{m}$ が最も多い。また、杭径については $\phi 1.0\text{m}\sim1.5\text{m}$ の範囲に集中している。

これらの整理結果をふまえ、試験体は以下に示す事項から図-3.3.1.3に示す「横-281 橋脚」を対象とした。

- ・ 場所打ちコンクリート杭であること
- ・ 軸方向鉄筋量が少なく、耐震照査において基礎杭の曲げ耐力が不足（塑性率4を超過）する橋脚であること
- ・ 杭長が短い橋脚であること

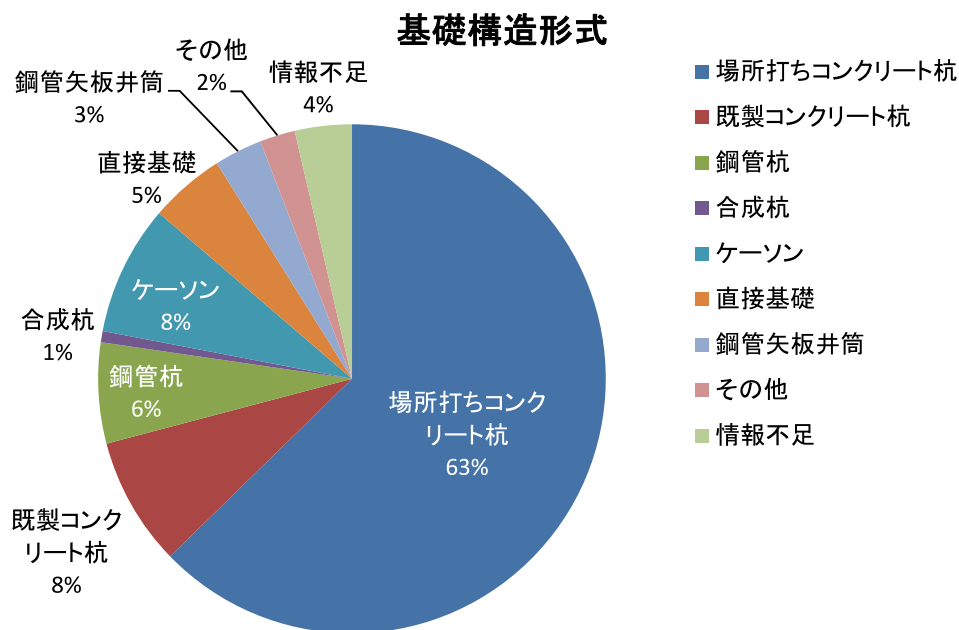


図-3. 3. 1. 1 基礎構造形式の分類

表-3. 3. 1. 1 基礎構造形式の内訳

基礎構造形式	基数	割合(%)	基礎構造形式	基数	割合(%)
場所打ちコンクリート杭	5484	63	ケーソン	723	8
既製コンクリート杭	716	8	直接基礎	419	5
鋼管杭	560	6	鋼管矢板井筒	268	3
合成杭	62	1	その他	197	2
			情報不足	317	4
杭構造合計	6822	78	基礎構造合計	8746	100

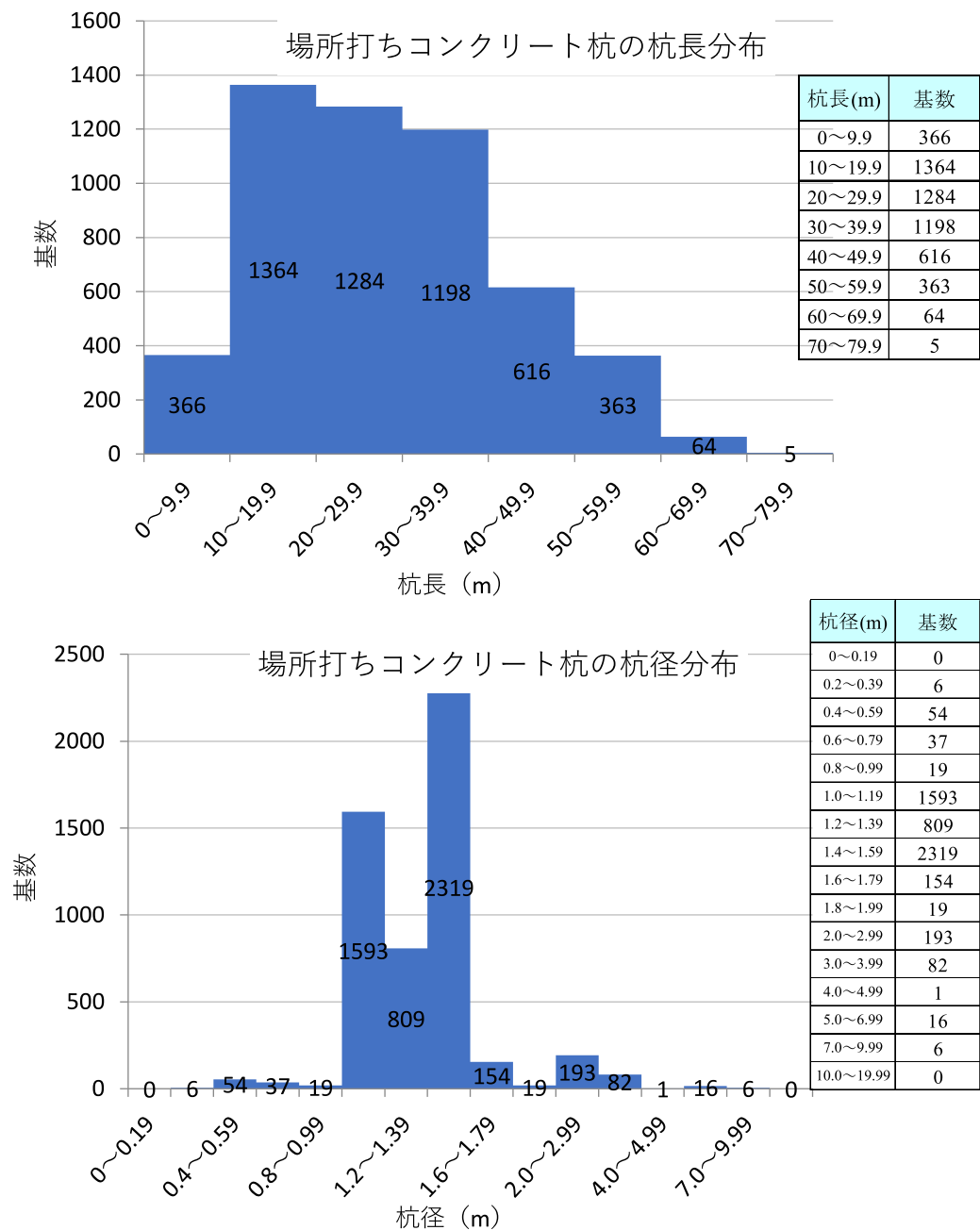
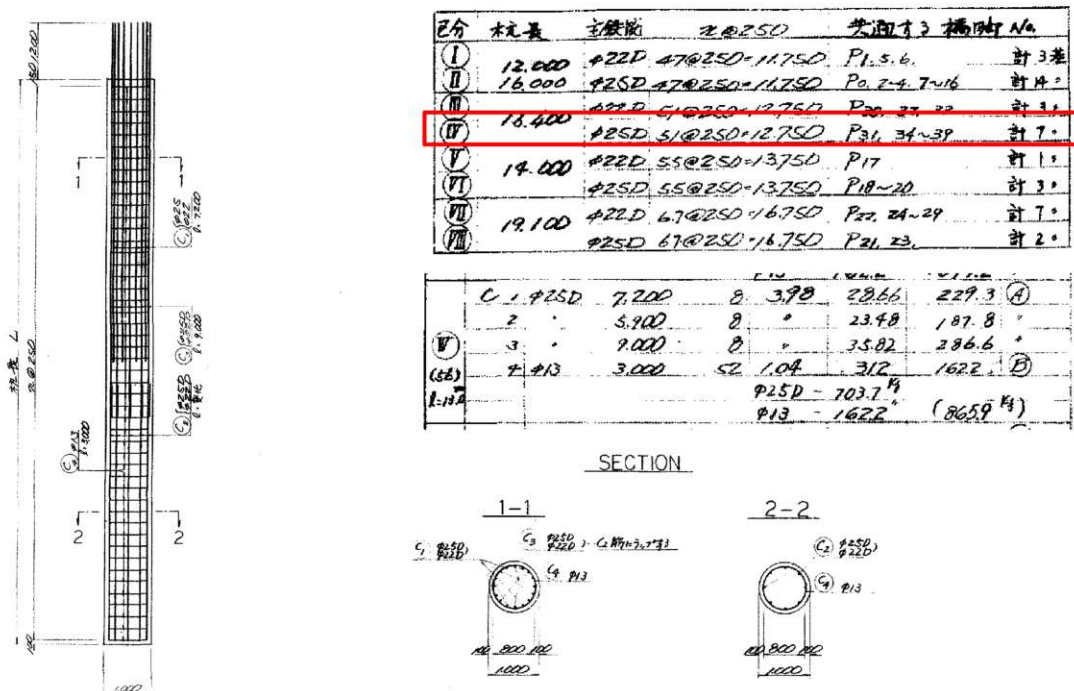
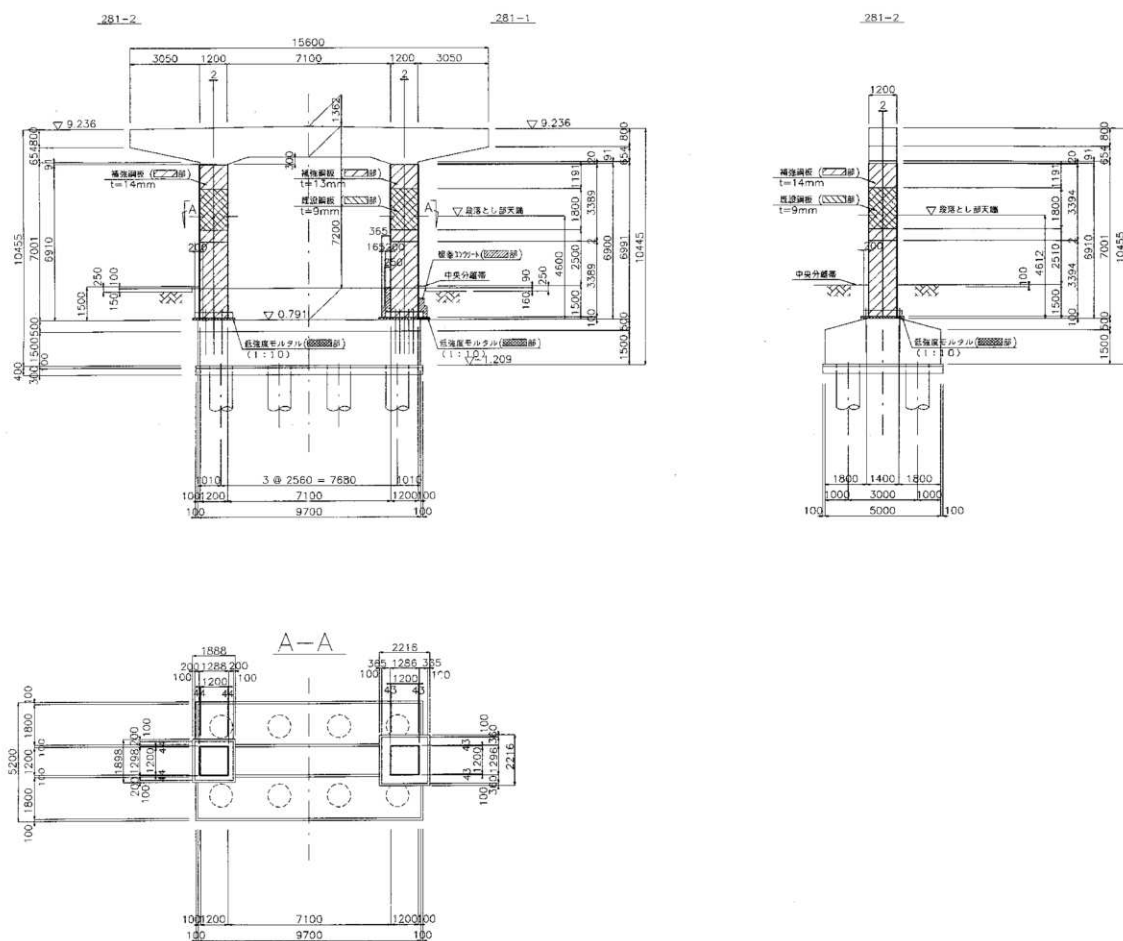


図-3.3.1.2 場所打ちコンクリート杭の杭長分布と杭径分布

横-281 橋脚（以下、モデル橋脚と称す）は、昭和 42 年に供用を開始した、15.0m の支間長である単純 PC 桁橋の橋脚である。さらに橋脚は、柱を 2 本有する RC ラーメン構造である。基礎杭は杭長 13.0m の場所打ち杭であり、杭径は 1.0m、杭本数は 8 本である。基礎杭の鉛直荷重支持能力に着目することから、載荷試験では基礎杭 1 本のみを模擬した試験体とした。

図-3.3.1.4 にモデル橋脚の場所打ち杭の配筋図を示す。



3.3.2 事前検証

(1) 鉛直載荷に対する事前検証

1) 供試体に考慮する初期鉛直力

実構造（横-281）の 1/4 モデルである供試体に作用させる初期鉛直力は、実構造（横-281）における常時荷重（一定軸力：死荷重+B 活荷重作用相当）と杭コンクリート断面が設計基準強度に到達するときの圧縮荷重との荷重比率（軸力比）を用いて設定した。

【活荷重を考慮した実構造（横-281）の鉛直力の集計】

上部工死荷重反力 $R_d = 3060.0 \text{ kN}$

橋脚躯体重量 $W_p = 1120.0 \text{ kN}$

底版及び上載土重量 $W_F + W_s = 3186.5 \text{ kN}$

上部工活荷重反力 $R_L = 1952.0 \text{ kN}$ （B 活荷重を想定）

・死活荷重作用時（ $R_d + W_p + W_F + W_s + R_L$ ）の合計

合計 = 9318.5 kN $\Rightarrow$ 杭 1 本あたり $9318.5/8 = 1164.9 \text{ kN}$

・死荷重作用時（ $R_d + W_p + W_F + W_s$ ）の合計

合計 = 7366.5 kN $\Rightarrow$ 杭 1 本あたり $7366.5/8 = 920.8 \text{ kN}$

【軸力比を用いて設定した供試体に作用する鉛直力】

実構造（横-281）の軸力比と供試体（1/4 モデル）の軸力比が一定であるとし、実構造において想定する荷重状態（死活荷重）に対応する軸力比を算出し、その結果と供試体コンクリート断面が設計基準強度に達するときの荷重を掛け合わせることで、供試体（1/4 モデル）に作用する鉛直力を算出する（表-3.3.2.1 参照）。

・軸力比（ N/N_{ck} ）：杭体断面が設計基準強度に達するときの鉛直力と作用軸力で表される軸力の比率

・軸力比 = $N / (A \cdot \sigma_{ck})$

ここに、

N ：杭 1 本の作用軸力（ N ）（実構造：死荷重時=920.8kN、死活荷重時=1164.9kN）

A ：杭体断面積（ mm^2 ）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（ N/mm^2 ）

表-3.3.2.1 1/4 モデルの軸力比および供試体に作用させる初期鉛直力の設定

荷重状態	構造	杭径 D (mm)	杭面積 A (mm^2)	設計基準 強度 σ_{ck} (N/mm^2)	N_{ck} ($=A \sigma_{ck}$) (kN)	作用軸力 N (kN)	軸力比 N/N_{ck} (—)
死活荷重 作用時	実構造（横-281）	1000	785398	24	18849.6	1164.9	0.062
	供試体（1/4モデル）	250	49087	24	1178.1	72.9	0.062
死荷重 作用時	実構造（横-281）	1000	785398	24	18849.6	920.8	0.049
	供試体（1/4モデル）	250	49087	24	1178.1	57.6	0.049

死荷重+活荷重時 $1164.9 \times 57.6/920.8 = 72.9$ (kN)

→以上より、供試体（1/4 モデル）に考慮する軸力は 72.9kN と設定した。

2) 実構造の支持力に着目した検証

本載荷試験では、地震動により損傷した基礎構造（場所打ち杭）の損傷後の鉛直支持性能について検証を行う。ここでは、実構造の支持力やレベル 2 地震動が作用した時に生じる押込み力に着目し、鉛直載荷試験に用いる鉛直荷重の目安について検証する。

実構造（横-281）の地盤から決定される杭 1 本の常時の極限支持力は $R_u=4967\text{kN}$ 、許容支持力は $R_a=1656\text{kN}$ （安全率 3）である。また、レベル 2 地震動が作用した時に杭頭に作用する最大押込み力は 2650.5kN である。なお、杭 1 本に作用する常時の死活荷重による鉛直力は $R(d+L)=1164.9\text{kN}$ である。

杭 1 本の地盤から決定される極限支持力と死活荷重による鉛直力の比率は $4.26 (=4967\text{ kN} / 1165\text{ kN})$ であり、実構造（横-281）では、死活荷重の 4 倍程度の鉛直荷重が作用するまでは地盤の支持能力の喪失による変状は生じない。一方で、レベル 2 地震動作用時に杭頭に生じる最大押込み力と死活荷重による鉛直力の比率は $2.27 (=2651\text{ kN} / 1165\text{ kN})$ であり、実構造（横-281）ではレベル 2 地震が発生することで死活荷重の 2 倍程度の鉛直荷重が作用することになる。

上記のことを踏まえ、鉛直載荷試験に用いる荷重は、実際には生じ得ないであろう荷重レベルを目指し、レベル 2 地震動によって生じる押込み力を超える荷重（死活荷重の 2 倍以上）をターゲットとし、かつ地盤の支持能力の喪失による影響が生じない程度の荷重（死活荷重の 4 倍以下）を考慮して死活荷重の 3 倍の荷重とする。

3) 1/4 モデルの極限支持力

実地盤より求められる実構造（横-281）の極限支持力を文献¹⁾に従い試算すると以下に示すとおり $R_u=4967\text{kN}$ である。支持層条件や地層区分も含めた地盤条件が実橋の横-281 と同様と考えた場合の杭一本の 1/4 モデルの極限支持力は以下に示すように 310.5kN となる。

実構造（横-281）の極限支持力： $R_u=4967\text{kN}$

1/4 モデルの極限支持力： $R_u=310.5\text{kN}$

なお、供試体の杭長は実験施設の都合で $1/8.7$ となっている。杭長を実験通りの $1/8.7$ とした場合の 1/4 モデルの極限支持力は、周面摩擦を考慮する層厚を $1/8.7$ と考えることになり、 $R_u=172.9\text{kN} (=1134 \times 0.7854/16 + 3.142/4 \times 1297.6/8.7)$ となる。

地盤から決まる極限支持力

常 時

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum (L_i \cdot f_i) \\ &= 1134 \cdot 0.7854 + 3.142 \cdot 1297.6 = 4967 \text{ (kN)} \\ &1134 \cdot 0.7854/16 + 3.142/4 \cdot 1297.6/4 = 310.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) 水平載荷に対する事前検証

本載荷試験では、地震動により損傷した基礎構造（場所打ち杭）の鉛直支持性能について検証を行うため、事前に繰返し水平載荷試験（正負交番）を実施し、供試体に曲げ損傷を導入する。ここでは、供試体に曲げ損傷を与えるための繰返し水平載荷試験に用いる水平変位量や想定される損傷位置について、地盤ばねを考慮した梁ばねモデルによる骨組み解析より検証する。

数値計算に用いた材料特性を表-3.3.2.2 に、解析モデル概要を図-3.3.2.15 に示す。土槽内の

地盤は後述するように N 値 2 の砂質土層とした。骨組み解析では、図に示すように、3.3.2 (1) で設定した鉛直荷重 72.9kN を作用させた後にモデル天端に水平荷重を漸増的に作用させ、杭体に生じる水平変位量や損傷位置について検証した。なお、杭モデルは実験供試体を模擬して、地上部において杭が破壊しないよう補強鉄筋を考慮し、杭先端の境界条件はヒンジ (Case1) および固定 (Case2) の 2 パターンを検証した。

表-3.3.2.2 骨組み解析に用いた材料特性

材料特性				事前検証
杭体材料	項目		単位	
コンクリート	圧縮強度	σ_c	N/mm2	24.0
	ヤング率	E_c	kN/mm2	25.0
主鉄筋/帯鉄筋 (SD295)	降伏応力	σ_y	N/mm2	295.0
	ヤング率	E_s	kN/mm2	200.0

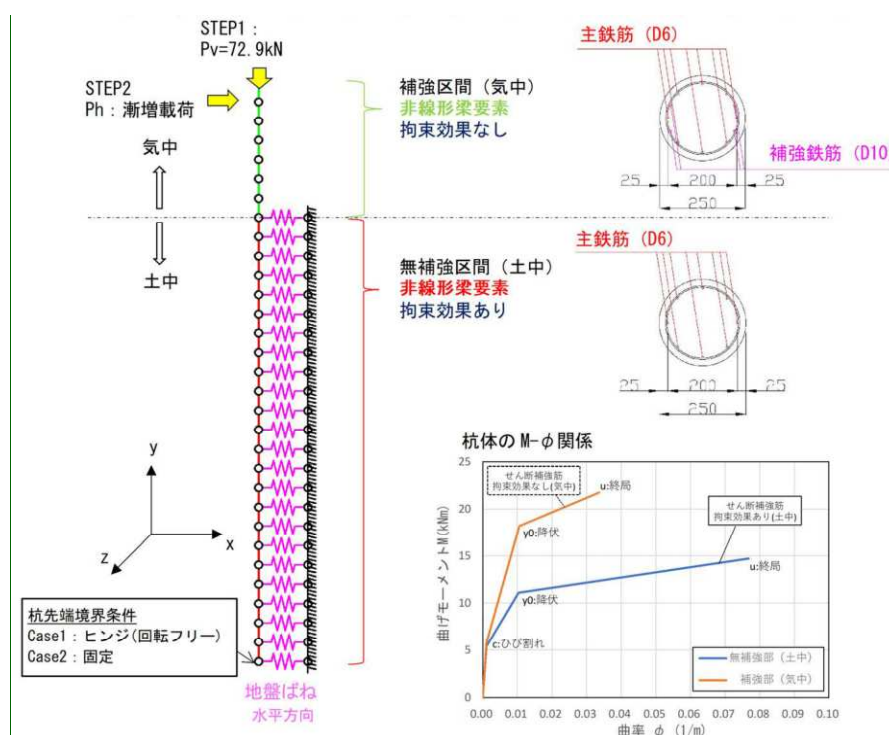


図-3.3.2.1 解析モデル概要

解析から得られた水平荷重-水平変位関係を図-3.3.2.2 に示す。図中、○印は杭体の初期ひび割れ点、◇印は初降伏点、□印は終局点を示しており、それぞれの損傷の発生位置は図-3.3.2.3 および表-3.3.2.3 に示すとおりである。

両ケースにおける損傷位置を比較すると、杭先端ヒンジの Case1 は、地盤面より 400mm 付近で損傷（ひび割れ、初降伏）し始め、最終的に 450～500mm の位置で終局を迎え、主たる損傷位置は土槽内の限定的な範囲に生じる結果となる。一方で、杭先端固定の Case2 の場合、杭先端直上位置で損傷（ひび割れ、初降伏）し始める。その後、曲げによる損傷は上部に広がりつつ最終的に地盤面より 450～500mm の位置で終局を迎える。本載荷試験で想定する地震動による曲げ損傷は杭先端のような深い位置における損傷ではなく、一般的な場所打ち杭において水平力の影響の大きい、土中部の杭高さの中心位置よりやや上部での損傷を目標とする。上記を踏まえ、本載荷試

験では、杭先端の固定条件はヒンジ構造を模擬できるよう工夫する。

地震動による曲げ損傷は杭体が終局する程度の損傷を想定する。杭先端ヒンジのCase1の場合、初降伏変位は25.9mm、終局変位は62.6mmであり、初降伏変位の約2.5倍まで水平変位を与えると供試体は終局に至る試算結果となっている。以上を踏まえ、水平載荷試験では降伏変位の3倍の水平変位を3サイクル載荷するまで繰返し水平載荷を実施することとし、想定される曲げ損傷位置は地盤面より450-500mm位置である。

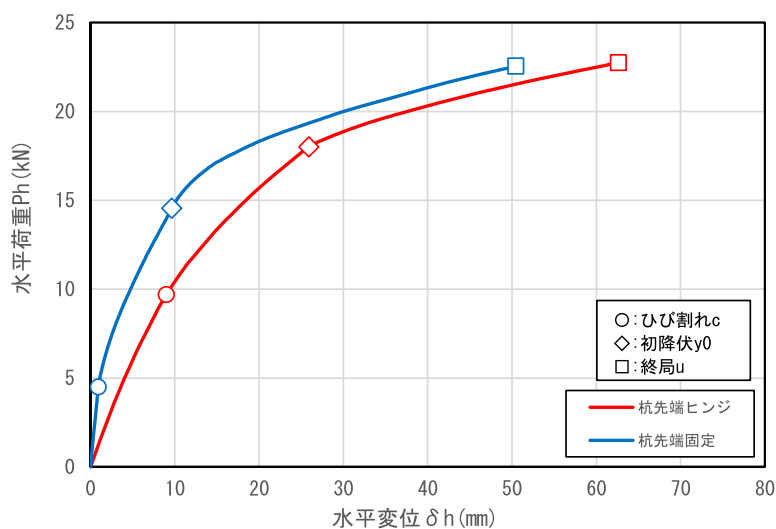


図-3.3.2.2 水平荷重-水平変位関係

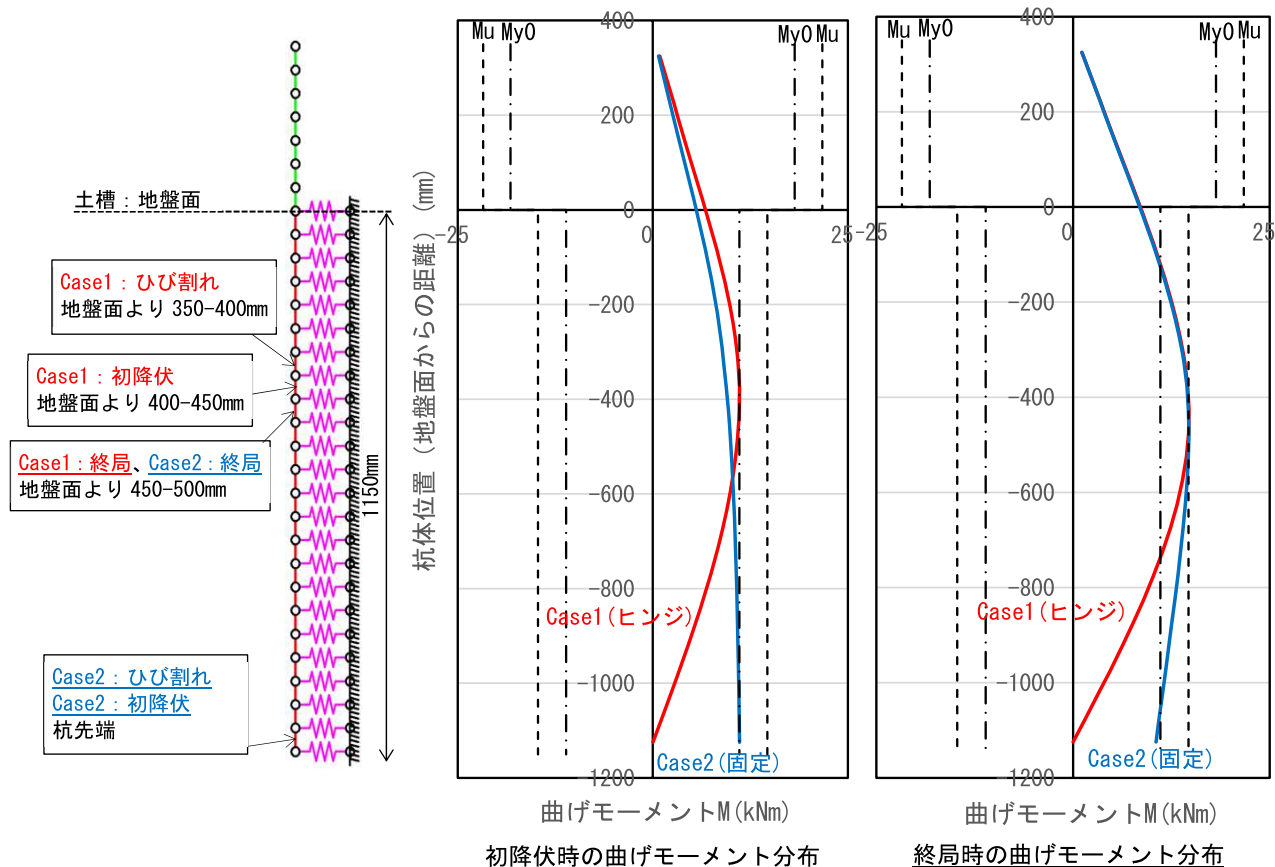


図-3.3.2.3 想定される損傷位置

表-3.3.2.3 各損傷状態が初めて生じる位置および水平変位/荷重

解析ケース	損傷状態	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	損傷位置
Case1 杭先端：ヒンジ	ひび割れ	9.7	9.0	地盤面より350-400mm
	初降伏	18.0	25.9	地盤面より400-450mm
	終局	22.8	62.6	地盤面より450-500mm
Case2 杭先端：固定	ひび割れ	4.5	0.9	杭先端
	初降伏	14.6	9.7	杭先端
	終局	22.6	50.5	地盤面より450-500mm

3.3.3 供試体諸元及び人工地盤条件

(1) 杭供試体の諸元

試験体の形状を図-3.3.3.1に、モデル橋脚と試験体の諸元の比較を表-3.3.3.1に示す。試験体の形状は、実験施設の土槽の大きさを考慮して実橋脚の1/4とした。3.3.2(2)と同様に杭長は地中部において杭が損傷した状態での荷重支持能力を確認することが目的であるため、載荷装置を設置する地上部の杭が破壊しないよう補強鉄筋を配置した。鉄筋量は、鉄筋比が実橋脚と同等になるように配筋した。コンクリート強度は、実橋脚の場所打ち杭の設計基準強度が 24N/mm^2 （呼び強度 30N/mm^2 ）であり、他の実験事例²⁾より小規模な供試体においては呼び強度以上の強度となることが確認されていることから、呼び強度を 21N/mm^2 とした。

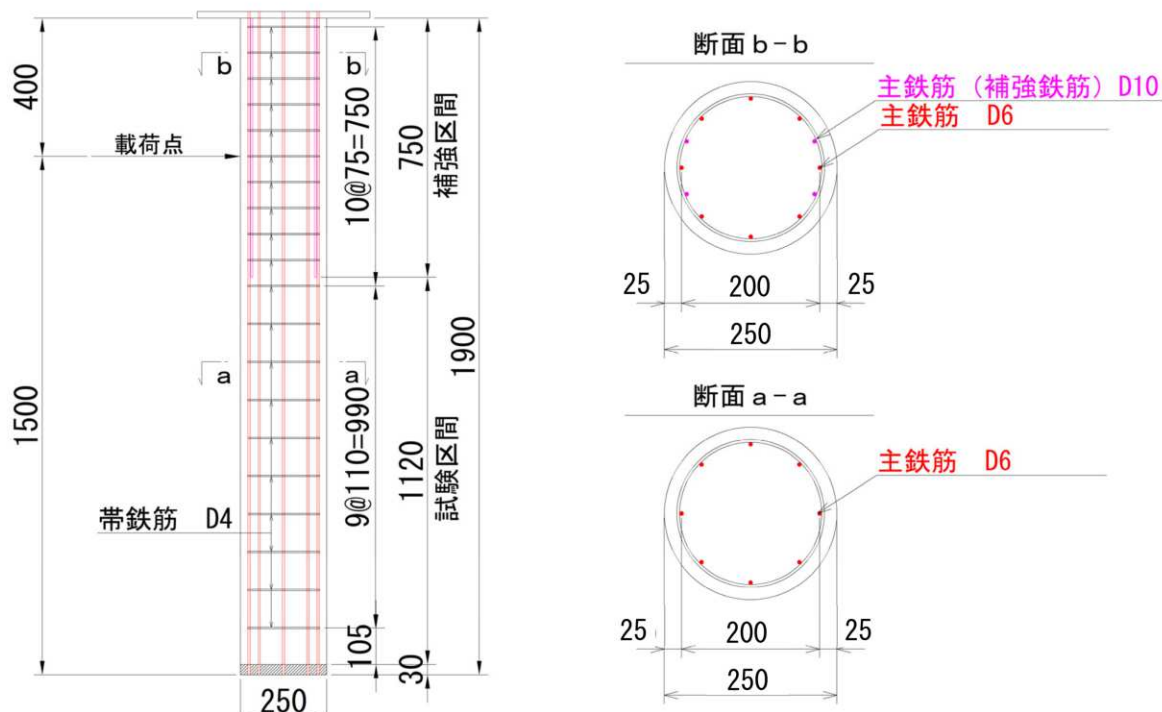


図-3.3.3.1 試験体の形状

表-3.3.3.1 試験体の諸元

主鉄筋								
	杭径 (mm)	かぶり (mm)	面積 (mm ²)	鉄筋種類 —	公称 断面積 (mm ²)	本数 (本)	鉄筋 総断面積 (mm ²)	鉄筋比 —
実構造	1000	100	785398	D25	506.7	8	4054	0.00516
供試体	250	25	49087	D6	31.67	8	253	0.00516

帯鉄筋										
	杭径 (mm)	かぶり (mm)	杭長 (mm)	鉄筋種類 —	公称断面積 (mm ²)	せん断筋断 面積 (mm ²)	本数 (本)	鉄筋総断面積 (mm ²)	配置間隔 (mm)	鉄筋比 —
実構造	1000	100	12900	D13	126.7	253.4	52	6588	250	0.00101
供試体	250	25	1900	D4	14.05	28.1	17	239	110	0.00102

*供試体の杭長は試験装置の大きさ等を考慮して1900mmを想定

(2) 人工地盤の条件

1) 使用材料

「東北珪砂 (5 号)」「東北珪砂 (6 号)」の 2 種類の砂に対し、空中落下法による検証を行い、落下高さと相対密度の関係から、人工地盤に用いる使用材料に「東北珪砂 (5 号)」を選定した。

2) 人工地盤の締固め方法

「空中落下法」および「転圧」の 2 手法によって作成した地盤に対する平板载荷試験を実施し、得られた地盤反力係数や想定される N 値から人工地盤の締固め方法に「転圧」を選定した。なお、「転圧」によって作成した人工地盤の想定 N 値は 2 である。



写真-3.3.3.1 東北珪砂 5 号



写真-3.3.3.2 空中落下法による人工地盤の製作状況



写真-3.3.3.3 転圧による人工地盤の製作状況



写真-3.3.3.4 平板载荷試験状況

3.3.4 载荷試験条件

(1) 载荷ケースの設定

载荷試験ケースは、大規模地震により損傷を受けた杭が地震後における残留変位の有無による鉛直支持能力の違いと、地盤拘束効果が鉛直支持能力に与える影響を明らかにするため、表-3.3.4.1 に示す杭の残留変位および地盤の拘束効果をパラメータとした計3 ケースを実施した。

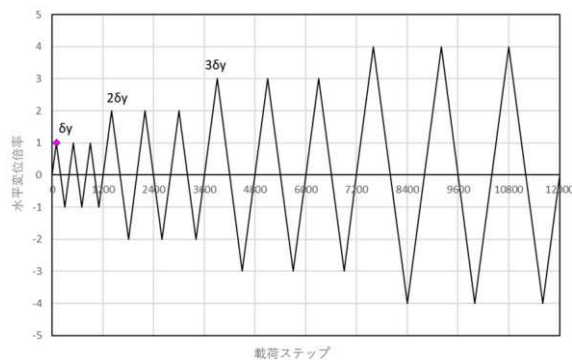
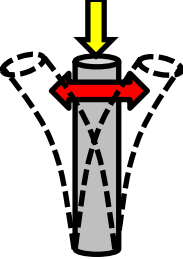
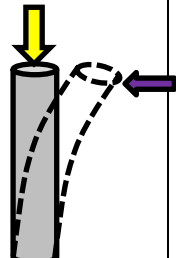
表-3.3.4.1 载荷試験ケース

実験ケース	概要
ケース 1	- 土槽内に供試体を設置（地盤の拘束効果を考慮） - 地盤模型：砂層（1 層モデル） - 鉛直载荷にて軸力を作用させた状態で、水平载荷にて供試体に曲げ損傷を与える。 - 鉛直载荷は、水平载荷による損傷発生までは一定荷重（増加無し）、損傷後に単調増加 - 水平载荷は正負交番载荷（各水平変位当りの繰返し回数：3 回） - 杭の降伏変位に相当する変位を $1\delta_y$ とし、$1\delta_y$ ずつ増加させて载荷させる。 - 想定する杭の損傷度：終局変位=$3\delta_y$ 程度と想定（事前解析による終局変位相当） - 曲げ損傷後の鉛直载荷は、地盤の拘束効果を保持した状態で供試体の変位を初期値（残留変位=0）として実施する。 - 鉛直载荷は初期値の3 倍程度まで実施
ケース 2	- ケース 1 の鉛直载荷時の水平変位を変化させたケース - 地盤模型の条件、载荷方法、想定する杭の損傷度はケース 1 と同じ - 曲げ損傷後の鉛直载荷は、地盤の拘束効果を保持した状態で供試体の変位を $3\delta_y$ まで水平载荷した際の残留変位として実施する。 - 鉛直载荷は初期値の3 倍程度まで実施
ケース 3	- ケース 2 の鉛直载荷時の地盤拘束効果を変化させたケース - 地盤模型の条件、载荷方法、想定する杭の損傷度はケース 1 と同じ - 曲げ損傷後の鉛直载荷は、地盤の拘束効果を無視した状態（砂を撤去した状況）で供試体の変位を $3\delta_y$ まで水平载荷した際の残留変位として実施する。 - 鉛直载荷は初期値の3 倍程度まで実施

(2) 載荷手順

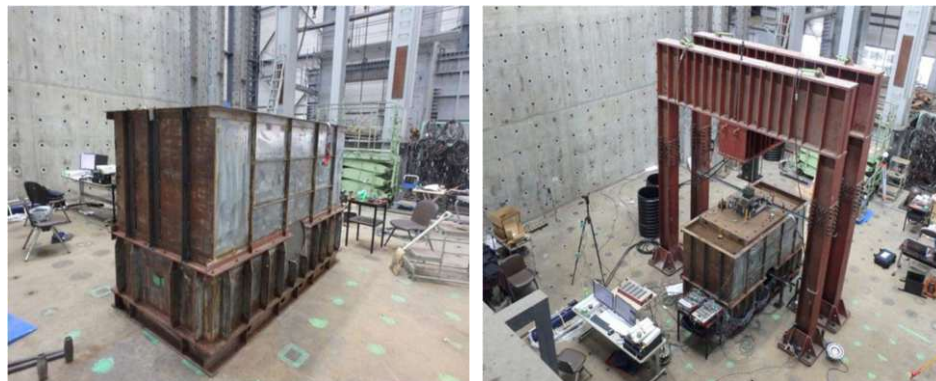
鉛直荷重および水平荷重の載荷手順を表-3.3.4.2に示す。

表-3.3.4.2 載荷手順

載荷手順	内容	イメージ図
手順1： 鉛直載荷	鉛直初期荷重を一定荷重で載荷する。 鉛直初期荷重： $P_v=72.9$ (kN)	
手順2： 水平載荷	鉛直荷重載荷状態で水平荷重を載荷する。 水平荷重は繰り返し漸増載荷（繰返し回数=3回）とする。 【載荷ステップイメージ】 	
手順3： 水平除荷	目標とする水平荷重を載荷させた後、水平変位が各ケースで設定している値となる位置まで除荷する。 (ケースによっては残留変位が発生している状態)	
手順4： 鉛直載荷	鉛直荷重を初期値から10kN程度ずつ漸増させ、初期値の3倍程度となる荷重まで載荷した後、試験を終了とする。 【荷重ステップイメージ】 ステップ0:初期荷重 ($P_v=72.9$ kN) ステップ1:初期荷重+10kN (82.9kN) ↓ ステップ7:初期荷重+70kN (142.9kN) ↓ ステップ14:初期荷重+140kN (212.9kN) ≒初期荷重×3倍	

(3) 載荷装置

載荷装置を以下に示す。供試体寸法は地盤模型を構築する土槽（写真-3.3.4.1 参照）の大きさが上限となる。表-3.3.4.3 に示す小型土槽を使用する。



（土槽内部寸法：幅 2500mm、奥行き 1200mm、深さ 1700mm）

写真-3.3.4.1 使用する地盤模型土槽

表-3.3.4.3 載荷装置

項目	諸元設定案
杭	杭径 250mm 、杭長 1900mm(地中部 1150mm) (断面は実構造の 1/4 モデル、杭長は実験装置に合わせて設定)
供試体数	3 体（ケース 1～3 の各 1 体）
供試体 外形	

なお、杭先端は水平荷重が作用した場合に「ヒンジ構造」として挙動させることを目的として、下記のような対応を実施する（図-3.3.4.1 および写真-3.3.4.2 参照）。

- ・ 供試体の先端は、局所的な破壊が生じないようにエンドプレートを設置する。
- ・ 土槽内に H 型鋼で架台を設置し、その上に供試体をセットする。
- ・ 供試体の杭先端が水平移動しないよう、エンドプレートの側面に水平移動を抑制する鋼材を設置する。鋼材は架台となる H 鋼に溶接する。なお、エンドプレートと架台に溶接した鋼材との間は 2mm 程度の遊間を設けた。
- ・ 杭先端が下図のように傾斜した際に土槽内の砂が入り込まないように砂侵入防止の養生を設置する。（ビニール等でカバーを設置）

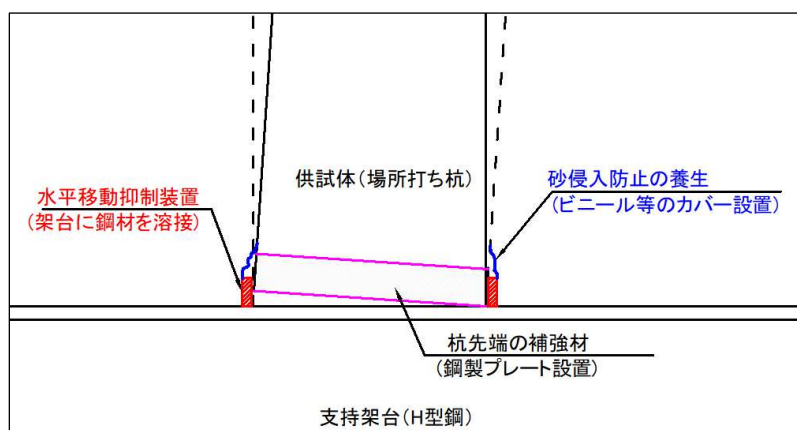


図-3.3.4.1 杭先端の支持方法



写真-3.3.4.2 杭先端の治具

(4) 計測

計測は供試体の変形と鉄筋のひずみに着目して行う。杭の主鉄筋および帯鉄筋、杭体のコンクリート表面にひずみゲージを設置し、杭全体の変位把握のために、杭および地盤に変位計を設置する（図-3.3.4.2、図-3.3.4.3 参照）。載荷試験終了後は土槽内の砂を全て撤去し、供試体の損傷状況を観察・記録する。

① 主鉄筋のひずみ計測

- ・ 供試体のひずみの程度を把握するために引張側および圧縮側の主鉄筋にひずみゲージを設置する。ひずみゲージは、主鉄筋の載荷方向に対して側面に 1 枚設置し、主鉄筋のひずみから杭体の曲げモーメントが換算できるように杭体の鉛直方向に沿ってひずみゲージを 110mm 間隔で設置する。

→主鉄筋ひずみゲージ：1 箇所/主鉄筋 1 本×2 本×11 枚＝22 枚（1 供試体あたり）

② 帯鉄筋のひずみ計測

- ・ 載荷試験中のひずみの程度を把握するために地中部の上側は 110mm、下側は 220mm 間隔でひずみゲージを設置する。
→帯鉄筋ひずみゲージ：2 箇所/帯鉄筋 1 本×8 本×1 枚＝16 枚（1 供試体あたり）

③ 土圧計

- ・ 載荷試験中の土槽内の土圧を把握するために、高さ方向に 220mm 間隔で土圧計を設置する。
→土圧計：2 箇所×5 個＝10 個

④ 変位計土圧計

【地盤の鉛直変位】

- ・ 地盤の地表面に 200mm 間隔程度で変位計を設置する．変位計は土槽中央と端部（北側のみ）の 2 列配置とする。
→変位計：4 個（中央）＋11 個（端部）＝15 個

【供試体の水平変位】

- ・ 杭の地上部の側面に 250mm 間隔程度で変位計を設置する。
→変位計：3 箇所（北側 1 箇所＋南側 2 箇所）

【供試体の鉛直変位】

- ・ 変位計の設置が困難なため、レーザーポインターで位置を設定し、載荷サイクル毎に高さ計測を行う。
→変位計：2 箇所（北側 1 箇所＋南側 1 箇所）

【土槽の鉛直変位および水平変位】

- ・ 土槽はチェーンにより床に固定しているが、載荷試験中の変位の有無を確認するために土槽の四隅に変位計を設置する。
→変位計：8 箇所（鉛直変位 4 箇所＋水平変位 4 箇所）

ひずみゲージ位置図

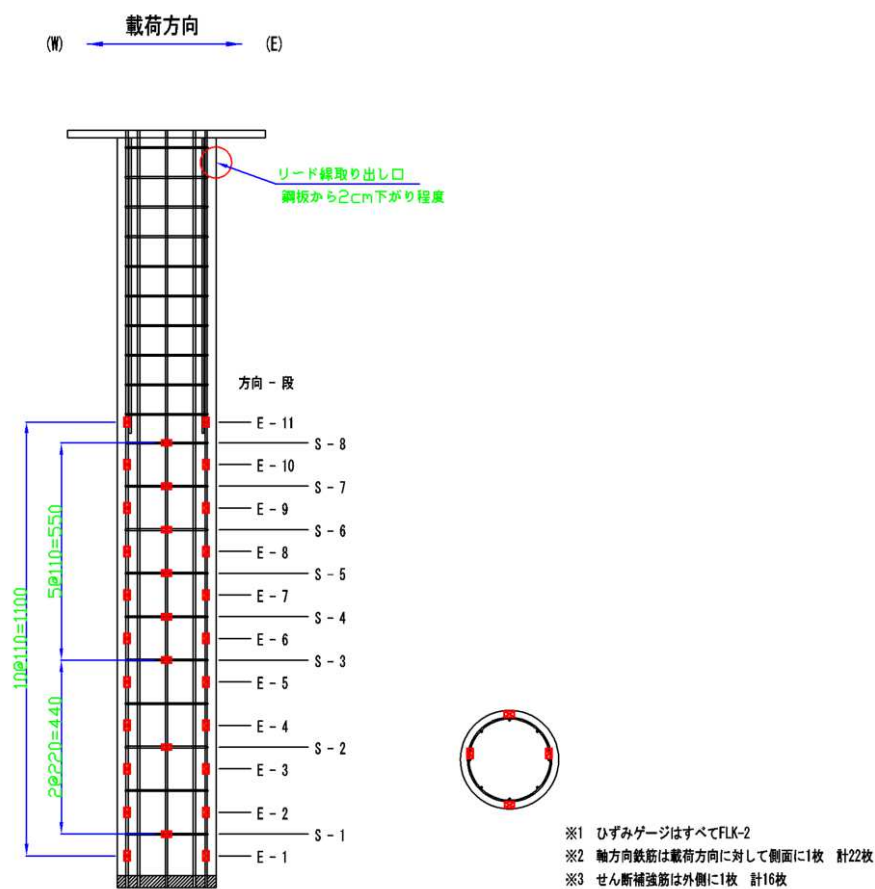


図-3.3.4.2 ひずみゲージ設置計画図

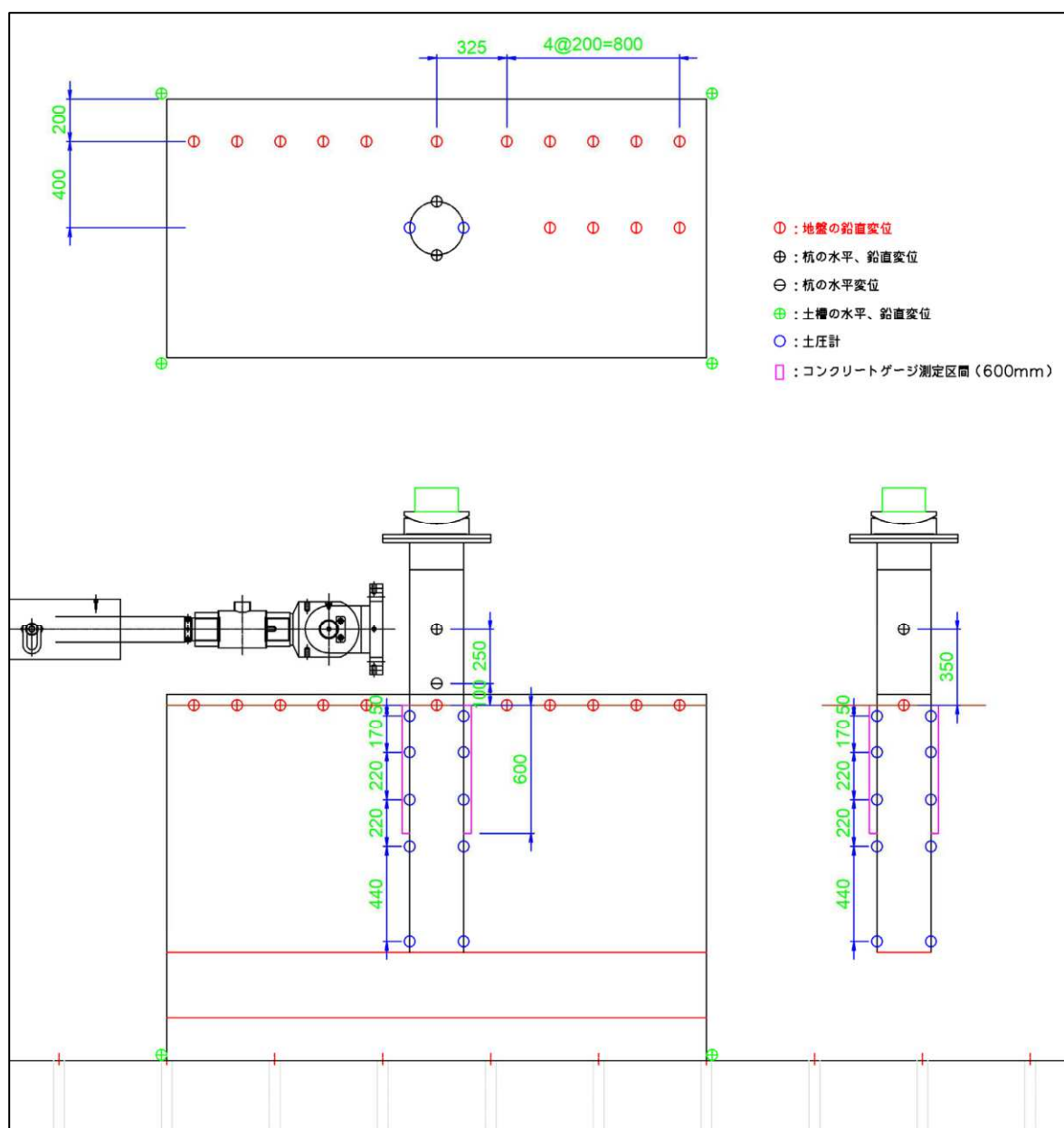


図-3.3.4.3 土圧計および変位計設置計画図

(5) 使用材料

供試体に使用するコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-3.3.4.4 に示す。

表-3.3.4.4 供試体の材料特性

材料特性			事前解析 (一般値)	供試体1 (ケース1)	供試体2 (ケース2)	供試体3 (ケース3)
杭体材料	項目	単位				
コンクリート	材 齢	日	28	38	46	54
	圧縮強度 σ_c	N/mm ²	24.0	26.1	26.4	26.3
	引張強度 σ_t	N/mm ²	1.914	2.2	2.4	2.4
	ヤング率 E_c	kN/mm ²	25.0	23.0	24.1	23.6
鉄筋 (SD295)	主鉄筋 D6	降伏応力 σ_y	N/mm ²	295.0	367.3	
		降伏ひずみ ε_y	(μ)	1475.0	2054.3	
		ヤング率 E_s	kN/mm ²	200.0	178.8	
	帯鉄筋 D4	降伏強度 σ_y	N/mm ²	295.0	368.8	
		降伏ひずみ ε_y	(μ)	1475.0	2077.7	
		ヤング率 E_s	kN/mm ²	200.0	177.5	

3.4 載荷試験結果

3.4.1 水平載荷試験結果

(1) 繰返し載荷に用いる降伏水平変位 δ_y の設定

繰返し載荷の基準となる降伏変位 δ_y は主鉄筋が降伏ひずみに達した時点の変位とする。具体的には、試験開始後の正側載荷時に最外縁主鉄筋（西側）のひずみが初めて降伏ひずみ $\varepsilon_y=2054.3\mu$ に達したときの変位、すなわち、初降伏変位 $+1\delta_{y0}$ （正側載荷 1 サイクル目）と負側載荷時の最外縁主鉄筋（東側）の初降伏変位 $-1\delta_{y0}$ （負側載荷 1 サイクル目）の平均値を供試体の降伏変位 δ_y として設定した。表-3.4.1.1 に各載荷試験ケースの初降伏変位および初降伏荷重の計測値を示す。

表-3.4.1.1 初降伏時点の荷重・変位

比較項目		水平載荷試験（繰返し載荷）※					
		ケース1		ケース2		ケース3	
降伏変位	mm	正側載荷	36.5	正側載荷	33.4	正側載荷	37.7
		負側載荷	32.9	負側載荷	26.4	負側載荷	18.0
		正負平均	34.7	正負平均	29.9	正負平均	27.8
降伏荷重	kN	正側載荷	23.6	正側載荷	20.7	正側載荷	26.9
		負側載荷	17.2	負側載荷	18.0	負側載荷	11.7
		正負平均	20.4	正負平均	19.4	正負平均	19.3

※繰返し載荷 1 サイクル目の計測値を抽出

(2) 水平荷重-水平変位の履歴曲線（P- Δ 効果による補正）

本載荷試験では、部材に軸力を付加した状態で試験を実施しているため、水平変形時には軸力と水平変位による付加曲げモーメントが発生する（P- Δ 効果）。そのため、杭体の水平耐力という観点からは、計測値である水平荷重に P- Δ 効果によって生じる付加モーメントから追加される水平力を加算する必要がある（図-3.4.1.1 参照）。以降の水平荷重については、P- Δ 効果による補正を行った後の結果について言及する。P- Δ 効果を補正した後の水平荷重-水平変位関係の履歴曲線を図-3.4.1.2 および図-3.4.1.3 に示す。

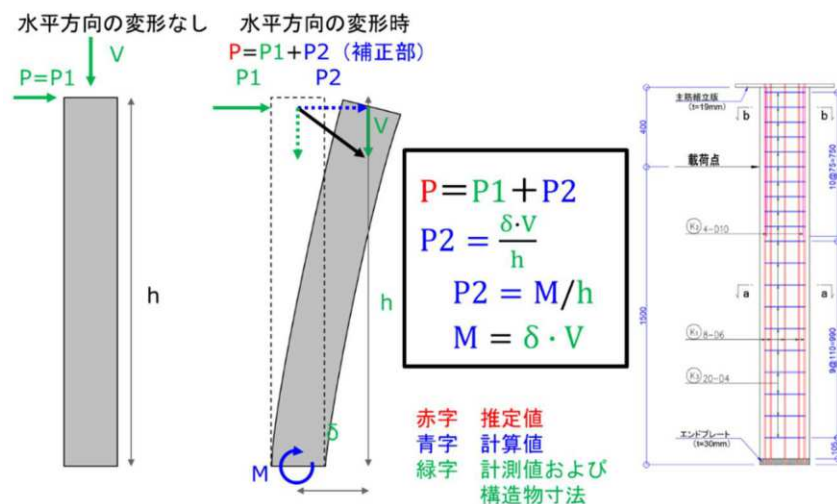


図-3.4.1.1 P- Δ 効果の補正の考え方

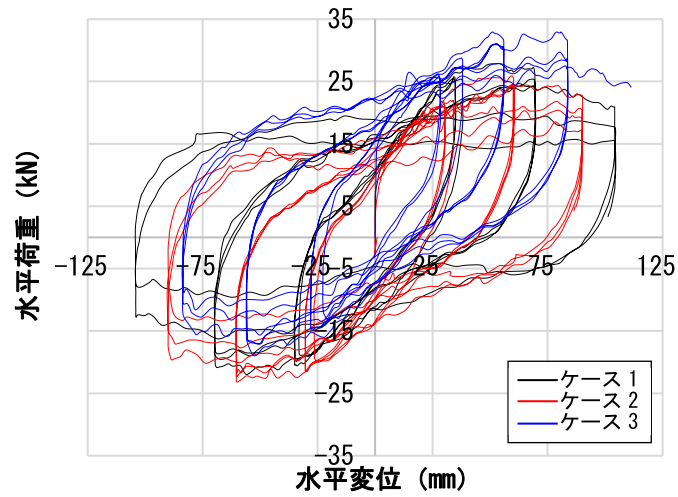


図-3.4.1.2 P- Δ 効果補正後の水平荷重－水平変位関係の履歴曲線（ケース1～ケース3重畳図）

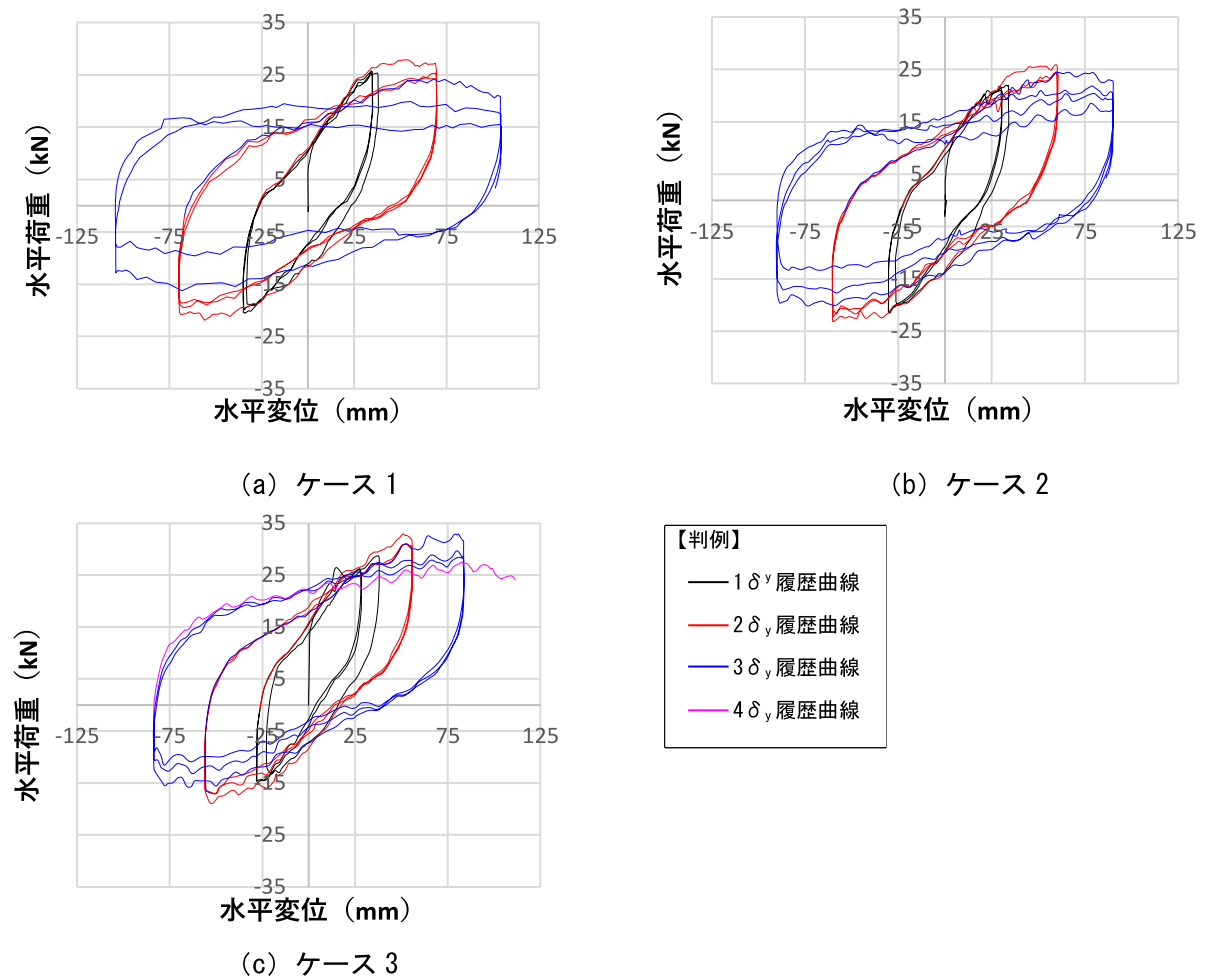


図-3.4.1.3 P- Δ 効果補正後の実験ケース毎の水平荷重－水平変位関係の履歴曲線

表-3. 4. 1. 2 P-△効果補正後の実験ケース毎の各降伏振幅ピーク時点の水平変位と水平荷重

(a) 正側載荷時

ケース1	繰返し回数	1 δ_y		2 δ_y		3 δ_y			
		水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重		
		(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)		
	1サイクル	36.50	25.30	69.40	26.30	104.15	20.87		
2サイクル	34.75	25.61	69.55	24.65	104.45	17.48			
3サイクル	34.75	25.18	69.55	24.30	104.35	15.13			
ケース2	繰返し	1 δ_y		2 δ_y		3 δ_y			
	1サイクル	33.40	21.78	60.20	25.37	90.15	22.66		
	2サイクル	30.45	20.83	60.55	24.39	89.85	20.34		
	3サイクル	30.20	21.19	59.90	24.15	90.15	18.89		
ケース3	繰返し回数	1 δ_y		2 δ_y		3 δ_y		4 δ_y	
		水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重
		(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)
	1サイクル	37.65	28.73	55.90	31.48	83.60	31.60	111.30	24.10
	2サイクル	28.35	25.11	55.95	30.33	83.45	28.68	—	—
	3サイクル	27.60	26.16	55.85	29.97	83.65	28.10	—	—

(b) 負側載荷時

ケース	繰返し回数	$1\delta_y$		$2\delta_y$		$3\delta_y$	
		水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重
		(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)
ケース1	1サイクル	-32.85	-18.82	-69.50	-20.45	-104.10	-11.84
	2サイクル	-34.80	-19.21	-69.70	-18.82	-104.15	-7.13
	3サイクル	-35.00	-20.47	-69.75	-17.76	-104.20	-3.74
ケース2	繰返し回数	$1\delta_y$		$2\delta_y$		$3\delta_y$	
	1サイクル	-26.35	-19.31	-60.25	-23.11	-90.00	-17.42
	2サイクル	-30.40	-21.41	-60.15	-21.63	-89.98	-14.94
	3サイクル	-30.25	-21.15	-60.15	-22.23	-89.80	-7.26
ケース3	繰返し回数	$1\delta_y$		$2\delta_y$		$3\delta_y$	
		水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重
		(mm)	(kN)	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)
	1サイクル	-18.00	-12.61	-55.70	-16.61	-83.70	-11.51
	2サイクル	-28.00	-14.51	-55.75	-16.42	-83.45	-10.59
	3サイクル	-28.00	-14.60	-55.65	-15.82	-83.55	-8.14

(3) 水平載荷に対する杭体鉄筋の降伏分布

水平載荷に対するひずみ計測位置毎の主鉄筋の降伏分布を表-3. 4. 1. 3 に示す。表中 W は西側主鉄筋に貼付したひずみゲージを、E は東側に貼付したひずみゲージを示しており、各ひずみゲージ貼付位置で初めて降伏した時点を緑マーカーの▲印で示している。

表-3. 4. 1. 3 から、全実験ケースに共通して、主鉄筋が初めて降伏 ($\varepsilon_y=2054\mu$) した位置は試験後に確認した損傷位置近傍 (W-5、W-6、W-7) と一致し、初降伏位置を起点として載荷荷重の増加に伴い上下両方向に進展するが、上側へ進展しやすい傾向にあった。水平載荷試験終了時点で、主鉄筋は下端から 380mm～1040mm の範囲で降伏していることが確認された。

表-3.4.1.3 水平载荷に対するひずみ計測位置毎の主鉄筋の降伏分布

(a) 西側 (W) ※正側载荷時

(b) 東側 (E) ※負側载荷時

実験 ケース	主鉄筋										実験 ケース	主鉄筋									
	荷重状態		水平載荷									荷重状態		水平載荷							
			1δy		2δy		3δy		4δy					1δy		2δy		3δy		4δy	
	繰返し回数	1	2	3	1	2	3	1	2	3		－	繰返し回数	1	2	3	1	2	3	－	
ID	計測高さ	W	W	W	W	W	W	W	W	W	ID	計測高さ	E	E	E	E	E	E	E		
ケース 1	W11	1150	○	○	○	○	○	○	○	○		E11	1150	○	○	○	○	○	○	○	
	W10	1040	○	○	○	○	○	○	○	○		E10	1040	○	○	○	○	○	○		
	W9	930	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲		E9	930	○	○	○	▲	▲	▲		
	W8	820	○	○	▲	▲	▲	▲	▲	▲		E8	820	○	○	○	▲	▲	▲		
	W7	710	○	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲		E7	710	○	○	▲	▲	▲	▲		
	W6	600	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲		E6	600	▲	▲	▲	▲	▲	▲		
	W5	490	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲		E5	490	○	▲	▲	▲	▲	▲		
	W4	380	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲		E4	380	○	○	○	▲	▲	▲		
	W3	270	○	○	○	○	－	－	－	－		E3	270	○	○	○	○	－	－		
	W2	160	○	○	○	○	○	－	－	－		E2	160	○	○	○	○	－	－		
W1	50	○	○	○	○	○	－	－	－		E1	50	○	○	○	○	○	－			
ケース 2	W11	1150	○	○	○	○	○	○	○	○		E11	1150	○	○	○	○	○	○		
	W10	1040	○	○	○	○	○	○	▲	▲		E10	1040	○	○	○	○	▲	▲		
	W9	930	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲		E9	930	○	○	▲	▲	▲	▲		
	W8	820	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲		E8	820	○	▲	▲	▲	▲	▲		
	W7	710	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲		E7	710	○	▲	▲	▲	▲	▲		
	W6	600	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲		E6	600	○	▲	▲	▲	▲	▲		
	W5	490	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲		E5	490	▲	▲	▲	▲	▲	▲		
	W4	380	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲		E4	380	○	▲	▲	▲	▲	▲		
	W3	270	○	○	○	○	○	○	－	－		E3	270	○	○	○	○	○	－		
	W2	160	○	○	○	○	○	○	－	－		E2	160	○	○	○	○	－	－		
W1	50	○	○	○	○	○	○	－	－		E1	50	○	○	○	○	○	－			
ケース 3	W11	1150	○	○	○	○	○	○	○	○		E11	1150	○	○	○	○	○	○		
	W10	1040	○	○	○	○	○	○	▲	▲	▲	E10	1040	○	○	○	○	○	▲		
	W9	930	○	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲	E9	930	○	○	○	○	▲	▲		
	W8	820	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲	▲	E8	820	○	▲	▲	▲	▲	▲		
	W7	710	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲	▲	E7	710	○	○	▲	▲	▲	▲		
	W6	600	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲	E6	600	▲	▲	▲	▲	▲	▲		
	W5	490	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲	▲	E5	490	○	▲	▲	▲	▲	▲		
	W4	380	○	○	○	▲	▲	▲	▲	▲	▲	E4	380	○	○	○	○	▲	▲		
	W3	270	○	○	○	○	○	○	○	－	－	E3	270	○	○	○	○	○	－		
	W2	160	○	○	○	○	○	○	○	○	○	E2	160	○	○	○	○	○	－		
W1	50	○	○	○	○	○	○	○	○	○	E1	50	○	○	○	○	○	－			

※ 着色：鉄筋が初めて降伏した箇所、着色：鉄筋降伏箇所

○：弾性範囲のひずみ、▲：降伏ひずみ以上のひずみ、-：データ欠損

水平载荷に対するひずみ計測位置毎の帯鉄筋の降伏分布を表-3.4.1.4に示す。帯鉄筋については、ケース 2 とケース 3 は水平载荷終了時点で降伏しておらず弾性域であったが、ケース 1 のみ振幅 $3\delta_y$ の繰返し载荷時に一部で降伏ひずみ ($\epsilon_y=2078\mu$) を超過する。これはケース 1 の降伏変位 δ_y が他と比較して大きく、 $3\delta_y$ 载荷時点の杭体変位が最も大きいことに起因すると考えられる。

表-3.4.1.4 水平載荷に対するひずみ計測位置毎の帯鉄筋の降伏分布

(a) 帯鉄筋 北側 (N) ※正側載荷時

(b) 帯鉄筋 南側 (S) ※正側載荷時

実験 ケース	帯鉄筋										実験 ケース	帯鉄筋										
	荷重状態		水平載荷									荷重状態		水平載荷								
			1δy		2δy		3δy		4δy					1δy		2δy		3δy		4δy		
	ID	計測高さ	N	N	N	N	N	N	N	N		ID	計測高さ	S	S	S	S	S	S	S	S	
ケース 1	N8	1095	○	○	○	○	○	○	○	○	ケース 1	S8	1095	○	○	○	○	○	○	○		
	N7	985	○	○	○	○	○	○	○	○		S7	985	○	○	○	○	○	○	○		
	N6	875	○	○	○	○	○	○	○	○		S6	875	○	○	○	○	○	○	○		
	N5	765	○	○	○	○	○	○	○	○		S5	765	○	○	○	○	○	○	○		
	N4	655	○	○	○	○	○	○	○	▲		▲	S4	655	○	○	○	○	○	▲	▲	
	N3	545	○	○	○	○	○	○	○	—		—	S3	545	○	○	○	○	○	○	—	—
	N2	325	○	○	○	○	○	○	○	—		—	S2	325	○	○	○	○	○	○	—	—
	N1	105	○	○	○	○	○	○	○	—		—	S1	105	○	○	○	○	○	○	—	—
ケース 2	N8	1095	○	○	○	○	○	○	○	○	ケース 2	S8	1095	○	○	○	○	○	○	○		
	N7	985	○	○	○	○	○	○	○	○		S7	985	○	○	○	○	○	○	○		
	N6	875	○	○	○	○	○	○	○	○		S6	875	○	○	○	○	○	○	○		
	N5	765	○	○	○	○	○	○	○	○		S5	765	○	○	○	○	○	○	○		
	N4	655	○	○	○	○	○	○	○	○		S4	655	○	○	○	○	○	○	○		
	N3	545	○	○	○	○	○	○	○	○		S3	545	○	○	○	○	○	○	○		
	N2	325	○	○	○	○	○	○	○	—		—	S2	325	○	○	○	○	○	○	—	—
	N1	105	○	○	○	○	○	○	○	○		S1	105	○	○	○	○	○	○	○	—	—
ケース 3	N8	1095	○	○	○	○	○	○	○	○	ケース 3	S8	1095	○	○	○	○	○	○	○		
	N7	985	○	○	○	○	○	○	○	○		S7	985	○	○	○	○	○	○	○	—	—
	N6	875	○	○	○	○	○	○	○	○		S6	875	○	○	○	○	○	○	○	○	
	N5	765	○	○	○	○	○	○	○	○		S5	765	○	○	○	○	○	○	○	○	
	N4	655	○	○	○	○	○	○	○	○		S4	655	○	○	○	○	○	○	○	○	
	N3	545	○	○	○	○	○	○	○	—		—	S3	545	○	○	○	○	○	○	○	
	N2	325	○	○	○	○	○	○	○	—		—	S2	325	○	○	○	○	○	○	○	
	N1	105	○	○	○	○	○	○	—	—		S1	105	○	○	○	○	○	○	○	○	

※■着色：鉄筋が初めて降伏した箇所、■着色：鉄筋降伏箇所

○：弾性範囲のひずみ、▲：降伏ひずみ以上のひずみ、—：データ欠損

(4) 水平荷重による損傷度の確認

図-3.4.1.4 に示す水平荷重試験の荷重ステップにおける■印（正側荷重 3 サイクル目の最高荷重点）を結んで描いた水平荷重－水平変位関係の骨格曲線（図-3.4.1.5 参照）から、水平荷重試験終了時点の各実験ケースにおける杭体の荷重低下程度について確認した。なお、実験ケース 3 は荷重試験中に、 $3\delta_y$ 荷重時点で荷重低下が明確に確認されなかったため、その後に $4\delta_y$ まで荷重しており、ケース 3 のみ骨格曲線に $4\delta_y$ 荷重時点の荷重点を反映させた。

図-3.4.1.5 に示す各実験ケースの骨格曲線からわかるように、水平荷重試験では、水平荷重が降伏時の荷重以下となるまで繰返し水平荷重を行っている。単杭の試験ゆえに、単杭の水平荷重－水平変位関係が基礎全体の同関係と同一と仮定すると、この最大荷重点からの荷重低下程度を文献³⁾に示される基礎の損傷度に照らし合わせることで、少なくとも損傷度Ⅳ以上の損傷に該当することが想定される（図-3.4.1.6 参照）。以上のことから、鉛直荷重試験を実施するにあたり、目標としたレベルの曲げ損傷を杭体に十分与えられているものと、ここでは判断した。

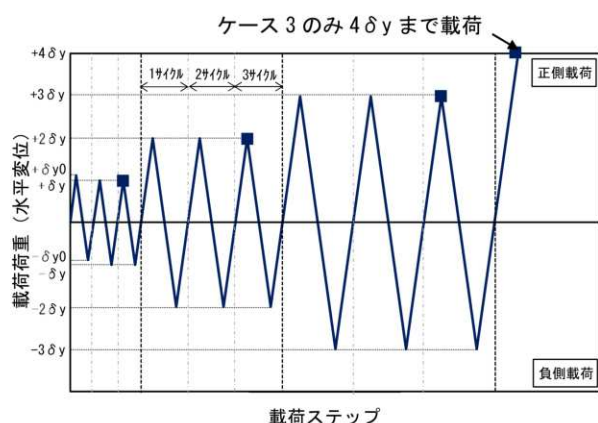


図-3.4.1.4 水平荷重試験の荷重ステップ

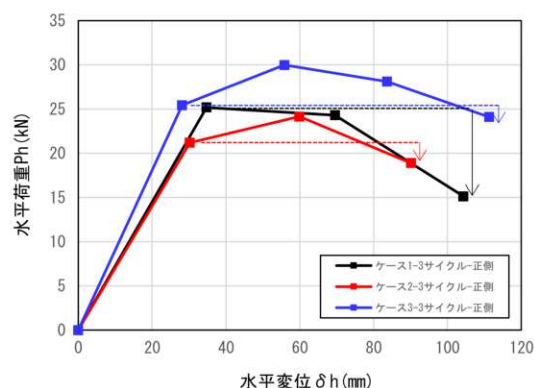


図-3.4.1.5 水平荷重－水平変位関係

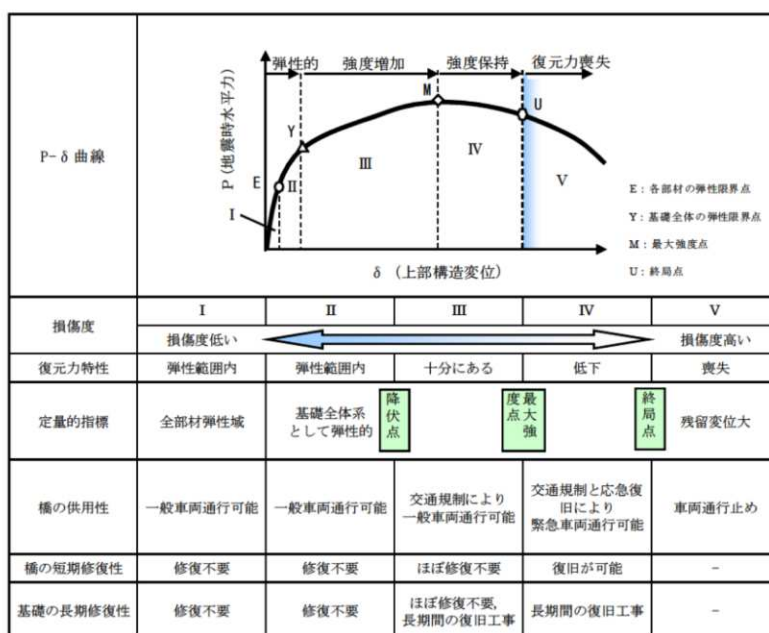


図-2.1 既設道路橋基礎の耐震性能水準区分のイメージ

図-3.4.1.6 道路橋基礎の水平力－水平変位関係と損傷度の考え方³⁾

3.4.2 鉛直載荷試験結果

(1) 鉛直載荷に用いる軸力の載荷状態の設定

軸力の載荷状態は水平載荷終了直後の状態を V1 (72.9kN) と設定した上で、1STEP あたり 10kN となるよう漸増載荷を実施し、載荷荷重が V1 の 3 倍に到達した時点で載荷を終了した（以降、載荷荷重 V1 の 2 倍を V2、3 倍を V3 と称す）。ただし、実験ケース 3 は V3 到達直前に荷重低下と鉛直変位の増加が確認され、その後、杭体から異音が確認されたため V3 到達前の載荷終了となった。

鉛直荷重と鉛直変位の計測値を表-3.4.2.1 に、鉛直荷重と鉛直変位の関係を図-3.4.2.1 に、鉛直荷重と鉛直変位の補正後の関係を図-3.4.2.2 に示す。

ケース 1～ケース 3 の V1 時点から V1+10kN 時点（1STEP 目）の鉛直変位の増加量に着目するとそれぞれ 0.15mm、0.10mm、1.70mm であり、ケース 3 の鉛直変位の増加量は大きな値となっていた。

ケース 3 は水平載荷後の土層内の砂の撤去時に、杭体のかぶりコンクリートが剥離していた可能性がある。また、砂の撤去作業に時間を要し、他ケースに比べて鉛直載荷試験開始までの時間間隔が長くなっていることで、鉛直荷重以外の要因により鉛直変位が変動した可能性は否定できない。

以上のことから、鉛直載荷試験結果の整理および結果の考察については、鉛直荷重により確実に鉛直変位が増加したと考えられる V1+10kN 時点以降の変化量について整理を行った。（補正後）

表-3.4.2.1 実験ケース毎の鉛直変位の計測値

ケース1						ケース2						ケース3					
項目	状態	時刻	水平変位	補正軸力	鉛直変位	項目	状態	時刻	水平変位	補正軸力	鉛直変位	項目	状態	時刻	水平変位	補正軸力	鉛直変位
971		13:39:55	8.60	71.14	-0.17	1029		11:33:03	88.00	73.07	1.98	943		10:54:10	90.35	73.81	4.69
972		13:40:08	6.65	70.49	-0.13	1030		11:33:06	87.40	74.86	1.89	944		10:54:17	88.05	76.33	4.48
973		13:40:12	3.90	69.65	-0.09	1031		11:33:09	86.80	72.18	1.90	945		10:54:25	86.65	75.10	4.39
974	V1	13:40:15	3.30	69.20	-0.07	1032	V1	11:33:12	86.40	73.97	1.89	946	V1	10:54:31	86.40	76.11	4.36
975	V1+10kN	13:43:12	2.85	85.36	-0.22	1033	V1+10kN	11:46:40	86.35	83.67	1.78	947	V1+10kN	15:38:26	86.50	84.02	2.65
976		13:43:46	2.85	93.56	-0.32	1034		11:46:52	86.40	91.77	1.69	948		15:38:49	86.50	93.51	2.52
977		13:43:55	2.90	103.56	-0.44	1035		11:47:12	86.40	101.75	1.57	949		15:39:18	86.50	101.22	2.41
978		13:44:08	3.00	114.00	-0.58	1036		11:47:23	86.40	112.08	1.43	950		15:39:37	86.50	112.44	2.25
979		13:44:52	3.10	121.88	-0.69	1037		11:47:48	86.35	122.43	1.30	951		15:40:00	86.50	121.72	2.09
980		13:45:13	3.15	132.35	-0.84	1038	V2	11:48:08	86.35	132.09	1.13	952	V2	15:40:13	86.50	128.92	1.87
981	V2	13:45:25	3.25	142.33	-1.00	1039		11:48:20	86.35	143.19	0.95	953		15:40:26	87.10	139.62	1.31
982		13:45:36	3.25	151.73	-1.15	1040		11:48:37	86.40	151.50	0.78	954		15:41:01	87.10	151.25	1.00
983		13:46:27	3.00	147.03	-1.66	1041		11:53:40	86.50	153.58	0.61	955		15:41:30	87.10	161.45	0.74
984		13:48:26	3.00	162.38	-1.87	1042		11:53:57	86.50	161.68	0.53	956		15:45:21	87.10	151.52	0.68
985		13:49:05	3.05	173.83	-2.05	1043		11:54:04	86.50	171.53	0.40	957		15:45:32	87.10	165.12	0.55
986		13:50:04	3.05	177.42	-2.35	1044		11:54:10	86.50	180.82	0.24	958		15:45:40	87.10	172.27	0.43
987		13:50:48	3.10	188.16	-2.48	1045		11:54:21	86.35	192.43	0.06	959		15:45:48	87.10	181.62	0.19
988		13:50:56	3.05	193.05	-2.54	1046		11:54:37	86.35	202.14	-0.15	960		15:46:01	87.10	188.13	0.02
989		13:51:08	3.05	202.06	-2.68	1047		11:54:54	86.35	213.82	-0.37	961		15:46:11	87.10	193.34	-0.18
990		13:51:27	3.05	211.57	-2.82	1048	V3	11:55:04	86.35	221.93	-0.54	962		15:46:29	87.70	203.23	-0.57
991	V3	13:51:51	3.05	226.40	-3.05							963		15:46:55	87.60	212.64	-0.75
												964	V3	15:47:05	87.70	218.41	-0.96

※V1：水平載荷終了直後の軸力載荷荷重（72.9kN）、V2：V1 の 2 倍、V3：V1 の 3 倍

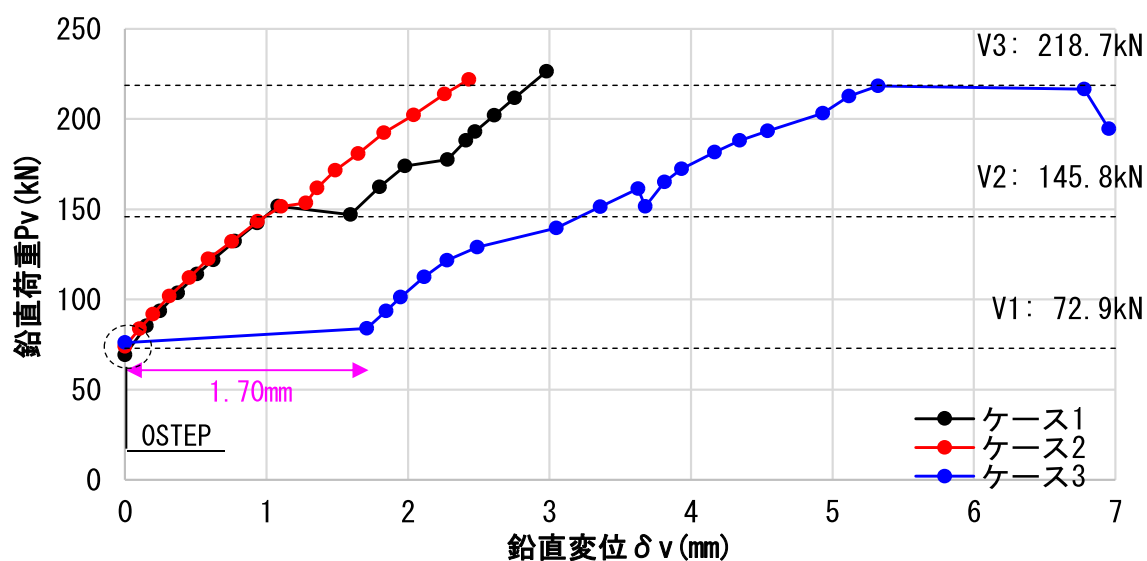


図-3.4.2.1 鉛直载荷試験開始時点を含めた鉛直荷重－鉛直変位関係（ケース1～ケース3）

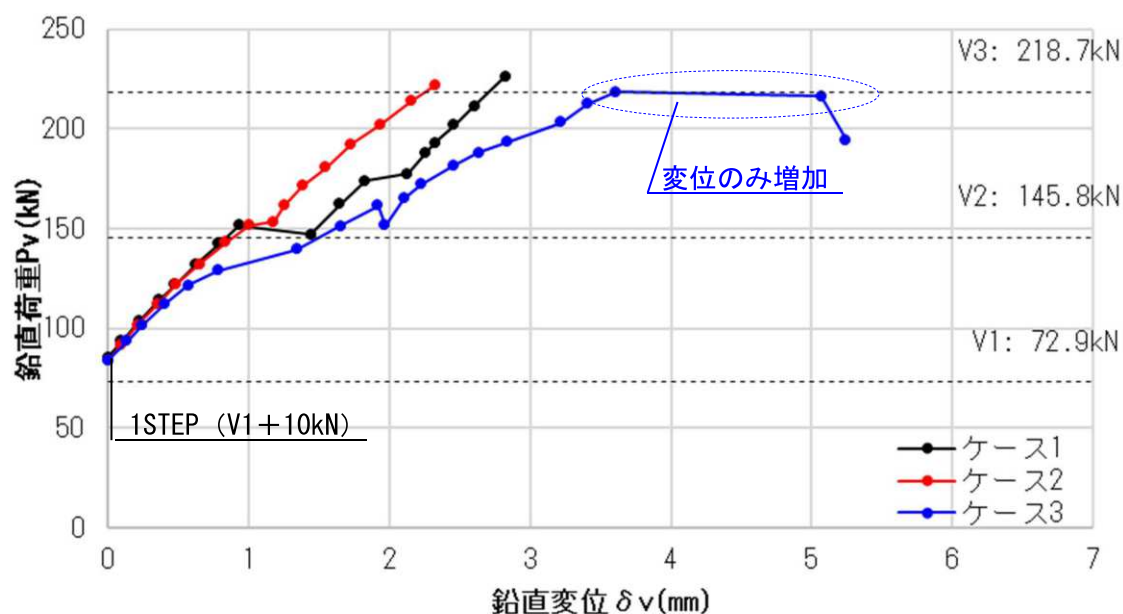


図-3.4.2.2 V1+10kN 载荷時点を開始点とした鉛直荷重－鉛直変位関係（ケース1～ケース3）

荷重状態毎の鉛直変位に着目した鉛直载荷試験結果を以下に示す。

V1 から V2 の間の変位に着目すると、ケース1 とケース2 では、V1（鉛直载荷開始）から V2 の間の鉛直変位の増加率はほぼ一定であった。ケース3 では、V1（鉛直载荷開始）から V2 に到達する前に鉛直変位の増加率が大きくなっていることを確認した。

V2 から V3 の間の変位に着目すると、ケース1 とケース2 では、V2 を超えた直後に鉛直変位の増加率が一時的に変化しているが、変化前と同等の増加率で V3 まで推移した。ケース3 では、V2 から V3 直前まで同程度の増加率で推移しているが、V3 载荷直前に鉛直荷重が低下し、それ以降は変位のみが増加する傾向となり、それ以上の鉛直荷重の载荷はできなかった。

(2) 鉛直荷重に対する鉛直変位の増加率に着目した検証

1) 試験結果の補正

ケース 1 とケース 3 では鉛直荷重の低下（グラフ中の負勾配の点）が確認されている。これらは局所的なコンクリートの剥落等により一時的に軸力が低下したことにより生じたと考えられる。鉛直荷重に対して発生する純粋な鉛直変位の増加傾向を鉛直変位の増加率として把握し、ケースごとの傾向の違いを比較するため、試験結果の一時的な軸力低下部分を補正することとする。具体的な補正方法は図-3.4.2.3 に示すように、控除点の 2 ステップ前から 1 ステップ前の荷重-変位の傾きを一定としたまま延長した直線と交差する位置まで控除点の 1 ステップ後のプロット点を平行移動させるものである。なお、補正結果は図-3.4.2.4 に示すとおりであり、ケース 1 およびケース 3 の鉛直変位の補正量はそれぞれ 0.55mm、0.09mm である。

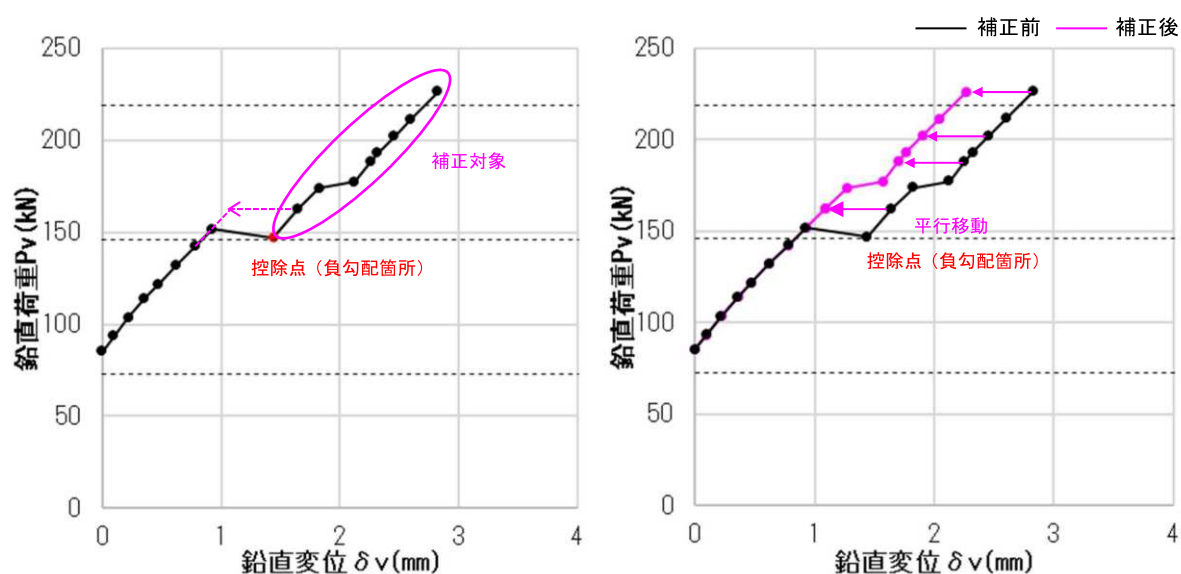


図-3.4.2.3 鉛直荷重と鉛直変位の関係の補正方法（ケース 1）

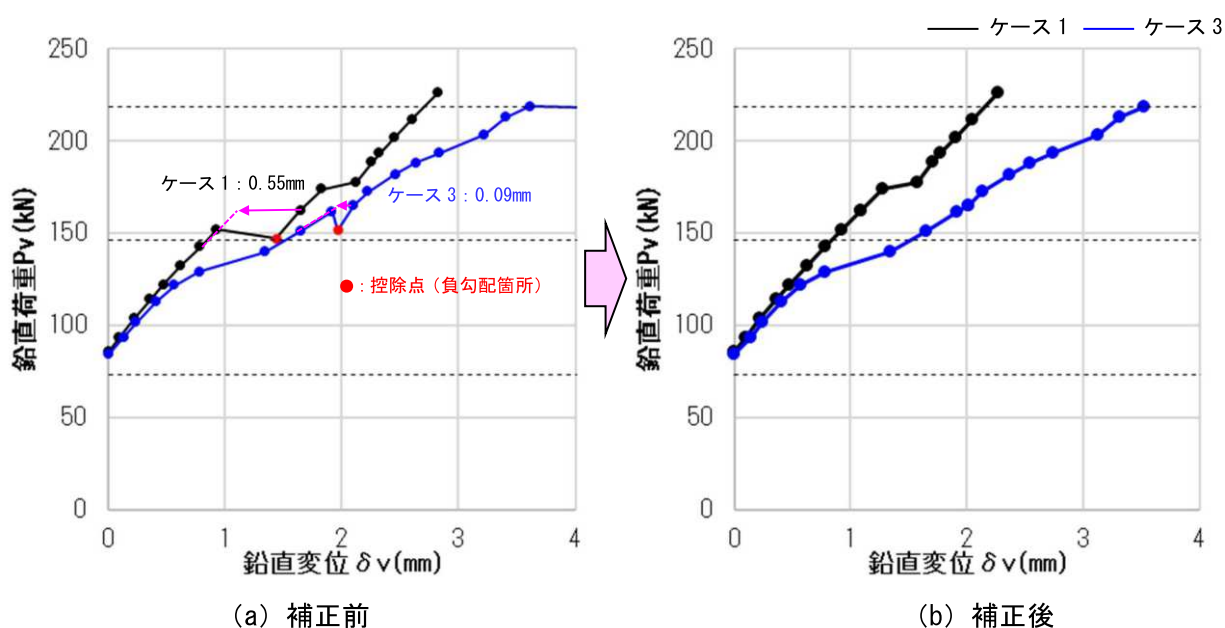


図-3.4.2.4 補正前後の鉛直荷重と鉛直変位の関係（ケース 1・ケース 3）

2) 残留変位の有無に対する検証結果

ケース 1 とケース 2 の計測結果を比較し、残留変位の有無による鉛直荷重に対する鉛直変位の増加率への影響について検証をおこなった。ケース 1 とケース 2 の鉛直荷重と鉛直変位の関係を図-3.4.2.5 に示す。

V1 から V2 の間に対する鉛直変位の増加率は概ね同等（ケース 1、ケース 2 共に 0.014）であった。V2 から V3 の間には一時的に鉛直変位の増加率が大きくなる点（ケース 1：177.4kN、ケース 2：153.6kN）が確認されるが、その後は変化前の一定の増加率に推移しており、増加率の傾向はケース 1 とケース 2 の間に大きな差は確認されなかった。

一時的に、鉛直変位の増加率が大きくなった点（グラフ緑点）は、ケース 2（残留変位有り:3 $\delta_y=86.4\text{mm}$ ）が V2 到達直後に確認され、ケース 1（残留変位無し）よりも小さな荷重状態で発生していた。

以上より、残留変位の有無による鉛直変位の増加率への影響は小さいと考えられる。

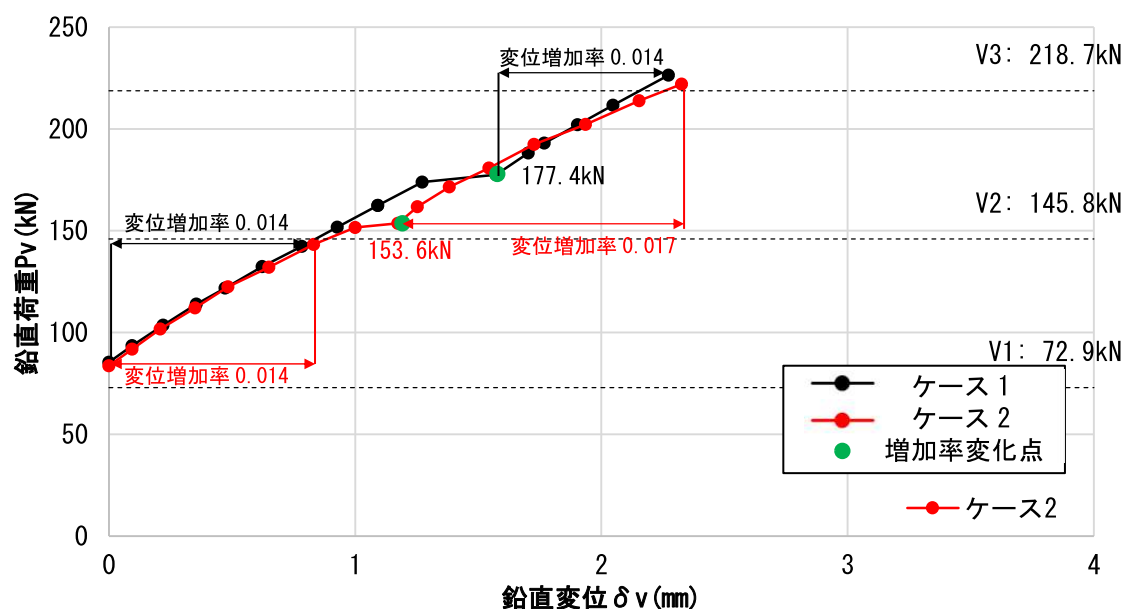


図-3.4.2.5 鉛直荷重と鉛直変位の関係（ケース 1・ケース 2）

3) 地盤抵抗の有無に対する検証結果

ケース 2 とケース 3 の計測結果を比較し、地盤抵抗の有無による鉛直荷重に対する鉛直変位の増加率への影響について検証をおこなった。ケース 2 とケース 3 の鉛直荷重と鉛直変位の関係を図-3.4.2.6 に示す。

ケース 3（地盤抵抗無し）について、V1 载荷直後はケース 2（地盤抵抗有り）と概ね同様の鉛直変位の増加率（0.015）だが、121.7kN 以降でケース 2 と比較して鉛直変位の増加率（0.030）が大きくなることを確認された。

鉛直変位の増加率に変化が生じる点（グラフ緑点）は、ケース 3 が V2 到達直前に確認され、ケース 2 よりも小さな荷重で確認された。

以上より、地盤の拘束効果がない場合には鉛直変位の増加率がより大きくなることから、杭の鉛直耐力に対する地盤抵抗の影響は残留変位の有無に比べて大きいと考えられる。

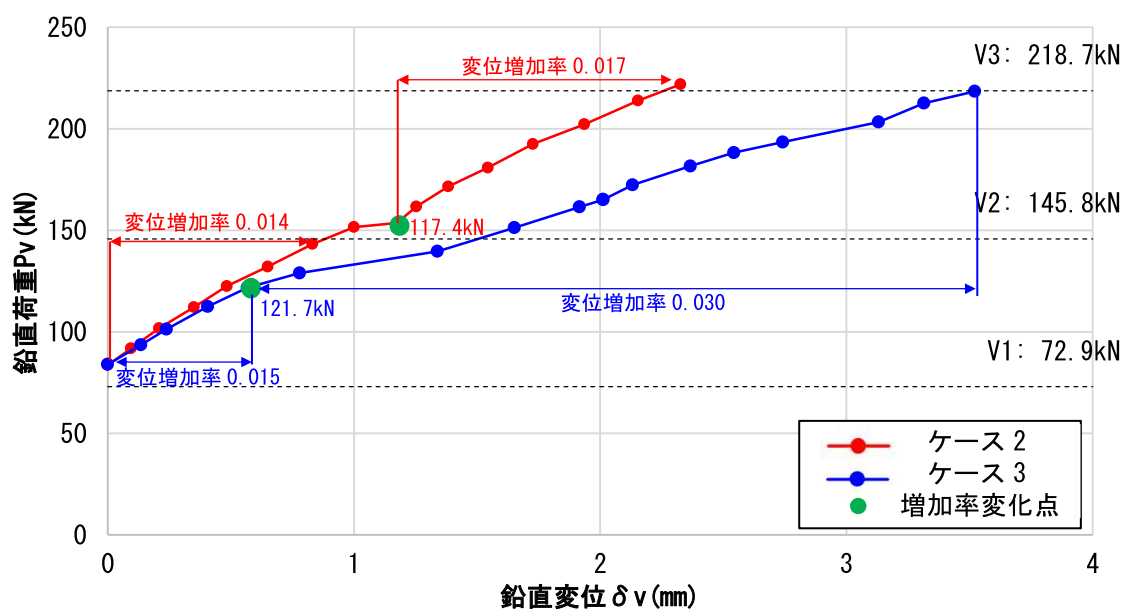


図-3.4.2.6 鉛直荷重と鉛直変位の関係（ケース 2・ケース 3）

(3) 鉛直載荷に対する杭体鉄筋の降伏分布

1) 主鉄筋の降伏分布の整理結果

鉛直載荷（V1、V2、V3）に対するひずみ計測位置毎の主鉄筋の降伏分布を表-3.4.2.2 に示す。全ケース共通して杭体主鉄筋の降伏分布は、V1 時点（水平載荷終了時点）から変化は確認されなかった。

表-3.4.2.2 鉛直載荷に対するひずみ計測位置毎の主鉄筋の降伏分布

実験 ケース	主鉄筋					実験 ケース	主鉄筋				
	荷重状態		鉛直載荷				荷重状態		鉛直載荷		
	ID	計測高さ	V1	V2	V3		ID	計測高さ	V1	V2	V3
	ID	計測高さ	W	W	W		ID	計測高さ	E	E	E
ケース 1	W11	1150	○	○	○	ケース 1	E11	1150	○	○	○
	W10	1040	○	○	○		E10	1040	○	○	○
	W9	930	▲	▲	▲		E9	930	▲	▲	▲
	W8	820	▲	▲	▲		E8	820	▲	▲	▲
	W7	710	▲	▲	▲		E7	710	▲	▲	▲
	W6	600	▲	▲	▲		E6	600	▲	▲	▲
	W5	490	▲	▲	▲		E5	490	▲	▲	▲
	W4	380	▲	▲	▲		E4	380	▲	▲	▲
	W3	270	—	—	—		E3	270	—	—	—
	W2	160	—	—	—		E2	160	—	—	—
W1	50	—	—	—	E1	50	—	—	—		
ケース 2	W11	1150	○	○	○	ケース 2	E11	1150	○	○	○
	W10	1040	▲	▲	▲		E10	1040	▲	▲	▲
	W9	930	▲	▲	▲		E9	930	▲	▲	▲
	W8	820	▲	▲	▲		E8	820	▲	▲	▲
	W7	710	▲	▲	▲		E7	710	▲	▲	▲
	W6	600	▲	▲	▲		E6	600	▲	▲	▲
	W5	490	▲	▲	▲		E5	490	▲	▲	▲
	W4	380	▲	▲	▲		E4	380	▲	▲	▲
	W3	270	—	—	—		E3	270	—	—	—
	W2	160	—	—	—		E2	160	—	—	—
W1	50	—	—	—	E1	50	—	—	—		
ケース 3	W11	1150	○	○	○	ケース 3	E11	1150	○	○	○
	W10	1040	▲	▲	▲		E10	1040	▲	▲	▲
	W9	930	▲	▲	▲		E9	930	▲	▲	▲
	W8	820	▲	▲	▲		E8	820	▲	▲	▲
	W7	710	▲	▲	▲		E7	710	▲	▲	▲
	W6	600	▲	▲	▲		E6	600	▲	▲	▲
	W5	490	▲	▲	▲		E5	490	▲	▲	▲
	W4	380	▲	▲	▲		E4	380	▲	▲	▲
	W3	270	○	○	○		E3	270	○	○	○
	W2	160	○	○	○		E2	160	○	○	○
W1	50	○	○	○	E1	50	○	○	○		

※ ■ 着色：鉄筋が初めて降伏した箇所、■ 着色：鉄筋降伏箇所
○：弾性範囲のひずみ、▲：降伏ひずみ以上のひずみ、—：データ欠損

2) 帯鉄筋の降伏分布の整理結果

鉛直載荷（V1、V2、V3）に対するひずみ計測位置毎の帯鉄筋の降伏分布を表-3.4.2.3に示す。全ての実験ケースで南北の帯鉄筋の杭先端から 655mm 位置で降伏が確認された。

ケース 1 については、V1 時点（水平載荷終了時点）で既に帯鉄筋の降伏が確認されていた。一方で、ケース 2 とケース 3 については、北側は V1 から V2 を載荷する間に、南側は V2 から V3 を載荷する間に帯鉄筋の降伏が確認された。

表-3.4.2.3 鉛直載荷に対するひずみ計測位置毎の帯鉄筋の降伏分布

実験 ケース	帯鉄筋					帯鉄筋				
	荷重状態		鉛直載荷			荷重状態		鉛直載荷		
			V1	V2	V3			V1	V2	V3
	ID	計測高さ	N	N	N	ID	計測高さ	S	S	S
ケース 1	N8	1095	○	○	○	S8	1095	○	○	○
	N7	985	○	○	○	S7	985	○	○	○
	N6	875	○	○	○	S6	875	○	○	○
	N5	765	○	○	○	S5	765	○	○	○
	N4	655	▲	▲	▲	S4	655	▲	▲	▲
	N3	545	—	—	—	S3	545	—	—	—
	N2	325	—	—	—	S2	325	—	—	—
	N1	105	—	—	—	S1	105	—	—	—
ケース 2	N8	1095	○	○	○	S8	1095	○	○	○
	N7	985	○	○	○	S7	985	○	○	○
	N6	875	○	○	○	S6	875	○	○	○
	N5	765	○	○	○	S5	765	○	○	○
	N4	655	○	▲	▲	S4	655	○	○	▲
	N3	545	○	○	○	S3	545	○	○	○
	N2	325	—	—	—	S2	325	—	—	—
	N1	105	○	○	○	S1	105	○	—	—
ケース 3	N8	1095	○	○	○	S8	1095	○	○	○
	N7	985	○	○	○	S7	985	○	○	○
	N6	875	○	○	○	S6	875	○	○	○
	N5	765	○	○	○	S5	765	○	○	○
	N4	655	○	▲	▲	S4	655	○	○	▲
	N3	545	○	—	—	S3	545	○	○	○
	N2	325	—	—	—	S2	325	—	○	○
	N1	105	○	—	—	S1	105	○	○	○

※■着色：鉄筋が初めて降伏した箇所、▲着色：鉄筋降伏箇所

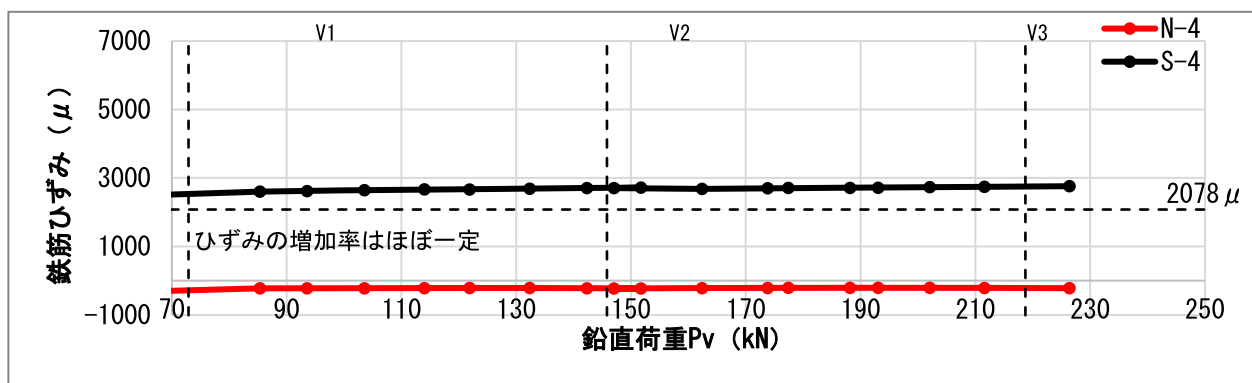
○：弾性範囲のひずみ、▲：降伏ひずみ以上のひずみ、—：データ欠損

帯鉄筋に降伏が確認された各ケースのひずみゲージ北側（N-4）、南側（S-4）の鉛直荷重の推移に対する帯鉄筋のひずみを図-3.4.2.7に示す。

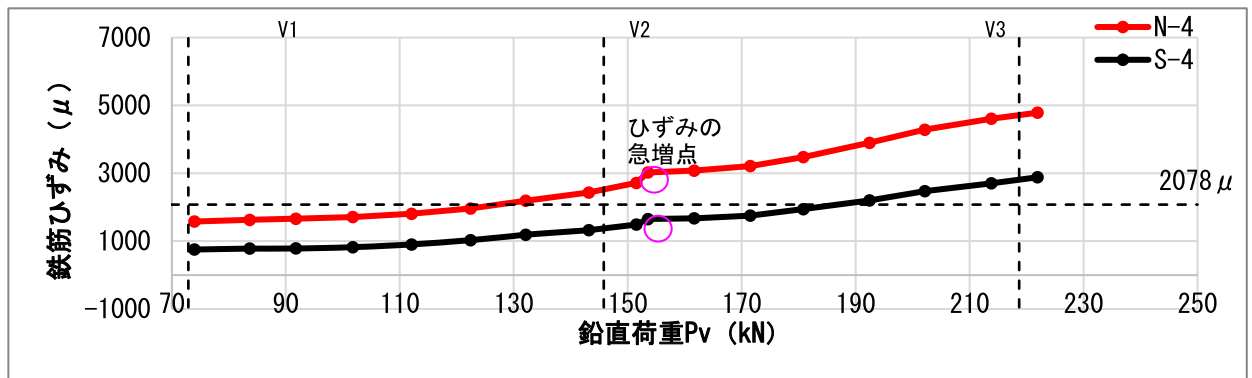
ケース 1 については、南側と北側のいずれの場合も鉛直荷重に対するひずみに大きな変動は見られなかった。

ケース 2 については、V2 载荷後にひずみが徐々に増加していることが確認された。また、ひずみの増加開始時点の荷重は、鉛直変位の増加率が一時的に大きくなった時点と概ね一致している。

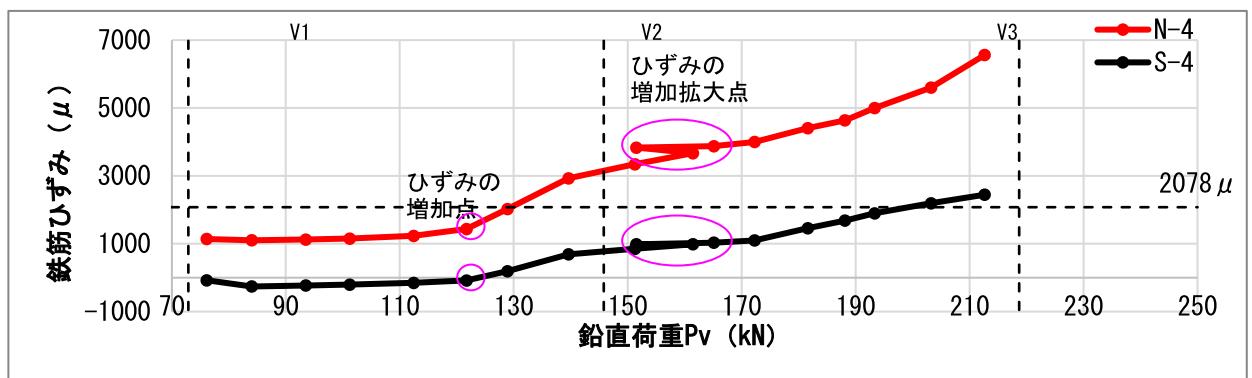
ケース 3 については、V1 から V2 の間でひずみの増加が確認され、V2 载荷以降はさらにひずみが増加する傾向となった。また、ひずみの増加開始時点の荷重は、鉛直変位の増加率が一時的に大きくなった時点と概ね一致している。



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図-3.4.2.7 鉛直荷重の推移に対する帯鉄筋ひずみ (N-4、S-4)

(4) 実験結果に基づき推定される実橋における杭の鉛直変位

弾性部材と仮定した杭の軸剛性と鉛直荷重の関係をを用いて実構造（横-281）と供試体（1/4 モデル）の鉛直変位量 ΔL の理論値の比率を算出した。その比率と鉛直載荷試験における供試体（1/4 モデル）の鉛直変位の結果から、実橋で想定される鉛直変位量の推定を行った。

1) 実構造・供試体（1/4 モデル）の鉛直変位量 ΔL の理論値の比率

一様軸圧縮場を仮定し、杭全体が弾性域にある場合の杭の軸剛性と鉛直荷重の関係から、実構造に生じる鉛直変位と供試体（1/4 モデル）に生じる鉛直変位の比率を算出した。杭全体が弾性域にある場合の杭の軸剛性と鉛直荷重の関係式（式 3.4-1、式 3.4-2）から、実構造で想定される鉛直変位量は供試体（1/4 モデル）の変位量の 8.7 倍である（表-3.4.2.4 参照）。

$$\sigma = E\varepsilon = \frac{P}{A} = E \cdot \frac{\Delta L}{L} \quad \cdots \text{ (式 3.4-1)}$$

$$\Delta L = \frac{PL}{EA} \quad \cdots \text{ (式 3.4-2)}$$

P : 軸力（死活荷重）

L : 杭長（mm）

E : ヤング率（kN/mm²）

A : 杭断面積（mm²）

したがって、実構造と供試体（1/4 モデル）の鉛直変位比率は以下の通り。

$$\begin{aligned} \Delta L \text{ (②)} &= \frac{PL}{EA} \\ \Delta L \text{ (①)} &= \frac{16P \times 8.7L}{E \times 16A} = \frac{8.7PL}{EA} = 8.7 \times \Delta L \text{ (②)} \\ \Delta L \text{ (①)} &= 8.7 \Delta L \text{ (②)} \end{aligned}$$

ΔL (①) : 実構造における鉛直変位量

ΔL (②) : 供試体（1/4 モデル）における鉛直変位量

表-3.4.2.4 杭全体が弾性域にある場合の軸剛性と鉛直荷重の関係から算出される実橋と供試体（1/4 モデル）の比率

荷重状態	構造	作用軸力 P kN	杭長 L mm	ヤング率 E kN/mm ²	杭断面積 A mm ²	健全な杭の 鉛直変位量の 理論値 ΔL mm
死活荷重 作用時 (V1)	① 実構造 (横-281)	1164.9	13000	25	785398	0.771
	② 供試体 (1/4モデル)	72.9	1500	25	49087	0.089
	比率 (①/②)	16.0	8.7	1.0	16.0	8.7

2) 実験値の荷重状態の鉛直変位の算出

V2、V3 時点での V1 からの鉛直変位の増加量を確認するために鉛直荷重と鉛直変位の計測値の線形補間を実施した。その後、杭の軸剛性と鉛直荷重の理論値の関係と実験値の鉛直変位から実橋で想定される鉛直変位量の算出を行った。実橋で想定される鉛直変位量について、一時的な軸力の低下を補正した場合と補正しない場合に分けて整理する。

＜一時的な軸力の低下を補正した場合＞

実験値の荷重状態から推定される鉛直変位を図-3.4.2.8 に、実構造（横-281）に割り戻した鉛直変位の推定値を図-3.4.2.9 に示す。なお、支持力については後述の極限支持力の算出結果を用いた。

杭長 13m に対して周辺地盤が存在し支持層が健全である条件（ケース 1）であれば、約 3 倍の死活荷重作用時の鉛直変位は 18.76 mm 程度となることを確認した。また、残留変位を残し、周辺地盤が無い条件（ケース 3）であっても、約 3 倍の死活荷重作用時の鉛直変位は 30.64 mm 程度となることを確認した（表-3.4.2.5 参照）。

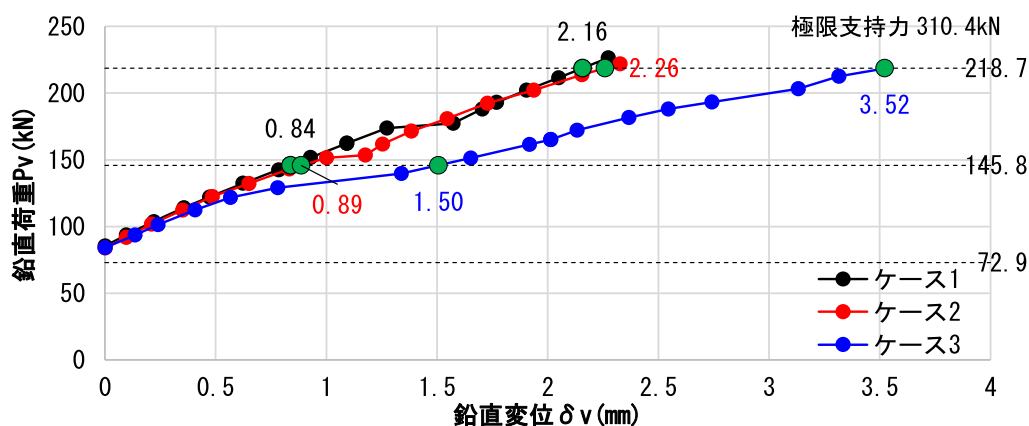


図-3.4.2.8 実験値の荷重状態に対する鉛直変位の推定結果

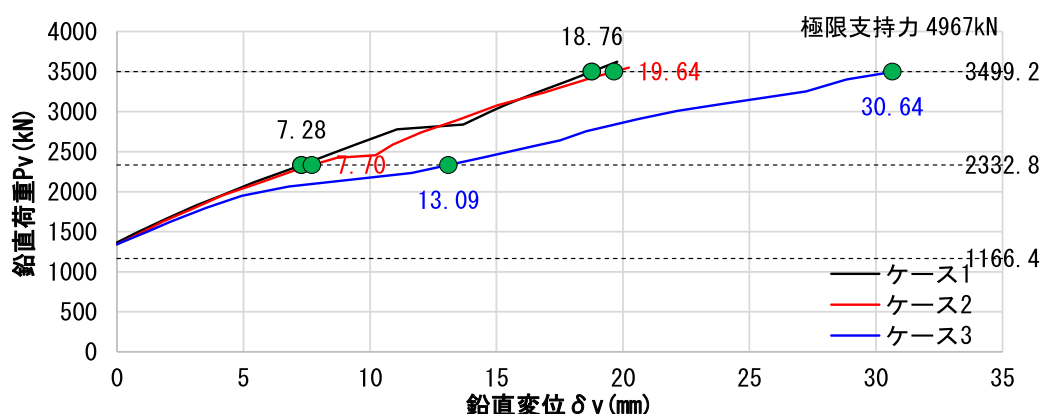


図-3.4.2.9 実験値から実橋に割り戻した荷重状態に対する鉛直変位の推定結果

表-3.4.2.5 ケース毎の実橋で想定される鉛直変位量

ケース	鉛直荷重	供試体 (1/4 モデル) における鉛直変位量	実橋で想定される鉛直変位量
ケース 1	V1	—	—
	V2	0.84mm	7.28mm
	V3	2.16mm	18.76mm
ケース 2	V1	—	—
	V2	0.89mm	7.70mm
	V3	2.26mm	19.64mm
ケース 3	V1	—	—
	V2	1.50mm	13.09mm
	V3	3.52mm	30.64mm

※実験ケース 3 は V3 前に鉛直耐力が低下したため、直前の鉛直荷重 218.04kN 作用時の鉛直変位 3.52mm を鉛直変位量とした。

＜一時的な軸力の低下を補正しない場合の鉛直変位量の想定＞

実験値の荷重状態から推定される鉛直変位を図-3.4.2.10 に、実橋（横-281）に割り戻した鉛直変位の推定値を図-3.4.2.11 に示す。なお、支持力については後述の極限支持力の算出結果を用いた。

杭長 13m に対して周辺地盤が存在し支持層が健全である条件（ケース 1）であれば、約 3 倍の死活荷重作用時の鉛直変位は 23.58 mm 程度となることを確認した。また、残留変位を残し、周辺地盤が無い条件（ケース 3）であっても、約 3 倍の死活荷重作用時の鉛直変位は 31.44 mm 程度となることを確認した（表-3.4.2.6 参照）。

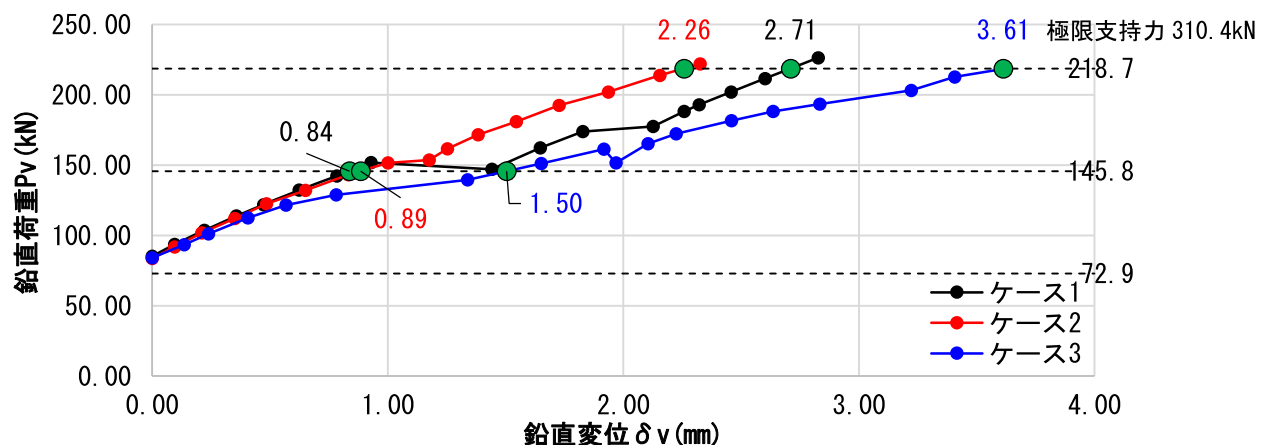


図-3.4.2.10 実験値の荷重状態に対する鉛直変位の推定結果

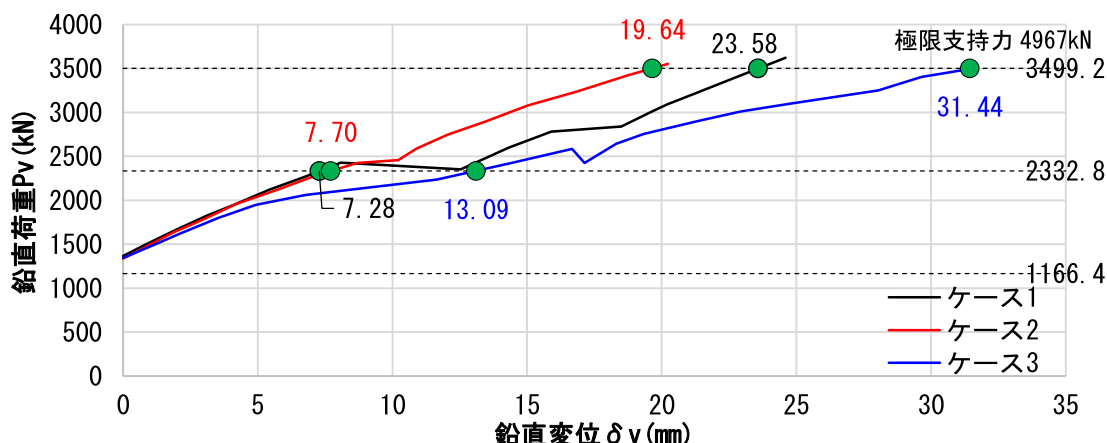


図-3.4.2.11 実験値から実橋に割り戻した荷重状態に対する鉛直変位の推定結果

表-3.4.2.6 ケース毎の実橋で想定される鉛直変位量

ケース	鉛直荷重	供試体 (1/4 モデル) における鉛直変位量	実橋で想定される鉛直変位量
ケース 1	V1	—	—
	V2	0.84mm	7.28mm
	V3	2.71mm	23.58mm
ケース 2	V1	—	—
	V2	0.89mm	7.70mm
	V3	2.26mm	19.64mm
ケース 3	V1	—	—
	V2	1.50mm	13.09mm
	V3	3.61mm	31.44mm

※実験ケース 3 は V3 前に鉛直耐力が低下したため、直前の鉛直荷重 218.04kN 作用時を鉛直変位 3.61mm から鉛直変位量とした。

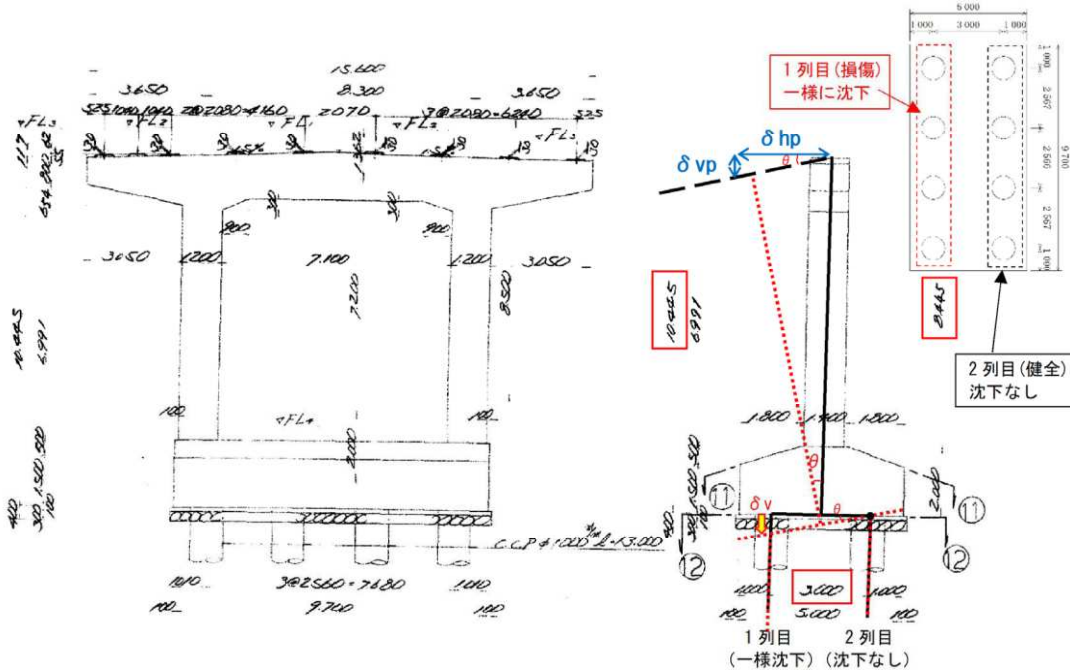
3) 橋に割り戻した杭体の鉛直変位を用いた橋脚変位の概算

2) で算出した実構造(横-281)に割り戻した杭の鉛直変位 δ_v を用い、橋脚天端に生じる変位について検証する。なお、ここでは表-3.4.2.5 に示す一時的な軸力低下補正後の結果を用いて評価した。

実橋においてすべての杭が損傷し、全杭が一樣に δ_v だけ沈下した場合、橋脚天端に生じる鉛直変位 δ_{vp} は、当然のことながら杭の沈下量 δ_v と一致し、橋脚天端に杭の沈下に伴う水平変位 δ_{hp} は生じない。例えば、実験ケース 3 の荷重状態 V3 の場合を想定すると、杭の鉛直変位は $\delta_v=30.64\text{mm}$ であり、橋脚天端においても鉛直変位 $\delta_{vp}=30.64\text{mm}$ が生じることになる。

つぎに、図-3.4.2.12 に示すように橋軸方向の 1 列目の杭のみが損傷し一樣に沈下する場合を考える。このとき、2 列目の杭は沈下しないものと仮定し、フーチングや橋脚は損傷していないものと想定する。計算モデルは図-3.4.2.12 (b) に示すとおりであり、ケース 2 およびケース 3 を対象に、1 列目杭の鉛直変位(沈下)によって生じる橋脚天端の変形量を表-3.4.2.7 に整理した。

橋脚とフーチングが剛体として挙動する本仮定の下では、表-3.4.2.7 からわかるように、想定される杭の沈下量が最も大きい 30.64mm（ケース 3、荷重状態 V3）の場合であっても、橋脚天端の鉛直変位 δ_{vp} は 1.1mm とわずかな値である。一方で、ケース 3 の荷重状態 V3 の場合、橋脚天端の水平変位 δ_{hp} は 106.7mm であり、水平方向には鉛直変位と比較して大きな変位が生じることがわかる。また、基礎の回転角に着目すると、最大で $\theta = 0.01\text{rad}$ であった。



(a) 橋脚正面図

(b) 橋脚側面図

図-3.4.2.12 横-281 橋脚一般図と計算モデル

表-3.4.2.7 横-281 で想定される橋脚天端の水平変位 δ_{hp} および鉛直変位 δ_{vp}

項目	杭体				構造諸元			橋脚天端	
	鉛直荷重 V (kN)	横-281で想定 される鉛直変位量 δ_v (mm)	回転角 θ		杭間距離 L (mm)	フーチング高 hf (mm)	橋脚高 hp (mm)	水平変位 δ_{hp} (mm)	鉛直変位 δ_{vp} (mm)
			(rad)	(°)					
ケース2 (地盤拘束がある場合)	V2=145.8	7.7	0.003	0.147	3000	2000	8445	26.8	0.1
	V3=218.7	19.64	0.007	0.375	3000	2000	8445	68.4	0.4
ケース3 (地盤拘束がない場合)	V2=145.8	13.09	0.004	0.250	3000	2000	8445	45.6	0.2
	V3=218.7	30.64	0.010	0.585	3000	2000	8445	106.7	1.1

なお、橋脚および基礎の L2 地震動が作用した時の照査に用いる制限値を参考値として以下に示す。L2 地震動が作用した時の橋脚天端の残留変位照査に用いられる単柱の許容残留変位 δ_{Ra} は橋脚高さの 1/100 と定められており⁴⁾、横-281 の場合、 $\delta_{Ra}=84.5\text{mm}$ である。また、基礎の L2 地震時の変位照査に用いられるフーチングの回転角の制限値の目安は $\alpha_{F0a}=0.02\text{rad}$ である。

4) まとめ

1) ～2) で示した結果より、場所打ち杭が曲げ損傷を受け損傷後に変形が残されていても、地盤の拘束効果がある場合は、現実的に生じ得ないと考えられる約 3 倍の死活荷重が作用したとしても杭に生じる鉛直変位は 20mm 程度（ケース 2）にとどまると推定される。また、3) で示したように、最外列の杭のみが沈下した場合は、基礎全体が一様に沈下した場合と比較して、橋脚天端に生じる鉛直変位は小さい値となり、地震によって橋脚が健全であった場合、基礎に生じた鉛直変位以上の変位が橋脚天端に生じるとは考えにくい。さらに、地盤の拘束効果がある場合は、曲げ損傷による杭周辺のかぶりコンクリートの脱落も防止され、鉛直荷重の伝達能力も失われないものと推察される。

以上のことから、大規模地震発生後においても高架下点検にて周辺地盤に大きな変状が見られなければ、地盤が健全である可能性が高いため、杭基礎が曲げ損傷を受け変形が残されていたとしても基礎の鉛直支持性能は失われず、供用は可能であると判断できる可能性が高いと考えられる。

3.4.3 載荷試験後の試験体損傷状況の整理

(1) 損傷確認概要

供試体の損傷確認は、載荷試験によって生じたかぶりコンクリートのうき部分をはつり落とした上で実施し、かぶりコンクリートの剥離範囲とその深さを計測するとともに、主鉄筋の座屈、破断の有無について確認した。かぶりコンクリートの剥離深さの計測状況を写真-3.4.3.1 に示す。



(a) かぶりコンクリートのうき部のはつり状況

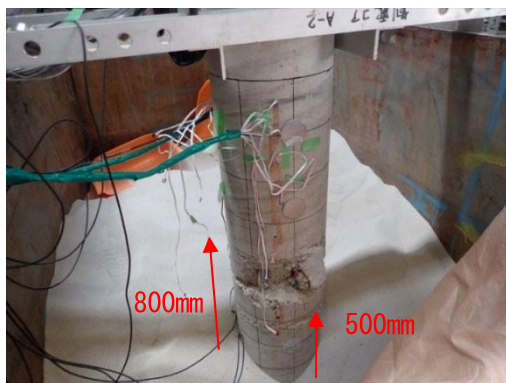


(b) 剥離深さの計測状況

写真-3.4.3.1 かぶりコンクリートの剥離深さの計測状況

(2) 鉛直載荷直後の試験体損傷状況

鉛直載荷直後の土層内の供試体損傷状況を写真-3.4.3.2～写真-3.4.3.4 に示す。全載荷試験ケースでかぶりコンクリートの損傷が確認された。剥離面は載荷方向の正側（東側）、負側（西側）に多く確認され、その高さは杭下面から 500mm～800mm 程度の位置に確認された。なお、全載荷試験ケースにおいて杭先端での損傷は確認されなかった。



(a) 正側（東側）状況



(b) 負側（西側）状況

写真-3.4.3.2 ケース 1 損傷状況写真

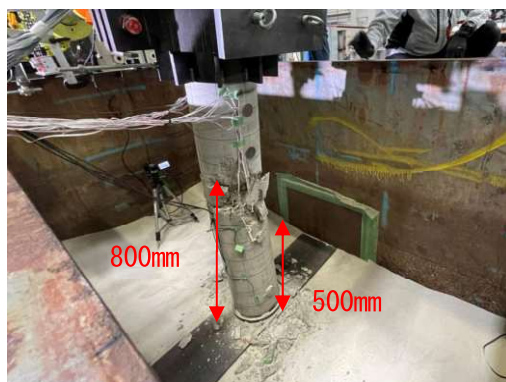


(a) 正側（東側）状況



(b) 負側（西側）状況

写真-3.4.3.3 ケース 2 損傷状況写真



(a) 正側（東側）状況



(b) 負側（西側）状況

写真-3.4.3.4 ケース 3 損傷状況写真

(3) 杭体の損傷状況の計測結果

1) 杭体コンクリートの剥離範囲

鉛直載荷試験後に実施した杭体コンクリート剥離範囲の確認結果を表-3.4.3.1 および写真-3.4.3.5 に示す。また、各供試体表面の剥離箇所と剥離深さの計測データを表-3.4.3.2～表-3.4.3.4 に、載荷試験後に供試体表面の剥離箇所を撤去した各供試体の損傷状況を写真-3.4.3.6～写真-3.4.3.8 に示す。

ケース 1 の杭体コンクリートの剥離範囲は、載荷方向の東側（正側）（杭先端から 580～810mm の範囲）と西側（負側）（杭先端から 570～800mm の範囲）に広く確認された。載荷方向と直

交する南側にはほとんど剥離は見られず（杭先端から 660～690mm の範囲のみ）、北側には剥離は見られなかった。

ケース 2 の杭体コンクリートの剥離範囲は、載荷方向の東側（正側）（杭先端から 580～680mm の範囲）と西側（負側）（杭先端から 580～685mm の範囲）に広く確認された。載荷方向と直交する南側と北側には剥離は見られなかった。

ケース 3 の杭体コンクリートの剥離範囲は、載荷方向の東側（正側）（杭先端から 520mm～830mm の範囲）と西側（負側）（杭先端から 570mm～730mm の範囲）に広く確認された。載荷方向と直交する南側と北側には剥離は見られなかった。

杭体の剥離損傷箇所は、荷重の載荷方向と直交する面に集中していることが確認された。

表-3.4.3.1 杭体コンクリートの剥離損傷範囲と最大剥離深さ

載荷 ケース	確認箇所	東側	西側	南側	北側
ケース 1	剥離範囲	580mm～810mm	570mm～800mm	660mm～690mm	剥離なし
	最大剥離深さ	50mm	65mm	7mm	剥離なし
ケース 2	剥離範囲	580mm～680mm	580mm～685mm	剥離なし	剥離なし
	最大剥離深さ	24mm	52mm	剥離なし	剥離なし
ケース 3	剥離範囲	520mm～830mm	570mm～730mm	剥離なし	剥離なし
	最大剥離深さ	65mm	45mm	剥離なし	剥離なし

※剥離範囲の数値は杭下面からの計測高さである。

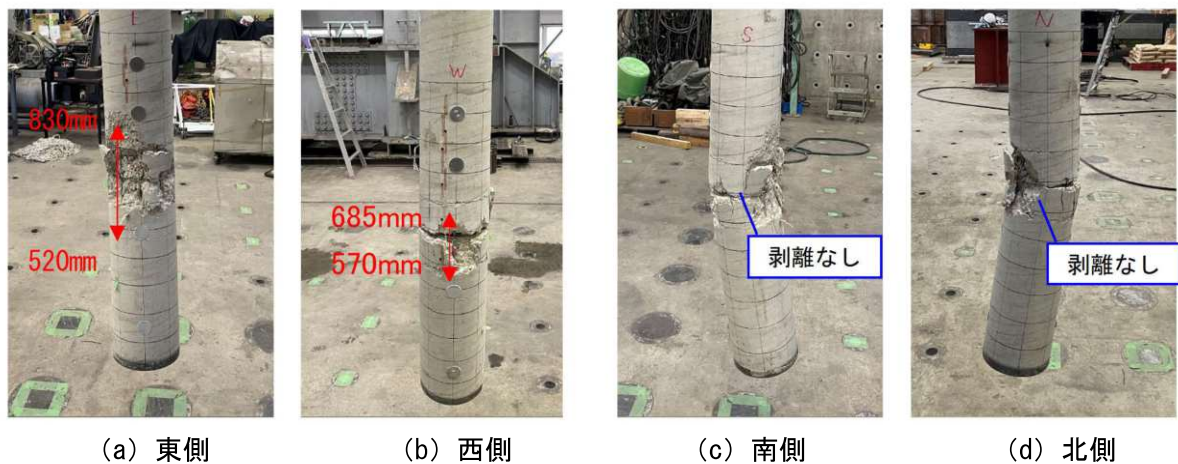


写真-3.4.3.5 ケース 3 の損傷状況（写真中の数値：杭先端からの高さ）

表-3.4.3.2 ケース 1 の剥離範囲の計測結果（計測高さ：杭先端からの高さ）

西側 負側載荷側		東側 正側載荷側		北側		南側	
計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm
900	0	810	0	剥離箇所なし		690	0
800	20	810	5			690	7
690	65	795	5			660	7
690	40	795	25			660	0
570	25	725	30				
570	0	680	50				
		620	30				
		580	25				
		580	0				

表-3.4.3.3 ケース 2 の剥離範囲の計測結果（計測高さ：杭先端からの高さ）

西側 負側載荷側		東側 正側載荷側		北側		南側	
計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm
730	0	680	0	剥離箇所なし		剥離箇所なし	
685	17	680	24				
685	52	580	25				
700	52	560	0				
580	25						
555	0						

表-3.4.3.4 ケース 3 の剥離範囲の計測結果（計測高さ：杭先端からの高さ）

西側 負側載荷側		東側 正側載荷側		北側		南側	
計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm	計測高さ mm	剥離深さ mm
730	0	830	0	剥離箇所なし		剥離箇所なし	
670	46	700	65				
700	45	680	66				
680	33	520	0				
590	22						
570	0						



(a) 東側



(b) 西側



(c) 南側



(d) 北側

写真-3.4.3.6 ケース 1 損傷状況写真



(a) 東側



(b) 西側



(c) 南側



(d) 北側

写真-3.4.3.7 ケース 2 損傷状況写真



(a) 東側



(b) 西側



(c) 南側



(d) 北側

写真-3.4.3.8 ケース 3 損傷状況写真

2) 損傷断面の断面減少量

実験供試体の損傷計測結果から製図ソフトを用いて実験ケース毎に三次元モデルを作成し、健全時の断面積に対する断面減少量の確認を行った。なお、断面減少量の最も大きい位置から上下に 10mm の位置で確認を行った。供試体の健全時の断面積に対する損傷後の断面積の比率を表-3.4.3.5 および図-3.4.3.1 に示す。なお、図-3.4.3.1 は損傷箇所におけるかぶりコンクリートのうきをとり除いた後の剥離位置、剥離深さの計測値を 3 次元座標に落とし込み図化したものである。

計測の結果、ケース 1～ケース 3 について大きな差は確認されず、いずれの場合も、健全時の断面積に対する損傷後の断面積の比率は 55%程度であった。

表-3.4.3.5 健全時の断面積に対する損傷後の断面減少割合

No.	断面計測高さ (杭底面より)	再現断面	元断面	残割合
実験ケース	mm	mm ²	mm ²	%
ケース 1	680	27333.65	49087.39	55.7%
	670	27056.11	49087.39	55.1%
	660	27724.55	49087.39	56.5%
ケース 2	690	37606.06	49087.39	76.6%
	680	28901.62	49087.39	58.9%
	670	29305.96	49087.39	59.7%
ケース 3	680	27671.28	49087.39	56.4%
	670	27366.61	49087.39	55.8%
	660	27963.17	49087.39	57.0%

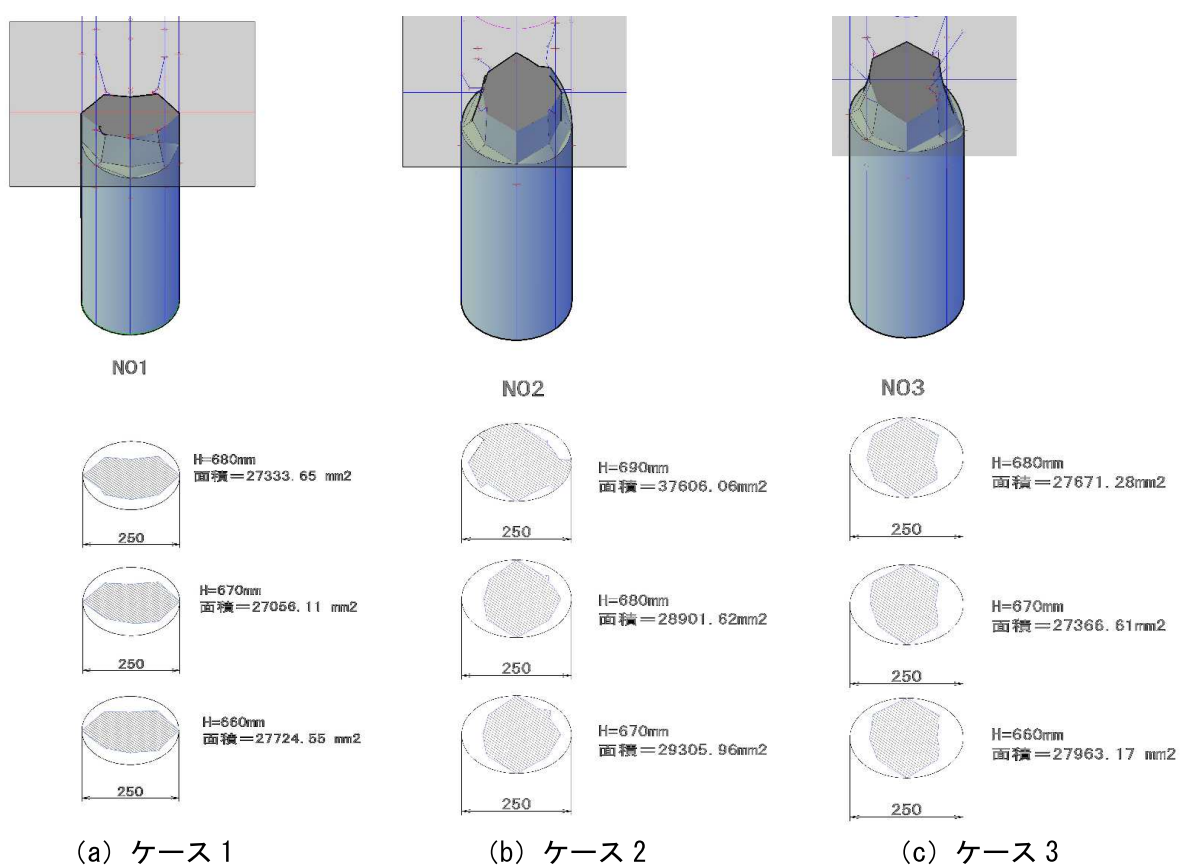


図-3.4.3.1 断面減少量の再現結果

3) 杭体主鉄筋の座屈・破断状況の確認結果

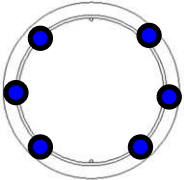
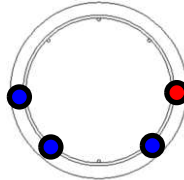
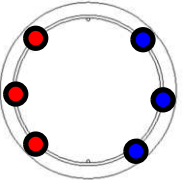
杭体コンクリートの剥離範囲に対して、目視可能な範囲で主鉄筋の損傷状況を確認した。確認結果を表-3.4.3.6 および写真-3.4.3.9 に示す。

- ・ ケース 1 の主鉄筋では、破断は確認されず、6 本の主鉄筋に座屈が確認された。
- ・ ケース 2 の主鉄筋では、1 本の破断と 3 本の座屈が確認された。
- ・ ケース 3 の主鉄筋では、3 本の破断と 3 本の座屈が確認された。
- ・ 全ケースにおいて、主鉄筋一本に複数箇所の座屈や破断は生じていなかった。

- 主鉄筋の損傷位置は載荷方向の西側面と東側面で確認された。（載荷方向と平行な北側面と南側面については、コンクリートの剥離損傷が生じていないため、主鉄筋の損傷の有無は確認出来なかった。）

表-3.4.3.6 杭体主鉄筋の座屈・破断確認結果

表中の●部に破断した鉄筋、●部に座屈した鉄筋を示す。

載荷試験ケース	ケース 1	ケース 2	ケース 3
断面概略図 北側 西側  東側 南側			
座屈本数	6 本	3 本	3 本
破断本数	0 本	1 本	3 本
杭先端からの剥離範囲	東側：580～810mm 西側：570～800mm	東側：580～680mm 西側：580～685mm	東側：520～830mm 西側：570～730mm

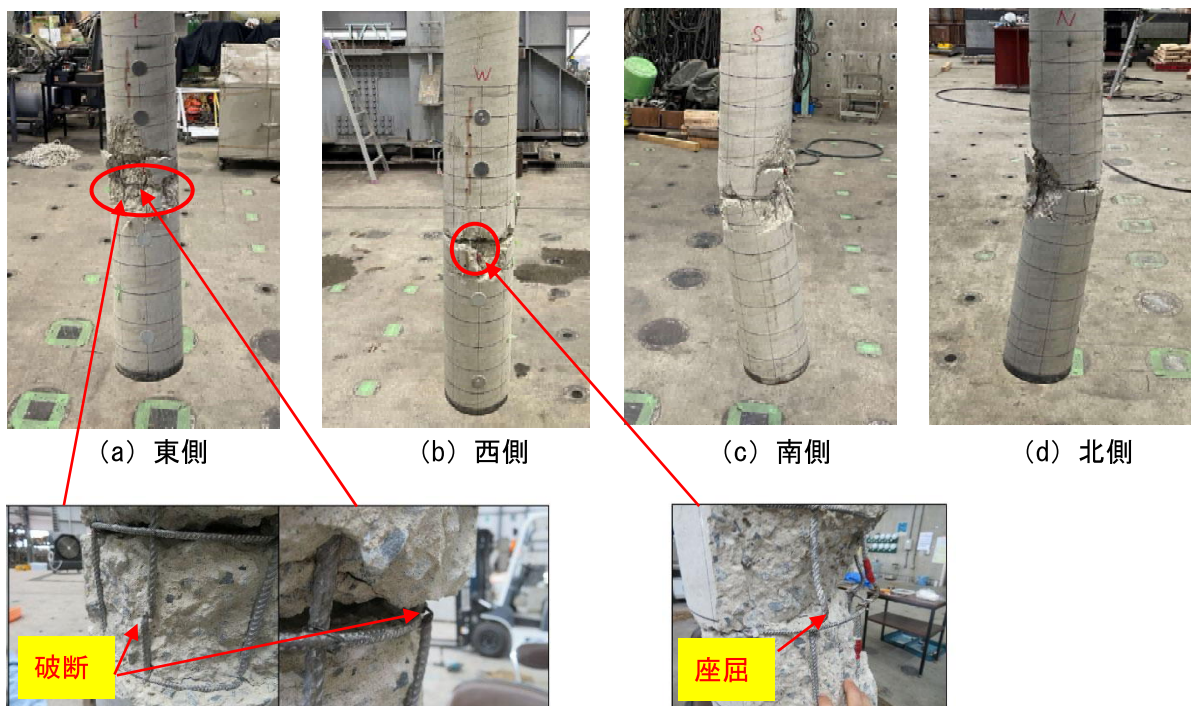


写真-3.4.3.9 ケース 3 の損傷状況

4) 載荷試験ケース毎の杭体鉄筋損傷図

載荷試験ケース毎の供試体主鉄筋の損傷状況（座屈・破断）を図-3.4.3.2～図-3.4.3.4 に示す。

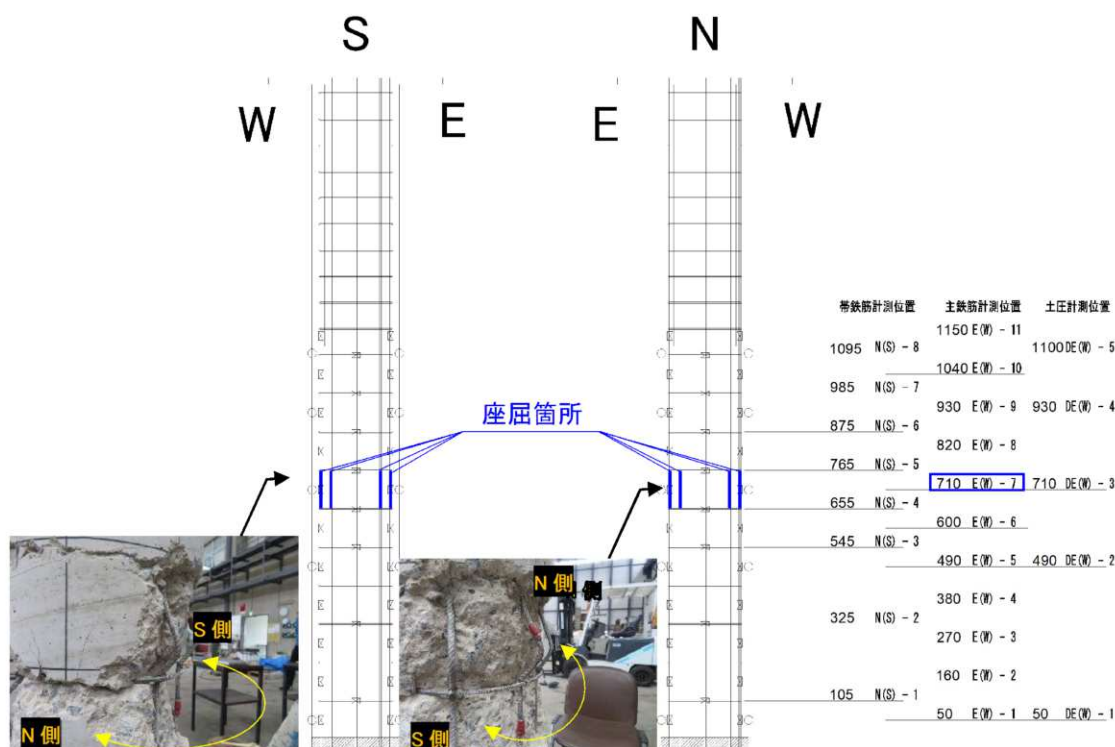


図-3.4.3.2 ケース1 供試体の鉄筋損傷状況

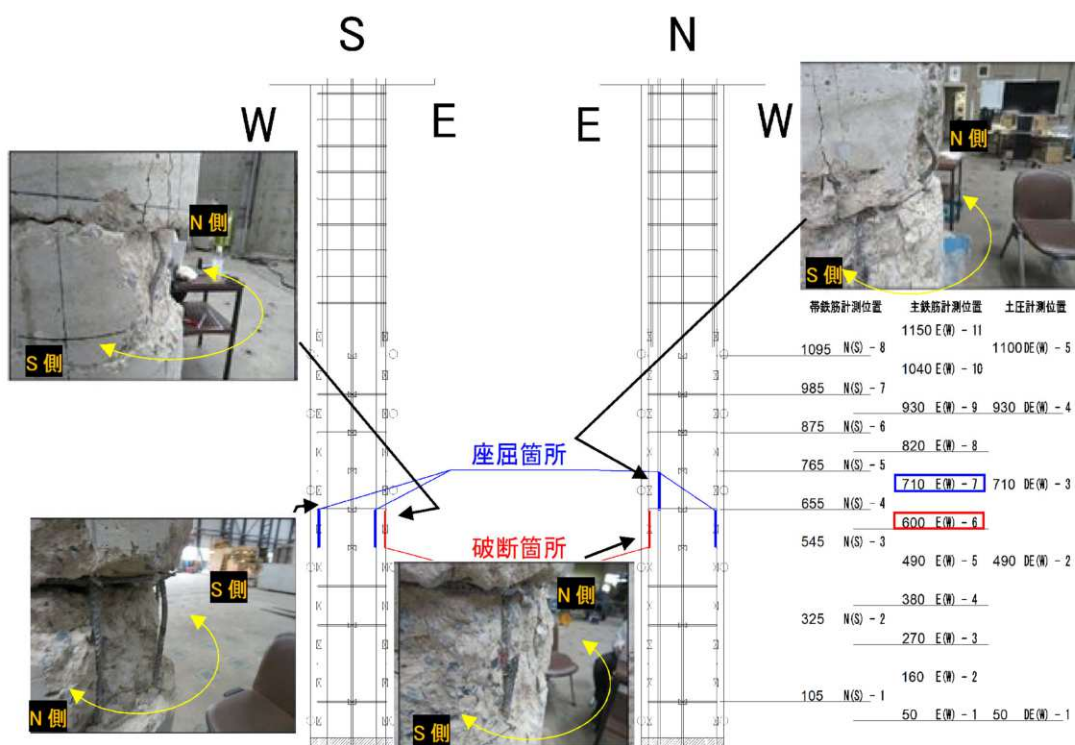


図-3.4.3.3 ケース2 供試体の鉄筋損傷状況

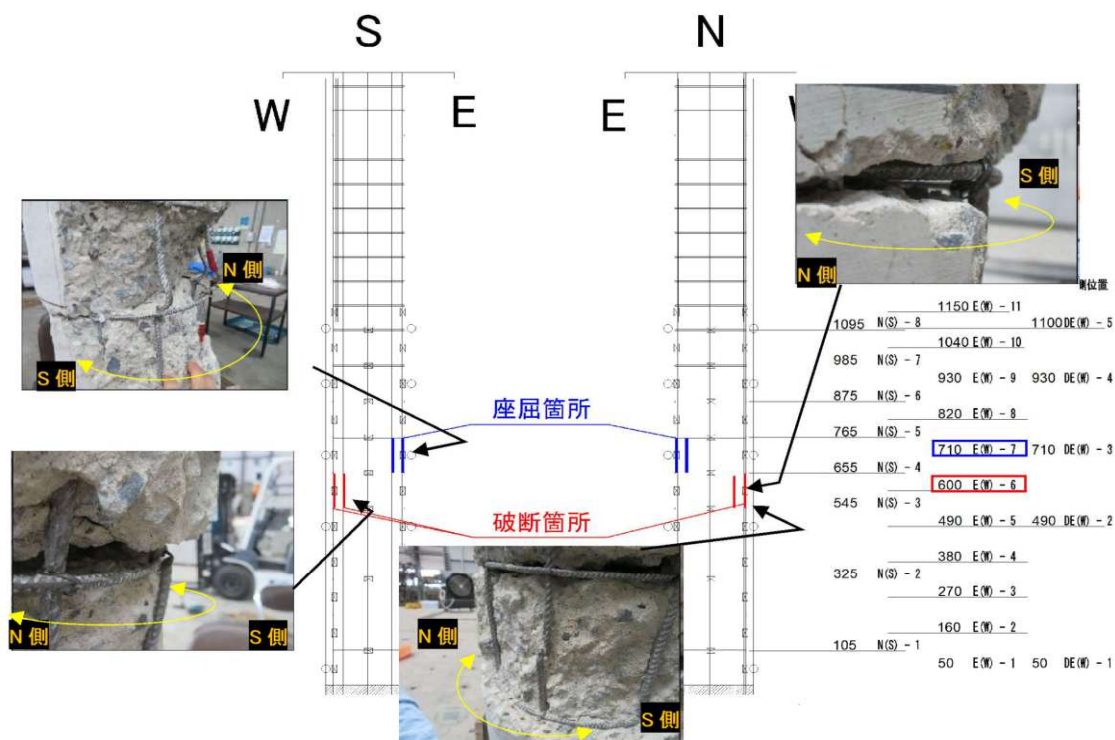


図-3.4.3.4 ケース3 供試体の鉄筋損傷状況

3.4.4 荷重試験のまとめ

(1) 水平荷重試験

水平荷重試験では、同条件で作成された供試体3体に対して、主鉄筋が降伏ひずみに達した時点をもとに、終局状態（荷重試験において、降伏時荷重相当まで荷重低下した状態）を目標として水平変位が $3\delta_y$ まで繰返し水平荷重を実施した。得られた結果は以下のとおりである。

- ケース3については $3\delta_y$ 荷重時の水平耐力が降伏時の水平耐力と比較して明確に低下していなかったことに加え、鉛直荷重試験時の地盤拘束の有無の比較対象となるケース2より $3\delta_y$ 荷重では変位量が不足することから、 $4\delta_y$ まで単純漸増荷重を実施した。
- 3サイクル目の骨格曲線に着目し、耐力の低下程度を確認した結果、降伏変位程度の繰返し荷重では杭体に耐力の低下が生じないことが確認された。一方で、 $2\delta_y$ 以降については全ケースで3サイクル目の水平荷重は1サイクル目より低下しており、明らかに繰返し荷重による耐力低下の影響が確認された。なお、ケース3については1サイクル目から3サイクル目にかけての耐力低下量は他と比較すると小さく、正側荷重においては $3\delta_y$ 荷重時の水平耐力が降伏時の水平耐力を上回っていることが確認された。
- 鉄筋のひずみに着目すると、全ケース共通して主鉄筋が初めて降伏する位置は試験後に確認した損傷位置近傍と一致し、初降伏位置を起点として上側へ進展しやすい傾向にあった。帯鉄筋については、ケース1のみ水平荷重試験時に一部が降伏したが、これはケース1の降伏変位 δ_y が他と比較して大きく、 $3\delta_y$ 荷重時点の杭体変位が最も大きいことに起因すると考えられる。

(2) 鉛直載荷試験

鉛直載荷試験は水平載荷試験により曲げ損傷した杭を模擬した供試体に対し、杭の残留変位および地盤の拘束効果をパラメータとした計 3 ケースの実験ケースに対して、軸力の載荷状態を水平載荷終了直後の軸力載荷状態 V1 (72.9kN) と設定した上で、10kN 毎に単純漸増載荷を実施し、V1 の 3 倍に到達した時点まで載荷を行った。得られた結果は以下のとおりである。

- 残留変位の有無の検証の結果、載荷荷重が V1 から V2 間の鉛直変位の増加率は概ね同等であった。V2 から V3 間では、一時的に鉛直変位の増加率が大きくなる点を確認されたが、その後は変化前の一定の増加率に推移し、変位の増加率の傾向は、ケース 1 (残留変位無し) とケース 2 (残留変位有り) の間に大きな差は確認されないことから、残留変位の有無による鉛直変位の増加率への影響は小さいと考えられる。
- 地盤抵抗の有無の検証の結果、ケース 3 (地盤抵抗無し) について、V1 載荷直後はケース 2 (地盤抵抗有り) と概ね同様の鉛直変位の増加率だが、V1 から V2 の間でケース 2 と比較して鉛直変位の増加率が大きくなることを確認した。このため、地盤の拘束効果がない場合には鉛直変位の増加率がより大きくなることから、杭の鉛直耐力に対する地盤抵抗の影響は残留変位の有無に比べて大きいと考えられる。
- 主鉄筋の降伏分布に着目した場合、全ケース共通して杭体主鉄筋の降伏分布は、V1 時点 (水平載荷終了時点) から変化は確認されなかった。
- 帯鉄筋の降伏分布に着目した場合、ケース 1 の南側と北側の帯鉄筋はひずみに大きな変動は見られなかった。ケース 2 については、V2 載荷後にひずみが徐々に増加していることが確認された。また、ひずみの増加開始時点の荷重は、鉛直変位の増加率が一時的に大きくなった時点と概ね一致していることを確認した。ケース 3 については、V1 から V2 の間でひずみの増加が確認され V2 載荷以降にさらなる大きなひずみの増加が確認された。また、ひずみの増加開始時点の荷重は、鉛直変位の増加率が一時的に大きくなった時点と概ね一致していることを確認した。
- 鉛直載荷試験から得られた曲げ損傷を受けた杭の鉛直変位量から実橋 (横-281) の変位量を算定した結果、一時的な軸力の低下を補正した場合では、杭長 13m に対して周辺地盤が存在し支持層が健全である条件 (ケース 1) であれば、約 3 倍の死活荷重作用時の鉛直変位は 18.76 mm 程度となることを確認し、残留変位を残して周辺地盤が無い条件 (ケース 3) であっても、約 3 倍の死活荷重作用時の鉛直変位は 30.64 mm 程度となることを確認した。
- 実橋 (横-281) に割り戻した杭の鉛直変位を沈下量と捉え、1 列目の杭のみが損傷し一様に沈下すると考えた場合、想定される杭の沈下量が最も大きい 30.64mm (ケース 3、約 3 倍の死活荷重作用時) の場合であっても、橋脚天端に生じる鉛直変位は 1.1mm と杭の沈下量と比較してわずかな値であった。一方で、橋脚天端に生じる水平変位は 106.7mm であり、鉛直変位と比較して大きな水平変位が生じることがわかった。
- 場所打ち杭が曲げ損傷を受け損傷後に変形が残されていても、地盤の拘束効果がある場合は、現実的に生じ得ないと考えられる約 3 倍の死活荷重が作用したとしても杭に生じる鉛直変位は 20mm 程度 (ケース 2) にとどまると推定される。また、地震によって橋脚が健全であった場合、基礎に生じた鉛直変位以上の変位が橋脚天端に生じるとは考えにくく、地盤の拘束効果がある場合は、曲げ損傷による杭周辺のかぶりコンクリートの脱落も防止され、鉛直荷重の伝達能力も失われないものと推察される。

3.5 解析による検証

3.5.1 目的

前述の実験結果を解析で再現が可能であれば、大規模地震発生後の他の基礎構造物の鉛直支持能力及び鉛直変位を推定できると考え、汎用プログラムにて再現可能かどうか検証を実施した。

3.5.2 検証概要

(1) 概要

水平載荷にて損傷を与えた杭に鉛直荷重を載荷しその性状を確認する解析手法は明らかになっていない。そこで、これを再現すべく平面弾塑性要素を用いた地盤-杭体一体化とした 2 次元 FEM 解析により、曲げ損傷を有する杭体の鉛直載荷試験における鉛直挙動の再現を試みた。なお、解析プログラムには、RC 構造解析に特化した 2 次元 FEM 解析プログラム「WCOMD (ver.2.03.01)」(FORUM8)を用いた。

また、検証する実験ケースは杭に損傷を与えた後残留変位を 0 とした実験ケース 1 と残留変位を与えた実験ケース 2 の 2 ケースについて再現を試みた。

(2) 解析モデル

解析に用いた材料特性は表-3.5.2.1 に示とおりであり、土槽内の地盤は N 値 2 の砂質土層とした。部材要素や境界条件を以下に列挙し、解析モデルの概要図を図-3.5.2.1 に示す。なお、杭体コンクリート断面における主鉄筋より内側については、無筋コンクリートの領域が広く存在するため、RC コンクリートと無筋コンクリートの両挙動を表現できるようオーバーラッピング要素を用いてモデル化した。

表-3.5.2.1 FEM 解析に用いた材料特性

材料特性				解析Case0~Case3 (実験ケース1)	解析Case4 (実験ケース2)
杭体材料	項目	単位			
コンクリート	材齢	日		38	46
	圧縮強度	σ_c	N/mm ²	26.1	26.4
	引張強度	σ_t	N/mm ²	2.2	2.4
	ヤング率	E_c	kN/mm ²	23.0	24.1
鉄筋 (SD295)	主鉄筋 D6	降伏応力	σ_y	N/mm ²	367.3
		降伏ひずみ	ε_y	(μ)	2054.3
		ヤング率	E_s	kN/mm ²	178.8
	帯鉄筋 D4	降伏強度	σ_y	N/mm ²	368.8
		降伏ひずみ	ε_y	(μ)	2077.7
		ヤング率	E_s	kN/mm ²	177.5

- ・ 杭体：非線形 RC コンクリート要素
- ・ 杭先端設置治具 (H 鋼)：弾性要素
- ・ 地盤：非線形要素 (大崎モデル)
- ・ 土の初期せん断剛性 G_0 およびせん断強度 S_u ：N 値より設定 (N=2)
- ・ 杭体と地盤および下端治具の境界面：ジョイント要素

- 荷重載荷点：局所的な杭体の破壊を防ぐため弾性要素を導入
- 境界条件 土槽下端：水平方向固定、鉛直方向固定
土槽側方端：水平方向固定、鉛直方向フリー
(ソフットの特性上回転方向の拘束はできない)

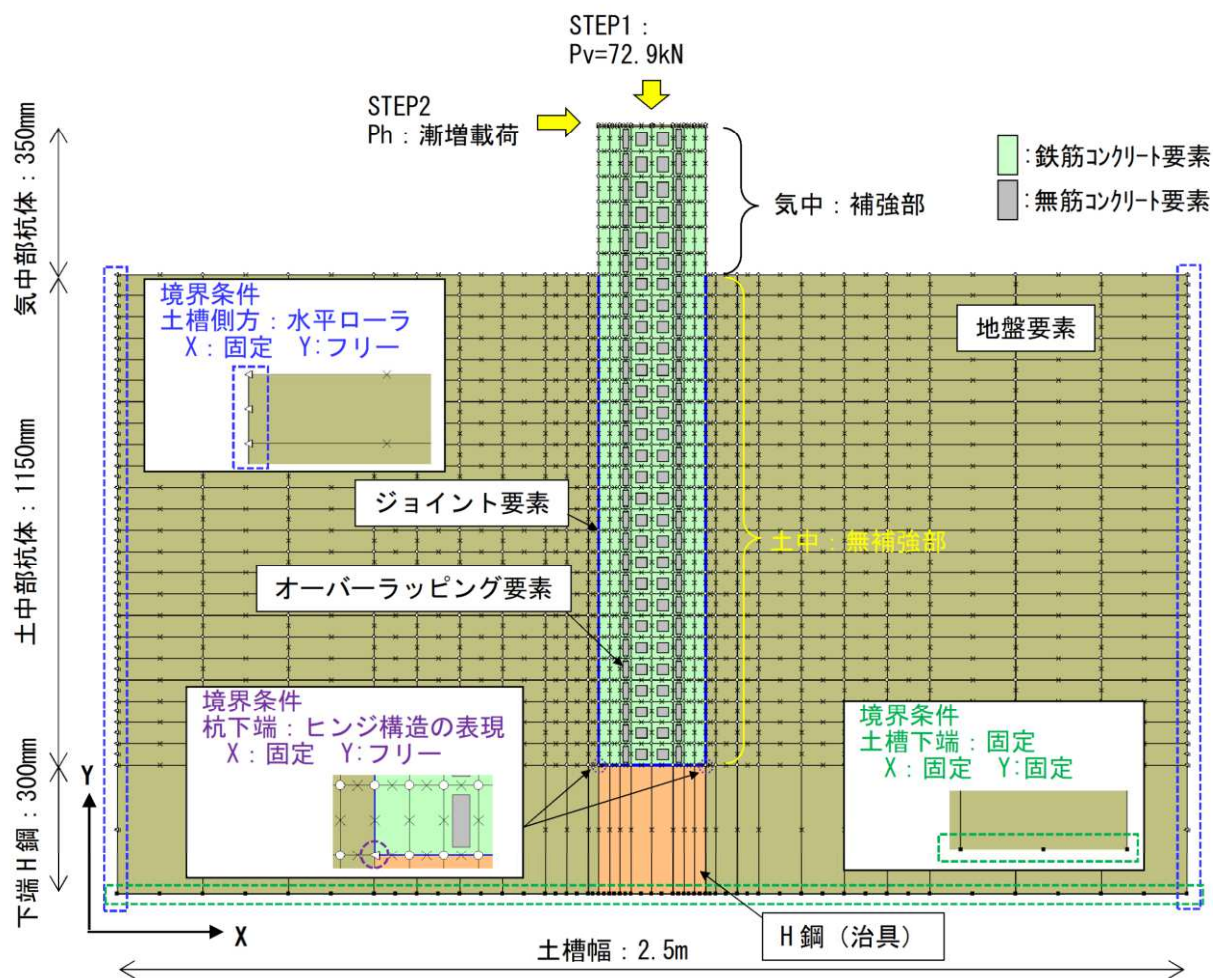


図-3.5.2.1 FEM 解析モデル概要図 (モデル A / 状態 : 曲げ損傷無し)

3.5.3 曲げ損傷の再現方法

水平載荷試験によって杭体に与えた曲げ損傷を FEM で再現する方法としてモデル B とモデル A の 2 パターンを考える。検討ケース一覧を表-3.5.3.1 に示す。

表-3.5.3.1 解析ケース一覧（鉛直載荷試験の再現）

検討ケース	再現 実験ケース	解析条件		
		荷重の載荷方法	杭体の損傷状況	解析モデル
Case0（健全）	—	・鉛直載荷（荷重制御）	・健全モデル	モデルA
Case1	実験ケース1	・鉛直載荷（荷重制御）	・断面欠損モデル 最大損傷位置より±150mm	モデルB
Case2		・鉛直載荷（荷重制御）	・断面欠損モデル 最大損傷位置より±150mm ・残存コンクリート強度低下 $\sigma_c=10\text{N/mm}^2$	モデルB
Case3		・繰返し水平載荷（変位制御） ・鉛直載荷（荷重制御）	・繰返し水平載荷による損傷	モデルA
Case4	実験ケース2	・繰返し水平載荷（変位制御） ・鉛直載荷（荷重制御）	・繰返し水平載荷による損傷 ・残留変位考慮 $\delta_R=86.4\text{mm}$	モデルA

（1）断面減少させて曲げ損傷を再現する方法（モデルB）

載荷試験後の杭体の損傷状況の実測結果を参考に、図-3.5.3.1に示すように杭体の損傷部の断面を減少させることで損傷を表現する。コンクリートを削った部分は、隙間が生じないように地盤要素でモデル化した。なお、損傷位置の残存コンクリートの材料強度の低下を考慮したパターンについても検証する。検討ケースの詳細は以下に示すとおりである。

Case1：損傷状況の実測結果に基づき、最大損傷位置から上下に 150mm の範囲の杭体を断面減少させることで損傷を再現し、鉛直荷重の載荷を行うケース。なお、削りとった要素部分は損傷状況の実測結果に整合するよう設定し、削り取られた部分については地盤要素として取り扱った。（再現対象：実験ケース 1）

Case2：Case1 の断面欠損に加え、図-3.5.3.1 の黄色破線で囲った範囲の残存コンクリートの圧縮強度を $\sigma_c=10\text{N/mm}^2$ （解析ソフト上で入力可能な圧縮強度の最低値）に設定し、鉛直荷重の載荷を行うケース。（再現対象：実験ケース 1）

（2）あらかじめ繰返し水平載荷して曲げ損傷を与える方法（モデルA）

図-3.5.3.2に示すように健全モデルを用いて杭体が曲げ損傷するように繰返し水平載荷の解析（変位制御）を実施し、杭体を損傷させる。そして、その曲げ損傷を引き継いだ状態から鉛直載荷の解析を実施する。検討ケースの詳細は以下に示すとおりである。

Case0：健全状態のモデルに対して鉛直載荷のみを実施するケース。

Case3：健全状態のモデルに対して繰返し水平載荷解析を行い、杭体モデルに曲げ損傷を与えた状態から鉛直載荷を行うケース。ただし、水平載荷試験と同様に各変位ステップの繰返し回数を 3 回とした場合、計算が発散し解析がストップしたため、繰返し回数は 1 回として、次の変位ステップに移行するよう実施した。また、再現対象は実験ケース 1 の残留変位無しの場合であるため繰返し載荷の終了後に変位をゼロに戻した後に鉛直載荷の解析を実施した。（再現対象：実験ケース 1）

Case4：Case3 と同様に繰返し水平載荷の解析を行い、杭体モデルに曲げ損傷を与えた状態から鉛直載荷の解析を行うケース。再現対象は実験ケース 2 の残留変位有りの場合であるため、繰返し載荷終了後、実験ケース 2 と同じ量の残留変位（ $\delta_R=86.4\text{mm}$ ）となるよう解

析モデル天端の変位を残して鉛直载荷を実施した。(再現対象：実験ケース 2)

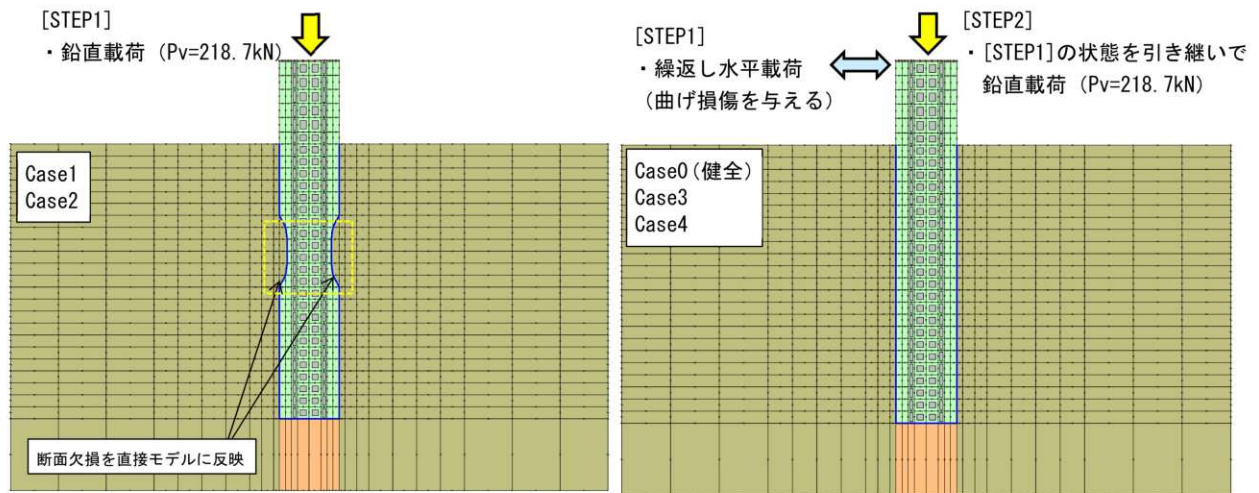


図-3.5.3.1 曲げ損傷：モデルに反映/モデル B 図-3.5.3.2 曲げ損傷：繰返し载荷/モデル A

3.5.4 解析結果

(1) 曲げ損傷をモデル化する方法による検証（モデル B）

水平载荷による曲げ損傷を、図-3.5.3.1 のモデル B のように解析モデルに反映させ、鉛直载荷試験の再現を試みた (Case1、Case2)。また、図-3.5.3.2 のモデル A による健全モデルでの検証も比較対象のため合わせて行った (Case0 (健全))。その際、地盤モデルは N 値を平板载荷試験から推定した $N=2$ とし、残留剛性比は 0.01 とした。なお、鉛直载荷試験は 1 倍の死活荷重 $V1$ を初期状態として試験を開始しているため、実験結果と解析結果の鉛直変位の比較では、1 倍の死活荷重 $V1$ 作用状態をゼロ点として 3 倍の死活荷重 $V3$ 载荷状態までに生じた鉛直変位について比較を行う。検討ケースごとの鉛直変位の比較結果を表-3.5.4.1 に、鉛直荷重 P_v -鉛直変位 δ_v 関係を図-3.5.4.1 に示す。

曲げ損傷を断面欠損として表現した Case1、Case2 は表-3.5.4.1 からわかるように、健全モデル (Case0) とほぼ同程度の鉛直変位しか生じず、実験結果の 1 割程度の鉛直変位しか生じなかった。モデル B のように杭体の一部分のみの軸剛性を低下させる形で損傷を表現したとしても、損傷後の杭体の鉛直挙動は追うことは困難であると推察される。

表-3.5.4.1 鉛直変位の実験値と解析値の比較結果（曲げ損傷：モデル化）

検討ケース	解析条件			V3载荷後の鉛直変位	
	荷重の载荷方法	杭体の損傷状況	解析モデル	値 (mm)	解析値/実験値
実験ケース1	—			2.03	—
Case0 (健全)	・ 鉛直载荷 (荷重制御)	・ 健全モデル	モデルA	0.21	0.105
Case1	・ 鉛直载荷 (荷重制御)	・ 断面欠損モデル 最大損傷位置より $\pm 150\text{mm}$	モデルB	0.23	0.112
Case2	・ 鉛直载荷 (荷重制御)	・ 断面欠損モデル 最大損傷位置より $\pm 150\text{mm}$ ・ 残存コンクリート強度低下 $\sigma_c=10\text{N/mm}^2$	モデルB	0.24	0.120

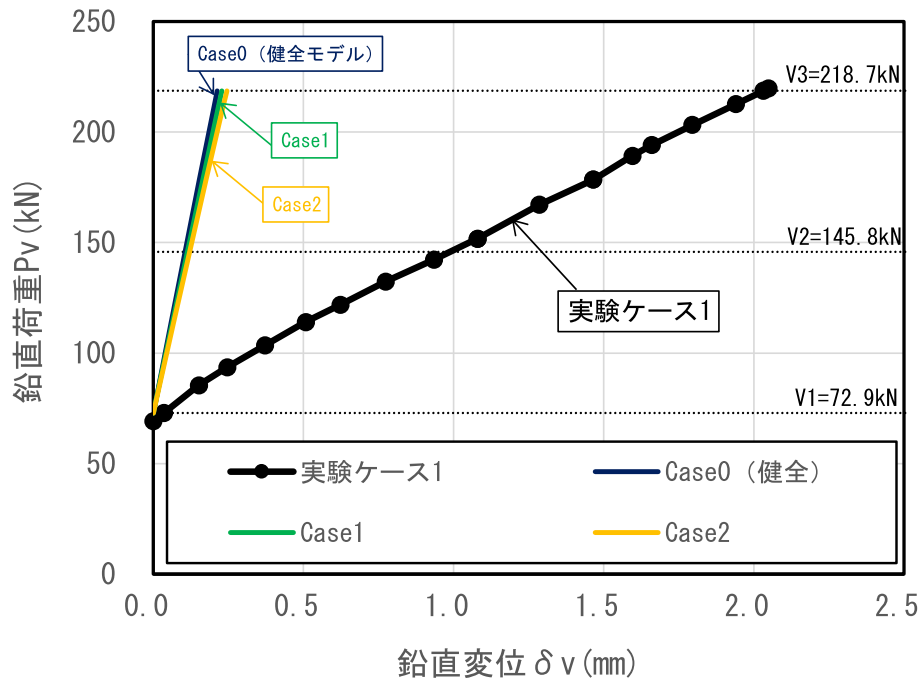


図-3.5.4.1 鉛直荷重 P_v -鉛直変位 δ_v 関係の比較（曲げ損傷：モデル化）

(2) 曲げ損傷を繰返し水平載荷によって与えるによる検証（モデル A）

1) 残留変位無しの場合（Case3：実験ケース 1）

残留変位のない実験ケース 1 を対象として、水平載荷による曲げ損傷を図-3.5.3.2 のように繰返し水平載荷により与え、鉛直載荷試験の再現を試みた。その際、地盤モデルは N 値を平板載荷試験から推定した $N=2$ とし、残留剛性比は 0.01 とした。鉛直変位の比較結果を表-3.5.4.2 に、鉛直荷重 P_v -鉛直変位 δ_v 関係を図-3.5.4.2 に示す。図中、比較対象として健全状態の結果（Case0（健全））も併せて表示している。

鉛直変位に着目すると表-3.5.4.2 より、解析値と実験値の比率は、 $V_2=145.8\text{kN}$ 載荷時点で 1.27、 $V_3=218.7\text{kN}$ 載荷時点で 0.82 あり、2 割～3 割程度の乖離が生じたが、(1) の「曲げ損傷をモデル化する方法」と比較すると実験結果の鉛直挙動を再現できていると判断できる。ただし、図-3.5.4.2 に示すように Case3 では、 $V_2=145.8\text{kN}$ を超えたあたりから鉛直荷重が上昇し始め、実験ケース 1 と異なる挙動を示した。これは、解析上で曲げ損傷を与えるための繰返し水平載荷によって生じたひび割れが圧縮力を受けることによって閉塞し、杭体の鉛直変位が生じにくくなったと推察される。

上記のことから、曲げ損傷を繰返し水平載荷によって与えた FEM 解析では、 $V_2=145.8\text{kN}$ までは鉛直載荷試験をある程度再現できる可能性があることがわかった。

表-3.5.4.2 鉛直変位の実験値と解析値の比較結果（曲げ損傷：繰返し水平載荷）

検討ケース	解析条件			V2載荷後の鉛直変位		V3載荷後の鉛直変位	
	荷重の載荷方法	杭体の損傷状況	解析モデル	値 (mm)	解析値/実験値	値 (mm)	解析値/実験値
実験ケース1	—			0.99	—	2.03	—
Case0 (健全)	・鉛直載荷（荷重制御）	・健全モデル	モデルA	0.11	0.107	0.21	0.105
Case3	・繰返し水平載荷（変位制御） ・鉛直載荷（荷重制御）	・繰返し水平載荷による損傷 ・残留変位なし	モデルA	1.26	1.270	1.67	0.823

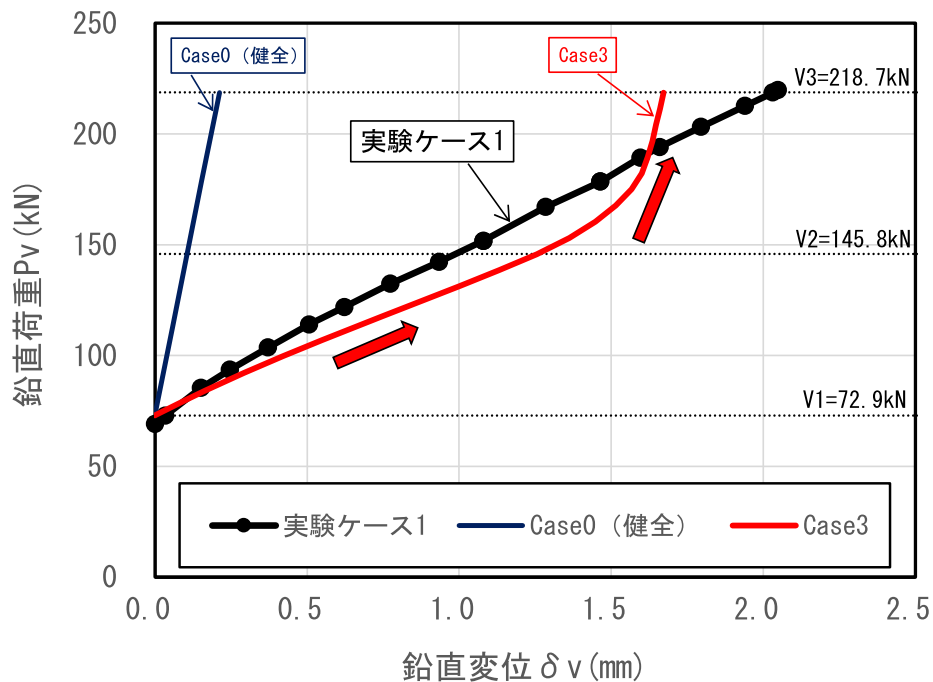


図-3.5.4.2 鉛直荷重 P_v -鉛直変位 δ_v 関係の比較（曲げ損傷：繰返し水平載荷）

2) 残留変位有の場合（Case4 実験ケース 2）

残留変位を有する実験ケース 2 を対象として、水平載荷による曲げ損傷を図-3.5.3.2 のように繰返し水平載荷により与え、天端の水平変位を実験における残留変位 $\delta_R=86.4\text{mm}$ とした状態から鉛直載荷試験の再現を試みた。その際、地盤モデルは N 値を平板載荷試験から推定した $N=2$ とし、残留剛性比は 0.01 とした。鉛直変位の比較結果を表-3.5.4.3 に、鉛直荷重 P_v -鉛直変位 δ_v 関係を図-3.5.4.3 に示す。比較対象として健全状態の結果（Case0 (健全)）も併せて表示している。

鉛直変位に着目すると表-3.5.4.3 より、解析値と実験値の比率は、 $V_2=145.8\text{kN}$ 載荷時点で 1.93 であり、 $P_v=160\text{kN}$ となった時点で杭先端の要素に圧縮破壊が生じ、解析は終了した（図-3.5.4.3 参照）。そのため、 $V_3=218.7\text{kN}$ の鉛直変位は確認できなかった。

Case4 の鉛直荷重 P_v -鉛直変位 δ_v 関係の挙動は①で示した残留変位無しの場合（Case3）と明らかに傾向が異なり、載荷荷重が $P_v=120\text{kN}$ を超えると急激に変位が増加し始める。これは、鉛直力の載荷による軸圧縮に加え、残留変位の偏心によって生じる曲げ圧縮の影響と考えられ、解析が終了した杭先端の圧縮破壊状態とも一致する。ただし、実験ではこのような損傷は確認されておらず、FEM 解析では実験と異なる挙動を示した。実験では、急激な横倒れを防ぐため鉛直載荷試験中もアクチュエーターにより水平方向への動きを支えていたため、この状況を解析では再現できなかったことが一つの要因と考えられる。

残留変位のある実験ケース 2 の場合、純粋な軸圧縮挙動とは異なり数値解の中に曲げ圧縮の影響が生じ、この影響を制御することが困難であったため、今回実施した FEM 解析では載荷試験を再現することはできなかった。

表-3. 5. 4. 3 鉛直変位の実験値と解析値の比較結果（曲げ損傷：繰返し水平載荷・残留変位あり）

検討ケース	解析条件			V2載荷後の鉛直変位		V3載荷後の鉛直変位	
	荷重の載荷方法	杭体の損傷状況	解析モデル	値 (mm)	解析値/実験値	値 (mm)	解析値/実験値
実験ケース2	—			1.00	—	2.38	—
Case4	・ 繰返し水平載荷（変位制御） ・ 鉛直載荷（荷重制御）	・ 繰返し水平載荷による損傷 ・ 残留変位考慮 $\delta R=86.4\text{mm}$	モデルA	1.93	1.930	圧壊	—

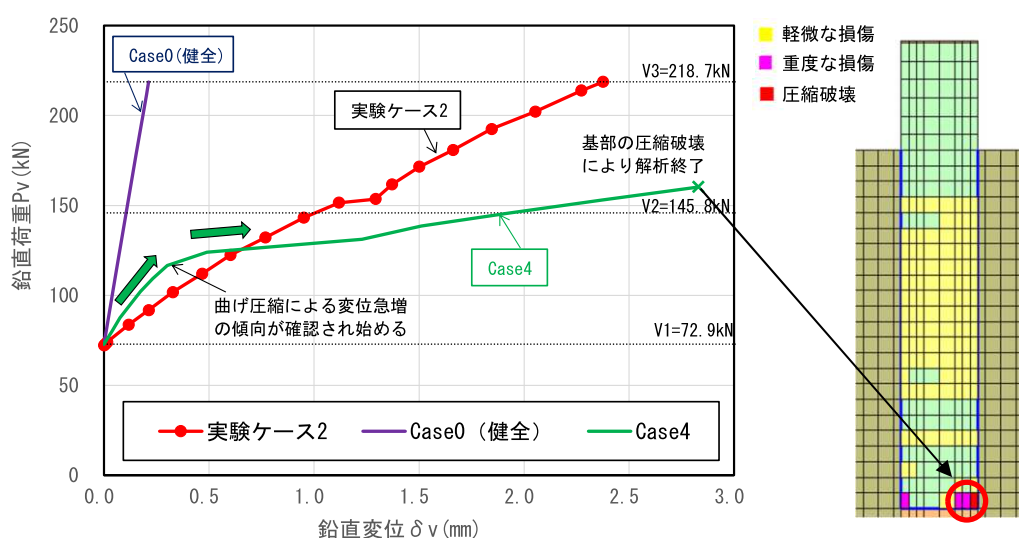


図-3. 5. 4. 3 鉛直荷重 P_v -鉛直変位 δ_v 関係の比較（曲げ損傷：繰返し水平載荷・残留変位あり）

3.5.3 解析結果のまとめ

供試体に曲げ損傷が生じた状態での鉛直荷重試験について、非線形の二次元 FEM 解析を実施し、杭体の鉛直変位の再現を試みた。FEM 解析への曲げ損傷の反映方法として「曲げ損傷をモデル化する方法」「繰返し水平荷重により曲げ損傷を与える方法」の 2 パターンについて検証を行い、健全モデルも含めて全 5 ケースの FEM 解析を実施した。得られた結果は以下のとおりである。

- 曲げ損傷を断面欠損として表現した「曲げ損傷をモデル化する方法」では、FEM より得られた鉛直変位は、健全時の解析結果とほぼ変わらない程度であり、荷重試験結果の鉛直変位と比較して 1 オーダー小さく、実験値と解析値は大きく乖離する結果となった。杭体の一部分のみの軸剛性を低下させる形で損傷を FEM 解析で表現したとしても、損傷後の杭体の鉛直挙動は再現することは困難であることがわかった。
- 「繰返し水平荷重により曲げ損傷を与える方法」の場合、「曲げ損傷をモデル化する方法」より荷重試験の鉛直挙動を再現できることがわかった。ただし、FEM 解析では繰返し水平荷重によって生じたひび割れが圧縮力の増加に伴い閉塞し始めると、鉛直変位が生じにくくなる傾向になり、ひび割れの閉塞が生じ始める段階（初期荷重の 2 倍程度の鉛直荷重）から解析による鉛直挙動の傾向は荷重試験と異なる挙動となることがわかった。
- 曲げ損傷を繰返し水平荷重によって与えた FEM 解析では、残留変位がない場合、初期荷重の 2 倍程度の鉛直荷重までは荷重試験の鉛直挙動の傾向を捉えることが可能であり、鉛直変位についてもある程度再現できることがわかった。なお、残留変位のある場合は、残留変位によって生じる曲げ圧縮の影響を制御することが困難であったため、本解析では荷重試験を再現することができなかった。

3.6 まとめ

大規模地震後の損傷した杭の鉛直支持能力の確認や供用の可否を確認するための判断材料を得ることを目的に、単杭供試体を対象に繰返し水平荷重荷重により曲げ損傷を与えた後に、鉛直荷重の 1 方向漸増荷重実験を行った。得られた結果は以下のとおりである。

- 場所打ち杭の地震力を模擬して水平曲げ破壊損傷を与えた上で、残留変位を残したまま鉛直荷重を漸増荷重した結果、死荷重の約 3 倍の鉛直耐力があることを確認した。
- 曲げ損傷を受けた杭の鉛直漸増荷重による変位量から実橋の変位量を推定すると、周辺地盤が存在し支持層が健全であれば、約 3 倍の死荷重作用時においても 1 約 20 mm 程度の鉛直変位に留まることが推定される。
- 場所打ち杭が曲げ損傷を受け損傷後に残留変位が残った状態であっても、周辺地盤が存在し支持層が健全であれば、約 3 倍の死荷重作用時においても杭に生じる鉛直変位は 20mm 程度に留まると推定される。
- 地盤の拘束効果がある場合は、曲げ損傷による杭周辺のかぶりコンクリートの脱落も防止され、鉛直荷重の伝達能力も失われないものと推察される。

以上より、周辺地盤が存在し地盤の支持層が健全である条件であれば、杭基礎が曲げ損傷を受け残留変形が残されていたとしても基礎の鉛直支持性能は失われず、供用は可能である可能性が高いと考えられる。

平面弾塑性要素を用いた地盤-杭体一体化とした 2 次元 FEM 解析により、曲げ損傷を有する杭体の鉛直載荷試験における鉛直挙動の再現を試みた。得られた結果は以下のとおりである。

- 残留変位が無い場合においては、FEM 解析にて約 2 倍の死活荷重載荷レベルであれば、曲げ損傷を有する杭体の鉛直挙動の再現が可能であると考えられる。
- 残留変位が発生した状態を模擬することは、FEM 解析では再現することが難しく、これを再現するためには、更なる検討が必要と考える。

本試験で得られた結果は、大規模地震発生後の供用の可否の判断に活用できる可能性を残しつつも、地震発生後の高架下点検より構造物の変形状況や周辺地盤の変状を確認する程度では、地中地盤の損傷を確認することは不可能である。しかしながら、高架下点検にて周辺地盤の著しい変状が見られない場合等、地盤内の損傷が比較的軽微なものと推察できる場合に限り、橋脚基礎の鉛直支持力は緊急車両等の通行を十分保持できる可能性が高いことから、供用の可否の判断指標等に活用できると考える。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、2012.
- 2) 引地宏陽、松原拓朗、藤田亮一、押川亮彦、傅斌、小橋実咲：上面鉄筋が少ない既設フーチングの正負交番載荷実験（その 1）、第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集、pp.469-474、2019.7
- 3) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究、土木研究所資料 4168 号、pp.3-5、2010.5
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、2017.

第4章 場所打ち杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

4.1 はじめに

4.1.1 検討の背景及び目的

2019年5月時点で耐震性能照査が完了したNEXCO3社管内の橋梁の中で、場所打ち杭を有する杭基礎の占める割合が全体の約70%を占めており、これらの場所打ち杭のうち、現行基準に対するせん断照査を満足していないものが複数ある。これらの既設杭基礎は、基礎補強工事における本線規制が長期間となるなど施工が困難なものが多く、緊急輸送道路としての機能を効果的に果たすためには、実務において保有耐力を適切に評価し、膨大な既設杭基礎に対して対策優先度の考え方を整備することが求められている。

そこで、本章では既設基礎杭（場所打ち杭）の合理的な耐震性能評価を目的に行った、単杭および地盤中の組杭のせん断破壊実験、それら実験に対する解析的検討について述べることにする。

4.1.2 本章の構成

本章の構成は次のとおりである。

4.2節では、単杭に着目し、単杭のせん断破壊実験および再現解析、再現解析をもとにしたパラメトリックスタディを行うことによって、既設場所打ち杭単体のせん断耐力の評価に関する検討を行う。また、既設構造物に存在する、帯鉄筋にフックが無い場合のせん断耐力についても検討を行う。

4.3節では、より実際に近い状況（地盤中かつ正負交番載荷下）を想定し、地盤中の組杭に着目し、せん断破壊実験および再現解析、再現解析をもとにしたパラメトリックスタディを行うことによって、既設場所打ち杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討を行う。

4.4節では、平成24年道路橋示方書のせん断耐力と、既往文献のせん断破壊実験結果（せん断耐力）とを比較することによって、せん断耐力の算定結果自体が有する実験結果に対する余裕を把握するための検討を行う。

4.5節では、既設構造物では既知である材料強度（実材料強度）を収集し、設計値と比較することによって、せん断耐力を算定する際に考慮できる実材料強度を把握するための検討を行う。

4.6節では、4.2節～4.5節の検討内容をまとめ、既設場所打ち杭基礎の合理的なせん断耐力評価方法を提案する。

なお、本章では、平成29年道路橋示方書・同解説を平成29年道示、平成24年道路橋示方書・同解説を平成24年道示と呼び、図や表では、H29道示、H24道示と省略して呼ぶ場合がある。

4.2 単杭を対象とした実験的及び解析的検討

本節では、単杭に着目し、単杭のせん断破壊実験および再現解析、再現解析をもとにしたパラメトリックスタディを行い、既設場所打ち杭単体のせん断耐力の評価に関する検討を行う。4.2.1 項で、まず、既設場所打ち杭基礎の構造細目の実態調査を行い、実験で対象とする供試体の諸元を確認する。その後、4.2.2 項以降で具体的な検討を行う。

4.2.1 既設場所打ち杭基礎の構造細目の実態調査

(1) 場所打ち杭の設計技術の変遷

場所打ち杭は現場において、掘削した孔の中に、鉄筋コンクリート杭体を建設する工法で、オールケーシング工法、リバーズ工法及びアースドリル工法の3種類がある。場所打ち杭の配筋については、技術基準の変遷に伴いその構造細目も異なっている。表-4.2.1.1 に技術基準と場所打ち杭の配筋細目の変遷を示す。

1) 杭本体の構造細目

i) 杭径

- ・ $\phi 800\text{mm}$ 以上

ii) 軸方向鉄筋

- ・ 鉄筋径：D22 以上（異形鉄筋）
- ・ 鉄筋量：最大 6%、最小 0.4%
- ・ 鉄筋本数：6 本以上
- ・ 継手方法：重ね継手

iii) 帯鉄筋

- ・ 鉄筋径：D13 以上（異形鉄筋）
- ・ 鉄筋中心間隔：平成 6 年以前 500mm 以下（杭頭部 2D 範囲：150mm 以下）
平成 8 年以降 300mm 以下（杭頭部 2D 範囲：150mm 以下）
- ・ 継手方法：昭和 55 年以前 規定なし
平成 6 年以前 5 ϕ 程度重ね合わせて両面すみ肉溶接
平成 8 年 フックを付けて定着または 10 ϕ 程度重ね合わせてフレアー溶接
平成 14 年以降 重ね継手長 40 ϕ 及び半円形または鋭角フック

2) 使用材料

- ・ コンクリートの呼び強度：30N/mm²
- ・ コンクリート設計基準強度（水中）：24N/mm²
- ・ 鉄筋強度：平成 6 年以前 主に SD295 が主流
平成 8 年以降 主に SD345 が主流

(2) 更耐事業における既設基礎杭（場所打ち杭）の構造細目の実態調査

西日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、東日本高速道路株式会社の3会社が実施している更なる耐震補強事業の耐震性能照査の中で、平成24年道示を用いてせん断照査を行い、照査を満足しなかった場所打ち杭の構造細目を整理した。

1) 杭体の構造細目

i) 杭径

図-4.2.1.1 に示すように、現行基準でせん断照査を満足しない場所打ち杭（190 基）の杭径は主に $\phi 1,000$ 及び $\phi 1,200$ で全体の 94%を占める。

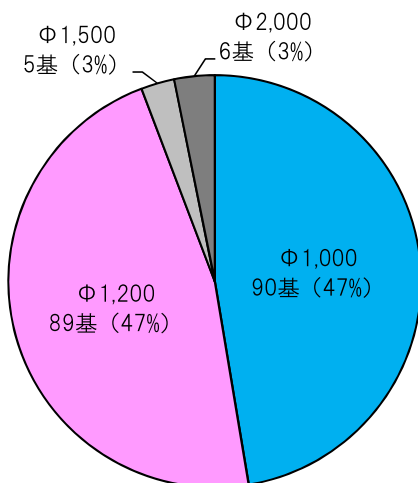


図-4.2.1.1 せん断照査を満足しない場所打ち杭の杭径

2) 軸方向鉄筋

図-4.2.1.2 に示すように、 $\phi 1,000$ 及び $\phi 1,200$ の杭径を有する場所打ち杭（179 基）の軸方向鉄筋径は最小径が D16、最大径が D35 であり、D32 が 58%と最も大きな割合を占める。

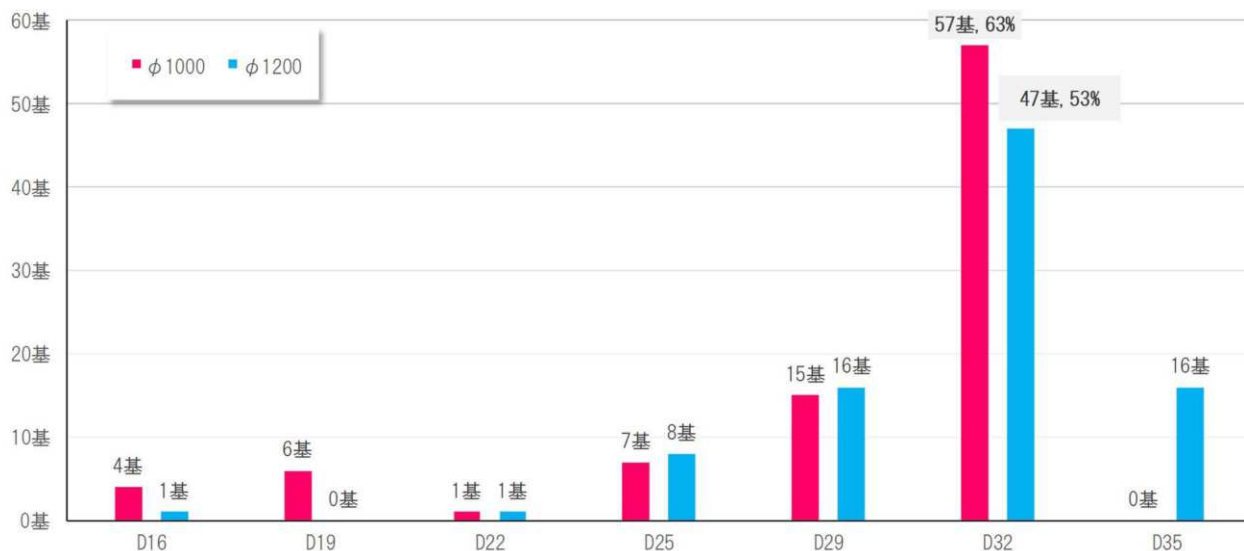


図-4.2.1.2 $\phi 1,000$ 及び $\phi 1,200$ の杭径を有する場所打ち杭の軸方向鉄筋径

φ1,000 及び φ1,200 の杭径を有する場所打ち杭（179 基）の軸方向鉄筋比は、図-4.2.1.3 に示すように最小が 0.3%、最大が 3.6%であり、平均で 2.0%程度である。

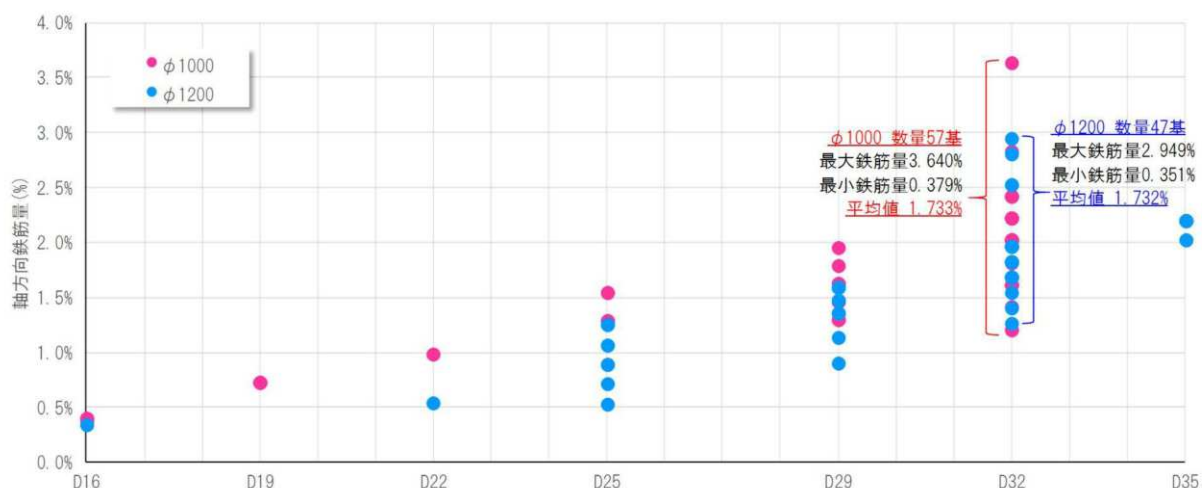


図-4.2.1.3 φ1,000 及び φ1,200 の杭径を有する場所打ち杭の軸方向鉄筋比

対象となる場所打ち杭の鉄筋本数は少なくとも 12 本以上配置されている。また、軸方向鉄筋の断面変化がある場合には、図-4.2.1.4 に示すように、継手方法は重ね継手となっている。

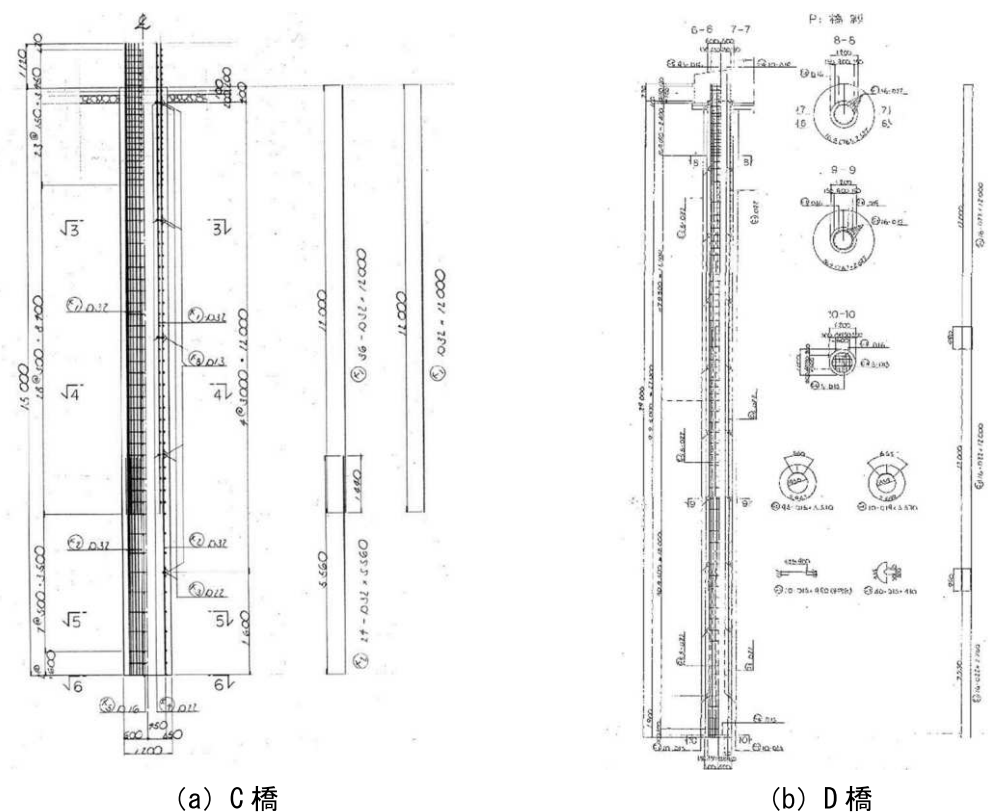


図-4.2.1.4 既設場所打ち杭の配筋図

3) 帯鉄筋

- ・鉄筋径：D13 以上（異形鉄筋）
- ・鉄筋中心間隔：300mm 以下（杭頭部 2D 範囲：150mm 以下）
- ・継手方法：帯鉄筋の継手方法及びその数量は、図-4.2.1.5 のとおりである。

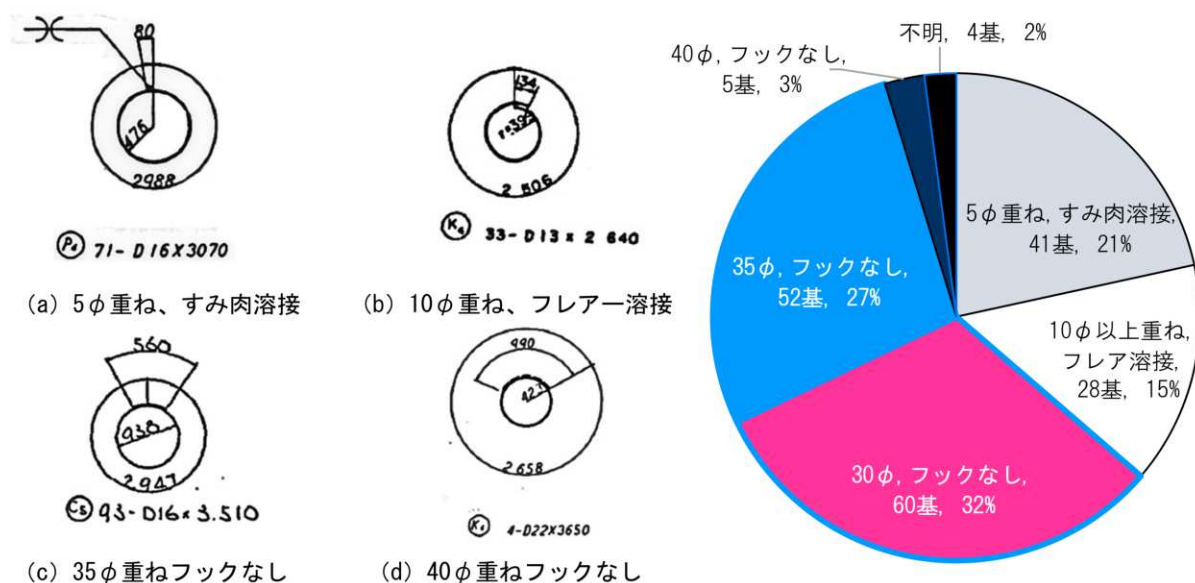


図-4.2.1.5 帯鉄筋の継手方法

4) 鉄筋材質

- ・図-4.2.1.6 に示すように、現行基準でせん断照査を満足しない場所打ち杭の鉄筋材質は、設計年次が古いものが多いため、SD295 が全体の 95%を占める。

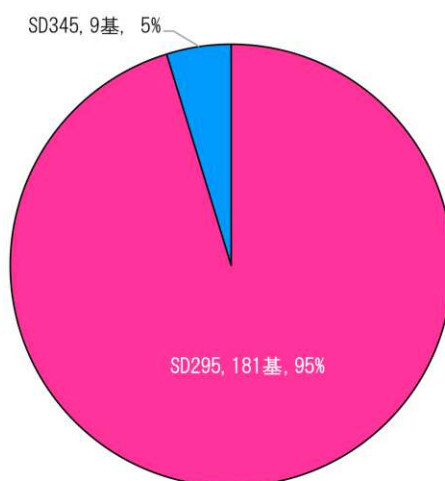


図-4.2.1.6 既設場所打ち杭の帯鉄筋の材質

(3) 既設場所打ち杭の実態調査結果のまとめ

表-4.2.1.2 に、既設場所打ち杭の実態調査結果のまとめを示す。比較のため、既設場所打ち杭の設計年次別の構造細目も併記する。なお、設計年次別の構造細目の詳細については、本項(1)の表-4.2.1.1を参照されたい。

表-4.2.1.2 既設場所打ち杭の構造細目の比較

項目			(1)設計年次別構造細目	(2)実態調査結果
杭本体の構造細目	杭 径		φ800 以上	主に φ1000、φ1200
	軸方向鉄筋	鉄 筋 径	D22 以上（異形鉄筋）	D16 以上(異形鉄筋) 主に D32
		鉄 筋 量	最大 6%、最小 0.4%	最大 2%、最小 0.2%
		鉄筋本数	6 本以上	6 本以上
		継手方法	重ね継手	重ね継手
	帯鉄筋	鉄 筋 径	D13 以上（異形鉄筋）	D13 以上（異形鉄筋）
		鉄 筋 中 心 間 隔	杭頭部 2D の範囲： 150mm 以下	杭頭部 2D の範囲： ロッキング橋脚以外：150mm 主にロッキング橋脚：300mm
		継 手 方 法	昭和 55 年以前： 規定なし	昭和 55 年以前 ①重ね継手長 30φ フックなし(34%) ②重ね継手長 35φ フックなし(27%) ③重ね継手長 40φ フックなし(3%)
			平成 6 年以前： ④5φ 程度重ね合わせて 両面すみ肉溶接	平成 6 年以前： ④5φ 程度重ね合わせて 両面隅肉溶接(20%)
	使用材料	コンクリート		コンクリートの呼び強度： 30N/mm ² 設計基準強度： 24N/mm ²
鉄 筋		平成 6 年以前 主に SD295 が主流 平成 8 年以降 主に SD345 が主流	平成 6 年以前 主に SD295 が主流 平成 8 年以降 主に SD345 が主流	

4.2.2 単杭のせん断破壊実験

(1) 実験の目的

平成24道示IVでは、場所打ち杭基礎のせん断耐力算定において、せん断スパン比の影響による割増係数 C_{dc} は考慮されておらず、せん断スパン比によるせん断耐力の補正が考慮できていないため、せん断耐力を過小評価している可能性がある。

そこで、せん断スパン比及びせん断補強筋の構造細目が既設場所打ち杭のせん断耐力に与える影響を検討することを目的に、単杭のせん断実験を行う。なお、本章では、せん断スパンを a 、断面の有効高を d 、せん断スパン比を a/d と称する場合があるが、使い分けに意味はない。

(2) 実験供試体

1) 供試体ケース

供試体は実杭の 1/2 スケールとし、表-4.2.2.1 に示す 8 ケースの実験を計画した。供試体がいずれのケースにおいてもせん断破壊となるように、主鉄筋量を実杭より増やし、D38-12 本（主鉄筋間隔 115mm）を配置した。

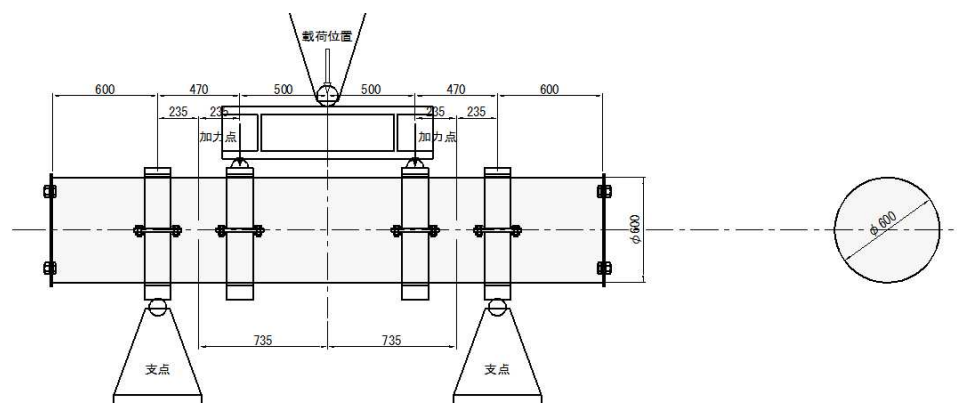
- ・ CASE1：せん断スパン比 1.0 の場合のコンクリートが負担できるせん断耐力確認を目的としたケース
- ・ CASE2：せん断スパン比 1.0 の場合の帯鉄筋負担分のせん断耐力確認を目的としたケース
- ・ CASE3：せん断スパン比 1.5 の場合のコンクリートが負担できるせん断耐力確認を目的としたケース
- ・ CASE4：せん断スパン比 1.5 の場合の帯鉄筋負担分のせん断耐力確認を目的としたケース
- ・ CASE5：CASE4 に比べ、帯鉄筋継手フックなしの場合の帯鉄筋負担分のせん断耐力の低下の有無やその程度の確認を目的としたケース
- ・ CASE6：CASE4 に比べ、帯鉄筋継手フックありの場合の帯鉄筋負担分のせん断耐力の増減の有無やその程度の確認を目的としたケース
- ・ CASE7：CASE6 に比べ、帯鉄筋間隔を変更した場合の帯鉄筋負担分のせん断耐力確認を目的としたケース
- ・ CASE8：CASE6 に比べ、せん断スパン比が 2.5 となった場合のせん断耐力確認を目的としたケース

表-4.2.2.1 供試体ケース

CASE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断スパン比
1	φ 600	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本(軸方向鉄筋比:4.8%)	配置せず	—	1.0
2	φ 600	〃	〃	D13@300	5φ 重ね合せ, 隅肉溶接	1.0
3	φ 600	〃	〃	配置せず	—	1.5
4	φ 600	〃	〃	D13@300	5φ 重ね合せ, 隅肉溶接	1.5
5	φ 600	〃	〃	〃	重ね継手長 30φ フックなし	1.5
6	φ 600	〃	〃	〃	重ね継手長 40φ フックあり	1.5
7	φ 600	〃	〃	D13@150	重ね継手長 40φ フックあり	1.5
8	φ 600	〃	〃	D13@300	重ね継手長 40φ フックあり	2.5

2) 供試体寸法

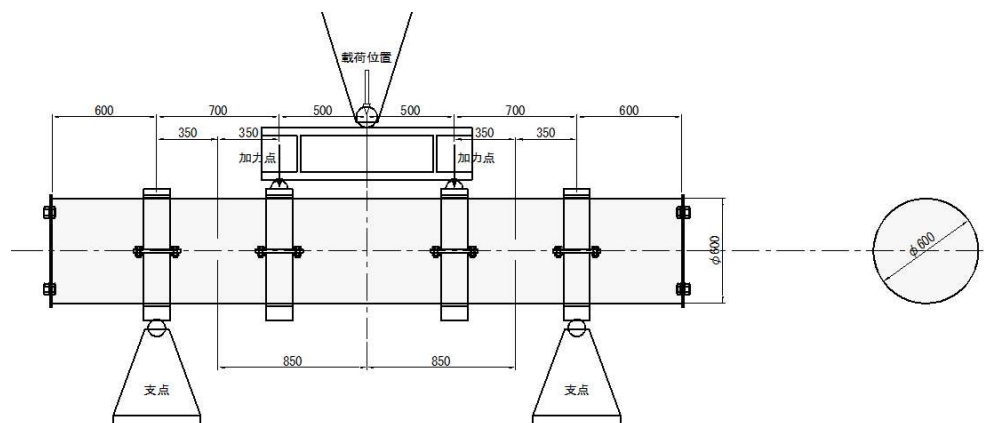
供試体の長さは 100mm ラウンドとし、供試体の構造寸法を図-4.2.2.1 に示す。



側面図

断面図

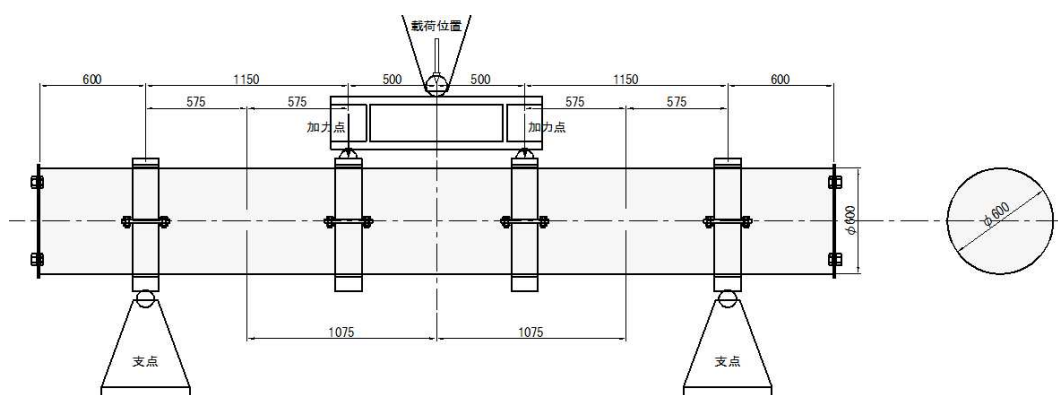
(a) CASE1, 2



側面図

断面図

(b) CASE3, 4, 5, 6, 7



側面図

断面図

(c) CASE8

図-4.2.2.1(1) 供試体構造図

図-4.2.2.1(2) 場所打ち杭供試体詳細図 (その1) 縮尺 1:40

CASE1

側面図

断面図

鉄筋表

(SD345)

記号	径	長さ	本数	単位質量	1本出り質量	質量	備考
K1	D13	3,340	12	8.05	25.9	310	1
D13						339	k _g
合計						339	k _g

鉄筋表

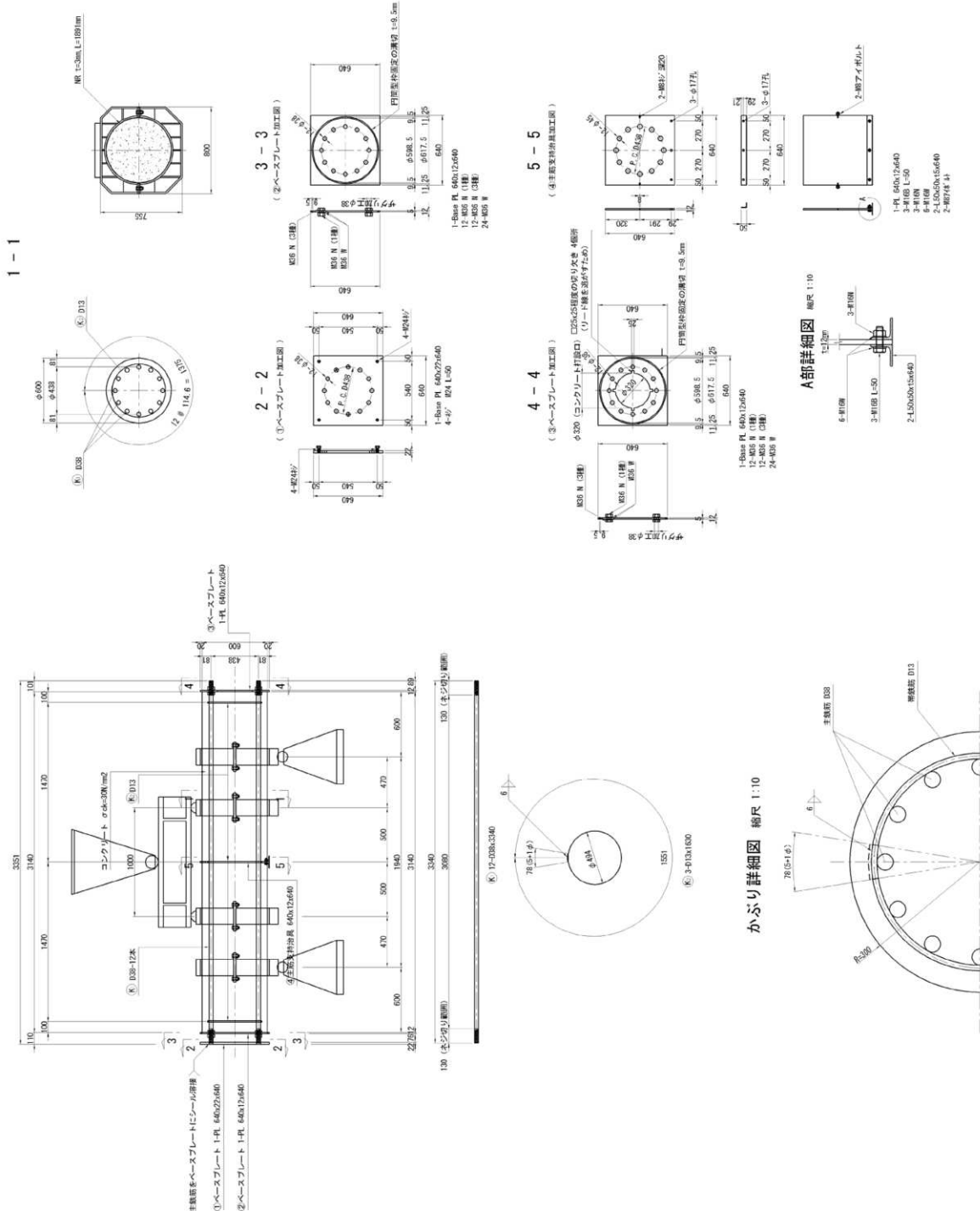
(SD295)

記号	径	長さ	本数	単位質量	1本出り質量	質量	備考
K2	D13	1,630	3	6.95	1.62	5	○
D13						5	k _g
合計						5	k _g

< 1は部材詳細図を参照。 >

材料表 (case1)

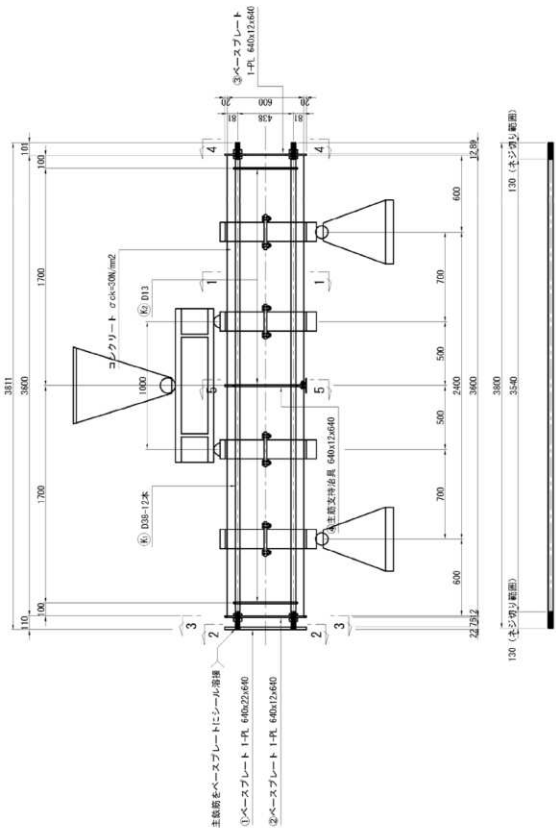
項目	種別	単位	数量	備考
鋼板の製作	小笠原材の製作	S5400	t 0.104	640x12x640
	1本出り加工	S5400	t 0.006	640x22x640
	2本出り加工	S5400	t 0.005	640x22x640
	3本出り加工	S5400	t 0.005	640x22x640
	4本出り加工	S5400	t 0.005	640x22x640
鋼板の溶接	ナット (1本)	S5400	t 0.019	640x22x640
	ナット (3本)	S5400	t 0.057	640x22x640
	ワッシャ	S5400	t 0.005	640x22x640
	普通ボルト	S5400	t 0.000	640x22x640
	ナット (1本)	S5400	t 0.000	640x22x640
	ワッシャ	S5400	t 0.000	640x22x640
	ナット (1本)	S5400	t 0.000	640x22x640
	ワッシャ	S5400	t 0.000	640x22x640
	ナット (1本)	S5400	t 0.000	640x22x640
	ワッシャ	S5400	t 0.000	640x22x640
溶接工	主筋間とベースプレート間の溶接	シールド	m 1.4	6mm溶接長さ
コンクリート工	コンクリートの充填	コンクリート	m ³ 0.9	最大径φ20mm
型枠工	型枠の設置	C	m ² 5.9	1.1
フォーム	フォームの設置	t-50mm (NE)	m ² 4	1.1



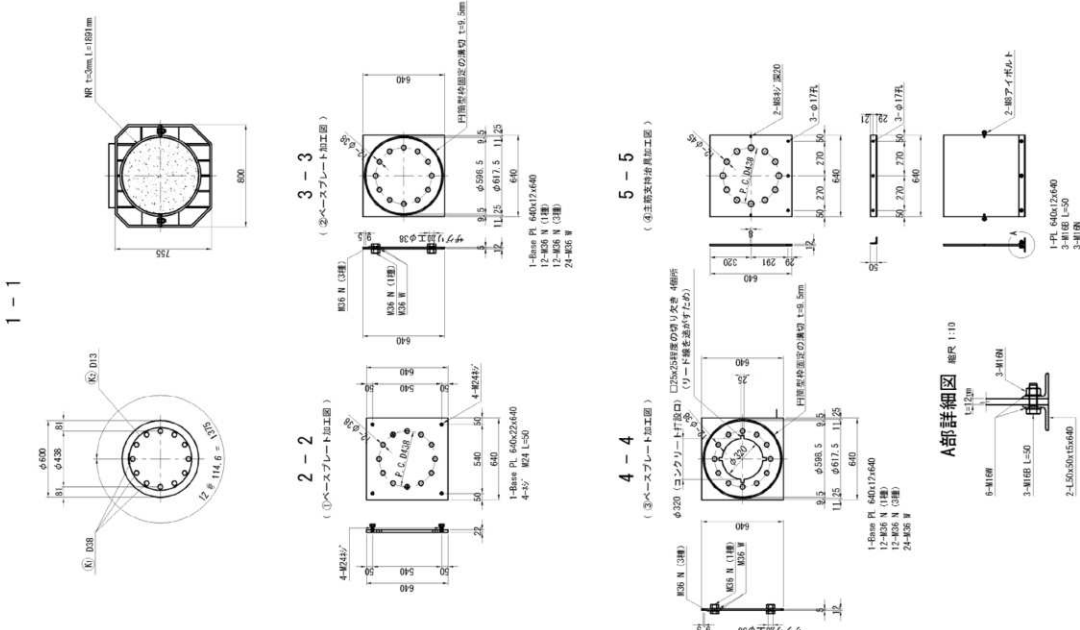
(注)
1. コンクリートの種類はF1-1で、材料の日における圧縮強度は
2. 30N/mm²を標準とする。
3. 可塑体の直径はφ600で、実物の1/2スケール程度であることから、
コンクリートの最大粒径はφ20mmとする。
4. 溶接は6mmを標準とし、溶接はF502B5を使用する。
5. 特別な材料はF502B5を使用する。

図-4.2.2.1(4) 場所打ち杭供試体詳細図 (その3) 縮尺 1:40
CASE3

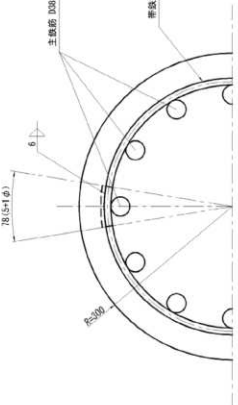
側面図



断面図



かぶり詳細図 縮尺 1:10



鉄筋表

記号	径	長さ	本数	単位質量	1本当り質量	質量	換算
R1	D38	3.800	12	8.895	34.0	408 kg	
				D38		408 kg	
				合計		408 kg	

鉄筋表

記号	径	長さ	本数	単位質量	1本当り質量	質量	換算
K2	D13	1.520	3	0.695	1.62	5 kg	CS
				D13		5 kg	CS
				合計		5 kg	CS

材料表 (case3)

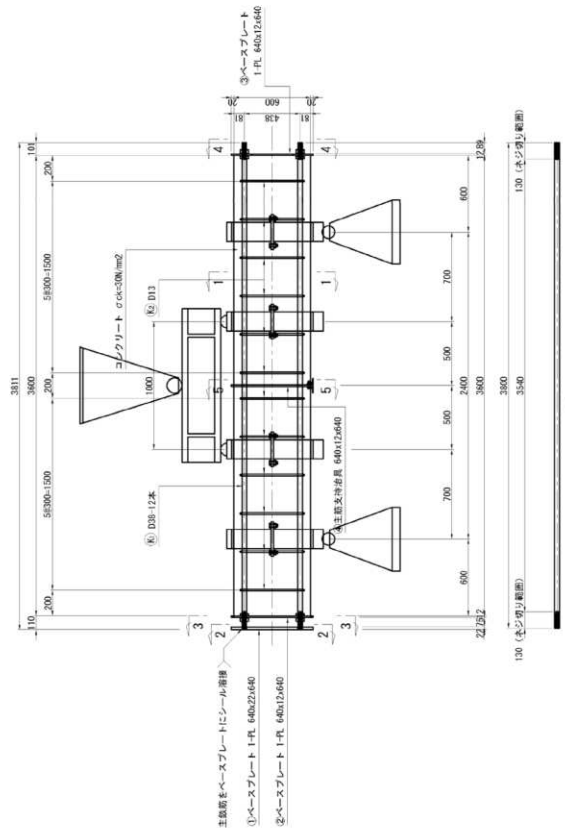
項目	種別	単位	数量	換算
鋼筋の製作	小径部材の製作	S5400	t	0.104
			個	3
	大径部材の製作	S5400	t	0.008
			個	1
	等辺山形鋼	S5400	t	0.005
			個	2
	ナット (1種)	S5400	個	0.010
			個	24
	ナット (3種)	S5400	個	0.007
			個	24
鋼筋以外	ワッシャー	S5400	個	0.005
			個	48
	普通ボルト	S5400	個	0.0003
			個	3
	ナット (1種)	S5400	個	0.0001
			個	3
	ワッシャー	S5400	個	0.0001
			個	6
	ネジ	S5400	個	0.0010
			個	4
その他	アイボルト	S5400	個	0.0001
			個	2
	主筋筋とベースプレートの溶接	シール	m	0.9
			個	6m程度の長さ
	コンクリート工	Y1-1 (N)	m	0.9
			個	6m程度の長さ
	型枠工	C	m	0.9
			個	6m程度の長さ
	ゴム座	t=3mm (N0)	個	1.1
			個	4

- (注)
- コンクリートの種類はF7にて、材料引張りにおける圧縮強度は3000mm²を標準とする。
 - コンクリートの密度は2400kg/m³で、実際の1/2スケール程度であることから、コンクリートの密度は2400kg/m³とする。
 - コンクリートの強度は、コンクリート施工管理要領 (RC200) に準拠するものとする。
 - 主筋筋とベースプレートの溶接は、溶接引張強度は400N/mm²を使用する。
 - 各部の寸法は、図面に示す寸法を使用する。

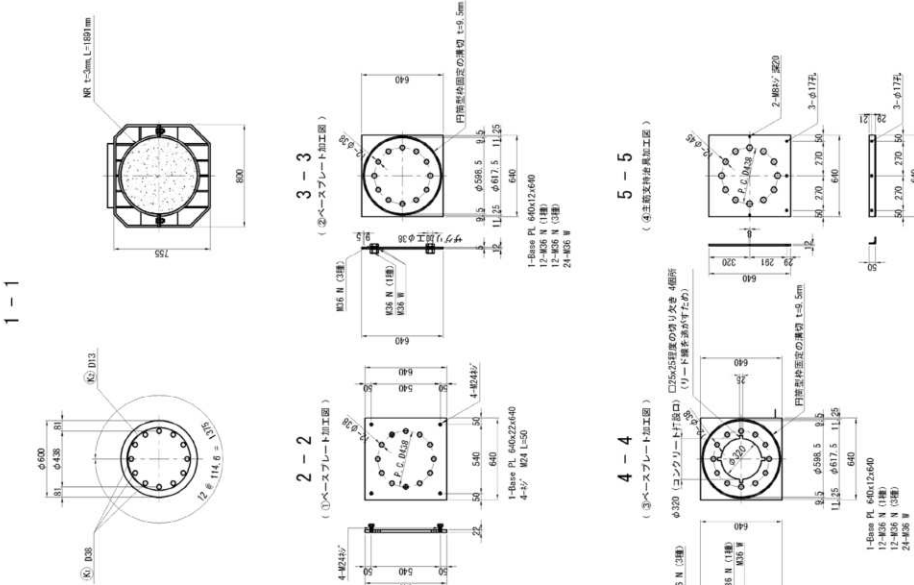
※鋼筋の端手位置は各々180° ずらし配筋するものとする。

図-4.2.2.1(6) 場所打ち杭供試体詳細図 (その5) 縮尺 1:40

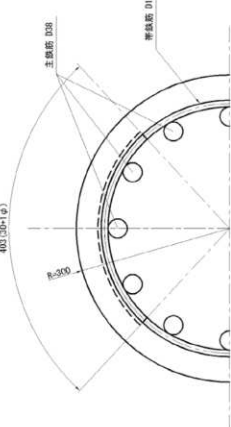
側面図



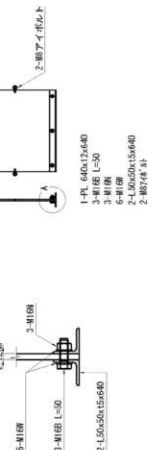
断面図



かぶり詳細図 縮尺 1:10



A部詳細図 縮尺 1:10



鉄筋表

記号	径	長さ	本数	単位質量	1本当り質量	質量	備考
R1	D26	3 800	12	8.05	24.0	408 kg	
D26						408 kg	
合計						408 kg	

鉄筋表

記号	径	長さ	本数	単位質量	1本当り質量	質量	備考
R2	D13	1 840	12	0.805	1.66	23 kg	
D13						23 kg	
合計						23 kg	

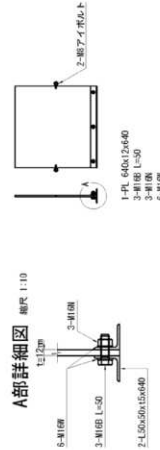
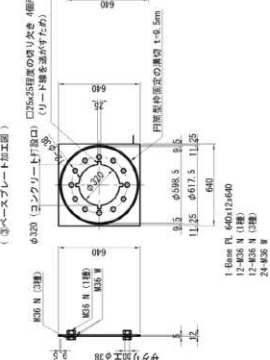
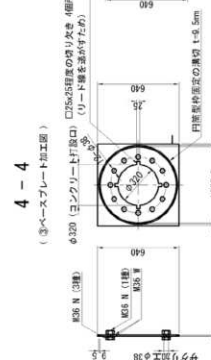
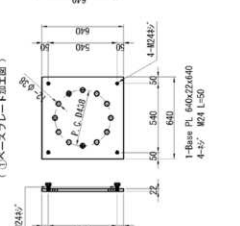
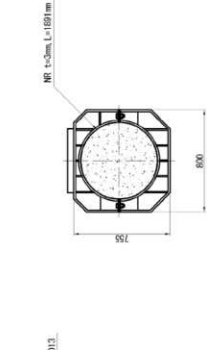
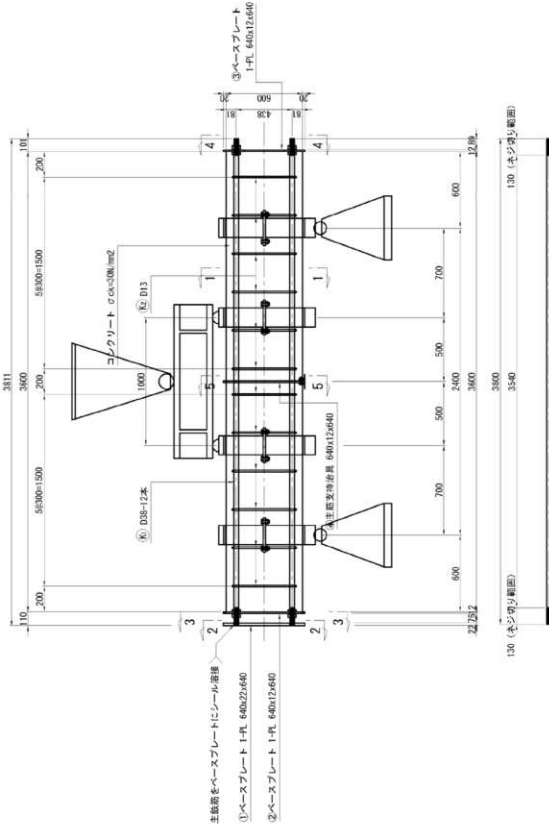
材料表 (case5)

項目	種別	単位	数量	備考
鋼筋の製作	小型鋼材の製作	S540	t	0.104
			個	3
		S540	t	0.008
			個	1
		S540	t	0.005
			個	2
鋼筋の山	ナット (1種)	S540	個	24
	ナット (2種)	S540	個	24
	ワッシャー	S540	個	0.005
			個	48
	普通ナット	S540	個	0.0003
			個	3
鋼筋の山	ナット (1種)	S540	個	3
	ワッシャー	S540	個	6
	ネジ	S540	個	0.0010
			個	4
	アイボルト	S540	個	0.0001
			個	2
溶接工	主筋底とベースプレート間の溶接	シールド	m	1.4
型枠工	Y-1 (R)	㎡	1.0	最大厚み20mm
コンクリート	t=3mm (NR)	㎡	4	A=150x180mm ²

- (注)
- コンクリートの種類は7-1で、材料3日における圧縮強度は300mm²を標準とする。
 - 供試体の直径はφ600で、実物の1/2スケール程度であることから、コンクリートの密度は2400kg/m³とする。
 - コンクリートの品質基準は「コンクリート施工管理基準」(JIS A 5307)に準拠するものとする。
 - 主筋はD26を標準とし、質量は408kg/12本を使用する。
 - 各部の寸法の寸法は±5mmとする。

※鋼筋の端部位置は各100mmずらし配置するものとする。

(その6)



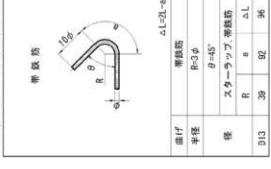
かぶり詳細図 縮尺 1:10

A部詳細図 縮尺 1:10

記号	径	長さ	本数	単位重量 1本当り重量	質量	重量
K1	0.38	3.800	12	8.65	34.0	408 kg
				D38	408 kg	
				合計	408 kg	

鉄筋表					(S2095)	
記号	径	長さ	本数	単本質量 1本(kg)	質量	概要
K2	D13	2 530	12	0.695	2.52	30
					D13	30 kg
					合計	(S2095) 30 kg

鉄筋加工寸法表



材料表 (case6)

項目	種 別	単位	数量	換算
鋼板の製作	小型鉄材の製作	mmSS	1	0.104
		mmS	3	640c7a1440
		mmSS	1	0.068
		mmSS	3	640c7a1440
		mmSS	1	0.068
	等辺山形鋼	mmSS	1	0.030
		mmS	2	1450c5a55640
		mmSS	1	0.010
		mmS	24	1450c5a55640
		mmSS	1	0.007
	ナット (1個)	mmSS	74	956
		mmS	1	0.005
		mmSS	48	956
		mmSS	1	0.0003
		mmS	3	916
	ナット (3個)	mmSS	1	0.0001
mmS		3	916	
mmSS		1	0.0016	
mmS		6	916	
mmSS		1	0.0016	
溶接工	コンクリート工 型枠工 型枠工	mmSS	1	0.0001
		mmS	2	956
		mmSS	1	0.0001
		mmS	1.4	956
		mmSS	1.0	鋼大巻420mm
ゴザ張	ゴザ張	mmSS	1	0.0016
		mmS	6.9	916
		mmSS	1.1	A=150x180mm2

44

1. コンクリートの種別は71-7で、材齢28日における圧縮強度は30N/mm²を標準とする。
2. 試体の形状はφ400で、実物の1/2スケール程度であることから、試体の質量は60kg、最小の骨材寸法は20mmとする。
3. コンクリートの品質基準は「コンクリート施工管理基準」(NZS3101)を適用するものとする。
4. 主鉄筋はSD345を使用し、渡鉄筋はSD275を使用する。
5. 特有な骨材の材質は全てSS400とする。

※相対方位の選手位置は各々180°ずらし配筋するものとする。

3) 実験供試体の照査

i) 実験供試体の破壊形態の算出

各ケースの部材の照査結果を表-4.2.2.2に示す。

せん断耐力については、H24 道示式、H29 道示式、修正荒川 mean 式の3種類とし、部材の曲げ水平耐力がいずれの理論式による推定値より大きくなることを確認した。実材料強度が設計値より大きくなった場合でも、供試体が「せん断破壊」となることを理論式により併せて確認した。

表-4.2.2.2 部材の照査結果

項 目		単位	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8
計画時	材質 (計画時)	杭径	mm	φ 600	φ 600	φ 600	φ 600	φ 600	φ 600	φ 600
		有効高	mm	463	463	463	463	463	463	463
	せん断耐力	せん断スパン	mm	470	470	700	700	700	700	1150
		せん断スパン比	—	1.0	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5	2.5
	主鉄筋量	—	D38-12本 鉄筋間隔115mm	D38-12本 鉄筋間隔115mm	D38-12本 鉄筋間隔115mm	D38-12本 鉄筋間隔115mm	D38-12本 鉄筋間隔115mm	D38-12本 鉄筋間隔115mm	D38-12本 鉄筋間隔115mm	D38-12本 鉄筋間隔115mm
		—	—	D13φ300	—	D13φ300	D13φ300	D13φ300	D13φ150	D13φ300
	帯鉄筋量	—	—	5φ重ね合せ すみ肉溶接	—	5φ重ね合せ すみ肉溶接	重ね継手長30φ ブルーなし	重ね継手長40φ ブルーあり	重ね継手長40φ ブルーあり	重ね継手長40φ ブルーあり
		帯鉄筋継手方法	—	—	—	—	—	—	—	—
	破壊 形態の 判定	コンクリート圧縮強度	N/mm ²	30	30	30	30	30	30	30
		鉄筋降伏点	N/mm ²	295	295	295	295	295	295	295
		①曲げ水平耐力	kN	1660	1660	1120	1120	1120	1120	680
		②H24道示式(a/d考慮)	kN	704	745	442	502	502	563	282
※強度増加を考慮	せん断耐力	③H29道示式(a/d考慮)	kN	739	782	464	527	527	591	296
		④修正荒川mean式	kN	838	1000	582	744	744	811	526
	破壊形態の判定	せん断破壊型	—	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型
		破壊形態の判定	—	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)
	材質 (想定)	コンクリート圧縮強度	N/mm ²	40	40	40	40	40	40	40
		鉄筋降伏点	N/mm ²	295	295	295	295	295	295	295
	せん断耐力	①曲げ水平耐力	kN	1720	1720	1160	1160	1160	1160	720
		②H24道示式(a/d考慮)	kN	780	821	489	550	550	611	301
		③H29道示式(a/d考慮)	kN	819	862	514	577	577	641	316
		④修正荒川mean式	kN	1014	1176	704	866	866	933	603
※強度増加を考慮	破壊形態の判定	せん断破壊型	—	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型
		破壊形態の判定	—	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)	①>max(②,③,④)

図-4.2.2.2 に示す断面を有している供試体はりモデルを対象に、図-4.2.2.3 に示すようにプッシュオーバー解析を実施し、得られた荷重変位関係を図-4.2.2.4 に示す。

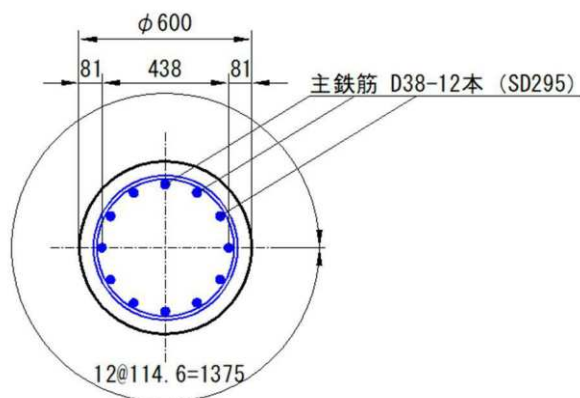


図-4.2.2.2 供試体の断面図

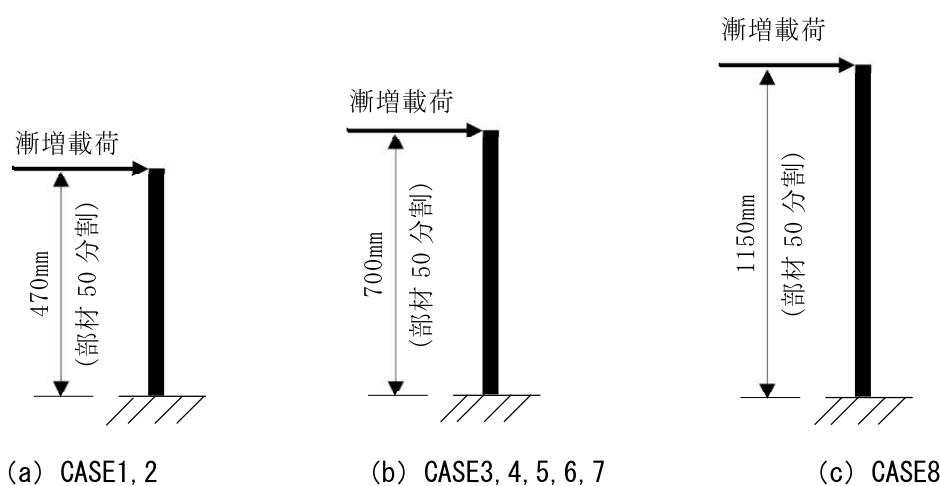
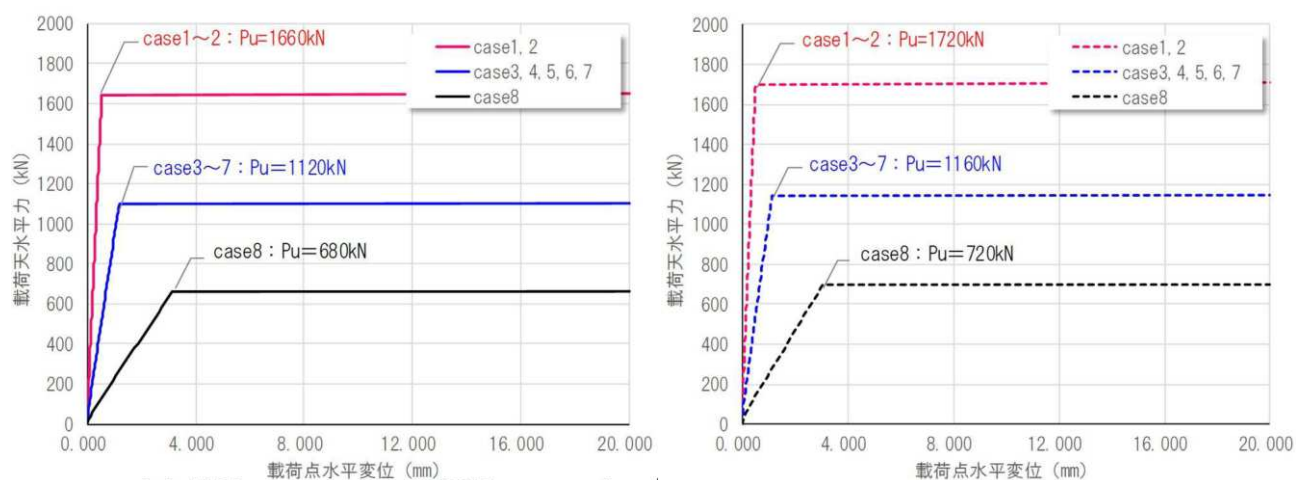


図-4.2.2.3 プッシュオーバー解析方法 (※軸力は考慮しない)



鉄筋降伏点 295N/mm² 時

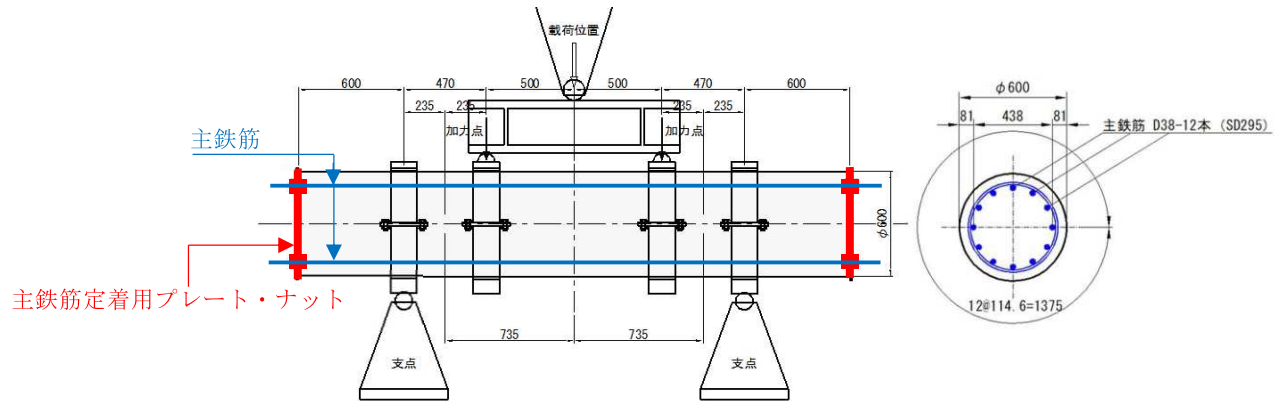
鉄筋降伏点 295N/mm² 時

※実材料強度を想定し設定したケース

図-4.2.2.4 供試体部材の荷重変位関係

ii) 主鉄筋定着部の照査

図-4.2.2.5 に主鉄筋の定着方法と定着部の照査結果を示す。実験では、主鉄筋の定着長を確保する観点から、供試体の両端には、材質 SS400 のプレート・ナットを介して、主鉄筋を供試体内部に固定した。



1) 使用材料

コンクリート $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

鉄筋 SD295

(※主鉄筋の材質はSD345であるが、実験において期待する主鉄筋の降伏強度は295N/mm2としている。)

定着用プレート SS400

2) 作用力

杭主鉄筋径 D38

公称断面積 1140 mm^2

主鉄筋1本当りの支圧力 $N = 295 \times 1140 = 336300 \text{ N/1本}$

主鉄筋の支圧力 (引張側) $\Sigma N = 336300 \times 5 \text{ 本} = 1681500 \text{ N}$

3) 支圧応力度の照査

杭底面の抵抗面積 $A = \pi \times 600^2 / 4 = 141372 \text{ mm}^2$

杭底面の支圧応力度 $\sigma_b = \Sigma N / A = 1681500 / 141372 = 11.9 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの地震時
許容支圧応力度 $\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \times A_c / A_b) \sigma_{ck} \cdot 1.5$
 $= (0.25 + 0.05 \times 1.00) \times 30 \times 1.5$
 $= 13.5 \text{ N/mm}^2 \text{ (地震時)}$

⇒ 杭底面の支圧応力度 $= 11.9 < \text{コンクリートの地震時許容支圧応力度}$
 $= 13.5 \text{ N/mm}^2 \quad OK$
 $< \text{鋼板の地震時許容支圧応力度}$
 $= 315.0 \text{ N/mm}^2 \quad OK$
(SS400 $t \leq 40$)

図-4.2.2.5 供試体主鉄筋の定着方法及び支圧応力度の照査結果

(3) 載荷装置

載荷実験は供試体の水平耐力に着目するため、供試体には軸力を導入せず、写真-4.2.2.1 に示すように供試体が破壊するまで大型試験機により漸増載荷することとした。

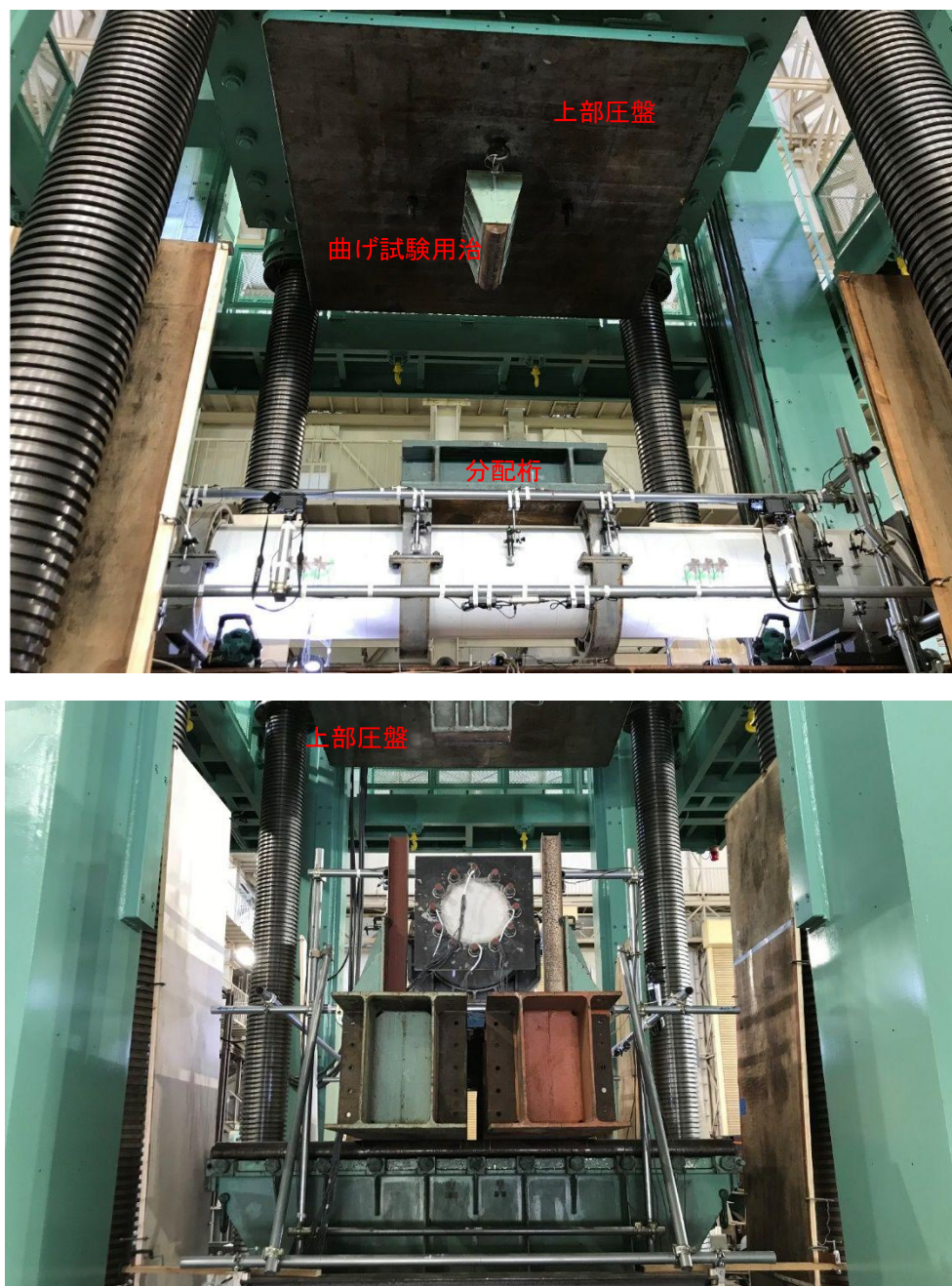
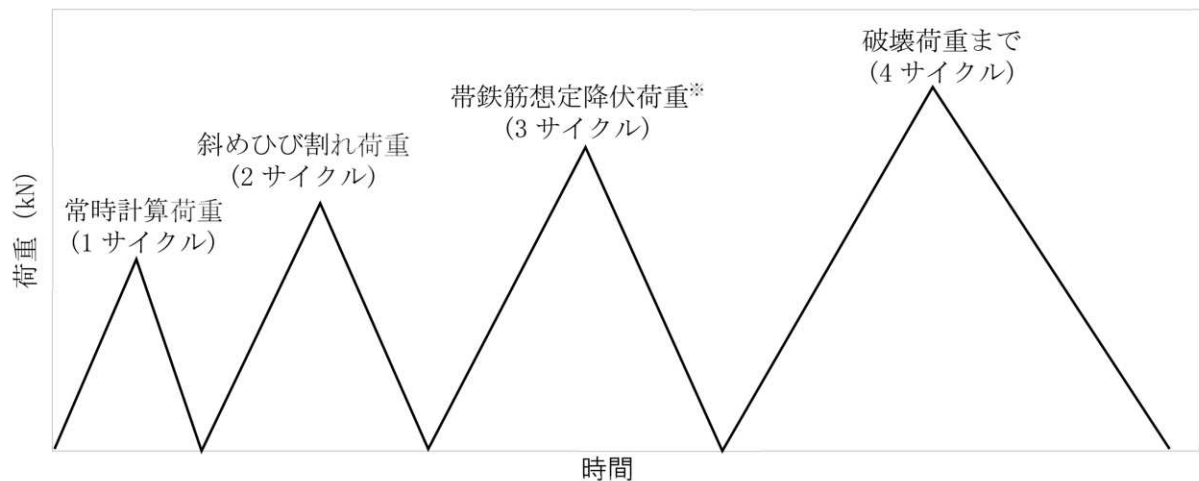


写真-4.2.2.1 大型試験機による載荷実験 CASE8 の実施状況

(4) 載荷方法

載荷方法は、図-4.2.2.6 に示すように、①ディープビーム効果を考慮しない常時計算荷重（平成 24 年道示Ⅳ式によりコンクリートが負担するせん断応力度 $\tau_c=0.37\text{N/mm}^2$ 、帯鉄筋 SD295 の $\sigma_{sa}=180\text{N/mm}^2$ として計算した値）、②斜めひび割れ発生荷重（目視で最初に斜めひび割れが確認された荷重）、③帯鉄筋想定降伏荷重（平成 24 年道示Ⅳ式によりディープビーム効果を考慮し、コンクリートが負担するせん断応力度 $\tau_c=0.37\text{N/mm}^2$ 、帯鉄筋 SD295 の $\sigma_{sy}=295\text{N/mm}^2$ として計算した値）、④杭体が破壊に至るまで載荷する、また、杭体の破壊荷重は、杭材がせん断破壊して荷重が保持できなくなった時点とし、破壊荷重確認後に除荷し、計測を終了する。



※CASE1, 3 は帯鉄筋を配置しないため、3 サイクル目を実施しない。

図-4.2.2.6 載荷サイクル

表-4.2.2.3 載荷荷重（平成 24 年道示Ⅳ式により）

CASE	杭径	材質	せん断 スパン 比	帯鉄筋量	① 常時計算荷重 (kN)	② 帯鉄筋想定降伏荷重 (kN)
1	φ 600	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	1.0	<u>配置せず</u>	加力点:179 載荷位置(合計) : 358	—
2	φ 600	〃	1.0	D13@ <u>300</u>	加力点:240 載荷位置(合計) : 480	加力点:745 載荷位置(合計) : 1490
3	φ 600	〃	1.5	<u>配置せず</u>	加力点:179 載荷位置(合計) : 358	—
4	φ 600	〃	1.5	D13@ <u>300</u>	加力点:240 載荷位置(合計) : 480	加力点:502 載荷位置(合計) : 1004
5	φ 600	〃	1.5	〃	〃	〃
6	φ 600	〃	1.5	〃	〃	〃
7	φ 600	〃	1.5	D13@ <u>150</u>	加力点:301 載荷位置(合計) : 602	加力点:563 載荷位置(合計) : 1126
8	φ 600	〃	2.5	D13@ <u>300</u>	加力点:240 載荷位置(合計) : 480	加力点:282 載荷位置(合計) : 564

(5) 計測計画

1) 変位計測計画

各供試体を対象に、実験中のせん断変形の程度を把握するために、**図-4.2.2.7**に示す載荷点、支点及びその付近計 14 箇所で、それぞれ変位計測を実施する。

2) コンクリート表面計測計画

各供試体を対象に、実験中のコンクリート表面のひずみの程度を把握するために、「場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化に関する共同報告書（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）」（整理番号第 497 号. 土木研究所, 早稲田大学, 日本基礎建設協会:平成 30 年 2 月）を参考し、**写真-4.2.2.2**に示すように載荷点と支点間の杭表面に、**図-4.2.2.8**に示すように、三軸ゲージを 4 箇所に設置し、計測した。



写真-4.2.2.2 CASE8 の実験状況

3) 主鉄筋ひずみ計測計画

主鉄筋について、供試体の引張側及び圧縮側におけるひずみの程度を把握するために、**図-4.2.2.9**に示すように供試体の支間中央部における引張側及び圧縮側の主鉄筋の 2 箇所にひずみゲージを設置し、計測する。なお、ひずみゲージは、主鉄筋の前後 2 箇所に設置する。

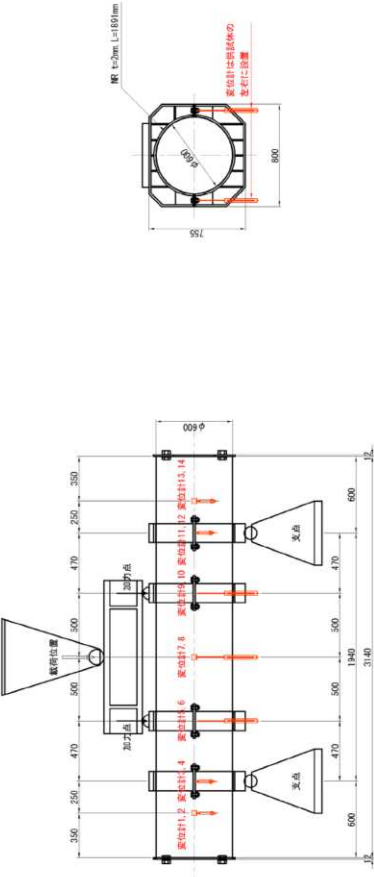
4) 帯鉄筋ひずみ計測計画

帯鉄筋について、実験中のひずみの程度を把握するために、**図-4.2.2.9**に示すように載荷点と支点間の各帯鉄筋に対して 150～300mm 間隔程度でひずみゲージを設置し、計測する

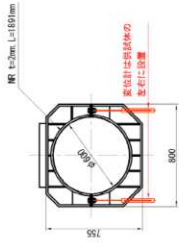
図-4.2.2.7 場所打ち杭供試体実験変位計測計画図 縮尺 1:40

CASE1, 2

側面図

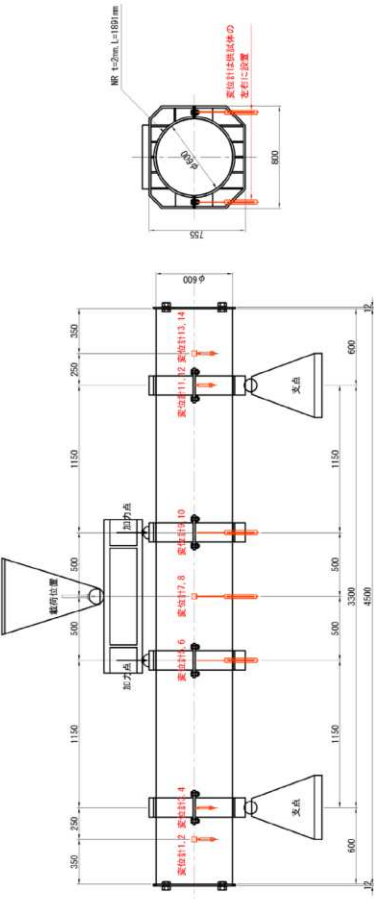


断面図

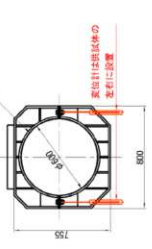


CASE8

側面図

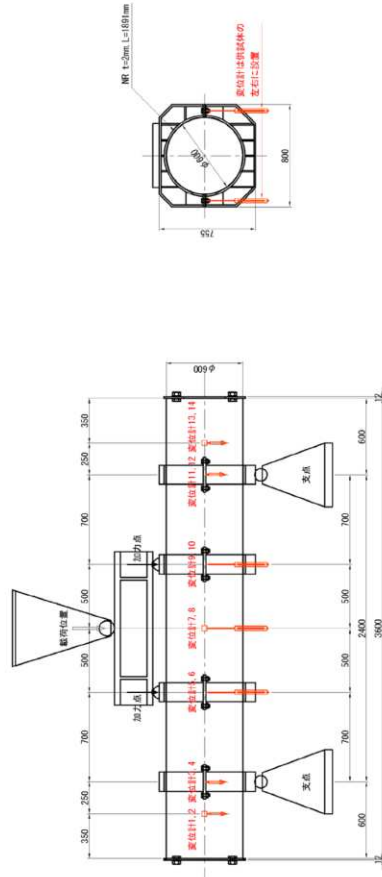


断面図

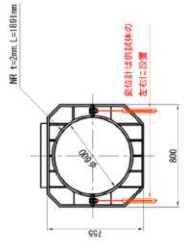


CASE3, 4, 5, 6, 7

側面図



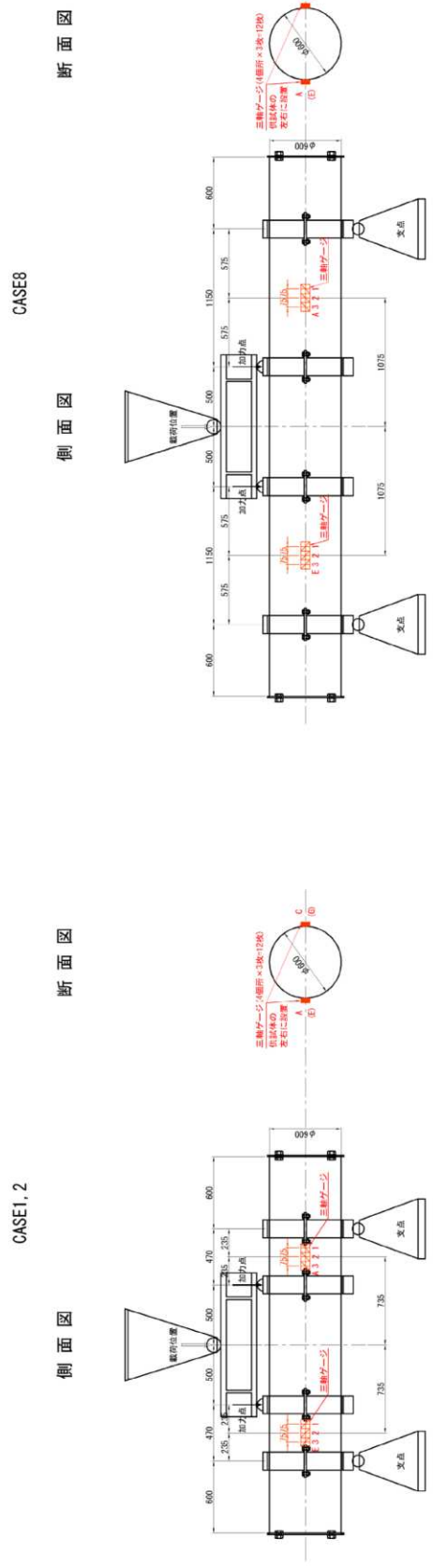
断面図



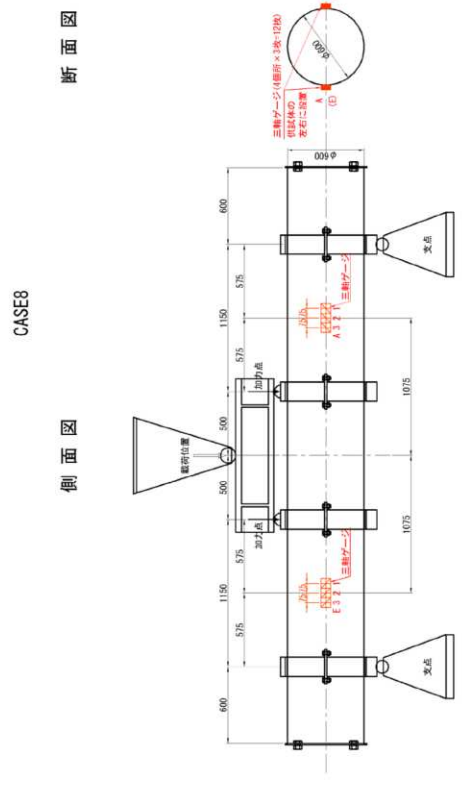
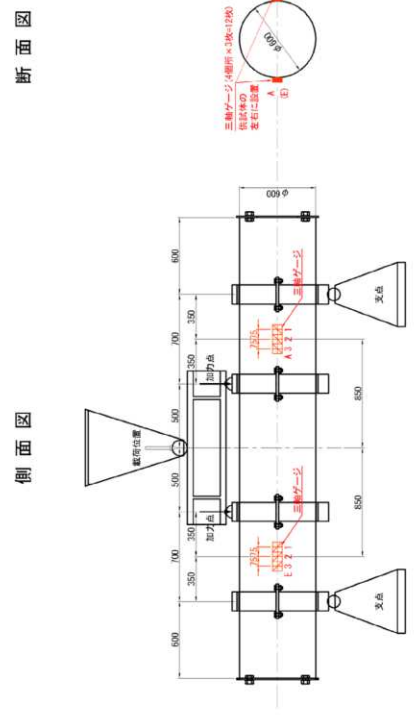
変位計設置数量

供試体	単位	設置数量
CASE1	個	14
CASE2	個	14
CASE3	個	14
CASE4	個	14
CASE5	個	14
CASE6	個	14
CASE7	個	14
CASE8	個	14
合計	個	112

図-4.2.2.8 場所打ち杭供試体実験コンクリートひずみ計測計画図 縮尺 1:40



CASE3, 4, 5, 6, 7



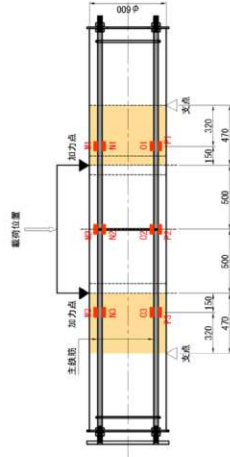
三軸ゲージ設置数量

供試体	設置箇所	1箇所当たり三軸ゲージ枚数	三軸ゲージ設置数量
CASE1	4	3	12
CASE2	4	3	12
CASE3	4	3	12
CASE4	4	3	12
CASE5	4	3	12
CASE6	4	3	12
CASE7	4	3	12
CASE8	4	3	12
合計	32	3	96

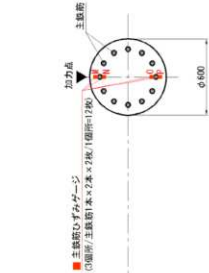
図-4.2.2.9 場所打ち杭供試体実験鉄筋ひずみ計測計画図 縮尺 1:40

CASE1

側面図

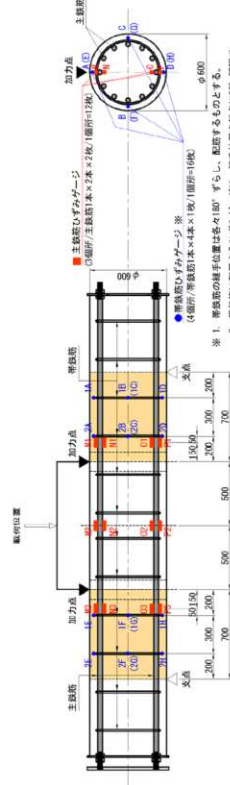


断面図

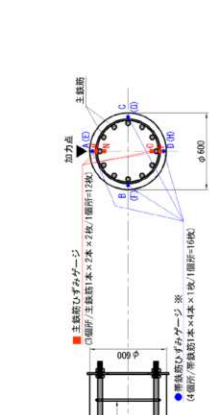


CASE5

側面図



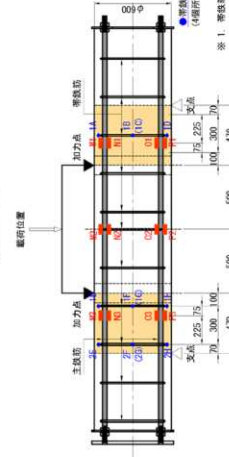
断面図



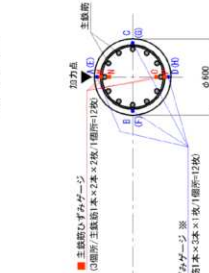
※ 1. 荷役時の軸手位置は各々180° ずらし、配筋するものとする。
2. 荷役時に配置するひずみゲージは、軸手位置を起点に30° 間隔で、1本当り4個所とする。

CASE2

側面図



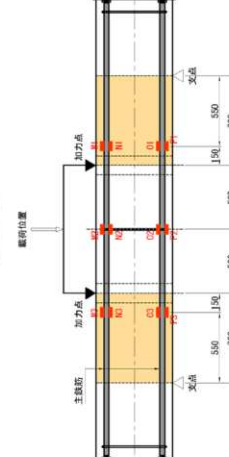
断面図



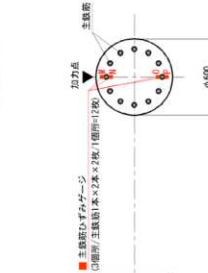
※ 1. 荷役時の軸手位置は各々180° ずらし、配筋するものとする。
2. 荷役時に配置するひずみゲージは、軸手位置を起点に30° 間隔で、1本当り4個所とする。

CASE3

側面図



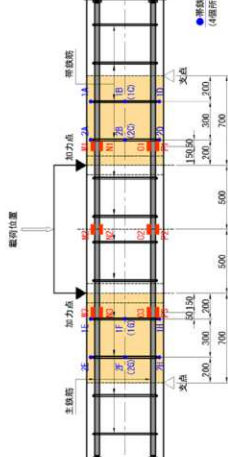
断面図



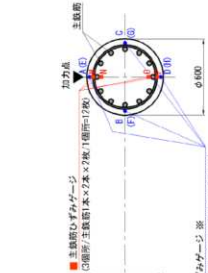
※ 1. 荷役時の軸手位置は各々180° ずらし、配筋するものとする。
2. 荷役時に配置するひずみゲージは、軸手位置を起点に30° 間隔で、1本当り4個所とする。

CASE4

側面図



断面図



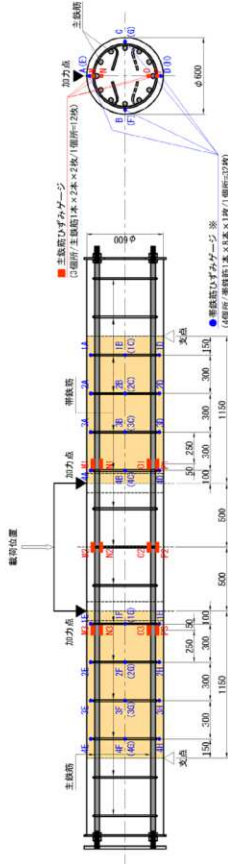
※ 1. 荷役時の軸手位置は各々180° ずらし、配筋するものとする。
2. 荷役時に配置するひずみゲージは、軸手位置を起点に30° 間隔で、1本当り4個所とする。

鉄筋ひずみゲージ設置数量

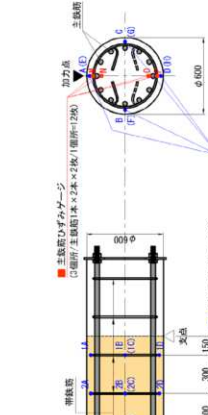
区分	鉄筋	1箇所当り ゲージ枚数	ひずみゲージ 設置数量
主鉄筋	CASE1	6	2
	CASE2	6	2
	CASE3	6	2
	CASE4	6	2
	CASE5	6	2
	CASE6	6	2
	CASE7	6	2
	CASE8	6	2
荷役筋	CASE1	0	0
	CASE2	12	1
	CASE3	0	0
	CASE4	16	1
	CASE5	16	1
	CASE6	16	1
	CASE7	32	1
	CASE8	32	1
合 計	主鉄筋	48	2
	荷役筋	124	1
	各 計	172	3

CASE8

側面図



断面図



※ 1. 荷役時の軸手位置は各々180° ずらし、配筋するものとする。
2. 荷役時に配置するひずみゲージは、軸手位置を起点に30° 間隔で、1本当り4個所とする。

(6) 実験結果

実験結果概要を表-4.2.2.4、表-4.2.2.5に示す。①すべての供試体は斜めせん断ひび割れが発生しており、実験で確認できた最大耐力が曲げ水平耐力を下回るため、破壊形態は「せん断破壊」と判断される。②すべての供試体ケースにおいて、実験によるせん断耐力は現行基準（H24 道示、H29 道示、ただし、せん断スパン比 a/d による効果を考慮）による理論式を上回った。

表-4.2.2.4 供試体結果概要 (1/2)

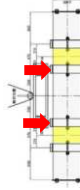
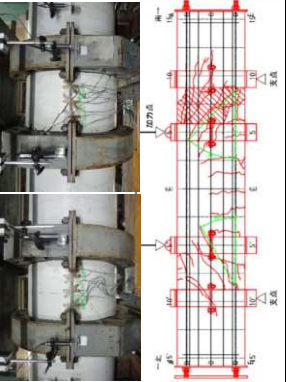
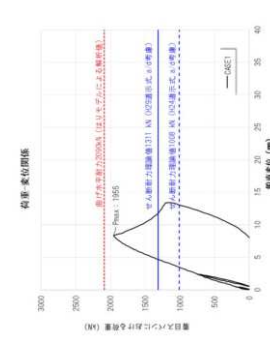
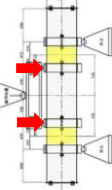
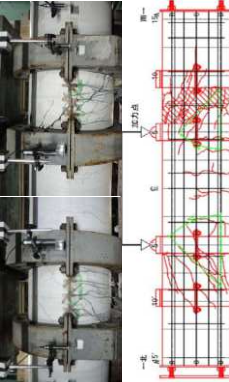
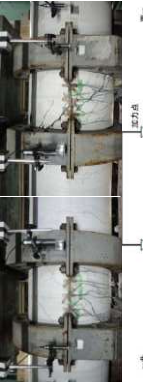
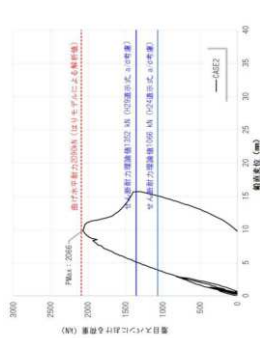
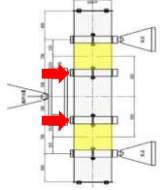
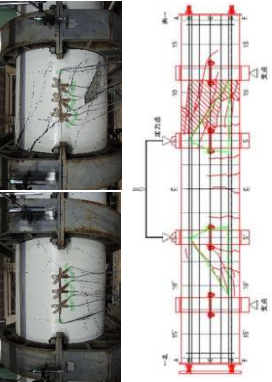
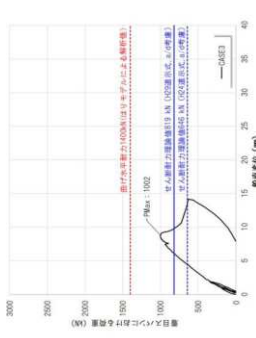
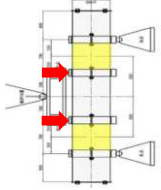
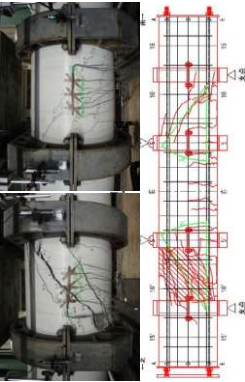
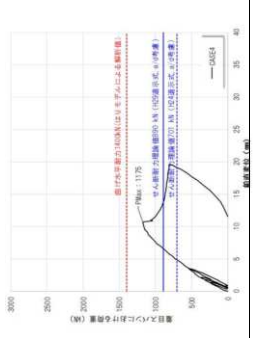
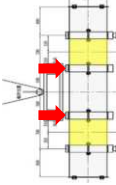
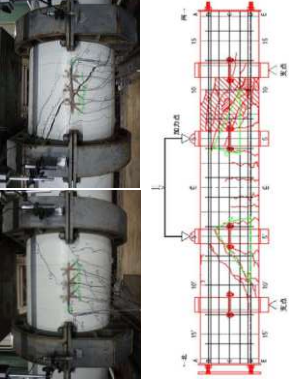
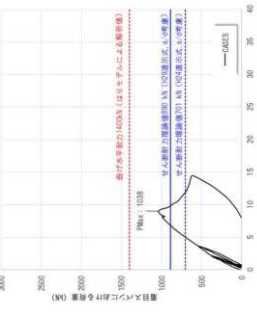
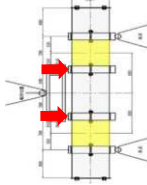
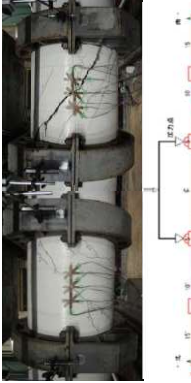
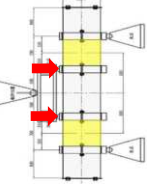
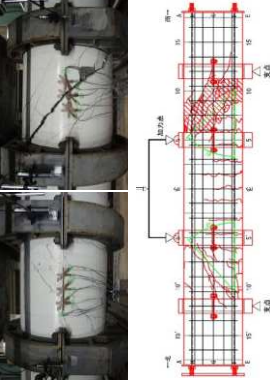
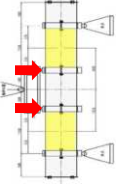
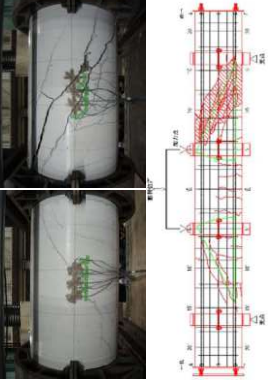
CA SE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋 継手方法	せん断 スパン比	供試体構造図	破壊 形態	実験状況 ひび割れ進展図	P- δ 曲線	① 実験値 kN ② H24 推定値 (a/d) ③ H29 推定値 (a/d)
1	ϕ 600	$\sigma_{ck}=30\text{N}/\text{mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (軸方向鉄筋 比:4.8%)	<u>配置せず</u>	— 	1.0		せん断 破壊	 		① 1955kN ② 1008kN (①/②1.94) ③ 1311kN (①/③1.49)
2	ϕ 600	"	"	D13@300		1.0		せん断 破壊	 		① 2066kN ② 1066kN (①/②1.94) ③ 1352kN (①/③1.53)
3	ϕ 600	"	"	<u>配置せず</u>	— 	1.5		せん断 破壊	 		① 1002kN ② 646kN (①/②1.55) ③ 819kN (①/③1.22)
4	ϕ 600	"	"	D13@300		1.5		せん断 破壊	 		① 1175kN ② 701kN (①/②1.68) ③ 890kN (①/③1.32)

表-4.2.2.5 供試体結果概要 (2/2)

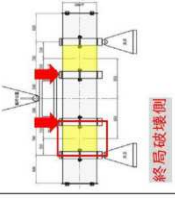
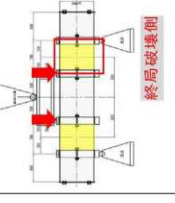
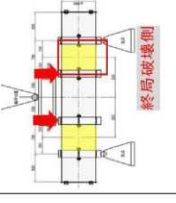
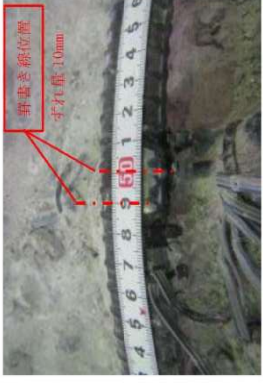
CA SE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断 スパン比	供試体構造図	破壊 形態	実験状況 ひび割れ進展図	P-δ 曲線	① 実験値 kN ② H24 推定値 (a/d) ③ H29 推定値 (a/d)
5	φ 600	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本(軸方 向鉄筋比:4.8%)	D13@300		1.5		せん断 破壊			① 1038kN ② 701kN (①/②1.48) ③ 890kN (①/③1.17)
6	φ 600	"	"	"		1.5		せん断 破壊			① 1119kN ② 702kN (①/②1.68) ③ 892kN (①/③1.25)
7	φ 600	"	"	D13@150		1.5		せん断 破壊			① 1262kN ② 758kN (①/②1.66) ③ 965kN (①/③1.31)
8	φ 600	"	"	D13@300		2.5		せん断 破壊			① 563kN ② 370kN (①/②1.52) ③ 473kN (①/③1.19)

(7) 供試体のはつり調査

せん断破壊実験が終了した供試体の帯鉄筋の状況観察を行うことを目的に、表-4.2.2.6に示すせん断破壊実験後の供試体に対して、電動コンクリートブレーカーを用いた帯鉄筋の継手が確認できる範囲のはつり及び観察が別途行われた。

- ・CASE5およびCASE6供試体は、ひずみゲージ設置の際に罫書きした位置出し線にずれが生じていることが観察され、載荷により継手部が広がったことが推測される。
- ・帯鉄筋をブリア溶接したCASE4供試体は、罫書き線のずれは見られなかったため、コンクリートに対する拘束が他のケースより大きいことが推察される。

表-4.2.2.6 供試体のはつり箇所及びその結果

CASE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断スパン比	供試体構造図	破壊形態	はつり結果	考察
4	φ 600	$\sigma_{sk}=30\text{N}/\text{mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (軸方向鉄筋比: 4.8%) 	D13@300 	5φ 重ね合せ 隅肉溶接 	1.5		せん断 破壊  	・罫書き線のずれが見られない。	
5	φ 600	"	"	"	重ね継手長 30φ フックなし 	1.5		せん断 破壊  	・罫書き線のずれが見られる。	
6	φ 600	"	"	"	重ね継手長 40φ フックあり 	1.5		せん断 破壊  	・罫書き線のずれが見られる。	

(8) 実験結果の考察

1) 供試体の破壊形態と最大耐力

i) 供試体の破壊形態

写真-4.2.2.3 に示すようにすべての供試体で斜めせん断ひび割れの発生が確認されており、実験で確認できた最大耐力が理論式による曲げ水平耐力を下回るため、供試体の破壊形態は「せん断破壊」と判断される。

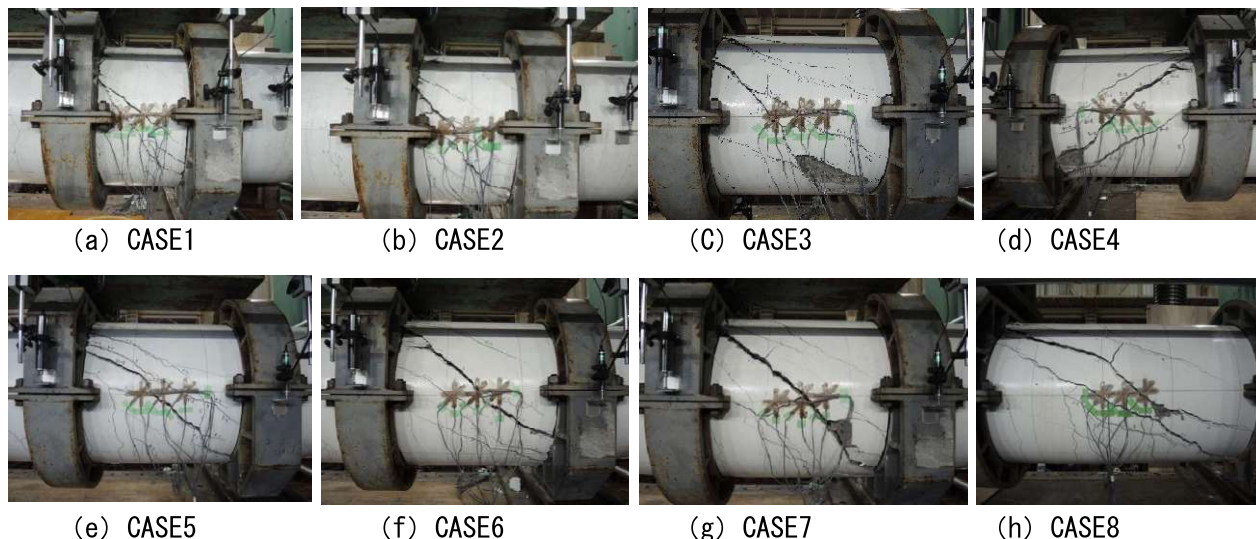


写真-4.2.2.3 実験状況（実験終了後）

ii) 供試体の最大耐力

図-4.2.2.10 に示すように、すべてのケースにおいて、実験によるせん断耐力は平成24年道示、平成29年道示のせん断耐力を上回ることが確認できた。ただし、平成24年道示、平成29年道示のせん断耐力は、せん断スパン比 a/d による割増を考慮している。

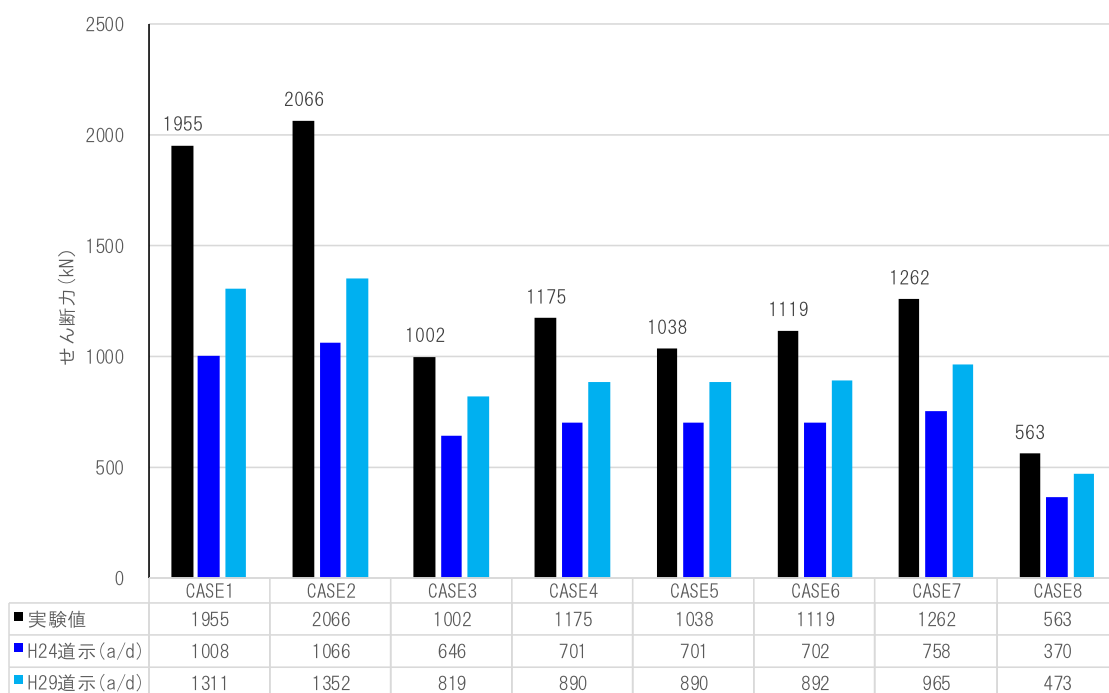


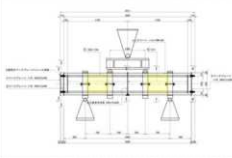
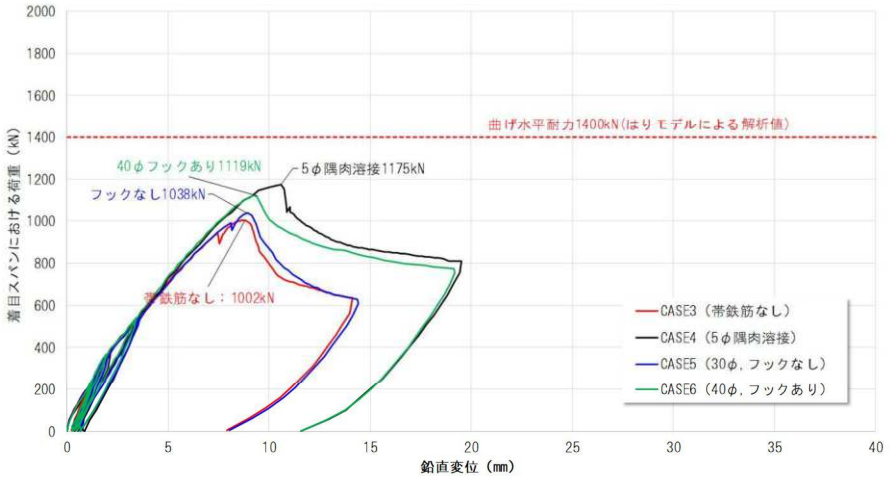
図-4.2.2.10 せん断耐力の比較

2) 場所打ち杭のせん断耐力に及ぼす帯鉄筋継手方法の影響

せん断破壊先行型となるように構造諸元を計画した供試体を対象に載荷試験を実施した。その結果、実せん断耐力が実材料強度を考慮した曲げ水平耐力の計算値を下回るため、いずれもせん断破壊になっていることは確認できているが、実験結果と算定したせん断耐力の間に乖離が見られた。

特に、S55 以前の場所打ち杭については、実態調査では帯鉄筋が配置されているものの、すみ肉溶接が施されておらず、且つ、フックが設けられていないケースが多く確認されている。これらの杭の諸元に類似するケースとして供試体実験では「ケース 5」を対象に載荷試験を実施したが、表-4.2.2.7 に示すように帯鉄筋のせん断補強効果が僅かであった。

表-4.2.2.7 場所打ち杭のせん断耐力に及ぼす帯鉄筋継手方法の影響

設計基準		CASE3	CASE5	CASE4	CASE6
帯鉄筋の継手方法	形状	帯鉄筋なし 	構造細目の規定なし (ケース5: 重ね継手長30φ フックなし) 	重ね継手長5φ程度 両面すみ肉溶接 (ケース4: 5φ程度 両面すみ肉溶接) 	重ね継手長40φ フックあり (ケース6) 
	実態調査結果 (存在する割合)	—	64%	20%	0% ※残16%はH6基準(10φ重ね フレア溶接)
	荷重-変位関係	荷重-変位関係  40φフックあり1119kN 5φ隅肉溶接1175kN フックなし1038kN 帯鉄筋なし: 1002kN — CASE3 (帯鉄筋なし) — CASE4 (5φ隅肉溶接) — CASE5 (30φ, フックなし) — CASE6 (40φ, フックあり)			
実験結果	実験値 (kN)	1002.0	1038.0	1175.0	1119.0
	現行基準を 満足する細目 (CASE6) に対する比率	0.90	0.93	1.05	1.00

※現行基準を満足する細目 (CASE6) に対する比率とは、CASE6 の実験値に対する各ケースの実験値を意味する。また、この表での実験値とは、荷重-変位関係における最大荷重のことである。

3) 場所打ち杭のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比の影響

場所打ち杭のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比の影響を確認するため、代表ケースを整理し、表-4.2.2.8に示す。

表-4.2.2.8 場所打ち杭のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比の影響

CASE	せん断耐力への影響因子						=	せん断耐力 (kN) (実験値)	
	Sc (コンクリート負担分)		+	Ss (帯鉄筋負担分)		+			Sp (軸力負担分)
	材料強度等	せん断スパン比		鉄筋量	継手方法				
1	-	1.0	+	なし		+	なし	=	1955
	Sc (1.0)								
3	-	1.5	+	なし		+	なし	=	1002
	Sc (1.5)								
6	-	1.5	+	@300	40φフックあり	+	なし	=	1119
	Sc (1.5)			Ss (1.5、40φフックあり@300) a/d=1.5における帯鉄筋負担分					
8	-	2.5	+	@300	40φフックあり	+	なし	=	563
	Sc (2.5)			Ss (2.5、40φフックあり@300) a/d=2.5における帯鉄筋負担分					

ケース1より、Sc (1.0) =1955kN、ケース3より、Sc (1.5) =1002kN、ケース3とケース6より、Ss (1.5、40φフックあり@300) =1119kN-1002kN=117kNとなる。ここで、平成24年道示IV8.7.4に準用し、斜引張鉄筋が負担するせん断耐力に対する低減係数Cdsを考慮すると、

$$\begin{aligned}
 Ss (2.5、40\phi \text{フックあり}@300) &= 1/C_{ds} \times Ss (1.5、40\phi \text{フックあり}@300) \\
 &= 1/(a/d/2.5) \times Ss (1.5、40\phi \text{フックあり}@300) \\
 &= 1/(1.5/2.5) \times 117\text{kN} \\
 &= 195\text{kN}
 \end{aligned}$$

ケース8より、Sc (2.5) =563kN - 195kN = 368kN

上記の関係を整理し、図-4.2.2.8に整理すると、場所打ち杭のせん断耐力評価において、平成24年道示IV表-8.7.1に規定されるせん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数Cdcを適用することで安全側の評価となることが分かる。

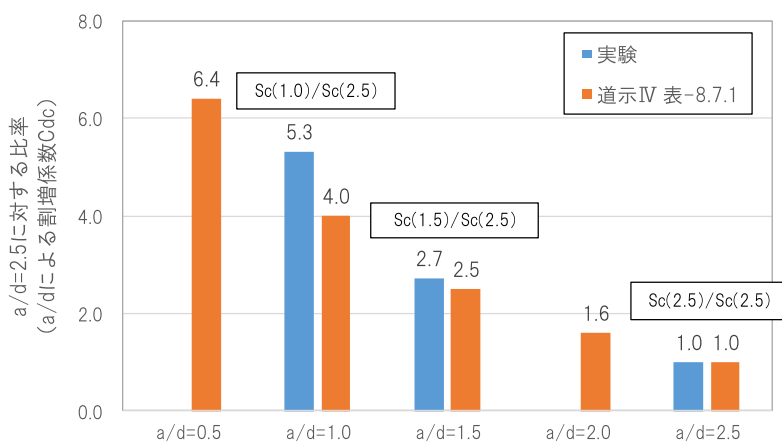


図-4.2.2.8 せん断スパン比によるコンクリート負担分割増の影響度の比較

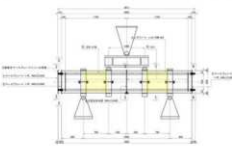
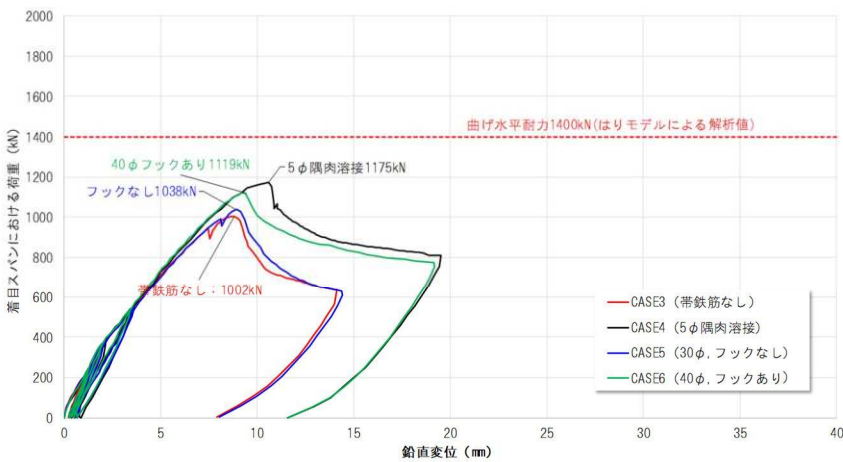
4.2.3 単杭のせん断破壊実験の再現解析

(1) 解析の目的

4.2.2 項の単杭のせん断破壊実験では、「せん断破壊」になっていることは確認できているが、実験結果と推定せん断耐力の間に乖離が見られた。特に、S55 以前の場所打ち杭については、実態調査では帯鉄筋が配置されているものの、すみ肉溶接が施されておらず、且つ、フックが設けられていないケースが多く確認されている。これらの杭の諸元に類似するケースとして供試体実験では「ケース 5」を対象に載荷試験を実施したが、表-4.2.3.1 に示すように帯鉄筋のせん断補強効果がほとんど見られなかった。一方、実験後のはつり試験では写真-4.2.3.1 に示すように、僅かに帯鉄筋の開きが見られるものの、鉄筋とコンクリートとの間にすべりの痕跡が顕著ではなかった。

以上のような、構造細目の違いの影響等を考察するためには、まず、せん断耐力の乖離の原因や破壊に至るまでのメカニズムを分析する必要があることから、4.2.2 項の単杭のせん断破壊実験供試体を対象に、3 次元 FEM 解析による再現解析を実施した。なお、破壊に至る詳細なメカニズムの解明には、帯鉄筋の付着がせん断耐力に与える影響についても検討することが望ましいが、供試体の破壊形状は、複数とはいえ、少数の斜めひび割れが卓越するようなせん断破壊形式であったことから、本検討では、帯鉄筋の付着については検討の対象外としている。

表-4.2.3.1 供試体を対象としたせん断耐力の比較

設計基準		CASE3	CASE5	CASE4	CASE6
		—	S55 以前	S55～H6	H14～（現行基準）
帯鉄筋の継手方法	形状	帯鉄筋なし 	構造細目の規定なし (ケース5: 重ね継手長30φ フックなし) 	重ね継手長5φ程度 両面すみ肉溶接 (ケース4: 5φ程度 両面すみ肉溶接) 	重ね継手長40φ フックあり (ケース6) 
	実態調査結果 (存在する割合)	—	64%	20%	0% ※残16%はH8基準(10φ重ね、フレア溶接)
実験結果	荷重-変位関係				
	実験値 (kN)	1002.0	1038.0	1175.0	1119.0
	現行基準を 満足する細目 (CASE6) に対する比率	0.90	0.93	1.05	1.00

※現行基準による計算値は修正荒川 mean 式により推定した値である。

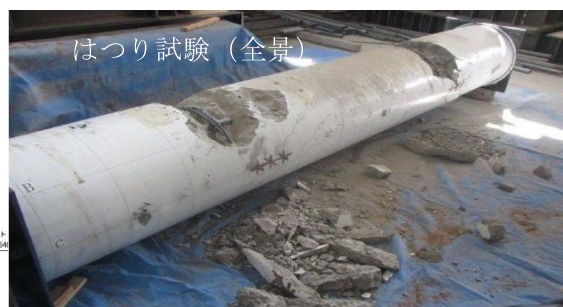
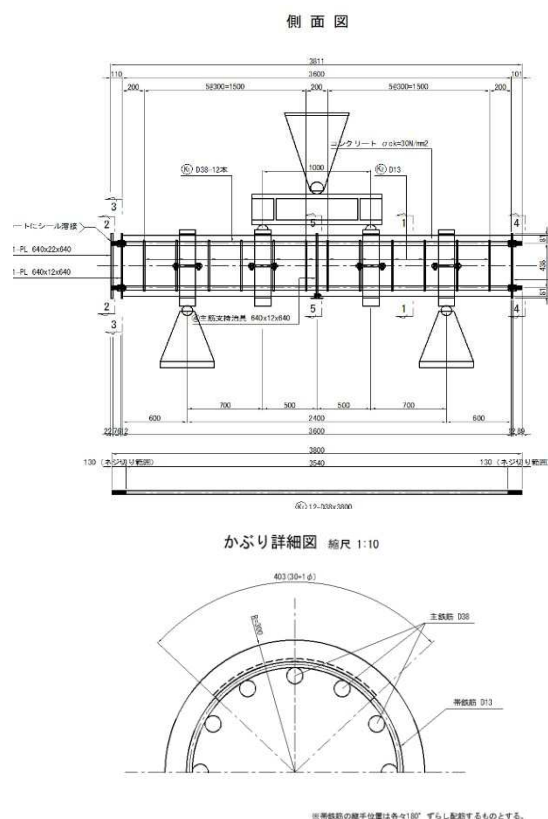


写真-4.2.3.1 供試体ケース5の試験結果

(2) 再現解析ケース

再現解析は実験が行われた表-4.2.3.2に示す8ケースを対象に行った。

表-4.2.3.2 せん断破壊の実験ケース

CASE	供試体寸法 (mm)		材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断 スパン 比
	杭径	長さ					
1	φ 600	3, 140	σ _{ck} =30 N/mm ² 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (Pt=4. 8%)	-	-	1. 0
2	φ 600	3, 140			D13 @300	5φ 重ね合わせ すみ肉溶接	1. 0
3	φ 600	3, 600			-	-	1. 5
4	φ 600	3, 600			D13 @300	5φ 重ね合わせ すみ肉溶接	1. 5
5	φ 600	3, 600			D13 @300	重ね継手長 30 φ フックなし	1. 5
6	φ 600	3, 600			D13 @300	重ね継手長 40 φ フックあり	1. 5
7	φ 600	3, 600			D13 @150	重ね継手長 40 φ フックあり	1. 5
8	φ 600	4, 500			D13 @300	重ね継手長 40 φ フックあり	2. 5

(3) 解析条件

- ・使用プログラム：汎用非線形有限要素プログラム midas FEA
- ・解析方法：自重解析+静的プッシュオーバー解析
- ・使用要素：有限要素モデルの考え方を表-4.2.3.3に示す。

表-4.2.3.3 使用要素一覧表

区 分	使用要素	線形／非線形	備考
供試体(杭)	ソリッド要素	非線形	—
治 具	ソリッド要素	線 形	—
天然ゴム	ソリッド要素	線 形	等方性
主鉄筋・帯鉄筋	埋込鉄筋要素	非線形	—
要素間	—	—	剛結

ここで、天然ゴムは図-4.2.3.1に示す通り、供試体と治具の間隔補正のために配置したものであり、天然ゴムの有無が解析結果に及ぼす影響を確認するために、CASE8を対象に試設計を実施した。その結果、図-4.2.3.2に示すように、天然ゴムの有無により供試体の変形状に明らかな相違が確認された。そのため、再現解析では天然ゴムを線形要素としてモデル化し、その影響を考慮するものとした。

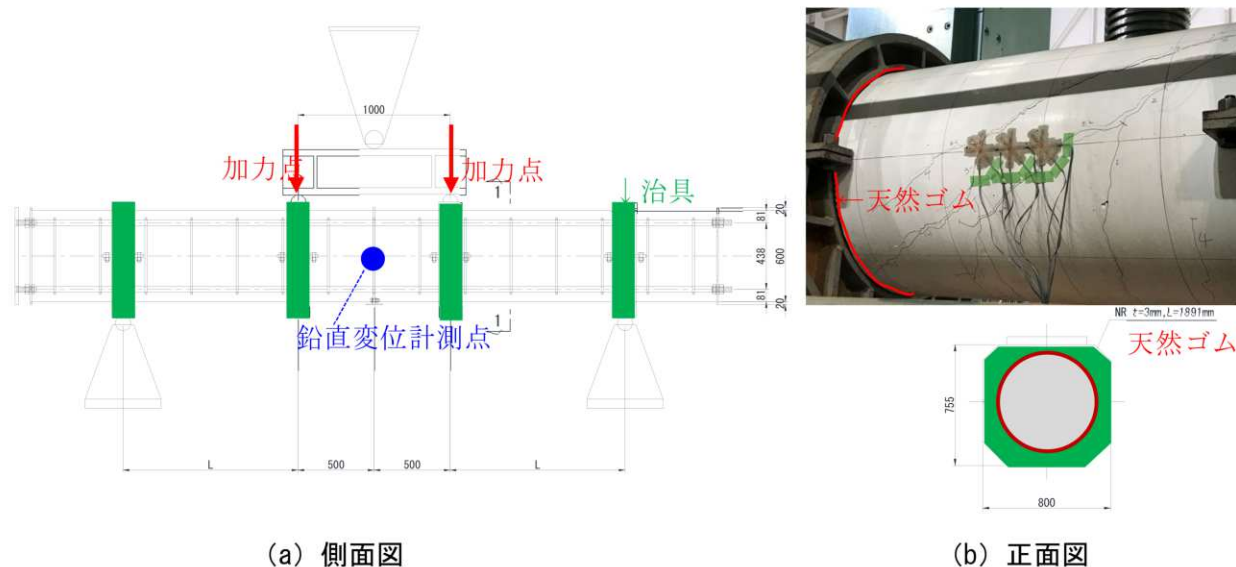


図-4.2.3.1 供試体におけるゴムの設置位置に関する説明図

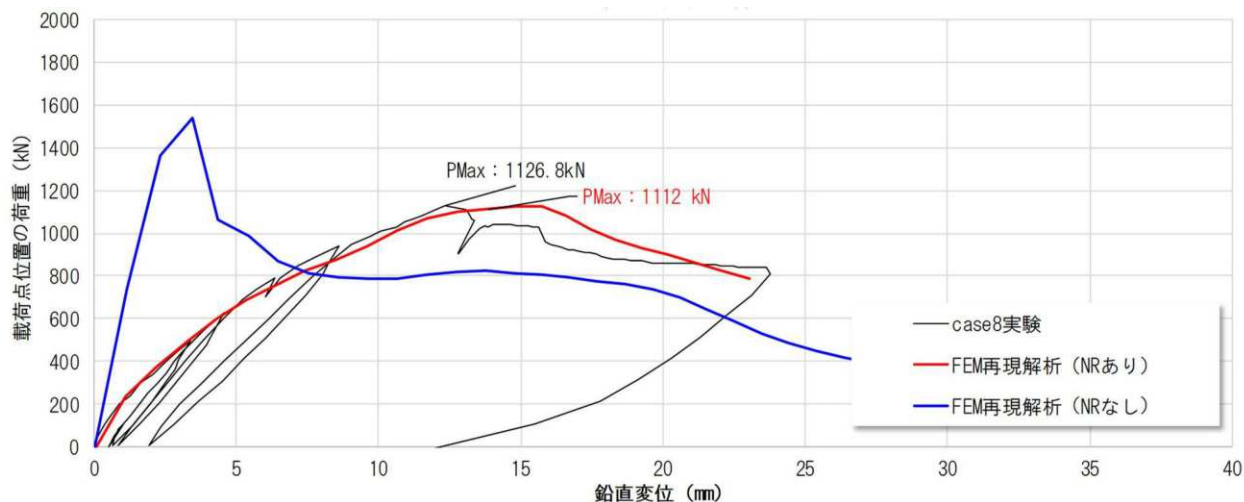


図-4.2.3.2 CASE8を対象としたP- δ 曲線の比較結果

(4) 材料条件及び材料モデル

1) 材料条件

解析における材料定数は、表-4.2.3.4及び表-4.2.3.5に示す通りに設定した。

表-4.2.3.1に示すコンクリート、主鉄筋・帯鉄筋の材料条件は、実験実施直前の材料試験の結果により設定した。天然ゴムのポアソン比・単位重量は、表-4.2.3.5に示すように設定した。なお、弾性係数については、材料の非線形性を考慮せず、実験にフィッティングするよう設定した。

表-4.2.3.4 コンクリート・鉄筋の材料定数

ケース	区分	コンクリート								鉄筋										
										杭主鉄筋					杭帯鉄筋					
		単位重量 ρ (kN/m3)	弾性係数 E (kN/mm2)	ポアソン比 ν	最大粗骨材 d (mm)	圧縮強度 fck (N/mm2)	引張強度 ft (N/mm2)	破壊エネルギー G (N/mm)	単位重量 ρ (kN/m3)	呼び径 A	弾性係数 E (kN/mm2)	降伏点 σsy (N/mm2)	ポアソン比 ν	単位重量 ρ (kN/m3)	呼び径 A	弾性係数 E (kN/mm2)	降伏点 σsy (N/mm2)	引張応力 σmax (N/mm2)	終局ひずみ ν	ポアソン比 ν
case1	杭	23	25.22	0.175	20	35.36	2.40	0.089	77	D38	194.133	401.8	0.3	77	—	—	—	—	—	0.3
case2	杭	23	24.77	0.183	20	36.38	2.40	0.090	77	D38	194.133	401.8	0.3	77	D13	191.627	338.0	468.3	0.286	0.3
case3	杭	23	27.38	0.181	20	36.97	2.45	0.090	77	D38	195.119	378.5	0.3	77	—	—	—	—	—	0.3
case4	杭	23	24.67	0.186	20	36.25	2.61	0.090	77	D38	195.119	378.5	0.3	77	D13	191.627	338.0	468.3	0.286	0.3
case5	杭	23	25.48	0.178	20	37.53	2.48	0.091	77	D38	195.119	378.5	0.3	77	D13	191.627	338.0	468.3	0.286	0.3
case6	杭	23	25.81	0.183	20	37.04	2.37	0.090	77	D38	195.119	378.5	0.3	77	D13	190.392	346.5	501.8	0.294	0.3
case7	杭	23	25.36	0.173	20	37.35	2.42	0.091	77	D38	195.119	378.5	0.3	77	D13	190.392	346.5	501.8	0.294	0.3
case8	杭	23	24.41	0.192	20	37.33	2.43	0.091	77	D38	194.133	401.8	0.3	77	D13	190.392	346.5	501.8	0.294	0.3

表-4.2.3.5 鋼板・天然ゴムの材料定数

ケース	区分	鋼板			天然ゴム		
		単位重量 ρ (kN/m ³)	弾性係数 E (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	単位重量 ρ (kN/m ³)	せん断弾性 係数* (kN/mm ²)	ポアソン比 ν
CASE1	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
CASE2	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
CASE3	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
CASE4	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
CASE5	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
CASE6	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
CASE7	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
CASE8	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105

※ 天然ゴムのせん断弾性係数については、材料の非線形を考慮せず、実験にフィッティングするよう設定した。

2) 材料モデル

i) 材料モデルの概要

解析に用いる各材料のモデルについては、以下のように設定した。

コンクリートは、全ひずみに基づく構成モデルとし、圧縮側応力-ひずみモデルには、図-4.2.3.3に示すよう圧縮破壊エネルギーが考慮できるようにモデル化した。

コンクリートひび割れについては、固定ひび割れモデル/回転ひび割れモデルを使用し、引張側応力-ひずみモデルは、引張破壊エネルギーを考慮し、Hordijk et al の引張軟化関係（図-4.2.3.4）を用いた。ここに、引張強度は「コンクリート標準示方書」（設計編）に規定される次ページの式により算出した。

図-4.2.3.3における h はメッシュの等価長さで、各供試体の構造諸元が異なることから、実験結果にフィッティングするように、解析の中で設定した。

$$f_t = 0.23 \times (f_{ck})^{2/3}$$

ここに、 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

f_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

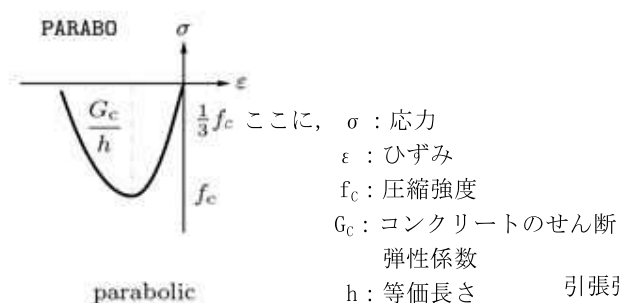


図-4.2.3.3 圧縮側の応力-ひずみ関係

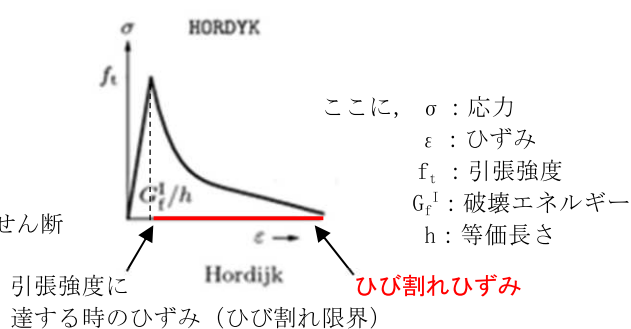


図-4.2.3.4 引張側の応力-ひずみ関係

多軸応力下の破壊基準として、コンクリートの多軸拘束状態を考慮するために、帯鉄筋の形状（フックの有無）に応じて拘束効果が期待できるケースについては、図-4.2.3.5に示す Selby and Vecchio の「横拘束効果」を考慮した。

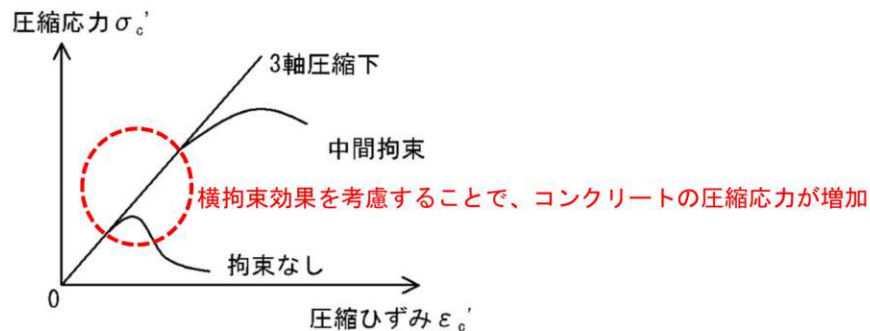


図-4.2.3.5 多軸拘束を考慮したモデル

鉄筋の材料非線形特性については、Von-Mises 則に準じて、図-4.2.3.6 に示す通りとした。

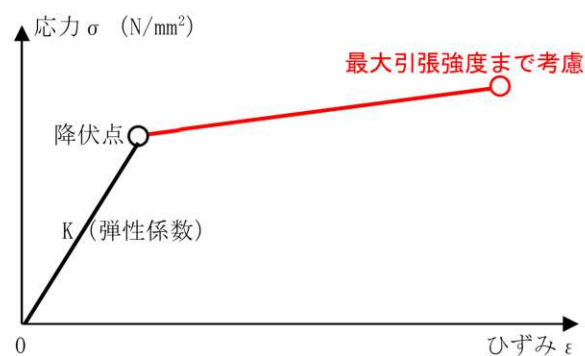


図-4.2.3.6 鉄筋の応力-ひずみ関係

天然ゴムの弾性係数については、実験の中で、天然ゴムが主に圧縮されること、また、天然ゴムの圧縮側の性質が図-4.2.3.7 に示す通り概ね線形関係を示すことから、再現解析では材料の非線形を考慮していない。また、せん断弾性係数については、ゴムと治具とのすりの影響を考慮し、実験にフィッティングするよう設定した。

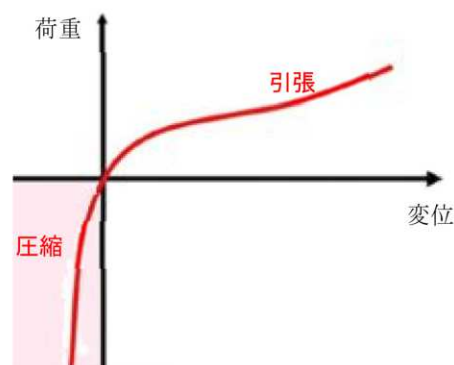


図-4.2.3.7 天然ゴムの荷重-変位関係

ii) コンクリートのひび割れモデル

コンクリートのひび割れに対する解析方法は図-4.2.3.8に示す通りに、離散ひび割れモデルと分散ひび割れモデルで区分することができる。

離散ひび割れモデルは離散化した有限要素の境界にひび割れを表現する方法で、コンクリートのひび割れによる物理的な不連続および鉄筋の破断と滑りなどの挙動が具体的に表現できる長所があるが、有限要素モデリングが非常に複雑で、事前にひび割れの発生位置を特定する必要があることから、採用していない。分散ひび割れモデルでは局部的に発生するひび割れを広い面に分散されたと仮定して扱う方法がある。一般的に鉄筋がたくさん配筋された鉄筋コンクリート構造物の解析に適切しており、有限要素モデルが比較的簡単であるため、コンクリートのひび割れモデルとして「分散ひび割れモデル」を採用した。

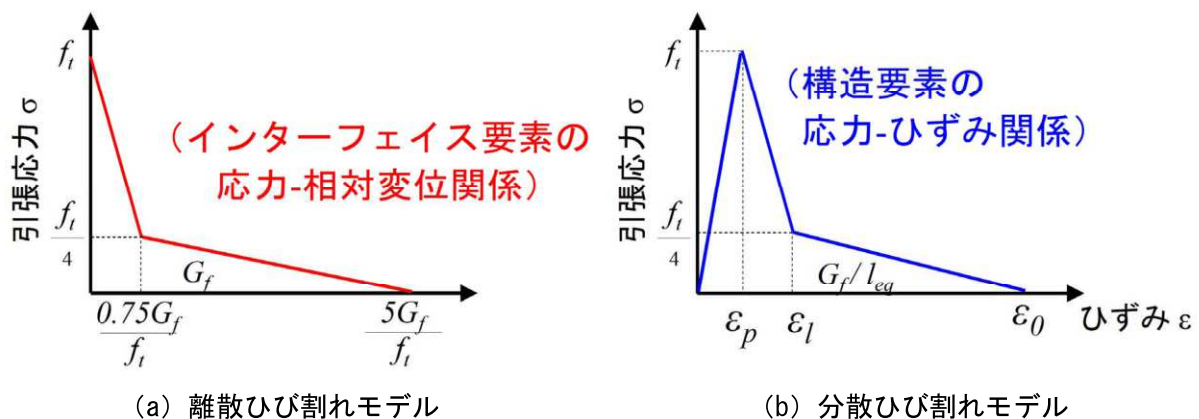


図-4.2.3.8 コンクリートのひび割れモデル

分散ひび割れモデルはひび割れに対する数値解析方法によって分離ひずみモデル (decomposed-strain model)、全ひずみモデル、およびその他多様なモデルに区分される。分離ひずみモデルはひずみを材料ひずみとひび割れひずみに分離して計算を行うが、物性値の選定の難しさ、収束性低下などの短所があるため、実務に不向きである。全ひずみモデルはひずみ成分を分離せず、全ひずみを使うために比較的簡単な方法で数式化ができる。また、ひび割れを含む引張及び圧縮挙動に対して、それぞれ1つだけの応力-ひずみ関係を用いるため、実務で使いやすいことから、全ひずみひび割れモデルを採用した。

全ひずみひび割れモデルは、図-4.2.3.9のようにひび割れ軸の取り扱いによって、固定ひび割れモデルと回転ひずみモデルに区分される。前者はひび割れ軸が一度決まったら変化しないと仮定する方法で、比較的剛性の高い構造物の解析に適していると言われている。

一方、回転ひび割れモデルは主ひずみの変化に従ってひび割れの方角も回転すると仮定する方法であるため、比較的可変形しやすい構造物の解析に適していると言われている。

上記のことを踏まえ、ケースごとに「固定ひび割れモデル」、「回転ひび割れモデル」の適用性を確認し、再現解析にあたって最適なひび割れモデルを提案するものとした。

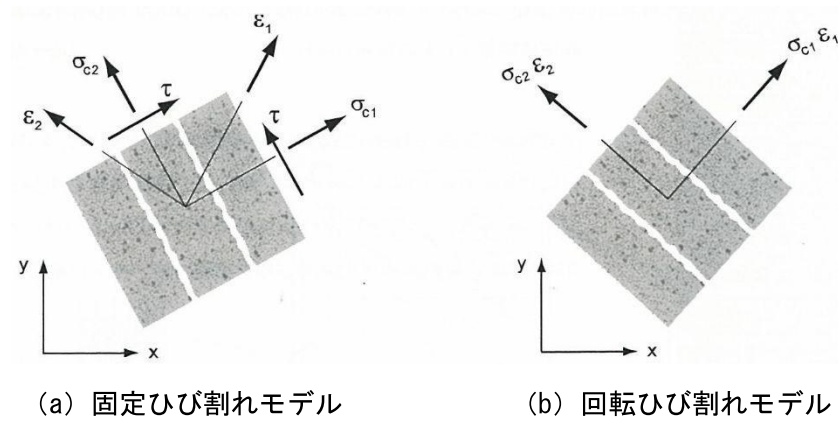


図-4.2.3.9 直交ひび割れモデル

解析に用いるプログラム midas FEA における全ひずみひび割れモデルは Vecchio と Collins¹⁾が提案した修正圧縮場理論 (Modified Compression Field Theory) に基づいている。Collins らによって提案された修正圧縮場理論は、鉄筋コンクリートに発生した斜めひび割れを離散的にとらえるのではなく、斜めひび割れを持つ一様な RC 要素としてとらえ、要素内に働くひずみ・応力を平均的に取り扱うことで、せん断問題を合理的に取扱う解析手法であると言われている。

(5) 境界条件・载荷条件

1) 境界条件（自重解析・プッシュオーバー解析時）

解析時の境界条件は実験に合わせるものとして、その詳細を図-4.2.3.10に示す。

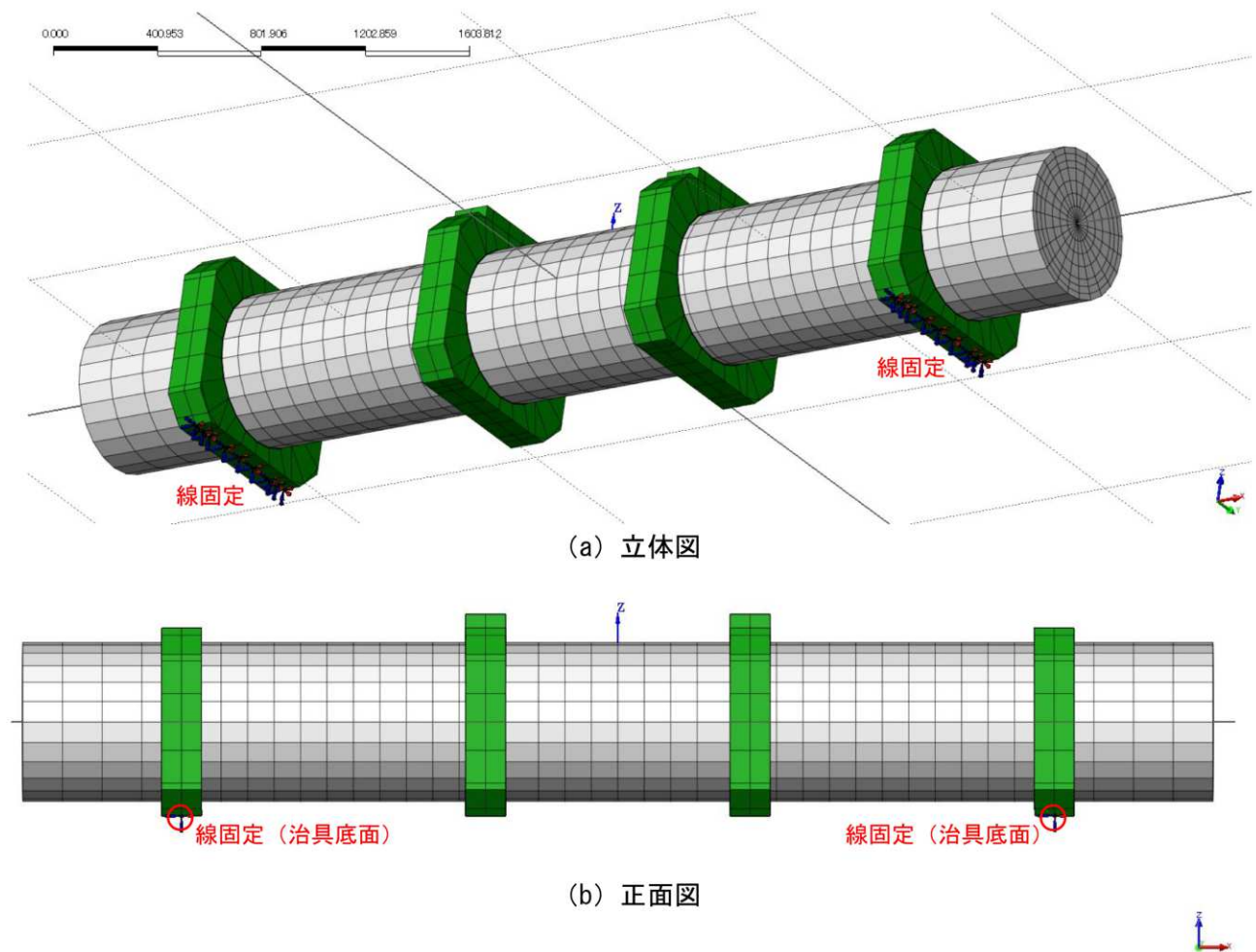


図-4.2.3.10 境界条件（共通）

2) 载荷条件（プッシュオーバー解析時）

解析は、供試体自重を载荷させた後に、図-4.2.3.11に示す通りに強制変位による漸増解析を実施した。

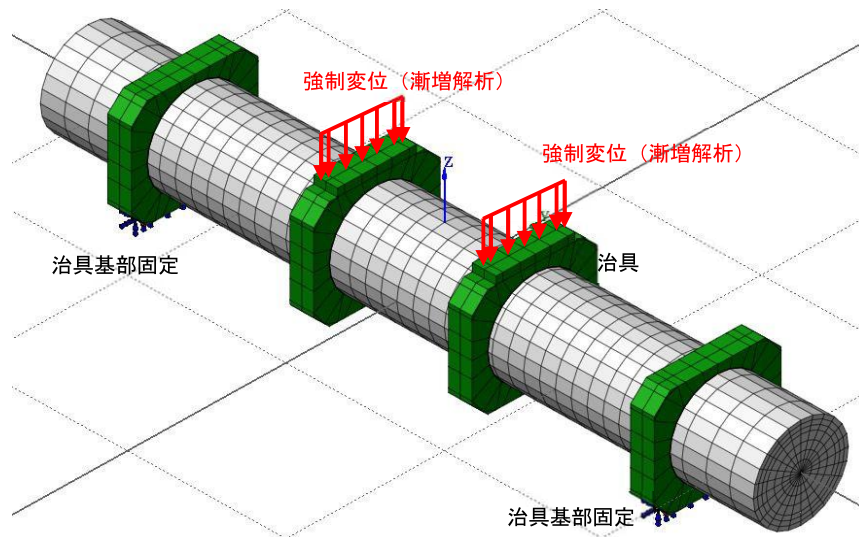


図-4. 2. 3. 11 载荷条件（共通）

(6) メッシュ分割

1) CASE1・CASE2

メッシュ分割図を図-4. 2. 3. 12 に示す。メッシュ分割数を表-4. 2. 3. 6 に示す。

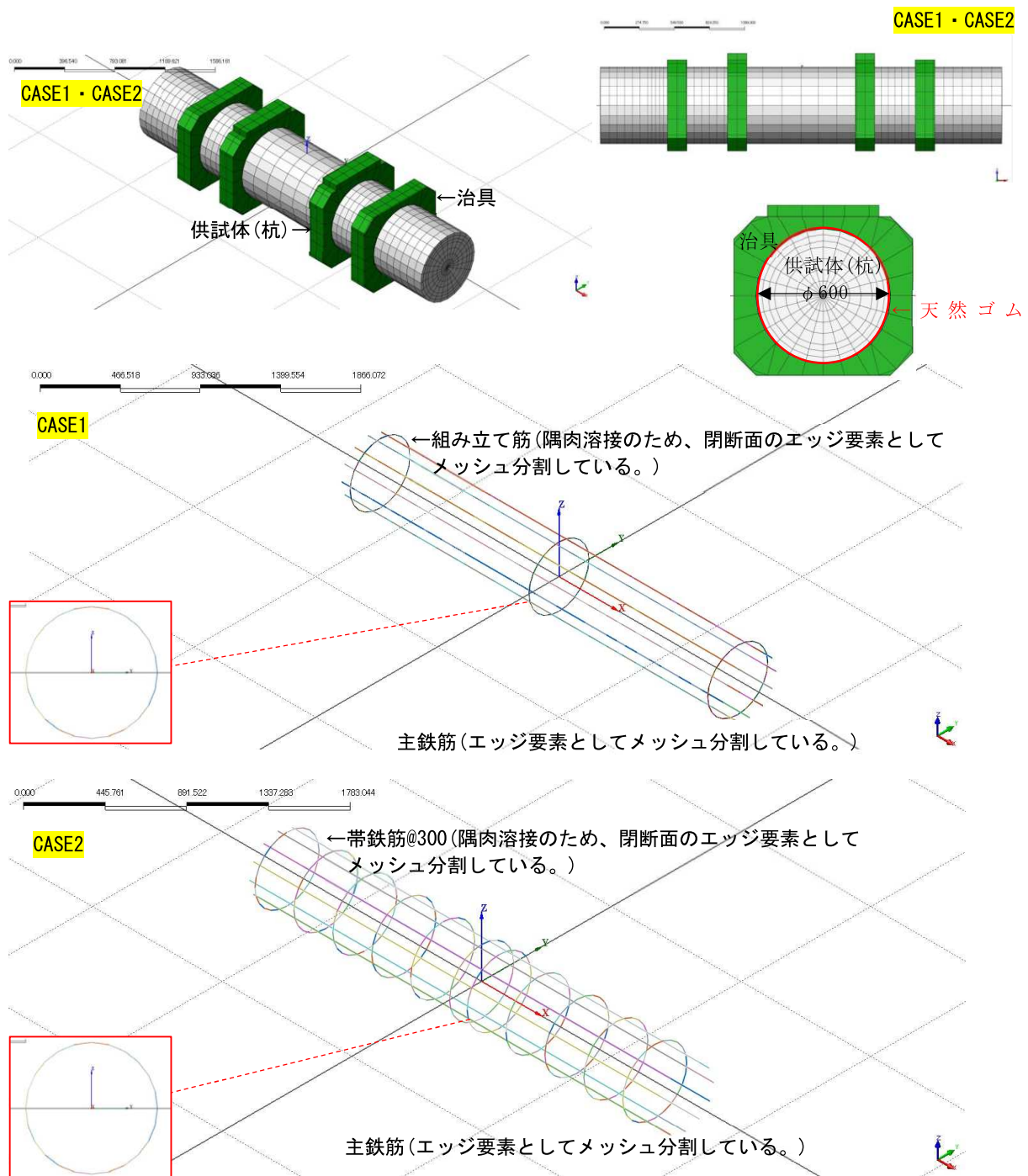


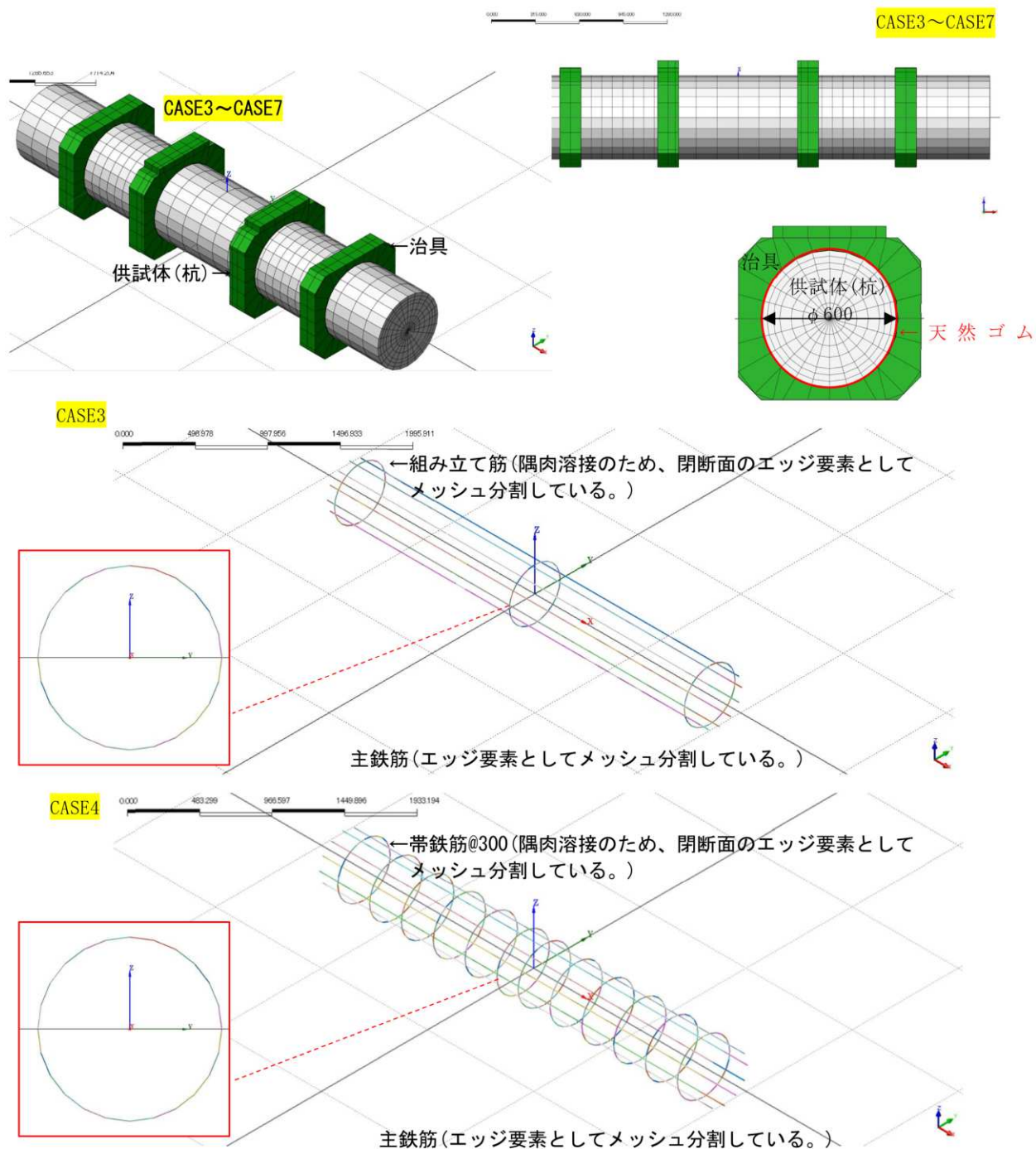
図-4.2.3.12 CASE1・CASE2 のメッシュ分割図

表-4.2.3.6 CASE1・CASE2 のメッシュ分割数（共通）

区分	節点数	要素数
供試体(杭)	8112	7896
天然ゴム	720	264
治 具	949	426

2) CASE3～7

メッシュ分割図を図-4.2.3.13に示す。メッシュ分割数を表-4.2.3.7に示す。



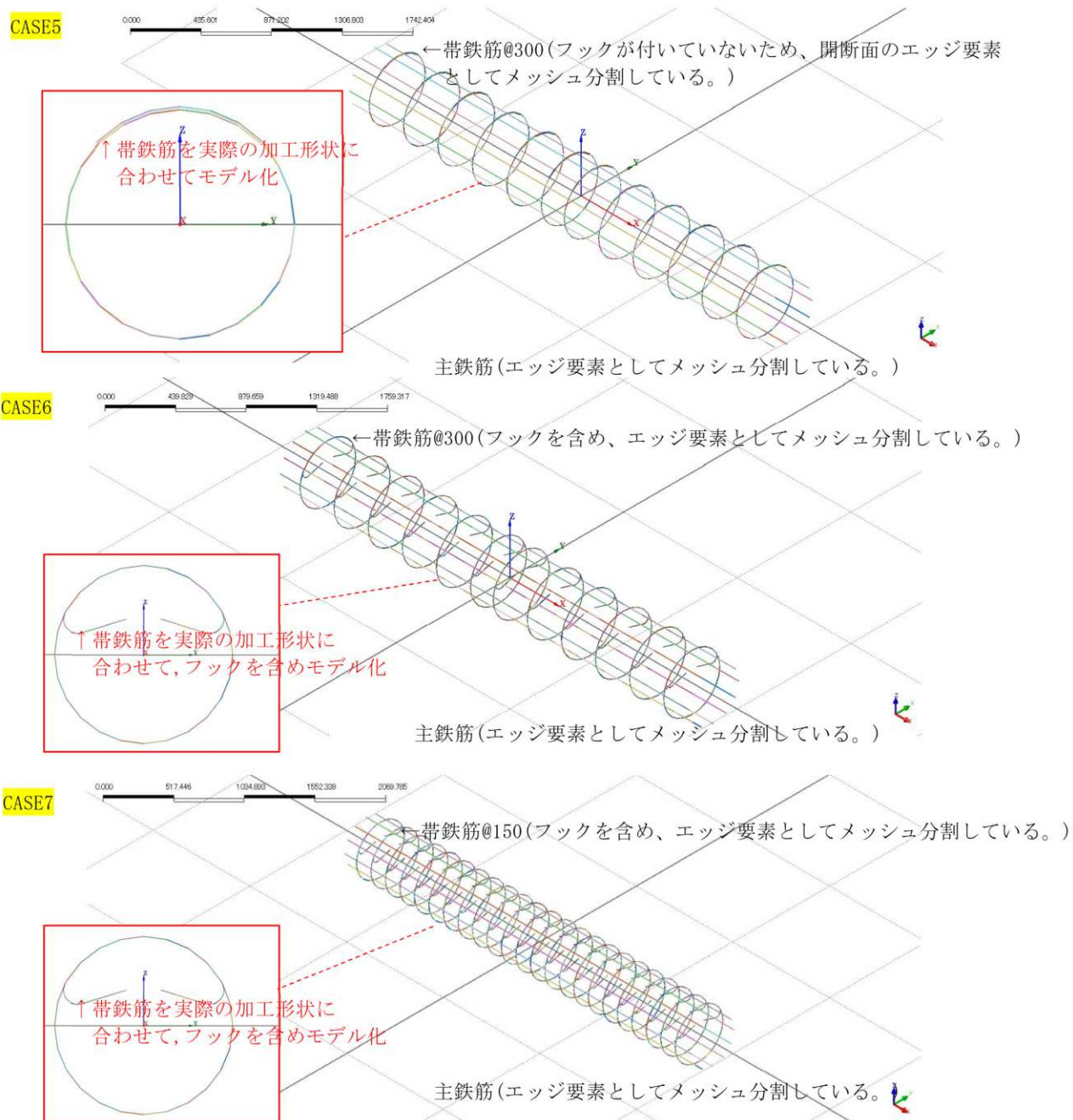


図-4.2.3.13 CASE3～CASE7 のメッシュ分割図

表-4.2.3.7 CASE3～CASE7 のメッシュ分割数 (共通)

区分	節点数	要素数
供試体(杭)	6929	6720
天然ゴム	672	240
治 具	896	396

3) CASE8

メッシュ分割図を図-4.2.3.14に示す。メッシュ分割数を表-4.2.3.8に示す。

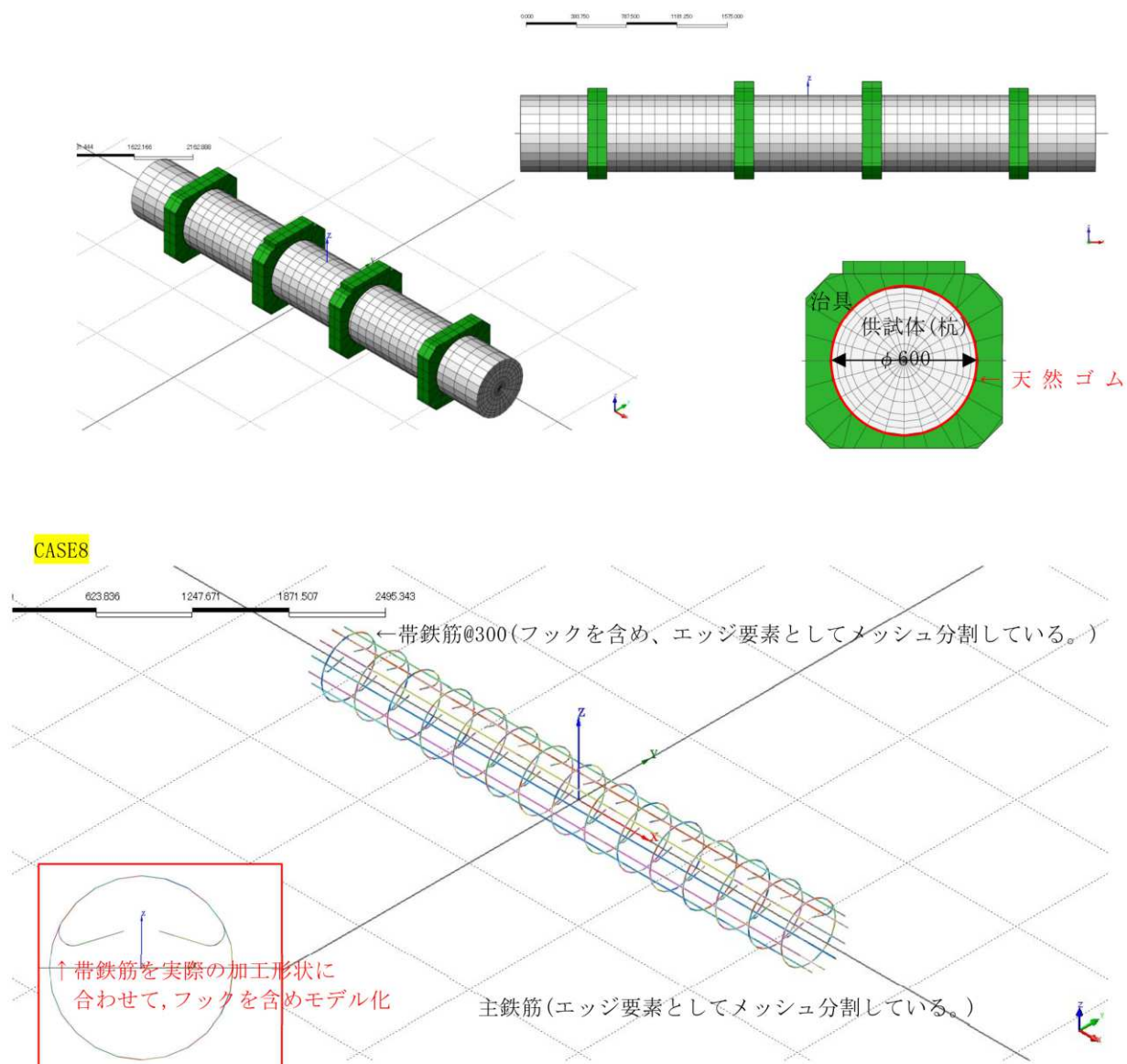


図-4.2.3.14 CASE8 のメッシュ分割図

表-4.2.3.8 CASE8 のメッシュ分割数

区分	節点数	要素数
供試体(杭)	7943	7728
天然ゴム	576	192
治 具	762	312

(7) 再現解析結果

1) P- δ 曲線の比較

図-4.2.3.15～図-4.2.3.19 に P- δ 曲線の比較結果を示す。なお、フックの有無は、解析上、横拘束効果として応力-ひずみ関係で考慮し、メッシュ分割で述べたようにフックをモデル化したことは、精緻なモデル化に寄与しているのみで、フックの有無を考慮するという意味では関係ないことに留意する。

せん断スパン比が 1.0 となっている CASE1 と CASE2 では、曲げ変形成分がほとんどなく、せん断変形が支配的であるため、主軸方向が固定となっている固定ひび割れモデルの方が、回転ひび割れモデルより再現解析による P- δ 曲線が実験結果と合致する傾向にあった。せん断スパン比が 1.5 となっている CASE3～CASE7 に着目すると、変形成分における曲げ変形の影響が CASE1、2 に比べ比較的大きくなり、主軸方向が変化する回転ひび割れモデルの方が、固定ひび割れモデルより再現解析による P- δ 曲線が実験結果と合致する傾向にあった。また、せん断スパン比が 2.5 となっている CASE8 では、変形成分における曲げ変形の影響が更に大きくなるため、CASE3～CASE7 と同様に回転ひび割れモデルの方が、固定ひび割れモデルより再現解析による P- δ 曲線が実験結果と合致する傾向にあった。

CASE5 は帯鉄筋にフックが付いていないため、図-4.2.3.19 に示すように、横拘束効果を考慮しない方が、再現解析による P- δ 曲線が実験結果と合致する傾向にあった。

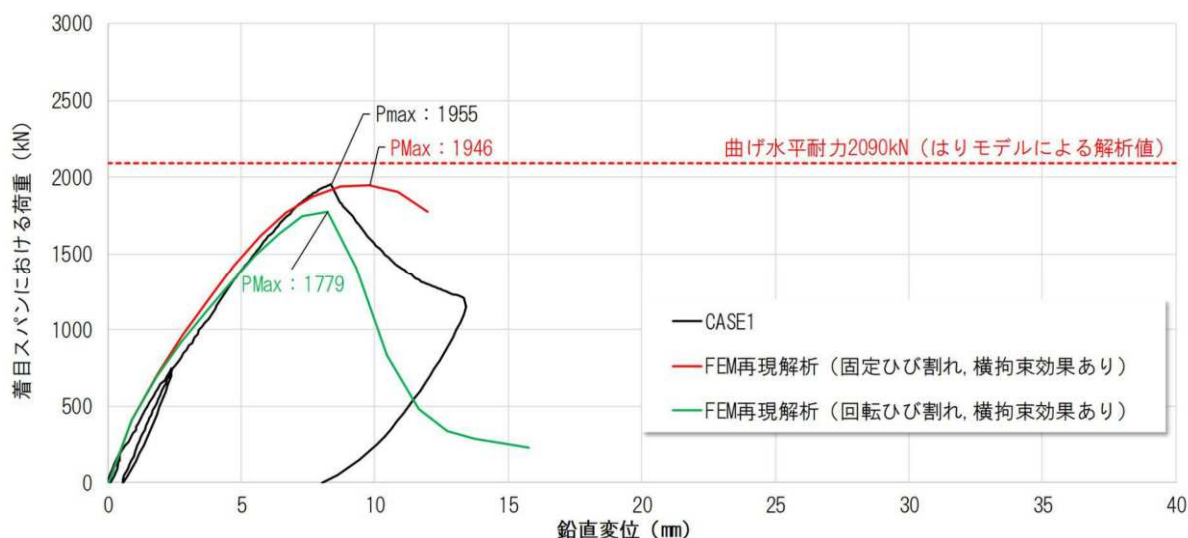


図-4.2.3.15 CASE1 の P- δ 曲線の比較結果

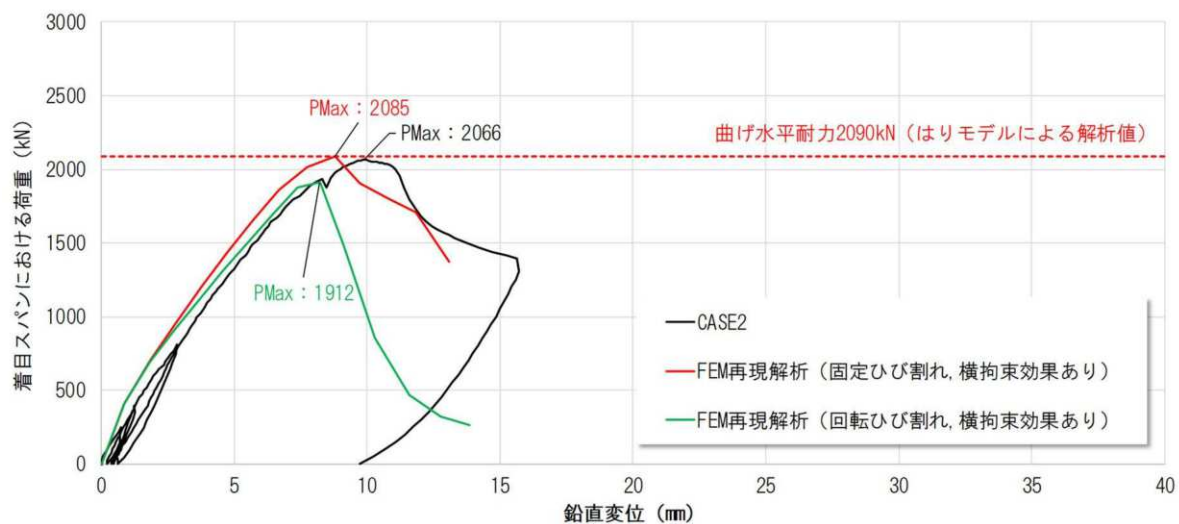


図-4.2.3.16 CASE2 の P- δ 曲線の比較結果

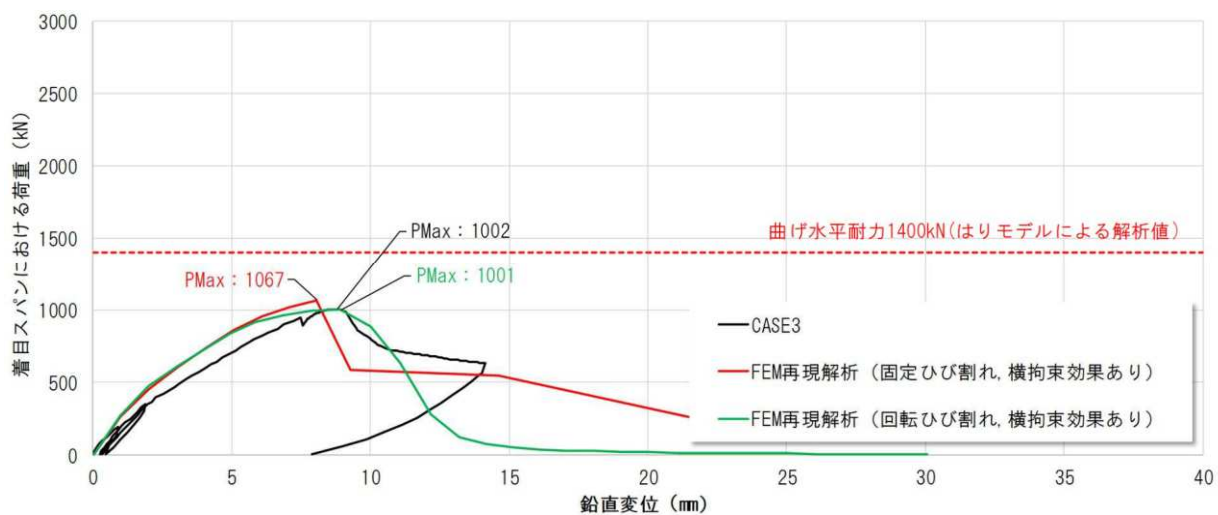


図-4.2.3.17 CASE3 の P- δ 曲線の比較結果

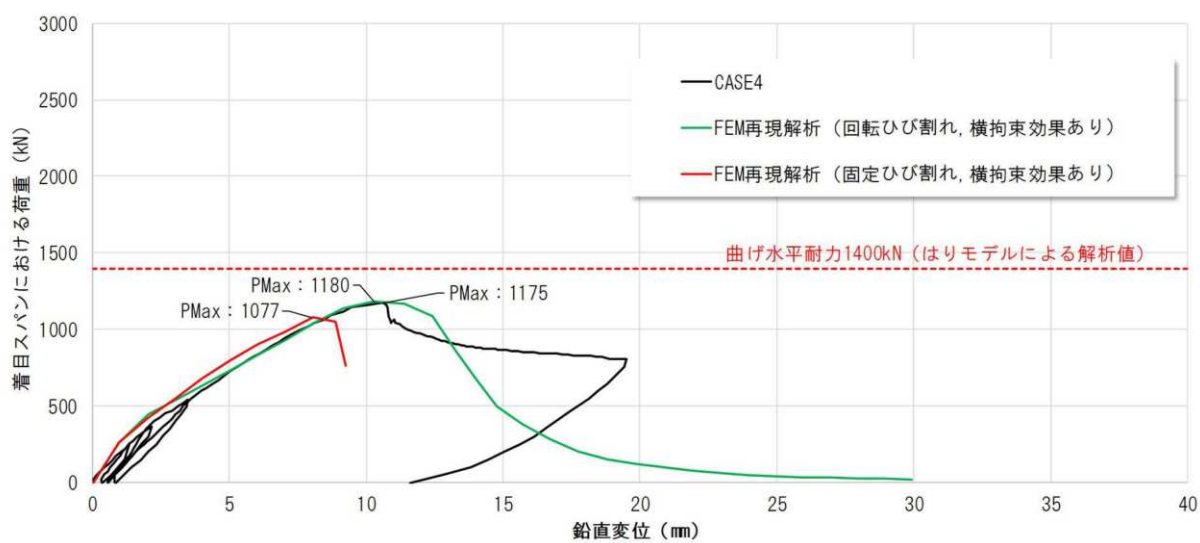


図-4.2.3.18 CASE4 の P- δ 曲線の比較結果

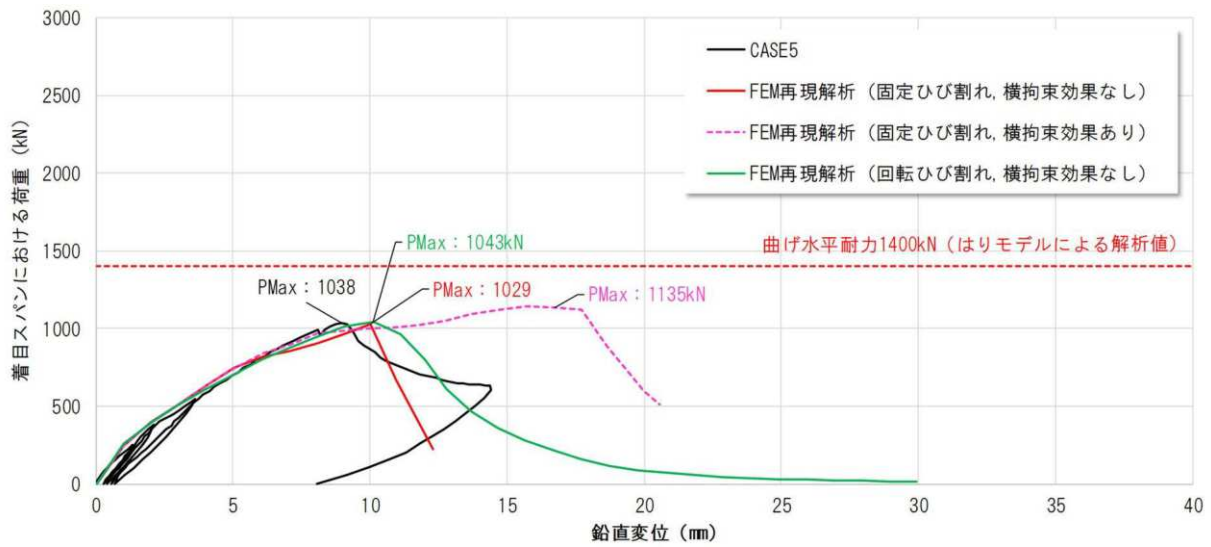


図-4. 2. 3. 19 CASE5 の P- δ 曲線の比較結果

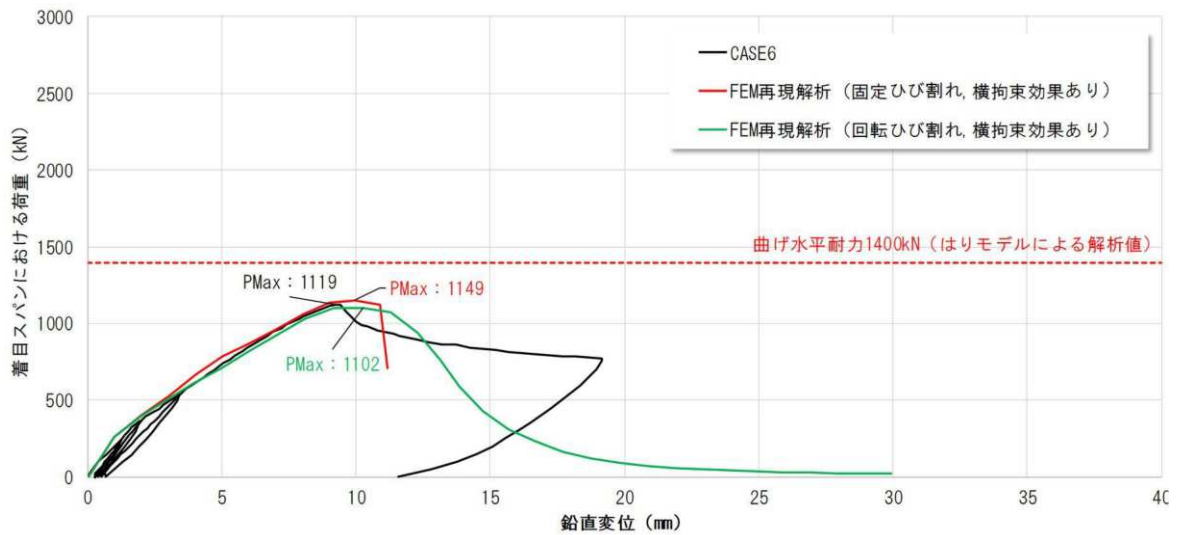


図-4. 2. 3. 20 CASE6 の P- δ 曲線の比較結果

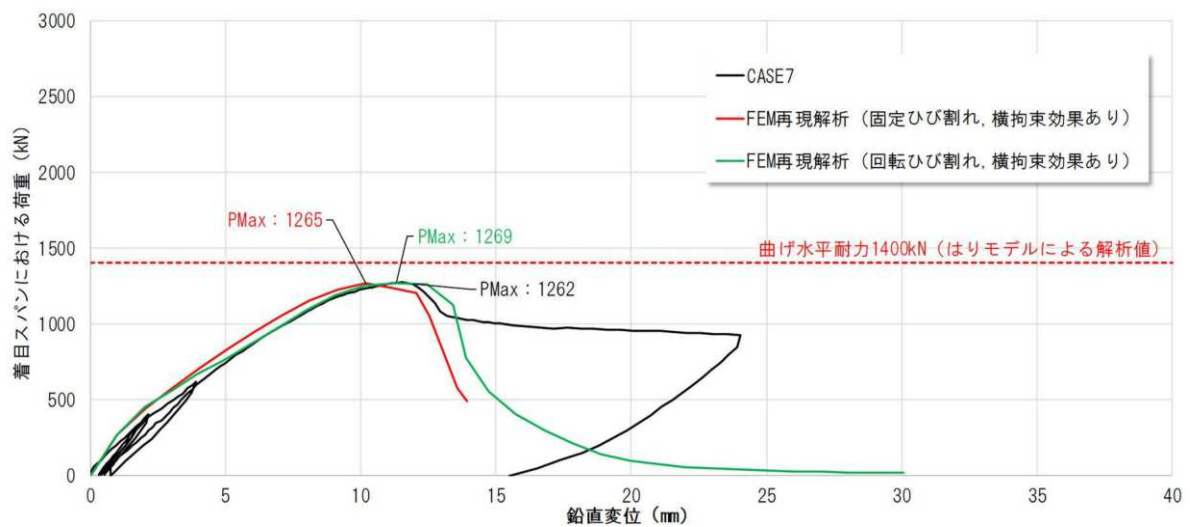


図-4. 2. 3. 21 CASE7 の P- δ 曲線の比較結果

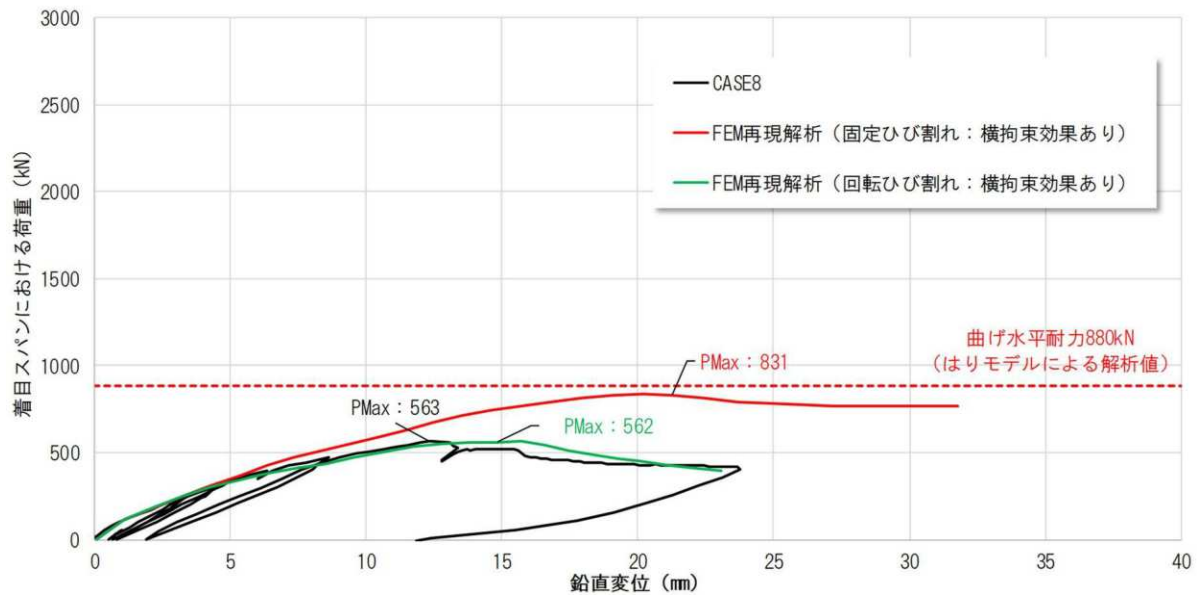


図-4. 2. 3. 22 CASE8 の P- δ 曲線の比較結果

2) 最小主応力コンター図

各ケースの最小主応力分布図を図-4. 2. 3. 23～図-4. 2. 3. 30 に示す。いずれのケースにおいて、載荷点と支点との間に斜め方向の圧縮応力が大きくなる傾向にあるため、杭のような円柱体でもディープビーム効果が確認できた。

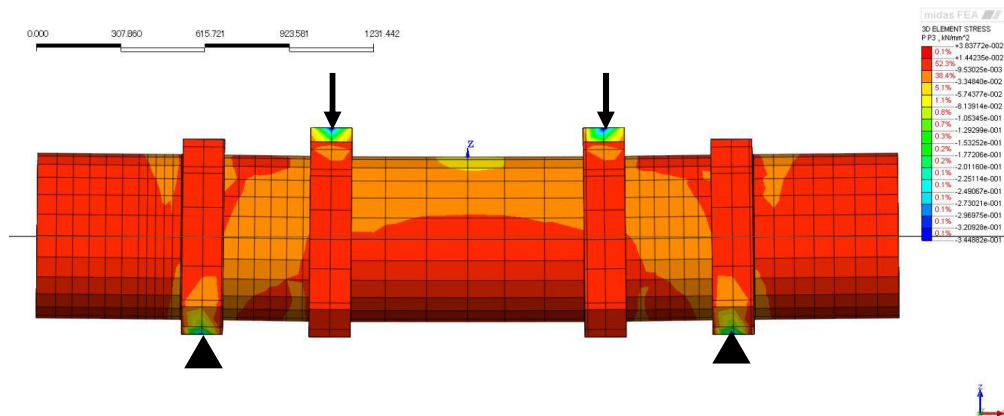


図-4. 2. 3. 23 CASE1 の最小主応力分布図（最大耐力時）

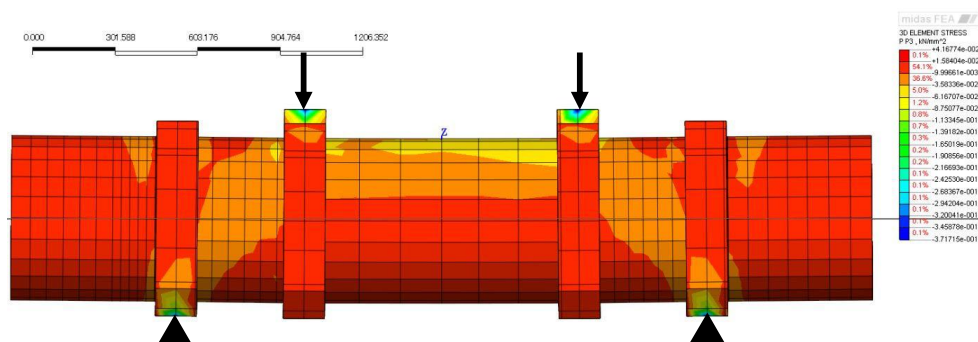


図-4. 2. 3. 24 CASE2 の最小主応力分布図（最大耐力時）

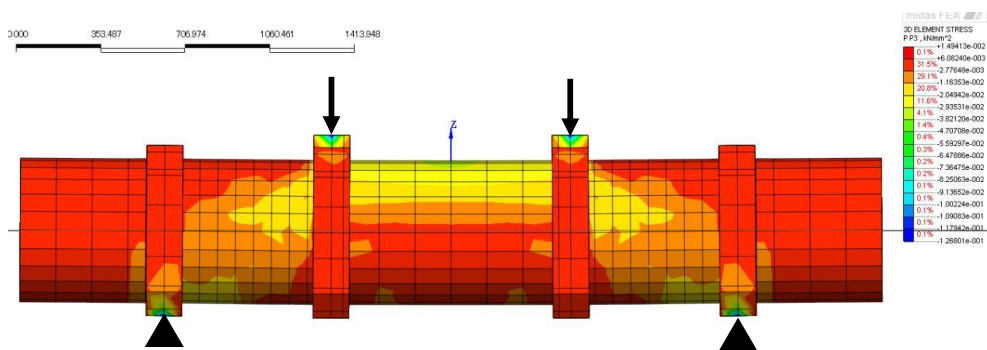


図-4. 2. 3. 25 CASE3 の最小主応力分布図（最大耐力時）

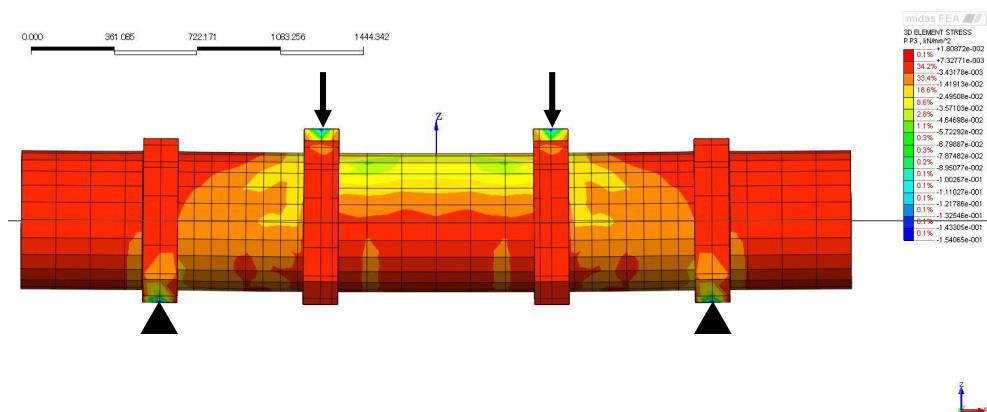


図-4. 2. 3. 26 CASE4 の最小主応力分布図（最大耐力時）

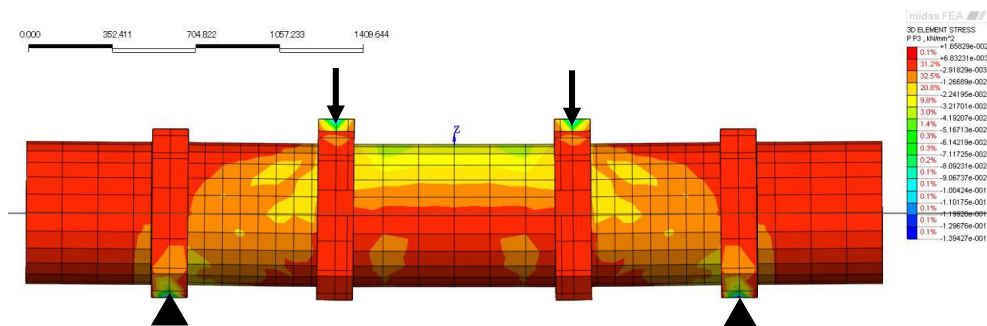


図-4. 2. 3. 27 CASE5 の最小主応力分布図（最大耐力時）

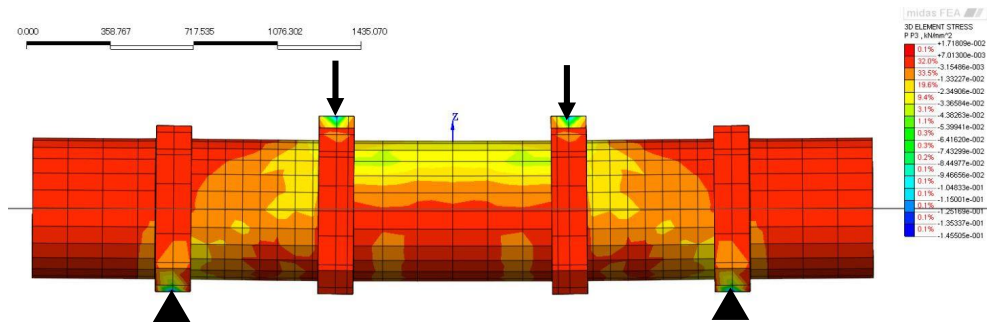


図-4. 2. 3. 28 CASE6 の最小主応力分布図（最大耐力時）

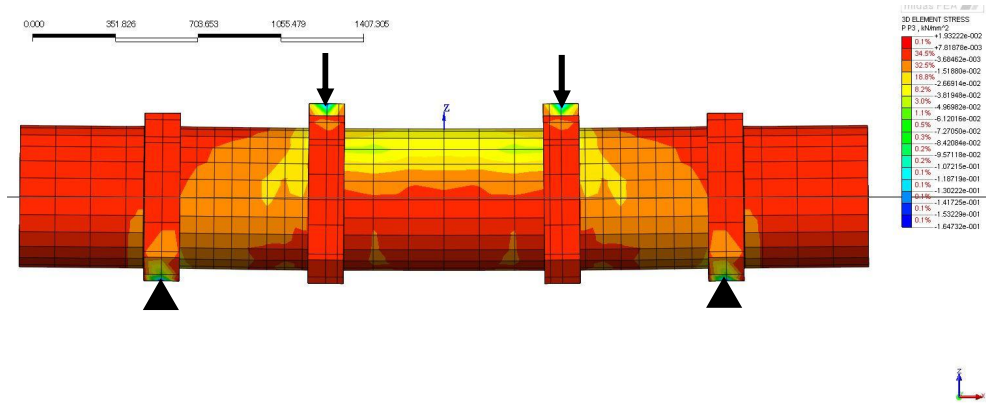


図-4. 2. 3. 29 CASE7 の最小主応力分布図（最大耐力時）

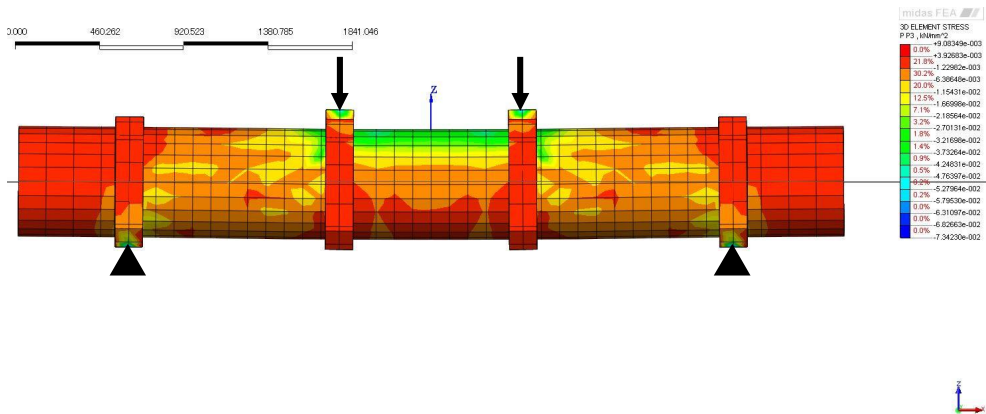


図-4. 2. 3. 30 CASE8 の最小主応力分布図（最大耐力時）

3) コンクリートひずみコンター図

各ケースの最大耐力時におけるコンクリートひずみを整理し、実験時と再現解析時と比較した結果を表-4.2.3.9～表-4.2.3.10に示す。
着目箇所におけるひずみについては、実験と再現解析の間に差が見られるものの、ひずみの方向が一致していることが確認できた。

表-4.2.3.9 コンクリートひずみコンターの比較 (1/2)

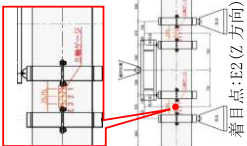
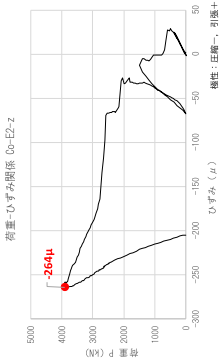
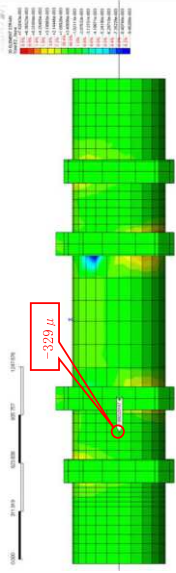
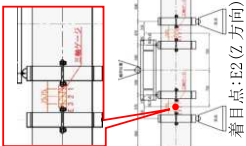
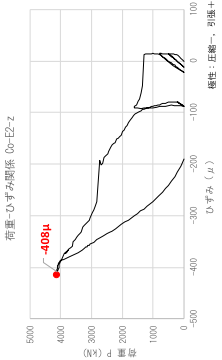
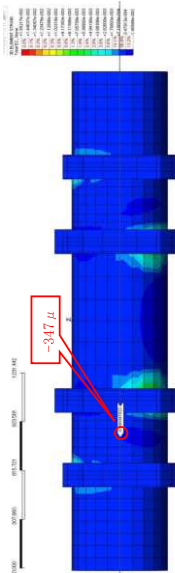
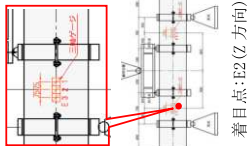
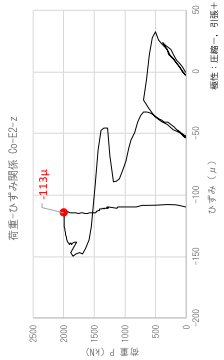
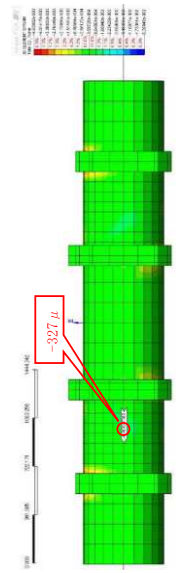
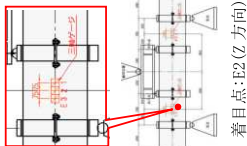
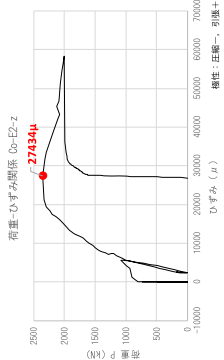
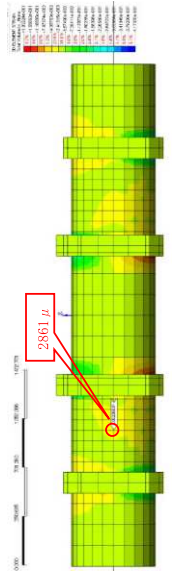
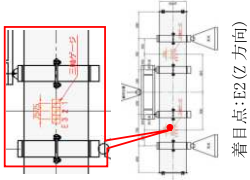
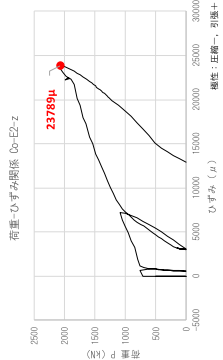
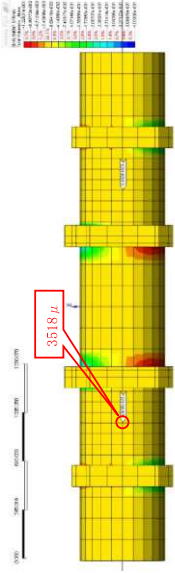
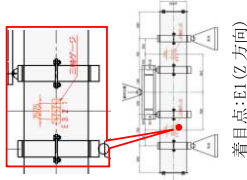
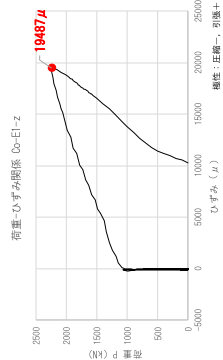
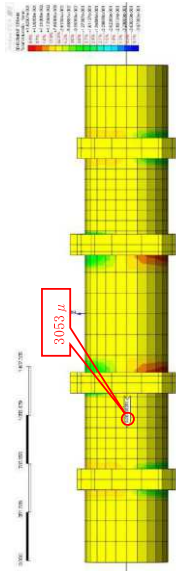
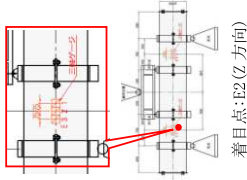
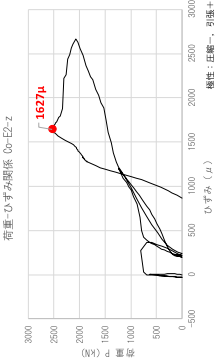
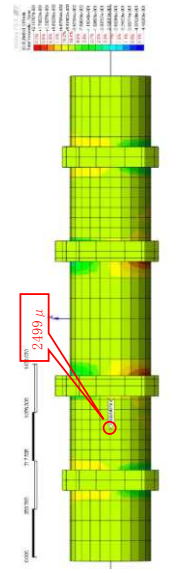
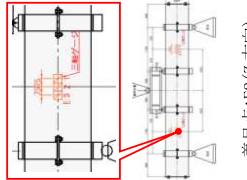
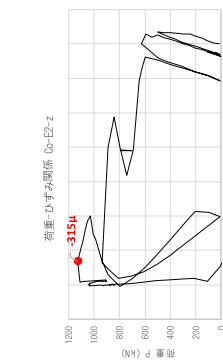
CA SE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋 継手方法	せん断 スパン 比	供試体構造図	破壊 形態	実験におけるコンクリートひずみ (z方向：斜め方向、●最大耐力時) ※荷重は載荷点における合計値	再現解析における最大耐力時のコンクリートひずみ (z方向：斜め方向)
1	φ 600	$\sigma_{ck}=30\text{N}/\text{mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (軸方向鉄筋 比: 4. 8%)	<u>配置せず</u>	—	1. 0		せん断 破壊	 荷重-ひずみ関係 0z-E2-z ひずみ (μ) 破断: 圧縮-, 引張+	
2	φ 600	"	"	D13@300	5 φ 重ね合せ 隅肉溶接	1. 0		せん断 破壊	 荷重-ひずみ関係 0z-E2-z ひずみ (μ) 破断: 圧縮-, 引張+	
3	φ 600	"	"	<u>配置せず</u>	—	1. 5		せん断 破壊	 荷重-ひずみ関係 0z-E2-z ひずみ (μ) 破断: 圧縮-, 引張+	
4	φ 600	"	"	D13@300	5 φ 重ね合せ 隅肉溶接	1. 5		せん断 破壊	 荷重-ひずみ関係 0z-E2-z ひずみ (μ) 破断: 圧縮-, 引張+	

表-4.2.3.10 コンクリートひびくずみコンタナーの比較 (1/2)

CASE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断 スパン 比	供試体構造図	破壊 形態	実験におけるコンクリートひびくずみ (z方向：斜め方向, ●最大耐力時) ※荷重は載荷点における合計値	再現解析における最大耐力時のコンクリートひびくずみ (x方向：水平方向)
5	φ 600	$\sigma_{sk}=30N/mm^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12本(軸方向鉄筋比:4.8%) 	D13@300 	重ね継手長 30φ フックなし	1.5	 着目点: E2 (Z 方向)	せん断 破壊	 23789μ	 3518 μ
6	φ 600	"	"	"	重ね継手長 40φ フックあり 	1.5	 着目点: E1 (Z 方向)	せん断 破壊	 19487μ	 3053 μ
7	φ 600	"	"	D13@150 	重ね継手長 40φ フックあり	1.5	 着目点: E2 (Z 方向)	せん断 破壊	 1627μ	 2499 μ
8	φ 600	"	"	D13@300 	重ね継手長 40φ フックあり	2.5	 着目点: E2 (Z 方向)	せん断 破壊	 315μ	 64 μ

4) 鉄筋応力・ひずみコンター図

各ケースの最大耐力時における鉄筋応力・ひずみコンター図を整理し、実験時と再現解析時と比較した結果を表-4.2.3.11～表-4.2.3.12に示す。
ひずみについて相違が見られるものの、帯鉄筋及び主鉄筋の降伏状態に関しては、実験と再現解析では同じ傾向が見られる。

表-4.2.3.11 鉄筋応力・ひずみコンターの概要 (1/2)

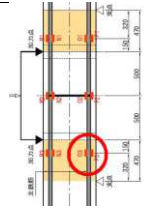
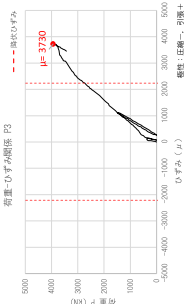
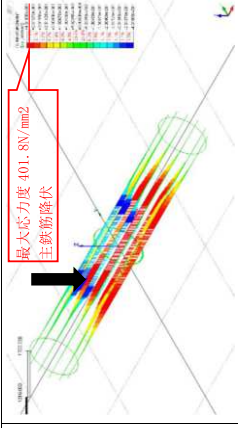
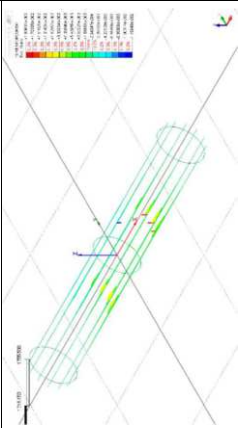
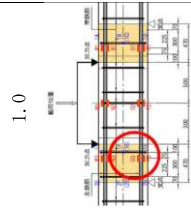
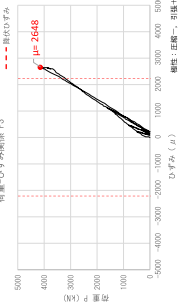
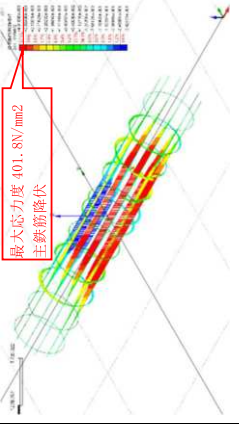
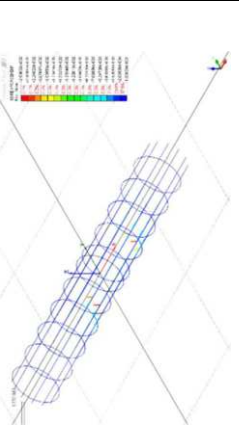
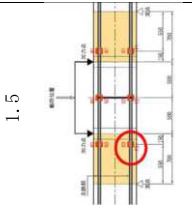
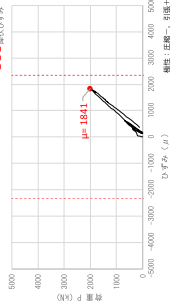
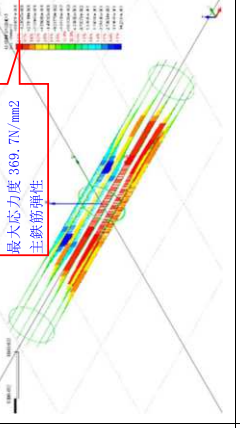
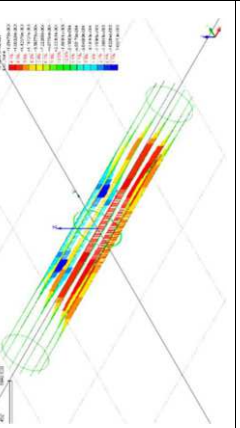
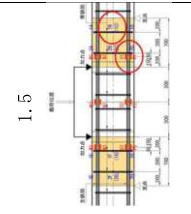
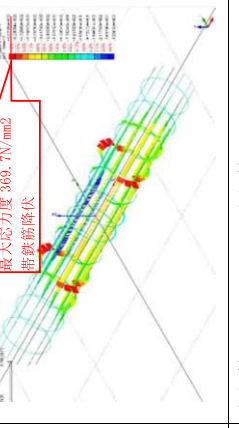
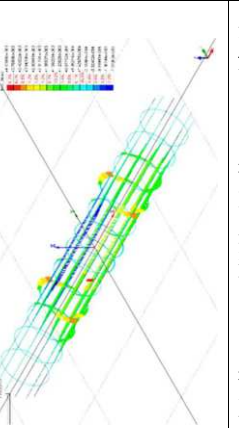
CA SE	杭 径	主鉄 筋量	帯鉄 筋量	帯鉄 筋 継手 方法	せん断 スパン比 ○ 着目箇所	主鉄筋ひずみの計測結果 (最大値, ● 最大耐力時)	帯鉄筋ひずみの計測結果 (最大値, ● 最大耐力時)	鉄筋応力コンター図	鉄筋ひずみコンター図
1	φ 600	D38- 12本 (軸 方向 鉄筋 比:4 ・8%)	配置 せず	—	1.0 		—		
2	φ 600	D13@ 300 "	5φ 重ね 隅肉 溶接	—	1.0 		帯鉄筋：—		
3	φ 600	"	配置 せず	—	1.5 		帯鉄筋：1038 μ (弾性)		
4	φ 600	"	5φ 重ね 隅肉 溶接	—	1.5 		帯鉄筋：1558 μ (弾性, 降伏寸前)		

表-4.2.3.12 鉄筋応力・ひずみコンタナーの概要 (2/2)

CA SE	杭径	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方	せん断スパン比 ○ 着目箇所	主鉄筋ひずみの計測結果 (最大値, ● 最大耐力時)	帯鉄筋ひずみの計測結果 (最大値, ● 最大耐力時)	鉄筋応力コンタナー図	鉄筋ひずみコンタナー図
5	φ 600	D38- 12本 (軸 方向 鉄筋 比:4 .8%)	D13@ 300	重ね 継手 長 30 φ フ ソク なし	1.5				
6	φ 600	"	"	重ね 継手 長 40 φ フ ソク あり	1.5				
7	φ 600	"	D13@ 150	重ね 継手 長 40 φ フ ソク あり	1.5				
8	φ 600	"	D13@ 300	重ね 継手 長 40 φ フ ソク あり	2.5				

5) 再現解析結果と実験結果との比較一覧表

各ケースの最大耐力時の最小主応力コンター図・ひび割れコンター図を整理し、実験時と再現解析時と比較した結果を表4.2.3.13～表4.2.3.14に示す。

最小主応力コンター図に着目すると、いずれのケースにおいても、載荷点と支点の間に斜め方向の圧縮応力が大きくなる傾向にあるため、杭のような円柱体でもディーブーム効果を確認できた。

ひび割れひずみコンター図及びひび割れ状態（完全開き・部分開き）を確認すると、載荷点と支点の間にひび割れが主に集中しており、載荷点同士間での曲げひび割れの発生も確認できた。この傾向は実験と一致する。

表-4.2.3.13 最小主応力コンター・ひび割れコンターの概要 (1/2)

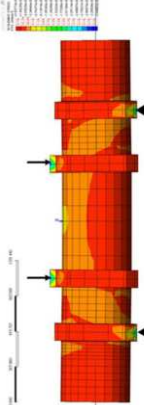
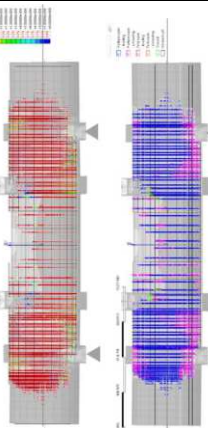
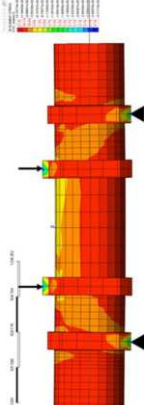
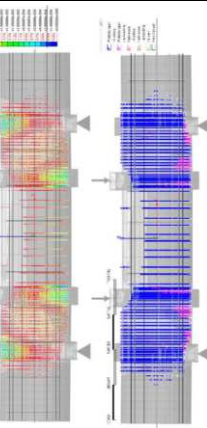
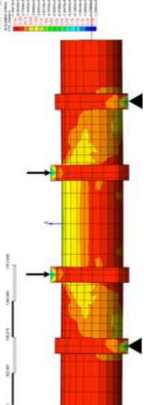
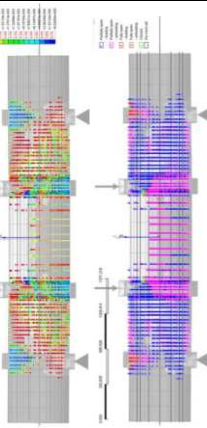
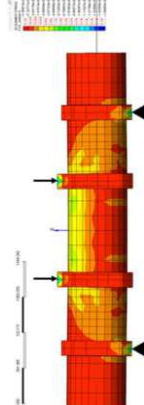
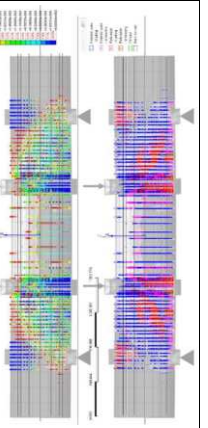
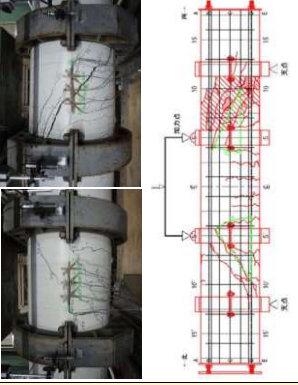
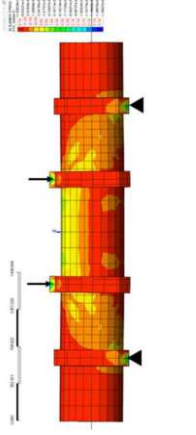
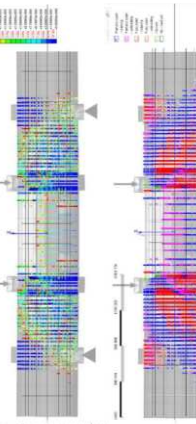
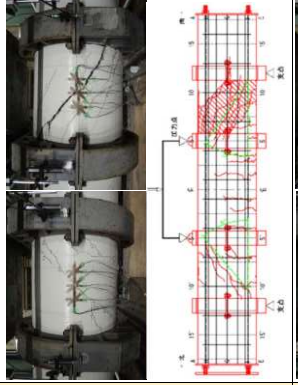
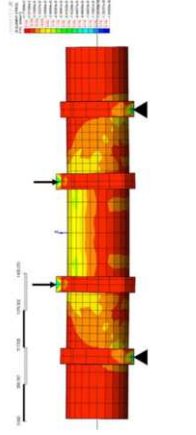
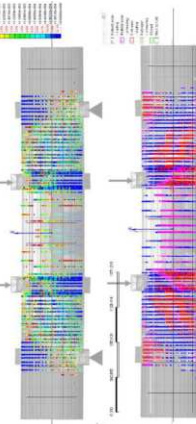
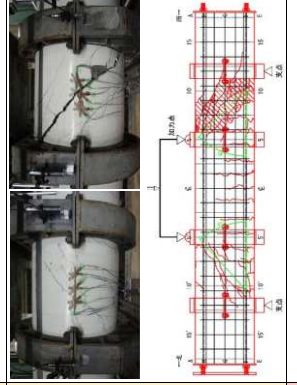
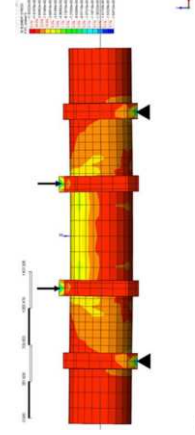
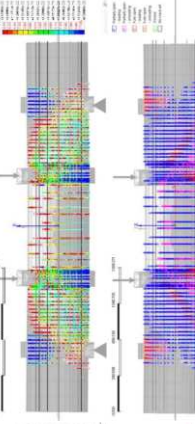
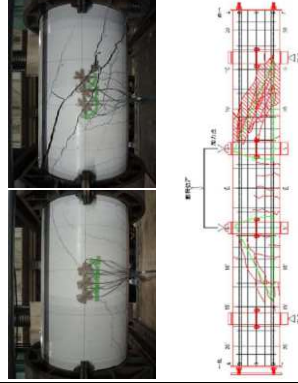
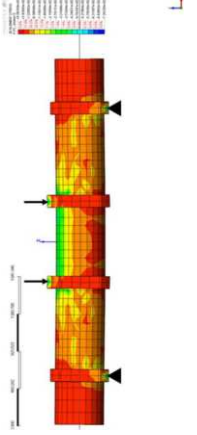
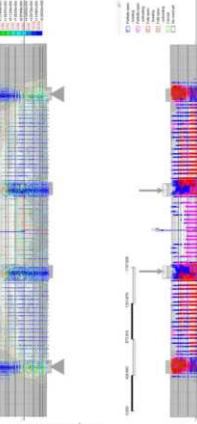
CA SE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄 筋量	帯鉄 筋方法	せん断 スパン 比	破壊 形態	実験状況 ひび割れ進展図	最小主応力コンター図	上段：ひび割れひずみコンター図 下段：ひび割れ状態コンター図
1	φ 600	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (軸方向鉄 筋比:4.8%)	<u>配置</u> <u>せず</u>	—	1.0	せん断 破壊		 分散ひび割れ型 (固定ひび割れ)	 分散ひび割れ型 (固定ひび割れ)
2	φ 600	"	"	D13@ <u>300</u>	5φ 重ね合せ 隅肉溶接 	1.0	せん断 破壊		 分散ひび割れ型 (固定ひび割れ)	 分散ひび割れ型 (固定ひび割れ)
3	φ 600	"	"	<u>配置</u> <u>せず</u>	—	1.5	せん断 破壊		 分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)	 分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)
4	φ 600	"	"	D13@ <u>300</u>	5φ 重ね合せ 隅肉溶接 	1.5	せん断 破壊		 分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)	 分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)

表-4.2.3.14 最小主応力コンター・ひび割れコンターの概要 (2/2)

CA SE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断 スパン 比	破壊 形態	実験状況 ひび割れ進展図	最小主応力コンター図	上段：ひび割れひずみコンター図 下段：ひび割れ状態コンター図
5	φ 600	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (軸方向鉄筋比: 4.8%)	D13@ <u>300</u>	重ね継手長 <u>30φ</u> <u>フックなし</u> 	1.5	せん断 破壊		 	分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)
6	φ 600	"	"	"	重ね継手長 40 φ <u>フックあり</u> 	1.5	せん断 破壊		 	分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)
7	φ 600	"	"	D13@ <u>150</u>	重ね継手長 40 φ <u>フックあり</u> 	1.5	せん断 破壊		 	分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)
8	φ 600	"	"	D13@ <u>300</u>	重ね継手長 40 φ <u>フックあり</u> 	2.5	せん断 破壊		 	分散ひび割れ型 (回転ひび割れ)

(8) まとめ

本項での検討結果を要約すると次のとおりである。

せん断スパン比が 1.0 となっている CASE1 と CASE2 では、曲げ変形成分がほとんどなく、せん断変形が支配的であるため、主軸方向が「固定」となっている「固定ひび割れモデル」の方が、「回転ひび割れモデル」より再現解析による P- δ 曲線が実験結果と合致する傾向にあった。

せん断スパン比が 1.5 となっている CASE3～CASE7 に着目すると、変形成分における曲げ変形の影響が CASE1、2 に比べ比較的大きくなり、主軸方向が変化する「回転ひび割れモデル」の方が、「固定ひび割れモデル」より再現解析による P- δ 曲線が実験結果と合致する傾向にあった。

せん断スパン比が 2.5 となっている CASE8 では、変形成分における曲げ変形の影響が更に大きくなるため、CASE3～CASE7 と同様に「回転ひび割れモデル」の方が、「固定ひび割れモデル」より再現解析による P- δ 曲線実験結果と合致する傾向にあった。

コンクリート・鉄筋及びひび割れのコンター図を整理し、実験結果と比較した結果、数値上差が見られるものの、ひずみの圧縮・引張の方向性や鉄筋の降伏状態、また、ひび割れの分布について、傾向が一致することが確認できた。

以上のことから、本節における 3 次元 FEM 解析では実験の傾向を再現できていると判断した。再現解析結果をまとめて、表-4.2.3.15～表-4.2.3.16 に示す。

表-4.2.3.15 再現解析結果まとめ (1/2)

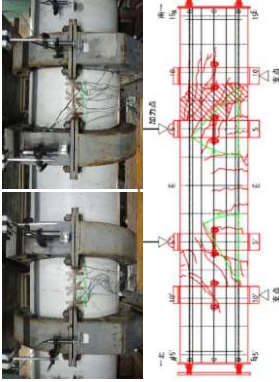
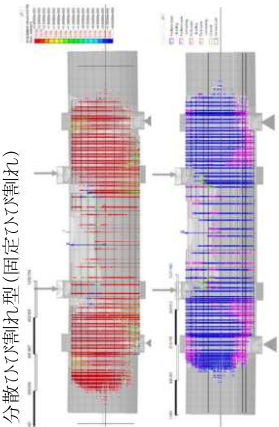
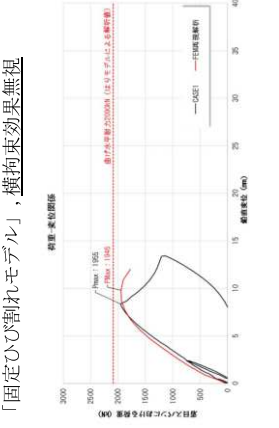
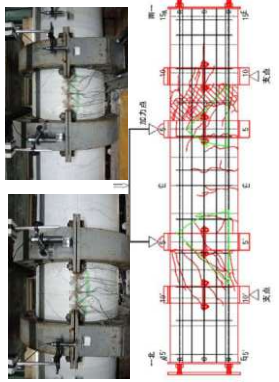
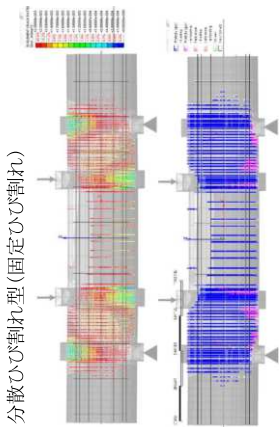
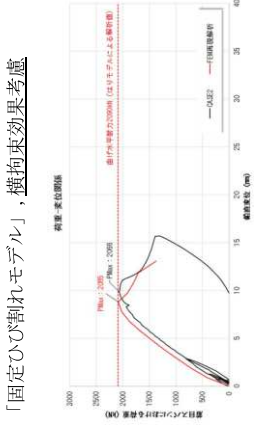
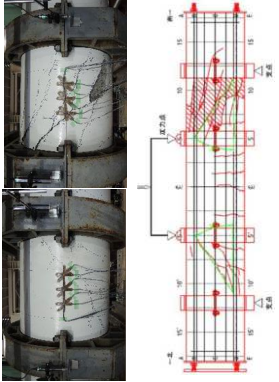
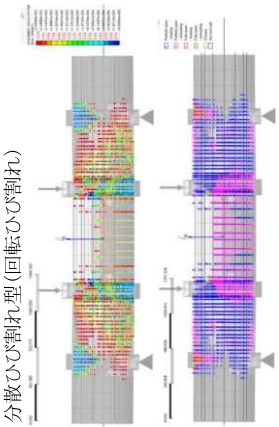
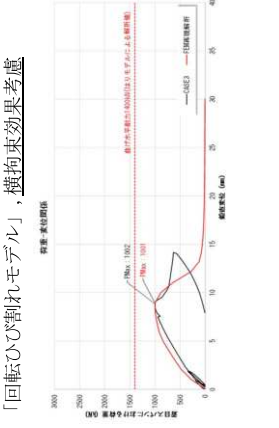
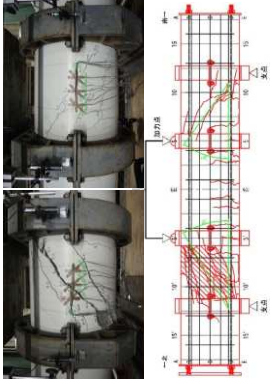
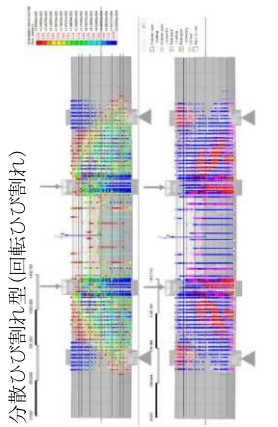
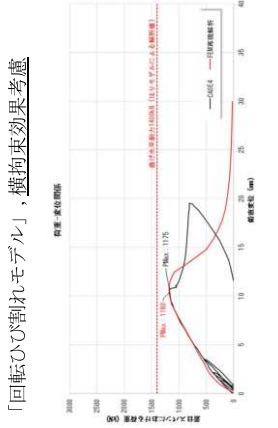
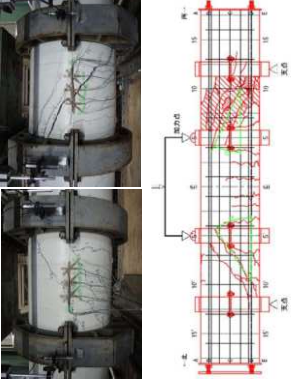
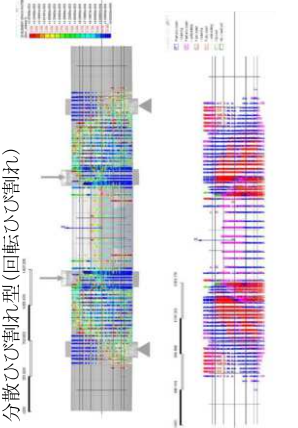
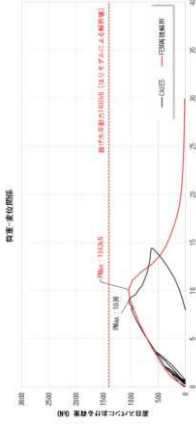
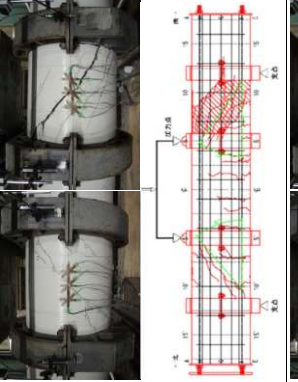
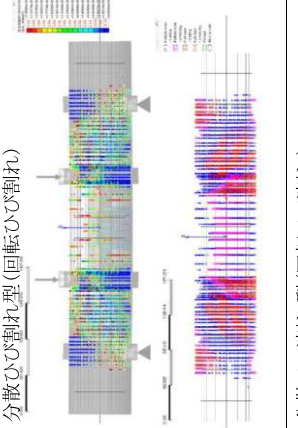
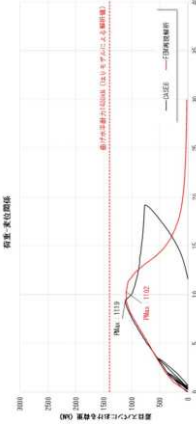
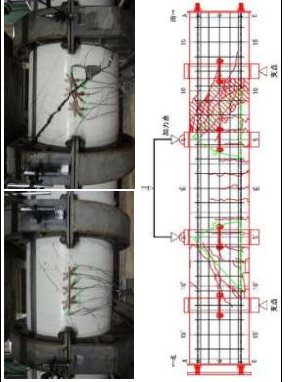
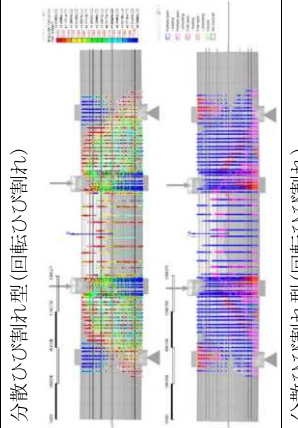
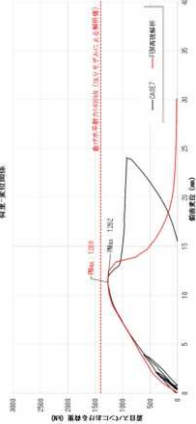
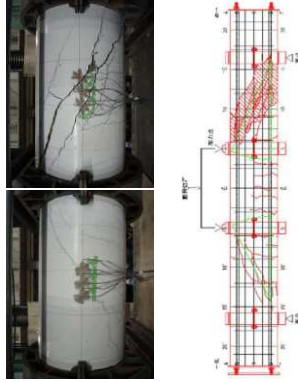
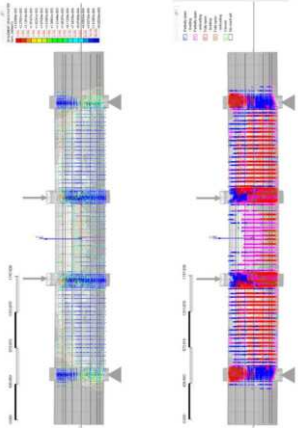
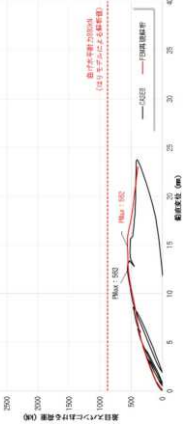
CA SE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋 継手方法	せん断 スパン 比	破壊 形態	実験状況 ひび割れ進展図	上段：ひび割れひずみコンター図 下段：ひび割れ状態コンター図	P- δ 曲線の比較
1	$\phi 600$	$\sigma_{ck}=30\text{N}/\text{mm}^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (軸方向鉄筋比: 4.8%)	<u>配置せず</u>	—	1.0	せん断 破壊			
2	$\phi 600$	"	"	D13@ <u>300</u>	5 ϕ 重ね合せ 隅肉溶接 	1.0	せん断 破壊			
3	$\phi 600$	"	"	<u>配置せず</u>	—	1.5	せん断 破壊			
4	$\phi 600$	"	"	D13@ <u>300</u>	5 ϕ 重ね合せ 隅肉溶接 	1.5	せん断 破壊			

表-4.2.3.16 再現解析結果まとめ (2/2)

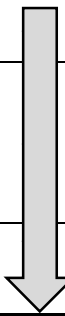
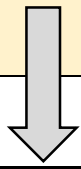
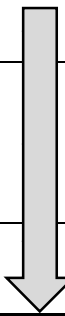
CA SE	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断 スパン 比	破壊 形態	実験状況 ひび割れ進展図	上段：ひび割れひずみコンター図 下段：ひび割れ状態コンター図	P-δ 曲線の比較
5	φ 600	$\sigma_{sk}=30N/mm^2$ 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D38-12 本 (軸方向鉄筋比: 4.8%)	D13@ 300	重ね継手長 30 φ フックなし 	1.5	せん断 破壊			 「回転ひび割れモデル」、 <u>横拘束効果無視</u>
6	φ 600	"	"	"	重ね継手長 40 φ フックあり 	1.5	せん断 破壊			 「回転ひび割れモデル」、 <u>横拘束効果考慮</u>
7	φ 600	"	"	D13@ 150	重ね継手長 40 φ フックあり 	1.5	せん断 破壊			 「回転ひび割れモデル」、 <u>横拘束効果考慮</u>
8	φ 600	"	"	D13@ 300	重ね継手長 40 φ フックあり 	2.5	せん断 破壊			 「回転ひび割れモデル」、 <u>横拘束効果考慮</u>

4.2.4 単杭のせん断耐力に影響を及ぼす各種要因に着目した解析的検討

(1) 検討概要

4.2.3において解析手法の妥当性が確認された3次元FEM解析により、各種要因が供試体のせん断耐力に及ぼす影響及び既設基礎杭のせん断耐力に及ぼす影響を検討するため、表-4.2.4.1に示す各ケースに対し、検討を実施した。各ケースの構造詳細図を次ページ以降に示す。

表-4.2.4.1 解析ケースの一覧表 (1/2)

解析対象		①主鉄筋量	②コンクリート 負担分	③帯鉄筋 の細目	④治具の 拘束効果	⑤寸法効果	計
供 試 体	CASE2	「Pt=2.2%」 せん断スパン比 が異なる 3 ケース	—	—	「50mm」 主鉄筋量が異 なる 2 ケース	—	11 ケース
	CASE6		—	—		—	
	CASE8		「帯鉄筋なし」 主鉄筋量が 異なる 2 ケース	「30φフック なし」主鉄筋 量が 異なる 2 ケース		「杭径 φ1,200mm」 帯鉄筋の細目が 異なる 2 ケース	
せん断照査を 満足しない実杭							2 ケース 
解析ケース		CASE2-1 CASE6-1 CASE8-5	CASE8-1 CASE8-3	CASE8-2 CASE8-4	CASE2-2 CASE2-3	CASE8-6 CASE8-7	実杭 1 (a/d2.5) 実杭 2 (a/d1.0)

※各ケースの違いについては表-4.2.4.2を参照されたい。

表-4.2.4.2 解析ケースの一覧表 (2/2)

CASE	項 目						4.2.3 項	本 項								
	せん断耐力評価式への影響因子					主鉄筋量 (%)	治具 幅 (mm)	再現解析	コンクリート負担分	主鉄筋量の影響(2.2%) (破壊形態の確認)	治具幅 による影響検討		寸法効果の 影響検討	フック有無に よる影響検討	実杭 破壊形態の確認	
	杭径 (mm)	Sc (Co負担分)	Sp (帯鉄筋負担分)	鉄筋量	経手方法						軸方向鉄筋比4.8%	軸方向鉄筋比2.2%				
1	φ600	○	1.0	—	—	4.8	150	○								
2	φ600	○	1.0	#300	5φ すみ肉	4.8	150	○								
2-1	φ600	○	1.0	#300	5φ すみ肉	2.2	150			○						
2.2	φ600	○	1.0	#300	5φ すみ肉	4.8	50			○						
2-3	φ600	○	1.0	#300	5φ すみ肉	2.2	50				○					
実杭2	φ1200	○	1.0	#300	30φ フックなし	2.0	150									○
3	φ600	○	1.5	—	—	4.8	150	○								↑ 変位・変位率の値に於ける実出
4	φ600	○	1.5	#300	5φ すみ肉	4.8	150	○								
5	φ600	○	1.5	#300	30φ フックなし	4.8	150	○								
6	φ600	○	1.5	#300	40φ フックあり	4.8	150	○								
6-1	φ600	○	1.5	#300	40φ フックあり	2.2	150		○							
6-2	φ600	○	1.5	#300	30φ フックなし	2.2	150							○		
6-3	φ600	○	1.5	—	—	2.2	150		○							
7	φ600	○	1.5	#150	40φ フックあり	4.8	150	○								
8	φ600	○	2.5	#300	40φ フックあり	4.8	150	○								
8-1	φ600	○	2.5	—	—	4.8	150		○							
8-2	φ600	○	2.5	#300	30φ フックなし	4.8	150							○		
8-3	φ600	○	2.5	—	—	2.2	150		○							
8-4	φ600	○	2.5	#300	30φ フックなし	2.2	150							○		
8-5	φ600	○	2.5	#300	40φ フックあり	2.2	150		○							
8-6	φ1200	○	2.5	#300	40φ フックあり	4.8	150					○				
8-7	φ1200	○	2.5	#300	30φ フックなし	4.8	150						○	○		
実杭1	φ1200	○	2.5	#300	30φ フックなし	2.0	150								○	

(2) 解析条件

- ・使用プログラム：汎用非線形有限要素プログラム midas FEA
- ・解析方法：自重解析+静的プッシュオーバー解析
- ・使用要素：有限要素モデルの考え方を表-4.2.4.3に示す。

表-4.2.4.3 使用要素一覧表

区 分	使用要素	線形／非線形	備考
供試体(杭)	ソリッド要素	非線形	—
治 具	ソリッド要素	線 形	—
天然ゴム	ソリッド要素	線 形	等方性
主鉄筋・帯鉄筋	埋込鉄筋要素	非線形	—
要素間	—	—	剛結

(3) 材料条件及び材料モデル

1) 材料条件

解析における材料定数は、基本的には、4.2.3(4)と同様に設定したが、表-4.2.4.2に示す「実杭1」、「実杭2」については、材料条件として、新設場所打ち杭と同じ設計基準強度を採用し、表-4.2.4.4に示す通りに設定した。また、実杭の場合でも載荷点及び支点には供試体と同じ「治具(幅：150mm)」を配置するものとし、治具と構造物の間に、ゴムをモデル化した。その材料条件を表-4.2.4.5に示す。

表-4.2.4.4 「実杭1」、「実杭2」のコンクリート・鉄筋の材料定数

材 料	区分	設計基準 強 度 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	最大粗 骨材寸法 (mm)	鉄筋 降伏点 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポア ソン比
コンク リート	場所 打ち杭	24	1.91	25		2.50E+04	0.1667
鉄 筋	SD345				295	2.00E+05	0.30

表-4.2.4.5 「実杭1」、「実杭2」の鋼板・天然ゴムの材料定数

ケース	区分	鋼板			天然ゴム		
		単位重量 ρ (kN/m ³)	弾性係数 E (kN/mm ²)	ポアソン 比 v	単位重量 ρ (kN/m ³)	弾性係数* (kN/mm ²)	ポア ソン比
実杭1	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105
実杭2	治具	77	200	0.3	9.1	1.3e-005	0.4999105

※ 天然ゴムの弾性係数については、材料の非線形を考慮せず、実験供試体の再現解析時の条件を踏襲した。

2) 材料モデル

解析に用いる各材料のモデルについては、以下のように設定した。コンクリートは、全ひずみに基づく構成モデルとし、圧縮側応力-ひずみモデルには、図-4.2.4.1に示すよう圧縮破壊エネルギーが考慮できるようにモデル化した。コンクリートひび割れについては、固定ひび割れモデル/回転ひび割れモデルを使用し、引張側応力-ひずみモデルは、引張破壊エネルギーを考慮し、Hordijk et al の引張軟化関係（図-4.2.4.2）を用いた。ここで、引張強度は「コンクリート標準示方書」（設計編）に規定される次ページの式により算出した。

図-4.2.4.2における h はメッシュの等価長さで、各供試体の構造諸元が異なることから、各供試体ケースの解析方法に併せて設定した。

$$f_t = 0.23 \times (f_{ck})^{2/3}$$

ここに、 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm^2)

f_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

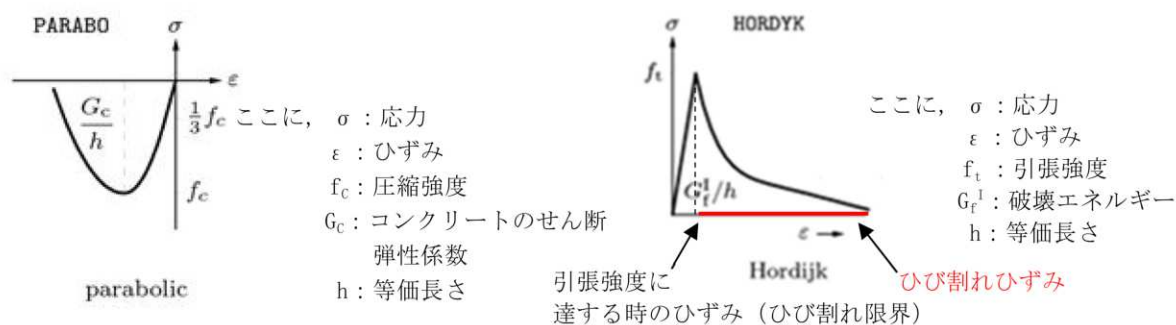


図-4.2.4.1 圧縮側の応力-ひずみ関係

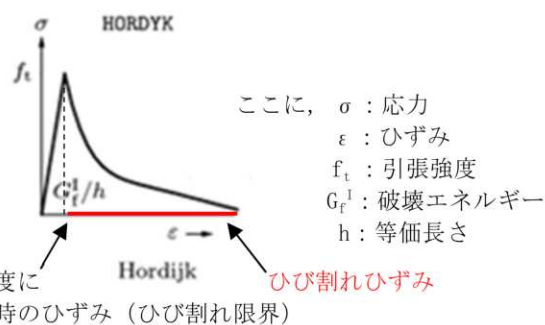


図-4.2.4.2 引張側の応力-ひずみ関係

コンクリートについては、全ひずみひび割れモデルを採用するものとし、「固定ひび割れモデル」、「回転ひび割れモデル」の使い分けは、4.2.3(4)2)の考え方を踏襲した。

多軸応力下の破壊基準として、コンクリートの多軸拘束状態を考慮するために、帯鉄筋の形状（フックの有無）に応じて拘束効果が期待できるケースについては、図-4.2.4.3に示すSelby and Vecchioの「横拘束効果」を考慮した。

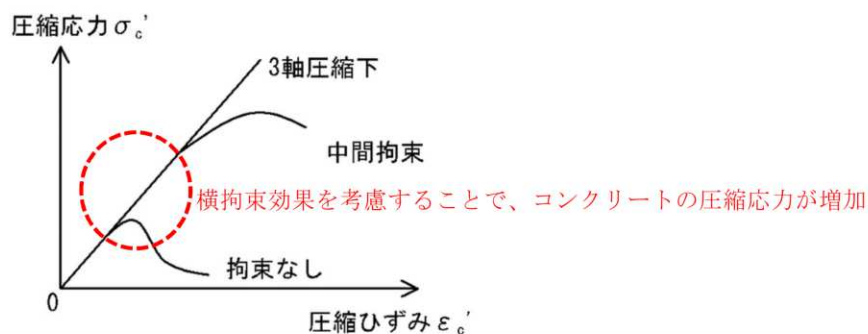


図-4.2.4.3 多軸拘束を考慮したモデル

鉄筋の材料非線形特性については、Von-Mises 則に準じて、図-4. 2. 4. 4 に示す通りとした。

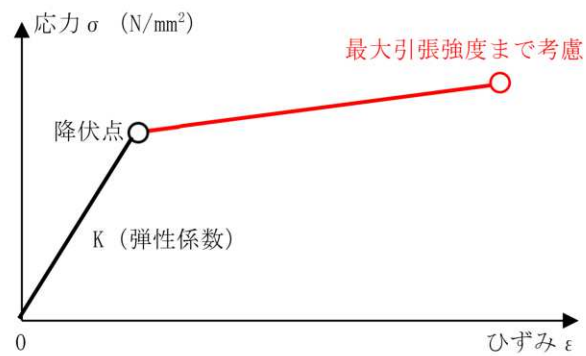


図-4. 2. 4. 4 鉄筋の応力-ひずみ関係

天然ゴムの弾性係数は、実験の中で、天然ゴムが主に圧縮されること、また、天然ゴムの圧縮側の性質が図-4. 2. 4. 5 に示す通り概ね線形関係を示すことから、再現解析では材料の非線形を考慮せず、実験にフィッティングするよう設定した。

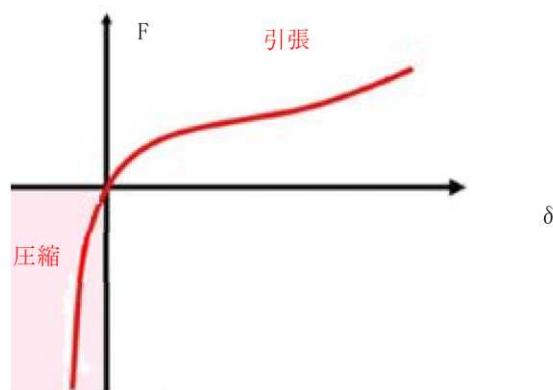


図-4. 2. 4. 5 天然ゴムの荷重-変位関係

(4) 境界条件・载荷条件

1) 境界条件（自重解析・プッシュオーバー解析時）

解析時の境界条件は 4.2.3 (5) と同様とした。詳細を図-4.2.4.6 に示す。

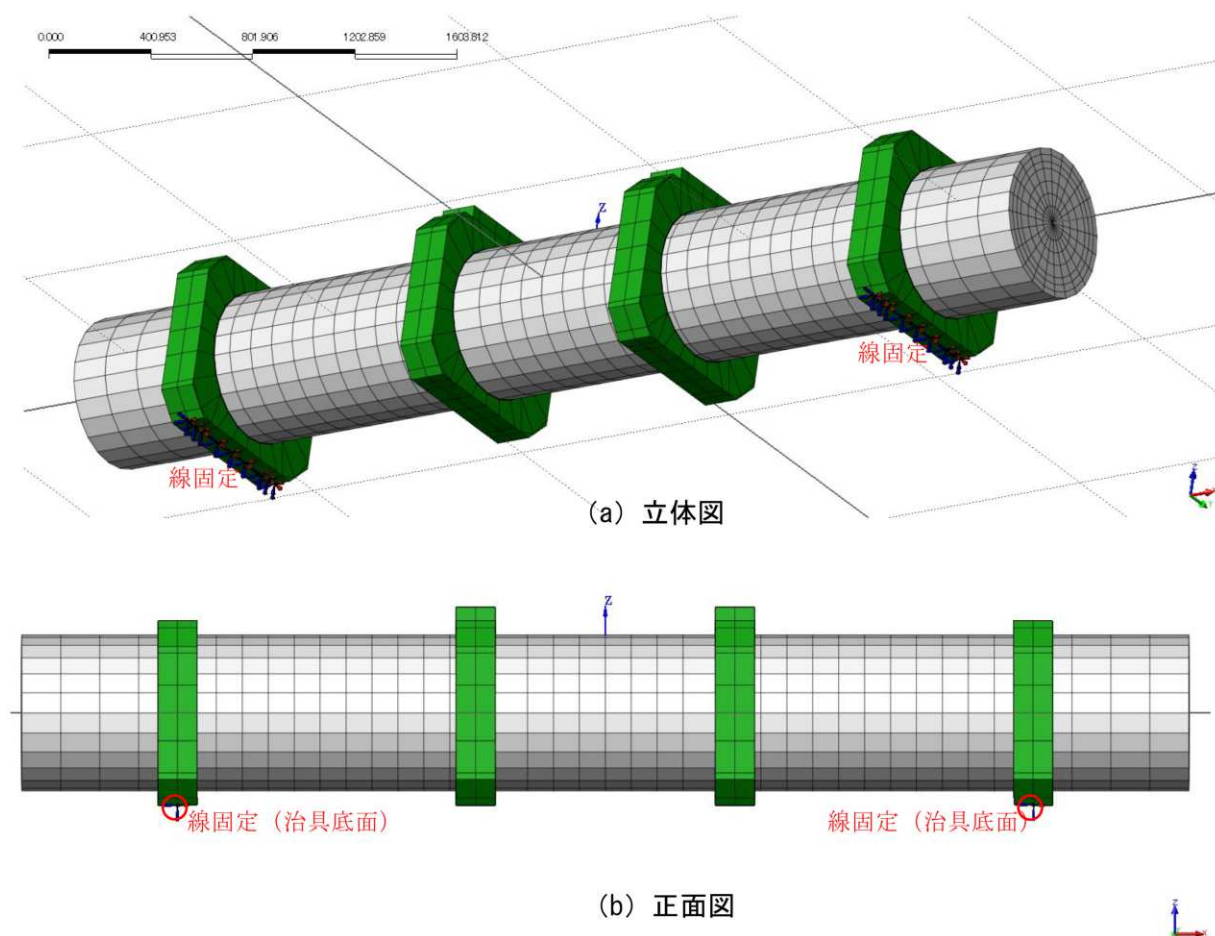


図-4.2.4.6 境界条件（共通）

2) 载荷条件（プッシュオーバー解析時）

解析は、対象構造物に自重を载荷させた後に、図-4.2.4.7 に示す通りに強制変位による漸増解析を実施した。

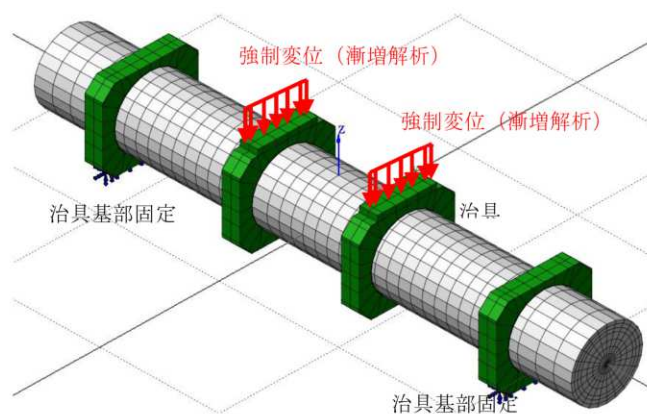


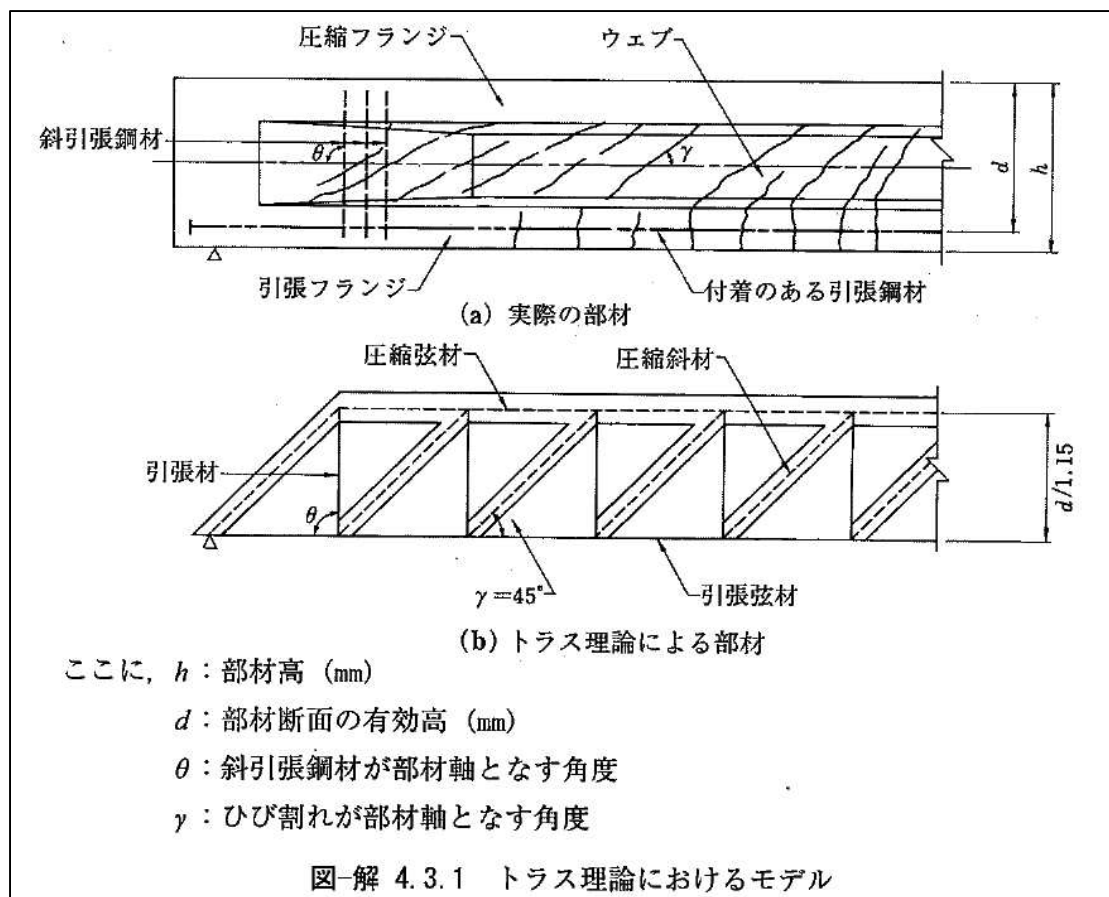
図-4.2.4.7 载荷条件（共通）

解析結果一覧表を表-4.2.4.6～表-4.2.4.7に示す。

(6) 解析結果の考察

1) せん断スパン比 1.0 のケースを対象とした検討

鉄筋コンクリート部材はせん断スパン比に関らず、せん断力に対しては載荷点と支点を結ぶトラス機構が形成されることがこれまでの知見で判明している。そのため、載荷点側の主鉄筋に引張応力が最初に発生し、その配置量によってはコンクリート負担分のせん断耐力が変化することが、これまでの知見で明らかになっており、各種せん断耐力計算式で考慮されている。



出典：「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編」(H24.3) p.50

一方、実態調査で確認できた場所打ち杭の軸方向鉄筋比は最小が 0.2%、最大が 2%程度となっているが、単杭載荷実験では破壊形態が確実に「せん断破壊型」となるように、4.8%程度としたため、各ケースにおいて、軸方向鉄筋量を実杭に合わせると、コンクリートが負担できるせん断耐力が変化すると推定される。

そこで、せん断スパン比 1.0 の供試体を対象に、軸方向鉄筋比 P_t を実験時の 4.8% (D38-12 本) から 2.2% (D25-12 本) に変更し、検討を実施した。解析による $P-\delta$ 関係を整理した結果を図-4.2.4.8 に示す。

解析の結果、軸方向鉄筋比が 2.2%となっている CASE2-1 の最大耐力が 1219kN で、はりモデルにより別途算出した曲げ水平耐力 1080kN と理論式によるせん断耐力の推定値 1352kN の間にあることが分かった。CASE2-1 のコンター図を確認すると、図-4.2.4.9 に示すように、着目スパンでは主に圧縮応力状態になっていること、また、治具と治具の間において、ひび割れひずみが大きくなっていた。そのため、本ケースでは治具と治具の間における付け根部が先行曲げ

破壊することで、着目スパンでは破壊が発生しないものと判断される。

寸法効果の影響を確認するため、φ1200、軸方向鉄筋比 2.0%の「実杭 2」を対象に併せて検討を実施した。その結果、CASE2-1 と同様に最大耐力がはりモデルにより別途算出した曲げ水平耐力に類似するが、コンター図を確認すると、図-4.2.4.9 に示すように治具と治具の間における付け根部が先行曲げ破壊することで、着目スパンでは破壊が発生しないものと判断される。

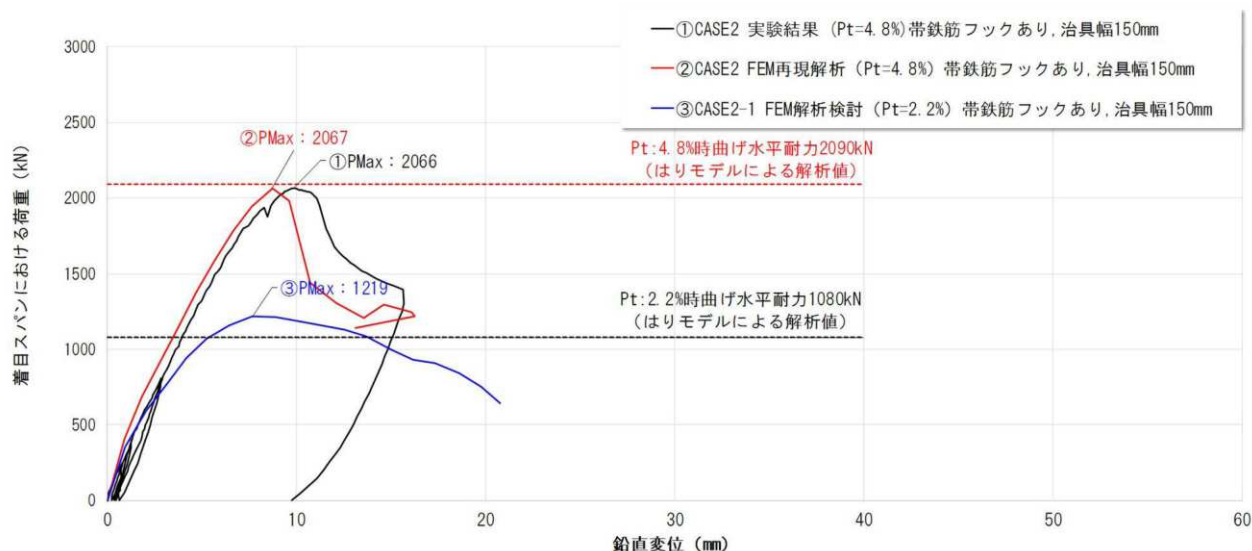


図-4.2.4.8 P-δ 曲線の比較

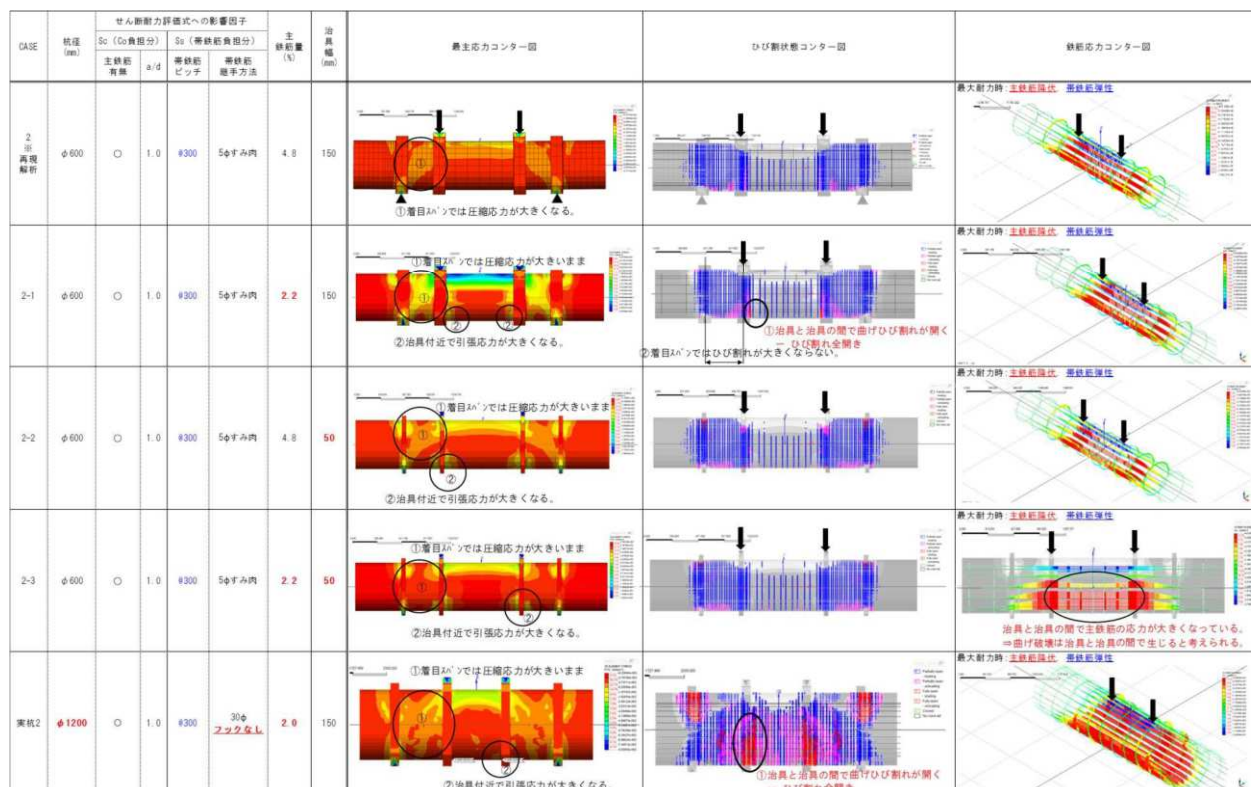


図-4.2.4.9 代表コンター図

2) せん断スパン比 1.5 のケースを対象とした検討

せん断スパン比が 1.5 となっているケースを対象に、軸方向鉄筋比 P_t を実験時の 4.8% (D38-12 本) から 2.2% (D25-12 本) に変更し、解析による P - δ 関係を整理した結果を図-4.2.4.10 に示す。図中には、帯鉄筋フックの影響を確認するため、フックあり、フックなしの 2 パターンの検討結果も併せて示す。なお、フックの有無を解析で表現するにあたっては、コンクリートの横拘束効果の有無で表現するものとした。

軸方向鉄筋比が 4.8% の場合、帯鉄筋あり (フックあり) の CASE6 の実験での最大耐力が 1119kN で、帯鉄筋なしの CASE3 の実験での最大耐力が 1004kN で、その差は 115kN であることから、CASE6 の最大耐力 1119kN のうち帯鉄筋の負担分は 115kN (1119kN の約 1 割) と考えられる。

軸方向鉄筋比が 2.2% の場合、帯鉄筋あり (フックあり) の CASE6-1 の最大耐力が 680kN で、はりモデルによる曲げ水平耐力 680kN に近く、急激な荷重低下が生じなかった。また、帯鉄筋なしの CASE6-3 の最大耐力が 613kN で、帯鉄筋あり (フックあり) の CASE6-1 の最大耐力 680kN より、その差は 67kN であることから、CASE6-1 の最大耐力 680kN のうち帯鉄筋の負担分は 67kN (680kN の約 1 割) と考えられる。このことから、せん断スパン比が 1.5 の場合、最大耐力の帯鉄筋の負担分は、主鉄筋量が変化しても大きくは変わらないと考えられる。また、帯鉄筋あり (フックなし) の CASE6-2 では、コンクリートに対する帯鉄筋の横拘束効果が見込めないため、最大耐力は 680kN から 628kN まで下がる。この傾向は、主鉄筋量 4.8% の場合と同様であり、帯鉄筋のフックの有無がせん断耐力に影響があると考えられることから、この点については、実験的検討が必要であると考えられる。

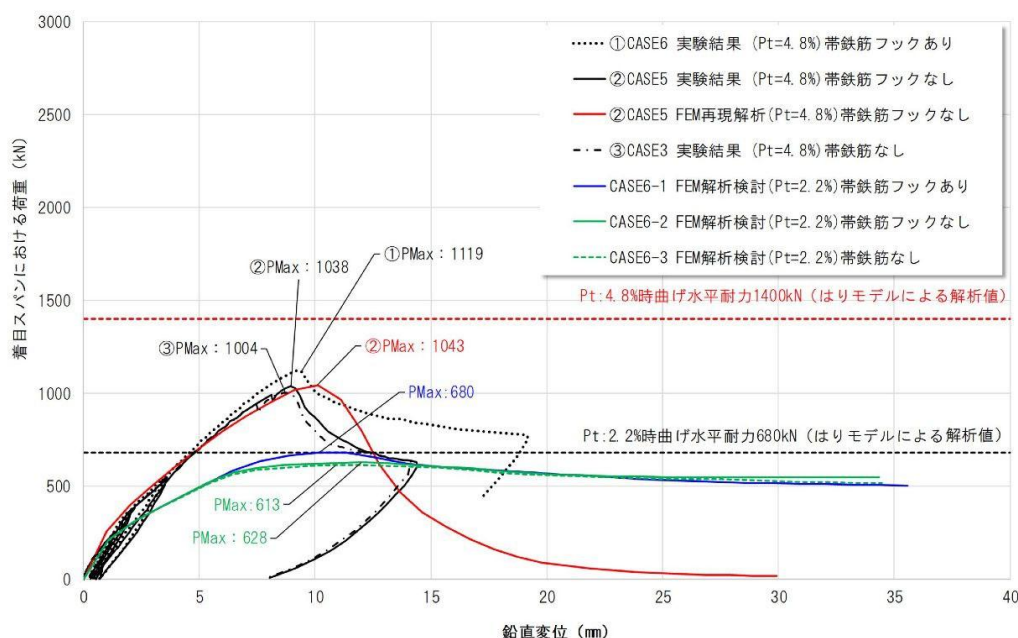


図-4.2.4.10 P - δ 曲線の比較

3) せん断スパン比 2.5 のケースを対象とした検討

せん断スパン比が 2.5 となっている CASE8 を対象に、軸方向鉄筋比 P_t を実験時の 4.8% (D38-12 本) から 2.2% (D25-12 本) に変更し、解析による P - δ 関係を整理した結果を図-4.2.4.11 に示す。

軸方向鉄筋比が 4.8% の場合、帯鉄筋なしの CASE8-1 の最大耐力が 399kN で、帯鉄筋あり（フックあり）の CASE8 の再現解析結果での最大耐力 562kN より、その差は 163kN である。よって、CASE8 の最大耐力 562kN のうち帯鉄筋の負担分は 163kN (562kN の約 3 割) と考えられる。

軸方向鉄筋比が 2.2% の場合、帯鉄筋なしの CASE8-3 の最大耐力が 319kN で、帯鉄筋あり（フックあり）の CASE8-5 の最大耐力 414kN より、その差は 95kN であることから、CASE8-5 の最大耐力 414kN のうち帯鉄筋の負担分は 95kN (414kN の約 2 割) で考えられる。このことから、せん断スパン比が 2.5 の場合、主鉄筋量を小さくすると、最大耐力に占める帯鉄筋の負担分が小さくなる傾向があると考えられる。帯鉄筋あり（フックなし）の CASE8-4 ではコンクリートに対する帯鉄筋の横拘束効果が見込めないため、最大耐力は 414kN から 360kN まで下がる。この傾向はせん断スパン比 1.5 の場合と同様であり、せん断スパン比に関わらず、鉄筋のフックの有無がせん断耐力に影響があると考えられる。また、CASE8-4～CASE8-5 では、最大耐力がはりモデルによる解析値に近く、急激な荷重低下が生じていない。この傾向はせん断スパン比 1.5 の場合と同様であり、主鉄筋量を小さくすると、せん断破壊型のような急激な荷重低下が生じないと考えられる。

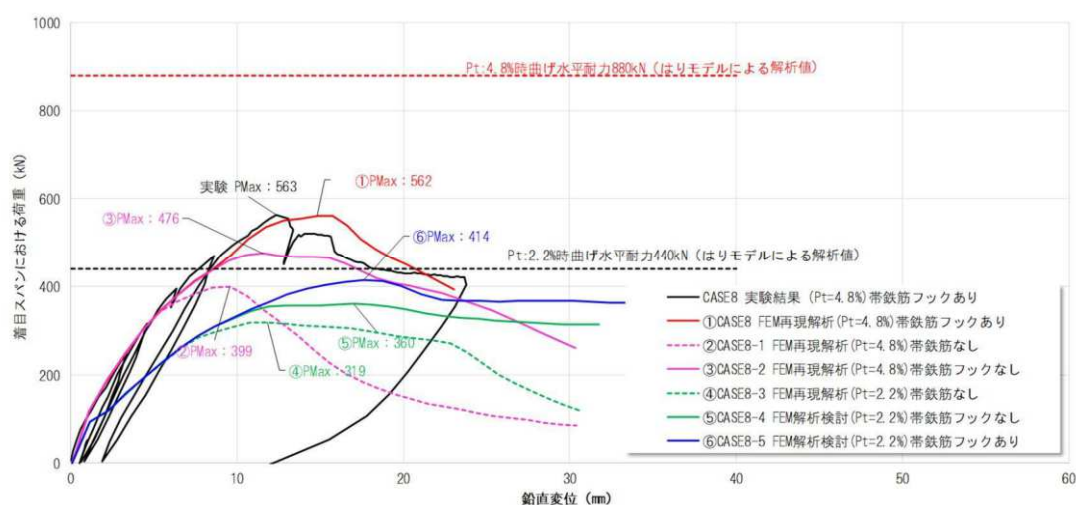


図-4.2.4.11 P - δ 曲線の比較 (CASE8-1～CASE8-5)

(7) まとめ

本項での検討結果を要約すると次のとおりである。

1) 軸方向鉄筋比の影響について

軸方向鉄筋比を実杭と同程度とした2.2%のケースの解析では、曲げ変形の影響が大きくなり、せん断破壊によく見られる、急激な荷重低下は確認できなかった。この解析結果の妥当性確認のため、実験的検討が必要と考えられる。

2) 帯鉄筋フックの影響について

実杭の耐力評価にあたって、フックの有無による影響が大きいため、フックの無い実杭に近い諸元を有する既設場所打ち杭を対象としたせん断耐力評価は、軸方向鉄筋比を実杭と同程度とした検討と合わせて実験的検討による妥当性の検証が必要と考えられる。

4.2.5 帯鉄筋にフックを有さない（建設当時の構造細目に基づく）単杭のせん断破壊実験

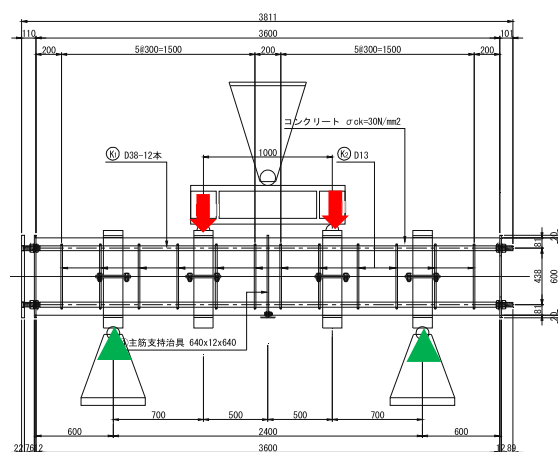
(1) 実験の目的

4.2.1 項で示したように、帯鉄筋は建設当時の構造細目に基づく、フックがない場合が存在する。また、4.2.2 項で示したように、図-4.2.5.1 に示す単杭を対象としたせん断破壊実験の結果、図-4.2.5.2 に示すように、フックのない帯鉄筋の供試体（CASE5）のせん断耐力は、帯鉄筋（40φ フックあり）の供試体と比較すると、せん断耐力の低下が確認された。ただし、4.2.2 項に示した実験供試体 CASE5 のコンクリートと帯鉄筋のせん断力の分担比率は、図-4.2.5.3 のように帯鉄筋の分担比率が非常に小さい領域での結果であり、帯鉄筋に生じるひずみが小さい領域での結果であったことを意味することから、帯鉄筋に生じるひずみがより大きく生じる実験条件（例えば、せん断スパン比 2.5 程度の場合）でないと、フックがない場合の帯鉄筋のせん断補強効果について考察することはできないと考えられる。また、4.2.2 項の実験は、せん断破壊に至るように、実杭に比べて軸方向鉄筋比を大きくしており（4.8%程度）、図-4.2.5.4 に示すように軸方向鉄筋比を実杭と同程度（2.2%程度）とした場合の挙動を確認する必要もある。

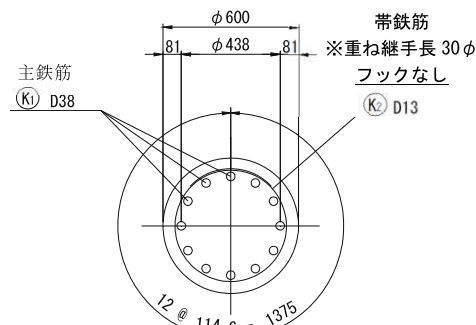
以上のことから、本項では、次の項目を確認するため、単杭のせん断破壊実験を行った。

項目①：主鉄筋比の違いが供試体の破壊形態に及ぼす影響

項目②：帯鉄筋にフックを有さない場合の場所打ち杭のせん断耐力の適切な評価



(a) 側面図



(b) 断面図

図-4.2.5.1 単杭供試体の諸元

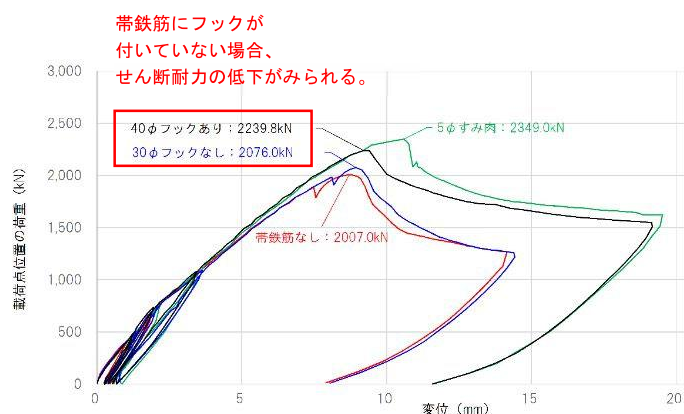


図-4.2.5.2 実験結果：荷重-変位関係

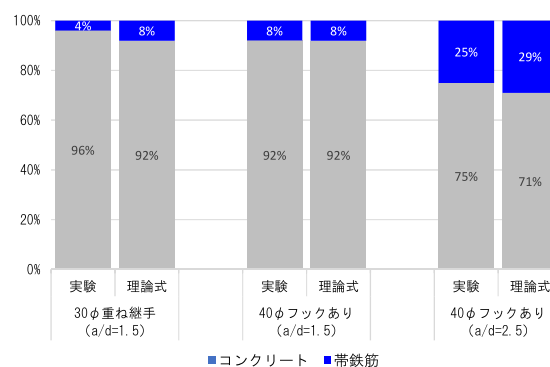


図-4.2.5.3 コンクリートと帯鉄筋の分担比率

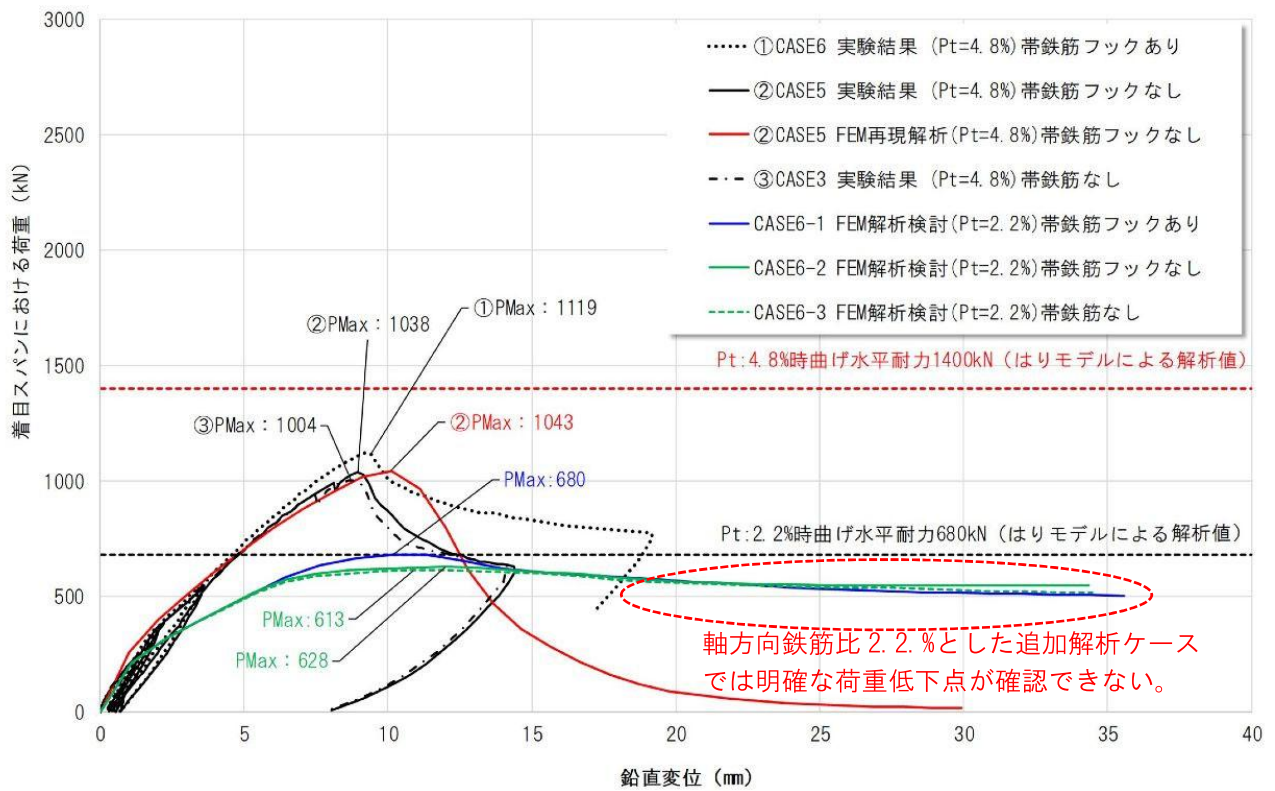


図-4.2.5.4 せん断スパン比 1.5 の場合の P-δ 曲線の比較結果

(2) 実験供試体

1) 供試体ケース

実験に用いる供試体の構造諸元は実験の目的に合わせて、下記に着目し、実杭の構造諸元の整理したうえで、決定した。

- ① レベル2地震時の照査で、せん断照査を満足しない場所打ち杭
- ② レベル2地震時の照査で、杭体に塑性化が生じている場所打ち杭
- ③ 帯鉄筋の継手種類が「重ね継手」となっており、フックが付いていない場所打ち杭

上記に着目し、せん断照査を満足しない場所打ち杭を対象に、せん断力/せん断耐力と応答塑性率との関係を図-4.2.5.5に示す通りに整理した結果、E橋（図-4.2.5.6）の場所打ち杭の諸元が上記条件①②③を満足するため、当該橋梁の場所打ち杭の諸元を基に、実杭の1/2スケール相当とし、表-4.2.5.1に示す通りに供試体の諸元を決定した。

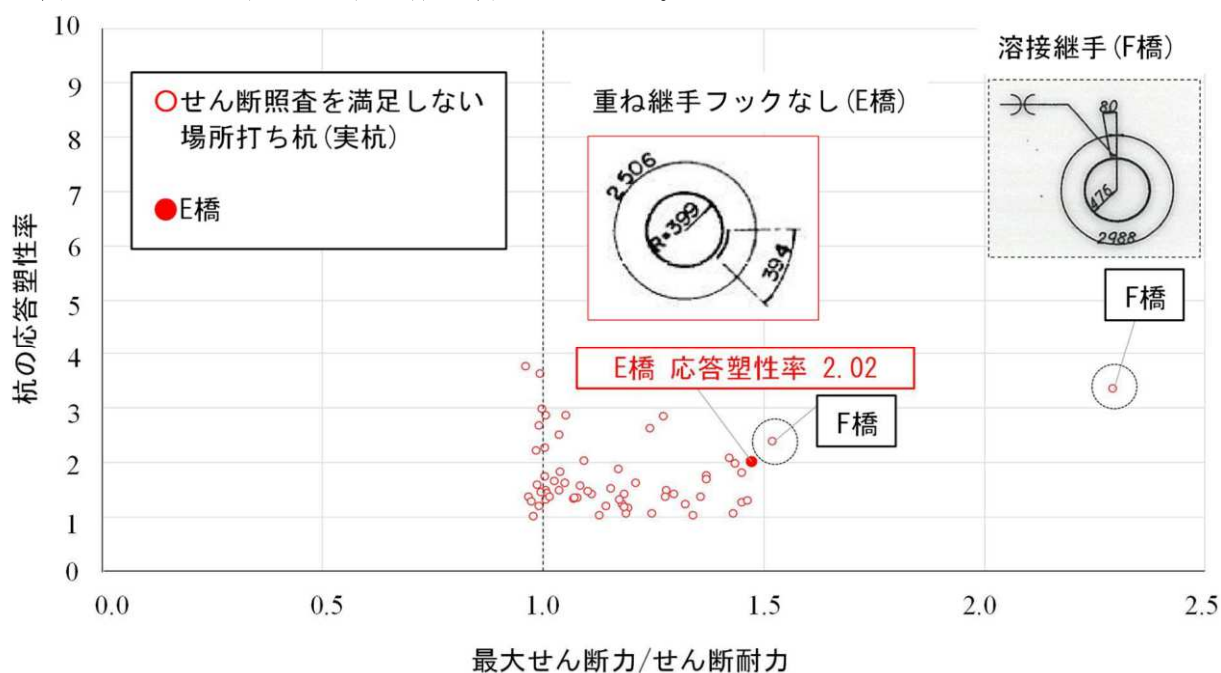


図-4.2.5.5 最大せん断力/せん断耐力と塑性率との関係

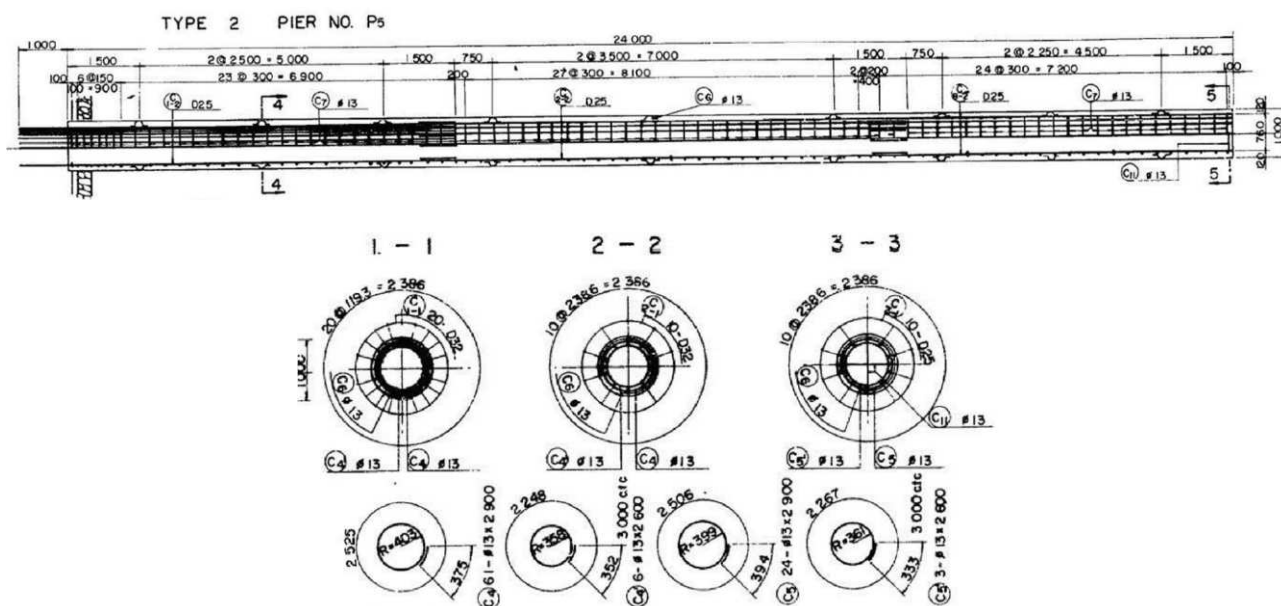


図-4.2.5.6 E橋の場所打ち杭の構造諸元

表-4.2.5.1 単杭実験ケース

case	供試体寸法 (mm)		材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	せん断 スパン比
	杭径	長さ					
1	φ 600	3, 140	σ _{ck} =30 N/mm ² 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D25-12 本 (Pt=2.2%)	D13@300	重ね継手長 30 φ フックなし	1.5
2	φ 600	3, 140				重ね継手長 30 φ フックなし	2.5

2) 供試体部材の材料試験結果および照査結果

表-4.2.5.1 に示す単杭供試体を対象に、材料の設計強度及び表-4.2.5.2 に示す材料試験結果に基づいて曲げ耐力及びせん断耐力をそれぞれ算出し、破壊形態の判定を行った。表-4.2.5.3 に示すように着目支間では「せん断破壊」になる試算となる。

表-4.2.5.2 材料試験結果

コンクリート試験体	No.	圧縮強度試験					割裂引張強度試験			試験日		
		断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)	打設日	試験日	材齢
case1	1	7801.4	337.8	43.30	26.84	0.163	7806.1	89.2	2.85	2021/7/27	2021/10/7	72日
	2	7812.4	358.0	45.82	26.99	0.191	7803.8	93.4	2.99			
	3	7799.9	364.2	46.69	28.41	0.153	7808.5	87.4	2.78			
	平均	7804.6	353.3	45.27	27.41	0.169	7806.1	90.0	2.87			
case2	1	7799.9	359.2	46.05	25.78	0.164	7803.0	96.6	3.12	2021/7/27	2021/10/13	78日
	2	7804.6	351.5	45.04	27.28	0.159	7818.7	101.8	3.24			
	3	7827.3	362.3	46.29	26.53	0.158	7799.1	106.6	3.43			
	平均	7810.6	357.7	45.79	26.53	0.161	7806.9	101.7	3.26			

鉄筋試験片	No.	降伏荷重 kN	降伏応力 N/mm ²	降伏歪 μ	最大荷重 kN	引張応力 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	伸び測定 %	備考
SD295 D13	1	44.83	353.9	1835	63.50	501.2	193.2	24.3	帯鉄筋に使用
	2	45.55	359.5	1878	63.33	499.8	192.2	23.7	
	3	45.34	357.9	1859	63.44	500.7	192.8	24.6	
	平均	45.24	357.1	1857	63.42	500.6	192.7	24.2	
SD345 D25	1	185.70	366.5	1963	284.40	561.3	195.1	27.1	主鉄筋に使用
	2	187.47	370.0	1965	283.92	560.3	193.6	24.9	
	3	186.45	368.0	2038	283.60	559.7	190.4	25.8	
	平均	186.54	368.1	1989	283.97	560.4	193.0	26.0	

表-4.2.5.3 供試体部材の照査

項 目		単 位	case1		case2	
			帯鉄筋のせん断破壊効果見込んだ場合		帯鉄筋のせん断効果見込まない場合(参考)	
杭径		mm	φ600		φ600	
有効高		mm	463		463	
せん断スパン		mm	700		1150	
せん断スパン比		—	1.5		2.5	
主鉄筋量		—	D25-12本		D25-12本	
帯鉄筋量		—	D13φ300		D13φ300	
帯鉄筋継手方法		—	重ね継手長30φ(フックなし)		重ね継手長30φ(フックなし)	
設計強度	材質 (計画時)		コンクリート圧縮強度		30	
			主鉄筋降伏点		345	
			帯鉄筋降伏点		295	
	破壊 形態の 判定		545		332	
	①曲げ水平耐力	kN				
	②H24道示式(a/d考慮)	kN	502		442	
実材料強度 照査結果に準拠	せん断耐力	kN	521		442	
	③H29道示式(a/d考慮)	kN	645		483	
	④修正荒川lineon式(参考)	kN	645		483	
	破壊形態の判定		せん断破壊型 ①>MAX(②, ③)		せん断破壊型 ①>MAX(②, ③)	
	材質 (材料試験)		コンクリート圧縮強度(平均値)		45	
			主鉄筋降伏点(平均値)		368	
実材料強度 照査結果に準拠	破壊 形態の 判定		595		362	
	①曲げ水平耐力	kN				
	②H24道示式(a/d考慮)	kN	case1 実験目標耐力 581		case2 実験目標耐力 329	
	せん断耐力	kN	603		366	
	③H29道示式(a/d考慮)	kN	813		574	
	破壊形態の判定		曲げ破壊型 ①>MAX(②, ③)		せん断破壊型 ①<MAX(②, ③)の場合 ①>MAX(②, ③, ④)	

(3) 載荷装置

載荷実験においては、4.2.2の実験と同様に供試体の水平耐力に着目するため、供試体には軸力を導入せず、図-4.2.5.9に示すように供試体が破壊するまで大型試験機による盤載荷を実施した。

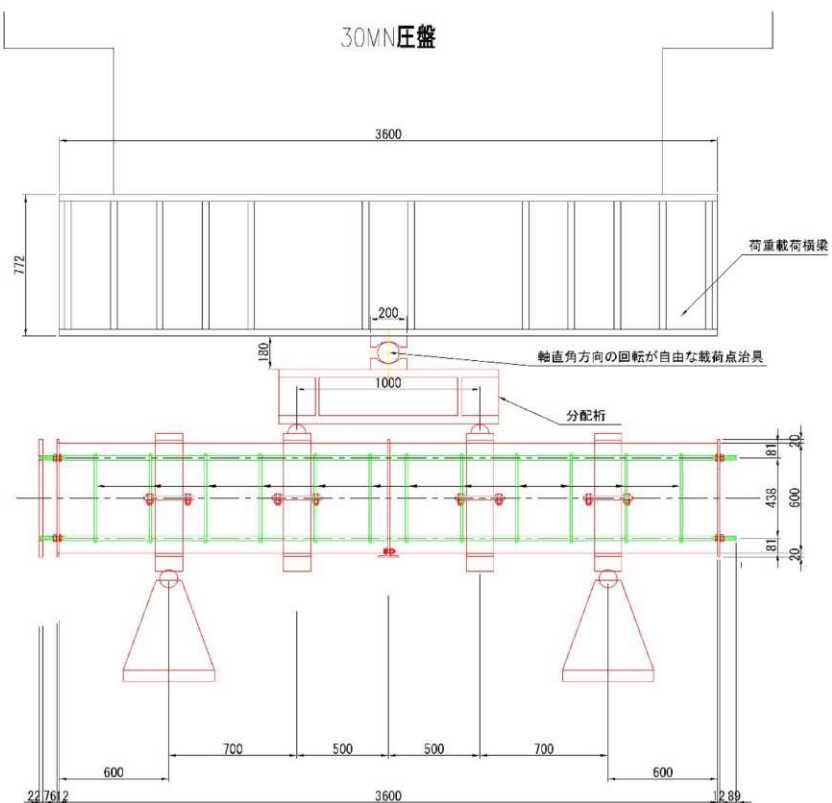


図-4.2.5.9 大型試験機の概要図

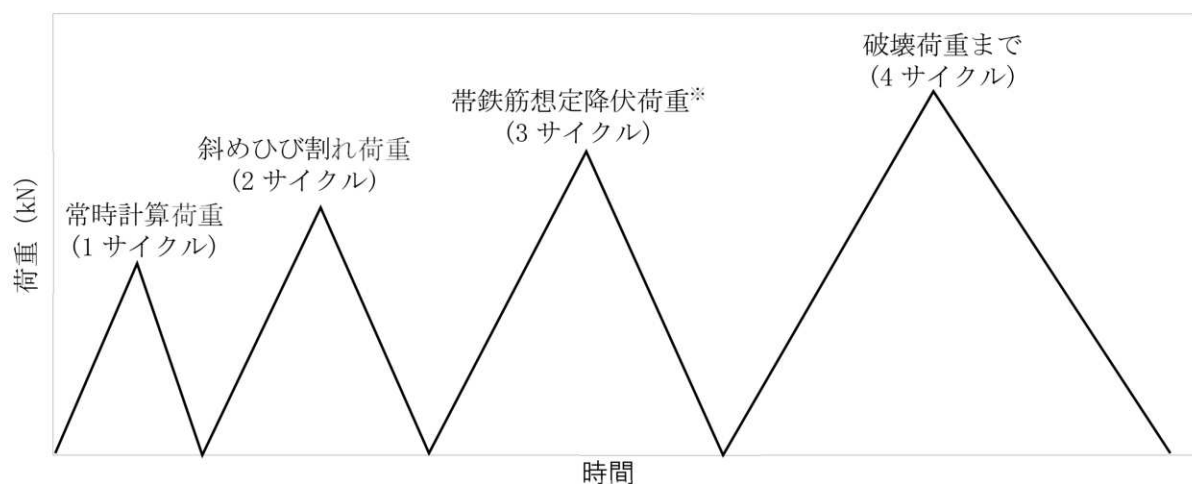


写真-4.2.5.1 大型試験機による載荷実験 CASE1 の実施状況

(4) 載荷方法

載荷方法は、図-4.2.5.10 に示すように、①ディープビーム効果を考慮しない常時計算荷重（H24 道示IV式によりコンクリートが負担するせん断応力度 $\tau_c=0.37\text{N/mm}^2$ 、帯鉄筋 SD295 の許容応力度 $\sigma_{sa}=180\text{N/mm}^2$ として計算した値）、②斜めひび割れ発生荷重（目視で最初に斜めひび割れが確認された荷重）、③帯鉄筋想定降伏荷重（H24 道示IV式によりディープビーム効果を考慮し、 $\tau_c=0.37\text{N/mm}^2$ 、帯鉄筋 SD295 の降伏応力度 $\sigma_{sy}=295\text{N/mm}^2$ として計算した値）、④杭体が破壊に至るまで載荷し、計測を終了する。

本載荷に先立ち実施した予備載荷により、供試体の弾性挙動内の低い応力レベルにて載荷・除荷を行う。これにより、載荷治具をなじませ、計測した変位及びひずみゲージ等の値から載荷状態のバランスを確認し、載荷荷重が均等に作用していることを確認する。本載荷は荷重制御を基本とし、荷重-変位関係が非線形域に達した後は変位制御とする。載荷速度は試験機変位にて 1mm/min 程度を基本とし、変位制御へ切替えた後は 0.5mm/min とする。



※CASE1, 3 は帯鉄筋を配置しないため、3 サイクル目を実施しない。

図-4.2.5.10 載荷サイクル

表-4.2.5.4 載荷荷重

	単位	CASE1	CASE2	
常時計算荷重※1	kN	480	480	←実験前に事前に計算
斜めひび割れ荷重※2	kN			←実験中の試験体の挙動で決定
帯鉄筋想定降伏荷重※3	kN	1162	658	←実験前に事前に計算(圧縮, 引張試験結果反映)
破壊荷重※4	kN			←実験中の試験体の挙動で決定

※1：ディープビーム効果を考慮しない常時計算荷重で、着目スパンにかかる荷重の2倍とする。（以降同様）

（H24道示IV式によりコンクリートが負担するせん断応力度 $\tau_c=0.37\text{N/mm}^2$ 、

帯鉄筋SD295の $\sigma_{sa}=180\text{N/mm}^2$ として計算した値）

※2：目視で最初に斜めひび割れが確認された荷重

※3：H24道示IV式によりディープビーム効果を考慮し、令和2年に実施した実材料試験に基いて、

コンクリートが負担するせん断応力度 $\tau_c=0.41\text{N/mm}^2$ 、帯鉄筋SD295の $\sigma_{sy}=423\text{N/mm}^2$

として計算した値

※4：杭体が破壊に至るまで載荷する。

(5) 計測計画

1) 変位計測計画

各供試体を対象に、実験中のせん断変形の程度を把握するために、**図-4.2.5.11** に示す載荷点、支点及びその付近計 14 箇所で、それぞれ変位計測を実施する。

2) コンクリート表面計測計画

各供試体を対象に、実験中のコンクリート表面のひずみの程度を把握するために、**写真-4.2.5.2** に示すように載荷点と支点間の杭表面に、三軸ゲージを 4 箇所に設置し、計測を実施した。



写真-4.2.5.2 CASE1 の実験状況

3) 主鉄筋ひずみ計測計画

主鉄筋について、供試体の引張側及び圧縮側におけるひずみの程度を把握するために、**図-4.2.5.12** に示すように供試体の支間中央部における引張側及び圧縮側の主鉄筋の 2 箇所にひずみゲージを設置し、計測する。なお、ひずみゲージは、主鉄筋の前後 2 箇所に設置する。

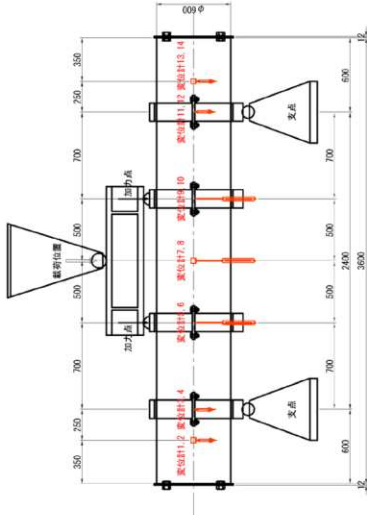
4) 帯鉄筋ひずみ計測計画

帯鉄筋について、実験中のひずみの程度を把握するために、**図-4.2.5.12** に示すように載荷点と支点間の各帯鉄筋に対して 150～300mm 間隔程度でひずみゲージを設置し、計測する。

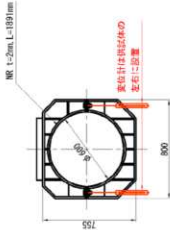
図-4.2.5.11 場所打ち杭供試体実験 変位計測計画図 縮尺 1:40

case1 (せん断スパン比 1.5)

側面図

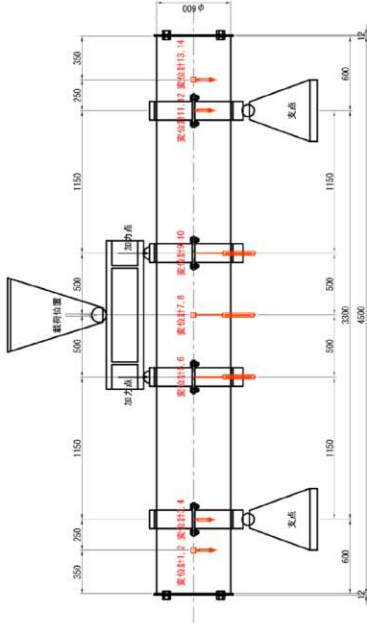


断面図

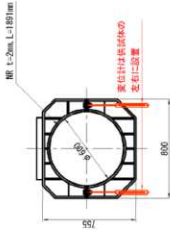


case2 (せん断スパン比2.5)

側面図



断面図



変位計設置数量

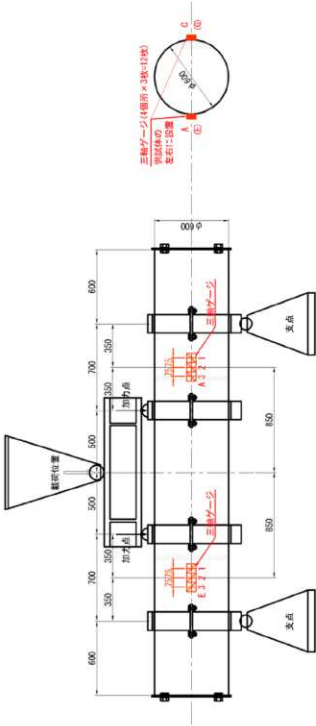
変位計	単位	設置数量
case1	個	14
case2	個	14
合計	個	28

図-4.2.5.12 場所打ち杭供試体実験 ひずみ計測計画図 縮尺 1:40

コンクリートひずみ計測計画図

case1 (せん断スパン比 1.5)

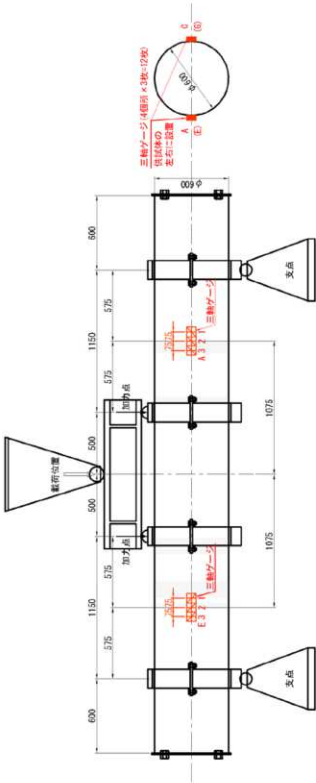
断面図



側面図

断面図

case2 (せん断スパン比 2.5)



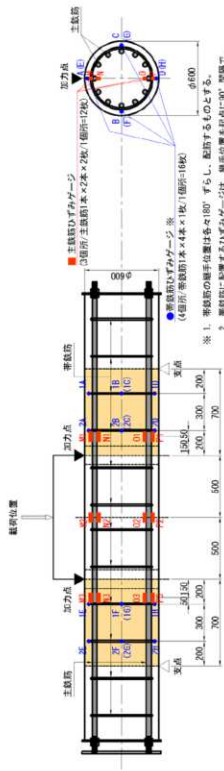
三軸ゲージ設置数量

供試体	設置場所	1個所当りゲージ枚数	三軸ゲージ設置数量
case1	主筋筋	4	3
case2	主筋筋	4	3
合計			24

鉄筋ひずみ計測計画図

case1 (せん断スパン比 1.5)

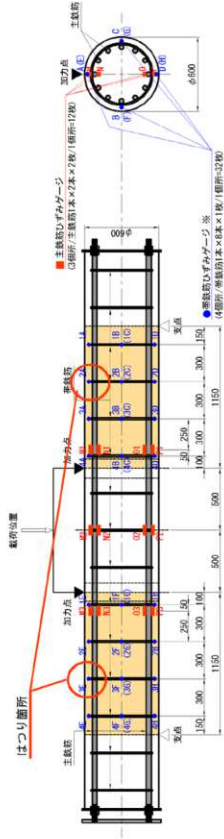
側面図



断面図

case2 (せん断スパン比 2.5)

側面図



断面図

鉄筋ひずみゲージ設置数量

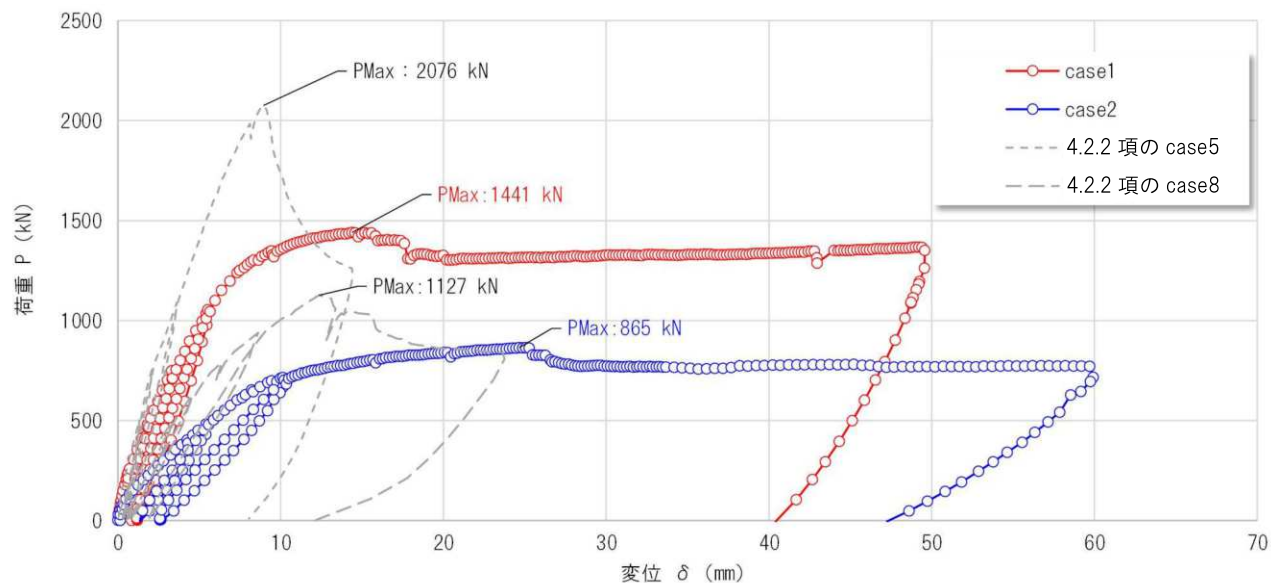
区分	供試体	設置場所	1個所当りゲージ枚数	設置数量
主筋筋	case1	主筋筋	6	2
主筋筋	case2	主筋筋	6	2
主筋筋	case1	主筋筋	16	1
主筋筋	case2	主筋筋	16	1
合計				24

(6) 実験結果

1) 実験結果

i) P- δ 曲線

載荷試験により採取した計測データを用いて荷重-変位関係の履歴図およびたわみ分布図を作成し、整理した結果を図-4.2.5.13に示す。ここに、グラフ中の「case5」および「case8」は4.2.2項の実験でせん断破壊となった単杭供試体である。



※グラフ中の case5, case8 は, case1, 2 の比較対象ケースの履歴である。

図-4.2.5.13 荷重-変位関係に関する全ケース比較

ii) たわみ分布図

case1 および case2 のたわみ分布図を図-4.2.5.14、図-4.2.5.15に示す。case1 の場合、支間中央において、最大 49mm 程度の鉛直変位量が発生したのに対し、支点治具の両側における変位計 DV-1(2)、DV-13(14)では支間中央とは反対方向に 11mm 程度の鉛直変位量が発生していた。

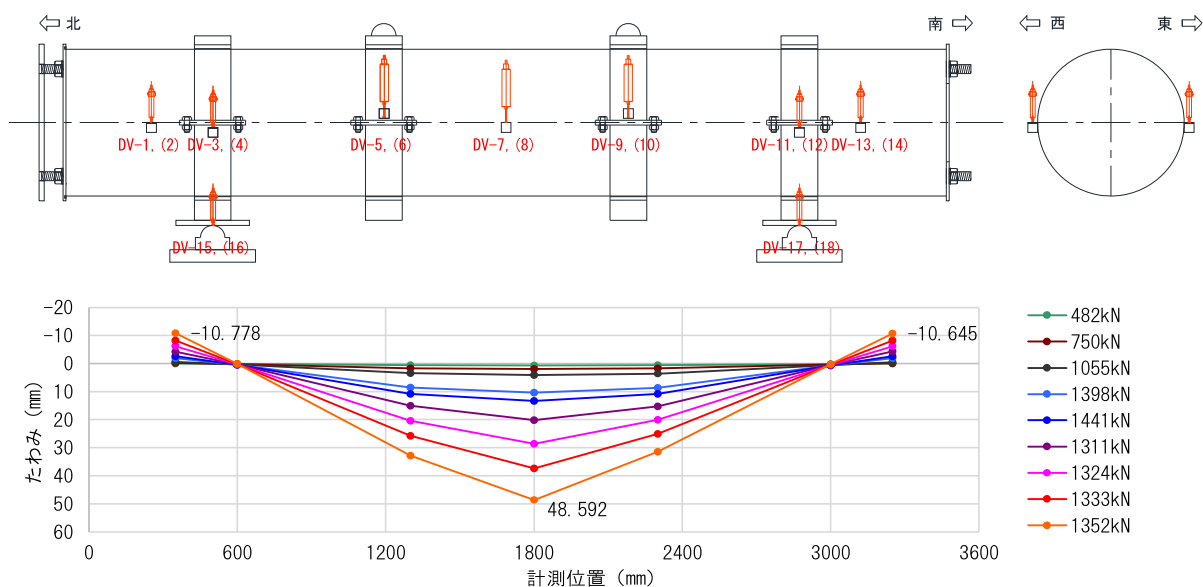


図-4.2.5.14 case1 のたわみ分布図

case2 の場合、支間中央において、最大 60mm 程度の鉛直変位量が発生したのに対し、支点治具の両側における DV-1(2)、DV-13(14)では支間中央とは反対方向に 11mm 程度の鉛直変位量が発生していた。

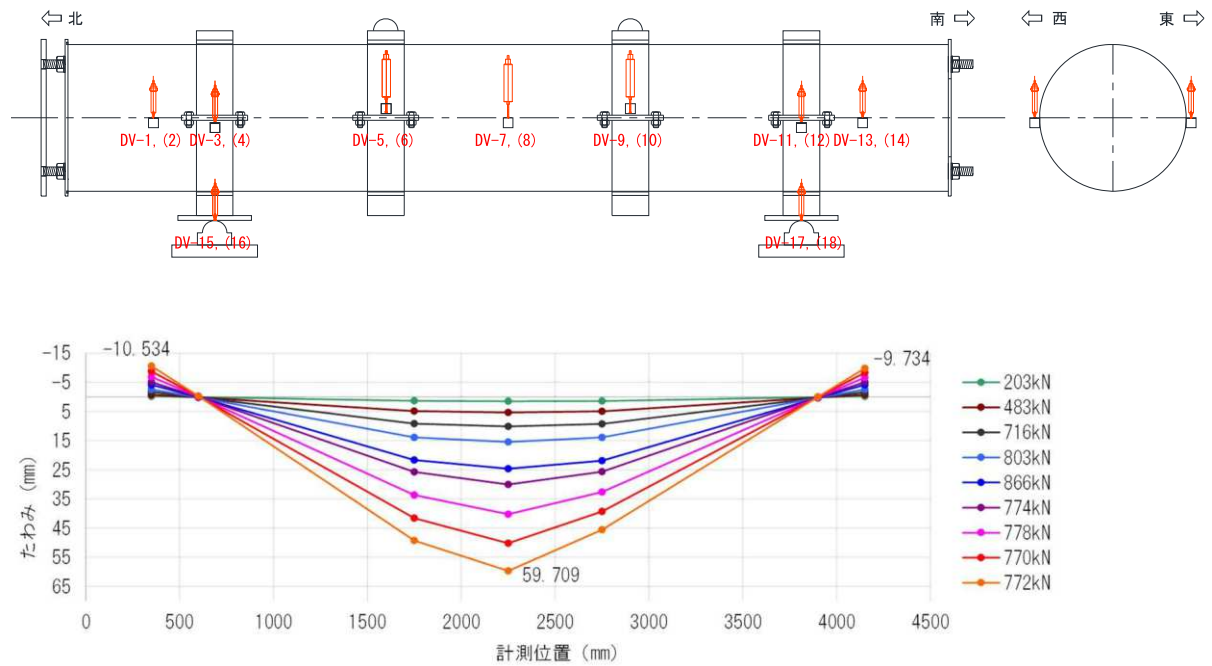


図-4.2.5.15 case2 のたわみ分布図

iii) 主鉄筋ひずみ分布図

case1 および case2 の主鉄筋ひずみの分布図を図-4.2.5.16、図-4.2.5.17 に示す。case1 の場合、主鉄筋に最初にゲージ番号 P1 の引張側において、降伏に達していた。その後、支間中央部の鉛直変位の増加に伴い、ゲージ番号 P2 の引張側において降伏に達した後、ゲージ番号 P3 における主鉄筋が降伏に達した。支間中央部の更なる鉛直変位の増加に伴い、供試体の圧縮領域に相当するゲージ番号 M2、N2 において主鉄筋が降伏に達していた。

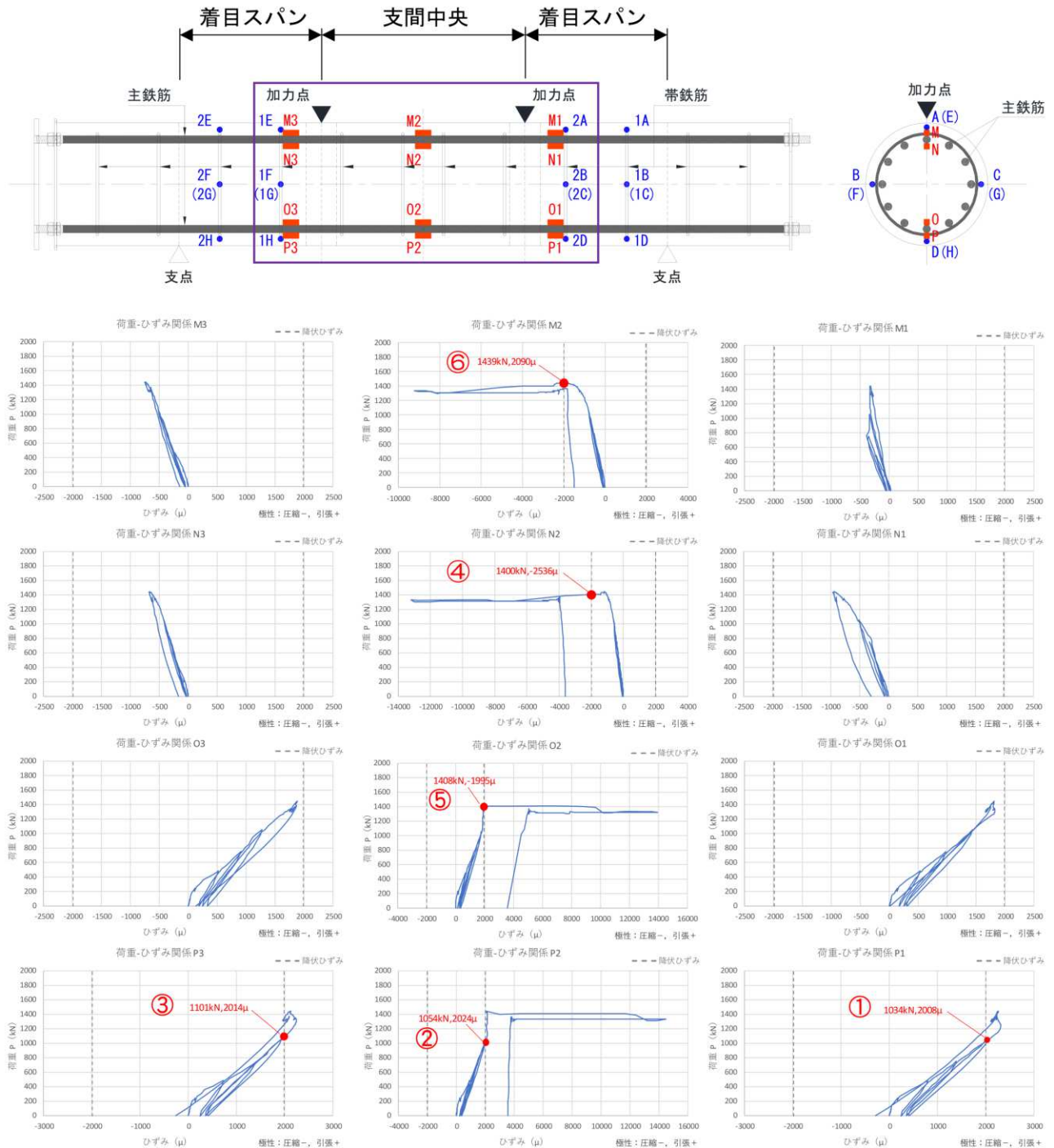


図-4.2.5.16 case1 の主鉄筋ひずみ分布図

case2 の場合、主鉄筋は最初に支間中央部におけるゲージ番号 P2 の引張側において、降伏に達していた。その後、着目スパンにおけるゲージ番号 P1、P3 の引張側において主鉄筋が降伏に達した後に、支間中央部の供試体の鉛直変位の増加に伴い、供試体の圧縮領域に相当するゲージ番号 M2、N2 において主鉄筋が降伏に達していた。

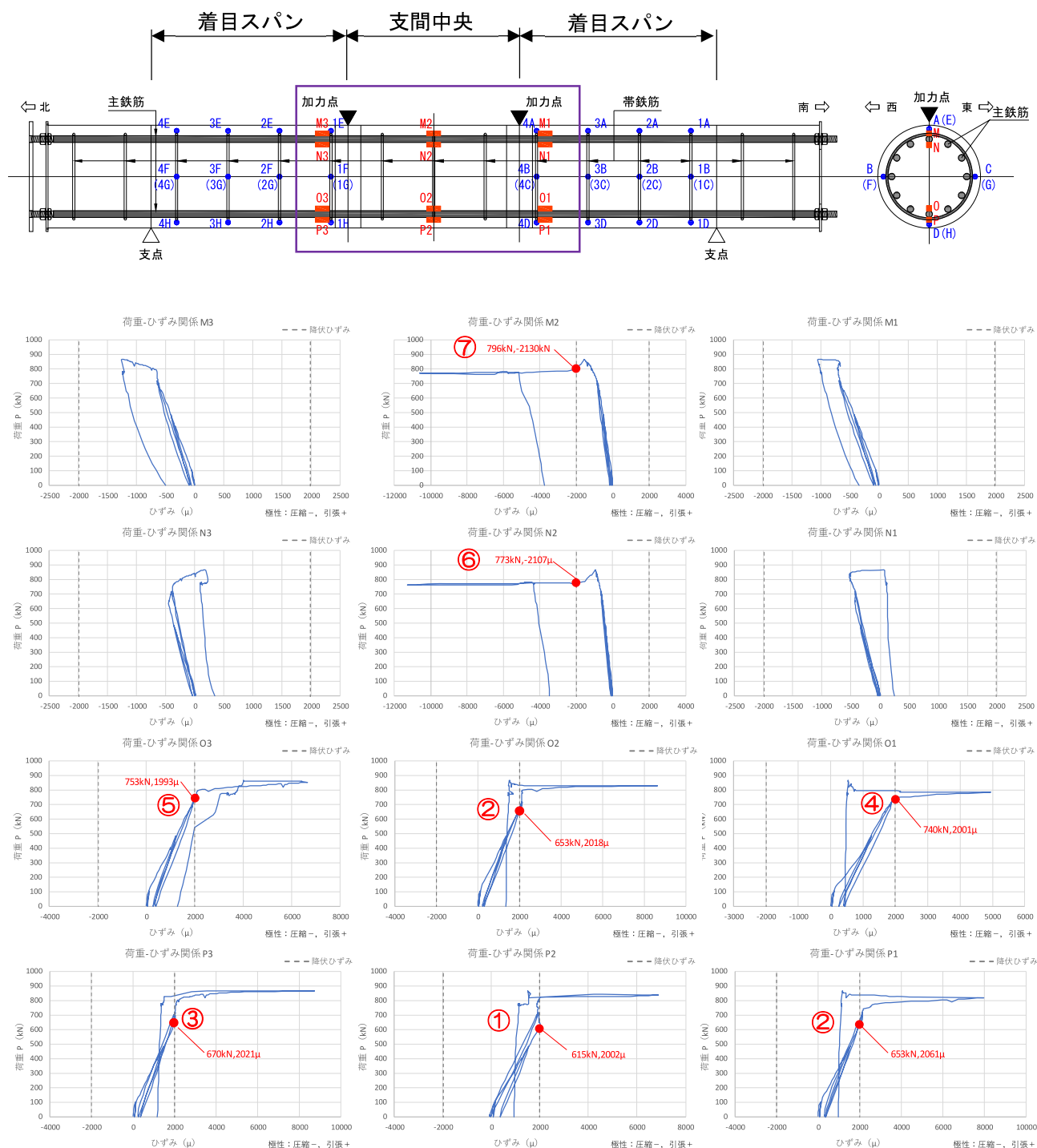


図-4.2.5.17 case2 の主鉄筋ひずみ分布図

iv) 帯鉄筋ひずみ分布図

case1 の帯鉄筋ひずみの分布図を図-4.2.5.18に示す。
帯鉄筋はいずれのゲージにおいても、降伏に達していない。

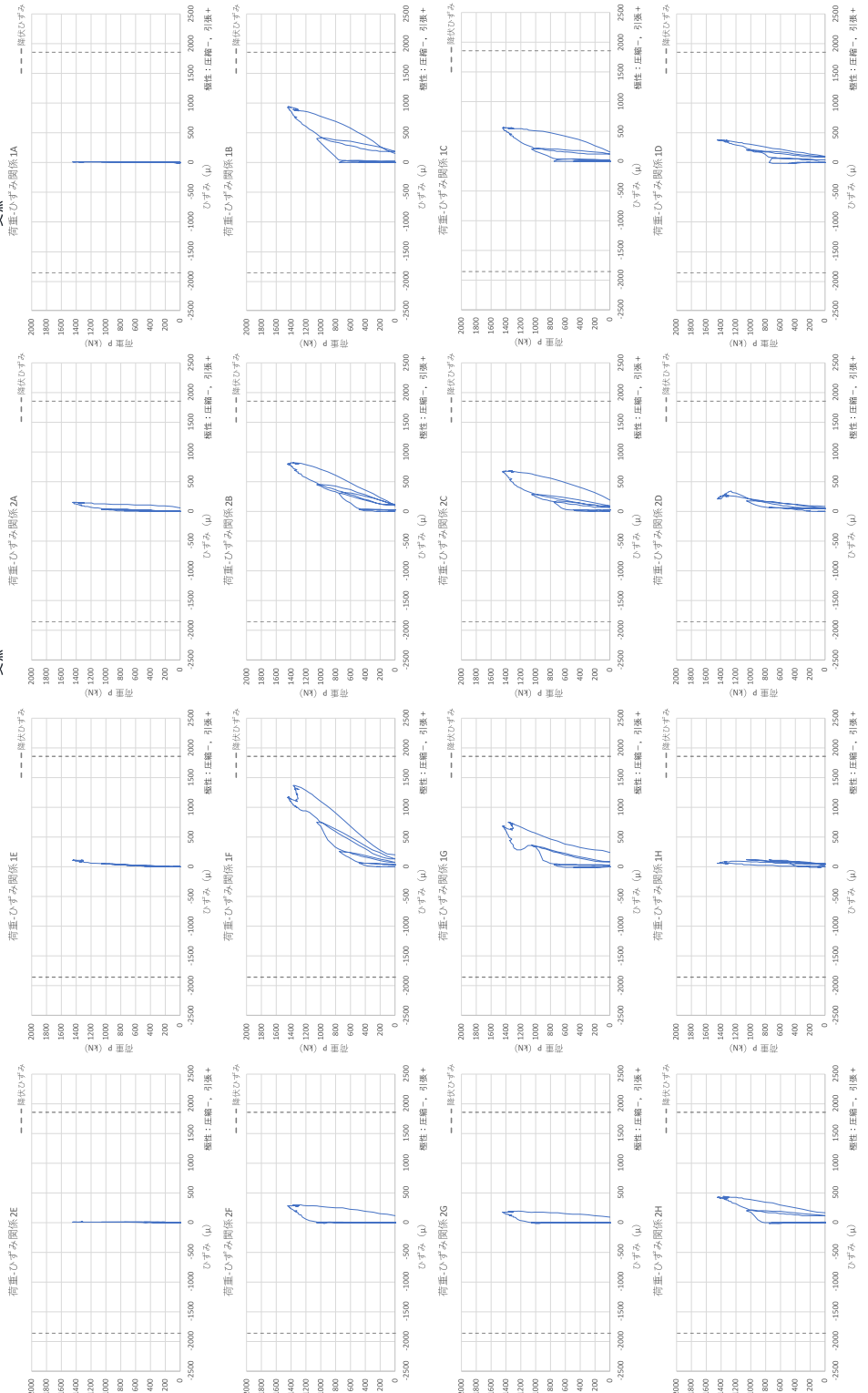
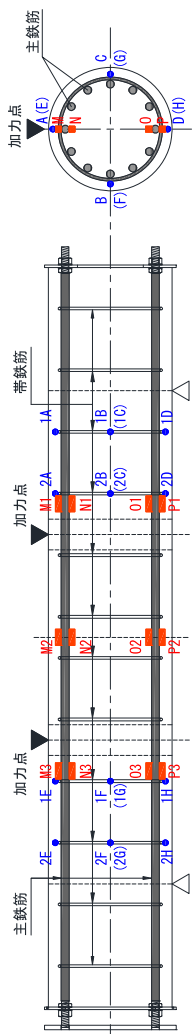


図-4.2.5.18 case1 の帯鉄筋ひずみ分布図

case2の帯鉄筋ひずみの分布図を図-4.2.5.19に示す。case1と異なり、着目スパンにおけるせん断スパン比が2.5程度まで大きくなると、帯鉄筋のひずみが大きくなる傾向にあり、図-4.2.5.19に示すゲージ番号3G及び2Bにおいて、帯鉄筋が降伏に達していた。

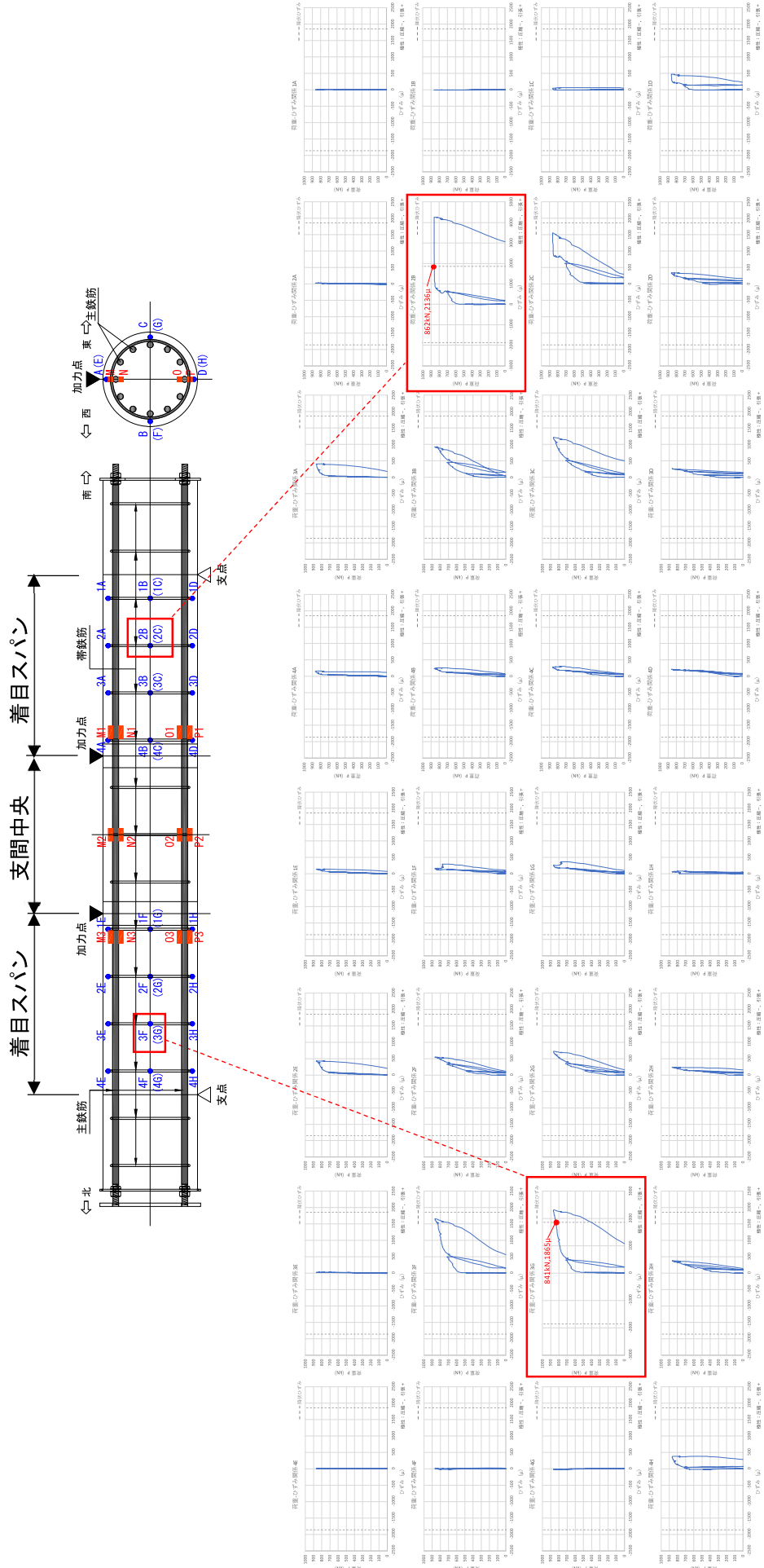


図-4.2.5.19 case2の帯鉄筋ひずみ分布図

2) ひび割れ進展図・試験後観察

i) case1 のひび割れ進展図 (図-4.2.5.20 より)

載荷位置における荷重が 481kN で、支間中央において曲げひび割れが進展した。載荷位置における荷重が 749kN で、着目スパンにおいてせん断ひび割れが進展したが、P- δ 曲線において、供試体の剛性低下が見られなかった。載荷位置における荷重が 1054kN で、着目スパンにおいてせん断ひび割れが進展し、支間中央において曲げひび割れの進展が見られた。載荷位置における荷重が 1352kN で、支間中央の圧縮側においてかぶりコンクリートの剥離が見られたが、明確な耐力低下は生じなかった。また、支間中央において曲げ破壊先行となり、着目スパンのせん断ひび割れが供試体を貫通せず、供試体はせん断破壊にならなかった。

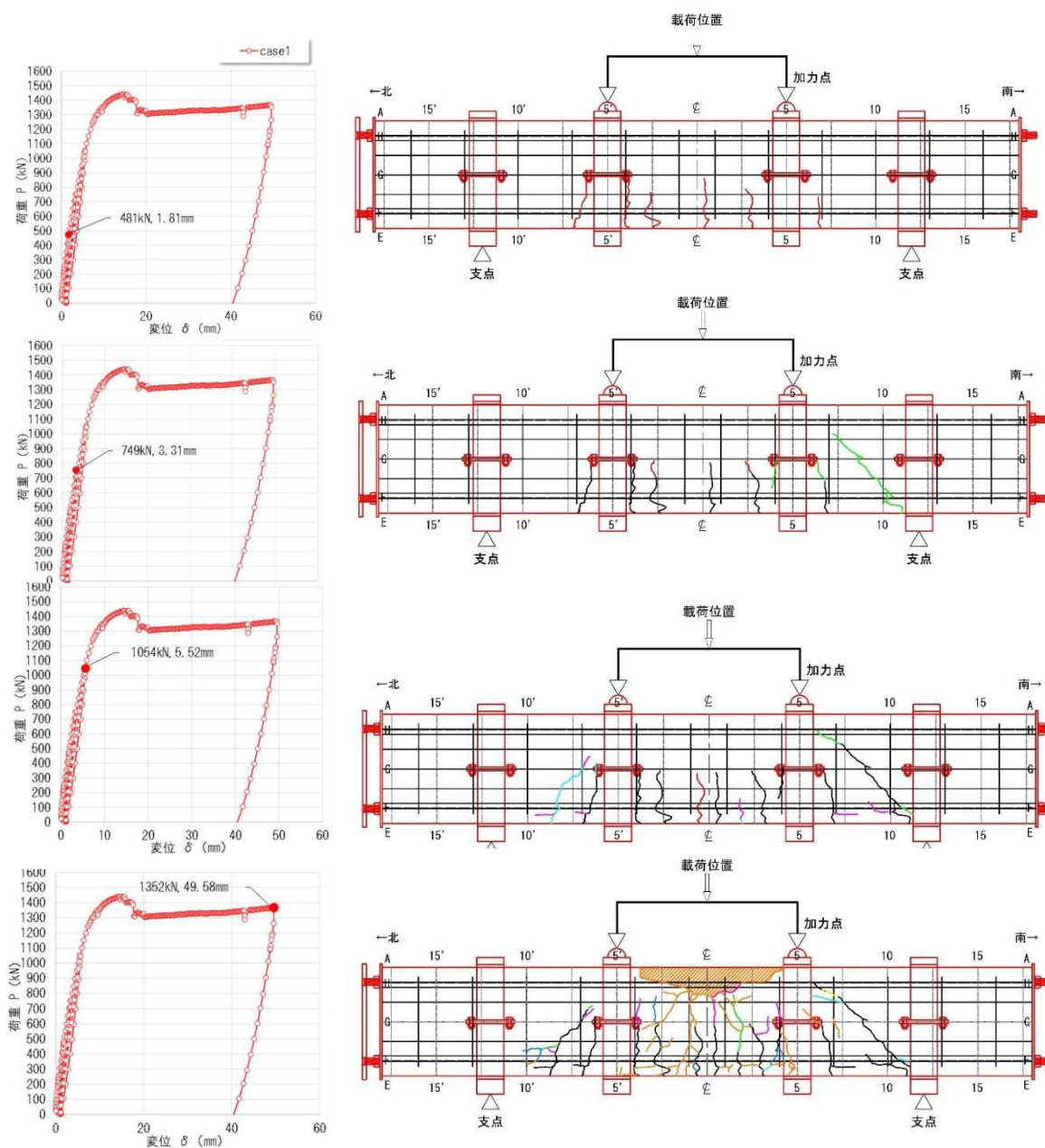


図-4.2.5.20 case1 の代表的なひび割れ進展図

ii) case2 のひび割れ進展図 (図-4.2.5.21 より)

載荷位置における荷重が 482kN で、支間中央において曲げひび割れが進展していた。これは case1 と同じ荷重ステップでの発生であった。載荷位置における荷重が 715kN で、着目スパンにおいてせん断ひび割れが進展しており、P- δ 曲線において、供試体の剛性低下が見られる。これは、case1 とは異なる挙動であった。載荷位置における荷重が 841kN で、着目スパンにおいてせん断ひび割れが進展し、支間中央において曲げひび割れの進展が見られた。これも、case1 と異なる挙動である。載荷位置における荷重が 716kN で、支間中央の圧縮側においてかぶりコンクリートの剥離が見られるが、明確な耐力低下が見られなかった。また、支間中央において曲げ破壊先行になり、着目スパンのせん断ひび割れが供試体を貫通せず、供試体はせん断破壊とならなかった。

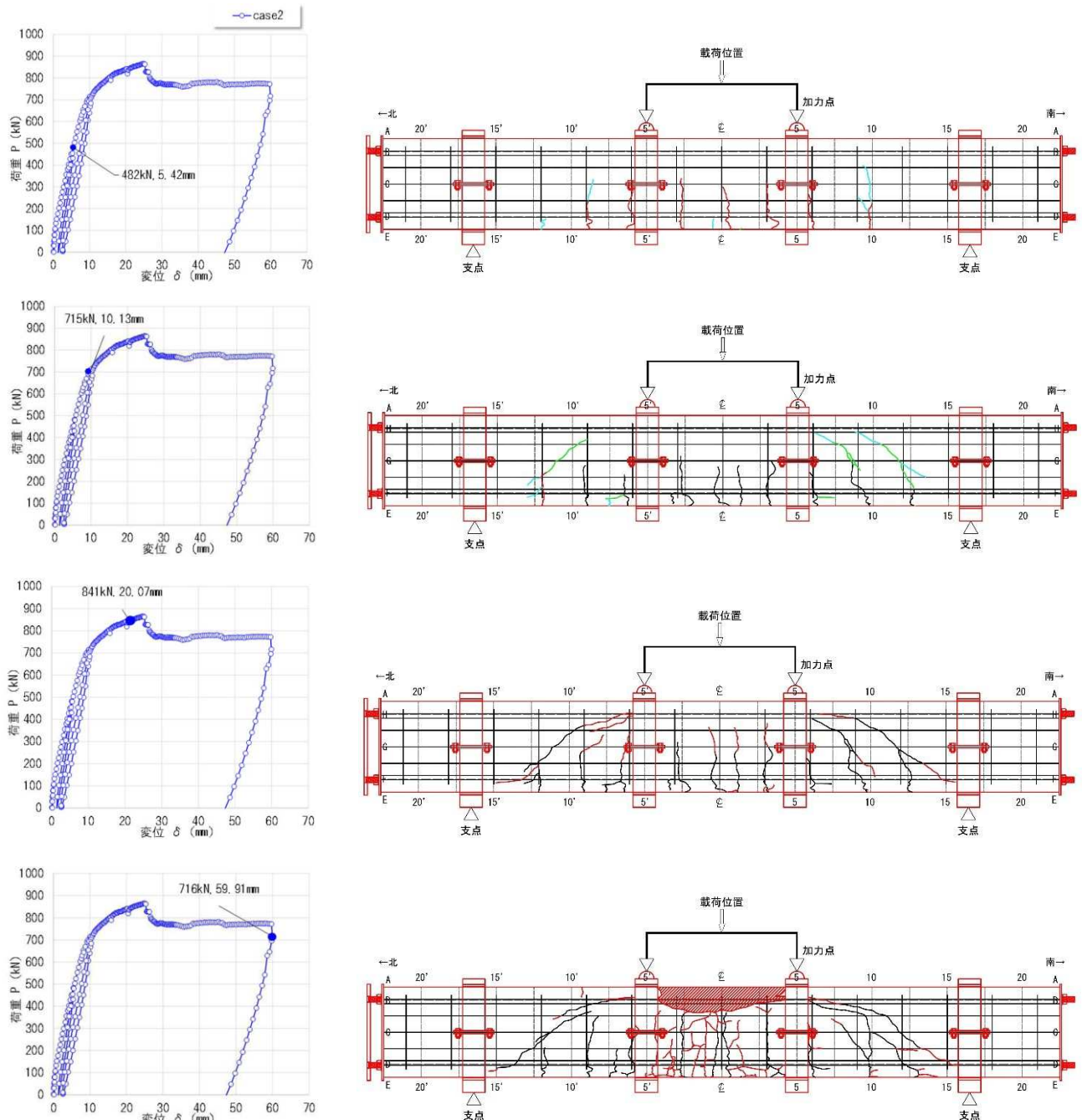


図-4.2.5.21 case2 の代表的なひび割れ進展図

iii) 試験後供試体観察記録



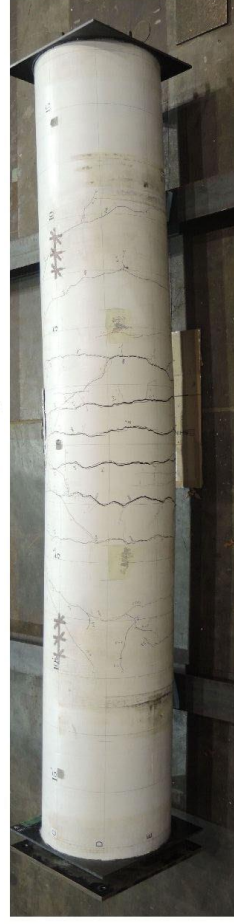
(1) 測線 A



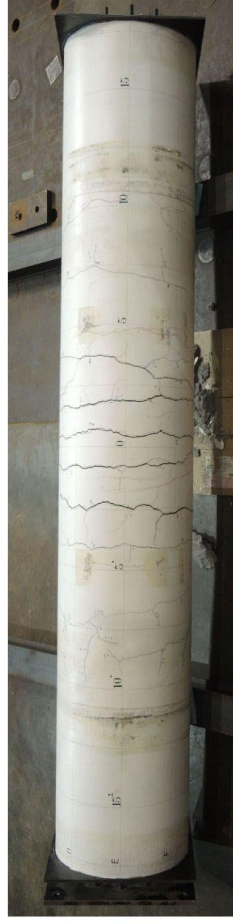
(3) 測線 B



(5) 測線 C



(7) 測線 D



(2) 測線 E



(4) 測線 F



(6) 測線 G



(8) 測線 H

写真-4.2.5.3 試験後供試体観察記録 case1



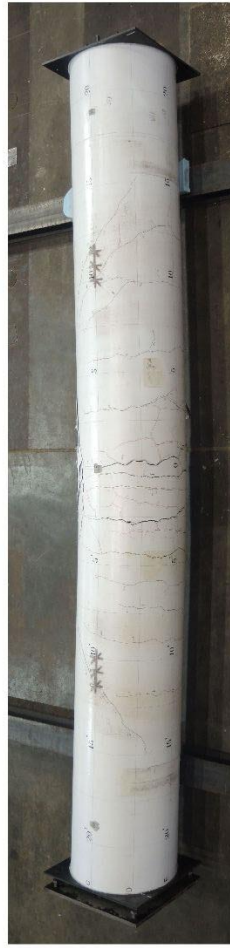
(1) 測線 A



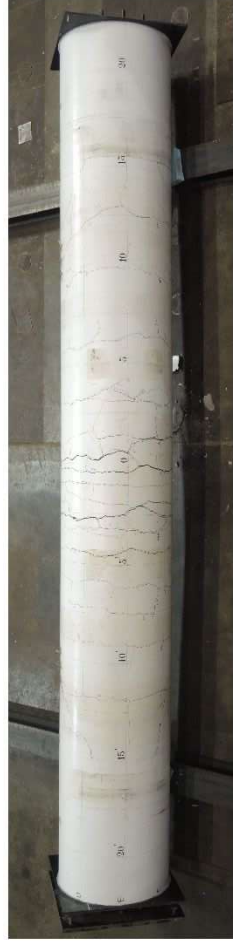
(3) 測線 B



(5) 測線 C



(7) 測線 D



(2) 測線 E



(4) 測線 F



(6) 測線 G



(8) 測線 H

写真-4.2.5.4 試験後供試体観察記録 case2

3) セン断破壊実験後の供試体のはつり

せん断破壊実験が終了した供試体の帯鉄筋の状況観察を行うため、電動コンクリートブレーカーを用いて供試体をはつり、帯鉄筋を露出させ、鉄筋状態の観察・記録を実施した。調査対象は帯鉄筋が降伏に至った case2 で、載荷試験時に降伏が確認された帯鉄筋の継手部を確認した。はつり出した帯鉄筋のひずみゲージのコーティング部を剥がし、帯鉄筋の継手部を観察した結果、ひずみゲージ設置の際に罫書いた位置出し線のズレは確認されたが、これは帯鉄筋の結束時に生じた誤差程度のズレであると思われる、載荷による継手部のズレではないと推察される。はつり箇所を図-4.2.5.22 に、はつりの状況を写真-4.2.5.5～写真-4.2.5.8 に示す。

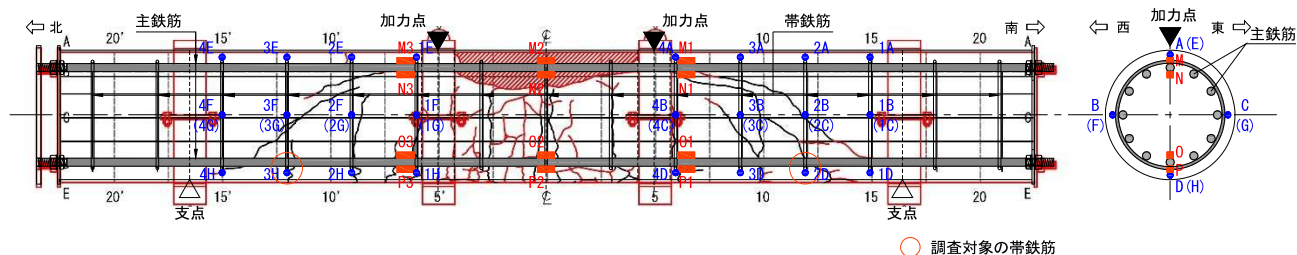


図-4.2.5.22 供試体 case2 のはつり箇所



写真-4.2.5.5 3H 継手部のはつり調査状況

写真-4.2.5.6 2D 継手部のはつり調査状況



写真-4.2.5.7 3H 継手部はつり調査記録



写真-4.2.5.8 2D 継手部はつり調査記録

(7) 実験結果の考察

1) 実験供試体の耐力

図-4.2.5.23 に示す通り、せん断スパン比 1.5 の供試体 case1 の最大耐力の合計値は 1423kN で、4.2.4 項で軸方向鉄筋比を 2%程度とした同じせん断スパン比を有している検討ケース CASE6-3 に表-4.2.5.2 に示す材料試験結果を反映した再現解析結果 1505kN とほぼ同等であるため、再現解析モデルの妥当性が確認できたと考えられる。

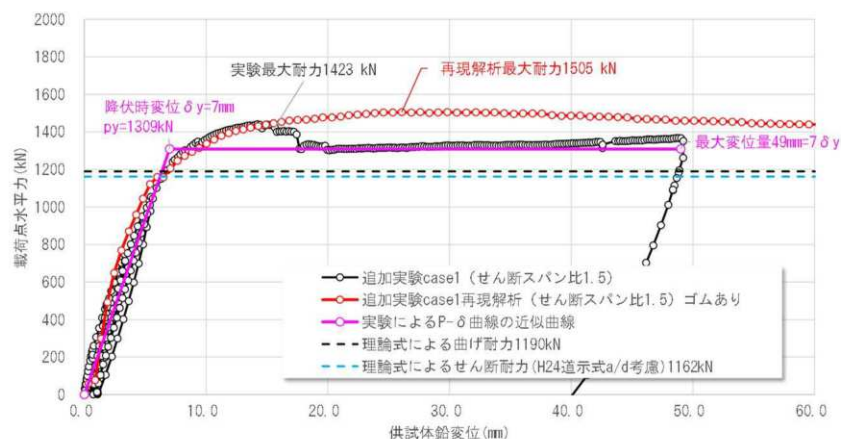


図-4.2.5.23 P-δ 曲線の整理結果（せん断スパン 1.5）

図-4.2.5.24 に示す通り、せん断スパン比 2.5 の供試体 case1 の最大耐力の合計値は 862kN で、4.2.4 項で軸方向鉄筋比を 2%程度とした同じせん断スパン比を有している検討ケース CASE8-4 に表-4.2.5.2 に示す材料試験結果を反映した再現解析結果 828kN とほぼ同等であるため、再現解析モデルの妥当性が確認できたと考えられる。

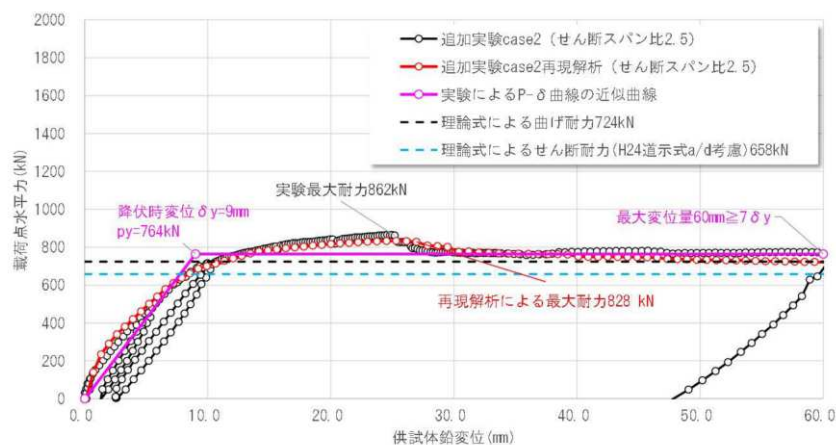


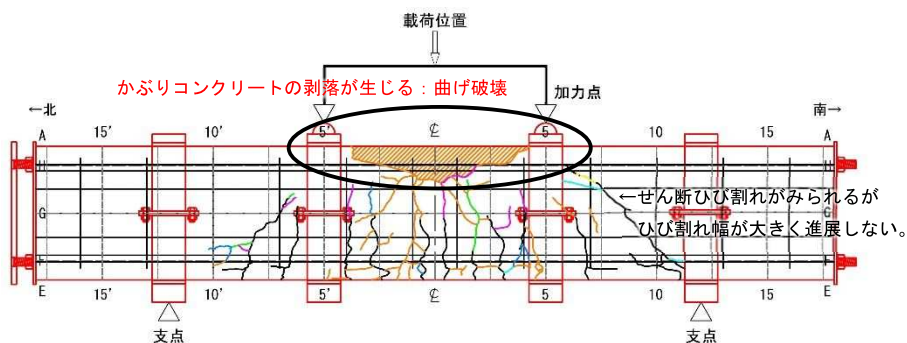
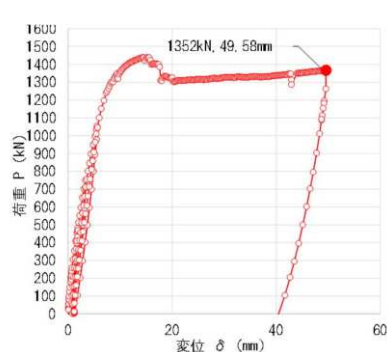
図-4.2.5.24 P-δ 曲線の整理結果（せん断スパン 2.5）

図-4.2.5.23、図-4.2.5.24 に示す通り、実験供試体で $7\delta y$ まで耐力の低下が見られておらず、FEM 再現解析モデルによる検討結果と同じ傾向であった。

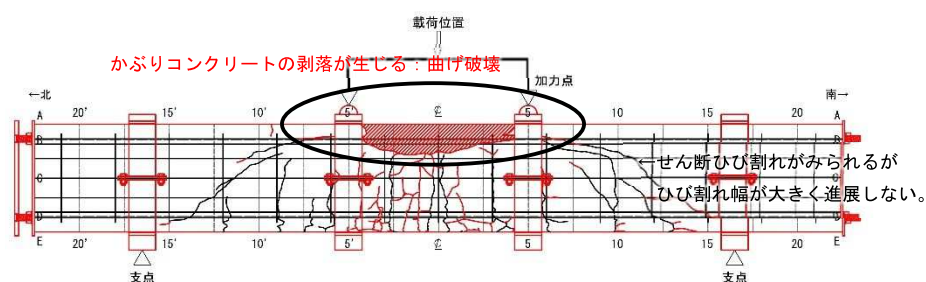
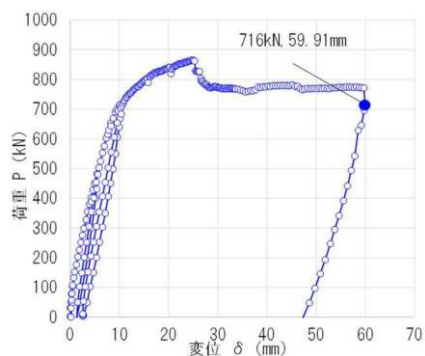
2) 軸方向鉄筋比の違いが供試体の破壊形態に及ぼす影響の確認

供試体 case1、case2 の損傷状況を確認すると、図-4.2.5.25 に示すように全ての供試体で載荷点と支点を結ぶ位置で斜め方向のひび割れの発生が見られるが、ひび割れ幅の大きな進展が見られなかった。また、主鉄筋と帯鉄筋の中で、最初に主鉄筋が降伏しており、圧縮側のかぶりコンクリートが剥落していた。また、図-4.2.5.23、図-4.2.5.24 に示す荷重-変位関係に着目すると、全ての供試体で最大荷重に達した後に $7\delta_y$ まで急激な荷重低下がみられておらず、実験で確認された供試体の最大荷重は設計曲げ水平耐力を上回っていた。このことから、供試体の破壊形態はいずれも最終的に曲げ破壊と考えられる。これは、4.2.4 項で示した軸方向鉄筋比を 2%程度まで下げた解析結果と同じ傾向であった。

以上のことから、1) 実験で確認される最大耐力は「曲げ耐力」であること、2) 「供試体のせん断耐力」と「H24 道示の計算値」との大小関係は不明であるが、供試体降伏以降の挙動に着目した場合、塑性率 7 程度まで急激な耐力低下が生じなかったことから、軸方向鉄筋比が実杭に近い 2%程度となると、供試体は曲げ変形が先行すると考えられる。



(a) case1



(b) case2

図-4.2.5.25 供試体の損傷状況（最終）

3) フックの無い帯鉄筋を有する場所打ち杭に対するせん断耐力算定式の適用性の確認

実杭の構造諸元に沿って作成した供試体による実験では、次の3点から 1) 図-4.2.5.23、図-4.2.5.24 に示すように最大耐力が帯鉄筋を考慮したせん断耐力算定式の値を上回っていたこと、2) 図-4.2.5.26 に示すように帯鉄筋が最終的に降伏していたこと、3) はつり試験結果により、帯鉄筋のずれが若干見られるが、ゲージ位置に罫書きを入れた後、帯鉄筋を規定寸法に合わせ、結束固定した際の誤差範囲内のずれであったこと建設当時の構造細目でフックの無い帯鉄筋を使用した場合でも、耐力に寄与する帯鉄筋のせん断補強効果を考慮して、せん断耐力を算定して良いものと考えられる。

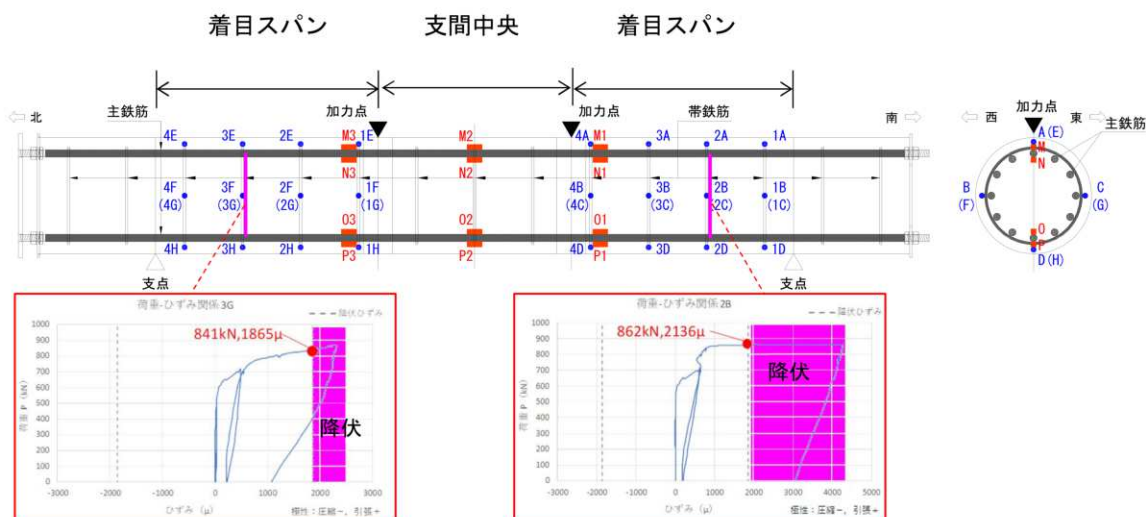


図-4.2.5.26 代表例 case2 の場合の帯鉄筋ひずみの計測結果

4.3.1 地盤中の組杭のせん断破壊実験

(1) 実験の目的

4.2節では、気中かつ単調載荷下での単杭のせん断破壊実験を行ったが、既設杭基礎に対する対策優先度の考え方を整備するにあたり、万が一、杭にせん断破壊が生じた場合の橋全体としての挙動について、より実際の状況に近い地盤中かつ正負交番載荷下での組杭のせん断破壊後の挙動を踏まえた技術的な知見を得る必要がある。また、平成24年道示IVでは、場所打ち杭のせん断耐力算定において、せん断スパン比によるせん断耐力の補正が考慮できていないため、せん断耐力を過小評価している可能性があり、せん断スパン比によるせん断耐力の補正については平成29年道示でも同様の考え方を踏襲している。(図-4.3.1.1) また、平成29年道示IVでは、参考資料4において、せん断スパン a の算出方法が規定されている(図-4.3.1.2)。ここに、せん断スパン a は、設計計算により得られた杭体のモーメント図(M図)において、杭頭からMの最大点またはM=0のいずれか近い位置までの距離としている。この算出方法は実験的に検証されたものではなく、一般的には理論から設計上安全側にせん断耐力を評価し得る方法として規定されたものである。設計では、杭は部材の抵抗機構としては理論の力学モデルを仮定していることから、本質的には杭の種別に関らず、この理論によるせん断スパンの算出方法が適用できると考えられるが、現時点では、PHC杭に限定されている。

以上を踏まえて、本検討では、地盤中の組杭のせん断破壊後の挙動の確認、地盤中の場所打ち杭のせん断スパンの算出方法の検討、せん断スパン比の影響によるせん断耐力の割増考慮の可能性の検証を目的に、地盤中の組杭のせん断破壊実験を行う。

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot (\phi_{uc} \cdot S_c + \phi_{us} \cdot S_s)$$

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値、

$$S_c = k \cdot \tau_c \cdot b \cdot d = 1.30 \times 320 = 416 \text{ kN}$$

k : 補正係数で 1.30 (H24 道示との違い)

τ_c : コンクリートの平均せん断応力度で、

$$\tau_c = \tau_{c0} \cdot C_{e0} \cdot C_{dt} \cdot C_{dc} \quad C_{dc} \text{ (H24 道示と同様)}$$

ii) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数は、1.0を標準とする。

ii) Ⅲ編式(5.8.4)で用いるせん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数 c_{dc} については、上部構造の桁と同様に1.0が標準とされている。

せん断スパン比による補正を考慮する場合には、載荷試験結果等に基づきせん断スパンを適切に評価する必要がある。

図-4.3.1.1 せん断スパン比の影響による割増係数 C_{dc}

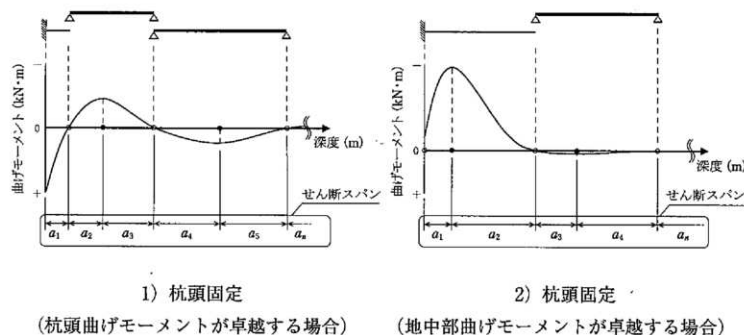


図-参 8.1 PHC 杭におけるせん断スパン a の算出方法の例

図-4.3.1.2 参考資料4のせん断スパンの算出方法の例

(2) 実験供試体

1) 実験の着目点

土層内に設置した組杭供試体の載荷実験では、以下の項目を着目点として、実験計画を立案した。

- ① 群杭効果及び地盤の硬軟による既設場所打ち杭のせん断耐力への影響並びに杭体の実せん断スパン比との関係性の確認
- ② 組杭供試体のせん断破壊後の挙動の確認
- ③ 底版支持の有無

2) 既設杭基礎の地盤種別の調査

平成 24 年道示Ⅳでのせん断照査を満足しない場所打ち杭の地盤種別を整理した結果を、図-4.3.1.3 に示す。地盤種別がⅡ種となっているケースが最も多く、全体の 69%を占めていることが分かる。なお、ここでのせん断照査とは、平成 24 年道示Ⅳで算定したせん断耐力と作用せん断力との比較による照査を意味する。3)、4)でも同様の意味である。

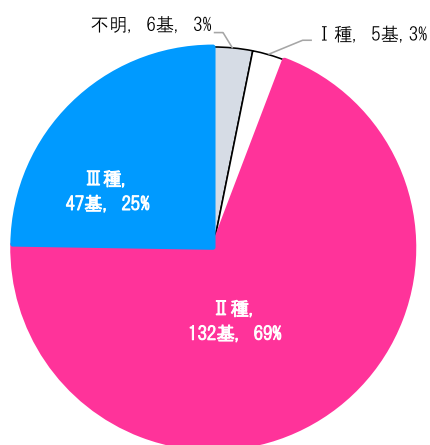


図-4.3.1.3 地盤種別の調査結果

3) 既設杭基礎の杭配置の調査

現行基準でせん断照査を満足しない場所打ち杭を有している杭基礎の杭配置を整理し、図-4.3.1.4 に示す。杭配置が 2 列×2 列となっている杭基礎の割合が全体の 41%で、最も多いことが分かる。

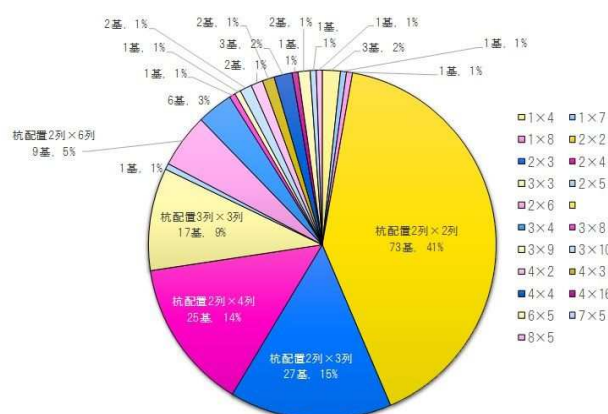


図-4.3.1.4 場所打ち杭を有している杭基礎の杭配置の調査結果

4) 供試体ケース及び土槽地盤

i) 供試体ケース

1)～3)を踏まえて、供試体は実杭の 1/4 スケールとし、表-4.3.1.1 に示す 3 ケースの実験を計画した。各ケースの概要は次のとおりである。図-4.3.1.5～図-4.3.1.14 に実験概要図を示す。

case1 は、実せん断スパン比による杭頭付近における杭せん断耐力の増減の有無及びそのせん断破壊形態、せん断破壊後の鉛直支持力の低下の有無の確認を目的としたケースである。杭 1 本当りの主鉄筋、帯鉄筋杭頭付近 2D : D6@300、その下部 : D16@150 杭頭付近の帯鉄筋量は、単杭のせん断破壊実験 (4.2.2 項) の case8 の 1/2 程度である。

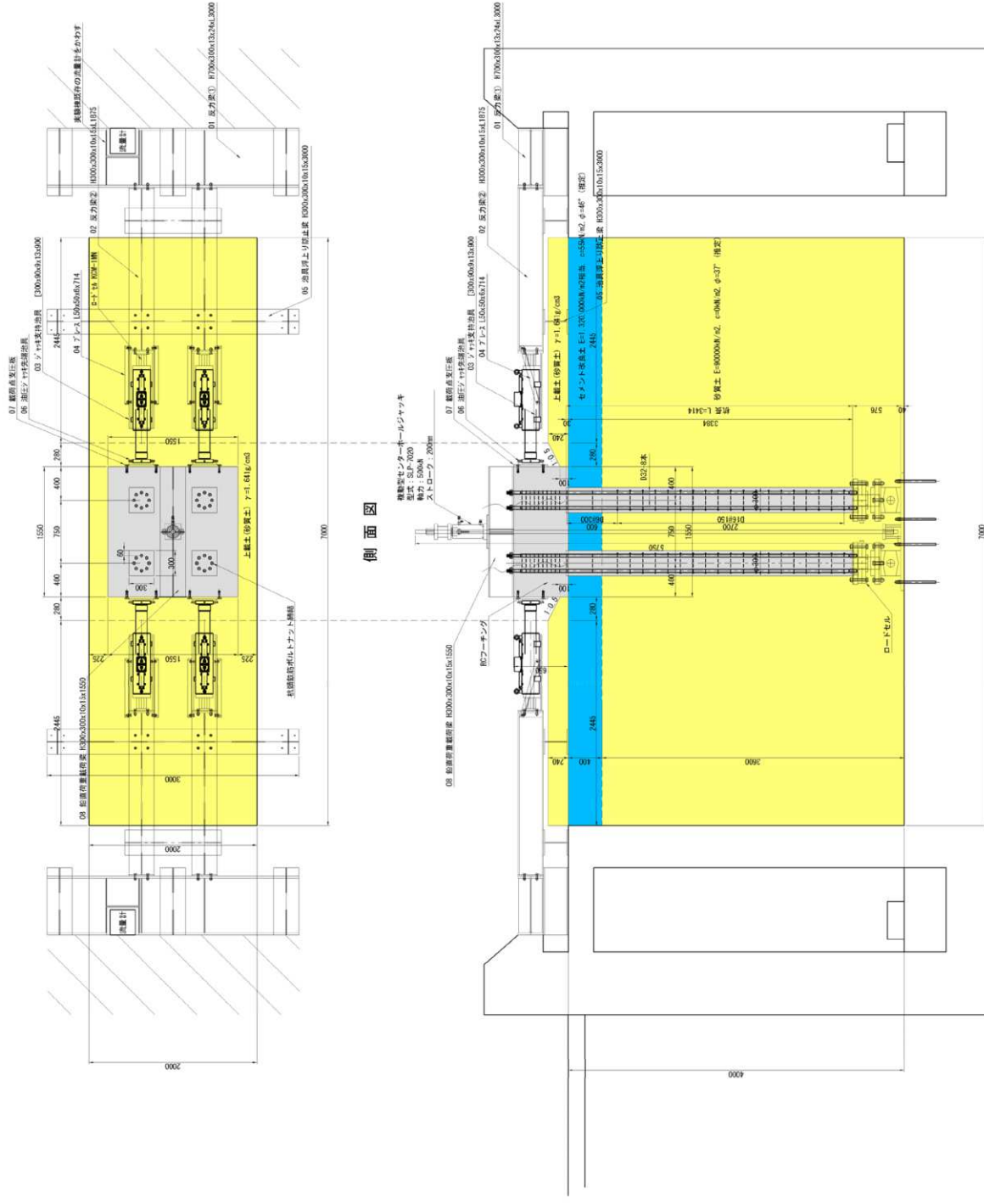
case2 は、供試体の構造諸元は case1 と同様である。地盤については case3 と同じ砂質土を用いるが、底版に対する地盤の鉛直支持の有無を確認するため、フーチング底面と地盤との間に 50mm の隙間を設けた。

case3 は、供試体の構造諸元は case1 と同様である。case1 とは異なる地盤構成から生じる杭体モーメント分布の相違による実杭のせん断耐力の違い及びそのせん断破壊形態、せん断破壊後の鉛直支持力の低下の有無の確認を目的としたケースである。各供試体の留意点は次のとおりである。

- ・ 供試体が地中で「せん断破壊」となるように、SD345 の材質を有する主鉄筋量を実杭より増やし、D32-8 本（主鉄筋間隔 71mm）を配置した。
- ・ 杭配置は、3)を踏まえ、杭基礎の形式に多い 2 列×2 列を標準とした。
- ・ 杭諸元は「半無限長の杭」に相当するため、杭先端条件はヒンジとして設計する。
- ・ 杭頭部でのせん断破壊を想定した設計とする。
- ・ 実際のせん断耐力は設計値よりも大きくなると想定されるため、地盤よりも、杭体が先行してせん断破壊に至るように、地盤反力に余裕を持った設計とする。
- ・ 作製/管理が容易な地盤構成とする。

表-4.3.1.1 供試体ケース

杭種	case	杭径	材質	主鉄筋量	帯鉄筋量	帯鉄筋継手方法	地盤構成
場所打ち杭	1	φ 300mm×長さ 3384mm 2 列×2 行組杭	σ _{ck} =30N/mm ² 主鉄筋 SD345 帯鉄筋 SD295	D32-8 本	～2D : D6@300 ～先端 : D16@150	重ね継手 長 10φ フレアー溶接	杭頭～400mm: セメント改良土
							400mm～土槽底面: 砂質土
	2	〃	〃	〃	〃	〃	杭頭～50mm: 気中
							50mm～土槽底面 砂質土
	3	〃	〃	〃	〃	〃	杭頭～土槽底面 砂質土



(圖解) 十大研究所 基礎特級率檢推助內 大型事務課

- ・実験装置は3点リヤック法を用いて正負交番単相排水試験とする。
- ・排水装置は、過去の実験結果より反力 F_{max} :500N/本として検討
- ・フーニングサンダーガンと泥溜との接合部が柱状になるように、フーニングサンダーガンを斜銃コンクリート製とし、斜銃頭にはフーニング内部に増設する。(斜合力法)

1. 実験中にフーチングが壊れることがないように、コンクリートの種別を

- A)と同一。本報第121号における同報値は30W、m2を標準とする。
- 場所別では、コンクリートの厚は71mmで、材料22日における伝熱量は30W、m2を標準とする。
- 同様の厚さがある30mmで、熱物の12ヶ所から算出であることから、コンクリートの最大断面材では30mとする。
- コンクリートの伝熱率等は「コンクリート施工管理要綱」NE302に準拠するものとする。
- 市場で流通しているコンクリートは3045を使用し、10日以内の配筋は3025を使用する。特記がない限り、すべてS400とする。

図-4.3.1.6 土槽実験供試体 case2実験概要図 縮尺 1:50

平面図

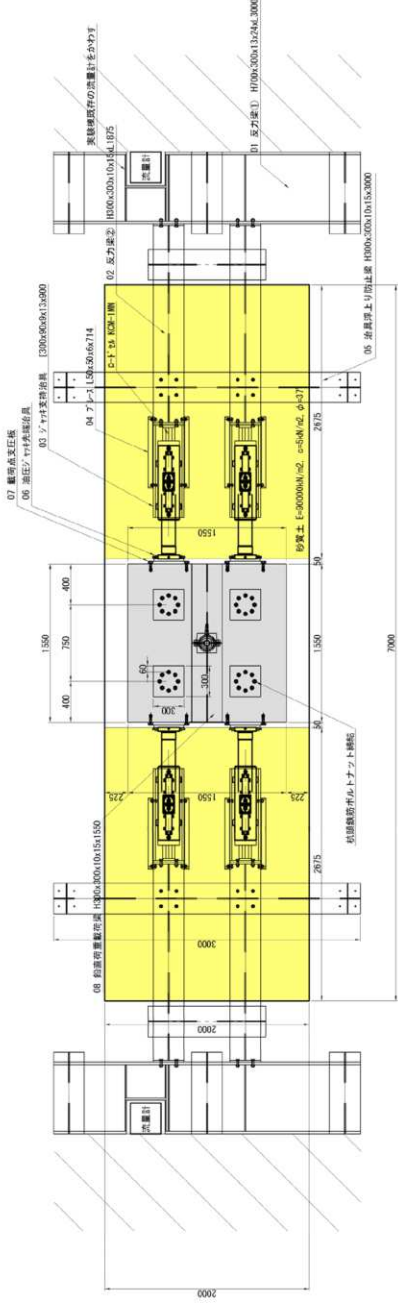
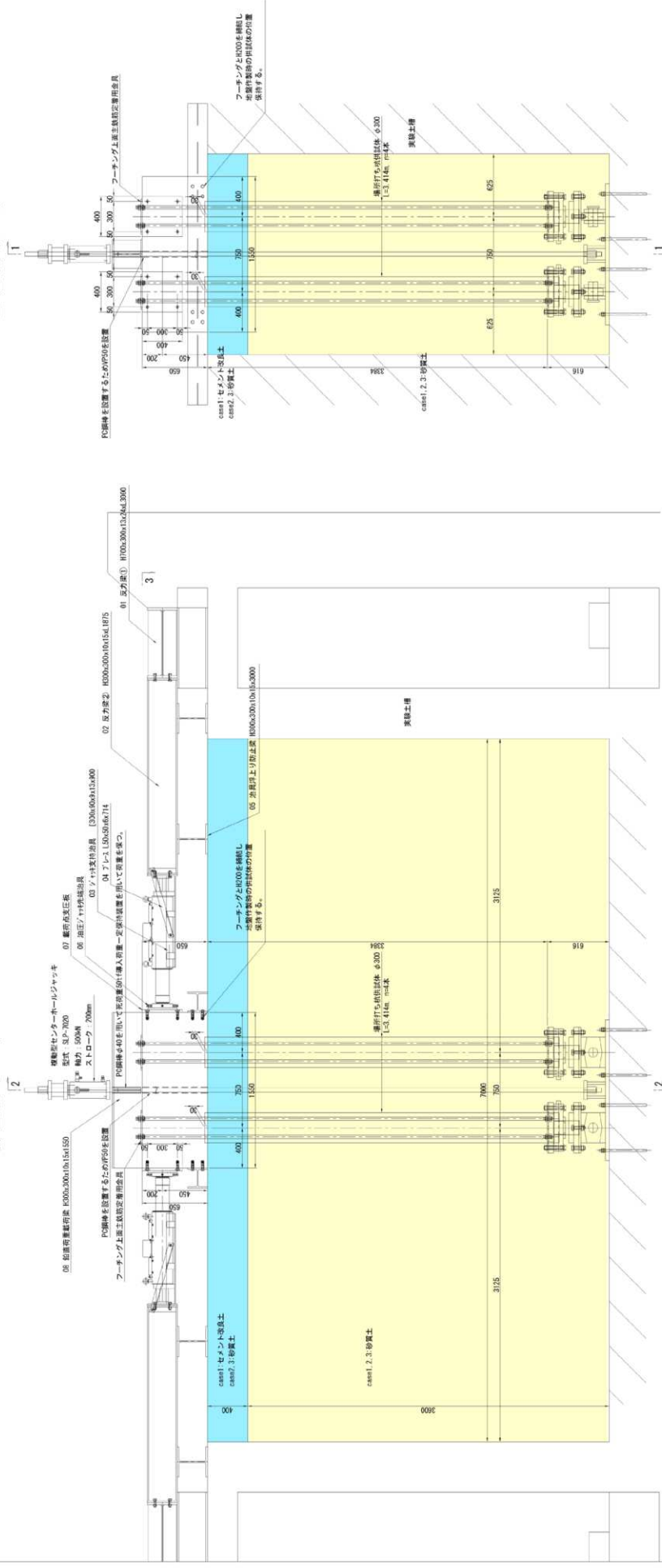


図-4.3.1.8 土槽実験供試体（共通）構造一般図

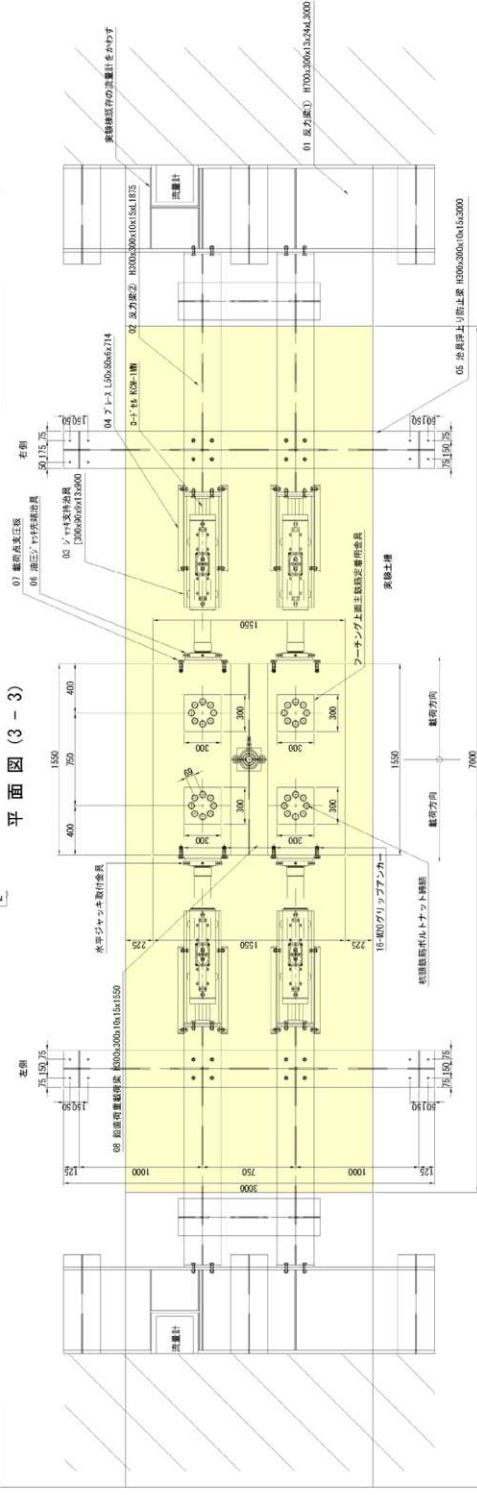
側面図 (1-1)

縮尺 1 : 40

正面図 (2-2)



平面図 (3-3)



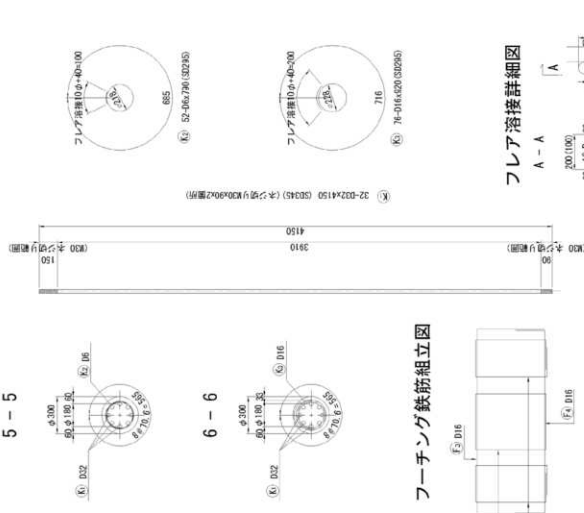
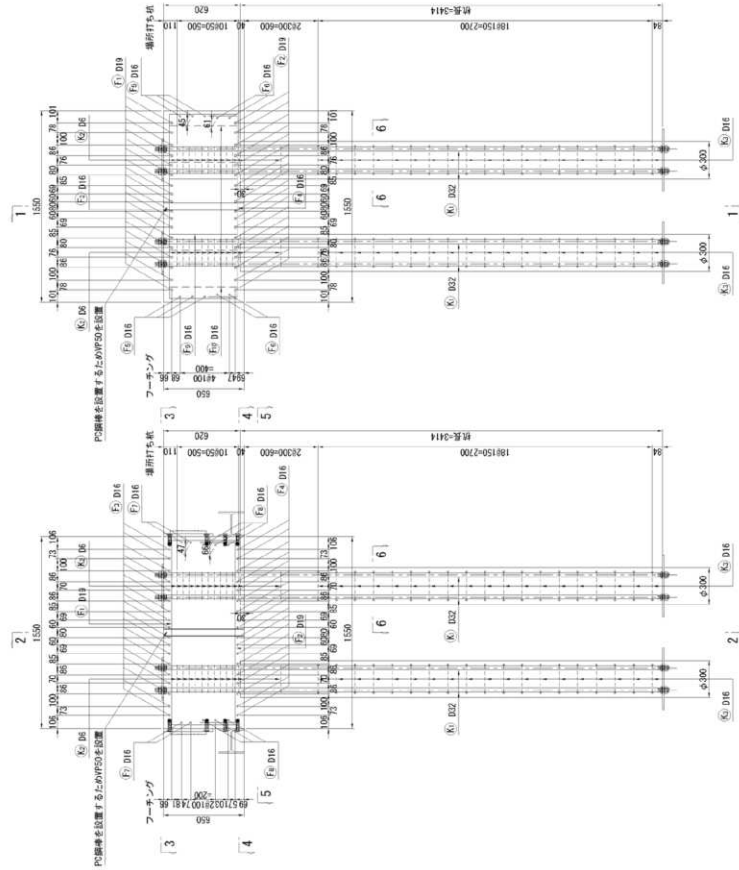
- 注)
1. 実験中にワーキングが施されることのないように、コンクリートの剛性をA-1とし、材料引張りにおける圧縮強度は30N/mm²を標準とする。
 2. 場所打ちコンクリートのコンクリートの剛性はA-1で、材料引張りにおける圧縮強度は30N/mm²を標準とする。
 3. 地質体の剛性は300で、実際の1/4スケール程度であることから、コンクリートの最大固相材寸法は20mmとする。
 4. コンクリートの品質基準は「コンクリート施工管理要領」NKS201に準拠するものとする。
 5. 作業作業収容から0.15以上の収容率はSD44を使用し、0.16以下の収容率はSD36を使用する。
 6. 同じな鋼材の材質は全てSD44とする。

図-4.3.1.9 土槽実験供試体 (共通) 詳細図 (その1) 縮尺 1:40

側面図(1-1)

正面图 (2-2)

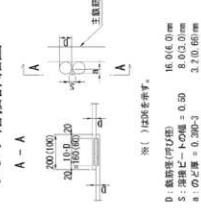
5-5



フーチング鉄筋組立図



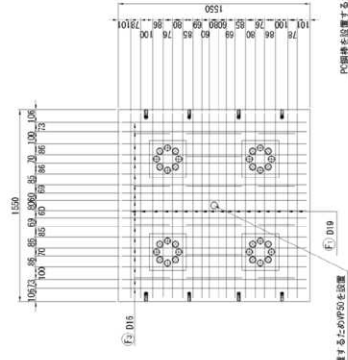
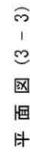
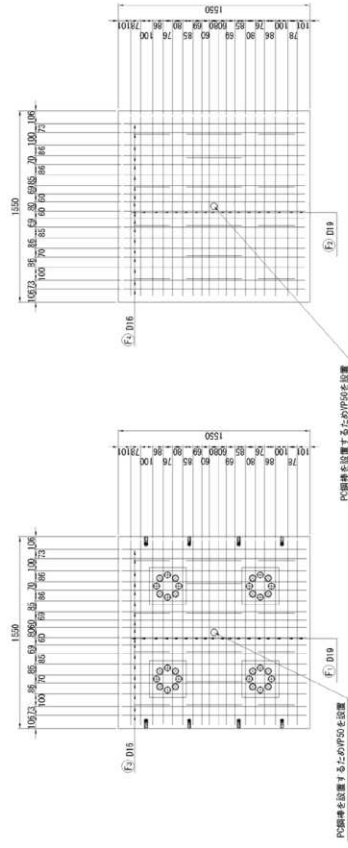
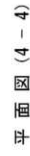
フシア溶接詳細図



鉄筋加工寸法表

SIRE	F > 90°		F = 45°		F = 90°		F = 135°	
	R=3.54°	R=5.54°	α=L	α=L	α=L	α=L	α=L	α=L
D6	18	33	42	45	28	8	26	2
D10	39	55	71	74	47	13	43	2
D13	39	71	92	96	61	17	58	3
D16	48	88	112	119	75	21	69	4
D19	57	104	134	141	89	25	82	5
D22	68	125	154	161	100	32	94	6
D25	75	137	165	175	110	38	103	7
D29	82	159	205	215	137	37	125	7
D32	96	176	226	237	155	41	138	8
D38	114	209	269	281	179	49	164	9

注) 実験中にフラスコが倒れることのないように、コンクリートの製法を
小とし、1樽目だけ注いで5分経過後200mlを標準とする。
2. 3樽目までのコンクリート製法について、材料の日における注量率は
200mlを標準とする。
3. 仕体の温度が30度で、実物のパイプワーク程度であることから、
コンクリートの養生材料は24時間とする。
4. コンクリートの品質基準は「コンクリート施工管理基準」配20に
照準することとする。
5. 養生布を収容した箱は30分間は30分を使用し、30分以下は30分として使用する。
6. 養生布の品質は全てS40とする。



2) 縮尺 1:20

杭先端取付金具詳細図

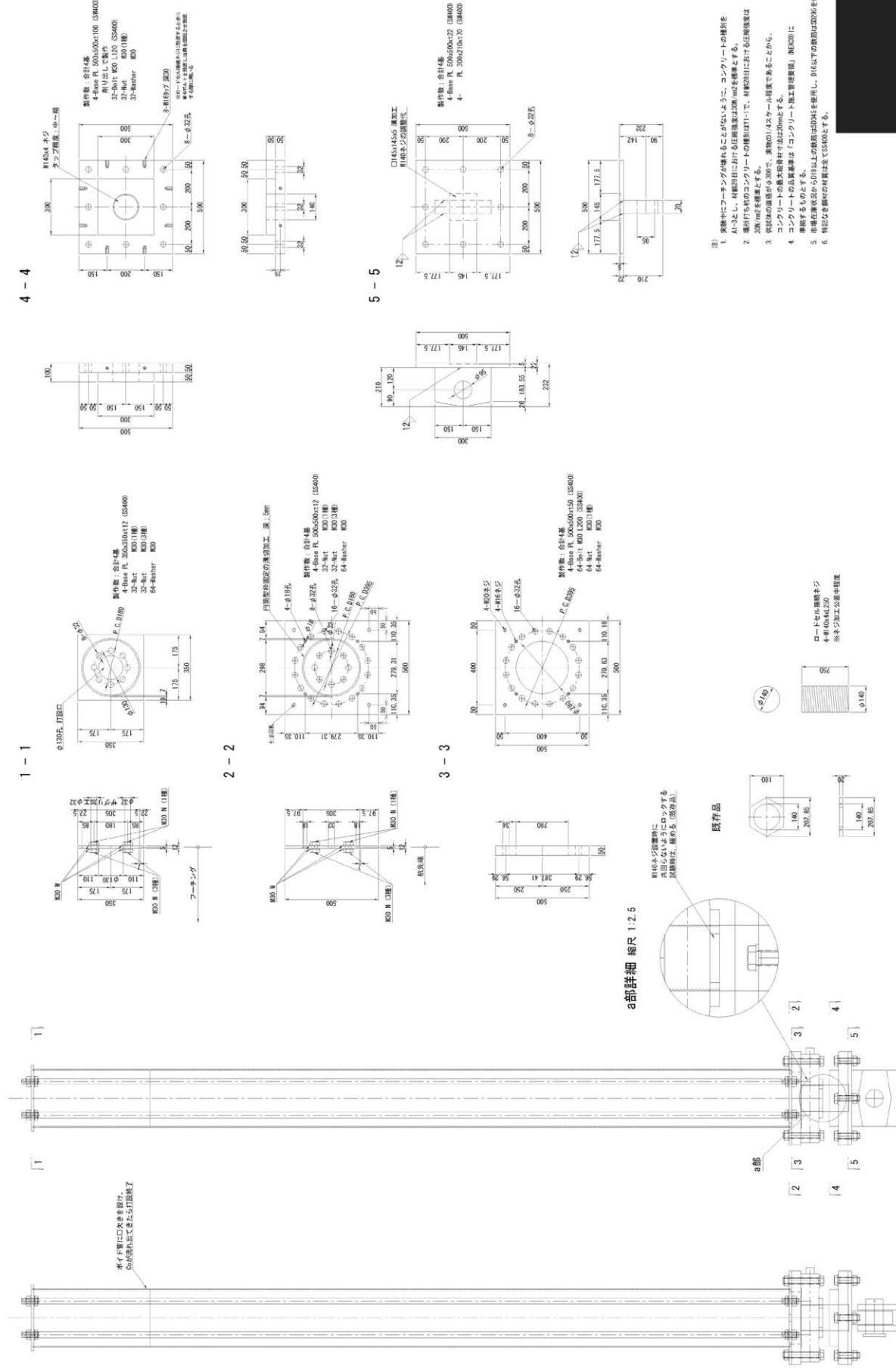
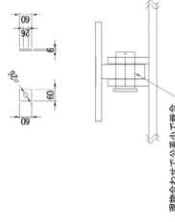
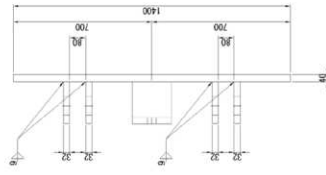
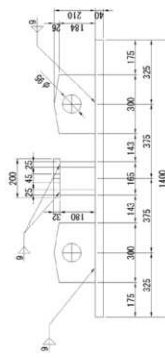
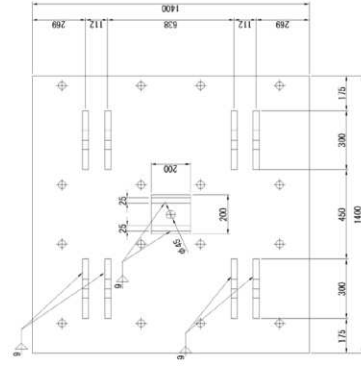


図-4.3.1.11 土槽実験供試体（共通）詳細図（その3） 縮尺 1:50

杭先端取付金具詳細図 縮尺 1:25

[illegible]

平面图

± 階組活コンクリート

150 400 300 400 150

1400

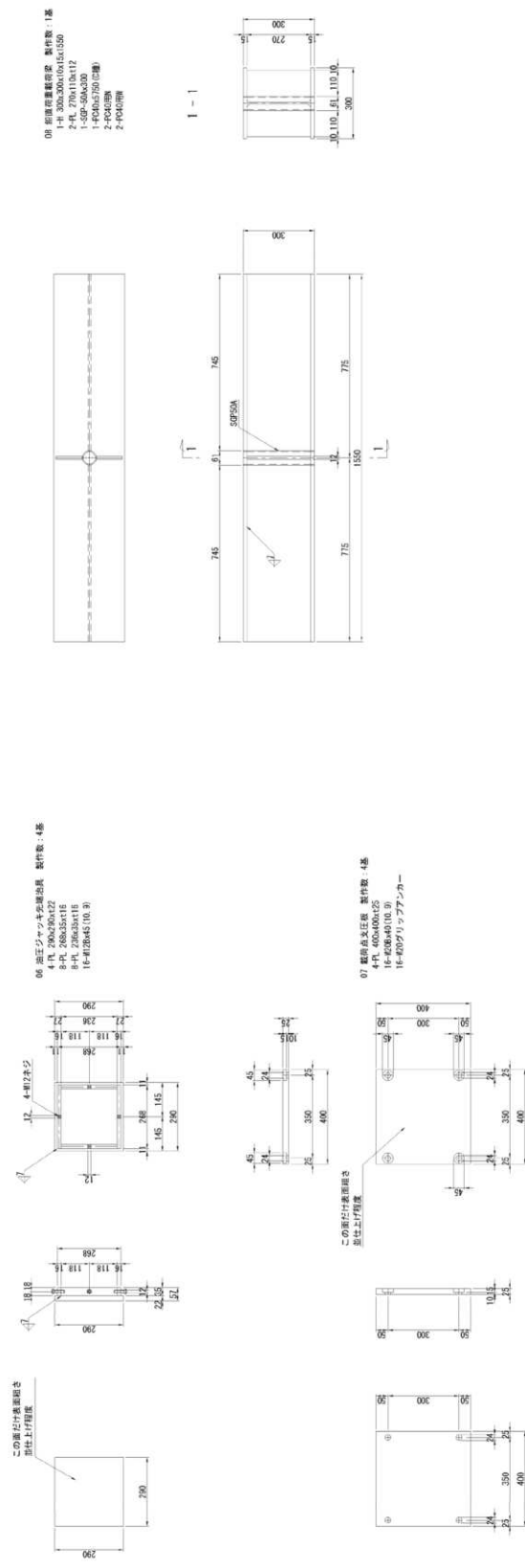
2000

圖 網 詳

Figure 1: Dimensions of the 24-MMC bolt. The figure includes a top view (plan view) and a side view (elevation view). The top view shows a square flange with a side length of 1400 mm, a central hole with a diameter of 100 mm, and eight mounting holes with a diameter of 40 mm. The side view shows the bolt's profile with a total height of 1400 mm, a flange thickness of 100 mm, and a central hole with a diameter of 100 mm. The bolt is labeled "24-MMC bolt" and "24-MMC bolt".

(注) 特記なき鋼材の材質は全てSS400とする。

図-4.3.1.13 土槽実験供試体（共通）詳細図（その5） 縮尺 1:20
載荷治具製作加工図-02



州

1. 溶接部材は全てSS400とする。
2. ネジ・ナット・ボルト類の材質は全てSS400とする。

ii) 土槽地盤

case2、3 については、実地盤構成に近く、製作のしやすい砂質土（相対密度 60%）による構成とした。地盤構成の相違による杭体耐力への影響を確認するため、case1 については、case2、3 と明確に異なる地盤構成とする必要があった。杭頭付近における地盤の水平抵抗については、case2、case3 に比べ明らかに異なる地盤条件として「粘性土」が最適であるが、水分を含んだ自然地盤に近い状態の地盤を土槽内に製作することが困難であったため、地表面より 400mm の範囲で「セメント改良土」を用い、セメント改良土より深い地盤については、一般的な砂質土（相対密度 60%）による構成とした。地盤の諸元を表-4.3.1.2、表-4.3.1.3 に示す。

表-4.3.1.2 セメント改良土の諸元

諸 元	%
相対密度 Dr	60%
水セメント比 (W/C)	191.81%
セメント添加率	5.5%
含水比	10%

※既設ケーソン基礎の終局状態と変形性能に関する共同研究報告書²⁾を参考とする

表-4.3.1.3 砂質土の諸元

諸 元	%
相対密度 Dr	60%

※既設ケーソン基礎の終局状態と変形性能に関する共同研究報告書²⁾を参考とする

iii) 供試体部材の照査

ここでは、代表として、case1 の照査結果を示す。case1 を対象とした部材の照査結果を図-4.3.1.15 に示す。図-4.3.1.15 に示すように、底版底面における水平力 800kN、曲げモーメント 360kNm に達したとき、杭頭付近で、せん断力が最も大きくなり、設計上のせん断耐力よりも実際のせん断耐力が大きかった場合も、杭頭でせん断破壊するように、配筋細目を決めている。なお、既設杭基礎の照査では、平成 24 年道示に基づき照査するが、平成 29 年道示の方が最新の知見に基づいている分せん断耐力の推定精度はよいと考え、部材設計時のせん断耐力算定は平成 29 年道示に基づいている。

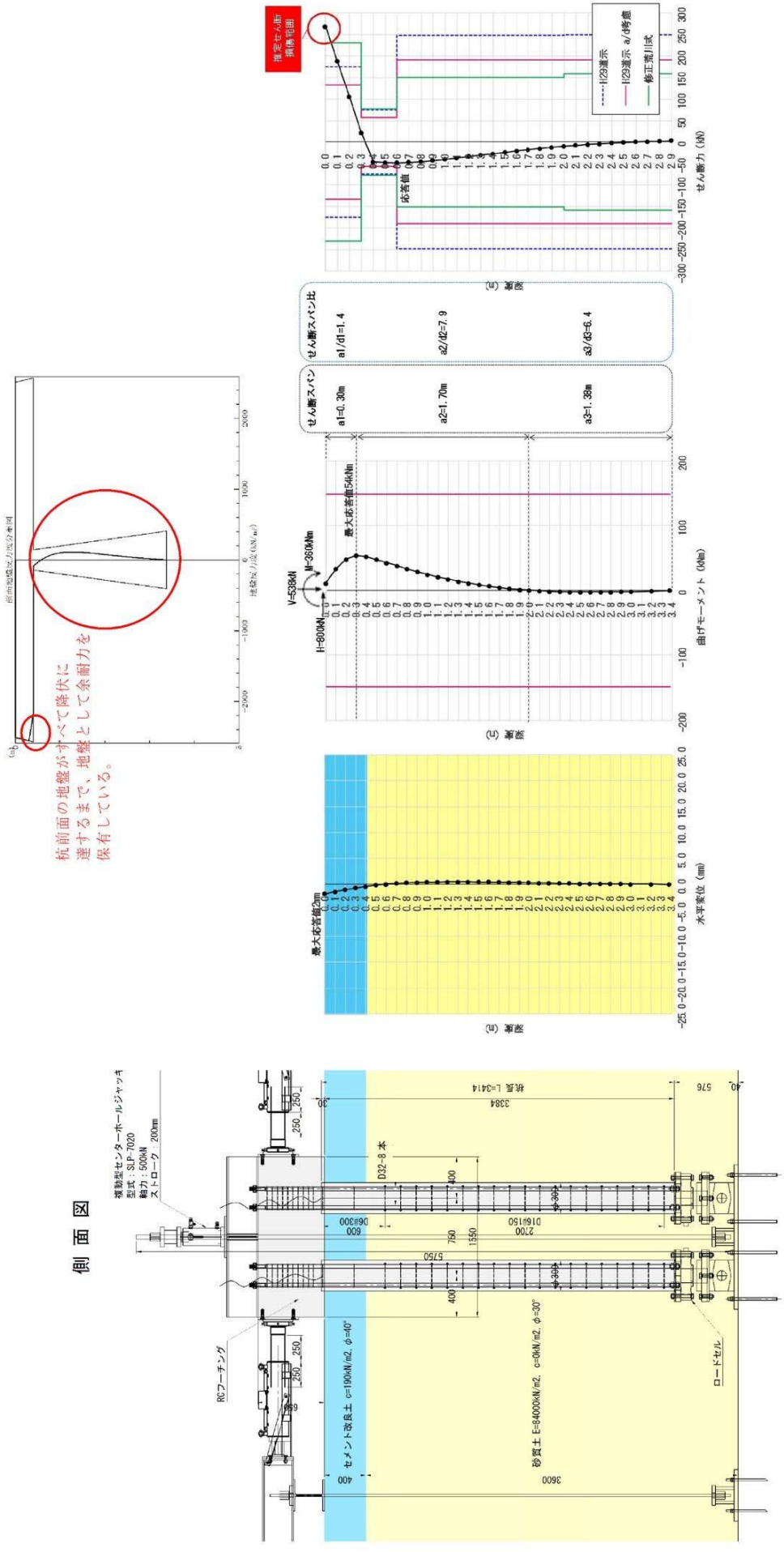
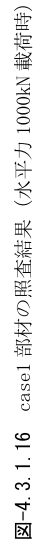


図-4.3.1.15 case1 部材の照査結果 (水平力 800kN 載荷時)

case1 のせん断耐力が材料条件の変化により想定以上に大きくなり、地盤の方が先行して破壊しないかを確認した。水平力を 1000kN 相当とし、そのときの部材の照査結果を図-4.3.1.16 に示す。図-4.3.1.16 に示すように、底版底面における水平力・曲げモーメントがそれぞれ 1000kN、450kNm に達したとき、水平力 800kN 載荷時と同様に、杭前面の地盤がすべて降伏に達するまでに、地盤は余耐力があることが分かったことから、地盤の方が杭に先行して破壊することはないと判断した。



(3) 載荷方法

case1 については図-4.3.1.17、表-4.3.1.4 に示すように、せん断スパン比 a/d を考慮しないコンクリート負担分のせん断耐力（平成24年道示、平成29年道示）、せん断スパン比 a/d を考慮しないコンクリート+鉄筋負担分のせん断耐力（平成24年道示、平成29年道示）、せん断スパン比 a/d を考慮したコンクリート+鉄筋負担分のせん断耐力（平成24年道示、平成29年道示）、修正荒川 mean 式によるせん断耐力を整理し、小さい値から大きい値の順に荷重制御で載荷する。また、図-4.3.1.17 の横軸は、算定したせん断耐力を意味する。実際には載荷点水平力で荷重制御するが、実験で確認されたせん断耐力のうちのせん断耐力を上回っているかを確認するため、その対応関係が分かるように、横軸を杭頭せん断耐力とした。供試体の破壊荷重は、杭がせん断破壊して荷重が保持できなくなった時点とし、破壊荷重確認後に除荷し、計測を終了する。case2、3 についても、case1 と同様である。載荷サイクル、載荷荷重を図-4.3.1.18、表-4.3.1.5 に示す。

なお、表中の、 a/d 考慮なし、 a/d 考慮ありは、平成24年道示IV8.7.4(3)せん断スパン比の影響を用いて、せん断スパン比 (a/d) を考慮したかどうかを意味である。

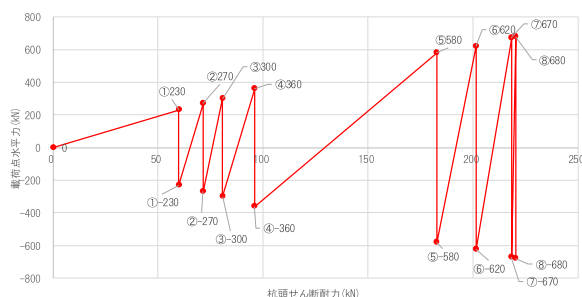


図-4.3.1.17 case1 の載荷サイクル

ステップ	載荷点水平力 (kN)	杭頭せん断耐力 (kN)	杭頭せん断耐力算定方法
①	230	60	平成24年道示コンクリート負担分 (a/d 考慮なし) 杭先端ヒンジ
②	270	71	平成24年道示コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮なし) 杭先端ヒンジ
③	300	81	平成29年道示コンクリート負担分 (a/d 考慮なし) 杭先端ヒンジ
④	360	96	平成29年コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮無し) 杭先端ヒンジ
⑤	580	183	平成24年道示コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ヒンジ
⑥	620	201	平成29年道示コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ヒンジ
⑦	670	218	修正荒川式 コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ピン
⑧	680	220	修正荒川式 コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ヒンジ

表-4.3.1.4 case1 の載荷荷重

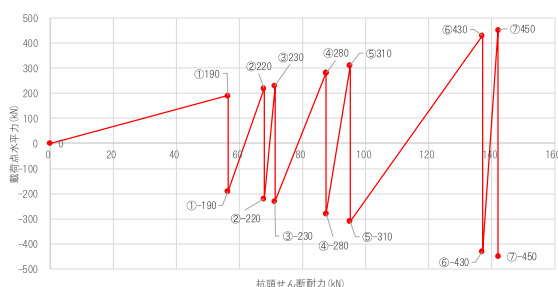


図-4.3.1.18 case2、case3 の載荷サイクル

ステップ	載荷点水平力 (kN)	杭頭せん断耐力 (kN)	杭頭せん断耐力算定方法
①	190	56	平成24年道示コンクリート負担分 (a/d 考慮なし) 杭先端ヒンジ
②	220	68	平成24年道示コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮なし) 杭先端ヒンジ
③	230	71	平成29年道示コンクリート負担分 (a/d 考慮なし) 杭先端ヒンジ
④	280	87	平成29年コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮無し) 杭先端ヒンジ
⑤	280	87	平成24年道示コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ヒンジ
⑥	310	95	平成29年道示コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ヒンジ
⑦	430	137	修正荒川式 コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ピン
⑧	450	142	修正荒川式 コンクリート負担分+鉄筋負担分 (a/d 考慮あり) 杭先端ヒンジ

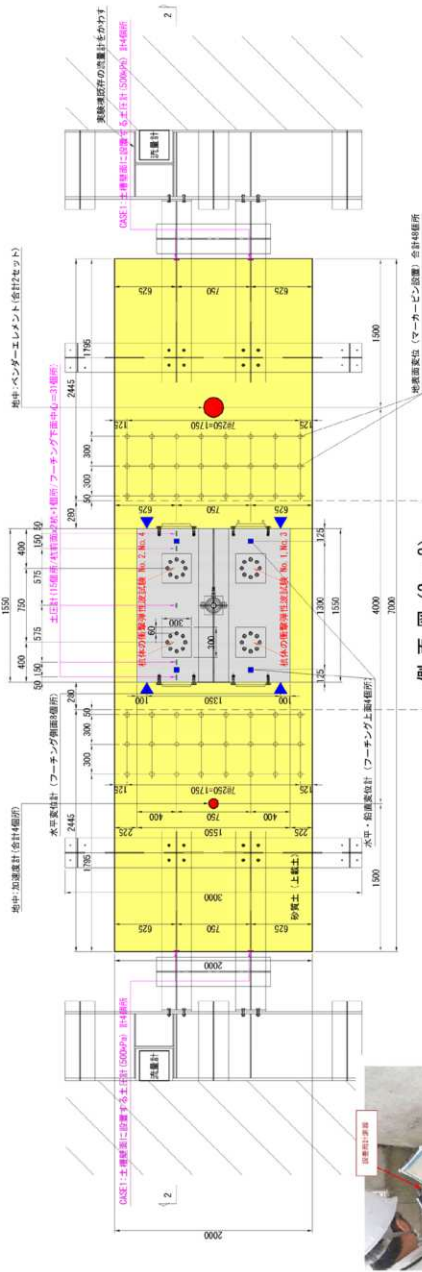
表-4.3.1.5 case2、case3 の載荷荷重

(4) 計測計画

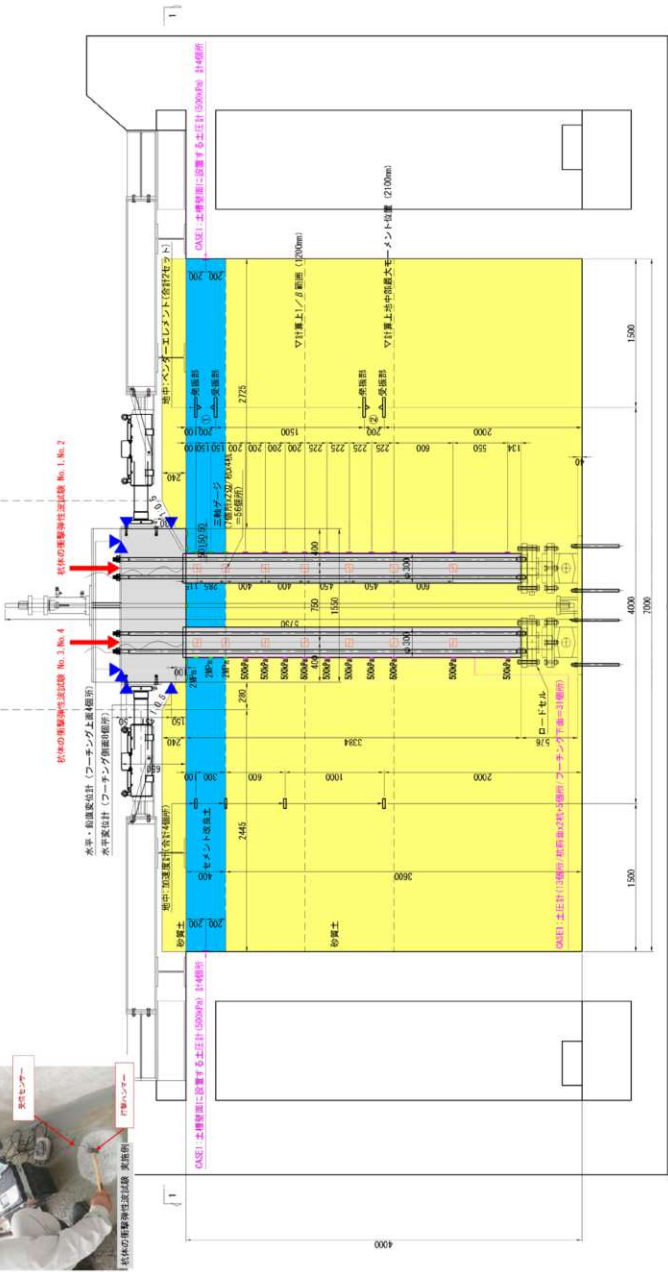
計測計画図は、図-4.3.1.19～図-4.3.1.24 に示す。

図-4.3.1.19 土槽実験供試体case1 実験計測計画図 (その1) 縮尺 1:50
(変位計・マーカーピン・土圧計・三軸ゲージ・ベンダーエレメント・加速度計設置計画図)

平面図 (1-1)

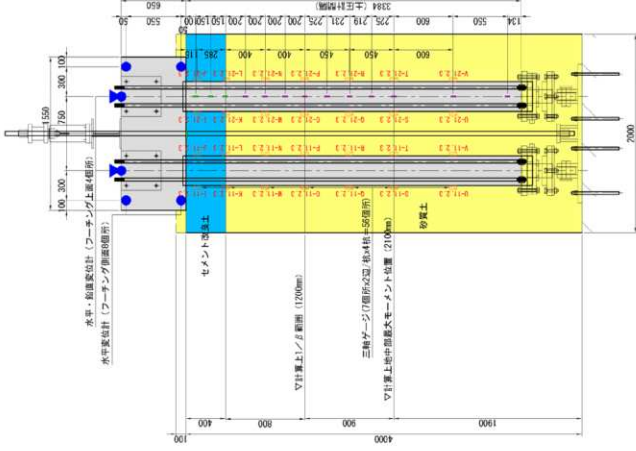


側面図 (2-2)



- 試験場所 (場所) 土木研究所 基礎材料実験施設内 大型実験場
- 計測計画
- (1) 土のせん断強度試験計画
試験体のせん断強度試験は、試験の開始前にベンダーエレメントや加速度計を設置し、計測を開始する。
 - (2) フォトリソグラフィ装置
実験中のフォトリソグラフィ装置の位置を把握するために、水平・鉛直変位計をベンダーエレメントの位置及びベンダーエレメントの位置に設置する。試験開始前にはベンダーエレメントの位置を確認する。
 - (3) 土圧計
土圧計はベンダーエレメントの位置に設置する。土圧計はベンダーエレメントの位置に設置する。
 - (4) 三軸ゲージ
三軸ゲージはベンダーエレメントの位置に設置する。三軸ゲージはベンダーエレメントの位置に設置する。
 - (5) 加速度計
加速度計はベンダーエレメントの位置に設置する。加速度計はベンダーエレメントの位置に設置する。
 - (6) 主観視カメラ
主観視カメラはベンダーエレメントの位置に設置する。主観視カメラはベンダーエレメントの位置に設置する。
 - (7) 補助視カメラ
補助視カメラはベンダーエレメントの位置に設置する。補助視カメラはベンダーエレメントの位置に設置する。

正面図

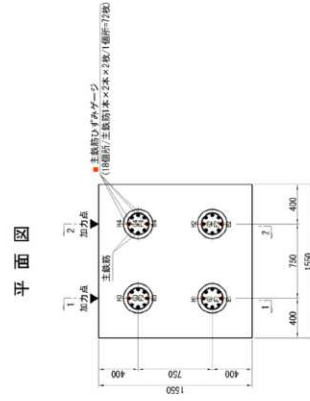
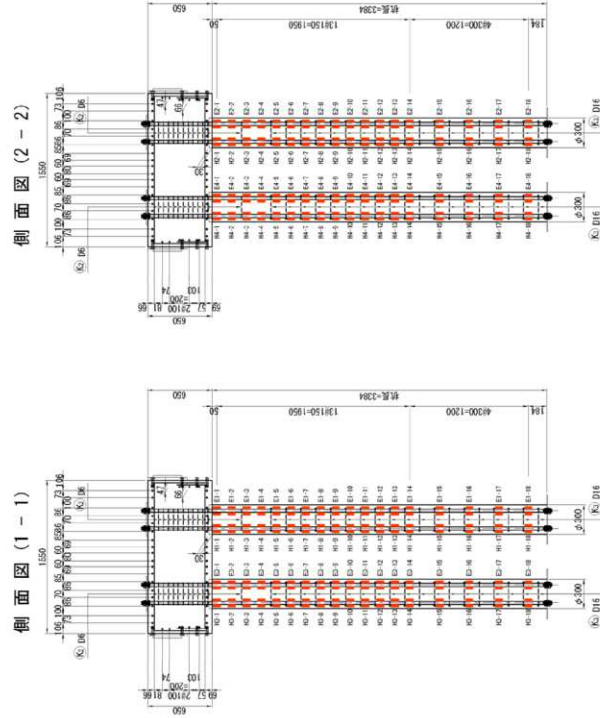


鉛直変位計設置数量 水平変位計設置数量 マーカーピン設置数量 土圧設置数量 三軸ゲージ設置数量 ベンダーエレメント設置数量 加速度計設置数量

供試体	設置数量	単位	設置数量	設置数量	設置数量	設置数量	設置数量	設置数量	設置数量	設置数量
CASE1	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE2	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE3	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE4	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE5	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE6	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE7	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE8	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE9	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE10	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE11	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE12	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE13	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE14	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE15	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE16	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE17	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE18	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE19	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE20	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE21	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE22	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE23	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE24	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE25	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE26	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE27	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE28	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE29	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE30	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE31	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE32	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE33	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE34	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE35	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE36	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE37	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE38	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE39	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE40	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE41	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE42	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE43	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE44	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE45	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE46	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE47	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE48	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE49	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE50	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE51	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE52	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE53	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE54	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE55	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE56	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE57	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE58	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE59	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE60	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE61	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE62	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE63	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE64	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE65	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE66	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE67	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE68	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE69	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個
CASE70	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個	4 (4x1)	個

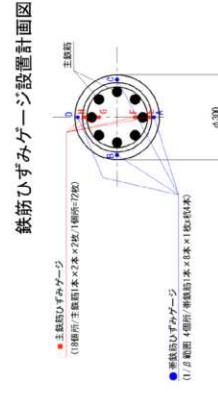
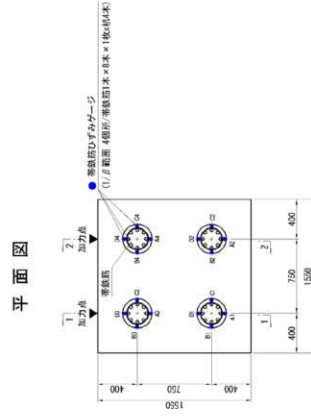
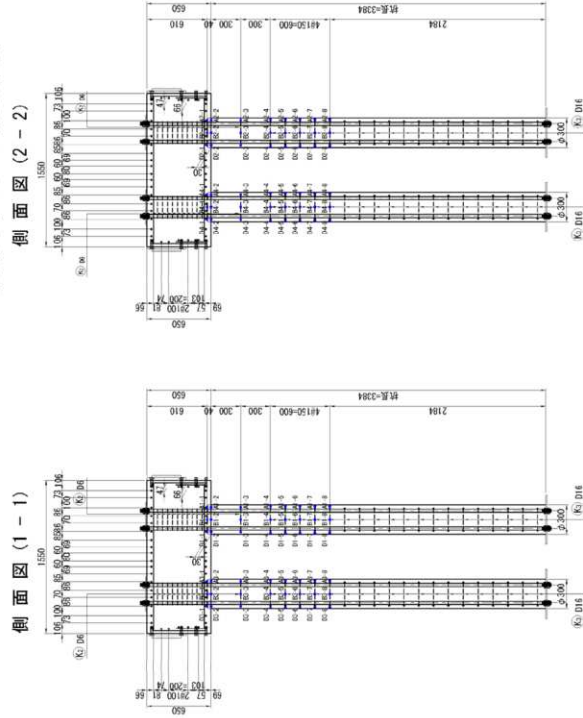
図-4.3.1.20 土槽実験供試体case1 実験計測計画図 (その2) 縮尺 1:50
(主鉄筋ひずみ・帯鉄筋ひずみゲージ設置計画図)

主鉄筋ひずみゲージ設置計画図

主鉄筋ひずみゲージ設置数量

区分	供試体 設置 箇所	1箇所当り フーチ状数	設置数量	備考
主筋筋	CASE1	4x18x2	288 (288ch)	制振力80.15m ² ×0.3m ² /間隔

帯鉄筋ひずみゲージ設置計画図



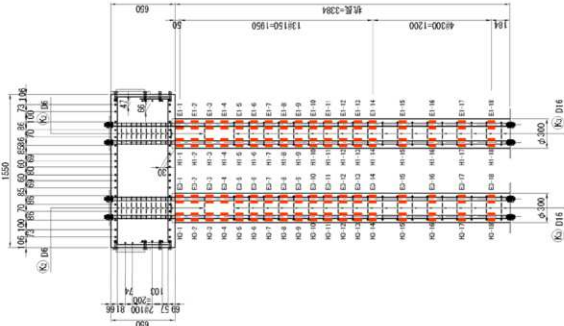
帯鉄筋ひずみゲージ設置数量

区分	供試体 設置 箇所	1箇所当り ゲージ枚数	設置枚数	備 考
実験路	CASE1	4	128 (128枚)	1/5 断面 (1200mm)

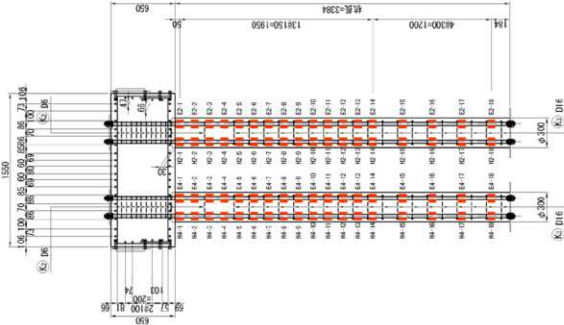
図-4.3.1.22 土槽実験供試体case2 実験計測計画図 (その2) 縮尺 1:50
(主鉄筋ひずみ・帯鉄筋ひずみゲージ設置計画図)

主鉄筋ひずみゲージ設置計画図

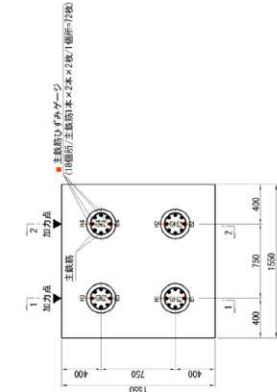
側面図 (1-1)



側面図 (2-2)



平面図



試験機型
(国産) 土木研究所 基礎地盤実験設備 大型試験機

計測計画

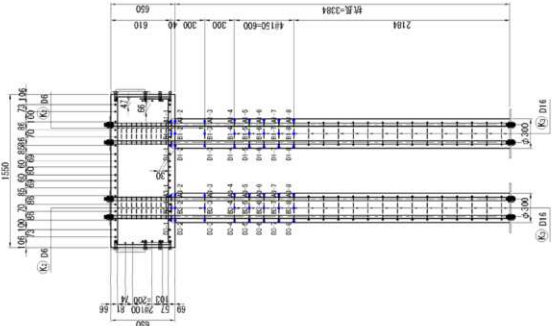
- (1) フォーキング変位計測計画
試験機型(国産) 土木研究所 基礎地盤実験設備 大型試験機
主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。
また、主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。
- (2) 土圧計測計画
土圧計測計画は、主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。
- (3) コンクリート変位のひずみ計測計画
主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。
- (4) 主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。
- (5) 主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。
- (6) 主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。主鉄筋のひずみ(主鉄筋のひずみ)を計測する。

主鉄筋ひずみゲージ設置数量

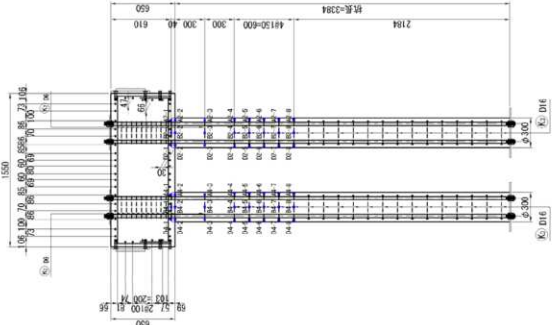
区分	供試体	設置	設置数量	備 考
主鉄筋	case2	4x18x2	2	28x28x2x2 (15x0.3x0.3x0.3)

帯鉄筋ひずみゲージ設置計画図

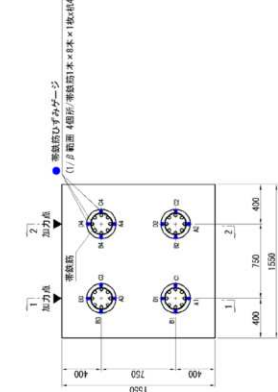
側面図 (1-1)



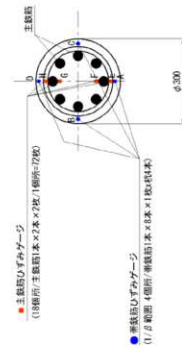
側面図 (2-2)



平面図



鉄筋ひずみゲージ設置計画図

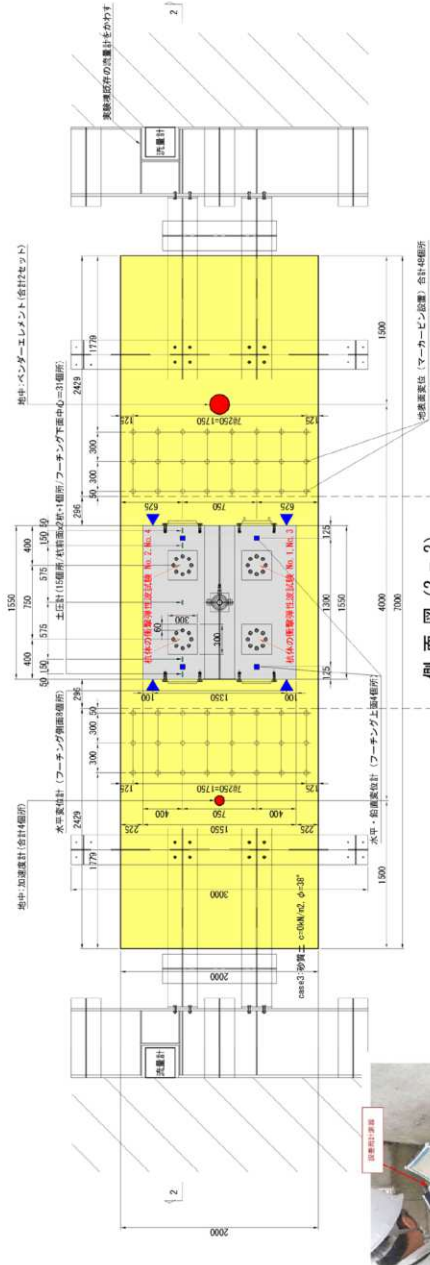


帯鉄筋ひずみゲージ設置数量

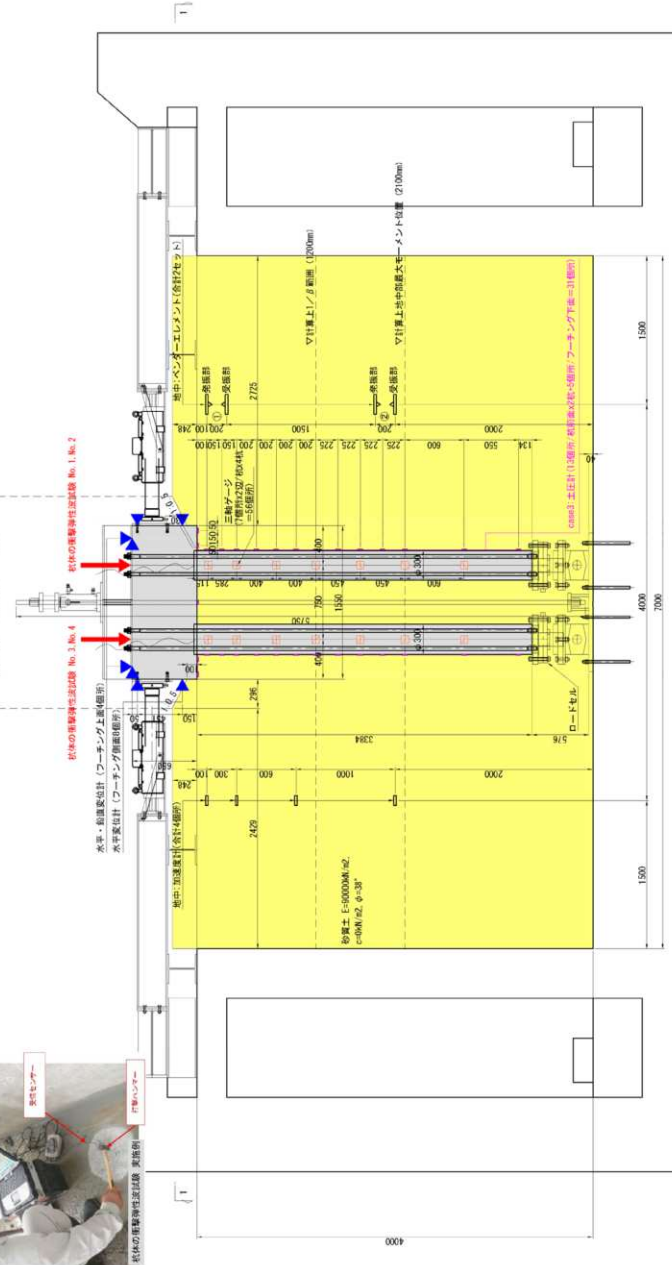
区分	供試体	設置	設置数量	備 考
帯鉄筋	case2	4x18x4	1	12x12x2x2 (12x12x2x2)

図-4.3.1.23 土槽実験供試体case3 実験計測計画図 (その1) 縮尺 1:50
(変位計・マーカースピン・土圧計・三軸ゲージ・ベンダーエレメント・加速度計設置計画図)

平面図 (1-1)

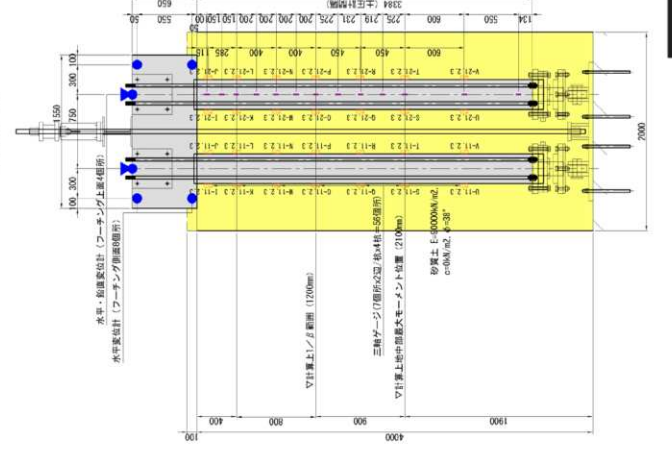


側面図 (2-2)



- 試験場所 (場所) 土木研究所 基礎特殊実験施設内 大型実験棟
- 計測計画
- (1) 土のひずみ・加速度計設置計画
常時の変位・加速度を計測するために、変位・加速度の両方にベンダーエレメントや加速度計を軸方向に設置し、計測を実施する。
 - (2) フォーミングの位置・土圧計設置計画
変位・土圧の両方を計測するために、水・土圧・土圧計を軸方向に設置し、計測を実施する。
 - (3) 土圧計設置計画
土圧の計測はフォーミング位置・土圧計設置する土圧により実施する。
 - (4) コンクリート強度のひずみ計設置計画
変位・土圧・土圧計の両方を計測するために、土圧・土圧計を軸方向に設置し、計測を実施する。
 - (5) 土圧の振動計設置計画
土圧の振動を計測するために、土圧・土圧計を軸方向に設置し、計測を実施する。
 - (6) 土圧の振動計設置計画
土圧の振動を計測するために、土圧・土圧計を軸方向に設置し、計測を実施する。

正面図



鉛直変位計設置数量

項目	単位	数量
変位計	個	4

杭体の衝撃弾性波試験実施数量

項目	単位	数量
変位計	個	4

土圧計設置数量

項目	単位	数量
土圧計	個	48

三軸ゲージ設置数量

項目	単位	数量
三軸ゲージ	個	31

ベンダーエレメント設置数量

項目	単位	数量
ベンダーエレメント	個	56

加速度計設置数量

項目	単位	数量
加速度計	個	4

(5) 実験結果及び考察

1) 供試体耐力及び破壊形態

case1～case3の载荷点位置における水平力-水平変位の関係を整理し、図-4.3.1.25～図-4.3.1.27に示す。case2を除くケースでは、少なくとも、 $4\delta_y$ （主鉄筋降伏変位 δ_y ）载荷後においても、急激な荷重低下は生じていないことが確認された。なお、case2については実験計測設備の制限により、最大水平変位65mm～69mmまでしか計測できていない。

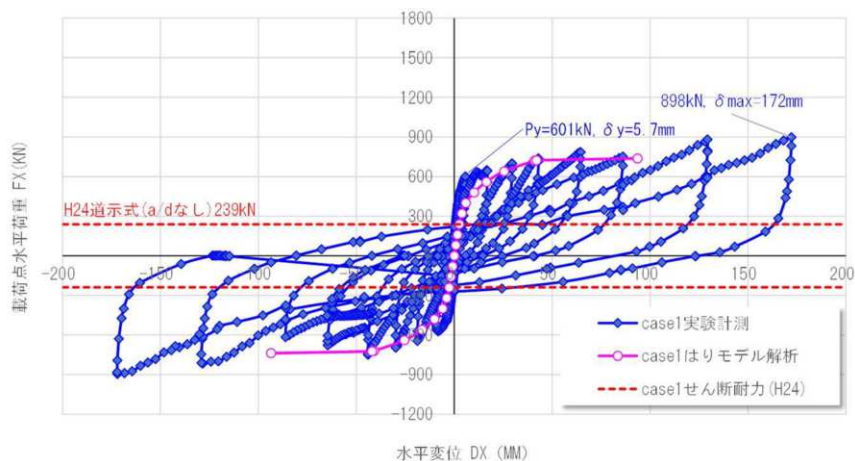


図-4.3.1.25 case1のP- δ 曲線

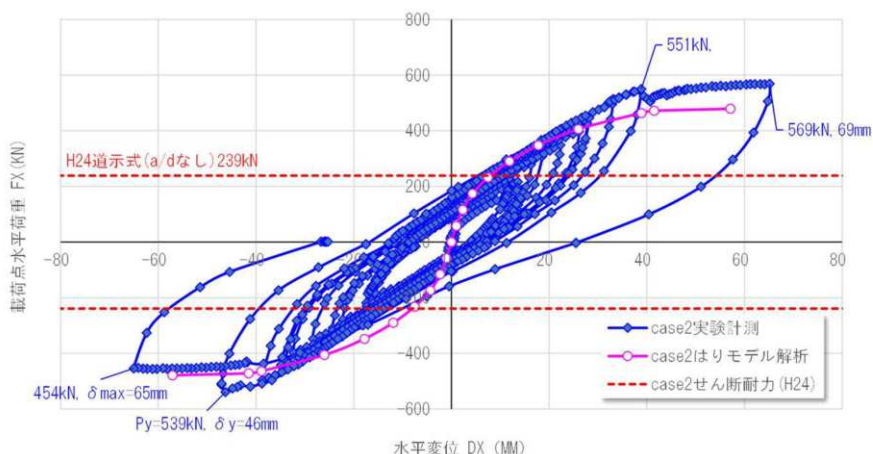


図-4.3.1.26 case2のP- δ 曲線

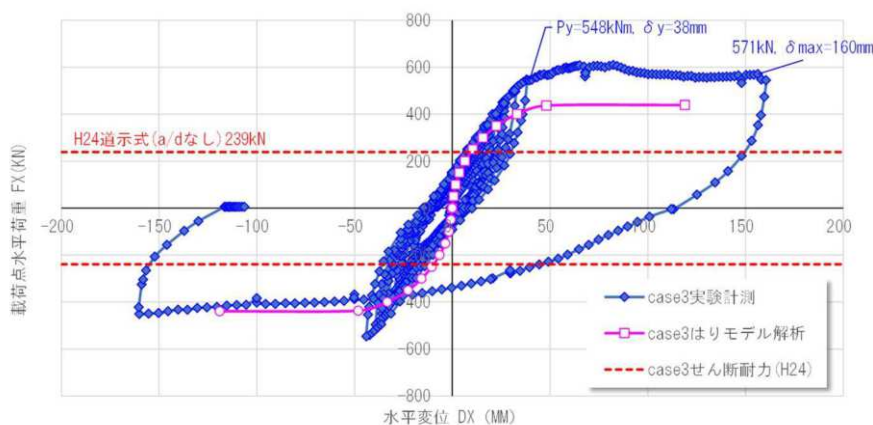


図-4.3.1.27 case3のP- δ 曲線

道路橋示方書では基礎の降伏を水平変位の急増点と定義されている。従って、供試体降伏時の水平耐力は以下の通りとなっており、**図-4.3.1.25～図-4.3.1.27**に示すようにはりモデルによる解析結果と概ね一致していることが確認できた。従って、実験で確認された降伏耐力は供試体の曲げ耐力相当と考えられる。また、実験で確認された供試体耐力はいずれも、構造諸元に決められる平成24年道示式のせん断耐力239kNを大きく上回り、脆性的な破壊形態となっていない。

case1 : 601kN (平成24年道示式のせん断耐力239kNの2.5倍) (ステップ : 402)

case2 : 539kN (平成24年道示式のせん断耐力239kNの2.3倍) (ステップ : 1006)

case3 : 548kN (平成24年道示式のせん断耐力239kNの2.3倍) (ステップ : 656)

12.3 基礎の降伏

基礎の降伏は、基礎の部材の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、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ときとする。

基礎に作用する水平荷重が大きくなると、基礎の部材の塑性化、地盤の塑性化等により、水平力と水平変位の関係は非線形性を示す。ある状態を超えると、作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始めるとともに、同時に基礎を構成する部材の損傷が進行するなどして、残留変位が大きくなる。このような作用荷重の増加に対して基礎の変位が急増し始める状態を基礎の降伏として定義している。この定義に従い、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の解析においては、得られた水平荷重－水平変位曲線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ときを基礎の降伏とする。

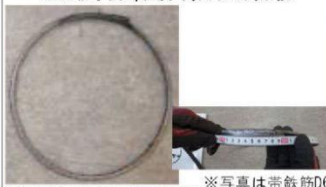
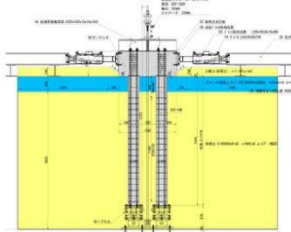
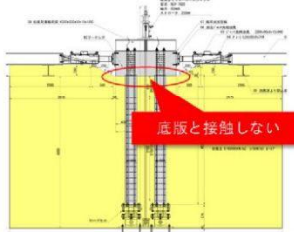
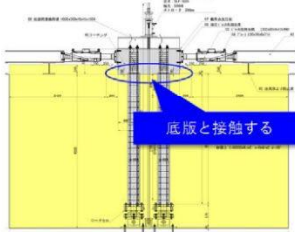
出典：「道路橋示方書Ⅴ 耐震設計編」平成 24 年 3 月 p. 243

実験ではセメント改良土を用いたcase1の載荷点水平力がcase2、case3に比べ大きく、はりモデルによる計算結果の傾向と一致する。

写真-4.3.1.1は実験後に確認された杭頭付近の損傷状況である。この損傷から、供試体はせん断破壊であったと推察される。また、**写真-4.3.1.2**示すように、実験実施中、杭頭付近が一部露出したことから、杭頭付近の一部は気中構造物に近い状況であったと想定される。このような状況でも、**表-4.3.1.6**、**図-4.3.1.28**に示すように、case1～case3では主鉄筋が降伏した後に、杭頭付近で帯鉄筋が初降伏に達する傾向にあり、この主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏する傾向は、曲げ破壊に近い挙動といえる。また、**図-4.3.1.25～図-4.3.1.27**に示すように、case2を除き、少なくとも4δyまで水平耐力の急激な低下が生じていないため、せん断破壊と同様の損傷が生じて、気中構造物とは異なり、地盤中の組杭では、脆性的な破壊に至らないと考えられる。

case1～case3のフーチング・杭の諸元は同様であるが、降伏荷重は、case1がcase2、case3より大きいことが分かる。すなわち、地盤が固いほど基礎の水平耐力が増加するため、地盤の硬軟による杭頭せん断スパンの相違が杭体のせん断耐力に影響していると推察される。

表-4.3.1.6 実験結果概要

実験ケース		case1	case2	case3						
設計基準		S55～H6	S55～H6	S55～H6						
主鉄筋量		D32-8本(軸方向鉄筋比:8.8%)	D32-8本(軸方向鉄筋比:8.8%)	D32-8本(軸方向鉄筋比:8.8%)						
帯鉄筋量		～2D: D6#300 2D～先端: D16#150	～2D: D6#300 2D～先端: D16#150	～2D: D6#300 2D～先端: D16#150						
地盤構成		杭頭～50mm: セメント改良土(底版と接触) 50mm～400mm: セメント改良土 400mm～土槽底面: 砂質土	杭頭～50mm: 気中(底版と接触しない) 50mm～400mm: 砂質土 400mm～土槽底面: 砂質土	杭頭～50mm: 砂質土(底版と接触) 50mm～400mm: 砂質土 400mm～土槽底面: 砂質土						
帯鉄筋の 継手方法	形状	重ね継手長5φ程度 両面すみ肉溶接 	重ね継手長5φ程度 両面すみ肉溶接 	重ね継手長5φ程度 両面すみ肉溶接 						
	実態調査結果 (存在する割合)	64% ※写真は帯鉄筋D6	64% ※写真は帯鉄筋D6	64% ※写真は帯鉄筋D6						
載荷概要										
破壊形態 (せん断破壊)										
載荷点水平力	ケース	case1			case2			case3		
		水平力P (kN)	変位δ (mm)	ステップ	水平力P (kN)	変位δ (mm)	ステップ	水平力P (kN)	変位δ (mm)	ステップ
	①実験値 (kN) 供試体降伏時+	601	5.69	402	541	37.49	1025	548	38.11	656
		CASE1>CASE2≧CASE3			case2≧case3					
	①実験値 (kN) 供試体降伏時-	573	-8.11	448	-539	-46.27	1006	-546	-43.93	684
	②実験値 (kN) 主鉄筋初降伏時+	739	43.00	687	503	20.50	983	449	26.26	650
		case1: 供試体降伏後に主鉄筋が降伏			case2,3: 供試体降伏前に主鉄筋が降伏					
	②実験値 (kN) 主鉄筋初降伏時-	-513	-34.16	713	-519	-41.19	1002			
	③実験値 (kN) 帯鉄筋初降伏時+	537	42.74	747	458	37.98	989	545	38.47	707
		case1: 主鉄筋が降伏後に帯鉄筋(杭頭～300mm)が降伏			case2,3: 主鉄筋が降伏後に杭頭帯鉄筋が初降伏					
③実験値 (kN) 帯鉄筋初降伏時-				-478	-36.11	968	-509	-38.17	680	
せん断スパン a1 (mm)	供試体降伏時	a1=213mm	< D6配置範囲600mm	402	a1=824mm		1006	a1=963mm		656
	主鉄筋初降伏時	a1=1143mm		687	a1=961mm		983	a1=937mm		650
	帯鉄筋初降伏時	a1=1176mm		747	a1=817mm		968	a1=822mm		680
せん断スパン a2 (mm)	供試体降伏時	a2=1337mm		402	—		0	—		0
	主鉄筋初降伏時	—		687	—		0	—		0
	帯鉄筋初降伏時	—		747	—		983	—		650
せん断耐力	H24 造示	供試体降伏時	Ps1=239kN < P①=601kN	402	Ps1=239kN < P①=539kN	1006	Ps1=239kN < P①=548kN	656		
		主鉄筋初降伏時	Ps2=239kN < P②=513kN	687	Ps2=239kN < P②=503kN	983	Ps2=239kN < P②=449kN	650		
		帯鉄筋初降伏時	Ps3=239kN < P③=537kN	747	Ps3=239kN < P③=478kN	968	Ps3=239kN < P③=509kN	680		
	H24 造示 a/d	供試体降伏時	Ps1=239kN < P①=601kN	402	Ps1=239kN < P①=539kN	1006	Ps1=239kN < P①=548kN	656		
		主鉄筋初降伏時	Ps2=239kN < P②=513kN	687	Ps2=239kN < P②=503kN	983	Ps2=239kN < P②=449kN	650		
		帯鉄筋初降伏時	Ps3=239kN < P③=537kN	747	Ps3=239kN < P③=478kN	968	Ps3=239kN < P③=509kN	680		



(a) case1



(b) case2



(c) case3

写真-4.3.1.1 供試体の損傷状況



写真-4.3.1.2 実験中の様子(水平荷重200kN程度時)

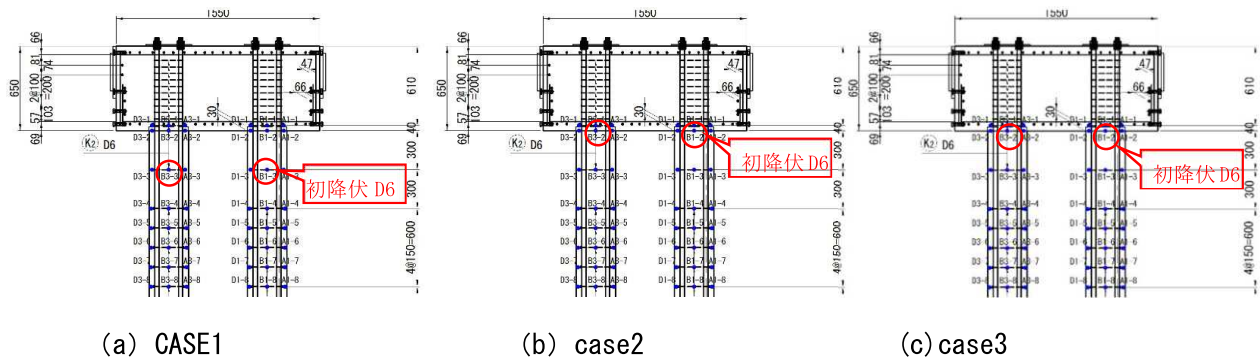


図-4.3.1.28 帯鉄筋初降伏の位置

2) せん断スパン比の影響によるせん断耐力の割増考慮の可能性

本検討の目的で述べたように、せん断スパン比の影響によるせん断耐力の割増考慮の可能性について検討するため、せん断スパンの算出方法、せん断スパン比によるせん断耐力の割増方法に着目して検証した。

せん断スパンの算出方法はつぎのとおりである。

i) 曲げモーメントによるせん断スパンの算出方法

曲げモーメントについては、①ひび割れ発生前、②ひび割れ発生後、③断面破壊時における各段階のコンクリート・鉄筋の負担から、参考資料「二羽淳一郎：コンクリート構造の基礎、2006」³⁾に基いて主鉄筋のひずみから算出する。

曲げモーメントと深さの関係は参考資料「Yang, k. & Kiang, R. (2006): Methods for deriving p-y curves from instrumented lateral load tests. Geotech. Testing J.30, No.1, 1-4」⁴⁾に基いた多項式近似法により算出する。

せん断スパン a は各ステップにおける杭体曲げモーメント分布により H29 道示に記載される PHC 杭と同じ方法で整理する。

①主鉄筋のひずみから曲げモーメントを算出

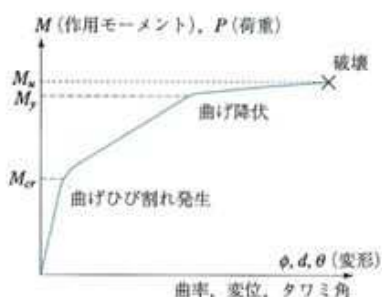


図 2.2 曲げひび割れ発生前の応力状態

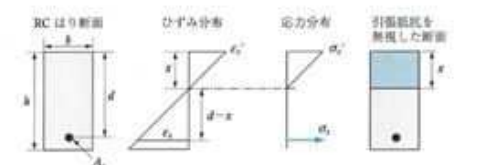


図 2.4 曲げひび割れ発生後の断面のひずみと応力

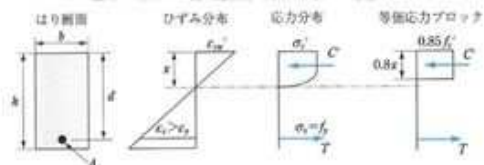


図 2.7 断面破壊時のひずみと応力の状態

②曲げモーメントを深さの関数 z で多項式近似

$$M = a_1 z + a_2 z^2 + a_3 z^3 + a_4 z^4 + a_5 z^5 + b$$

ii) 主鉄筋平均ひずみ（計測値）によるせん断スパンの算出方法

i) の曲げモーメントは鉄筋ひずみにより換算した値になるため、曲げモーメントの分布は主鉄筋ひずみの分布と同じ傾向になるはずである。

そこで、せん断スパンは供試体の杭体に設置した主鉄筋ひずみの平均値により平成 29 道示に記載される PHC 杭と同じ方法で整理する。

iii) セン断スパンの比較

CASE2 の杭 1 を対象に、i) に示す換算曲げモーメント及び ii) に示す主鉄筋平均ひずみを用いて、計算上の①ひび割れ発生前、②発生後、③断面破壊時における各段階における分布を整理し、せん断スパンを比較した。その結果、図-4.3.1.29 に示すようにその傾向は一致していたため、せん断スパンの算出は鉄筋ひずみの計測値によるものとした。

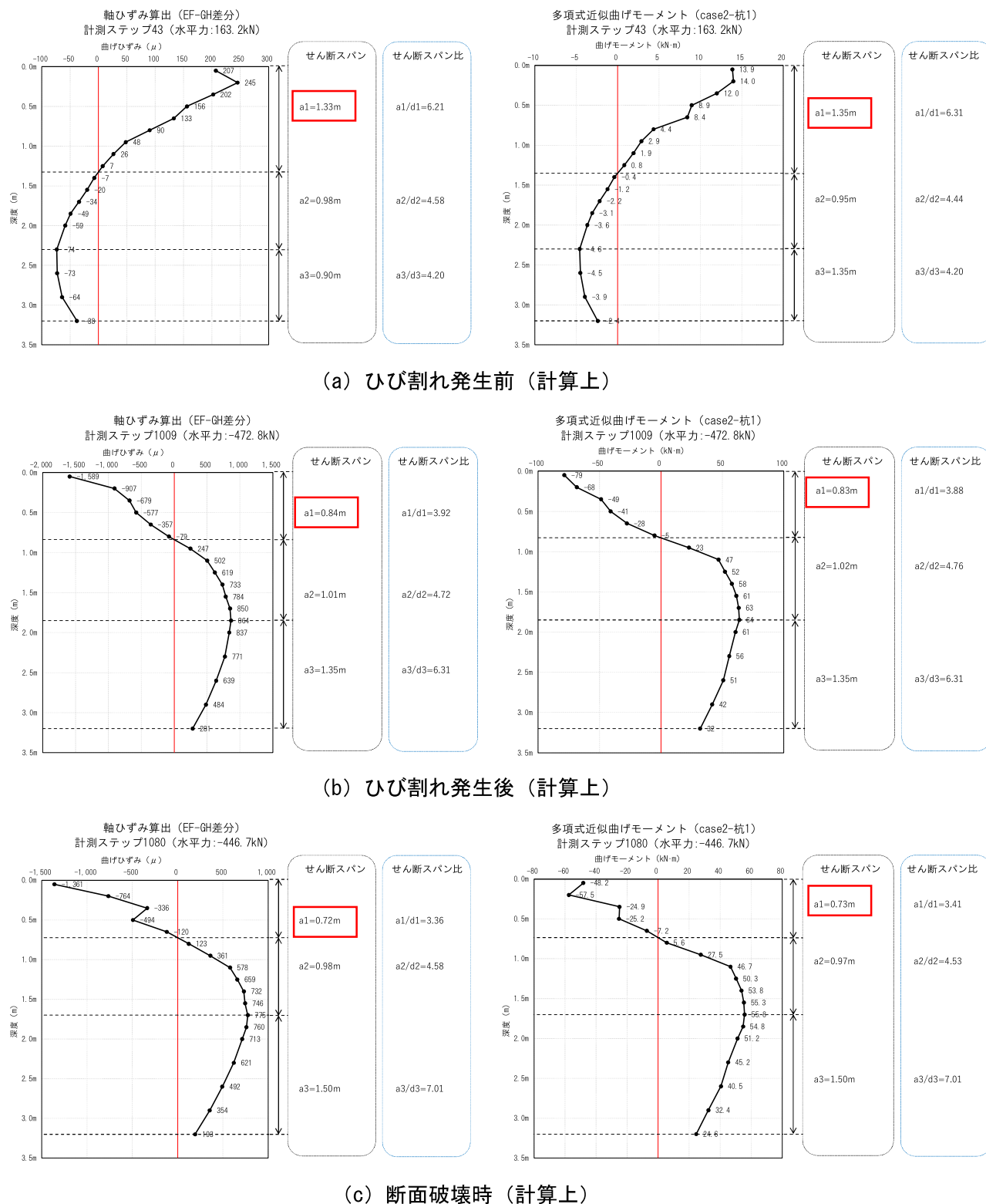


図-4.3.1.29 換算曲げモーメントと主鉄筋平均ひずみによるせん断スパンの比較

既設場所打ち杭のせん断耐力の a/d による補正方法は次のとおりである。

せん断スパン a が有効高 d の 2.5 倍以下となる場合、せん断スパン比 a/d によるコンクリートの負担するせん断耐力 S_c の割増および斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 S_s の低減は「平成 24 年道示Ⅳ下部構造編」に記載される表-8.7.1 および式 (8.7.3) に示すとおり、それぞれのせん断耐力に乘じることで行う。

ここに、せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 C_{dc} を抜粋し示す。

表-8.7.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担する
せん断耐力の割増係数 C_{dc}

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数

$$c_{ds} = (a/d)/2.5 \quad (8.7.3)$$

既往実験結果（143 体）とせん断耐力式を比較した結果、図-4.3.1.6 のように上記せん断スパン比 a/d による補正を考慮した平成 24 年道示式で評価を行うことで、より合理的で精度良くかつ安全側の評価となり得ることが多数の実験データから実証された。

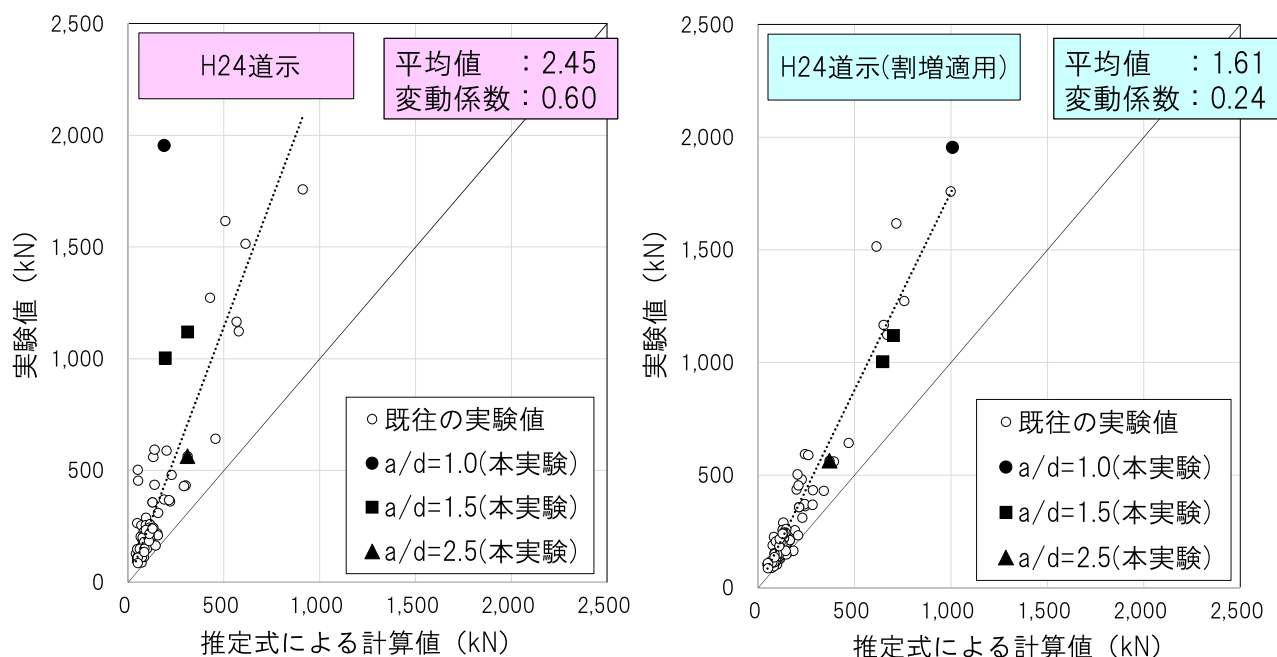


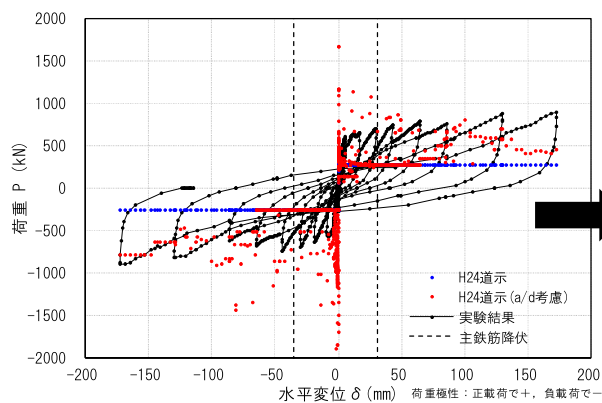
図-4.3.1.30 既往のせん断破壊実験結果と平成 24 年道示値の比較

上記のことから、既設場所打ち杭のせん断耐力評価における a/d の補正方法は、「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」に記載される表-8.7.1 および式 (8.7.3) を準用することを基本とした。

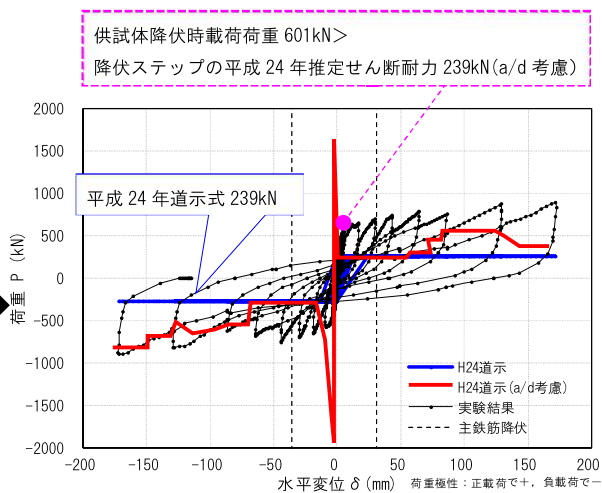
各供試体の荷重変位関係と平成 24 年道示式（a/d 非考慮、a/d 考慮の 2 パターン）のせん断耐力を比較し、図-4.3.1.31 に示す。水平変位が小さい変形領域では、設計上のせん断耐力を a/d 考慮の平成 24 年道示式のせん断耐力とみなせば、設計上のせん断耐力が実験結果より大きいいため、せん断破壊が生じず載荷荷重の低下が生じていないという状況と整合する。なお、水平変位の増加に伴い、杭頭せん断スパンは大きくなるため、a/d 考慮の平成 24 年道示式のせん断耐力は、徐々に実験結果を下回る傾向にある。

case1～case3 の降伏荷重は、a/d 考慮の平成 24 年道示式のせん断耐力を上回り、耐力低下が生じていない。このことから、平成 24 年道示Ⅳのせん断スパン比 a/d の補正係数を適用し、せん断耐力の割増を考慮しても、地盤中の場所打ち杭のせん断耐力を過大評価することはなく、かつ、a/d を考慮せず平成 24 年道示式のせん断耐力を算定する場合よりも既設の場所打ち杭の実際の耐力を余すことなく評価できる可能性があると考えられる。ここで、可能性があるに記載したのは、図-4.3.1.31 の左の散布図に示すように、せん断スパンの取り方に若干のバラつきが生じ、散布した算定点の中に実験結果を上回っている点も存在したことが留意点と考えられると判断したためである。

以上より、地盤中の組杭のせん断耐力評価において、平成 29 年道示Ⅳ 参考資料 4 のせん断スパン a の算出方法を準用し、せん断スパン比 a/d による補正係数（道示Ⅳ準用）を適用することで、地盤中の場所打ち杭のせん断耐力を、実験結果を上回るような過大評価とならないように評価できる可能性があることが実験的に確認できた。

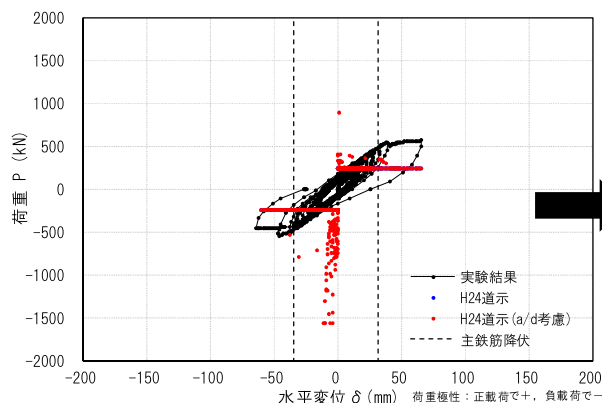


a) 元データ（散布図）

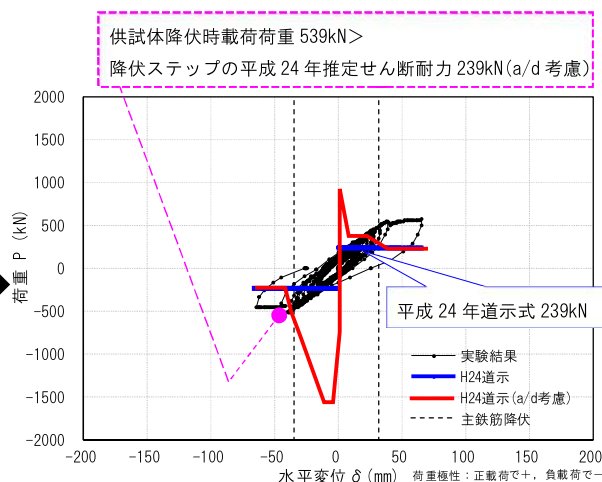


b) 主要点を包絡線で包括した概要図

(a) case1

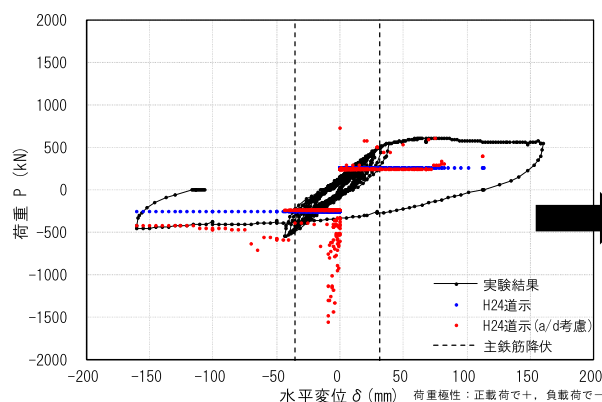


a) 元データ（散布図）

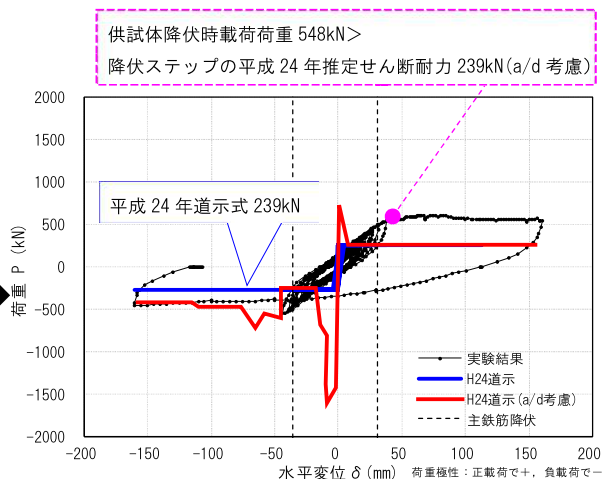


b) 主要点を包絡線で包括した概要図

(b) case2



a) 元データ（散布図）



b) 主要点を包絡線で包括した概要図

(c) case3

図-4.3.1.31 供試体の荷重変位関係と平成 24 年道示のせん断耐力との比較

3) 土中における場所打ち杭の鉛直支持機能の考察

土中における場所打ち杭の鉛直支持機能の確認するため、杭先端に設置されるロードセルによる反力の計測結果を以下の通りに整理し、その結果を考察した。

図-4.3.1.33 はロードセルの反力の計測値と載荷位置における水平荷重との関係を示したものである。正載荷の場合、図-4.3.1.32 に示す押込み側における杭3と杭4の反力の計測値が水平載荷荷重の増加とともに、大きくなる。(反対方向も同様)

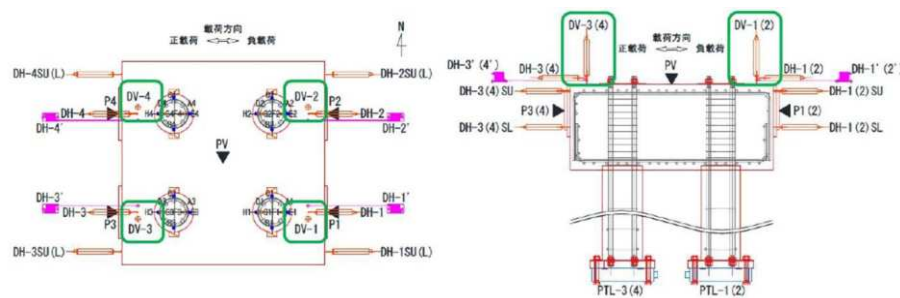
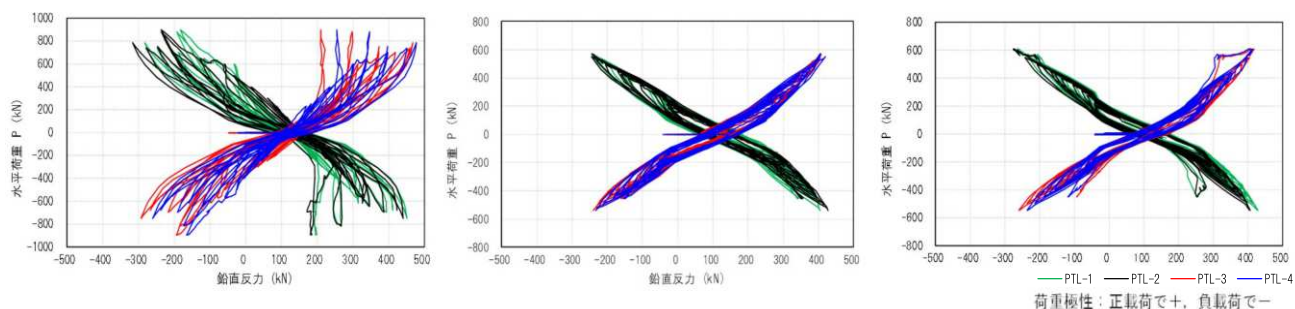


図-4.3.1.32 荷重計・変位計の設置位置図



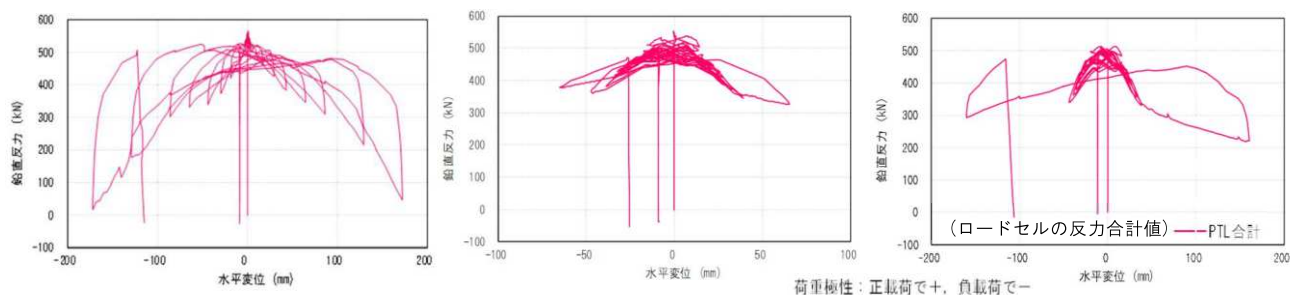
(a) case1

(b) case2

(c) case3

図-4.3.1.33 ロードセルの反力計測値と載荷位置における水平荷重との関係

図-4.3.1.34 はロードセルの反力合計値と載荷位置における水平変位との関係を示したものである。供試体の水平変位の増加に伴い、各供試体における鉛直反力の合計値は鉛直載荷荷重の合計値 500kN を下回っているが、供試体の水平変位が 0mm 程度となると、図-4.3.1.35 に示すように鉛直反力の合計値は載荷鉛直荷重に対し 90%以上となるため、杭が損傷しても鉛直支持機能を大きく損なうことはないように考えられる。

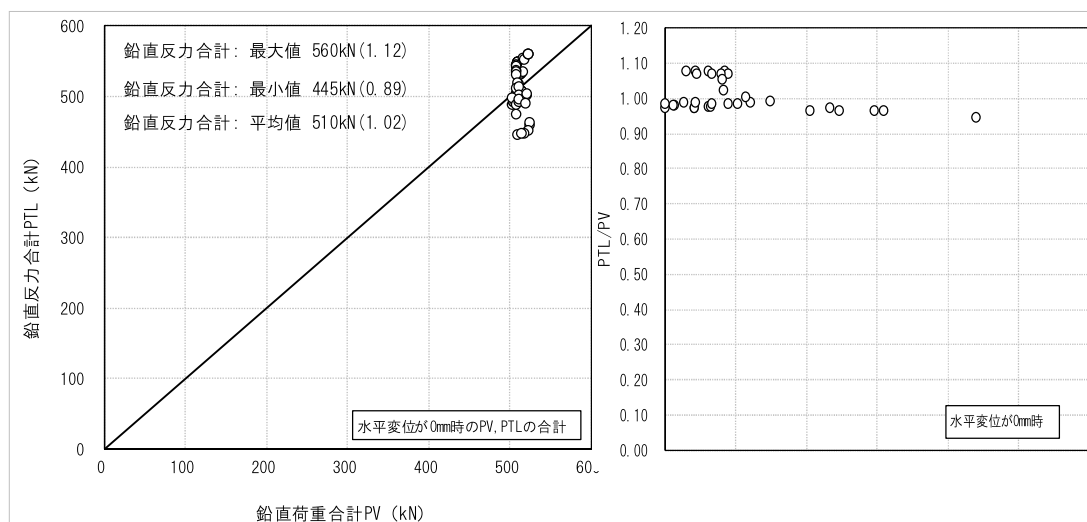


(a) case1

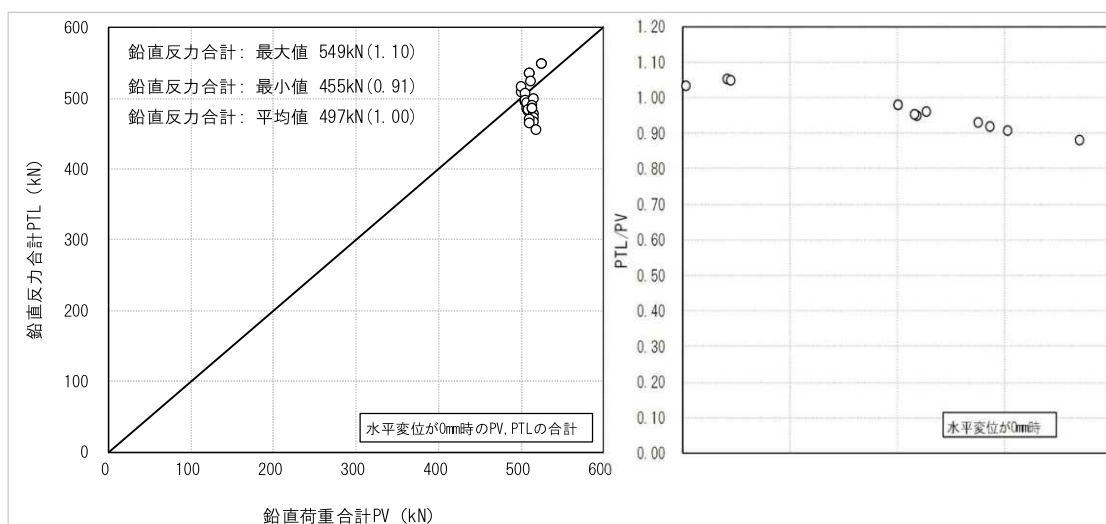
(b) case2

(c) case3

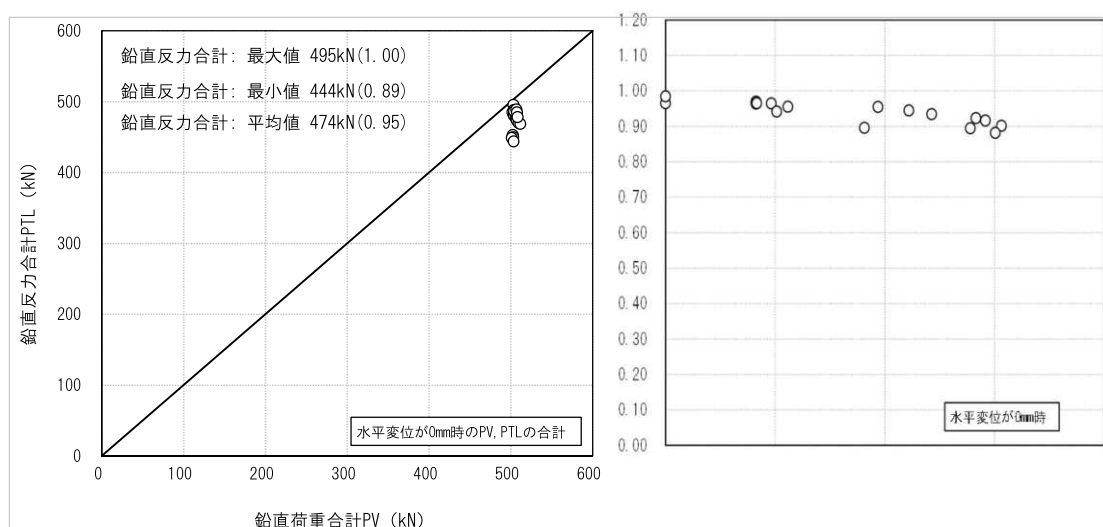
図-4.3.1.34 ロードセルの反力合計値と載荷位置における水平変位との関係



(a) case1



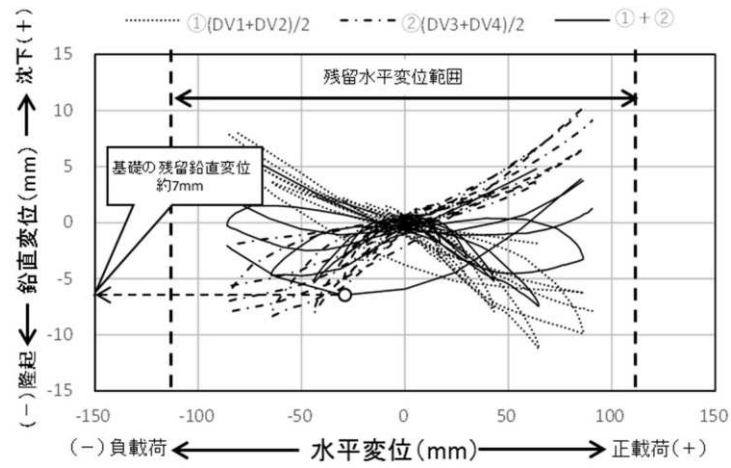
(b) case2



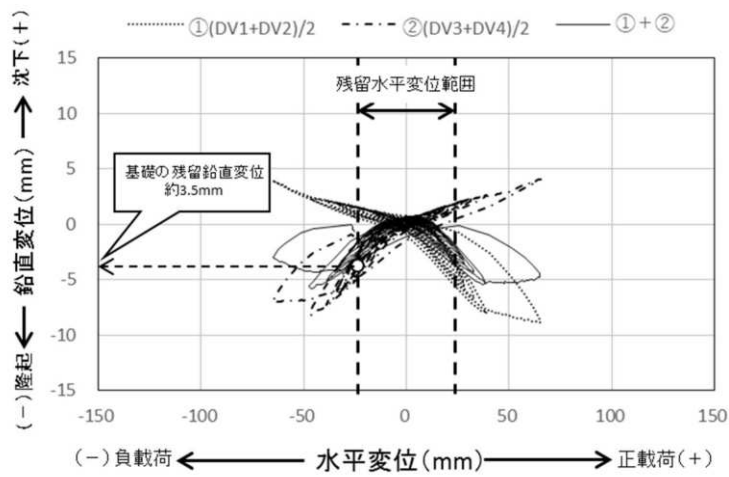
(c) case3

図-4.3.1.35 供試体の水平変位 0mm 程度時の鉛直反力の合計値と载荷鉛直荷重との関係

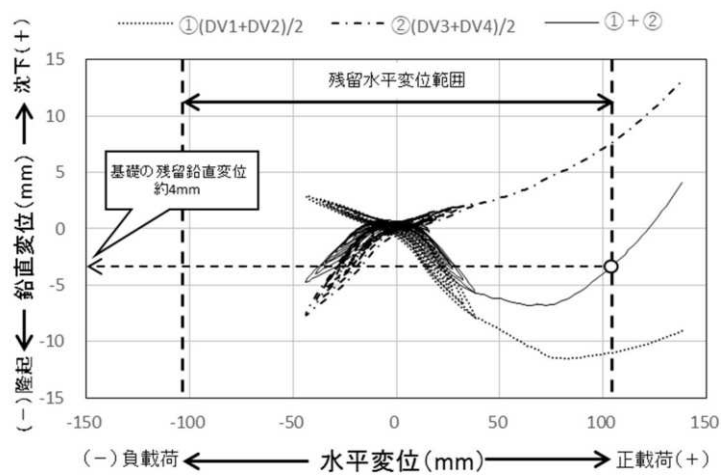
フーチング上面に設置された変位計により供試体の残留変位を整理した結果、図-4.3.1.36に示すように鉛直残留変位が最大で 7mm 程度のため、走行に問題ないレベルであると思われる。



(a) case1



(b) case2



(c) case3

図-4.3.1.36 供試体の载荷点水平変位-フーチング上面鉛直変位の関係

4.3.2 地盤中の組杭のせん断破壊実験の再現解析

(1) 解析の目的

4.3.1 項の地盤中の組杭のせん断破壊実験では、せん断破壊となっていることは確認できたが、杭頭部でせん断破壊が生じるように帯鉄筋比を調節したり、地盤を実験で作製しやすい砂質土としたりして、実際の状況とは異なる部分もある。

以上のような、杭諸元や地盤条件の影響等を考察するためには、まず、妥当性が確認された解析モデルについて検討する必要があることから、4.3.1 項の実験の再現解析を実施した。

(2) 解析条件

使用プログラム：汎用線形・非線形及び詳細解析ソフトウェア FEA NX (MIDAS)

解析方法：自重解析+静的プッシュオーバー解析

使用要素：有限要素モデルの考え方を表-4.3.2.1 に示す。

表-4.3.2.1 使用要素及び適用材料構成則の概要

区 分	使用要素	線形／非線形	適用材料構成則	
コンクリート供試体 (フーチング)	ソリッド要素	線 形 ※実験中損傷がないため	—	
コンクリート 供試体(杭)	ソリッド要素	非線形	引張挙動	Hordijk モデル
			圧縮挙動	放物線モデル
			せん断 伝達特性	Al-Mahaidi モデル
载荷/固定治具	ソリッド要素	線 形	剛体	
杭主鉄筋・帯鉄筋	埋込鉄筋要素	非線形	Von-Mises 則	
上載土	ソリッド要素	上載土:線形	土槽地盤に対する鉛直载荷の 影響を考慮するため	
土槽地盤	ソリッド要素	非線形	砂質土	修正 Hardin-Drnevich モデル
			セメント 改良土	Mohr-Coulomb モデル
要素間	面インターフェース要素	非線形	Mohr-Coulomb モデル	

(3) 材料条件及び材料モデル

1) 材料条件

解析における材料定数は、表-4.3.2.2～表-4.3.2.5 に示す通りに設定した。

表-4.3.2.2 杭体コンクリートの材料定数

区分	試験体 No.		圧縮強度試験						等価 長さ h (mm)	破壊 エネル ギー Gf	割裂引張強度試験		
			断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 f _c (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)	ポアソン比	最大 粗骨材 mm			断面積 (mm ²)	最大 荷重 (kN)	引張 強度 f _t (N/mm ²)
杭	case1	1	7828.1	315.8	40.34	22.62	0.139	20	－	0.093	7812.4	90.2	2.87
		2	7825.7	348.0	44.47	25.11	0.138	20	－	0.096	7820.2	84.6	2.69
		3	7788.1	327.6	42.06	23.55	0.134	20	－	0.094	7820.2	79.0	2.53
		平均	7814.0	330.5	42.29	23.76	0.137	20	30	0.095	7817.6	84.6	2.70
	case2	1	7836.7	341.5	43.58	25.41	0.191	20	－	0.096	7835.9	86.2	2.74
		2	7827.3	339.0	43.31	24.61	0.179	20	－	0.095	7838.3	85.4	2.72
		3	7828.9	348.5	44.51	25.15	0.180	20	－	0.096	7815.5	90.0	2.88
		平均	7831.0	343.0	43.80	25.06	0.183	20	30	0.096	7829.9	87.2	2.78
	case3	1	7833.6	346.8	44.27	24.05	0.156	20	－	0.096	7846.9	93.2	2.98
		2	7843.8	348.0	44.37	24.60	0.179	20	－	0.096	7815.5	101.0	3.23
		3	7827.3	323.0	41.27	23.05	0.175	20	－	0.094	7739.7	81.8	2.64
		平均	7834.9	339.3	43.30	23.90	0.170	20	30	0.095	7800.7	92.0	2.95
参考：実杭設計値			－	－	24.00	25.00	0.167	20	30	0.078	－	－	1.91

表-4.3.2.3 フーチングコンクリートの材料定数

区分	試験体 No.	圧縮強度試験							等価長さ h (mm)	破壊エネルギー Gf	割裂引張強度試験		
		断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 f _c (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)	ポアソン比	最大粗骨材 mm				断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	引張強度 f _t (N/mm ²)
フーチング	case1	1	7796.8	277.5	35.59	24.61	0.185	20	-	0.089	7789.7	85.1	2.79
		2	7785.0	292.8	37.61	22.06	0.172	20	-	0.091	7792.8	84.2	2.74
		3	7794.4	301.2	38.64	23.12	0.136	20	-	0.092	7802.2	79.6	2.59
		平均	7792.1	290.5	37.28	23.26	0.164	20	-	0.091	7794.9	83.0	2.70
	case2	1	7824.9	296.5	37.89	25.49	0.193	20	-	0.091	7821.8	98.0	3.12
		2	7804.6	280.0	35.88	24.51	0.182	20	-	0.090	7840.6	91.0	2.91
		3	7819.5	280.0	35.81	25.26	0.199	20	-	0.089	7821.0	105.2	3.36
		平均	7816.3	285.5	36.53	25.09	0.191	20	-	0.090	7827.8	98.1	3.13
	case3	1	7799.1	294.3	37.74	24.01	0.161	20	-	0.091	7810.8	76.0	2.45
		2	7802.2	306.8	39.32	25.29	0.218	20	-	0.092	7808.5	97.2	3.11
		3	7827.3	306.8	39.20	24.30	0.154	20	-	0.092	7819.5	95.4	3.05
		平均	7809.5	302.6	38.75	24.53	0.178	20	-	0.092	7812.9	89.5	2.87

表-4.3.2.4 鉄筋の材料定数 (3 ケース共通)

区分	試験片	材 質	No.	降伏荷重 (kN)	降伏応力 (N/mm ²)	降伏歪 μ	最大荷重 (Kn)	引張応力 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
杭帯鉄筋	D6	SD295A	1	13	419	2349	16	510	186
		SD295A	2	14	429	2323	16	519	185
		SD295A	3	13	420	2286	16	508	184
		SD295A	平均	13	422	2319	16	512	185
	D16	SD295A	1	72	364	1841	103	520	198
		SD295A	2	72	365	1821	104	521	200
		SD295A	3	72	363	1813	104	523	200
		SD295A	平均	72	364	1825	104	522	199
杭主鉄筋	D32	SD345	1	303	381	1940	463	582	196
		SD345	2	303	382	1939	466	586	197
		SD345	3	302	380	1900	468	589	200
		SD345	平均	303	381	1926	465	586	198

表-4.3.2.5 地盤の材料定数

			砂質土 (鹿島砂)			セメント改良土
			case1	case2	case3	case1
最大密度	ρ_{dmax}	g/cm ³	1.755	1.607	1.717	—
最小密度	ρ_{dmin}	g/cm ³	1.446	1.355	1.467	—
平均密度	ρ_{dave}	g/cm ³	1.641	1.548	1.593	1.736
平均相対密度	Dr	%	67.4	79.7	54.2	—
変形係数 (4×実験値)	E0	kN/m ²				281,000
粘着力	C	kN/m ²	3.75	5.10	0.09	74.7
内部摩擦角	ϕ	°	36.7	37.3	38.3	43.3

2) 材料モデル

コンクリートは、全ひずみに基づく構成モデルとし、圧縮側応力-ひずみモデルには、図-4.3.2.1に示すよう圧縮破壊エネルギーが考慮できるようにモデル化した。

コンクリートひび割れについては、固定ひび割れモデル/回転ひび割れモデルを使用し、引張側応力-ひずみモデルは、引張破壊エネルギーを考慮し、図-4.3.2.2に示す通りにHordijk et alの引張軟化関係を用いた。ここに、引張強度は「コンクリート標準示方書」(設計編)に準じて以下の通りに算出した。

また、図-4.3.2.2における h はメッシュの等価長さで、各供試体の杭の平均体積 V より $h=V^{1/3}$ として算出した。

$$f_t = 0.23 \times (f_{ck})^{2/3}$$

ここに、 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

f_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

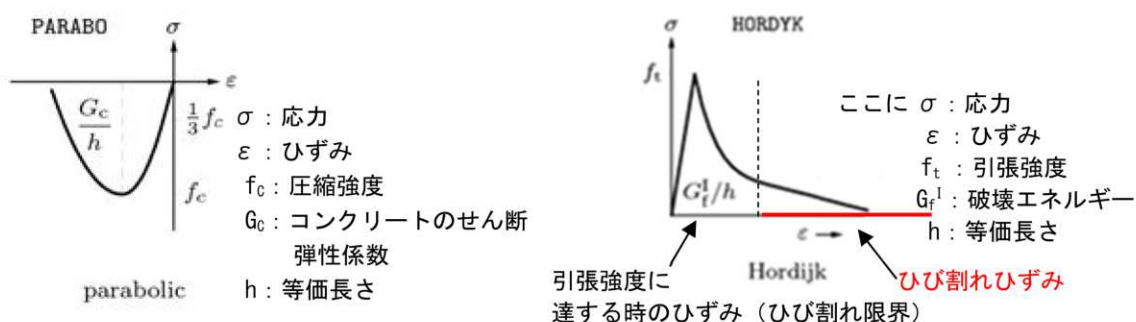


図-4.3.2.1 圧縮側の応力-ひずみ関係

図-4.3.2.2 引張側の応力-ひずみ関係

解析に用いるコンクリートの圧縮・引張側の物理定数は表-4.3.2.2に示す通りである。せん断伝達特性にはAl-Mahaidiのせん断伝達モデル⁵⁾を適用した。鉄筋の材料非線形特性については、Von-Mises則に準じて、図-4.3.2.3に示す通りとした。

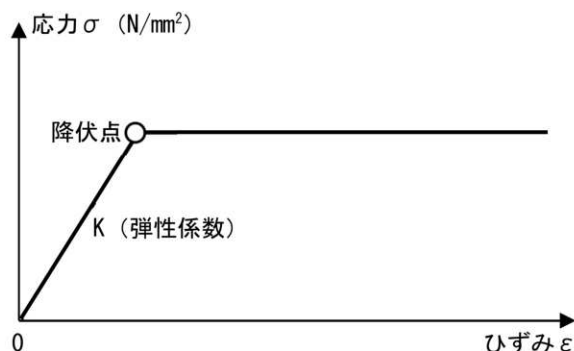


図-4.3.2.3 鉄筋の応力-ひずみ関係

コンクリートのひび割れに対する解析方法は図-4.3.2.4に示す離散ひび割れモデルと分散ひび割れモデルで区分することができる。離散ひび割れモデルは離散化した有限要素の境界にひび割れを表現する方法で、コンクリートのひび割れによる物理的な不連続および鉄筋の破断と滑りなどの挙動が具体的に表現できる長所があるが、有限要素モデリングが非常に複雑で、事前にひび割れの発生位置を特定する必要があることから、採用していない。分散ひび割れモデルでは局部的に発生するひび割れを広い面に分散されたと仮定して扱う方法で、一般的に鉄筋

がたくさん配筋された鉄筋コンクリート構造物の解析に適しており、有限要素モデルが比較的簡単である。また、近年においては、拡張有限要素法をベースとした XFEM による亀裂進展解析の実績が増えているが、今回の再現解析で土槽地盤を同時にモデル化する場合、解析自体の収束性及び解析能力が課題となるため、コンクリートのひび割れモデルとして「分散ひび割れモデル」を用いるものとした。

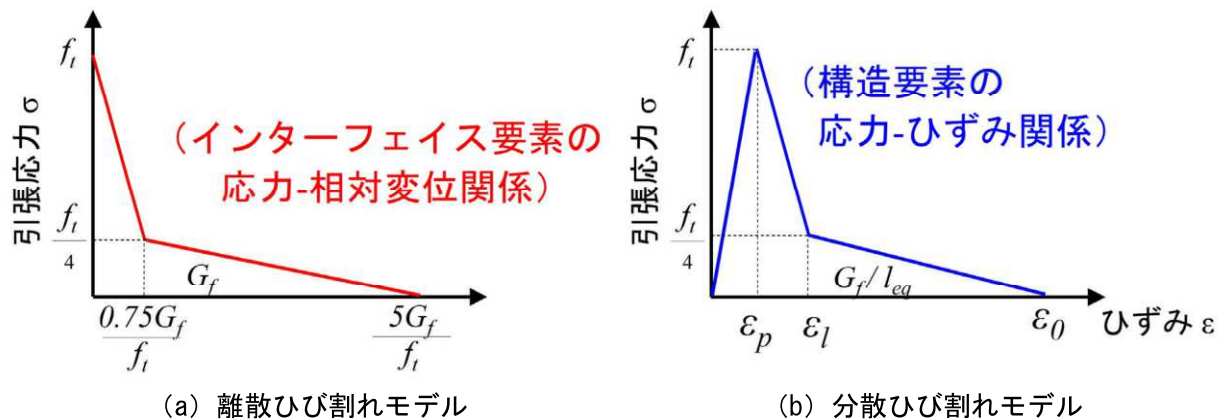


図-4.3.2.4 コンクリートのひび割れモデル

分散ひび割れモデルはひび割れに対する数値解析方法によって分離ひずみモデル (decomposed-strain model)、全ひずみモデル、およびその他多様なモデルに区分される。

分離ひずみモデルは、ひずみを材料ひずみとひび割れひずみに分離して計算を行うが、物性値の選定の難しさ、収束性低下などの短所があるため、実務に不向きである。一方、全ひずみモデルは、ひずみ成分を分離せず、全ひずみを使うために比較的簡単な方法で数式化ができる。また、ひび割れを含む引張及び圧縮挙動に対して、それぞれ 1 つだけの応力-ひずみ関係を用いるため、実務で使いやすい。このため、全ひずみひび割れモデルを採用した。

解析に用いるプログラム FEA NX における全ひずみひび割れモデルは Vecchio と Collins¹⁾が提案した修正圧縮場理論 (Modified Compression Field Theory) に基づいている。Collins らによって提案された修正圧縮場理論は、鉄筋コンクリートに発生した斜めひび割れを離散的にとらえるのではなく、斜めひび割れを持つ一様な RC 要素としてとらえ、要素内に働くひずみ・応力を平均的に取り扱うことで、せん断問題を合理的に取り扱う解析手法であると言われている。

動的繰り返し三軸試験が行われた砂質土については室内試験の結果を反映し、図-4.3.2.5 に示す双曲線型の修正 Hardin-Drnevich モデル (以下「修正 H-D モデル」と記す) を材料構成則として用いた。一般的に修正 H-D モデルは、図-4.3.2.6 に示すように、ひずみが大きいレベルでは減衰が過大に評価される課題があるが、土槽実験では供試体の動的挙動に着目しておらず、交番载荷が行われていたため、再現解析では室内試験結果を反映した修正 H-D モデルを採用した。

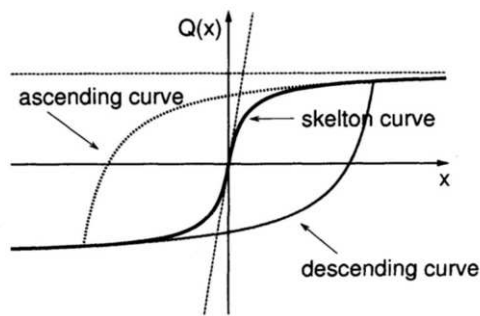


図-4.3.2.5 修正 Hardin-Drnevich モデル⁶⁾

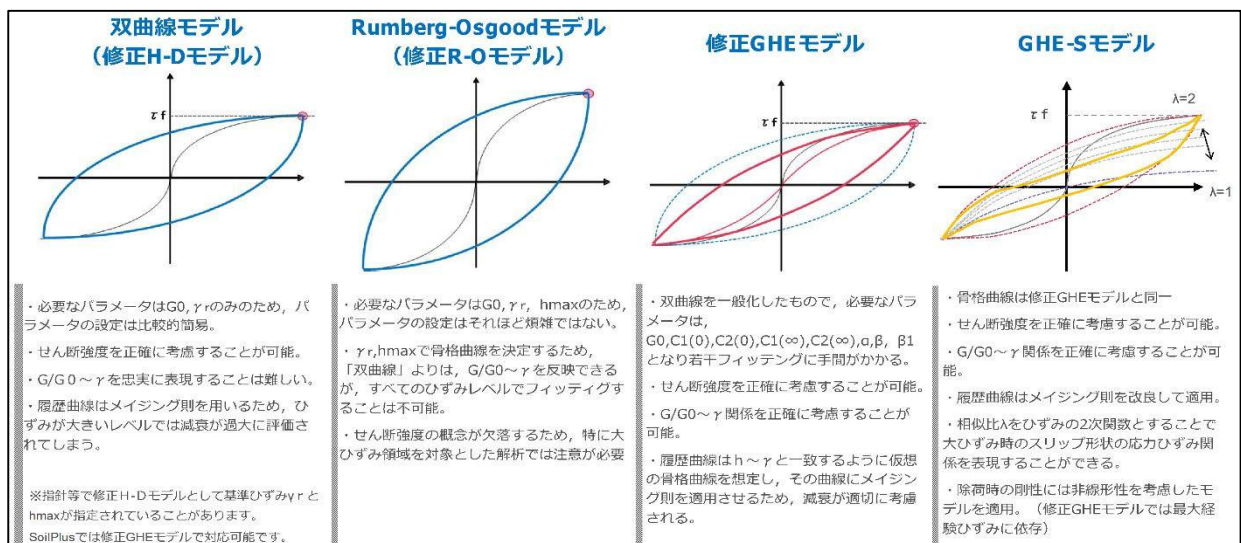


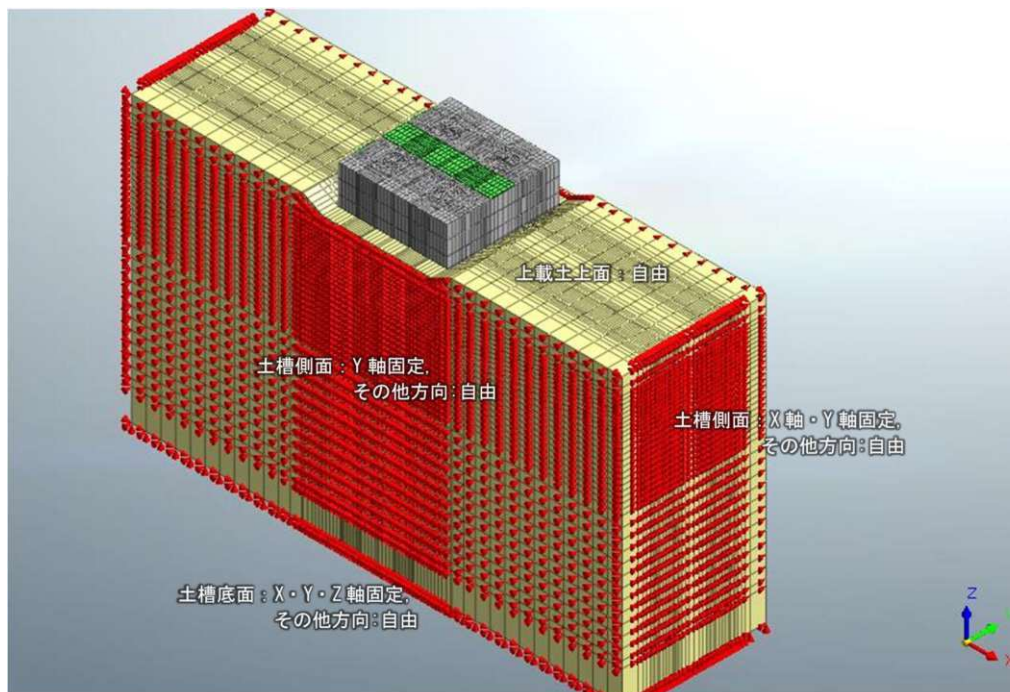
図-4.3.2.6 地盤の非線形モデルの比較⁷⁾

セメント改良土については、層厚が薄く、粘着力と内部摩擦角により決まるせん断強度が実験結果及び再現解析の精度に影響が大きいと考えられることから、土砂のせん断強度を表現するため、材料構成則としてモール・クーロンの破壊条件を適用するものとした。

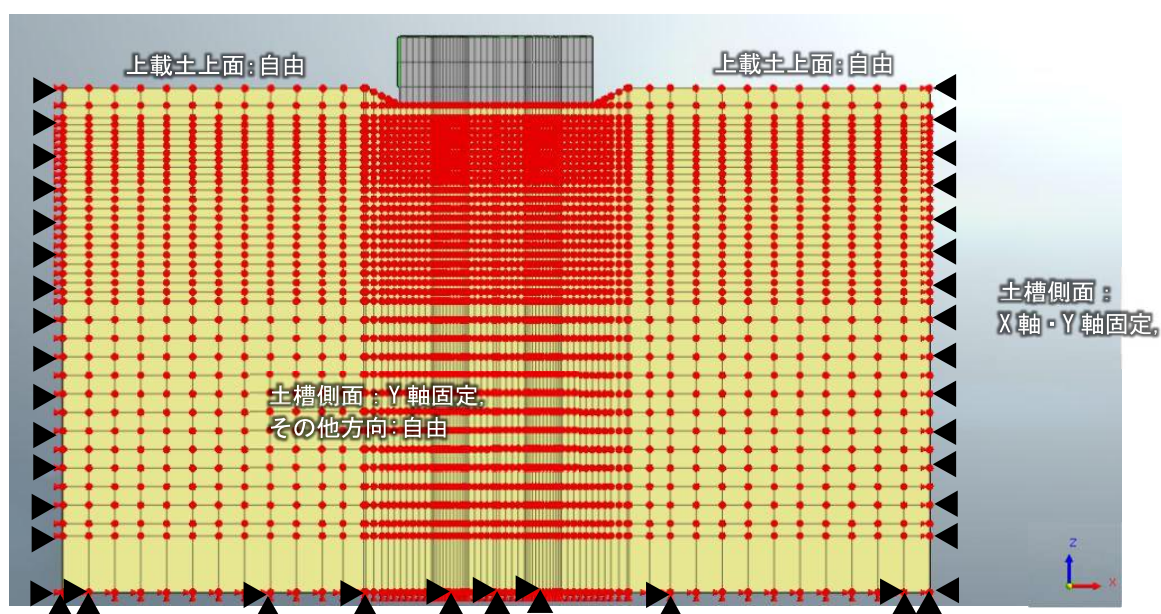
(4) 境界条件及び载荷条件

1) 境界条件（自重解析・プッシュオーバー解析時）

解析時の境界条件は実験に合わせるものとして、その詳細を図-4.3.2.19に示す。また、杭体と地盤はインターフェイス要素により繋ぐため、境界条件を別途設けない。



(a) 立体図

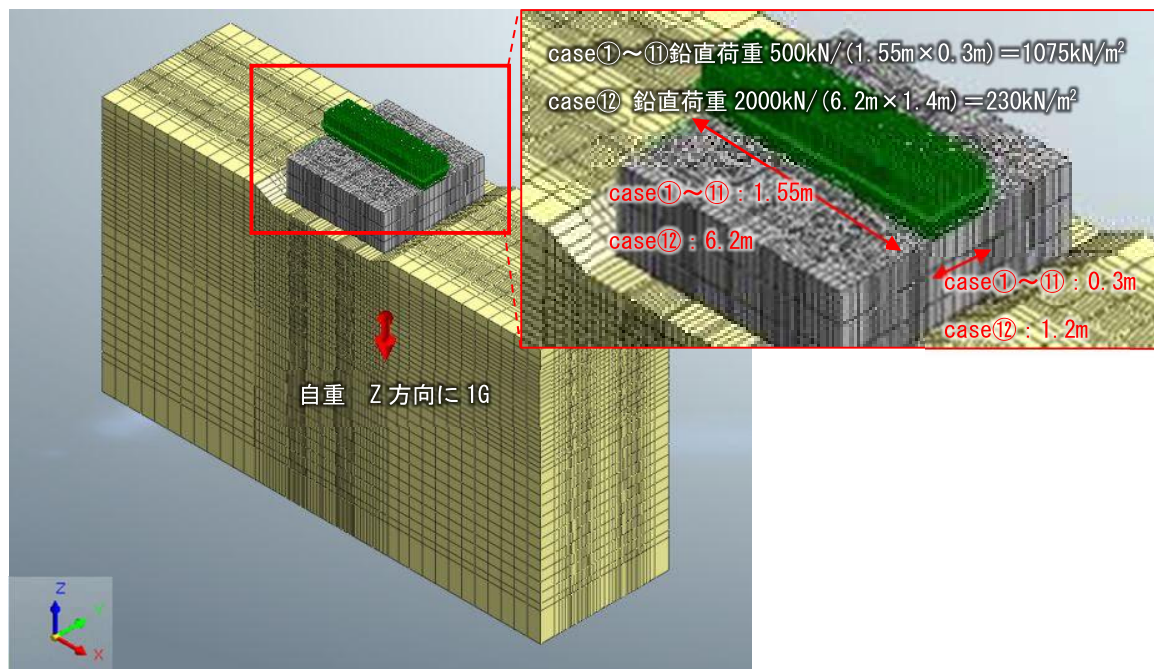


(b) 側面図

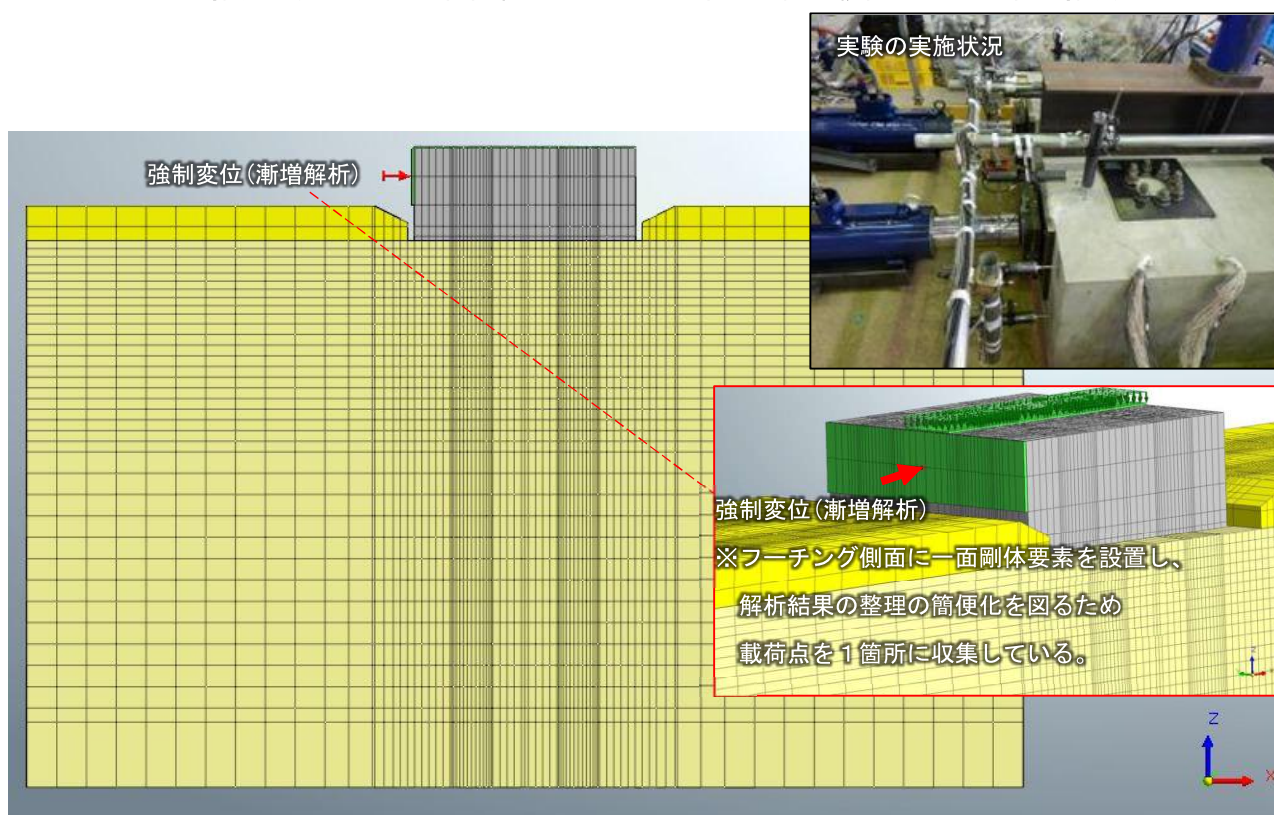
図-4.3.2.19 境界条件（3 ケース共通）

2) 载荷条件 (①自重解析・②プッシュオーバー解析時)

解析は図-4.3.2.20 に示す通りに、①500kN の鉛直荷重をフーチング供試体上面に均等载荷し、自重をかけた後に、②フーチング供試体底面より鉛直方向 450mm の位置に強制漸増水平変位を行うことで、片面プッシュオーバー解析を実施した。



(a) 自重解析時(フーチング供試体上面に 500kN 相当の軸力载荷+自重 1G 相当解析)



(b) プッシュオーバー解析時

図-4.3.2.20 载荷条件 (3 ケース共通)

(5) メッシュ分割

解析に用いるモデルのメッシュ分割数を以下に示す。

1) case1

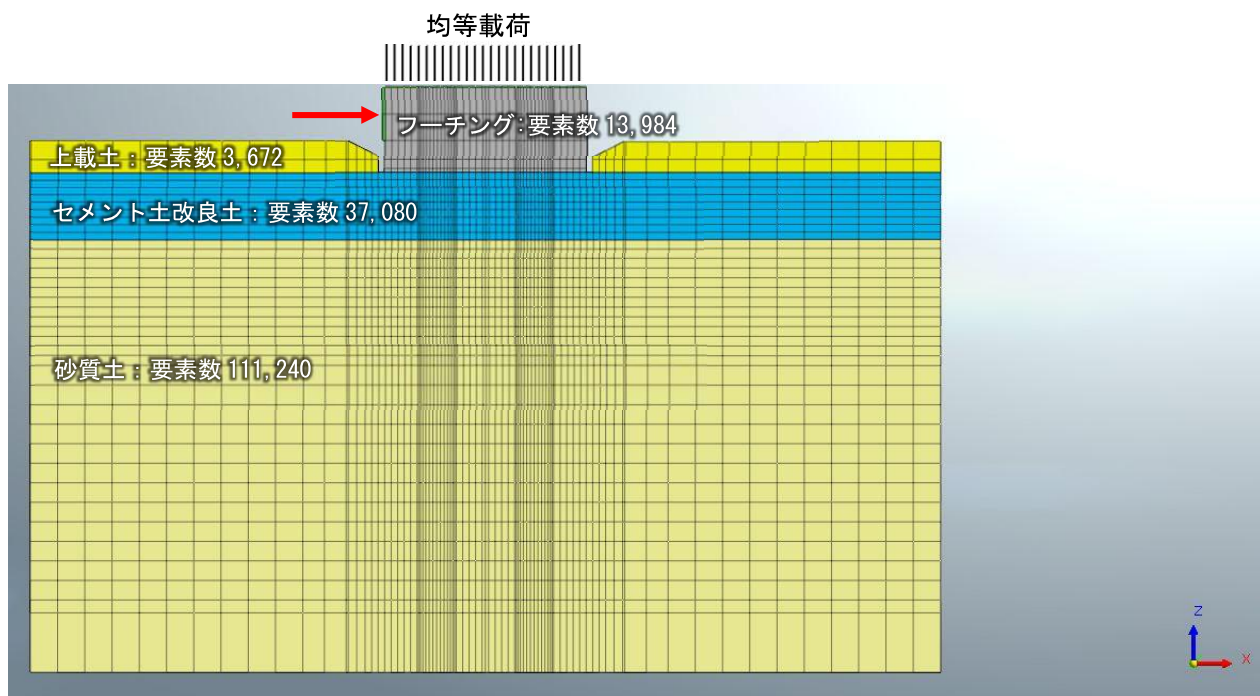


図-4.3.2.7 case1 のメッシュ図 (地盤表示)

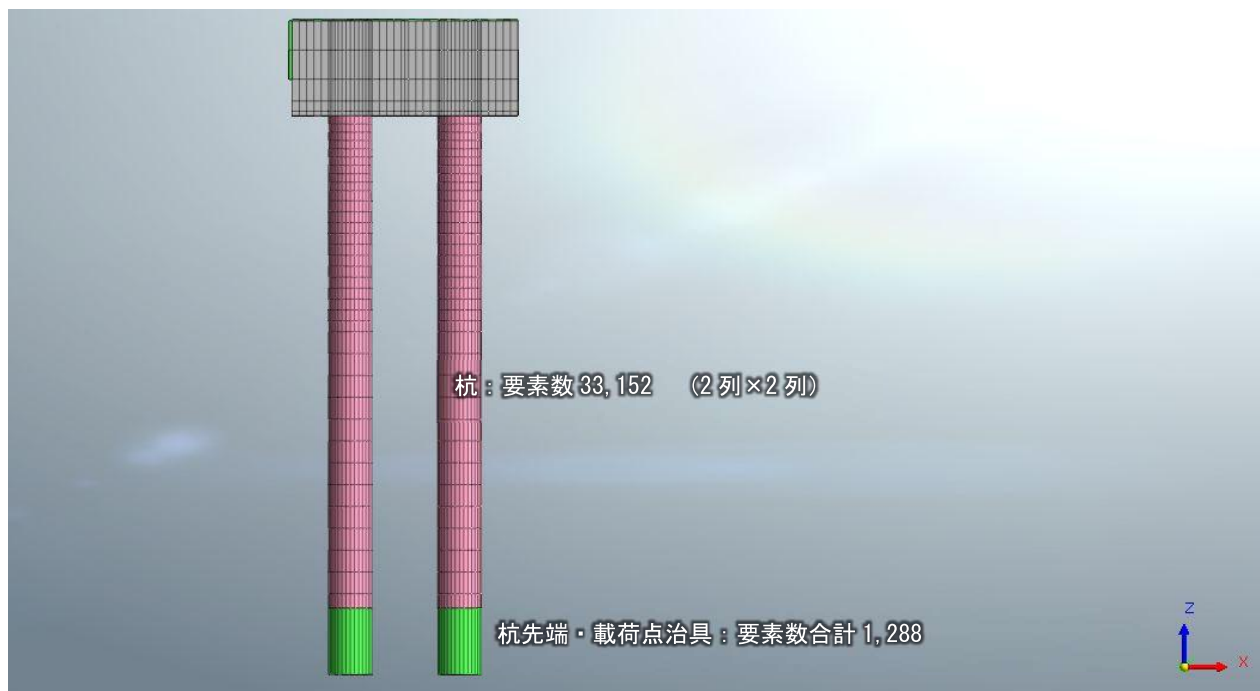
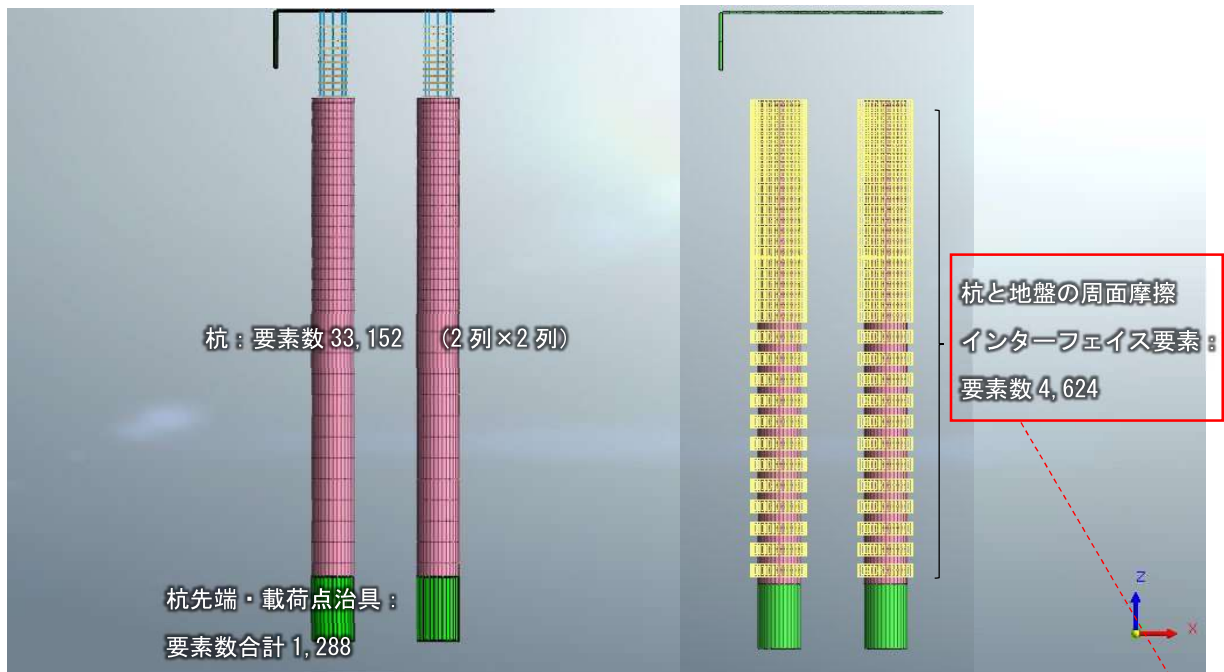


図-4.3.2.8 case1 のメッシュ図 (地盤非表示)



※実験中に上載土(砂)が杭とセメント改良土の間に流入するため、杭と地盤の周面摩擦は砂質土の地盤定数に基づいて設定



図-4.3.2.9 case1 のメッシュ図 (地盤・フーチング非表示)

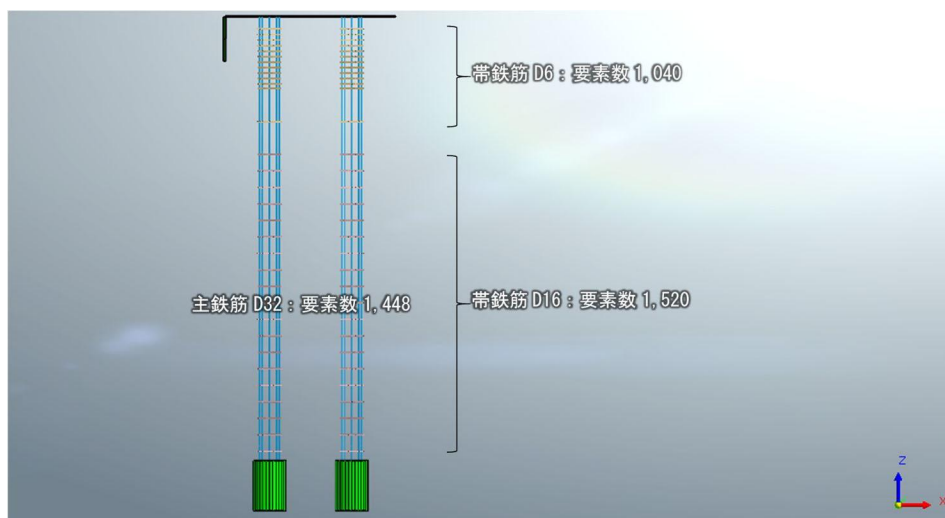


図-4.3.2.10 case1 のメッシュ図 (地盤・フーチング・杭非表示)

2) case2

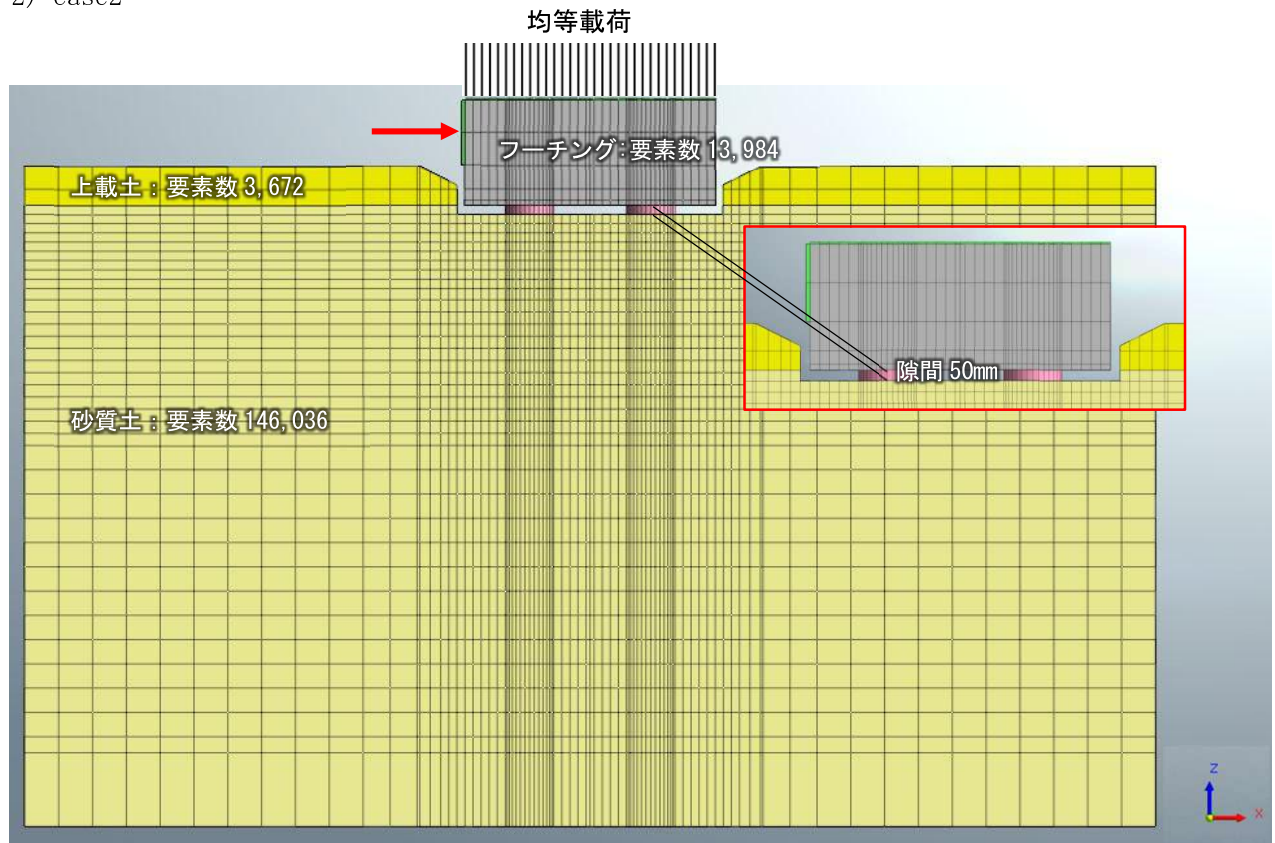


図-4.3.2.11 case2 のメッシュ図 (地盤表示)

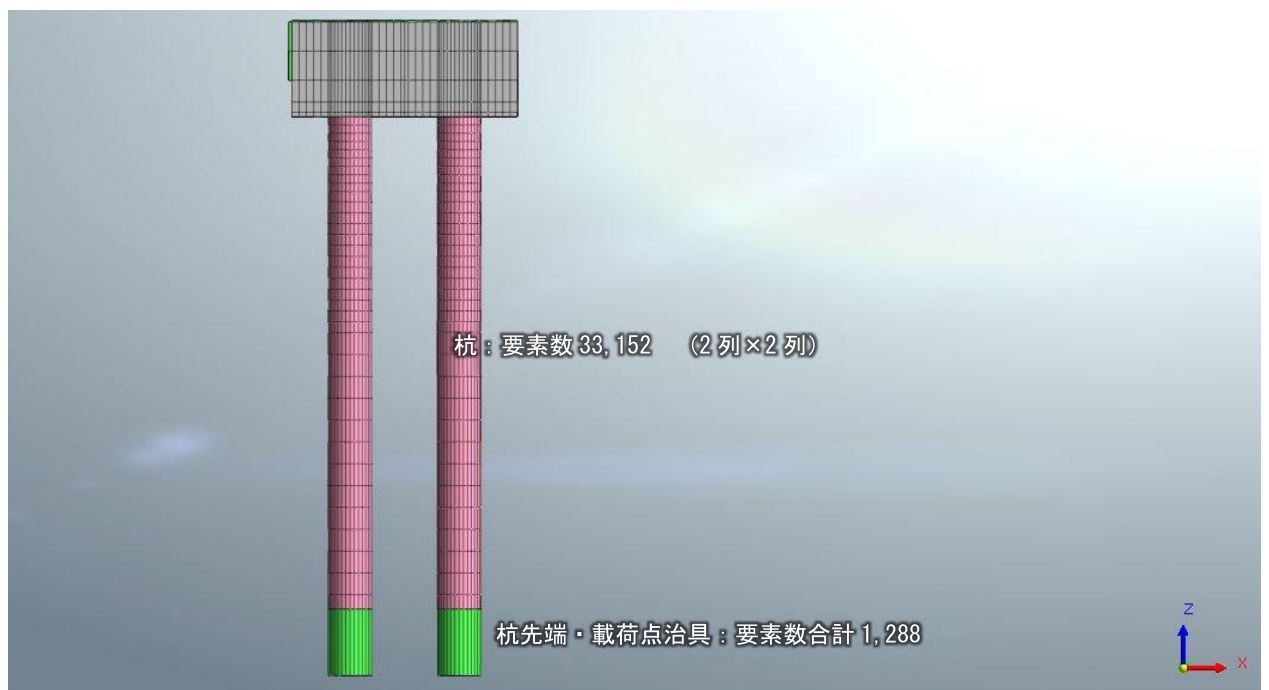


図-4.3.2.12 case2 のメッシュ図 (地盤非表示)

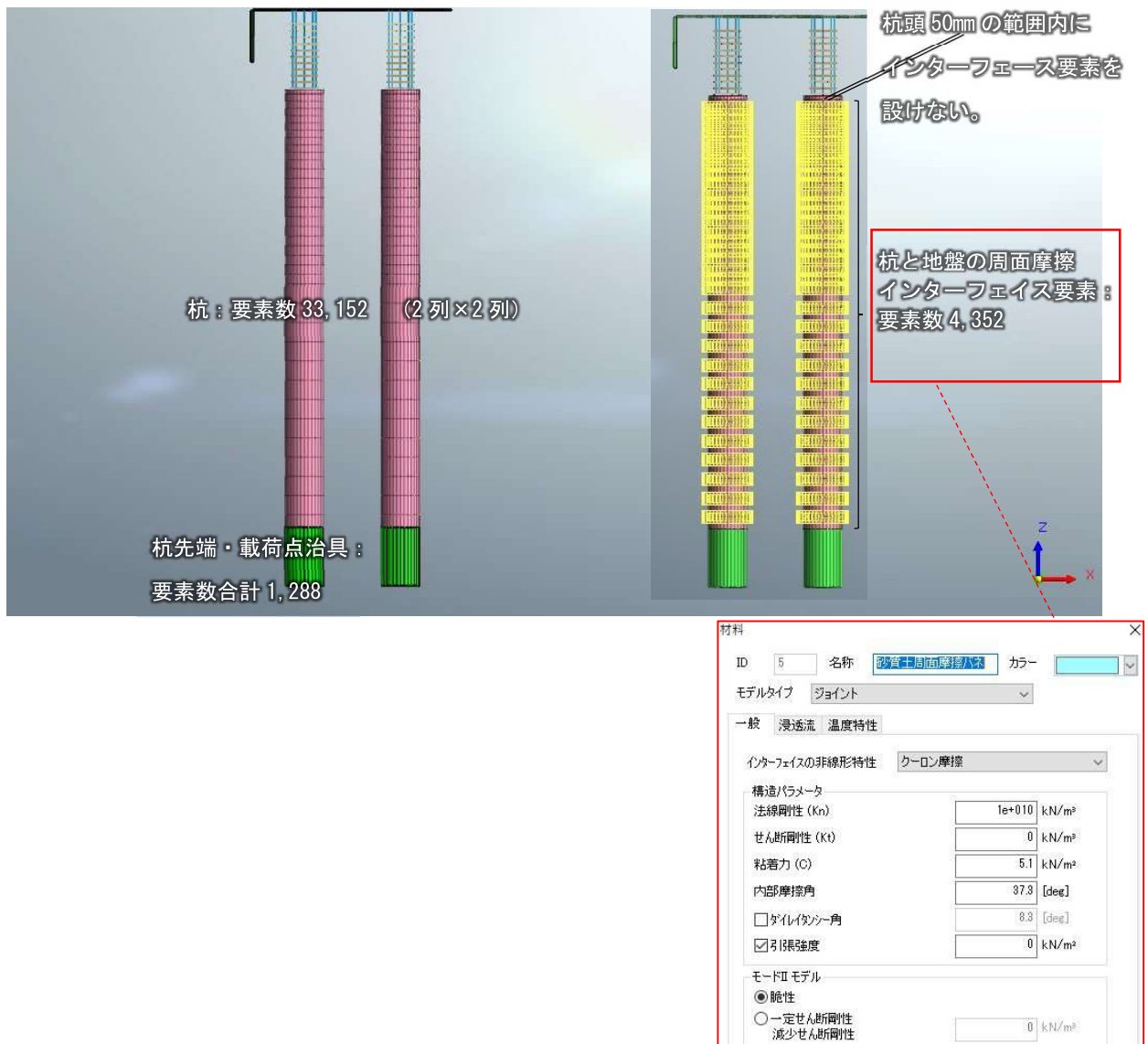


図-4.3.2.13 case2 のメッシュ図 (地盤・フーチング非表示)

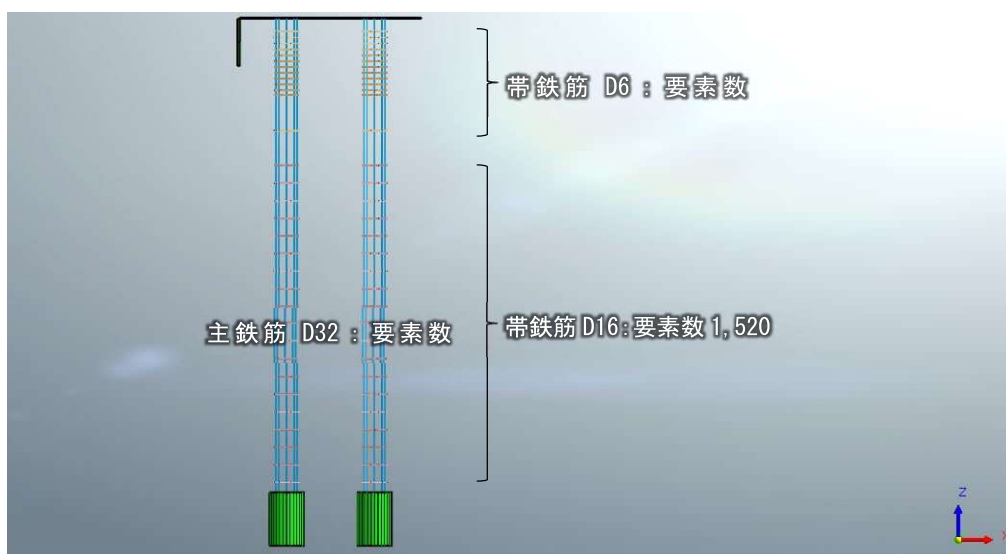


図-4.3.2.14 case2 のメッシュ図 (地盤・フーチング・杭非表示)

3) case3

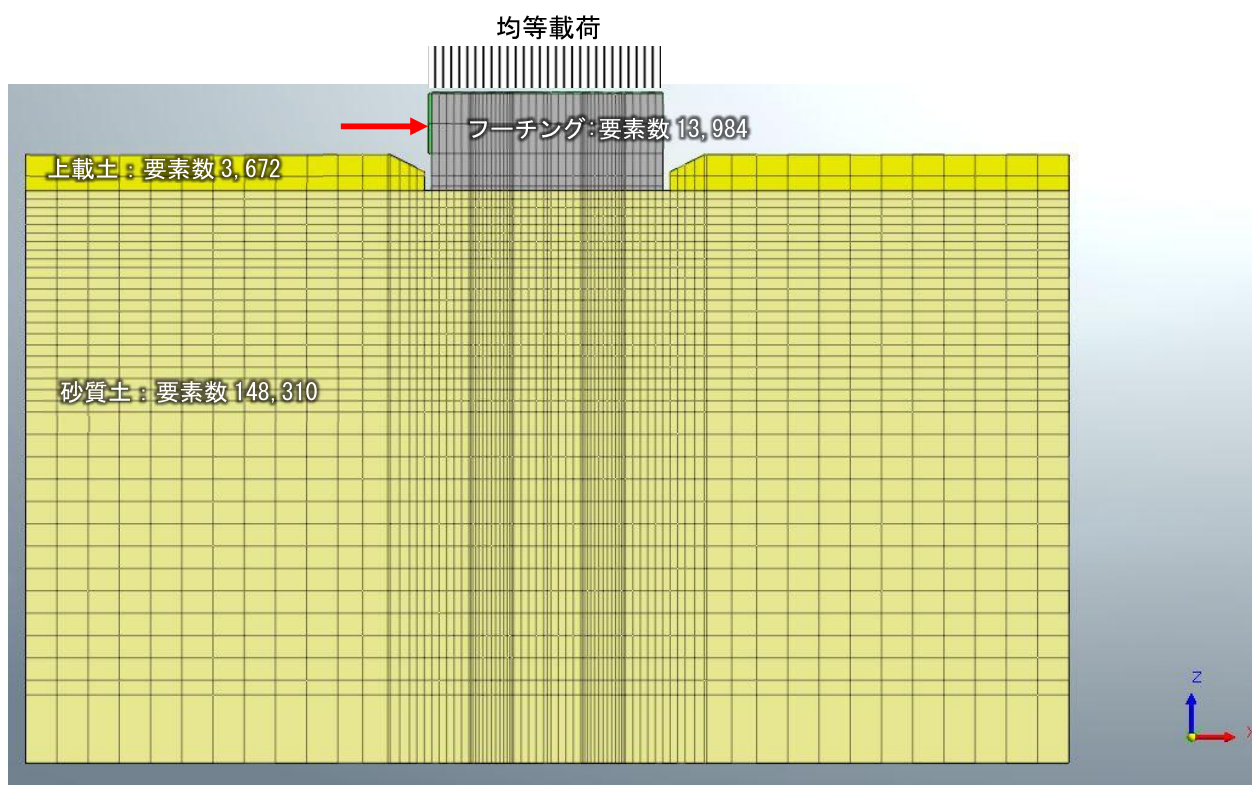


図-4.3.2.15 case3 のメッシュ図 (地盤表示)

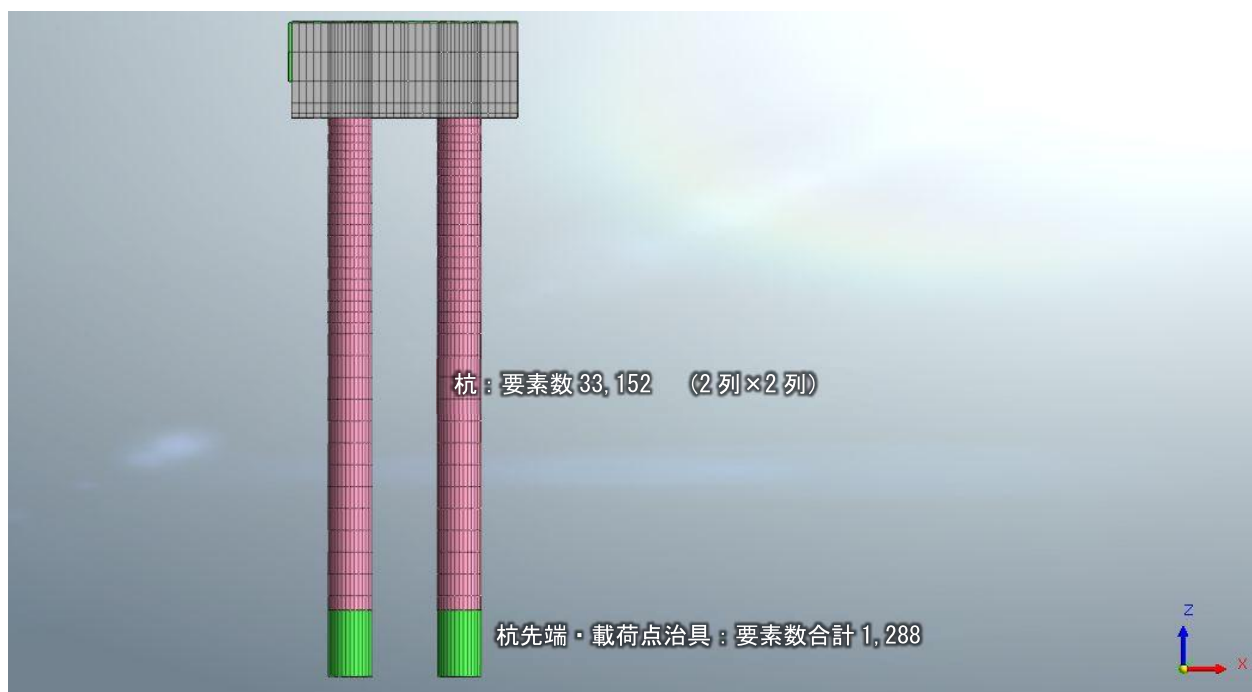


図-4.3.2.16 case3 のメッシュ図 (地盤非表示)

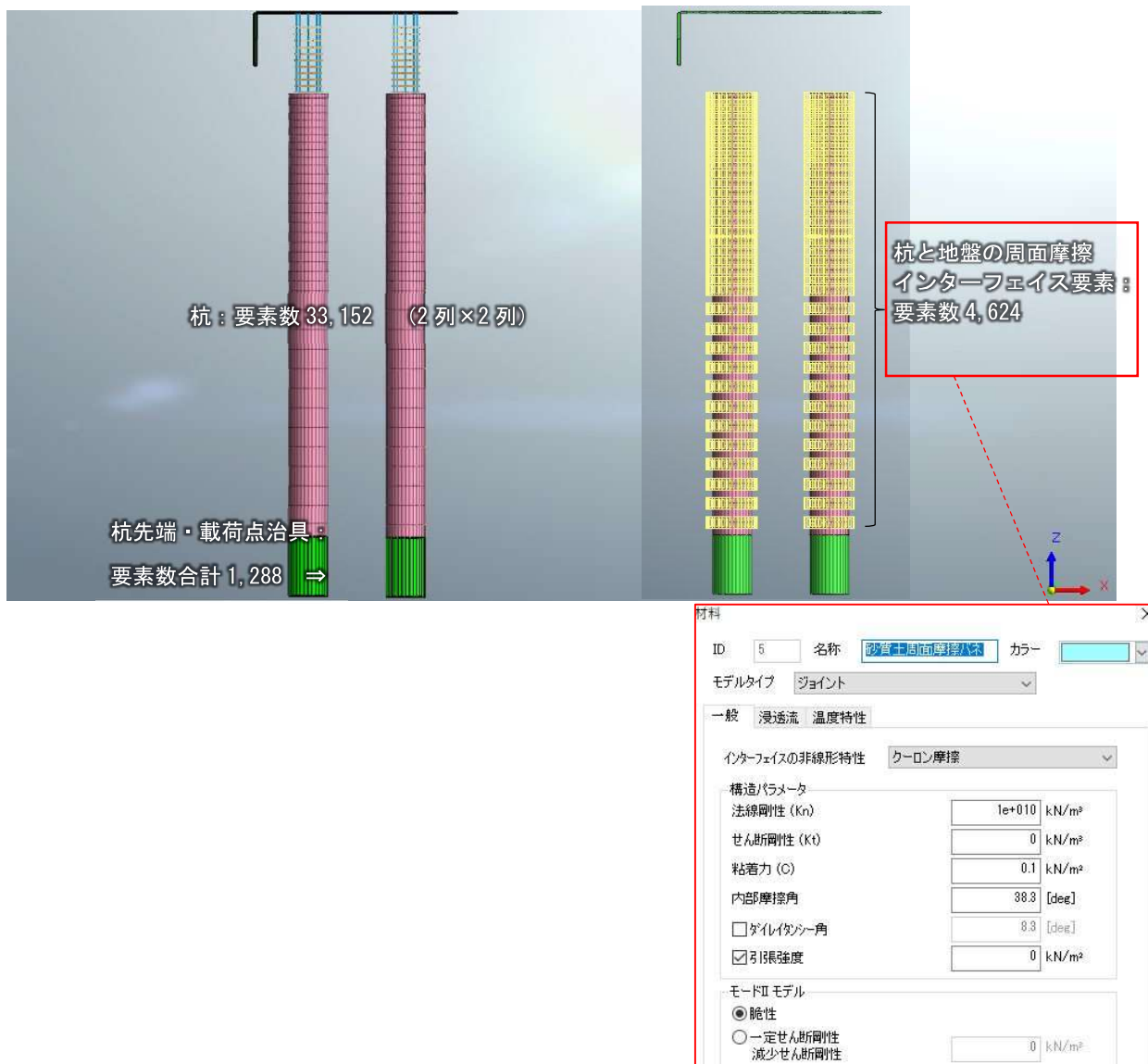


図-4.3.2.17 case3 のメッシュ図 (地盤・フーチング非表示)

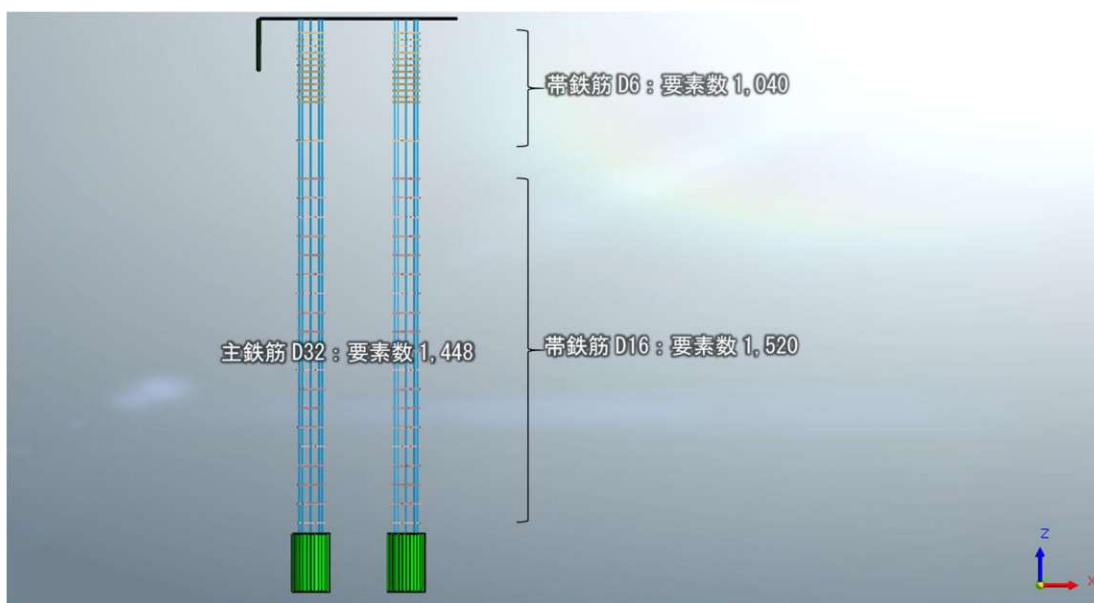


図-4.3.2.18 case3 のメッシュ図 (地盤・フーチング・杭非表示)

(6) 再現解析結果

1) 荷重-変位関係の再現性

荷重-変位関係の再現性については、土槽地盤の構成が同一種類から互層となっている、case3（フーチングと地盤接触）⇒case2（フーチングと地盤との間に隙間 50mm あり）⇒case1（フーチング下面 400mm 厚のセメント改良土）の順に述べる。

i) case3

地盤構成が最もシンプルな case3 に着目すると、図-4.3.2.21 に示すように荷重-変位曲線の初期勾配並びに全体傾向が実験の実測値と概ね一致する。ただし、全体降伏点を超えた後に実験では水平荷重低下が見られることに対し、再現解析ではひび割れ発生による杭供試体のかぶりコンクリートの剥離がモデル化できていないため、水平荷重の明確な低下が見られない。

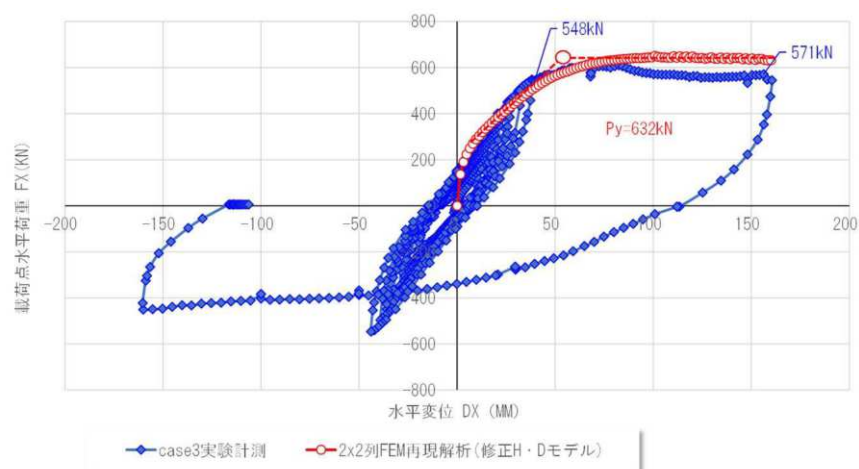


図-4.3.2.21 荷重-変位関係の比較 (case3)

ii) case2

地盤構成が case3 と同様で、フーチングと地盤との間に隙間 50mm が設けられている case2 に着目すると、図-4.3.2.22 に示すように荷重-変位曲線の初期勾配並びに全体傾向が実験の実測値と概ね一致する。ここに、水平荷重について実験では 551kN に達した後にかぶりコンクリートの剥離によるものと思われる理由により、荷重低下が生じているが、解析ではかぶりコンクリートの剥離がモデル化できていないため、水平荷重の明確な低下が見られない。

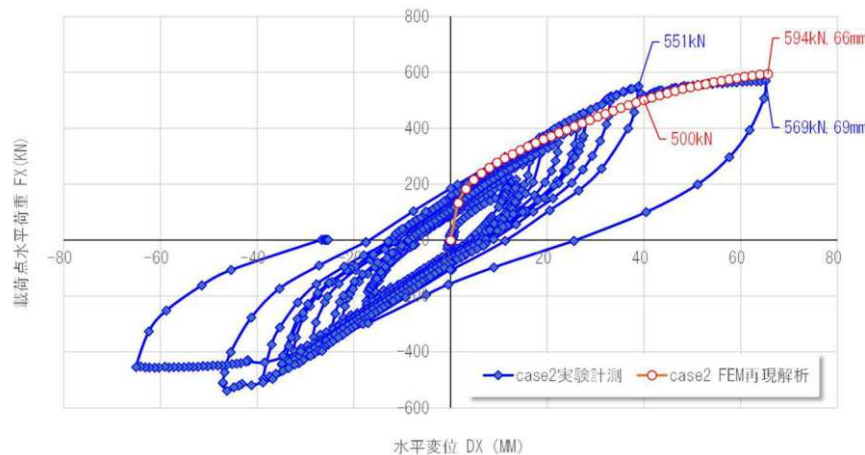


図-4.3.2.22 荷重-変位関係の比較 (case2)

iii) case1

フーチング下面に 400mm 厚のセメント改良土が敷かれている case1 に着目すると、図-4.3.2.23 に示すように荷重-変位曲線の初期勾配が実験の実測値と一致することが確認できた。しかし、実験では載荷点の水平荷重が 601kN に達した後に、供試体全体が降伏しているのに対し、解析では概ね水平荷重 728kN の際に折れ点が見られるが、実験に比べ、水平荷重が 2 倍程度大きい結果となった。

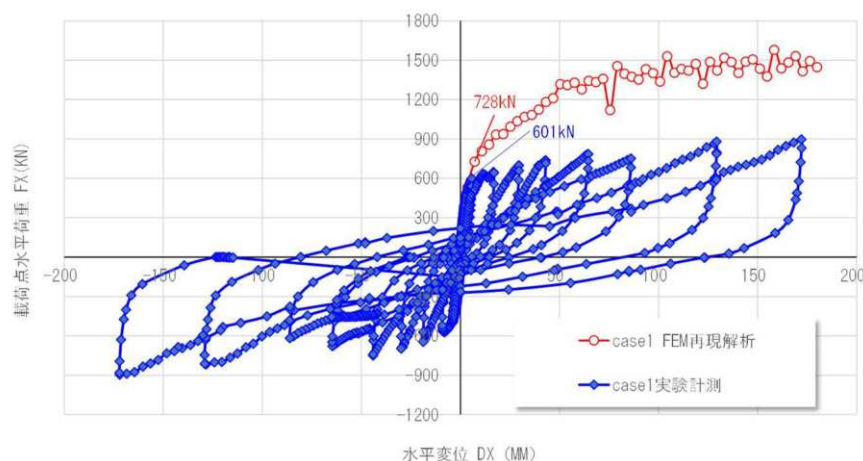


図-4.3.2.23 荷重-変位関係の比較 (case1)

再現解析による水平荷重が実験に比べて大きくなった理由を探るため、セメント改良土の c 、 ϕ を室内試験値より小さく設定し、FEM 解析による検討を実施した。その結果、 $c=50\text{kN/m}^2$ (実験値: 75kN/m^2)、 $\phi=25^\circ$ (実験値: 43°) の場合、解析による P - δ 曲線は図-4.3.2.24 に示すように、水平荷重が低下し、実験結果に近づく結果となった。また、写真-4.3.2.1 に示すように、実験中にセメント改良土が交番荷重の影響により、杭と地盤との間に隙間が発生し、その間に上載土である砂質土が杭の周りに流れ込むため、杭周囲における地盤の抵抗は砂質土の影響を受けていると考えられる。一方、解析では杭周面における地盤の物性値変化がモデル化できないため、結果的に再現解析による荷重-変位関係が実験との間に乖離が生じたと考えられる。

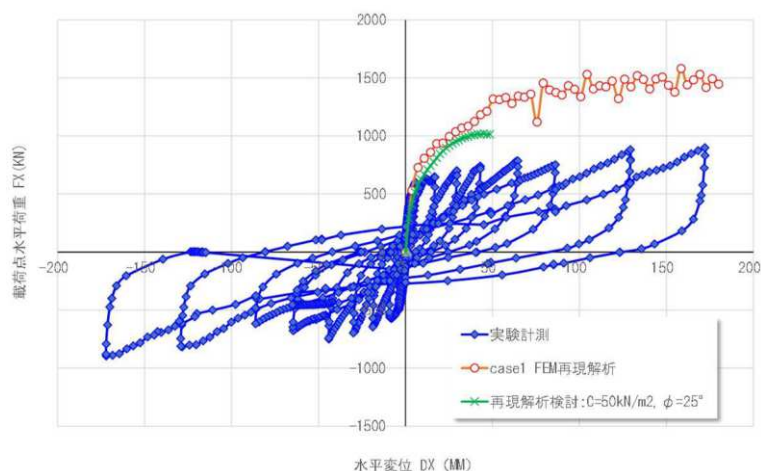


図-4.3.2.24 荷重-変位関係の比較検討 (case1)



写真-4.3.2.1 実験中の様子

2) 鉄筋ひずみの再現性

鉄筋ひずみの再現性については、荷重-変位関係と同様に case3⇒case2⇒case1 の順に整理した。

i) case3

case3 の帯鉄筋ひずみについて、実験による計測値と再現解析による最大値を整理し、図-4.3.2.25 に示す。その結果、深度 0.2～0.4m 深さでともに帯鉄筋が降伏していることが分かる。ここに帯鉄筋のひずみそのものに違いが生じているが、これは実験中に上載土が杭の周りに流れ込むことで、地盤の物性値に変化が生じていたこと、また、実験供試体にひび割れが生じ、かぶりコンクリートの剥離が部分的に生じていたことによる影響であると推定される。

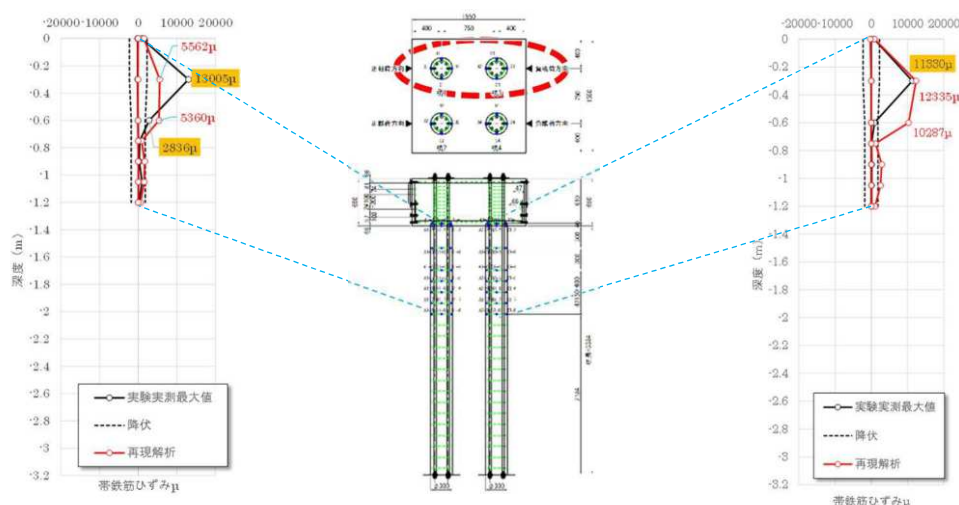


図-4.3.2.25 帯鉄筋ひずみ最大値の比較 (case3)

case3 の主鉄筋ひずみについて、実験による計測値と再現解析による最大値を整理した結果、図-4.3.2.26 に示すように、杭頭付近において主鉄筋がともに降伏していることが分かる。ここに、深さ 0.05m～1.1m 付近において主鉄筋のひずみそのものに違いが生じているが、これは実験供試体にひび割れが生じ、かぶりコンクリートの剥離が供試体降伏後に生じていたことによる影響であると推定される。

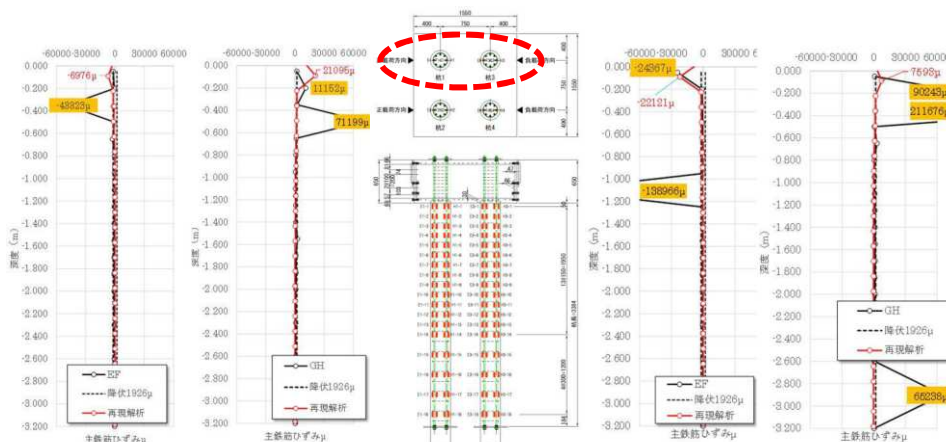


図-4.3.2.26 主鉄筋ひずみ最大値の比較 (case3)

ii) case2

case2 の帯鉄筋ひずみについて、実験による計測値と再現解析による最大値を整理し、図-4.3.2.27 に示す。その結果、深度 0.2～0.6m 深さでともに帯鉄筋が降伏していることが分かる。ここに帯鉄筋のひずみそのものに違いが生じているが、これは実験中に上載土が杭の周りに流れ込むことで、地盤の物性値に変化が生じていたこと、また、実験供試体にひび割れが生じ、かぶりコンクリートの剥離が部分的に生じていたことによる影響であると推定される。

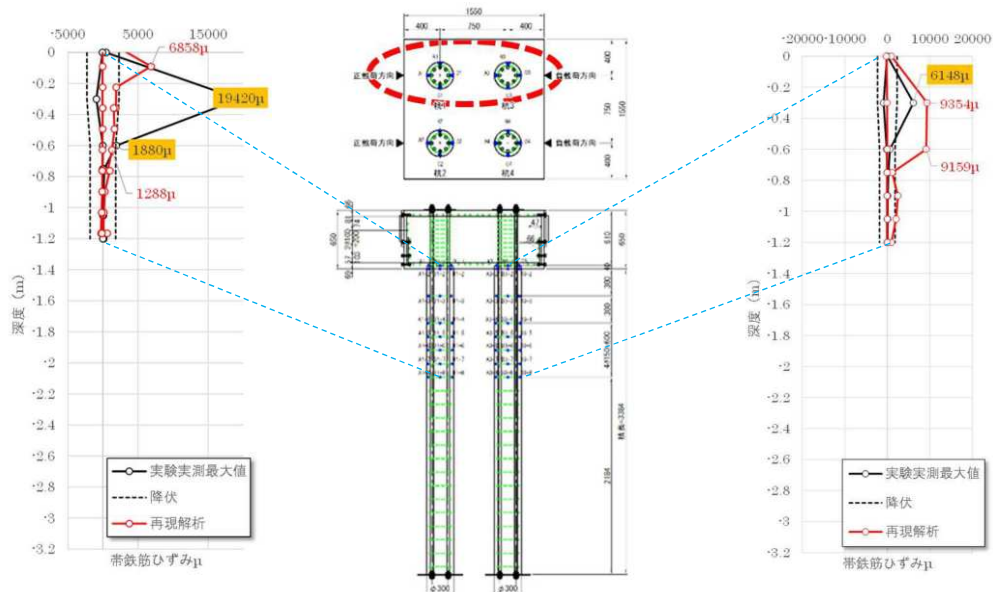


図-4.3.2.27 帯鉄筋ひずみ最大値の比較 (case2)

case2 の主鉄筋ひずみについて、実験による計測値と再現解析による最大値を整理した結果、図-4.3.2.28 に示すように、杭頭付近において主鉄筋がともに降伏していることが分かる。ここに、深さ 0.05m～0.1m 付近において主鉄筋のひずみそのものに違いが生じているが、これは実験供試体にひび割れが生じ、かぶりコンクリートの剥離が供試体降伏後に生じていたことによる影響であると推定される。

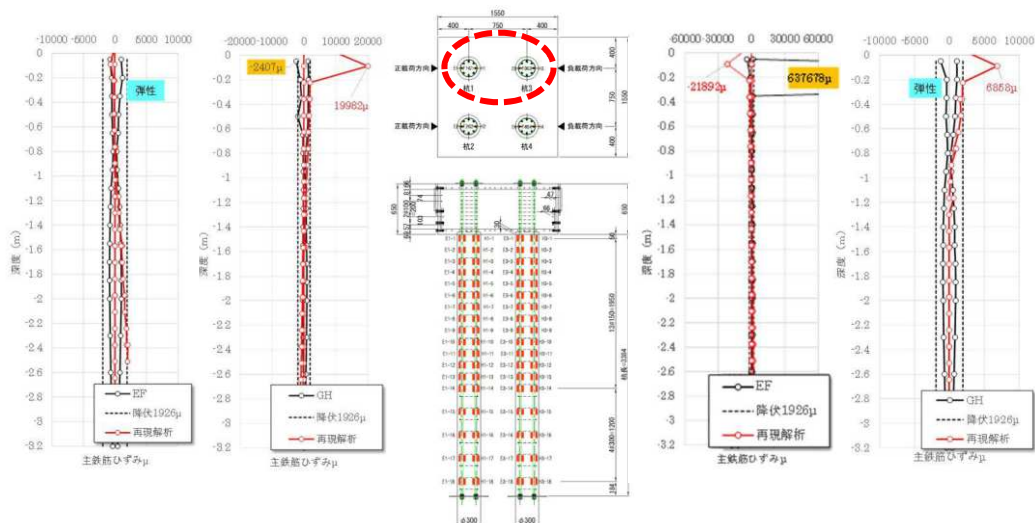


図-4.3.2.28 主鉄筋ひずみ最大値の比較 (case2)

iii) case1

case1 の帯鉄筋ひずみについて、実験による計測値と再現解析による最大値を整理し、図-4.3.2.29 に示す。その結果、深度 0.2~0.4m 深さでともに帯鉄筋が降伏していることが分かる。ここに帯鉄筋のひずみそのものに違いが生じているが、これは実験中に上載土が杭の周りに流れ込むことで、地盤の物性値に変化が生じていたこと、また、実験供試体にひび割れが生じ、かぶりコンクリートの剥離が部分的に生じていたことによる影響であると推定される。

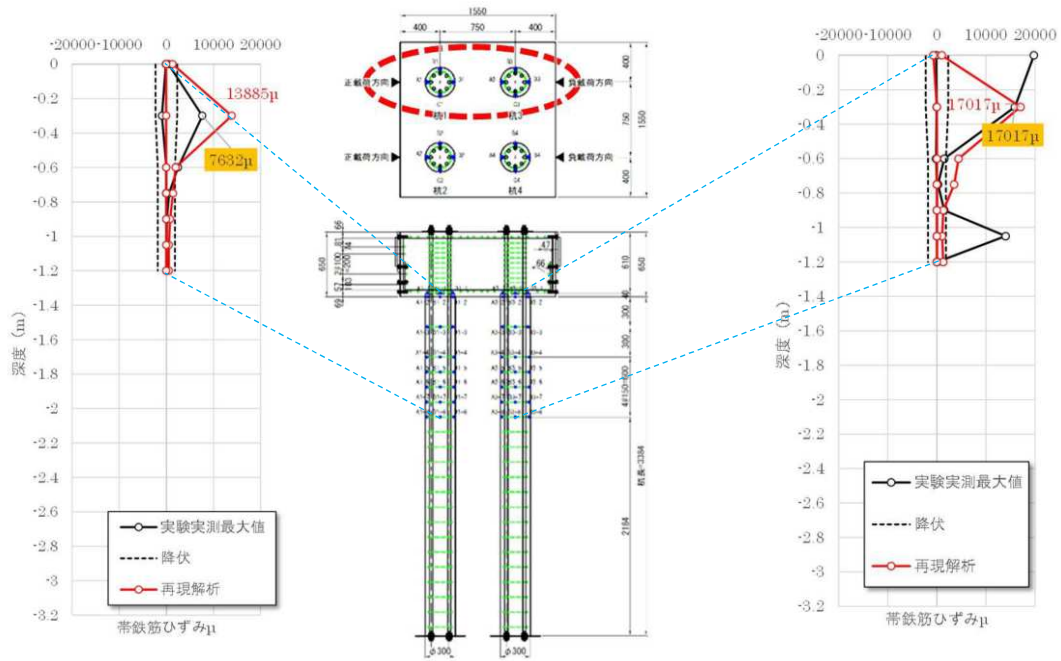


図-4.3.2.29 帯鉄筋ひずみ最大値の比較 (case1)

case1 の主鉄筋ひずみについて、実験による計測値と再現解析による最大値を整理した結果、図-4.3.2.30 に示すように、杭頭付近において主鉄筋がともに降伏していることが分かる。また、断面力の大きい杭頭部付近に着目すると、主鉄筋ひずみの分布の傾向は一致している。

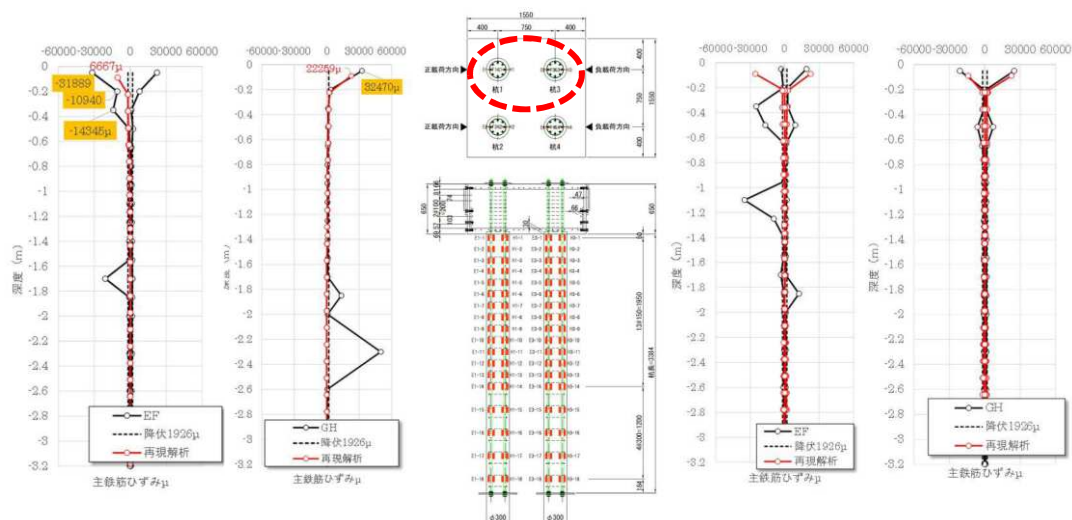
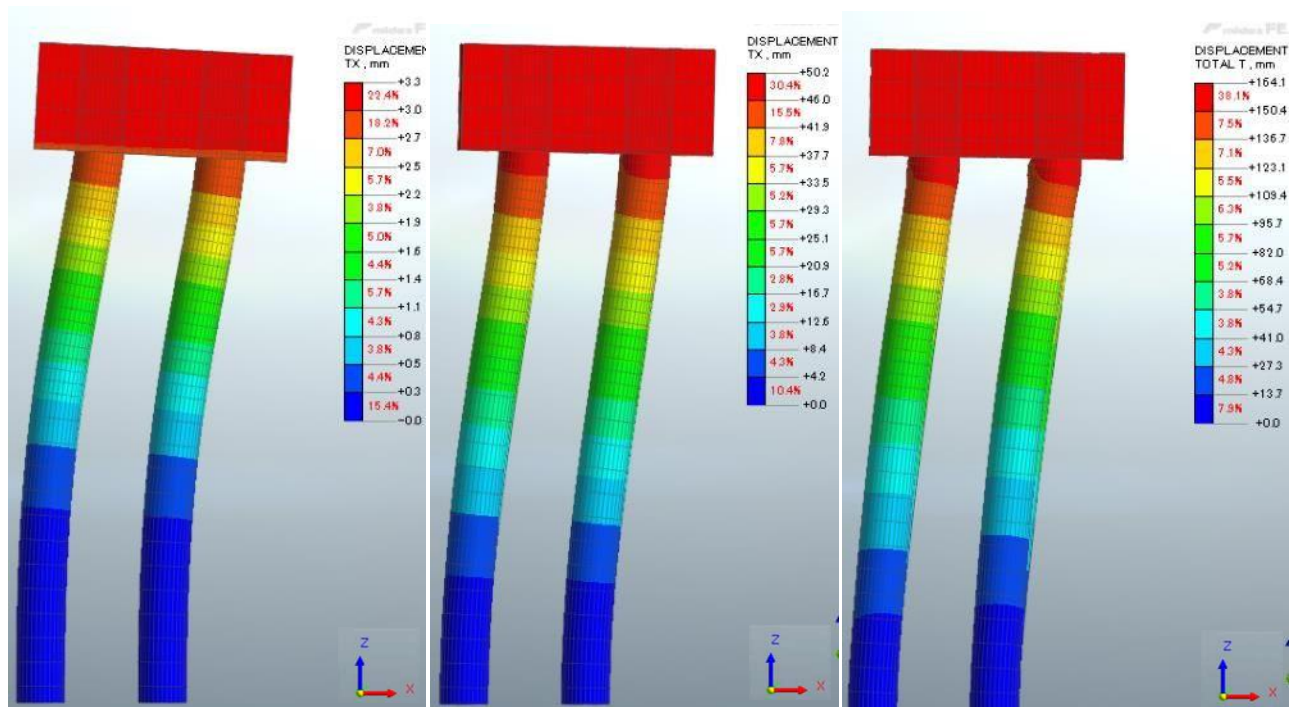


図-4.3.2.30 主鉄筋ひずみ最大値の比較 (case1)

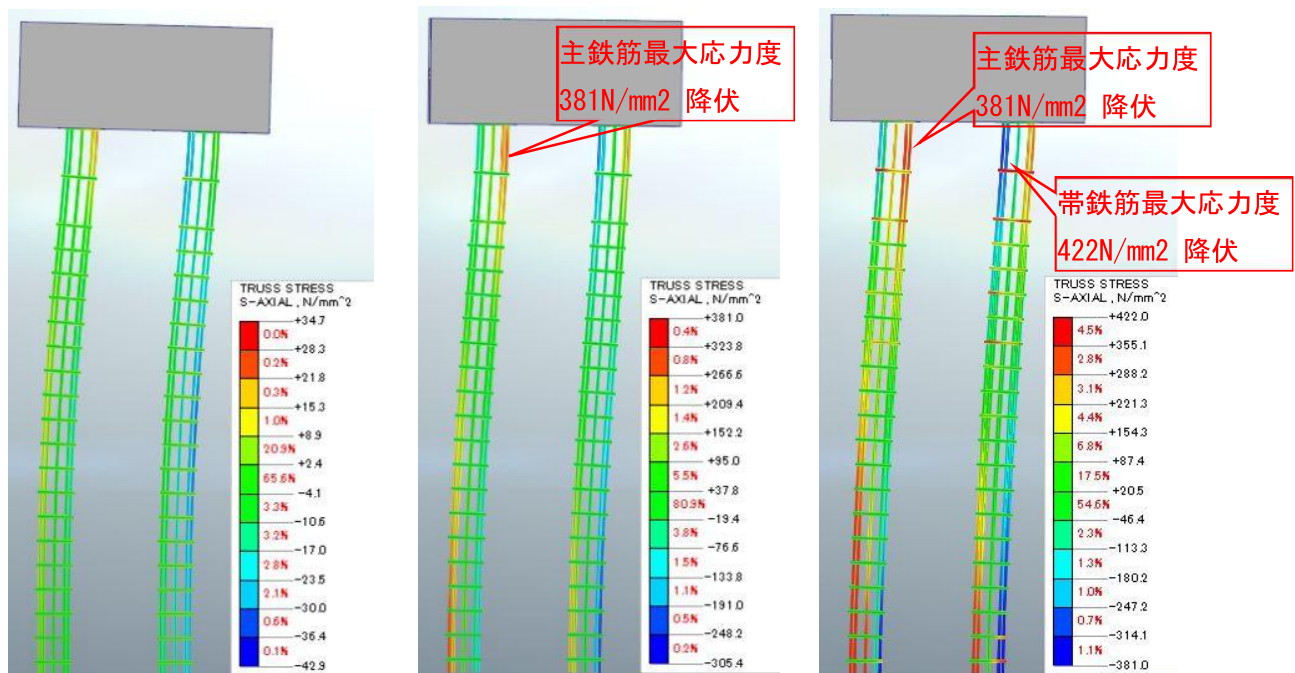
3) 損傷状態の再現性

i) case3

case3 の損傷状態を確認するため、水平変位・鉄筋応力・ひび割れひずみコンター図を整理し、**図-4.3.2.31**～**図-4.3.2.32** に示す。解析の結果、供試体は杭頭付近において最初にひび割れが発生した後に、杭先端に向かって損傷範囲が広がる傾向にある。**図-4.3.2.32** のひび割れコンター図に着目すると、ひび割れが完全に開いている部位は杭頭付近で、**写真-4.3.2.2** に示す実験後に確認できた供試体の損傷状態と傾向が一致する。



(a) 水平変位コンター図



(b) 鉄筋応力コンター図

図-4.3.2.31 水平変位コンター・鉄筋応力コンター図

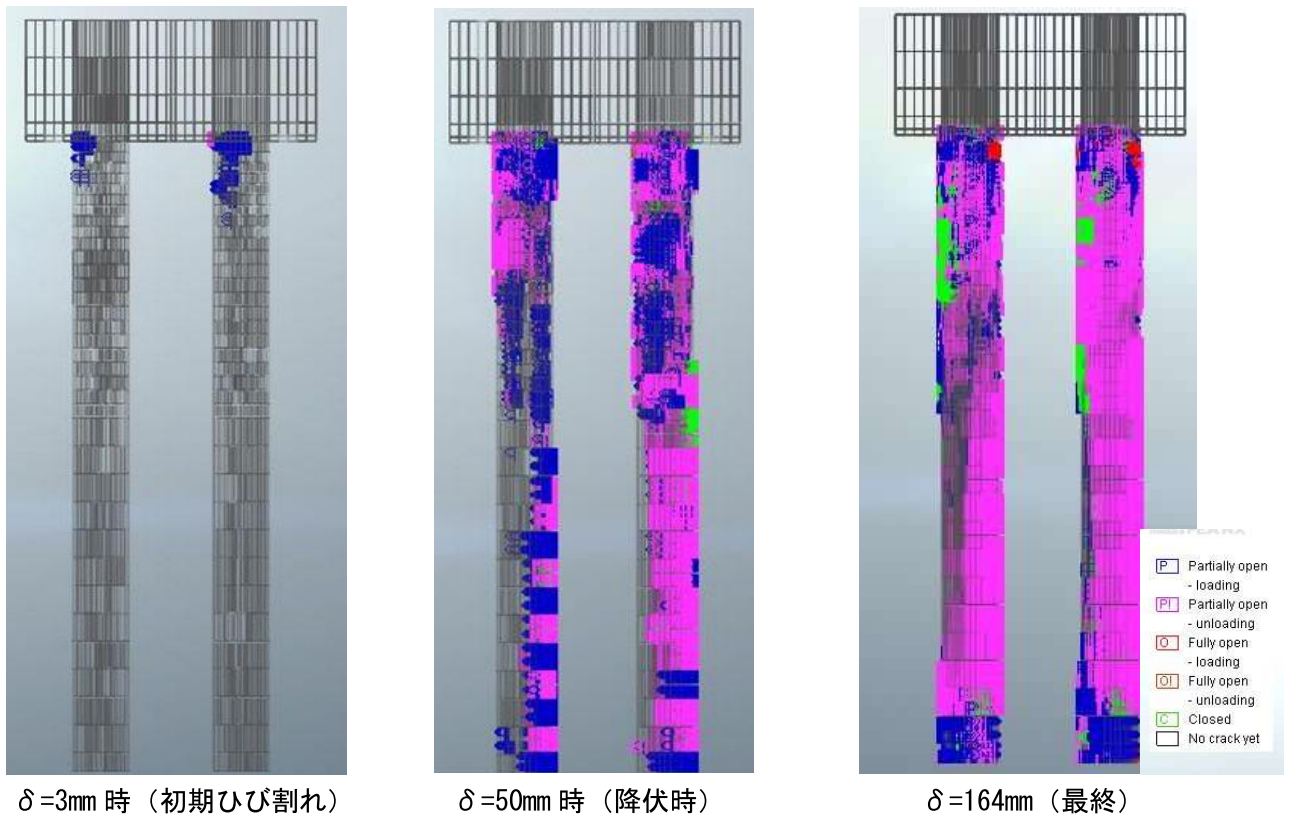


図-4.3.2.32 ひび割れひずみコンター図（赤：完全開き、ピンク・青：部分開き、緑：閉じている部分）

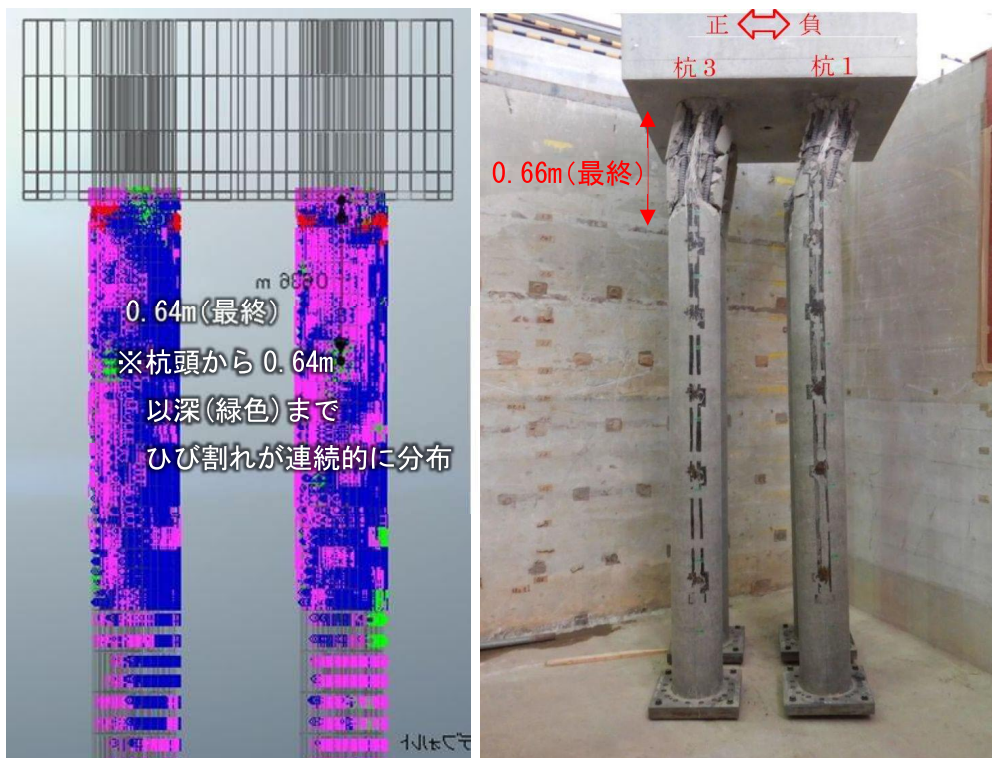
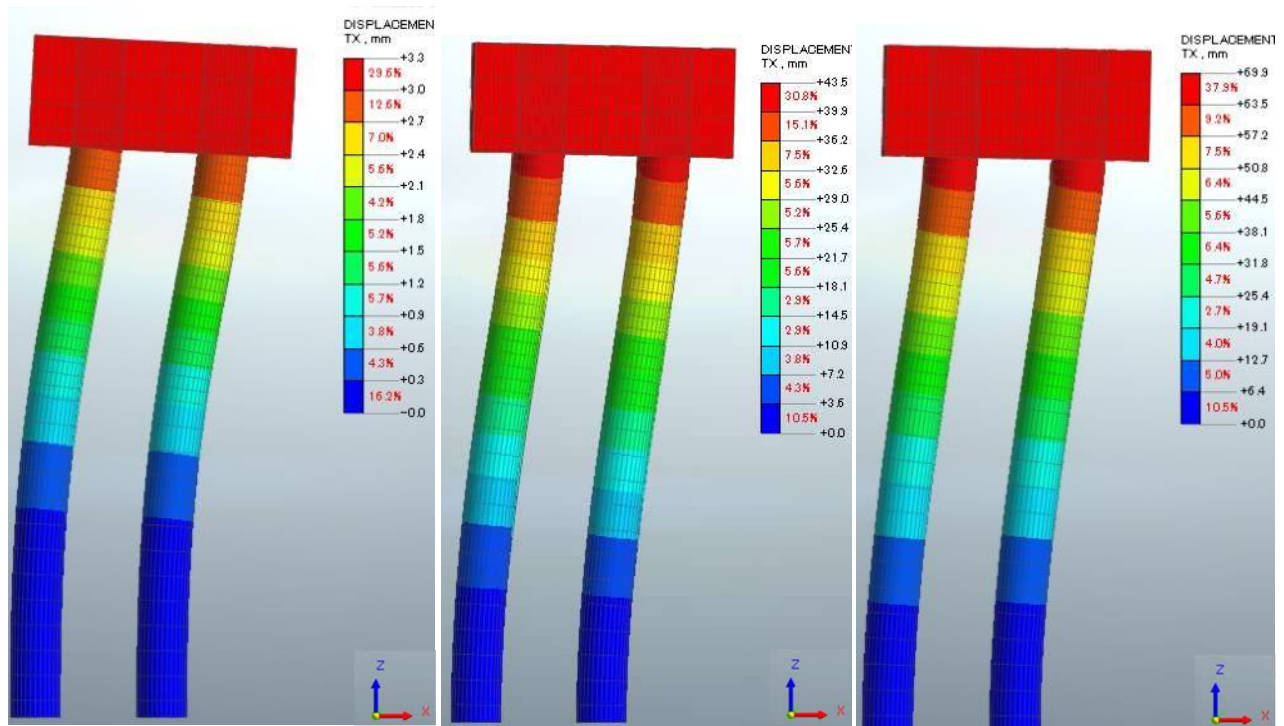


写真-4.3.2.2 実験後の観察結果（case3）

ii) case2

case2 の損傷状態を確認するため、水平変位・鉄筋応力・ひび割れひずみコンター図を整理し、**図-4.3.2.33**～**図-4.3.2.34** に示す。解析の結果、供試体は杭頭付近において最初にひび割れが発生した後に、杭先端に向かって損傷範囲が広がる傾向にある。ただし、**図-4.3.2.34** のひび割れコンター図に着目すると、ひび割れが完全に開いている部位は杭頭付近で、**写真-4.3.2.3** に示す実験後に確認できた供試体の損傷状態と傾向が一致する。

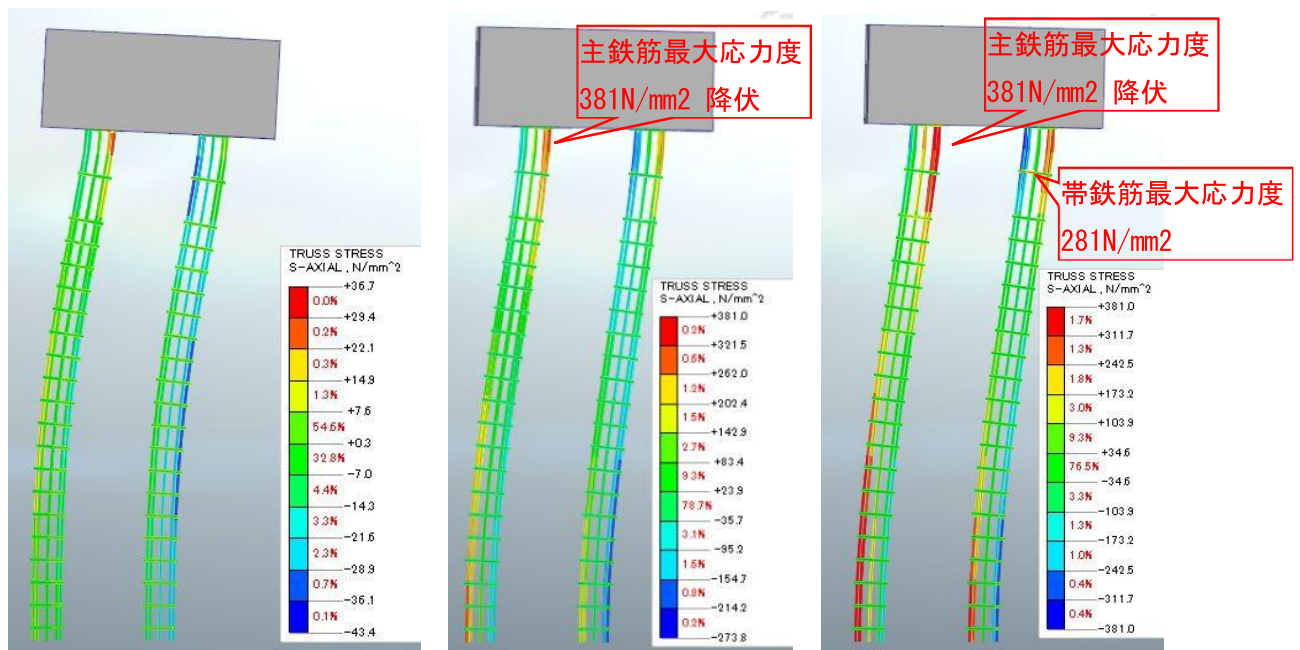


δ = 3mm 時 (初期ひび割れ)

δ = 43.5mm 時 (降伏時)

δ = 69mm

(a) 水平変位コンター図



δ = 3mm 時 (初期ひび割れ)

δ = 43.5mm 時 (降伏時)

δ = 69mm

(b) 鉄筋応力状態コンター図

図-4.3.2.33 水平変位コンター・鉄筋応力コンター図

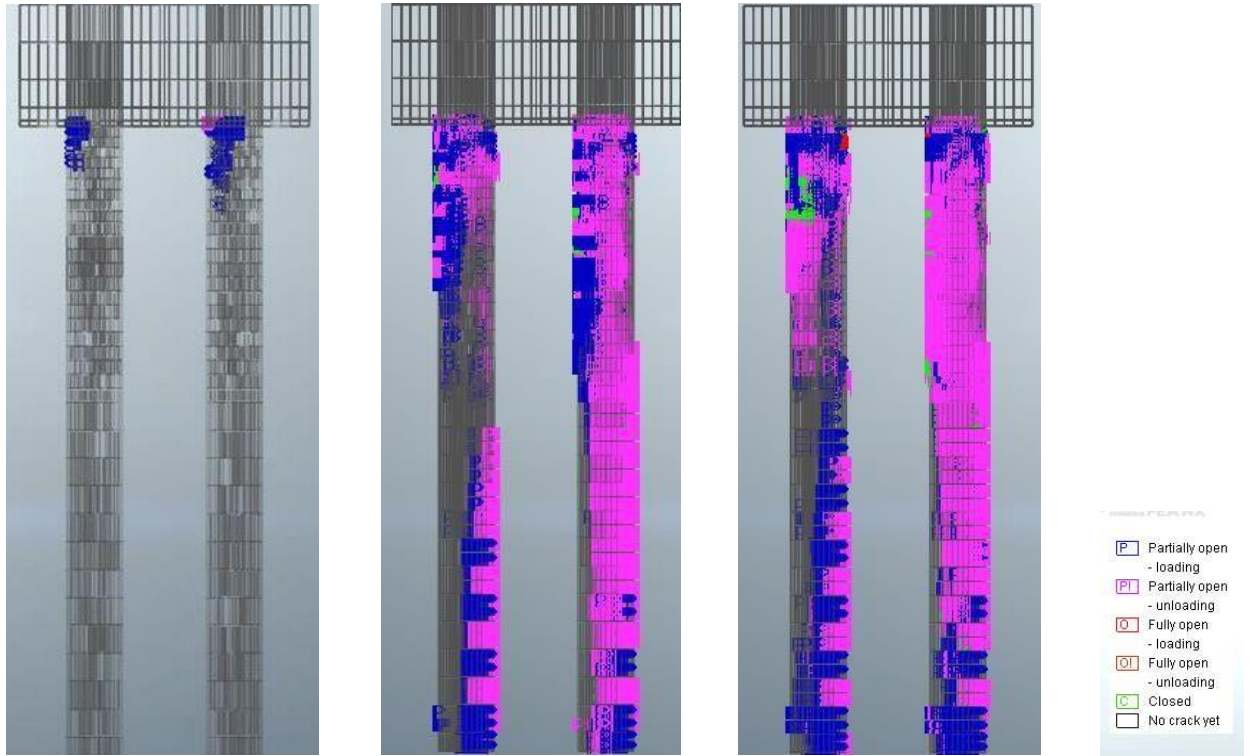


図-4.3.2.34 ひび割れひずみコンター図（赤：完全開き、ピンク・青：部分開き、緑：閉じている部分）

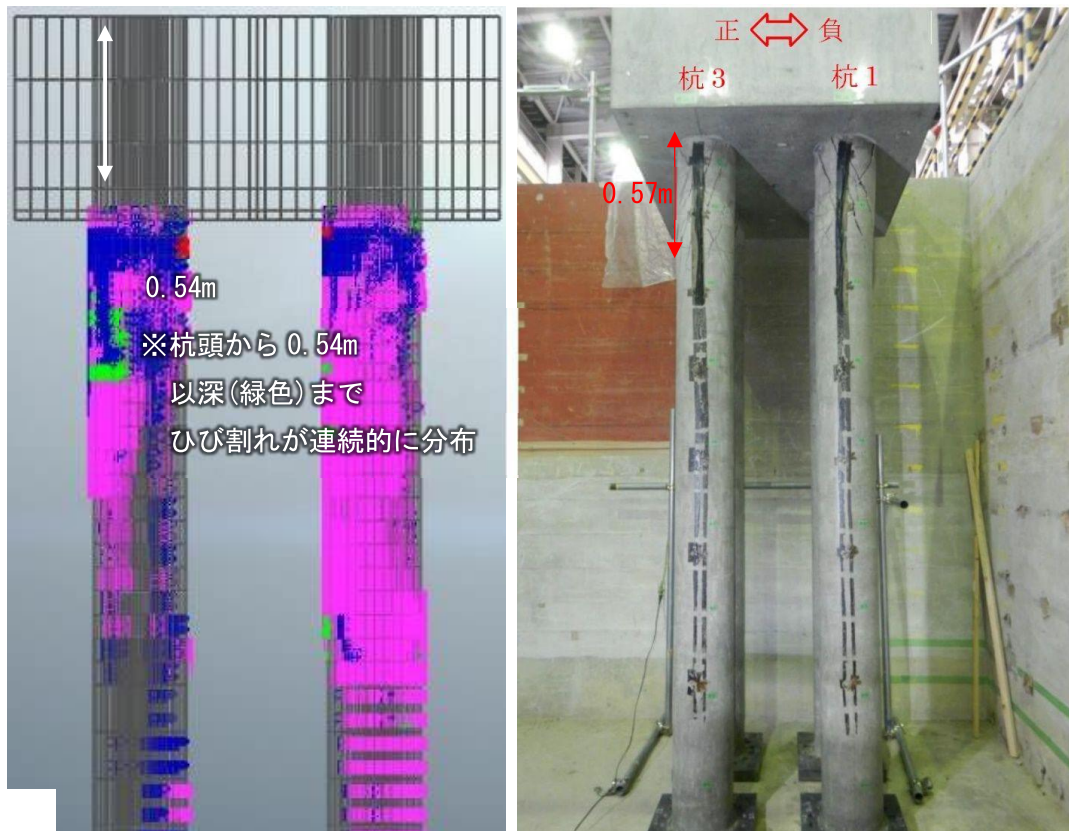
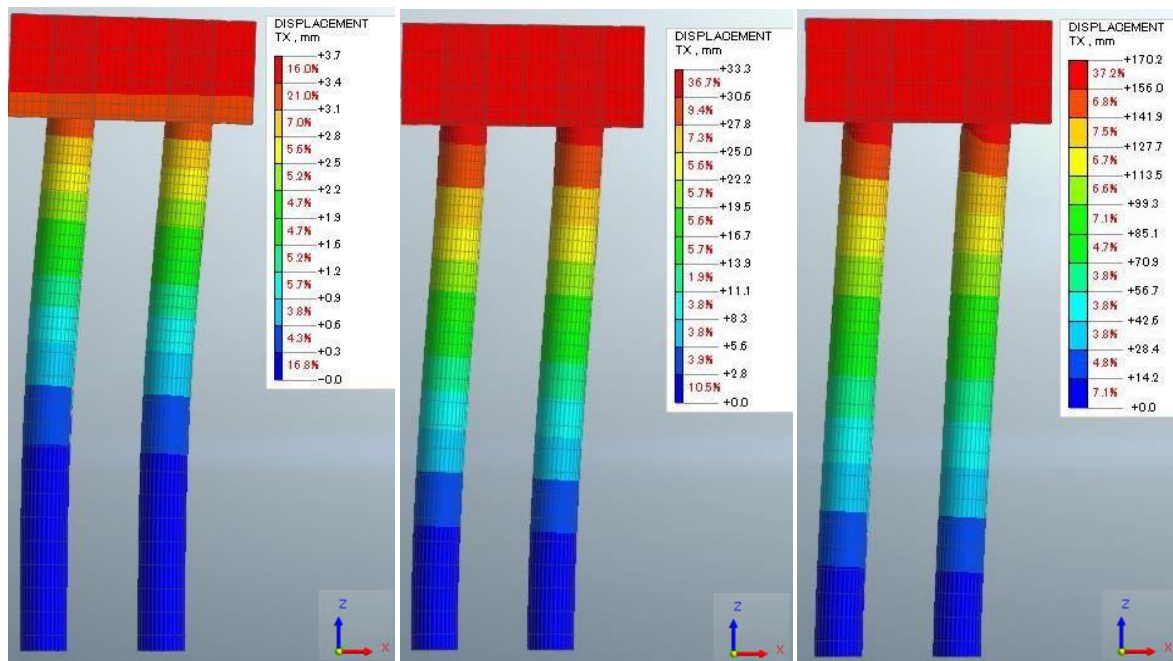


写真-4.3.2.3 実験後の観察結果（case2）

iii) case1

case1 の損傷状態を確認するため、水平変位・鉄筋応力・ひび割れひずみコンター図を整理し、**図-4.3.2.35**～**図-4.3.2.36** に示す。解析の結果、供試体は杭頭付近において最初にひび割れが発生した後に、杭先端に向かって損傷範囲が広がる傾向にある。ただし、**図-4.3.2.36** のひび割れコンター図に着目すると、ひび割れが完全に開いている部位は杭頭付近で、**写真-4.3.2.4** に示す実験後に確認できた供試体の損傷状態と傾向が一致する。

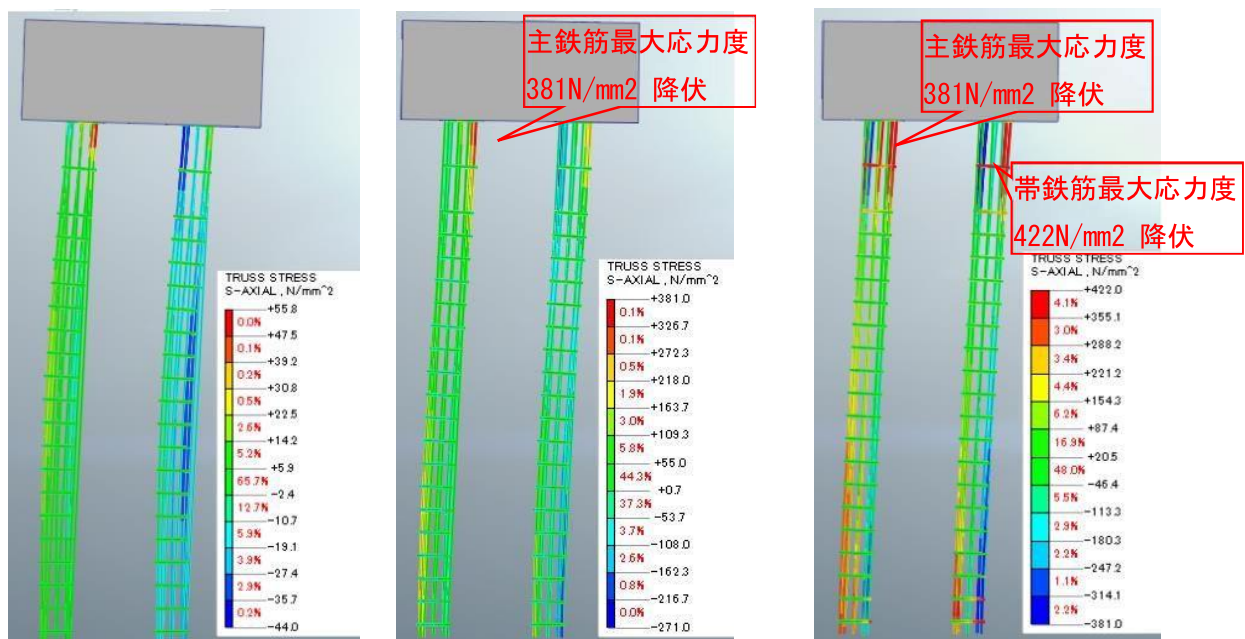


$\delta = 4\text{mm}$ 時（初期ひび割れ）

$\delta = 33\text{mm}$ 時（降伏時）

$\delta = 170\text{mm}$ （最終）

(a) 水平変位コンター図



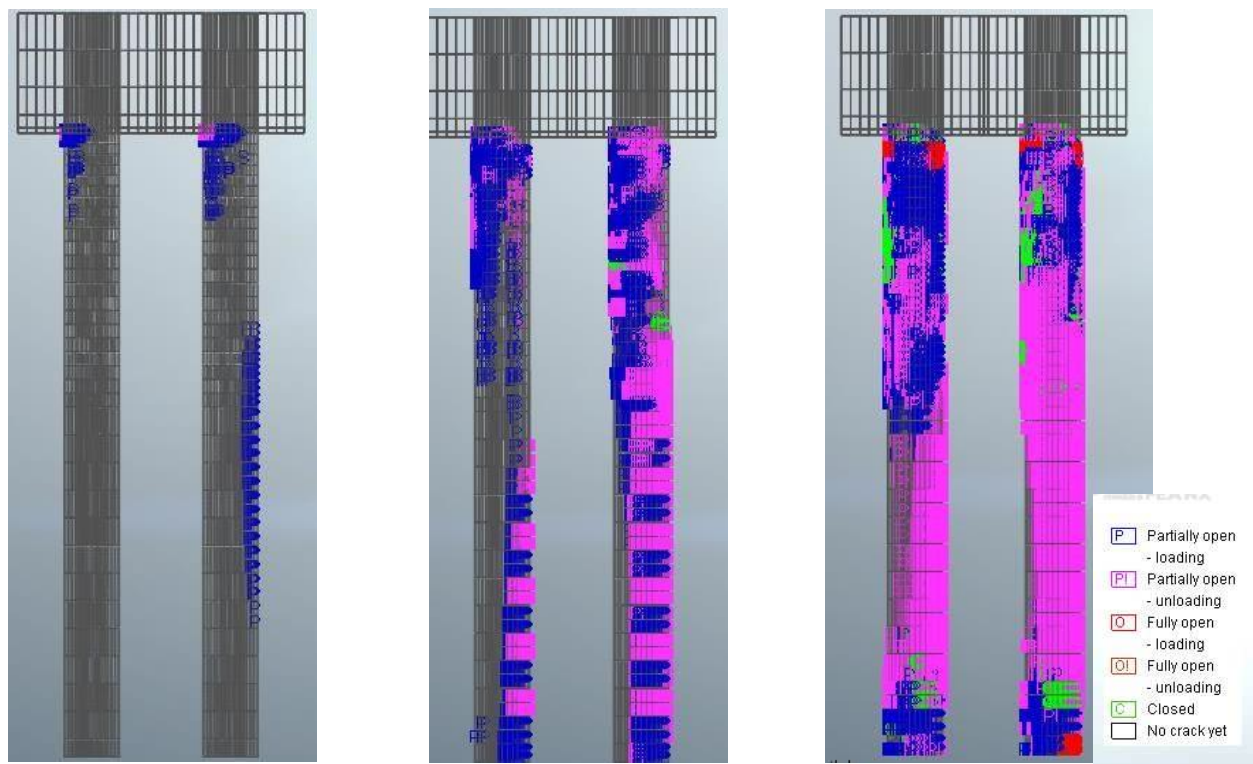
$\delta = 4\text{mm}$ 時（初期ひび割れ）

$\delta = 33\text{mm}$ 時（降伏時）

$\delta = 170\text{mm}$ （最終）

(b) 鉄筋応力コンター図

図-4.3.2.35 水平変位コンター・鉄筋応力コンター図



$\delta = 4\text{mm}$ 時（初期ひび割れ）

$\delta = 33\text{mm}$ 時（降伏時）

$\delta = 170\text{mm}$ （最終）

図-4.3.2.36 ひび割れひずみコンター図（赤：完全開き, ピンク・青：部分開き, 緑：閉じている部分）

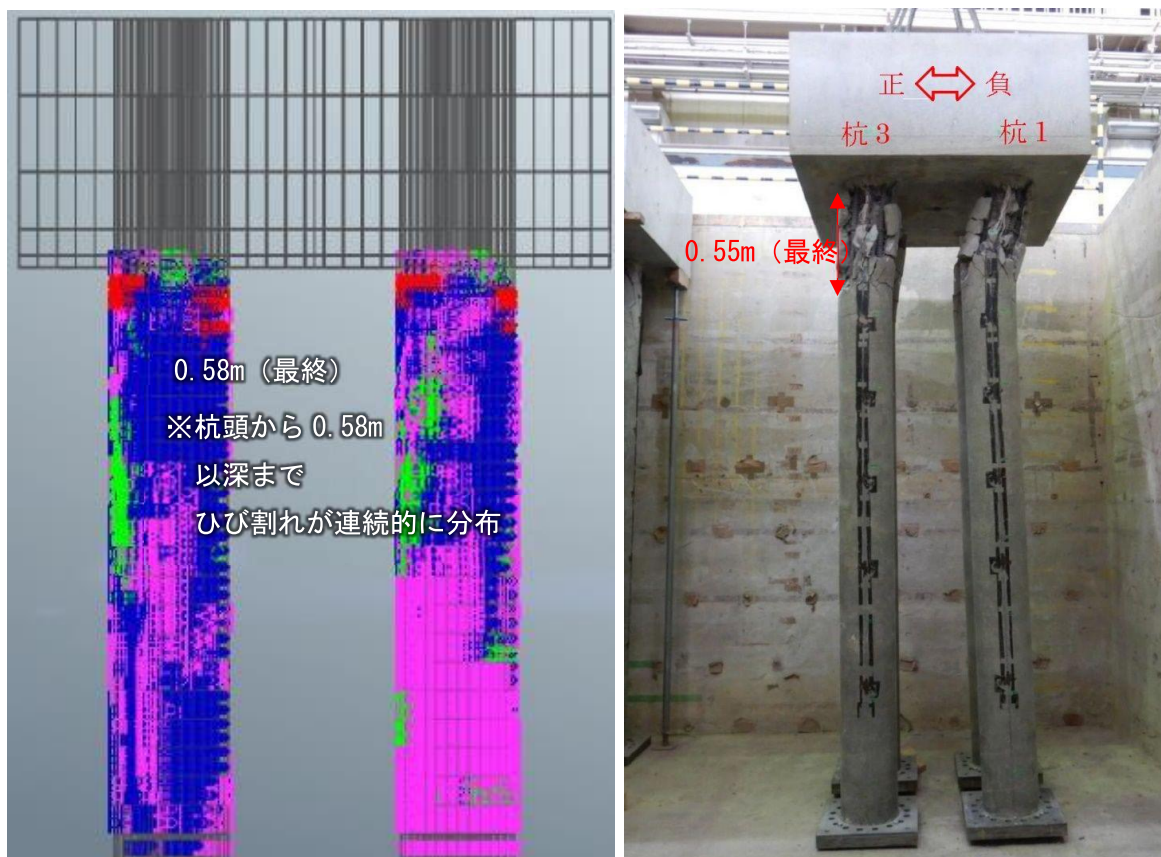


写真-4.3.2.4 実験後の観察結果（case1）

4) 杭先端反力の再現性

杭先端反力についての実験結果と解析結果との比較を図-4.3.2.37に示す。図-4.3.2.37に示すように、杭先端における反力について実験と解析で乖離が見られた。これは、水平変位の増加に伴い偏心曲げモーメントの影響が大きくなり、前杭における杭先端反力が大きくなり（図-4.3.2.38）、実験結果よりも大きな反力となったと考えられる。写真-4.3.2.5に、砂を入れる前の杭先端の治具の設置状況を示す。このように杭先端部のロードセルを介し、杭先端反力を計測しており、砂投入前には、写真-4.3.2.6に示すように、ロードセル周囲を養生し、ロードセル周囲に砂が入り込まないようにした。このことから、実験での杭先端の境界条件は、解析での杭先端の境界条件での杭先端がピン（図-4.3.2.19）と一致していると考えられる。

以上のことから、地盤中の組杭のせん断破壊実験での杭先端反力をFEM解析で再現することは難しいことが分かった。これは、水平変位の増加に伴う偏心曲げモーメントの杭先端反力への影響をFEM解析で再現することが困難であることが原因だと考えられる。

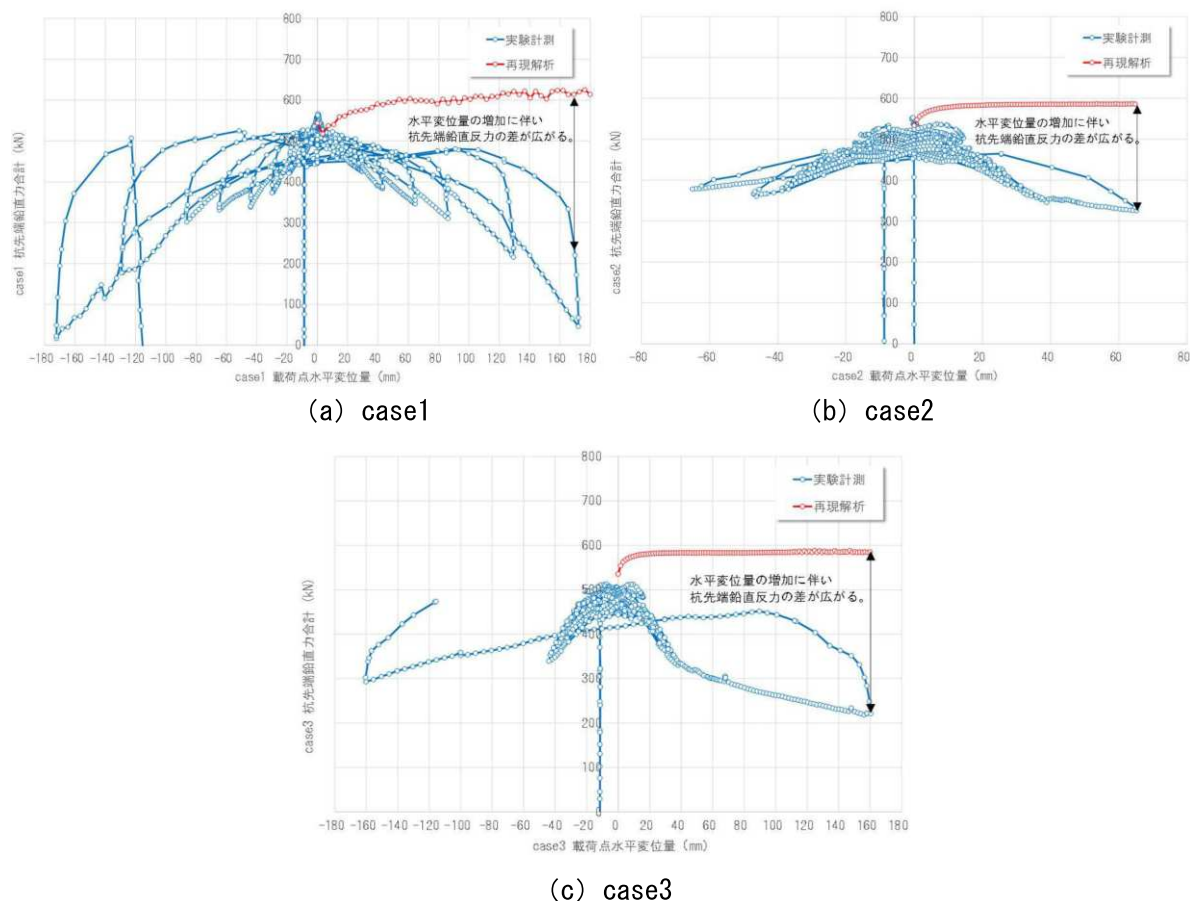
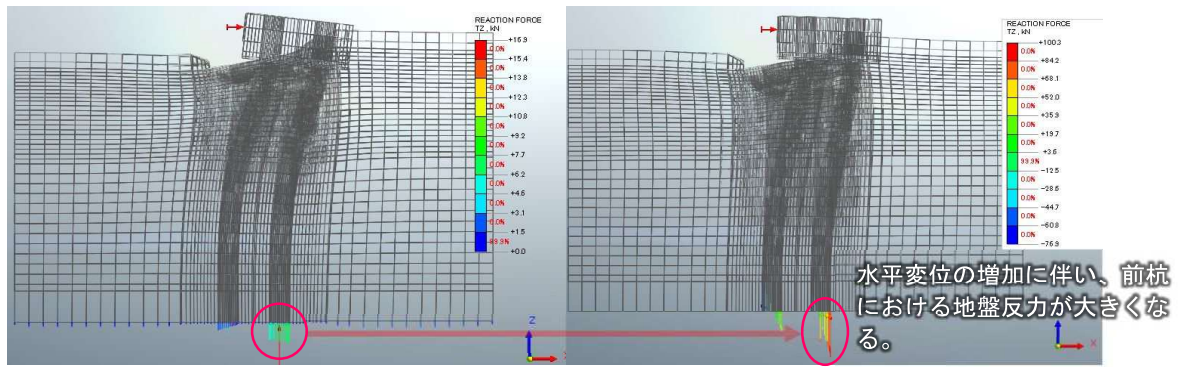


図-4.3.2.37 杭先端における反力の実験結果と再現解析結果との比較



(a) 水平載荷初期

(b) 水平変位 48mm 時

図-4.3.2.38 再現解析による杭先端反力のコンター図 (例: case3)

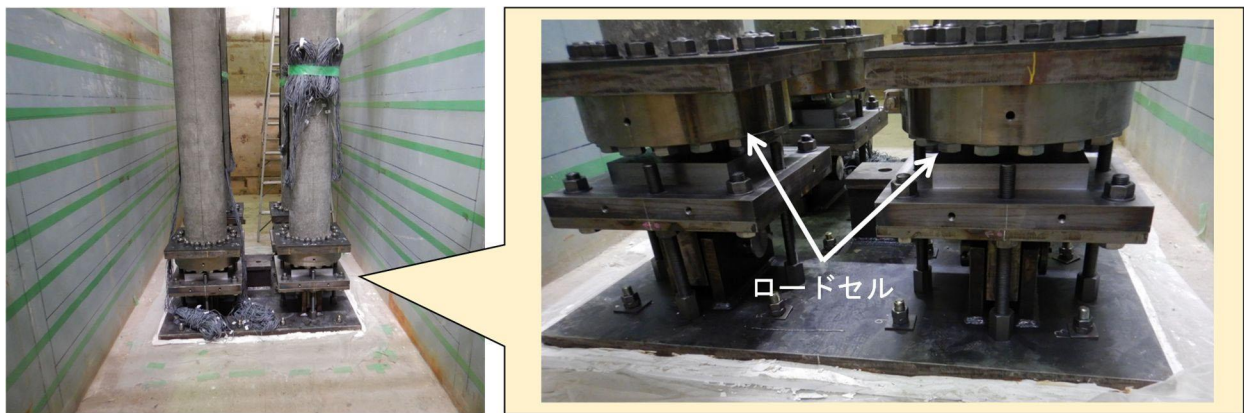


写真-4.3.2.5 砂を入れる前の杭先端の治具の設置状況

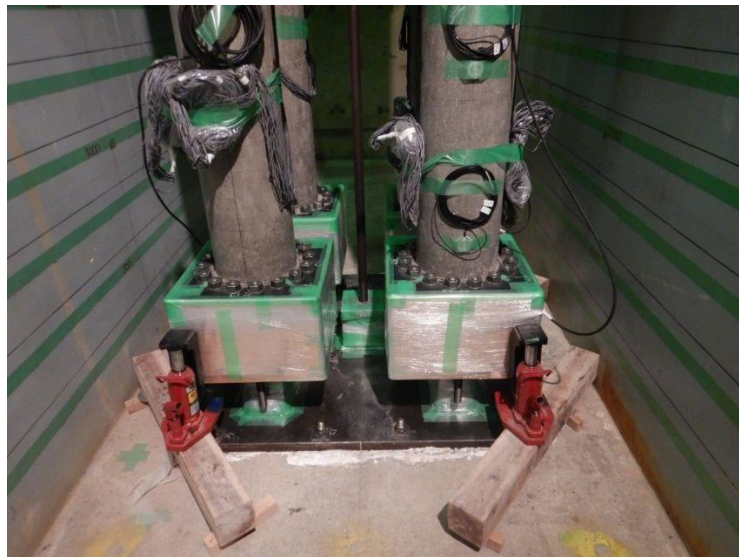


写真-4.3.2.6 砂を入れる前の杭先端のロードセルの養生状況

(7) まとめ

本項での検討結果を要約すると次のとおりである。

再現解析では、載荷点水平力-水平変位、鉄筋ひずみの分布について実験の状況が再現できているため、解析方法の妥当性が確認できたと考えられる。本再現解析では、実験中に砂質土の相対密度が変化することによる鉛直地盤バネ定数の変化を考慮していないが、そのような条件下でも、ある程度の載荷点水平力-水平変位を再現できることが分かった。

ただし、杭先端における反力については、実験結果と解析結果に違いが見られた。これは、水平変位の増加に伴う偏心曲げモーメントの杭先端反力への影響を FEM 解析で再現することが困難であることが原因だと考えられる。

4.3.3 地盤中の組杭の挙動に影響を及ぼす各種要因に着目した解析的検討

(1) 検討の目的

4.3.1 項の実験の供試体はせん断破壊させることを目的としていたため、主鉄筋量を 8.9%程度と実杭よりも多く配置していたことから、厳密には実杭ベースでの検証はできていない。また、供試体コンクリートの強度が実験時に 40N/mm^2 以上まで大きくなっていたため、実杭の破壊形態が実験と同様な形態になるとは限らない。

そこで、4.3.2 項の再現解析の中で最も単純な地盤条件である case3 のモデルをもとに、3 次元 FEM 解析により地盤中の組杭の挙動に各種要因が及ぼす影響を確認した。

(2) 検討ケース

検討は表-4.3.3.1～表-4.3.3.2 に示すように、1)杭諸元(6 ケース)、2)設計年次(2 ケース)、3)地盤条件(3 ケース)、4)寸法効果(1 ケース)に着目し、計 12 ケースを対象に実施した。

1)杭諸元については、case①～⑥にて、杭諸元を、主鉄筋量→帯鉄筋量(杭頭 2D 範囲/杭先端範囲)→コンクリートの材質(SD295)→主鉄筋・帯鉄筋の材質(SD295)の順で変化させ、杭諸元の違いによる影響を確認する。

2)設計年次については、平成 8 年以降に鉄筋材質の規定が変わったことに着目し、case⑦、case⑧は、case⑥を基に主鉄筋および帯鉄筋の材質を変化させることで、設計年次の違いによる影響を確認する。

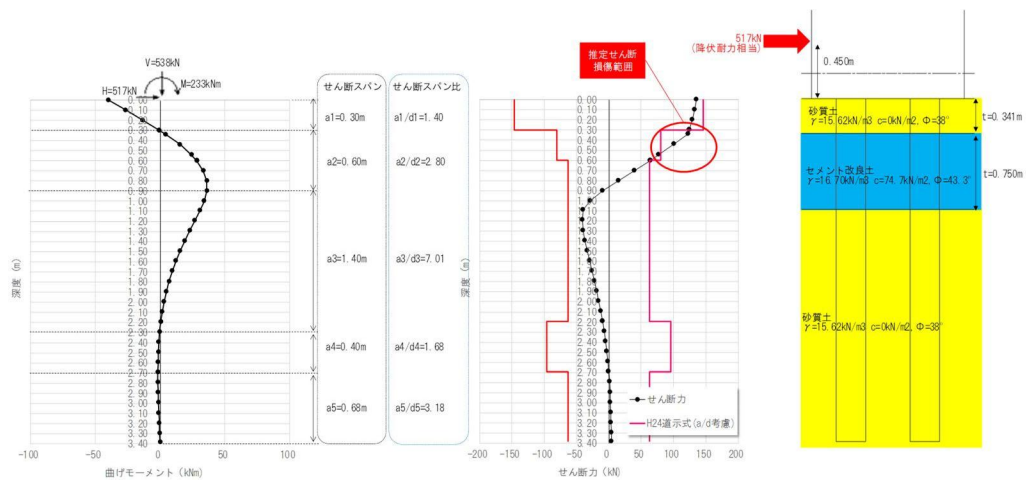
3)地盤条件については、計算上せん断破壊が生じやすいと思われる地盤条件に着目し、case⑨の地盤構成とした。case⑩は、case⑨の地盤条件に対して、主鉄筋・帯鉄筋の材質変化の影響を確認するため、SD295 から SD345 に変更した。case⑫は、実杭スケールでの地盤条件の変化による影響を確認するため、case⑨の地盤層厚を 4 倍にしたケースである。

case⑨の地盤条件の設置にあたり、計算上せん断破壊が生じやすい地盤条件を検討するため、図-4.3.3.1 に示す 3 つのパターンを対象に、はりモデルによる検討を実施した。図-4.3.3.1(b)が計算上せん断照査を満足しない範囲が最も大きくなるため、case⑨の地盤構成とした。硬い粘性土層の厚みは 1/4 スケール供試体では 0.75m 程度(道示に記載される 3m の 1/4 スケール)としている。

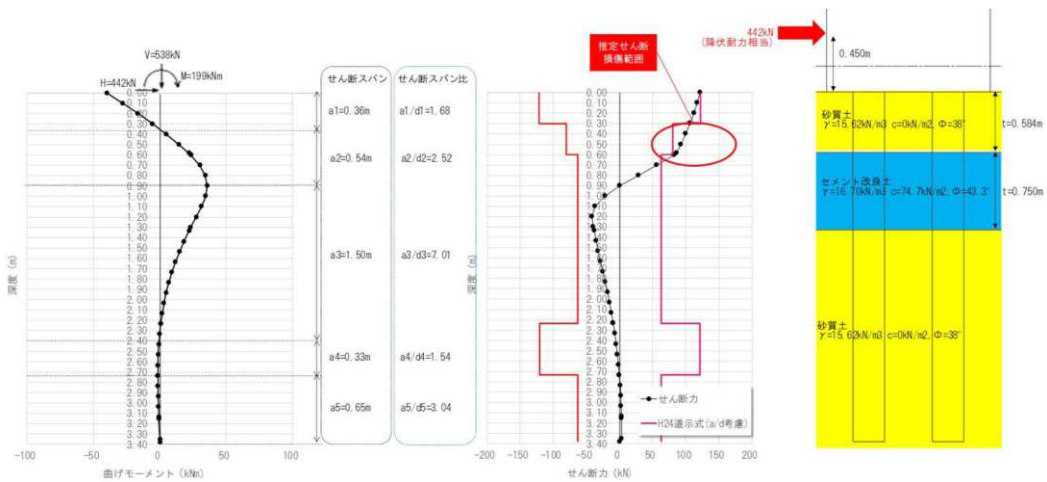
4)寸法効果については、実杭スケールの諸元とした case⑪、case⑫を対象に、寸法効果による影響を確認する。

表-4.3.3.1 土槽実験供試体と実杭諸元の比較並びに検討ケースの着目点

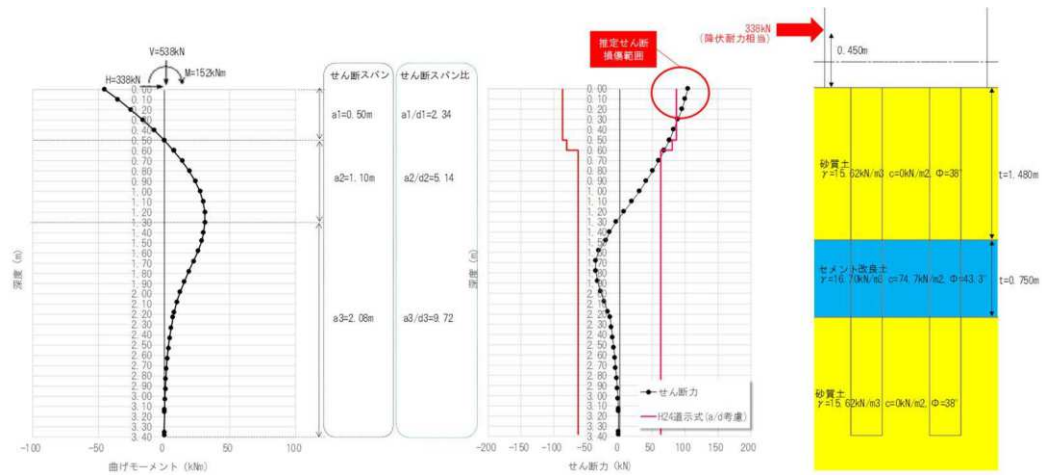
項目		土槽実験(case3)	実杭	着目点	case			
杭本体の構造細目	杭 径	φ 300	主に φ 1000, φ 1200	4) 寸法効果	⑪	杭径 φ 1200,		
	杭 長	3, 384m	—		⑫	杭長 L=13. 6m		
	主鉄筋量		8. 8%	平均 2%	1) 杭諸元	①	主鉄筋量の 影響 Pt=2. 2%	
	帯鉄筋	帯鉄筋量	～2D : D6@300	～2D : @150		②	①+帯鉄筋量(杭頭 2D 範囲)の影響	
			～先端 : D16@150	～先端 : @300		③	case②+帯鉄筋量(～杭 先端範囲)の影響	
		継手 方法	平成 8 年以前： ①5 φ 程度重ね合わせて 両面隅肉溶接 ②フックをつけて定着 または 10 φ 程度重ね 合せてフレアー溶接			平成 8 年以前： ①5 φ 程度重ね合わせ て両面隅肉溶接(20%) ②10 φ 程度重ね合 せてフレアー溶接(16%) ③重ね継手長 30 φ フック なし(34%) ④重ね継手長 35 φ フック なし(27%) ⑤重ね継手長 40 φ フック なし(3%)	④	case③+コンクリート 材質の影響
			平成 14 年以降：重ね 継手長 40 φ フックあり			平成 14 年以降： 重ね継手長 40 φ フックあり	⑤	case④+帯鉄筋材質の 影響
								⑥
使用材料	コンクリート	圧縮強度 40N/mm ² 以上	設計基準強度 24N/mm ²	2) 設計年次				
	鉄筋	主鉄筋降伏点 381N/mm2 帯鉄筋降伏点 422N/mm2	設計年次によって 異なる。 平成 6 年以前主に SD295 が主流				⑦	case⑥+主鉄筋材質(設 計年次:SD345)の影響
			設計年次によって 異なる。 平成 8 年以降主に SD345 が主流		⑧	case⑦+帯鉄筋材質(設 計年次:SD345)の影響		
地盤条件		砂質土のみ	ほぼ互層	3) 地盤条件	⑨	砂質土 0. 584m 粘性土 0. 750m (case1 改良土相当) 砂質土 2. 666m		
						⑩	砂質土 0. 584m 粘性土 0. 750m (case1 改良土相当) 砂質土 2. 666m	
							⑫	砂質土 2. 340m 粘性土 0. 750m (case1 改良土相当) 砂質土 10. 060m



(a) パターン1



(b) パターン2



(c) パターン3

図-4.3.3.1 case⑨の土層地盤構成の検討図

(3) 解析条件

使用プログラム：汎用線形・非線形及び詳細解析ソフトウェア FEA NX (MIDAS)

解析方法：自重解析+静的プッシュオーバー解析

使用要素：有限要素モデルの考え方を表-4.3.3.3に示す。

表-4.3.3.3 使用要素及び適用材料構成則の概要

区 分	使用要素	線形／非線形	適用材料構成則	
コンクリート供試体 (フーチング)	ソリッド要素	線 形 ※実験中損傷がないため	—	
コンクリート 供試体(杭)	ソリッド要素	非線形	引張挙動	Hordijk モデル
			圧縮挙動	放物線モデル
			せん断 伝達特性	Al-Mahaidi モデル
載荷/固定治具	ソリッド要素	線 形	剛体	
杭主鉄筋・帯鉄筋	埋込鉄筋要素	非線形	Von-Mises 則	
上載土	ソリッド要素	上載土:線形	土槽地盤に対する鉛直載荷の 影響を考慮するため	
土槽地盤	ソリッド要素	非線形	砂質土	修正 Hardin-Drnevich モデル
			セメント 改良土	Mohr-Coulomb モデル
要素間	面インターフェース要素	非線形	Mohr-Coulomb モデル	

(4) 材料条件及び材料モデル

1) 材料条件

解析における材料定数は、表-4.3.3.4～表-4.3.3.6に示す通りに設定した。

表-4.3.3.4 コンクリートの材料定数

ケース	区分	フーチングコンクリート(線形)					杭体コンクリート(非線形)						
		単位重量	弾性係数	ポアソン比	最大粗骨材	圧縮強度	単位重量	弾性係数	ポアソン比	最大粗骨材	圧縮強度	引張強度	破壊エネルギー
		ρ (kN/m ³)	E (kN/mm ²)	ν	d (mm)	fck (N/mm ²)	ρ (kN/m ³)	E (kN/mm ²)	ν	d (mm)	fck (N/mm ²)	ft (N/mm ²)	G (N/mm)
case①	杭	23	24.53	0.178	20	38.75	23	23.90	0.170	20	43.30	2.95	0.095
case②	杭	23	24.53	0.178	20	38.75	23	23.90	0.170	20	43.30	2.95	0.095
case③	杭	23	24.53	0.178	20	38.75	23	23.90	0.170	20	43.30	2.95	0.095
case④	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑤	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑥	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑦	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑧	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑨	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑩	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑪	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078
case⑫	杭	23	25.00	0.167	20	24.00	23	25.00	0.167	20	24.00	1.91	0.078

表-4.3.3.5 鉄筋の材料定数

ケース	区分	鉄筋(非線形)														
		杭主鉄筋					杭帯鉄筋1					杭帯鉄筋2				
		単位重量	呼び径	弾性係数	降伏点	ポアソン比	単位重量	呼び径	弾性係数	降伏点	ポアソン比	単位重量	呼び径	弾性係数	降伏点	ポアソン比
		ρ (kN/m3)	A	E (kN/mm2)	σ_{sy} (N/mm2)	ν	ρ (kN/m3)	A	E (kN/mm2)	σ_{sy} (N/mm2)	ν	ρ (kN/m3)	A	E (kN/mm2)	σ_{sy} (N/mm2)	ν
case①	杭	77	D16	193	381.0	0.3	77	D6	185	422.0	0.3	77	D16	199	364.0	0.3
case②	杭	77	D16	193	381.0	0.3	77	D6	185	422.0	0.3	77	D16	199	364.0	0.3
case③	杭	77	D16	193	381.0	0.3	77	D6	185	422.0	0.3	77	D6	185	422.0	0.3
case④	杭	77	D16	193	381.0	0.3	77	D6	185	422.0	0.3	77	D6	185	422.0	0.3
case⑤	杭	77	D16	193	381.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3
case⑥	杭	77	D16	200	295.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3
case⑦	杭	77	D16	200	345.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3
case⑧	杭	77	D16	200	345.0	0.3	77	D6	200	345.0	0.3	77	D6	200	345.0	0.3
case⑨	杭	77	D16	200	295.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3	77	D6	200	295.0	0.3
case⑩	杭	77	D16	200	345.0	0.3	77	D6	200	345.0	0.3	77	D6	200	345.0	0.3
case⑪	杭	77	D32	200	295.0	0.3	77	D16	200	295.0	0.3	77	D16	200	295.0	0.3
case⑫	杭	77	D32	200	295.0	0.3	77	D16	200	295.0	0.3	77	D16	200	295.0	0.3

表-4.3.3.6 地盤の材料定数

			砂質土（鹿島砂）	セメント改良土
			case3 に準拠	case1 に準拠
最大密度	ρ_{dmax}	g/cm ³	1.717	—
最小密度	ρ_{dmin}	g/cm ³	1.467	—
平均密度	ρ_{dave}	g/cm ³	1.593	1.736
平均相対密度	Dr	%	54.2	—
変形係数(4×実験値)	E0	kN/m ²		281,000
粘着力	C	kN/m ²	0.09	74.7
内部摩擦角	ϕ	°	38.3	43.3

2) 材料モデル

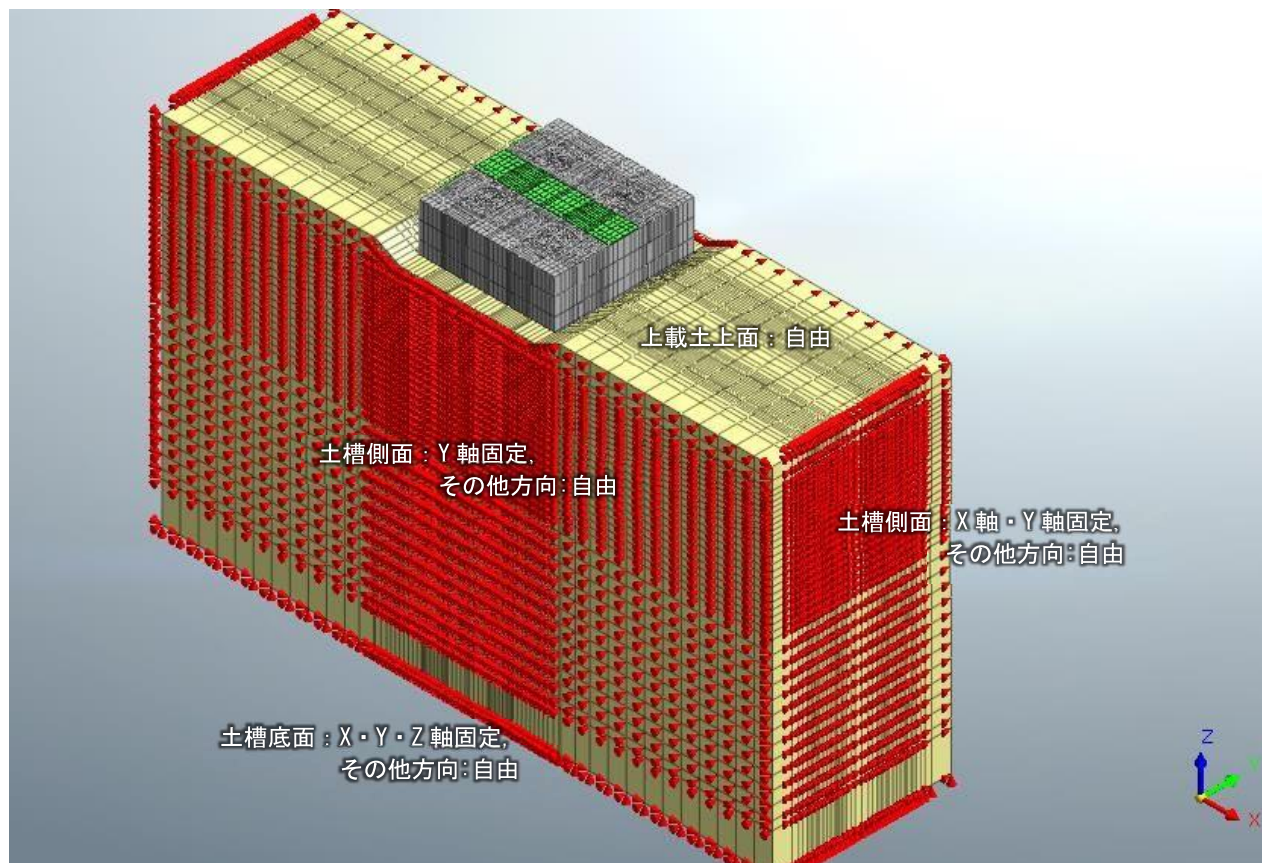
解析に用いる各材料モデルについては、4.3.2 (2) 2) ii) を参照されたい。

コンクリートのひび割れモデルは、再現解析でのモデルと同様、「分散ひび割れモデル」を用いた。地盤の材料構成則は、砂質土については、土槽実験case3をもとに、動的繰り返し三軸試験が行われた室内試験の結果を反映し、再現解析時と同じ双曲線型の修正H-Dモデルを材料構成則として用い、セメント改良土については、層厚が薄く、粘着力と内部摩擦角により決まるせん断強度が実験結果及び再現解析の精度に影響が大きいと考えられることから、土砂のせん断強度を表現するため、材料構成則としてモール・クーロンの破壊条件を適用するものとした。

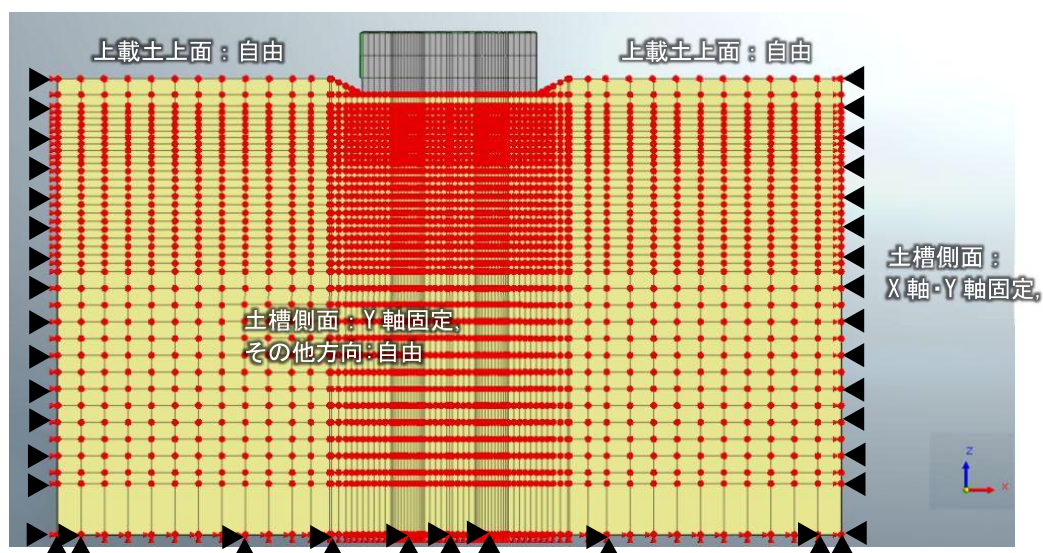
(5) 境界条件・载荷条件

1) 境界条件（自重解析・プッシュオーバー解析時）

解析時の境界条件は実験に合わせるものとして、その詳細を図-4.3.3.14に示す。また、杭体と地盤はインターフェイス要素により繋ぐため、境界条件を別途設けない。



(a) 立体図

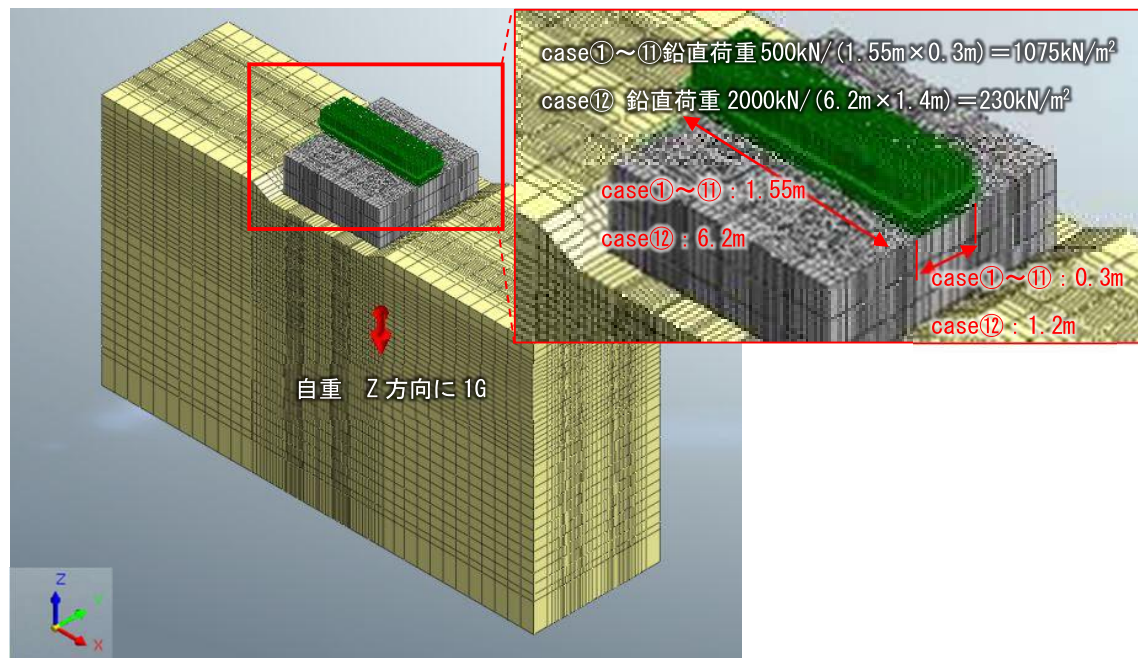


(b) 側面図

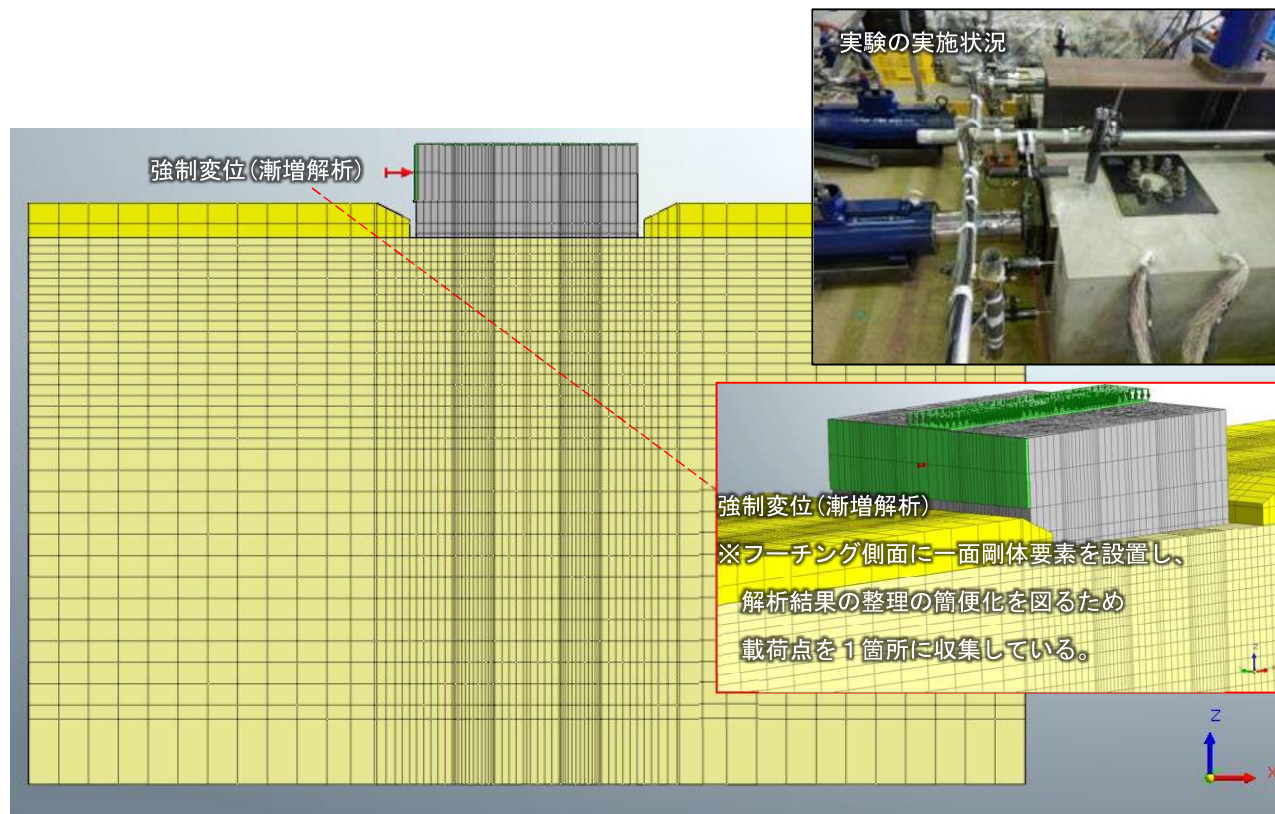
図-4.3.3.14 境界条件（共通）

2) 荷条件 (①自重解析・②プッシュオーバー解析時)

図-4.3.3.15 に荷条件を示す。①鉛直荷重をフーチング供試体上面に均等荷し、自重をかけた後に、②フーチング供試体底面より鉛直方向 450mm の位置に強制漸増水平変位を行うことで、片面プッシュオーバー解析を実施した。



(a) 自重解析時(フーチング供試体上面軸力荷+自重 1G 相当解析)



(b) プッシュオーバー解析時

図-4.3.3.15 荷条件 (共通)

(6) メッシュ分割

解析に用いるモデルのメッシュ分割数を以下に示す。

1) case①～case⑧

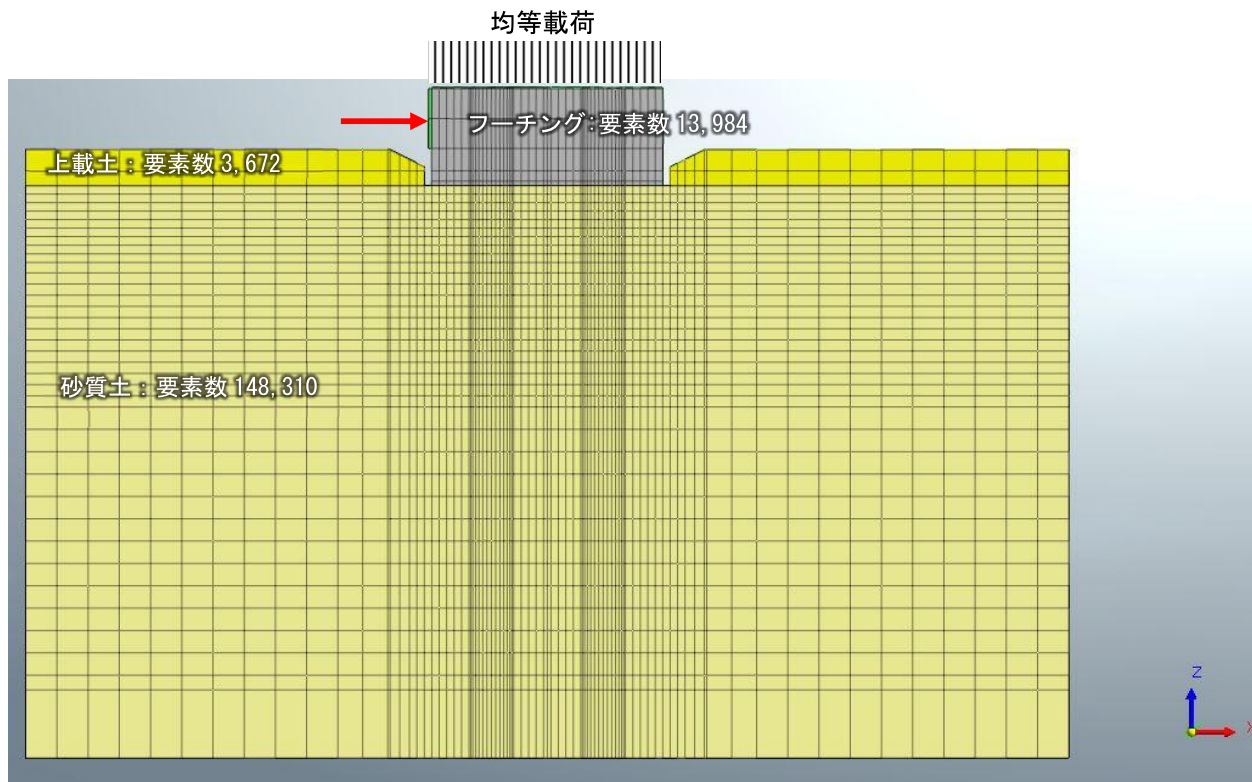


図-4.3.3.2 case①～case⑧のメッシュ図 (地盤表示)

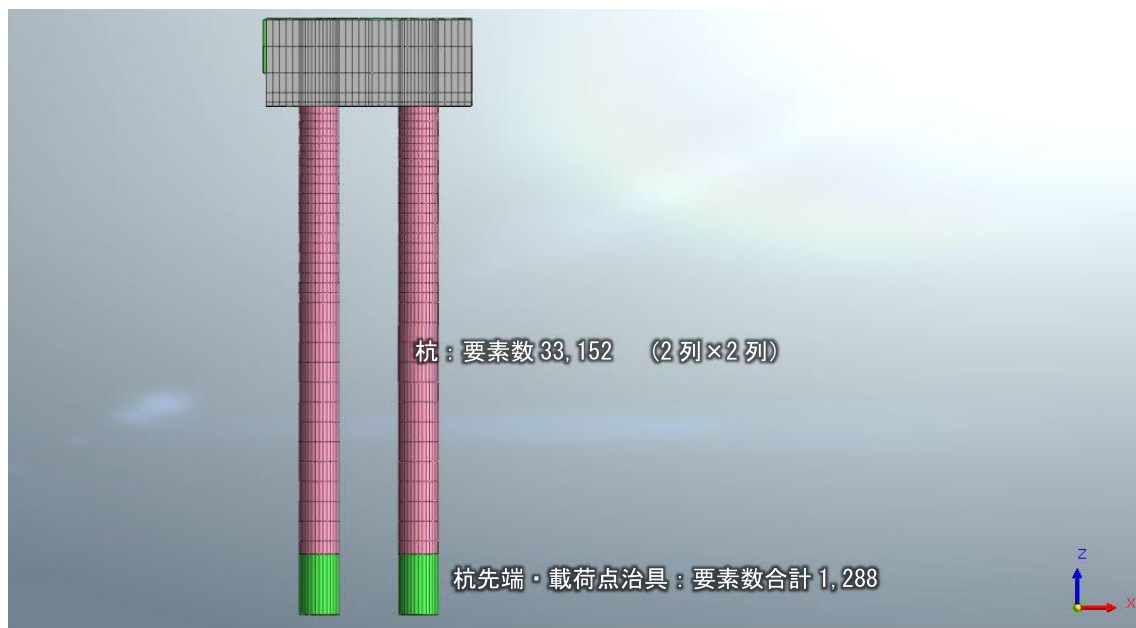


図-4.3.3.3 case①～case⑧のメッシュ図 (地盤非表示)

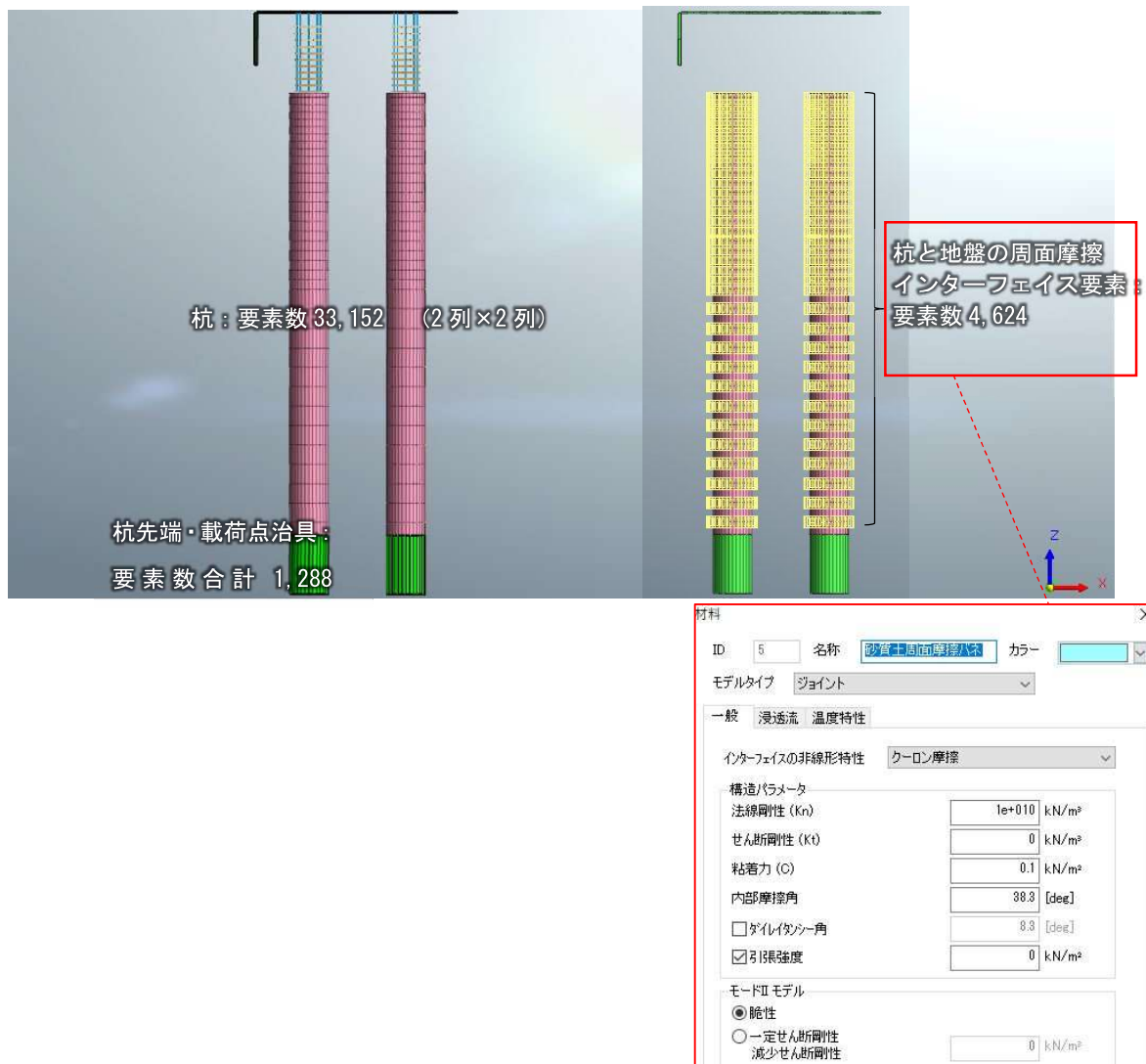


図-4.3.3.4 case①～case⑧のメッシュ図 (地盤・フーチング非表示)

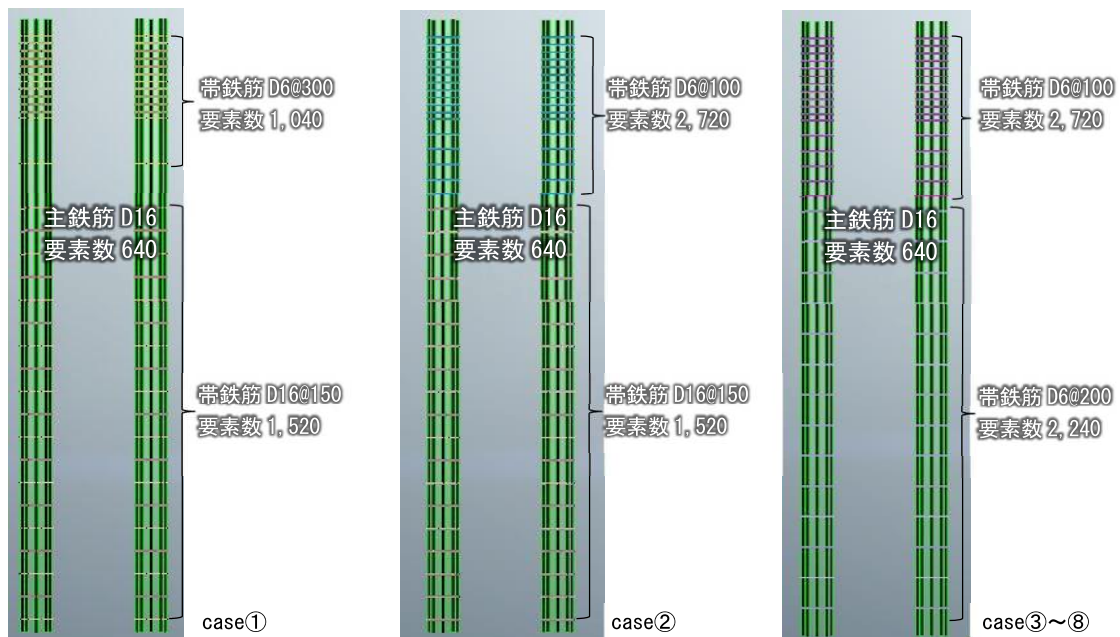


図-4.3.3.5 case①～case⑧のメッシュ図 (地盤・フーチング・杭非表示)

2) case⑨～case⑩

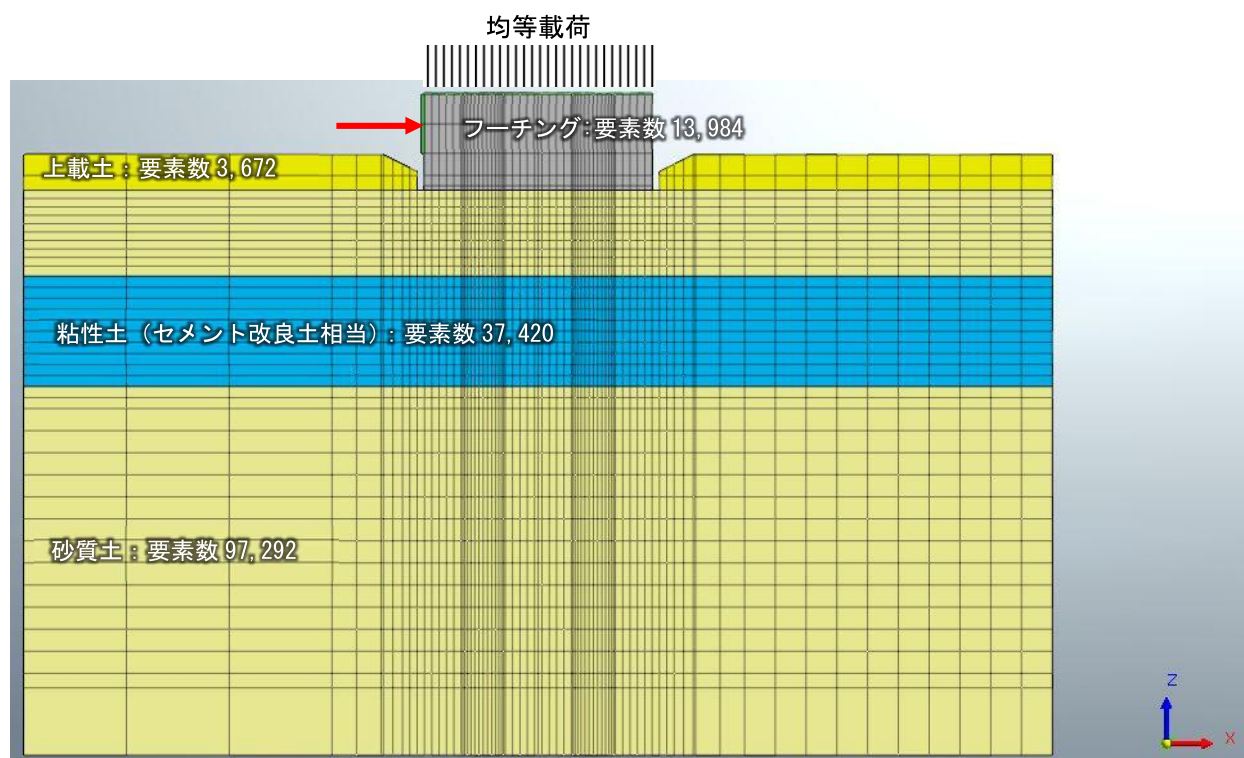


図-4.3.3.6 case⑨、⑩のメッシュ図 (地盤表示)

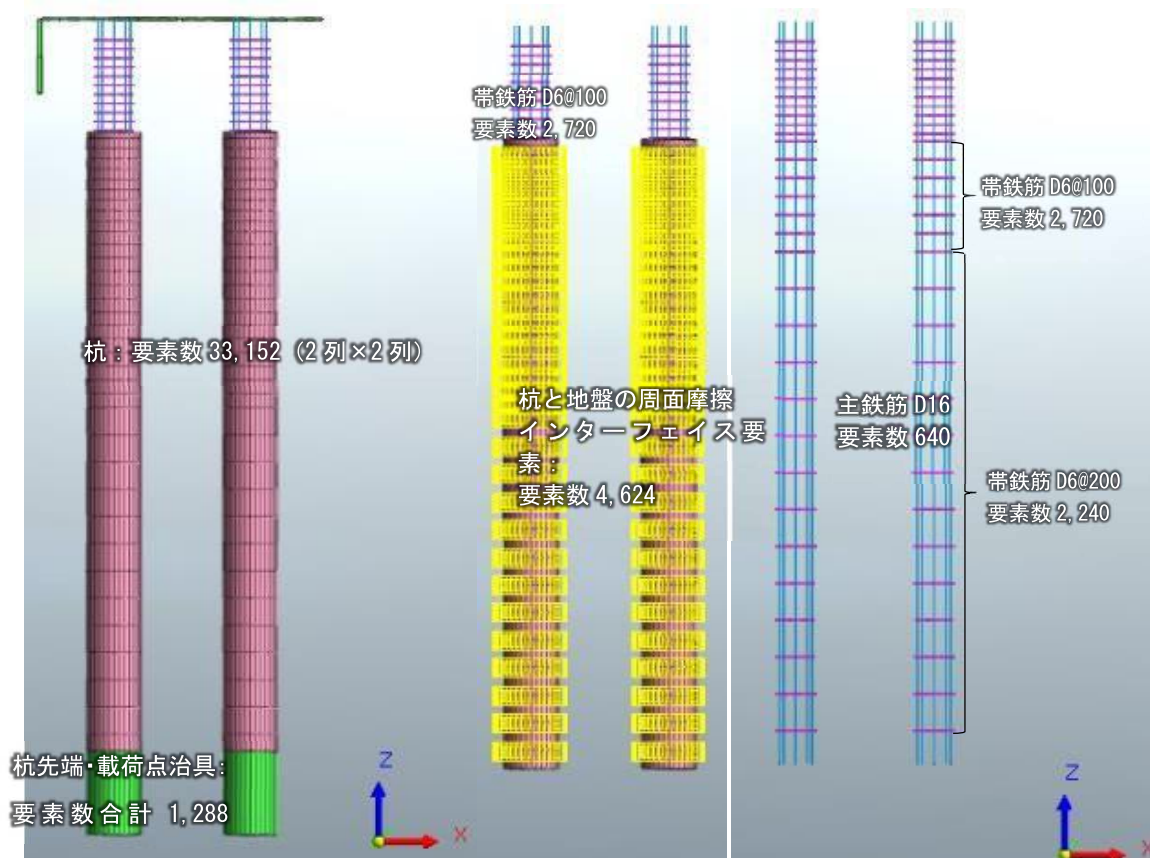


図-4.3.3.7 case⑨、⑩のメッシュ図 (地盤・フーチング表示)

3) case⑪～case⑫

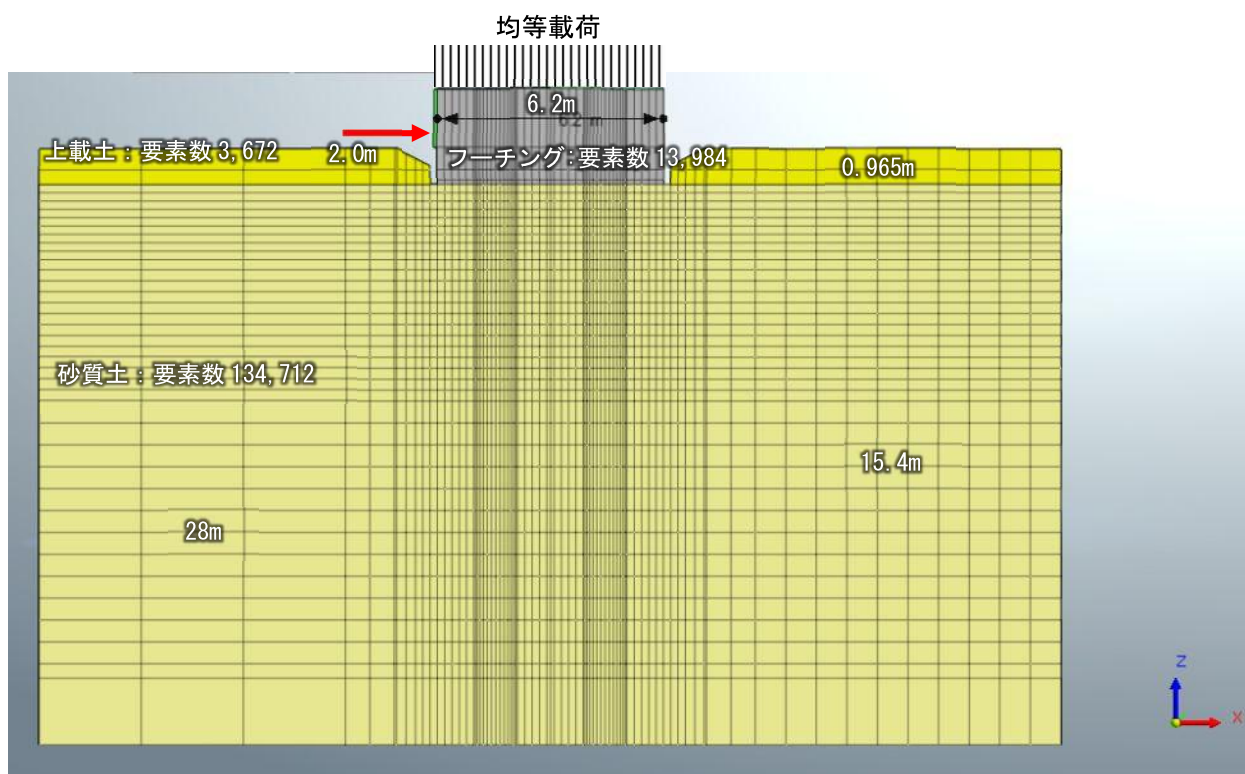


図-4.3.3.8 case⑪のメッシュ図 (地盤表示)

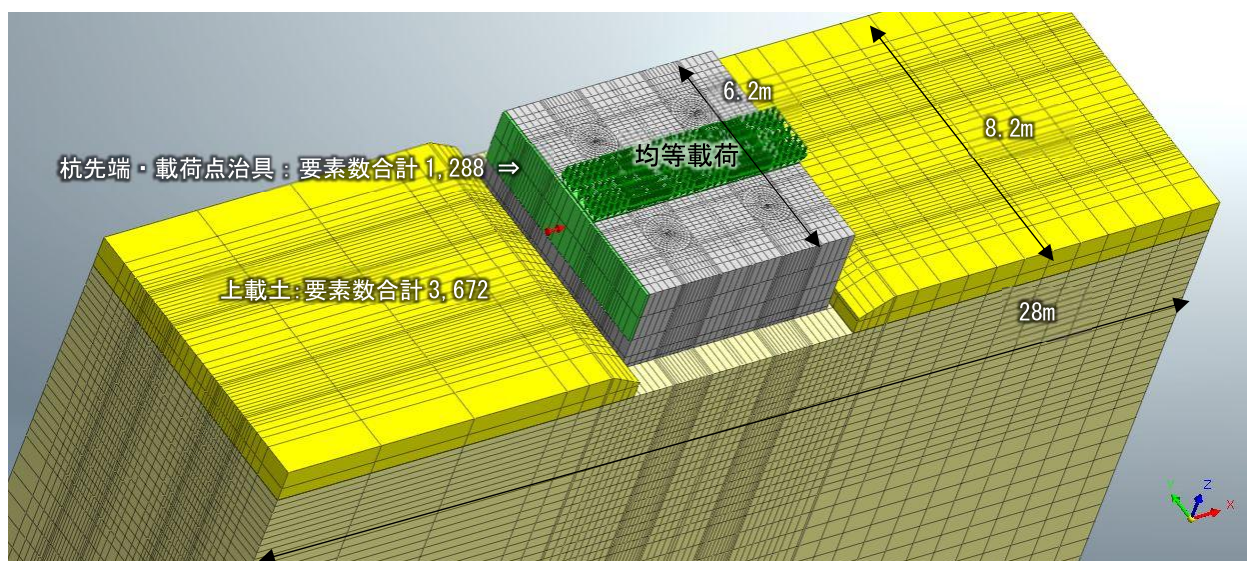


図-4.3.3.9 case⑪のメッシュ図 (地盤表示)

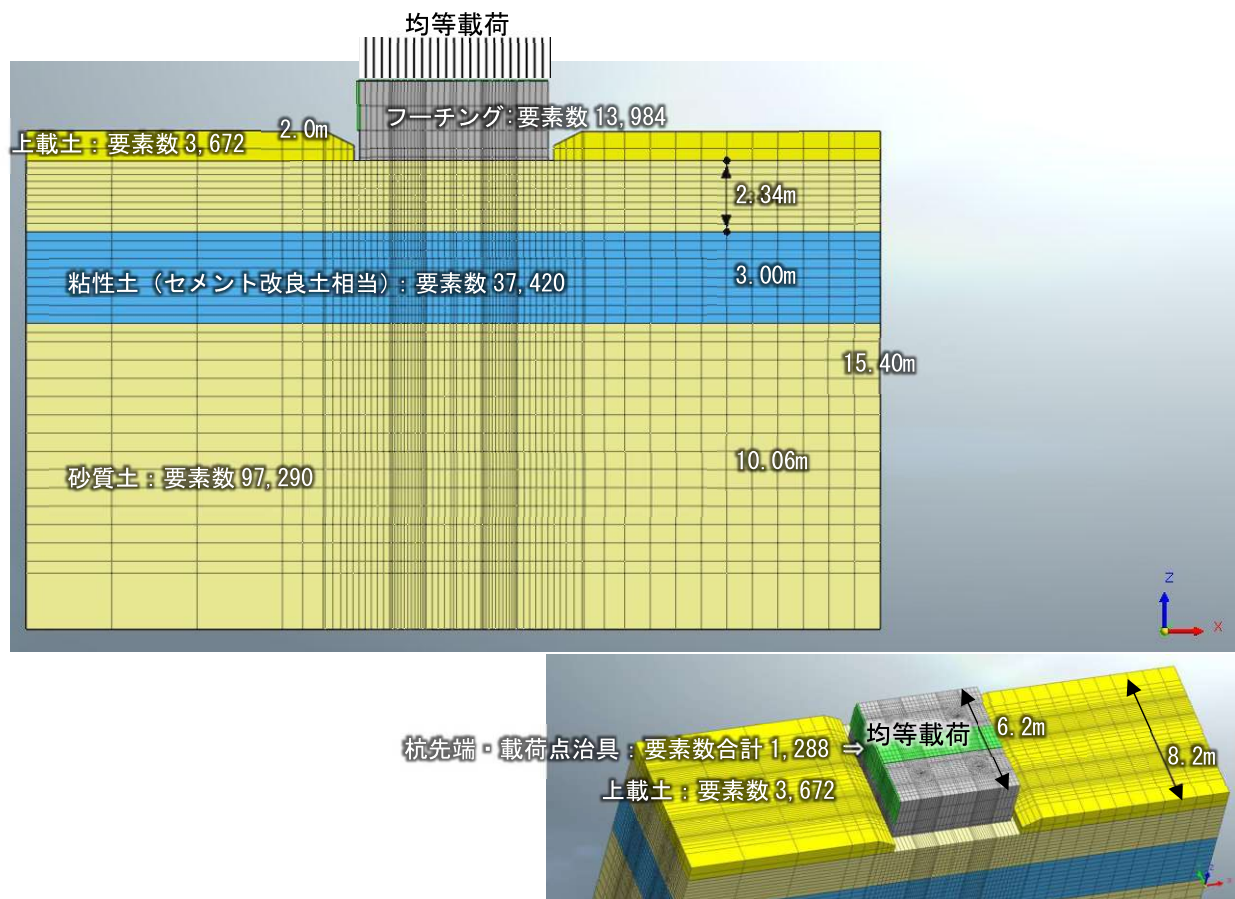


図-4.3.3.10 case⑫のメッシュ図（地盤表示）

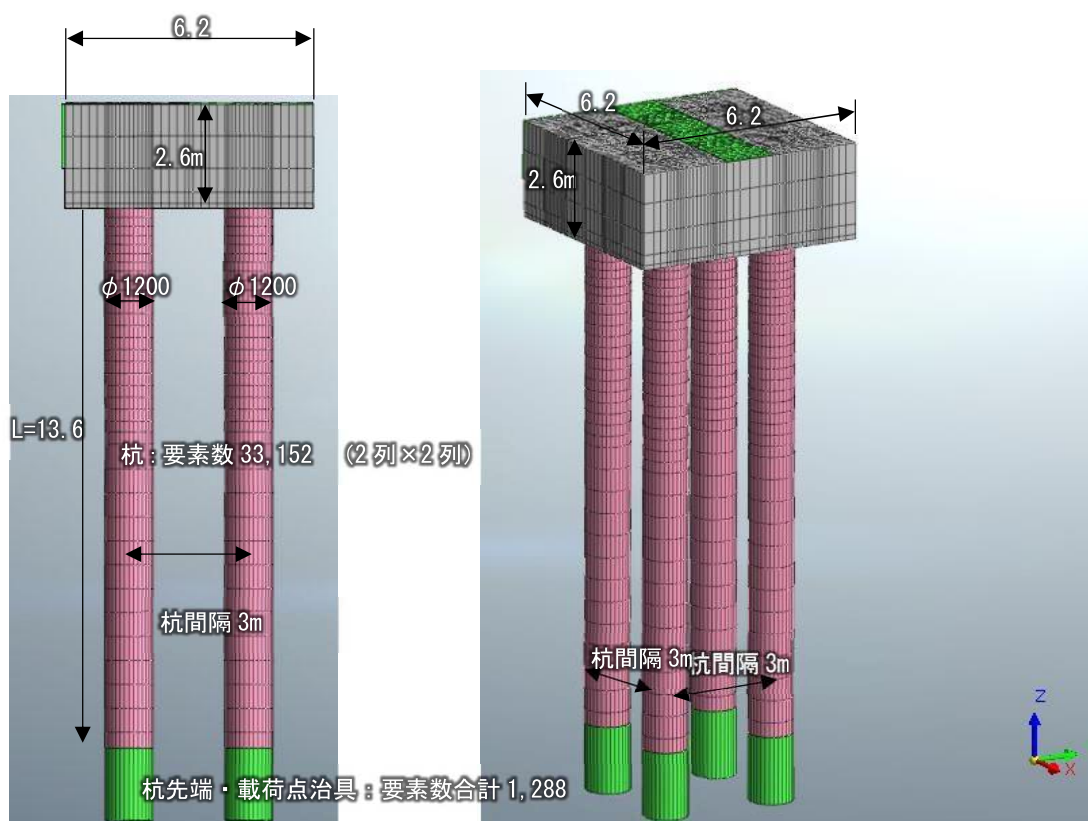


図-4.3.3.11 case⑫のメッシュ図（地盤非表示）

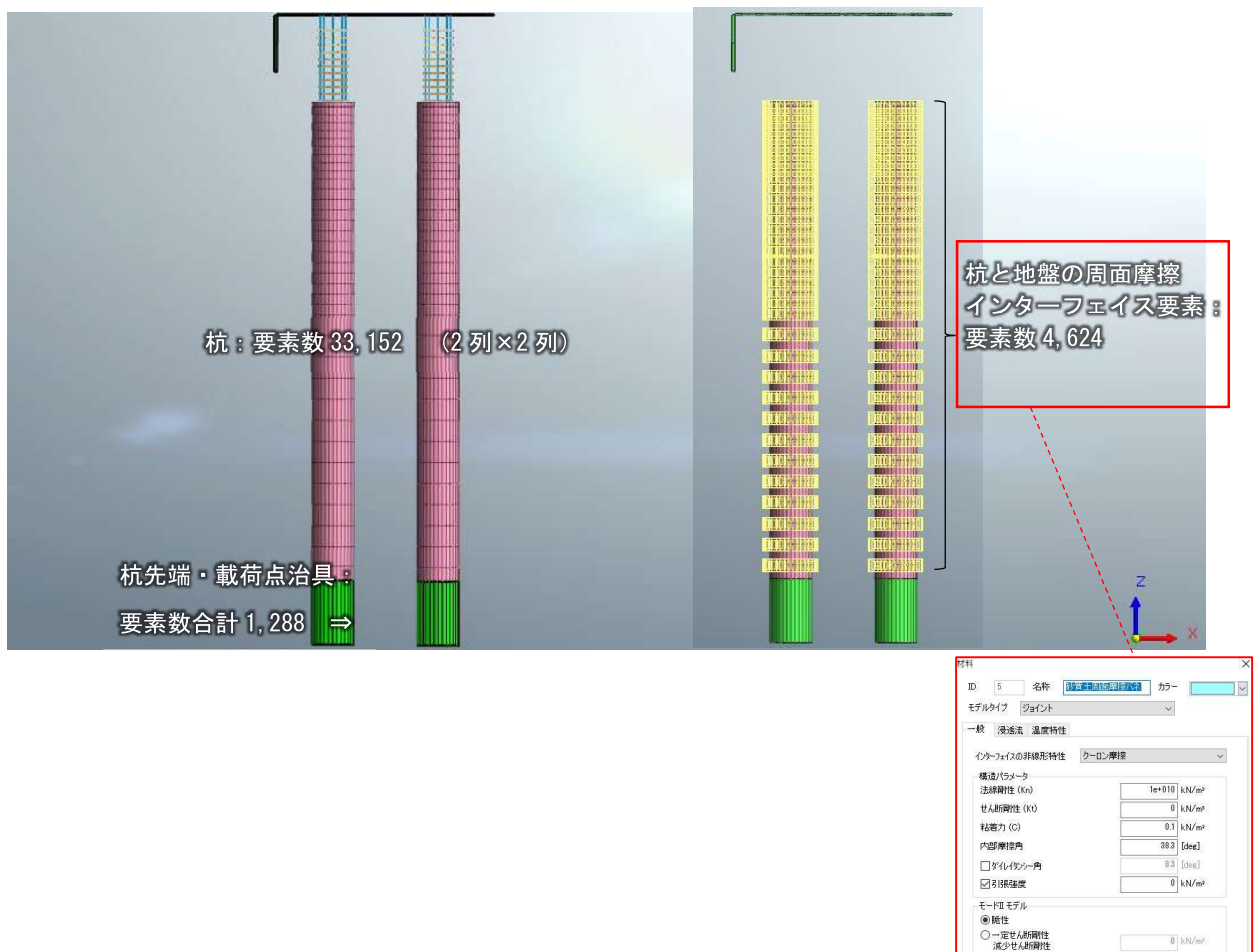


図-4.3.3.12 case⑪、⑫のメッシュ図 (地盤・フーチング非表示)

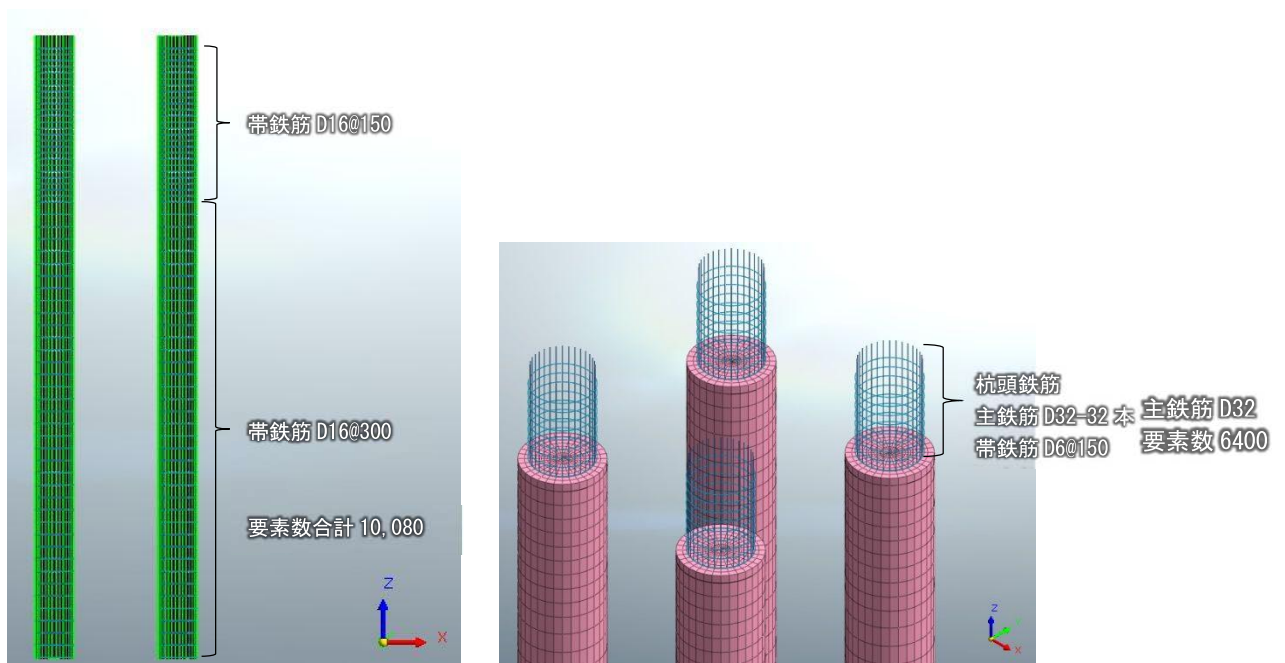


図-4.3.3.13 case⑫のメッシュ図 (地盤・フーチング・杭非表示)

(7) 検討結果

1) 杭諸元の違いが杭の挙動に与える影響について

土槽実験の供試体はせん断破壊させることを目的としていたため、軸方向鉄筋比 8.9%程度と実杭よりも多く配置していたことから、厳密には土層実験では実杭ベースでの検証はできていないことになる。

そこで、4.3.2 項の再現解析の case3 のモデルをもとに、杭諸元の違いに着目し、主鉄筋量→帯鉄筋量(杭頭 2D 範囲/杭先端範囲)→コンクリートの材質(SD295)→主鉄筋・帯鉄筋の材質(SD295)の順を変化させ、各種要因の違いが杭の挙動に与える影響について表-4.3.3.7 に示す case①～⑥を対象に検討する。

表-4.3.3.7 土槽実験供試体と実杭諸元の比較並びに検討ケースの着目点

項目		土槽実験(case3)	実杭	着目点	case	
杭本体の構造細目	主鉄筋量	8.8%	平均 2%	杭諸元	①	主鉄筋量の影響 $P_t=2.2\%$
	帯鉄筋量	～2D : D6@300	～2D : @150		②	①+帯鉄筋量(杭頭 2D 範囲)の影響
		～先端 : D16@150	～先端 : @300		③	case②+帯鉄筋量(杭先端範囲)の影響
		平成 8 年以前： ①5φ程度重ね合わせて 両面隅肉溶接 ②フックをつけて定着 または 10φ程度重ね 合せてフレアー溶接	平成 8 年以前： ①5φ程度重ね合わせて 両面隅肉溶接(20%) ②10φ程度重ね合せて フレアー溶接(16%) ③重ね継手長 30φフックなし(34%) ④重ね継手長 35φフックなし(27%) ⑤重ね継手長 40φフックなし(3%)		④	case③+コンクリート材質の影響
		平成 14 年以降：重ね 継手長 40φ フックあり	平成 14 年以降： 重ね継手長 40φ フックあり		⑤	case④+帯鉄筋材質の影響
	コンクリート	圧縮強度 40N/mm ² 以上	設計基準強度：24N/mm ²		⑥	case⑤+主鉄筋材質の影響
使用材料	鉄筋	主鉄筋降伏点 381N/mm ² 帯鉄筋降伏点 422N/mm ²	設計年次によって異なる。 平成 6 年以前主に SD295 が主流			

i) case①

case①では、case3 と同じ材質を用いて、軸方向鉄筋比を実杭と同程度とした。載荷点位置のP- δ 曲線を図-4.3.3.16 に示す。平成 24 年道示式のせん断耐力が 245kN であるため、設計上せん断耐力に達しているが、P- δ 曲線は実験と同様に、急激な耐力低下は生じず、 $4\delta_y$ ($\delta_y=38\text{mm}$) 以上の変位まで水平耐力が低下しないという結果になった。また、FEM 解析による P- δ 曲線は、はりモデルによる解析結果と同様の挙動となることも分かった。

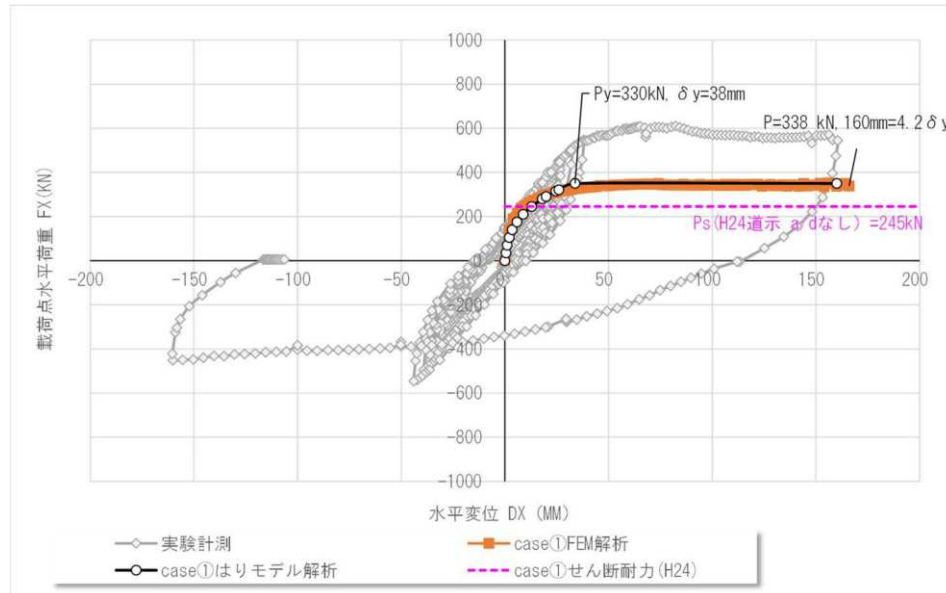
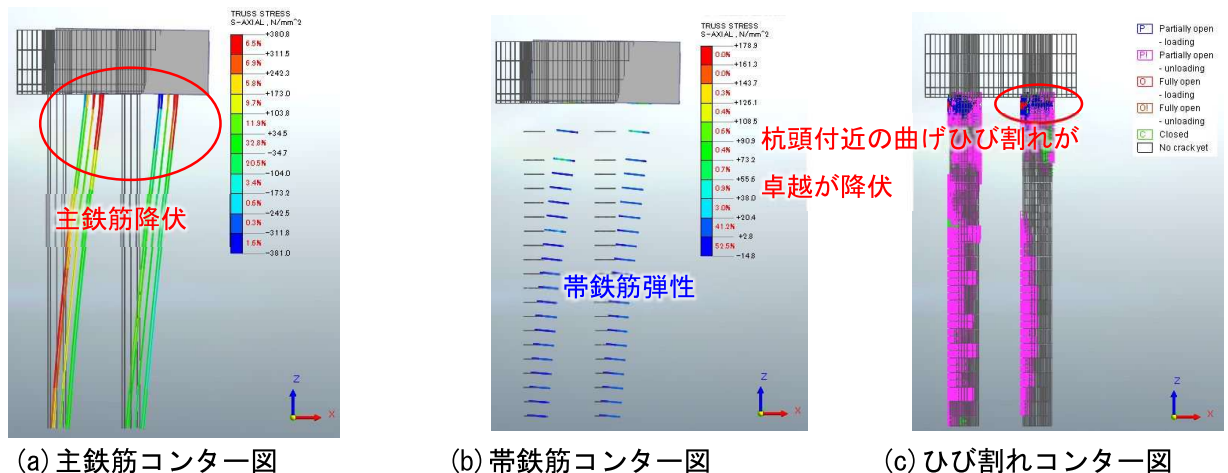


図-4.3.3.16 case①の P- δ 曲線の比較

case①の FEM 解析コンター図を、図-4.3.3.17 に示す。主鉄筋は降伏していたが、帯鉄筋は最終ステップまで降伏していない。載荷力が従来の平成 24 年道示式のせん断耐力 245kN を超えれば、帯鉄筋が降伏すると想定されるが、本解析では想定とは異なった挙動となった。



(a) 主鉄筋コンター図

(b) 帯鉄筋コンター図

(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 P=338kN (最終ステップ)

図-4.3.3.17 case①解析コンター図

帯鉄筋が降伏に至らなかった理由を検討するため、FEM 解析と同様の P- δ 曲線となった、はりモデルを用い、平成 24 年道示式のせん断耐力と同等な外力を載荷した際の断面力分布を確認した。図-4.3.3.18 に断面力分布を示す。杭頭におけるせん断力は平成 24 年道示式のせん断耐力を超えている。一方で、せん断スパン比によりせん断耐力を割増補正した場合、杭頭におけるせん断力はせん断耐力を超えていないと判断でき、帯鉄筋が降伏に至らなかったという解析結果とも一致する。このことから、実際のせん断耐力が平成 24 年道示式のせん断耐力よりも大きい理由が、せん断スパン比による効果であるかどうかは分からないものの、平成 24 年道示式のせん断耐力を何らか割増した形でせん断耐力を評価した方が、既設場所打ち杭が有するせん断耐力を余すことなく評価することにつながると考えられる。

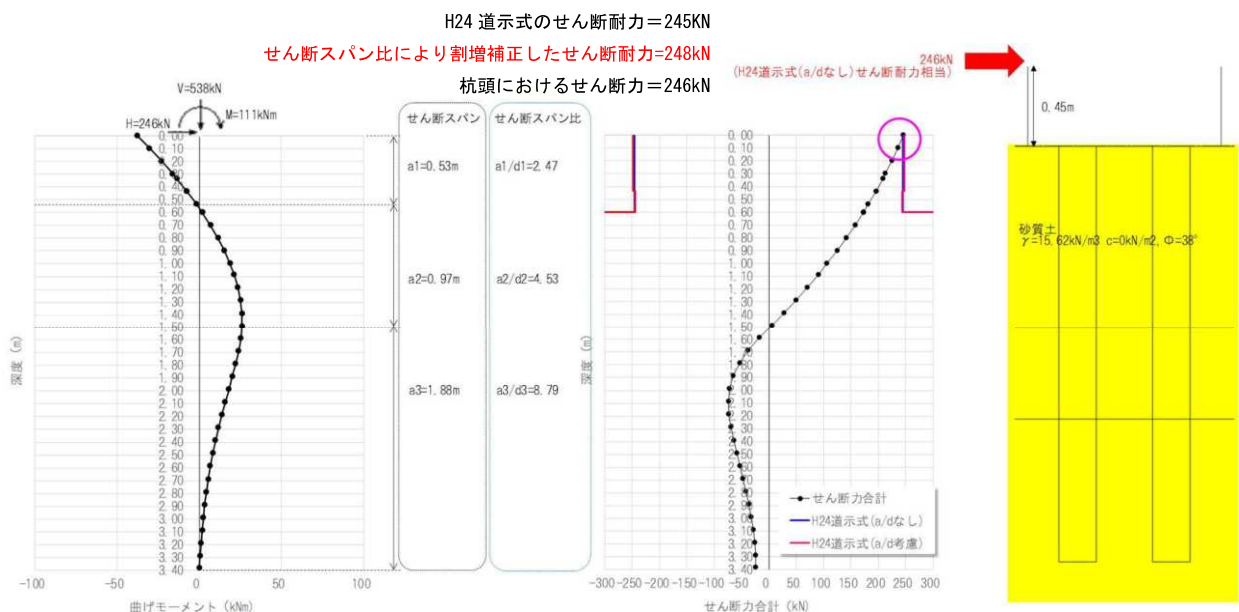


図-4.3.3.18 case①の断面力分布図及びせん断照査結果（はりモデル）
 （平成 24 年道示式のせん断耐力相当の外力を載荷した場合）

ii) case②～case⑥

載荷点位置における P- δ 曲線を図-4.3.3.19 に示す。材料の違いや帯鉄筋量による変動があるものの、傾向については大差がなく、 $4\delta_y$ 以上まで水平耐力が落ちないことが確認できた。

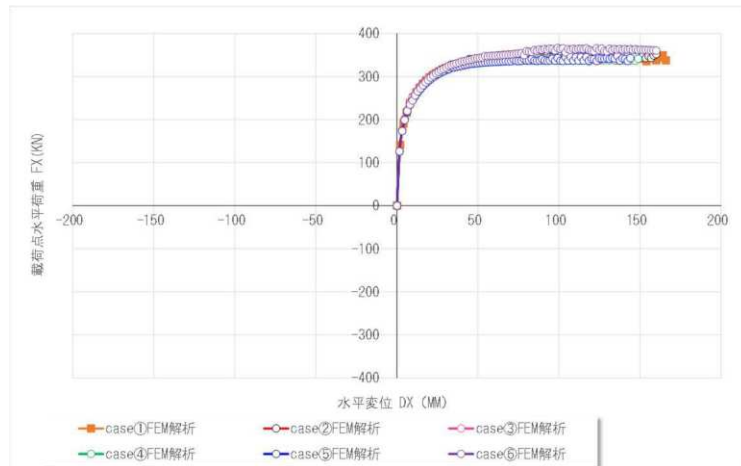
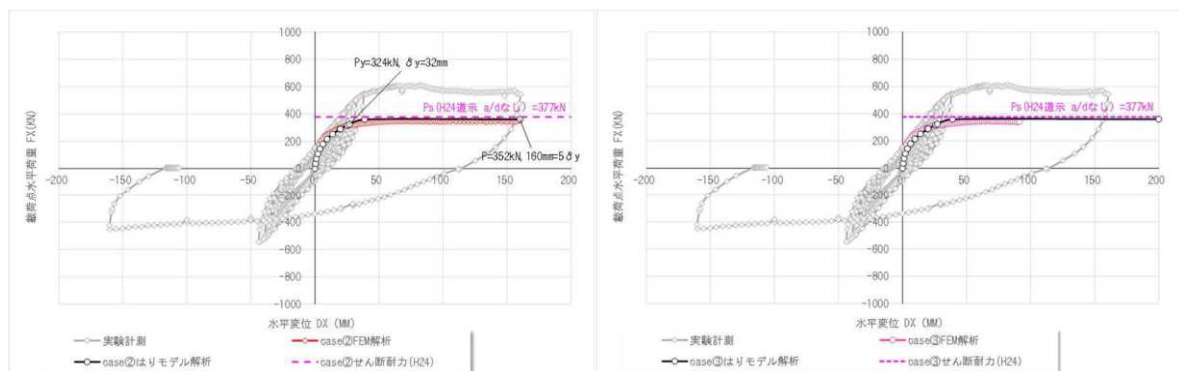


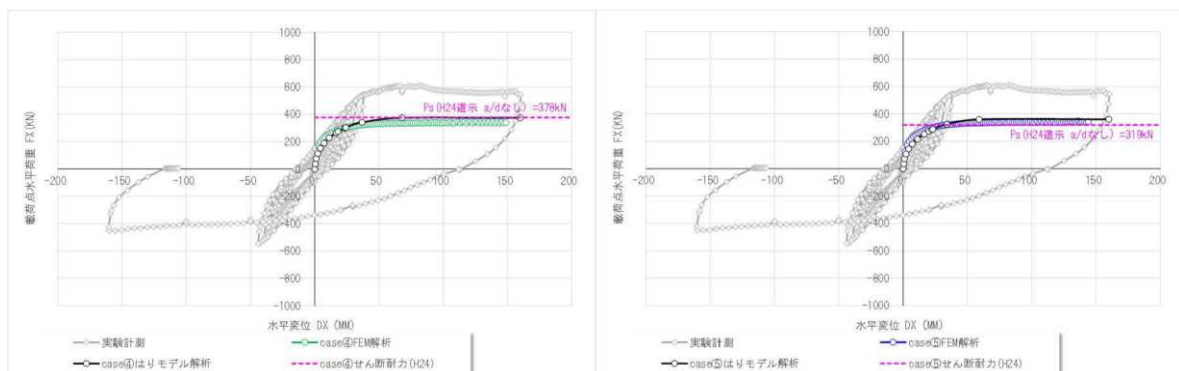
図-4.3.3.19 載荷点位置における P- δ 曲線の比較

個々のケースの P- δ 曲線を改めて整理し、図-4.3.3.20 に示す。各ケースは、case①と同様に、FEM 解析による P- δ 曲線が、はりモデルによる解析結果と同様の挙動となることも分かった。



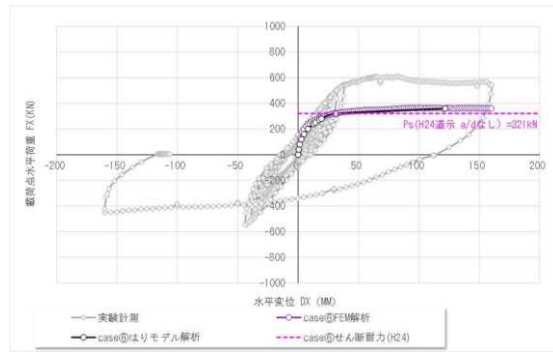
(a) case②

(b) case③



(c) case④

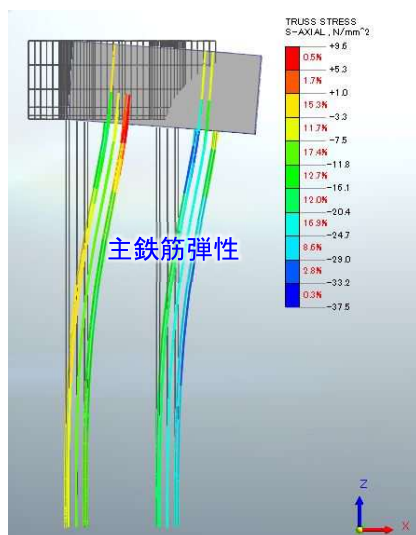
(d) case⑤



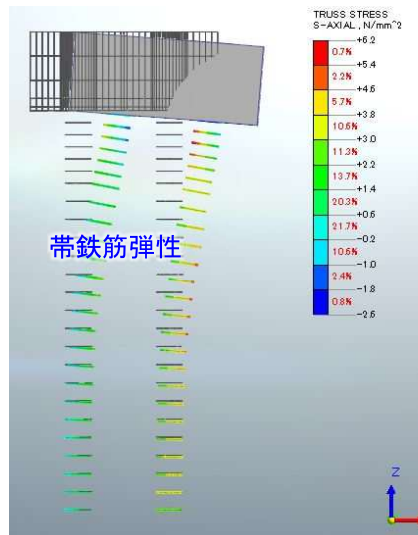
(e) case⑥

図-4.3.3.20 載荷点位置における $P-\delta$ 曲線（個別）

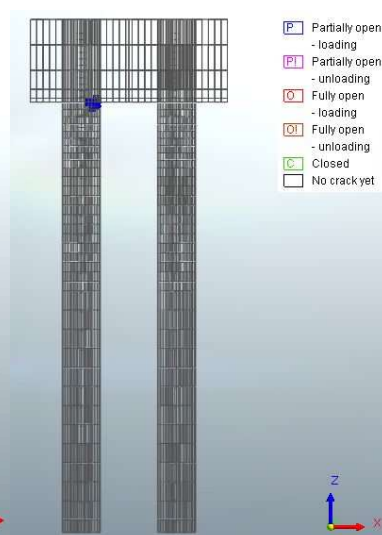
case②～case⑥のFEM解析コンター図を図-4.3.3.21～図-4.3.3.25に示す。主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏する傾向は、case①と同様である。



(a) 主鉄筋コンター図

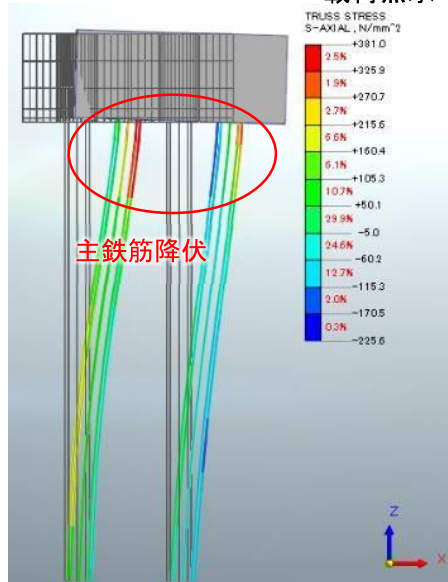


(b) 帯鉄筋コンター図

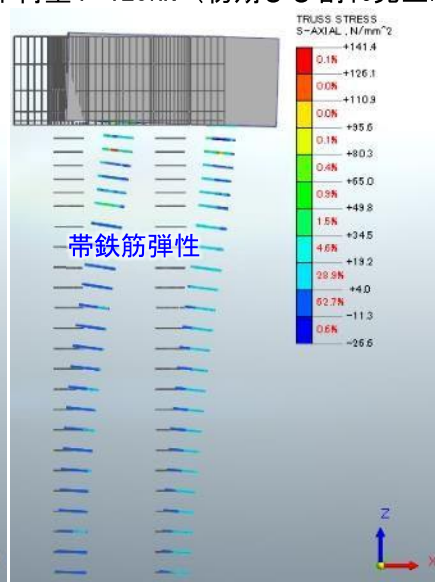


(c) ひび割れコンター図

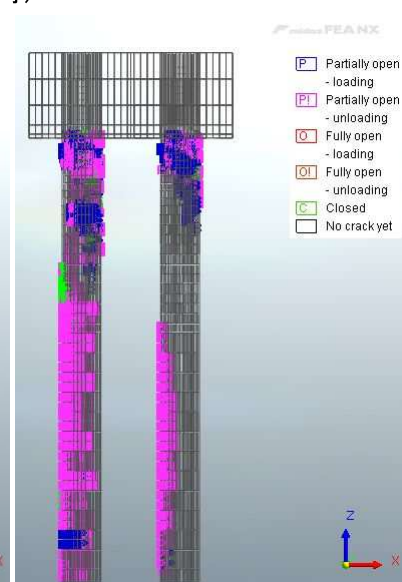
載荷点水平荷重 $P=125\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

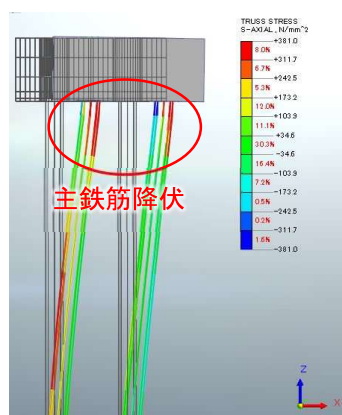


(b) 帯鉄筋コンター図

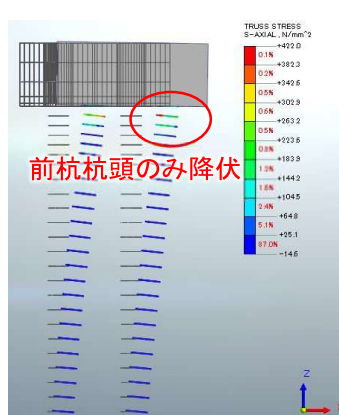


(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=335\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



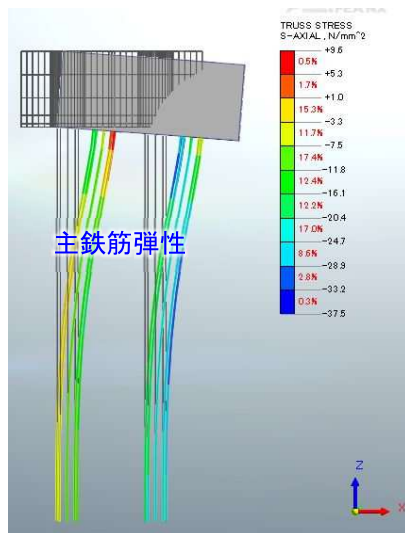
(b) 帯鉄筋コンター図



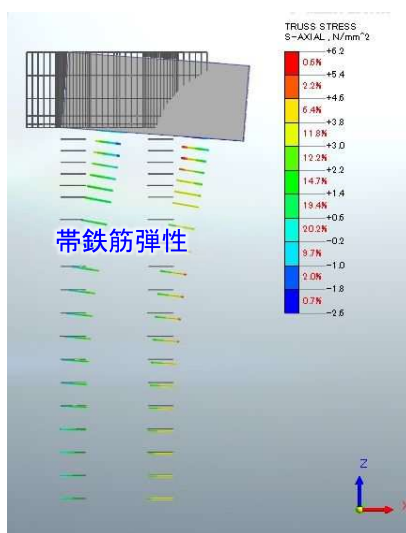
(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=352\text{kN}$ (最終ステップ)

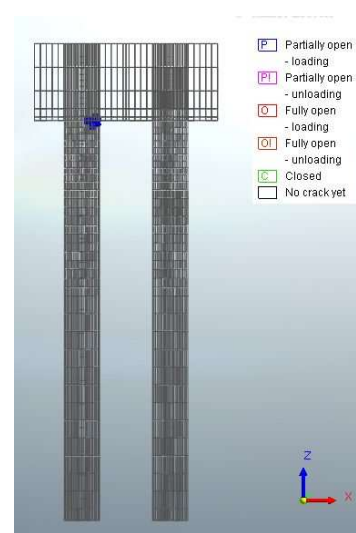
図-4.3.3.21 case②解析コンター図



(a) 主鉄筋コンター図

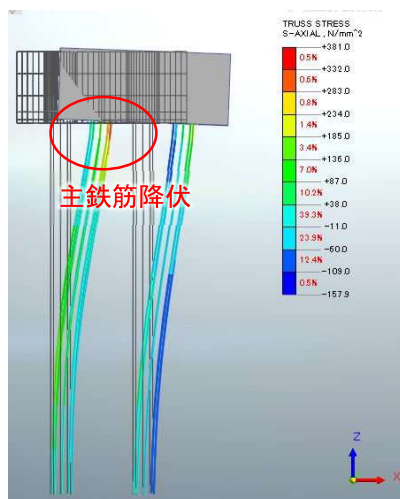


(b) 帯鉄筋コンター図

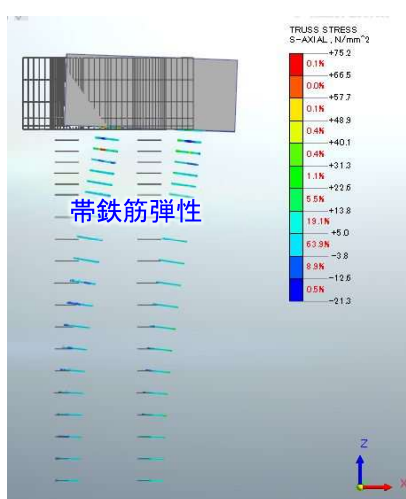


(c) ひび割れコンター図

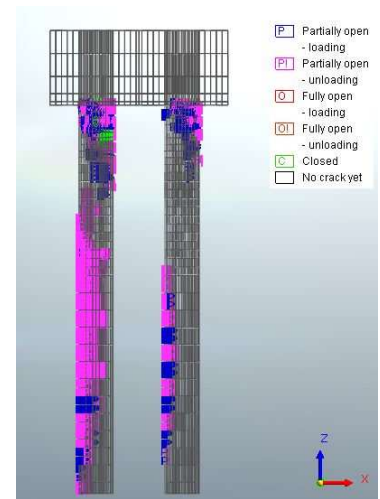
載荷点水平荷重 $P=125\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

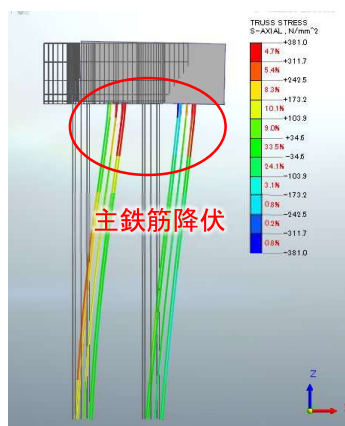


(b) 帯鉄筋コンター図

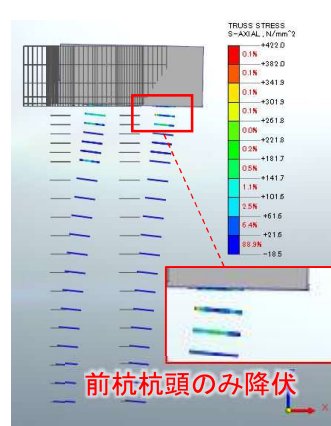


(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=300\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



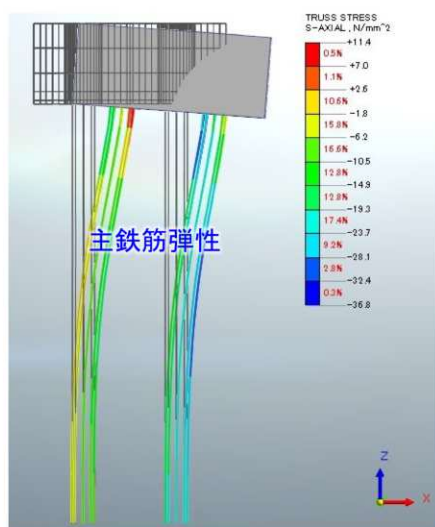
(b) 帯鉄筋コンター図



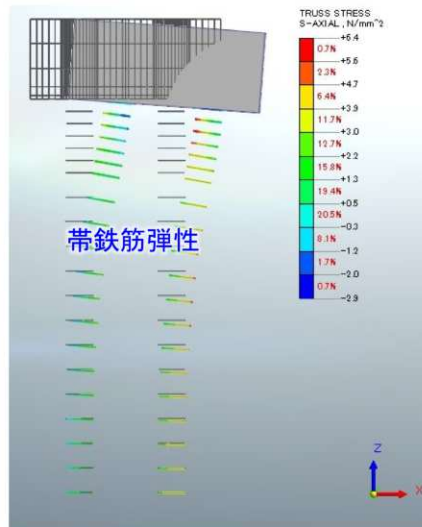
(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=343\text{kN}$ (最終ステップ)

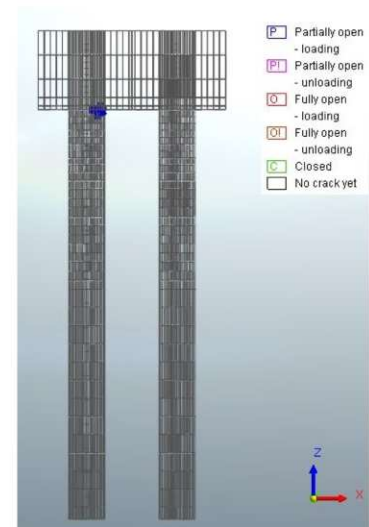
図-4.3.3.22 case③解析コンター図



(a) 主鉄筋コンター図

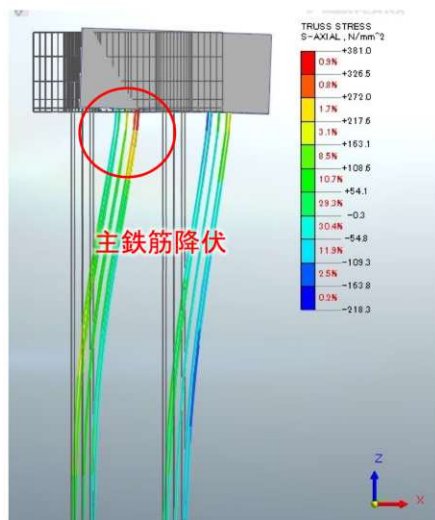


(b) 帯鉄筋コンター図

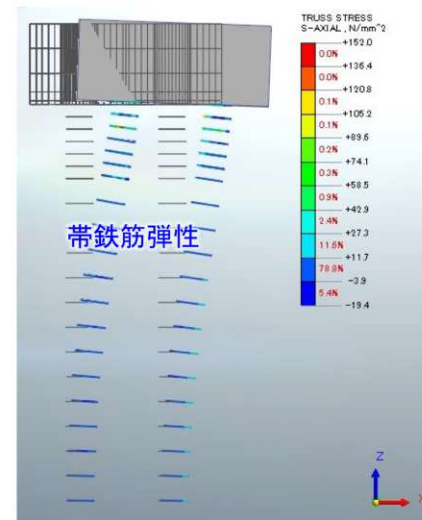


(c) ひび割れコンター図

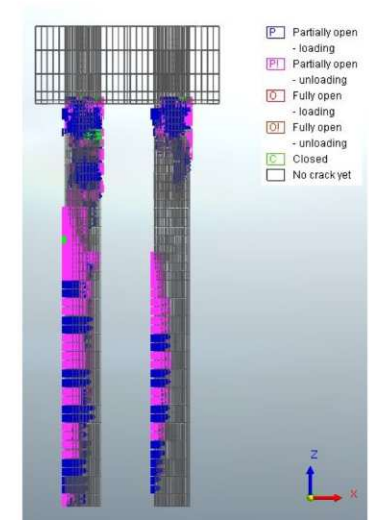
載荷点水平荷重 $P=126\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

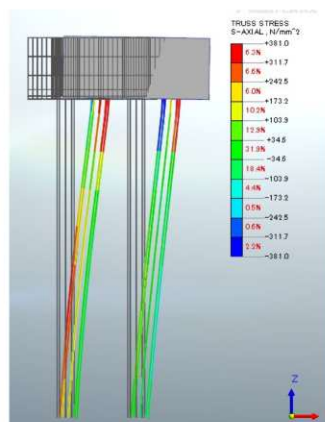


(b) 帯鉄筋コンター図

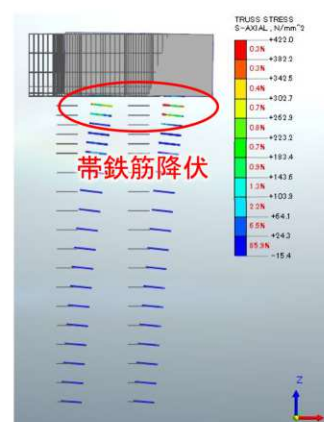


(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=306\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



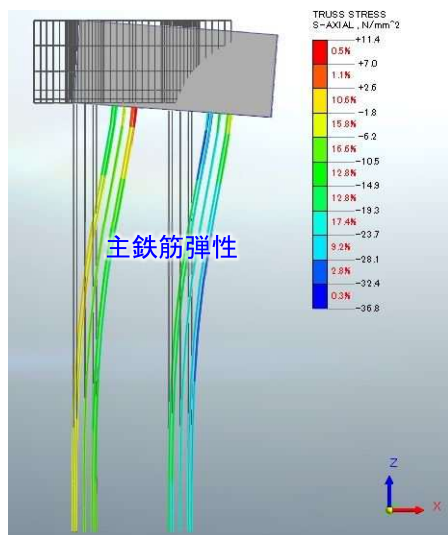
(b) 帯鉄筋コンター図



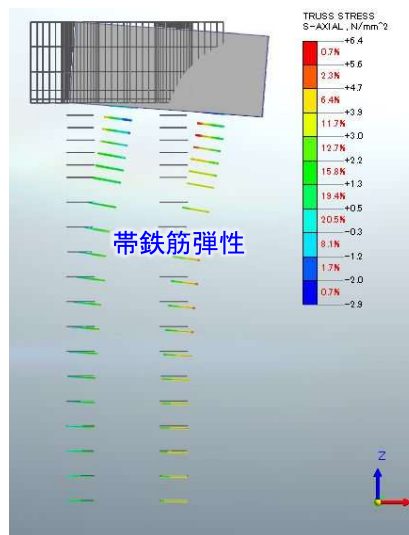
(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=341\text{kN}$ (最終ステップ)

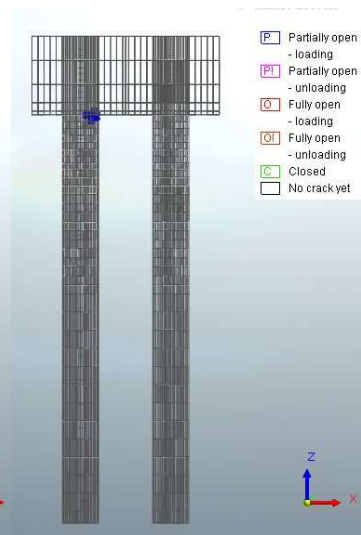
図-4.3.23 case④解析コンター図



(a) 主鉄筋コンター図

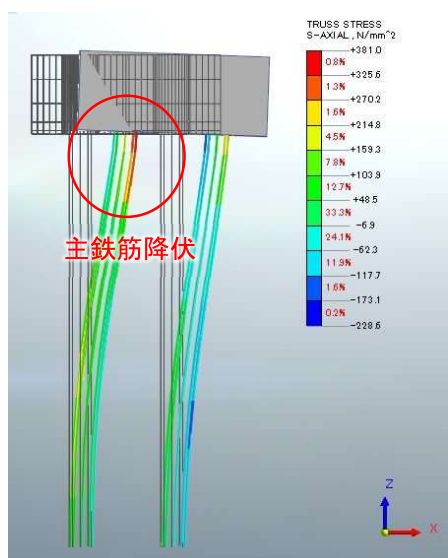


(b) 帯鉄筋コンター図

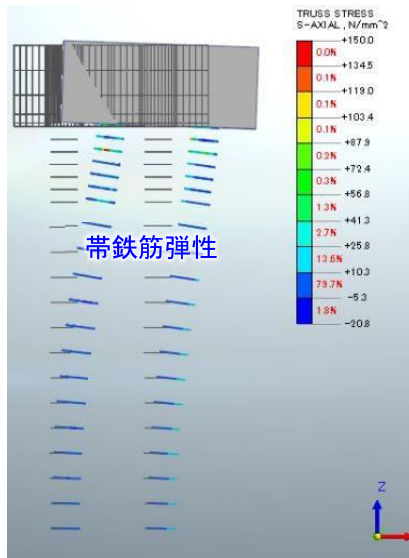


(c) ひび割れコンター図

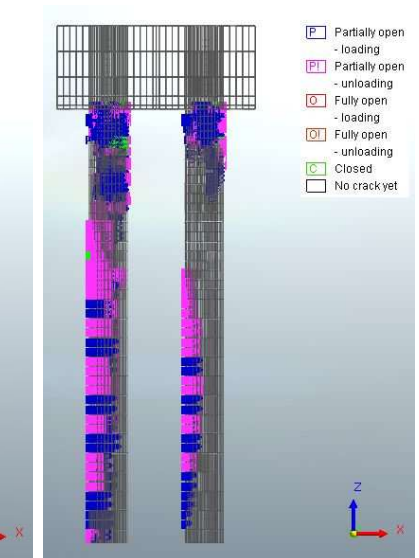
載荷点水平荷重 $P=126\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

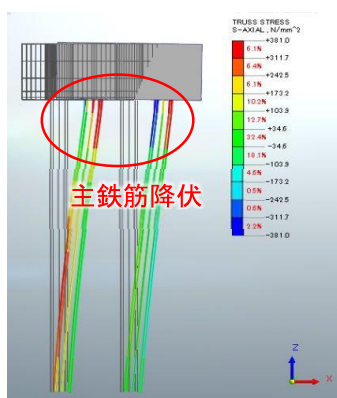


(b) 帯鉄筋コンター図

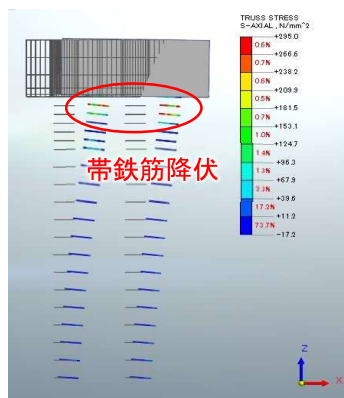


(c) ひび割れコンター図

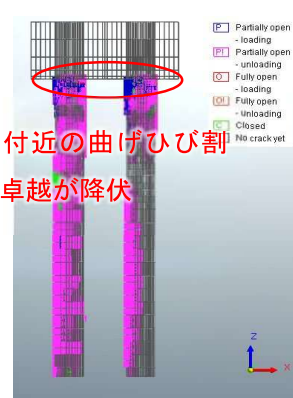
載荷点水平荷重 $P=309\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



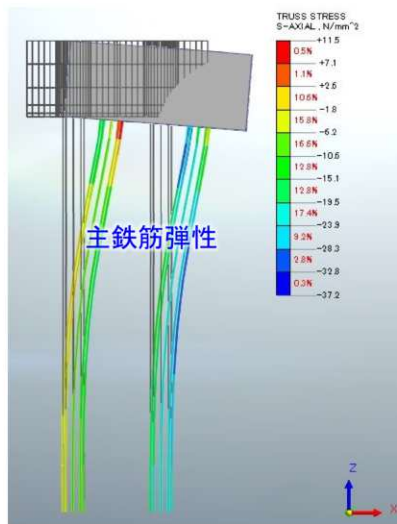
(b) 帯鉄筋コンター図



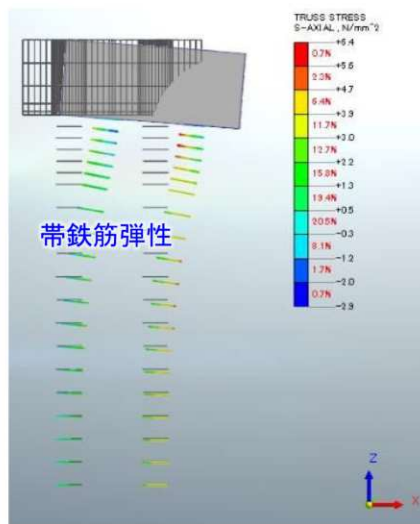
(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=343\text{kN}$ (最終ステップ)

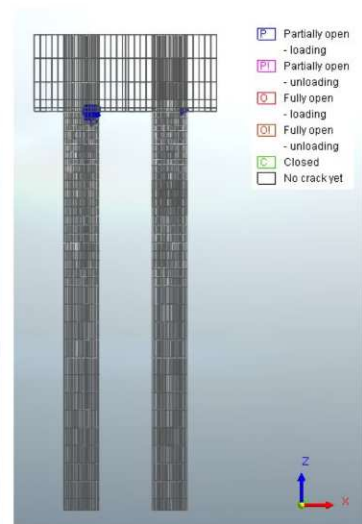
図-4.3.3.24 case⑤解析コンター図



(a) 主鉄筋コンター図

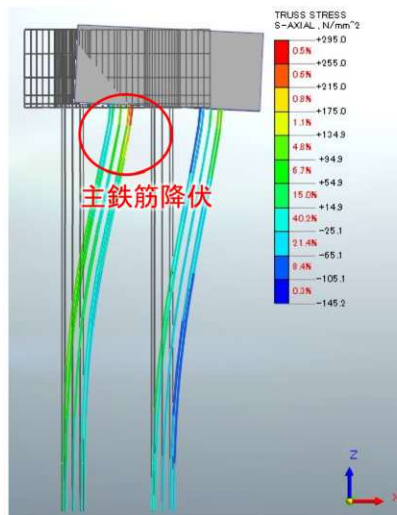


(b) 帯鉄筋コンター図

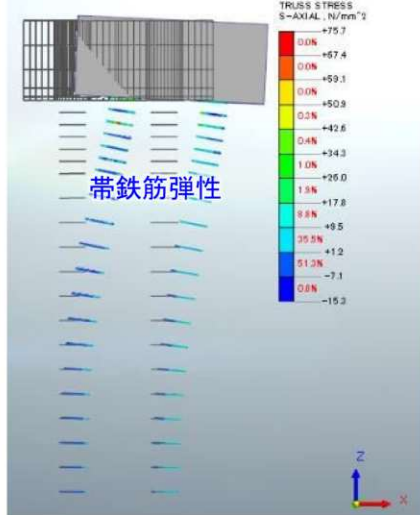


(c) ひび割れコンター図

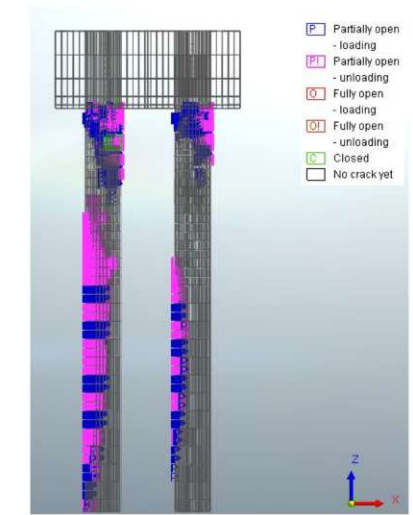
載荷点水平荷重 $P=126\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

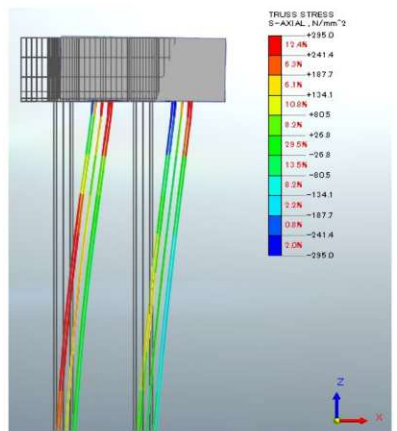


(b) 帯鉄筋コンター図

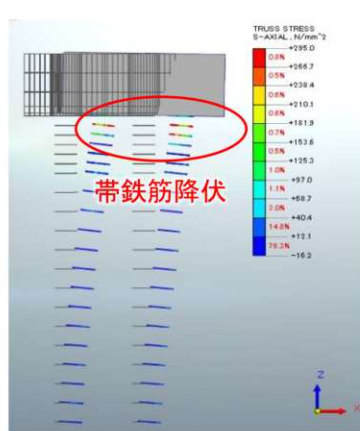


(c) ひび割れコンター図

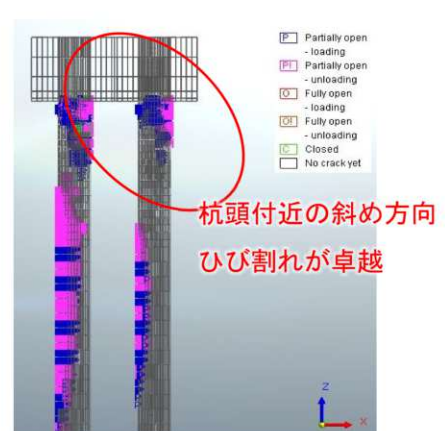
載荷点水平荷重 $P=270\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



(b) 帯鉄筋コンター図



(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=332\text{kN}$ (最終ステップ)

図-4.3.3.25 case⑥解析コンター図

実杭と諸元が最も類似する case⑤のコンター図を確認すると、他のケースと同様に、主鉄筋が先に降伏していたものの、図-4.3.3.24 に示すように帯鉄筋もその後に降伏していた。

そこで、帯鉄筋が降伏後も水平耐力が落ちない理由を検討するため、図-4.3.3.26 右に示すよう帯鉄筋降伏後（水平変位量 100mm 程度）に、杭頭付近の 2D 程度の範囲の地盤をなくした場合の解析検討（施工ステップ解析）を実施した。その結果を、図-4.3.3.26 上に示す。帯鉄筋降伏後に地盤をなくした解析では、水平耐力が低下することが分かる。このことから、地盤中の杭の場合、杭周りの地盤が安定して存在する限り、杭が降伏に達しても、杭に作用する地盤そのものの横拘束圧（静止土圧～受働土圧）が常に存在するため、平成 24 年道示のせん断照査を満足せず、せん断破壊の発生が懸念される条件においても、水平耐力の急激な低下が生じないと考えられる。

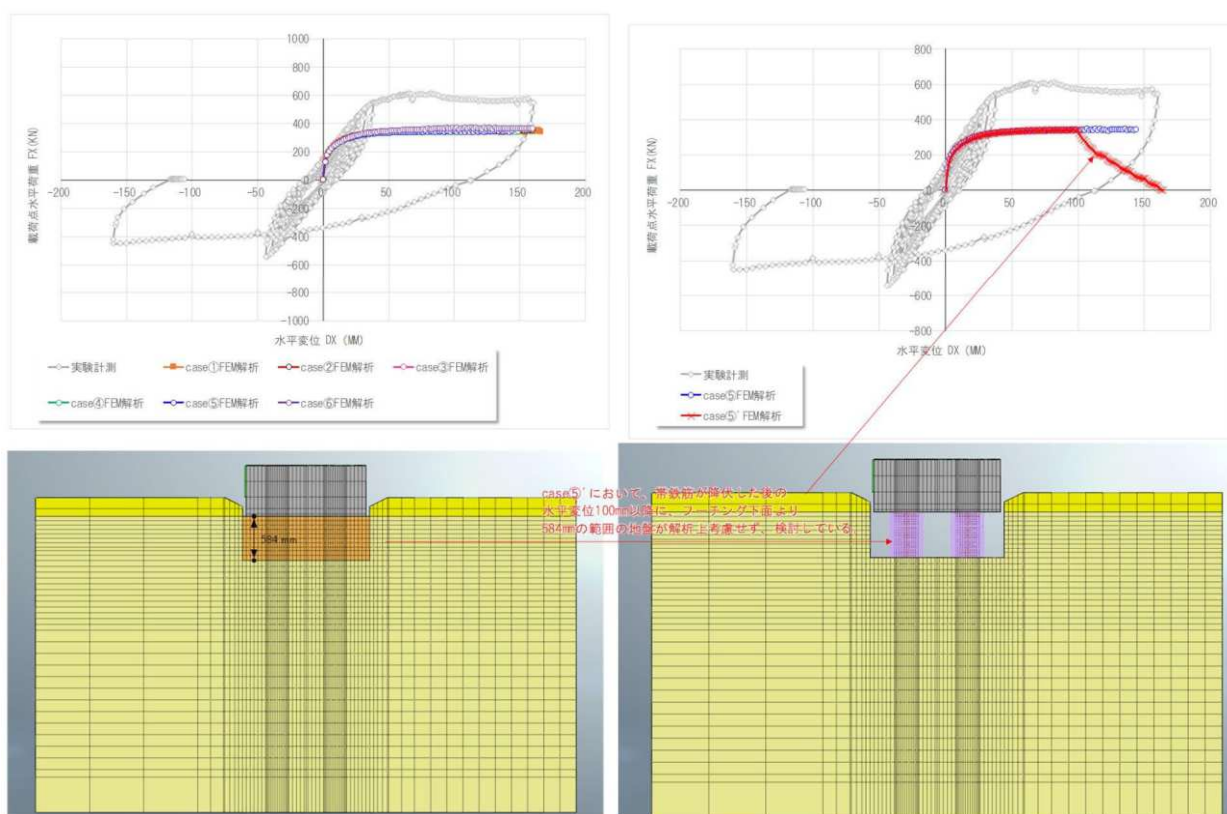


図-4.3.3.26 case⑥を対象した地盤拘束条件の検討

2) 設計年次の違いが杭の挙動に与える影響について

設計年次については、平成 8 年以降に鉄筋材質の規定が変わったことに着目し、**case⑥**を基に、**case⑦**は主鉄筋のみ SD345 に材質を変更し、**case⑧**では、**case⑦**をさらに帯鉄筋も材質を変更させ、その影響を確認する。検討ケースを表-4.3.3.8 に示す。ただし、4.2.5 項でフックがない場合も帯鉄筋のせん断補強効果が期待できることを確認したが、本検討では、より不利な条件下での挙動を確認するため、帯鉄筋による横拘束効果は考慮しないものとした。

表-4.3.3.8 土槽実験供試体と実杭諸元の比較並びに検討ケースの着目点

項目		土槽実験(case3)	実杭	着目点	case	
使用材料	コンクリート	圧縮強度 40N/mm ² 以上	設計基準強度：24N/mm ²	杭諸元	⑥	case⑤+主鉄筋材質の影響
	鉄筋	主鉄筋降伏点 381N/mm ² 帯鉄筋降伏点 422N/mm ²	設計年次によって異なる。 平成 6 年以前主に SD295 が主流		⑦	case⑥+主鉄筋材質(設計年次:SD345)の影響
			設計年次によって異なる。 平成 8 年以降主に SD345 が主流	設計年次	⑧	case⑦+帯鉄筋材質(設計年次:SD345)の影響

P-δ 曲線を図-4.3.3.27 に示す。**case⑥**に比べ、その傾向は大差がなく、4δy 以上まで水平耐力が低下しなかった。このため、設計年次による材質の違いにより、杭の挙動が大きく変わることはないと考えられる。

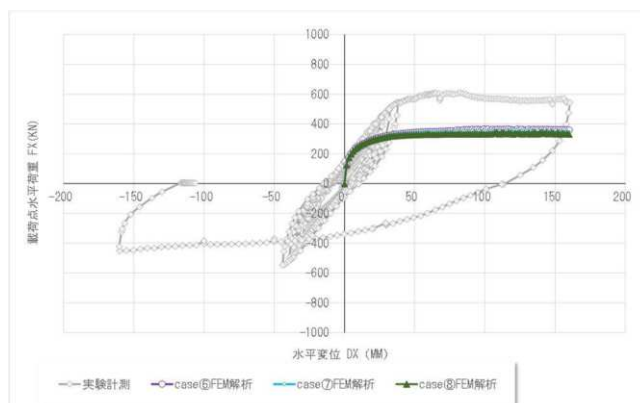
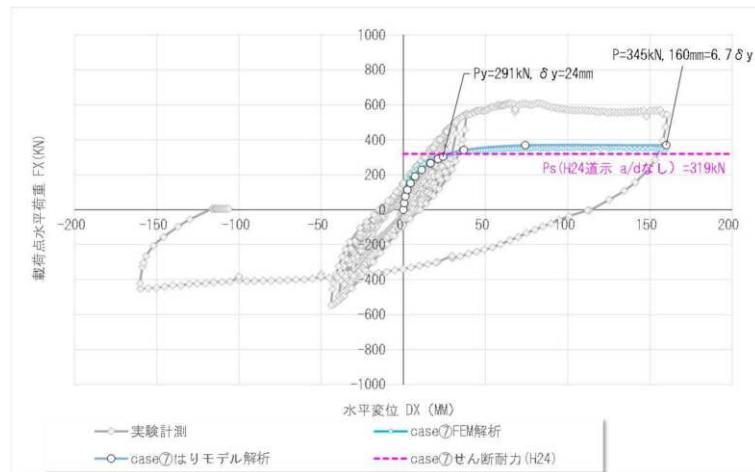
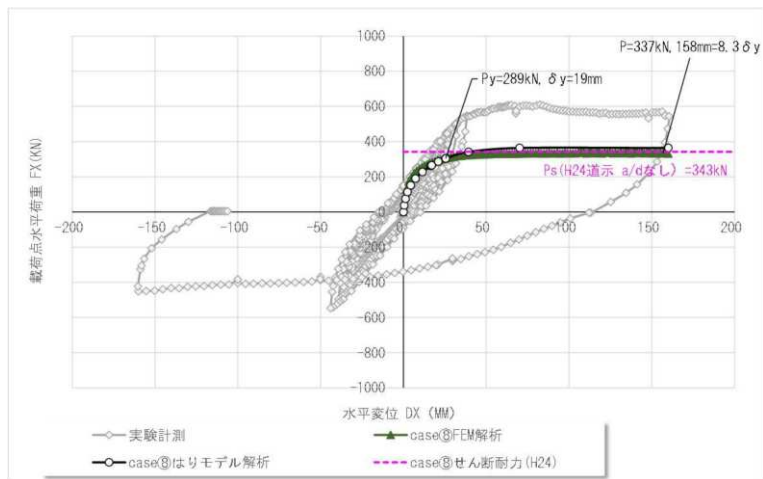


図-4.3.3.27 載荷点位置における P-δ 曲線の比較

個々のケースの P-δ 曲線を改めて整理し、図-4.3.3.28 に整理した。各ケースは、**case⑥**と同様に、FEM 解析による P-δ 曲線が、はりモデルによる解析結果と同様の挙動となることも分かった。



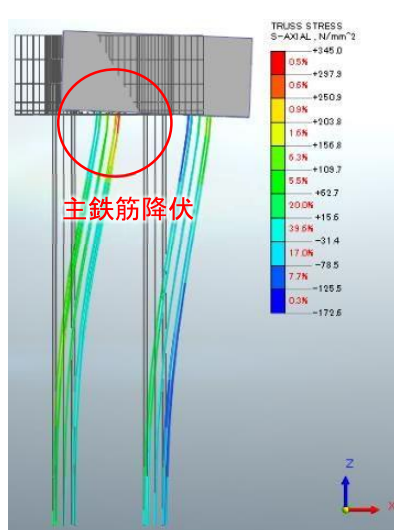
(a) case⑦



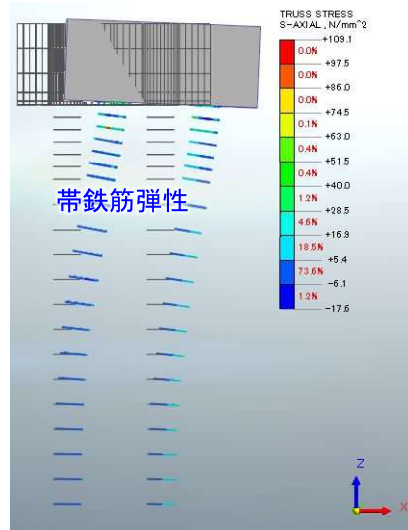
(b) case⑧

図-4.3.3.28 載荷点位置における $P-\delta$ 曲線 (個別)

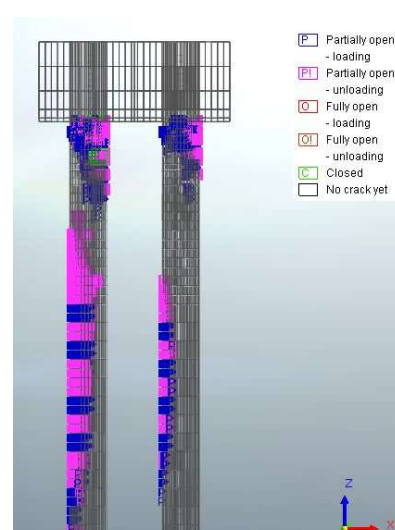
case⑦～case⑧のFEM解析コンター図を図-4.3.3.29～図-4.3.3.30に示す。主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏する傾向は、case⑥と同様であった。



(a) 主鉄筋コンター図

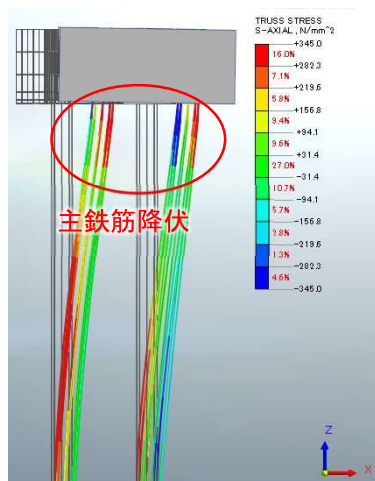


(b) 帯鉄筋コンター図

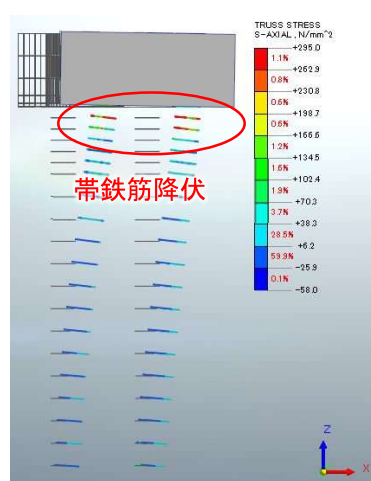


(c) ひび割れコンター図

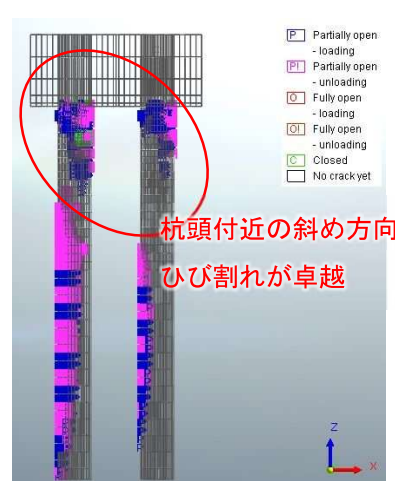
載荷点水平荷重 $P=286\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



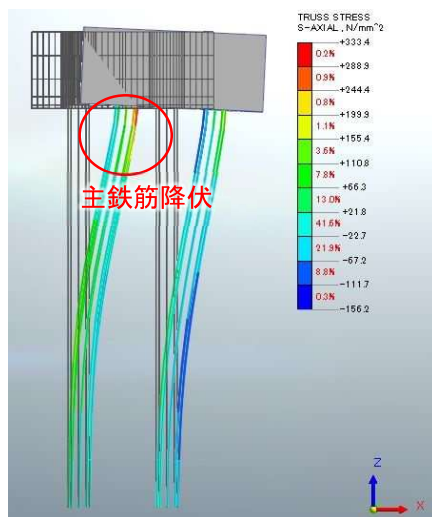
(b) 帯鉄筋コンター図



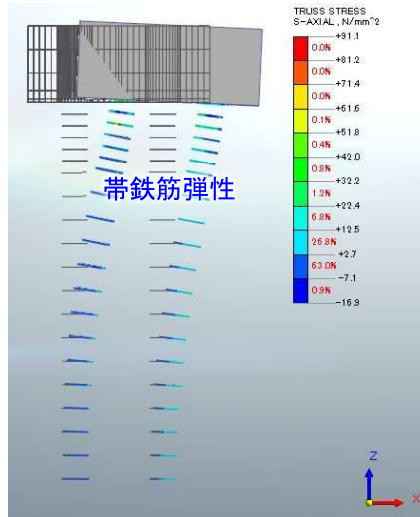
(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=345\text{kN}$ (最終ステップ)

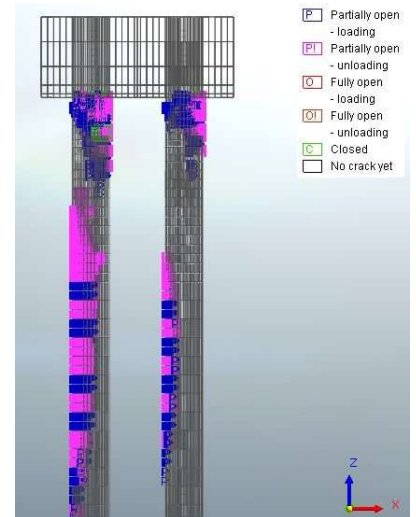
図-4.3.3.29 case⑦解析コンター図



(a) 主鉄筋コンター図

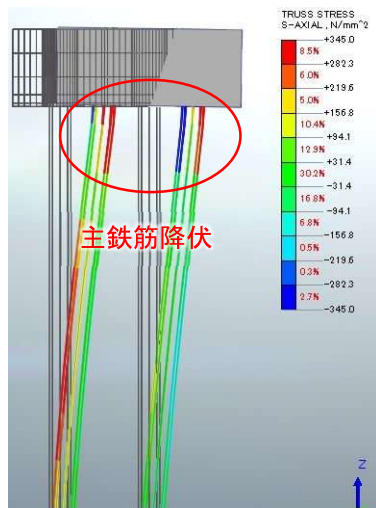


(b) 帯鉄筋コンター図

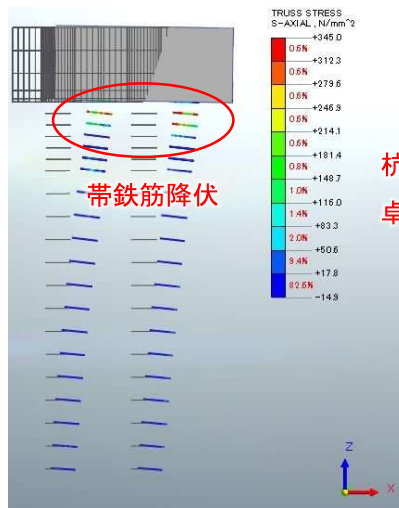


(c) ひび割れコンター図

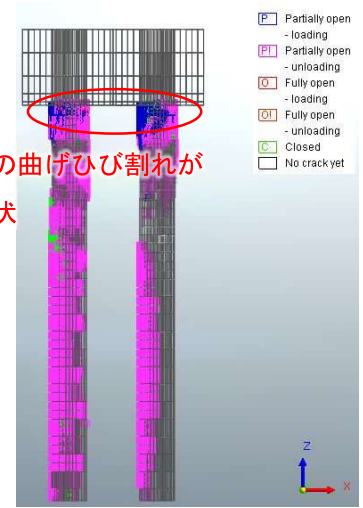
載荷点水平荷重 $P=284\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



(b) 帯鉄筋コンター図



(c) ひび割れコンター図

杭頭付近の曲げひび割れが卓越が降伏

載荷点水平荷重 $P=332\text{kN}$ (最終ステップ)

図-4.3.3.30 case⑧解析コンター図

3) 地盤条件の違いが杭の挙動に与える影響について

地盤条件の違いが杭の挙動を変化させ、4.3.1 項の実験で確認した破壊形態と異なった挙動が生じることは否定できない。

そこで、地盤条件の違いが杭の挙動に与える影響を確認するため、表-4.3.3.9 に示す case⑨を対象に検討する。硬い層の厚みは 1/4 スケール供試体では 0.75m 程度(平成 24 年道示に記載される 3m の 1/4 スケール)としている。

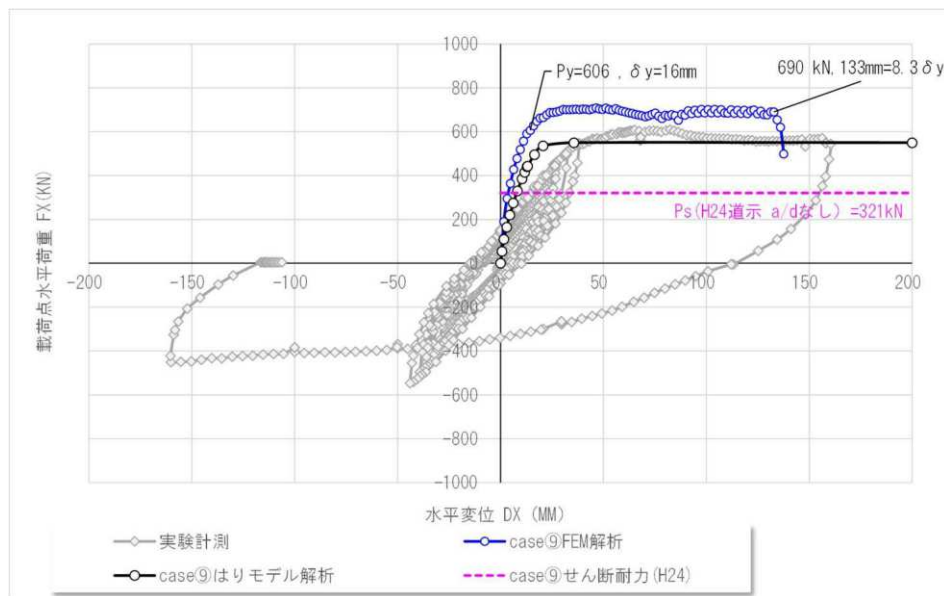
また、地盤条件に加え、鉄筋材質変化による影響も確認するため、case⑨に対し、主鉄筋・帯鉄筋の材質を SD295 から SD345 に変化させた case⑩をもとに検討を実施した。なお、表中に記載した※の case⑫については、寸法効果の影響で考察するものとする。

表-4.3.3.9 土槽実験供試体と実杭諸元の比較並びに検討ケースの着目点

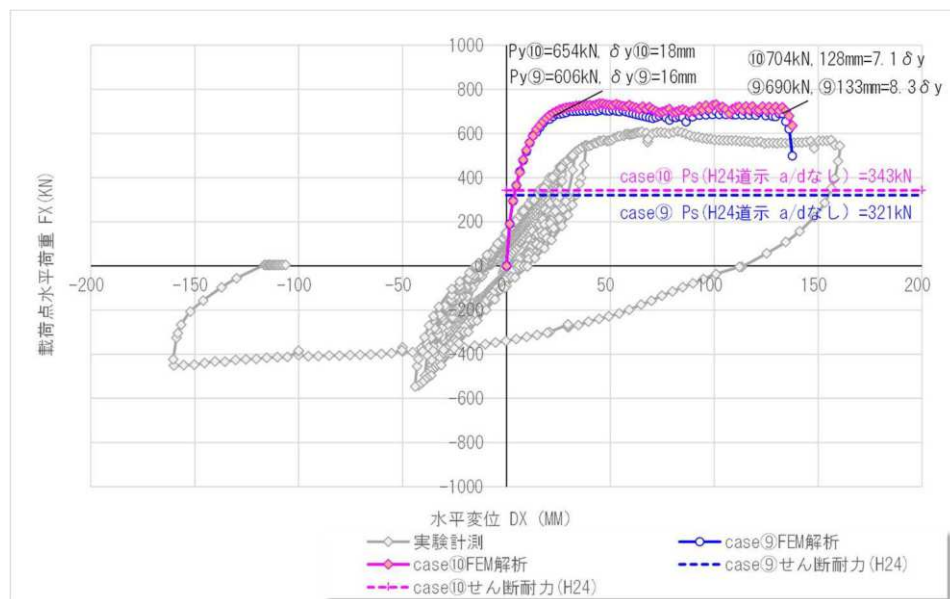
項目	土槽実験(case3)	実杭	着目点		case	
地盤条件	砂質土のみ	ほぼ互層	地盤条件	地盤条件	⑨	砂質土 0.584m 粘性土 0.750m (case1 改良土相当) 砂質土 2.666m
				地盤条件+ 材 質 (SD295 → SD345) の影響	⑩	砂質土 0.584m 粘性土 0.750m (case1 改良土相当) 砂質土 2.666m
				地盤 条件+寸法 効果の影響	⑫ ※	砂質土 2.340m (case⑨の 4 倍相当) 粘性土 3.000m (case⑨の 4 倍相当) 砂質土 10.060m

case⑨の P- δ 曲線を図-4.3.3.31(a)に示す。水平耐力が水平変位 133mm 以降に低下する傾向が見られた。ただし、降伏時変位に比べ 8 倍以上であり、水平耐力の急激な低下が生じるまでに十分な靱性を有していることから、現実には、橋脚等に損傷が拡散することも考慮すると、本解析で確認されたような水平耐力の急激な低下が問題になるとは考えにくい。

case⑩の P- δ 曲線を、図-4.3.3.31(b)に示す。降伏耐力が材質の影響により、case⑨より若干大きくなった。また、水平耐力が水平変位 128mm 以降に低下するが、その際の水平変位が case⑨と同様に、降伏時水平変位の 7 倍以上であり、水平耐力の急激な低下が生じるまでに十分な靱性を有していることから、case⑨と同様の考えで、水平耐力の急激な低下が問題になるとは考えにくい。



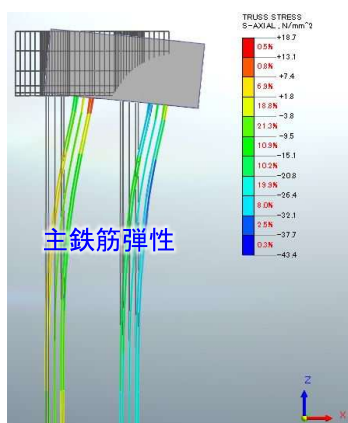
(a) case⑨の荷点位置における P- δ 曲線



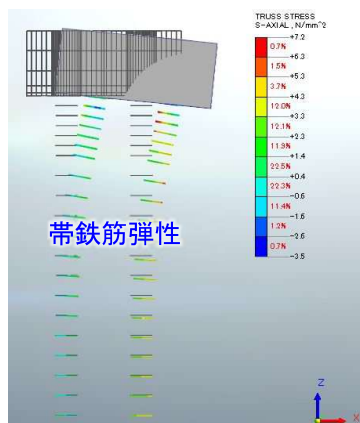
(b) case⑨、⑩の荷点位置における P- δ 曲線

図-4.3.3.31 荷点位置における P- δ 曲線 (個別)

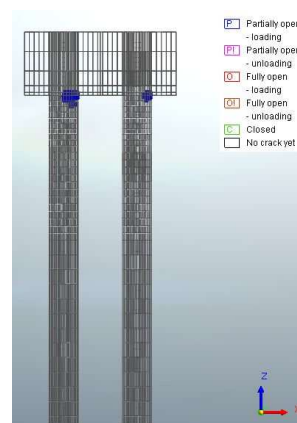
case⑨～case⑩の FEM 解析コンター図を図-4.3.3.32 および図-4.3.3.34 に示す。case⑥と同様に、主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏した。一方で、帯鉄筋の降伏の範囲は粘性土（本検討ではセメント改良土相当）の深度と関係しており、図-4.3.3.33 および図-4.3.3.35 に示すように、粘性土が単杭試験における治具のようになり、杭の水平変位を拘束することで、杭頭との間に位置する帯鉄筋が引っ張られる現象が顕著になった。この現象が、水平耐力の急激な低下につながったものと考えられるが、耐力が低下するほどの損傷が深刻になるまでには、かなりの大変位に達しなければならないことは、先述のとおりである。



(a) 主鉄筋コンター図

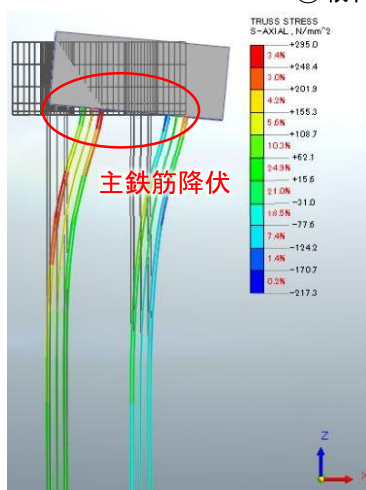


(b) 帯鉄筋コンター図

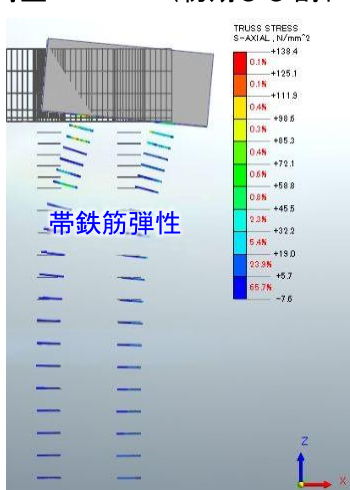


(c) ひび割れコンター図

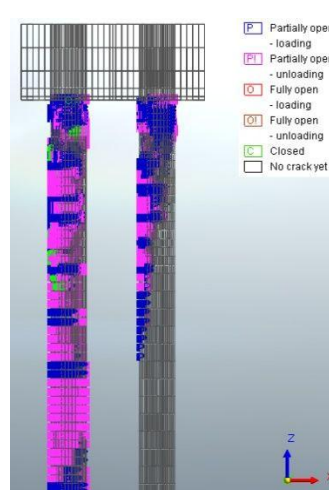
case⑨ 荷点水平荷重 $P=190\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

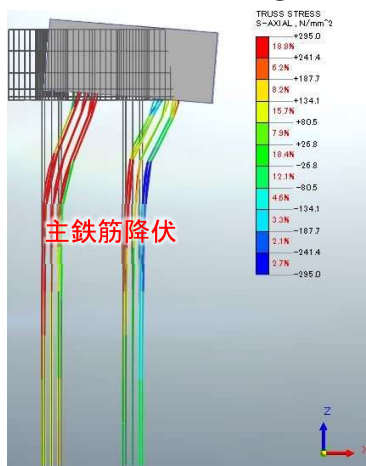


(b) 帯鉄筋コンター図

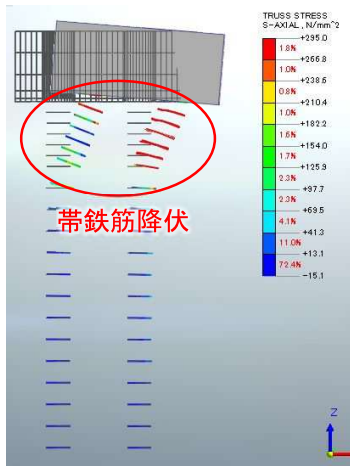


(c) ひび割れコンター図

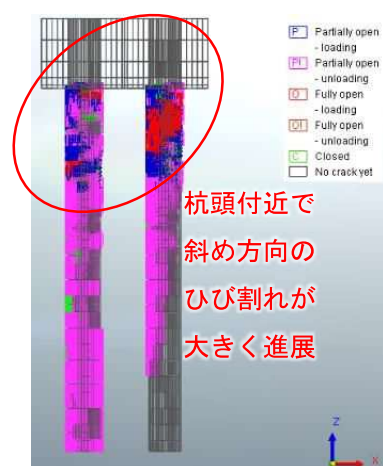
case⑨ 荷点水平荷重 $P=606\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



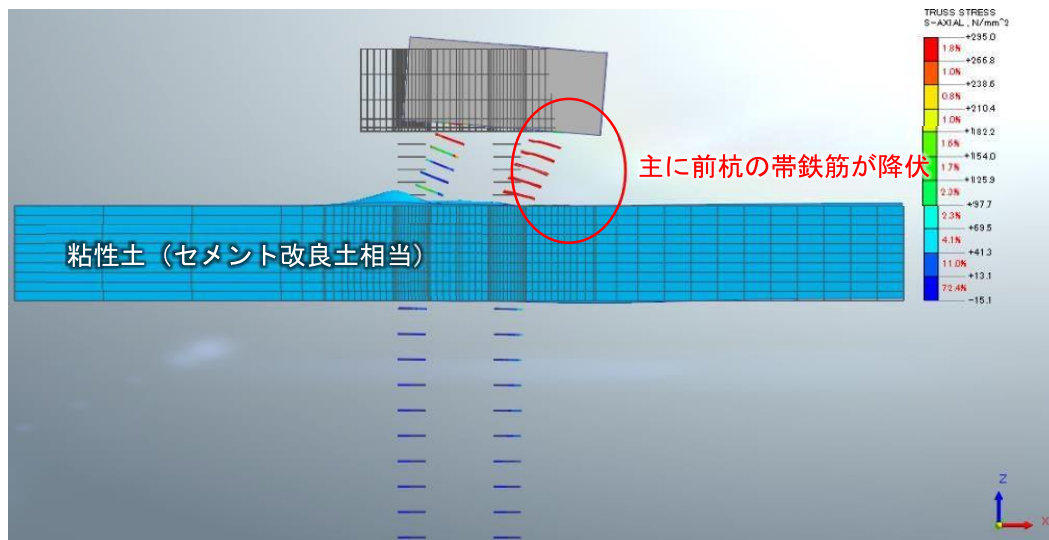
(b) 帯鉄筋コンター図



(c) ひび割れコンター図

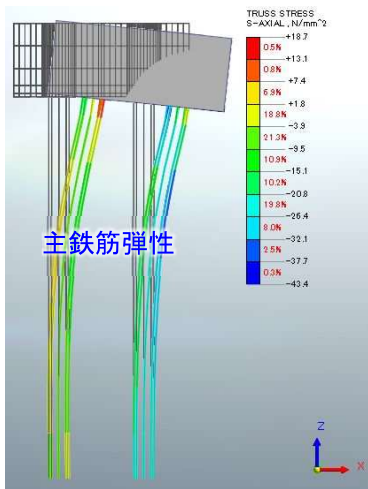
case⑨ 荷点水平荷重 $P=690\text{kN}$ (水平耐力低下時)

図-4.3.32 case⑨解析コンター図

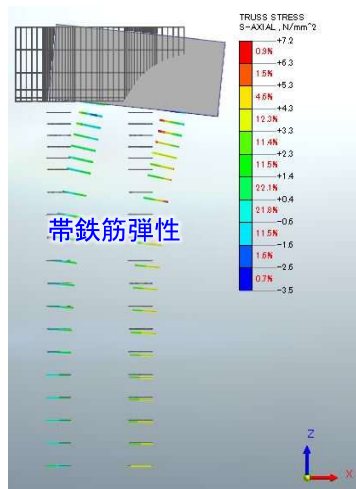


case⑨載荷点水平荷重 $P=690\text{kN}$ （水平耐力低下時）における帯鉄筋コンター図（粘性土表示）

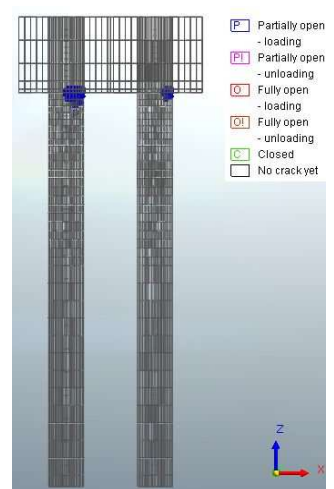
図-4. 3. 3. 33 case⑨解析コンター図



(a) 主鉄筋コンター図

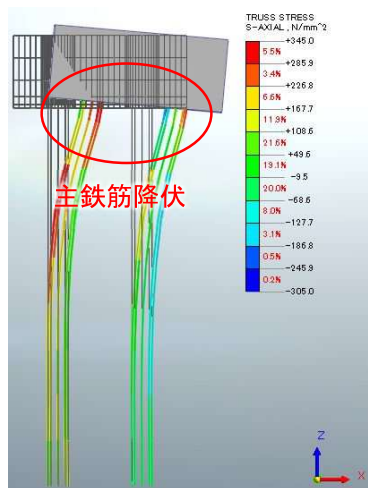


(b) 帯鉄筋コンター図

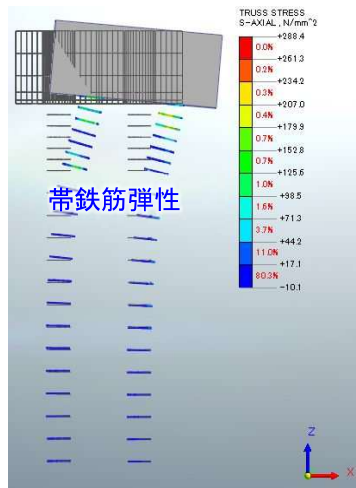


(c) ひび割れコンター図

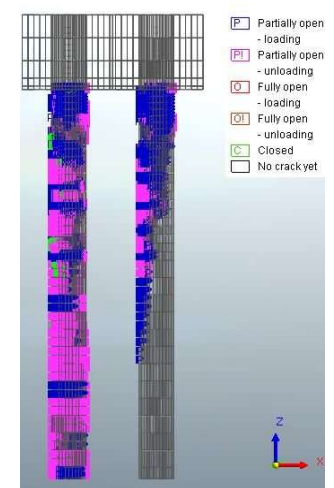
case⑩載荷点水平荷重 $P=190\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

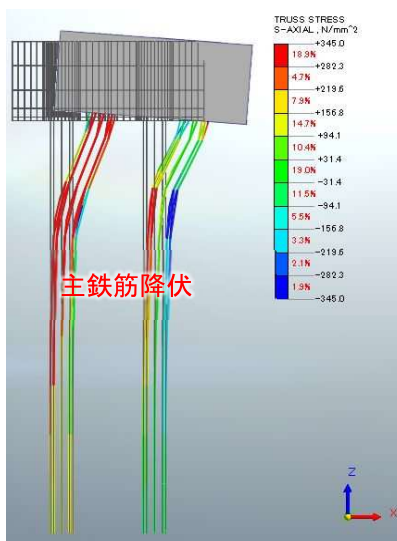


(b) 帯鉄筋コンター図

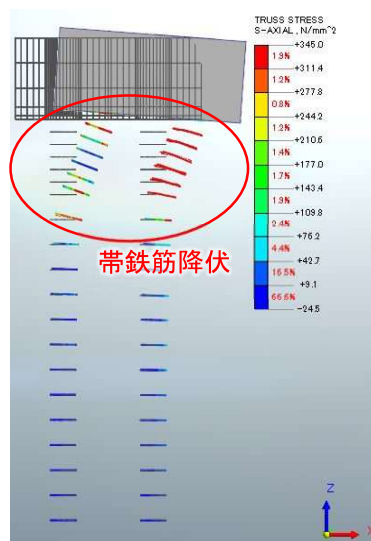


(c) ひび割れコンター図

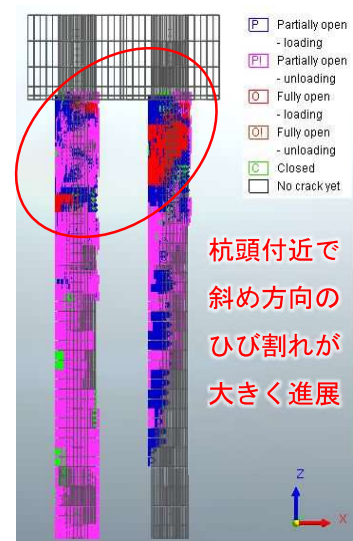
case⑩荷点水平荷重 $P=654\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



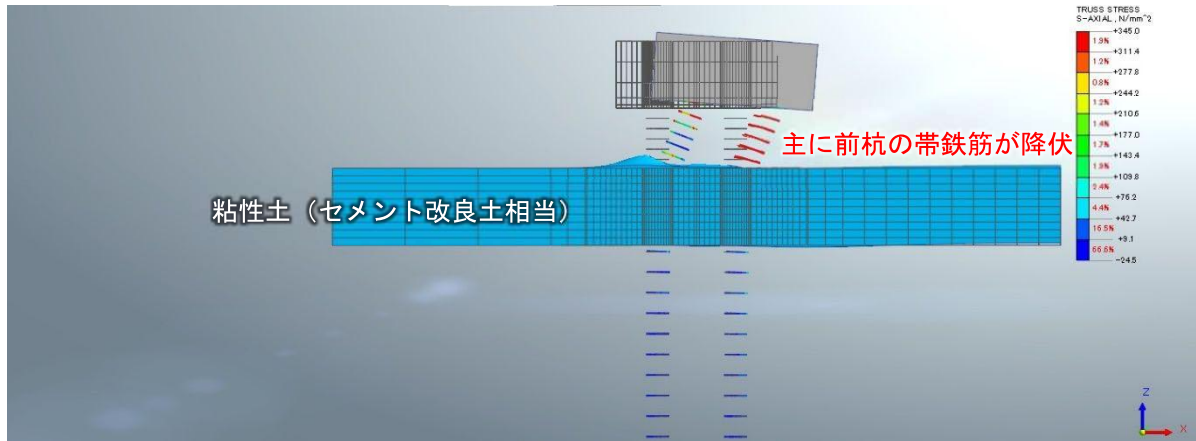
(b) 帯鉄筋コンター図



(c) ひび割れコンター図

case⑩載荷点水平荷重 $P=704\text{kN}$ (水平耐力低下時)

図-4.3.34 case⑩解析コンター図



case⑩載荷点水平荷重 $P=704\text{kN}$ （水平耐力低下時）における帯鉄筋コンター図（粘性土表示）
 図-4. 3. 3. 35 case⑩解析コンター図

4) 寸法効果が杭の挙動に与える影響について

4.3.1 項の実験に用いられた供試体寸法は実杭の 1/4 相当であることから、実杭スケールでの寸法効果に着目するため、case⑪および case⑫を対象に検討する。なお、case⑪は、case⑥を実杭相当としたもの、case⑫は case⑪の地盤条件を互層に変更したケースである。

図-4.3.3.36 に、荷重点位置における P- δ 曲線を示す。平成 24 年道示式のせん断耐力が 4770kN であるため、設計上せん断耐力に達しているが、 $4\delta y$ 以上まで水平耐力が低下しなかった。また、FEM 解析による P- δ 曲線は、若干相違があるものの、はりモデルによる解析結果と同様の挙動となった。

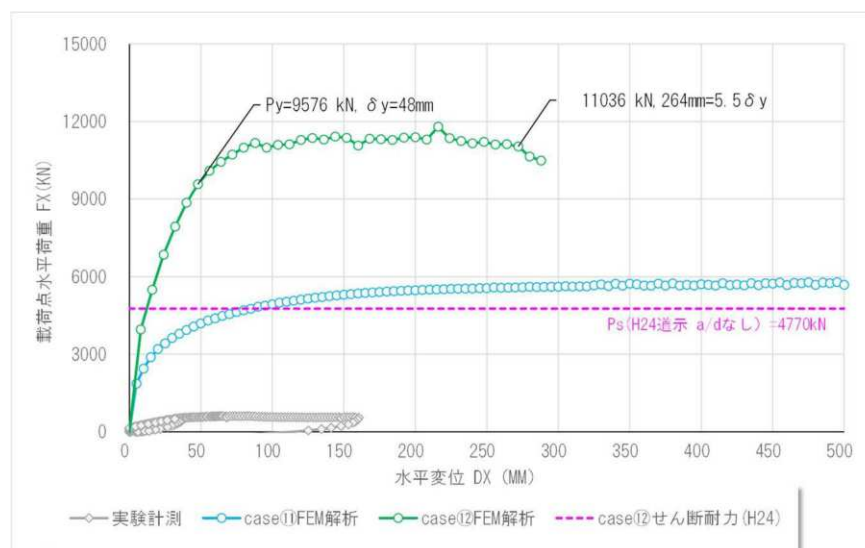
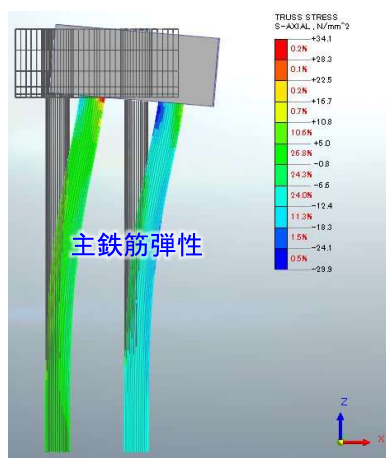
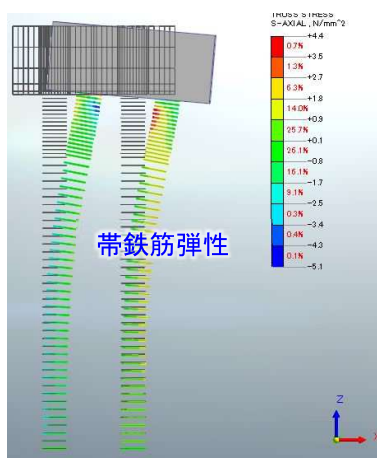


図-4.3.3.36 case⑪および case⑫の荷重点位置における P- δ 曲線

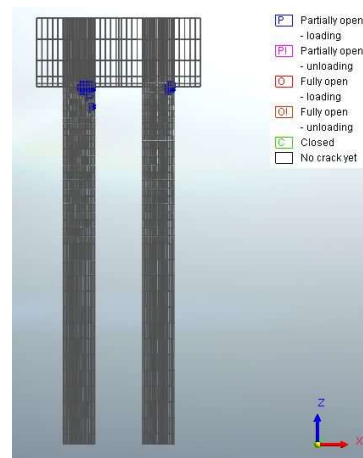
case⑪のFEM解析コンター図を図-4.3.3.37に示す。主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏した。この挙動は1/4スケールモデルのcase⑥と同様であり、寸法効果による違いは見られなかった。



(a) 主鉄筋コンター図

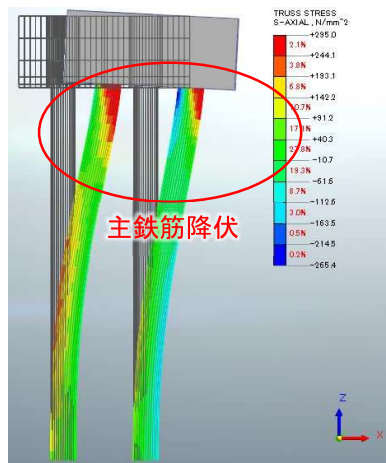


(b) 帯鉄筋コンター図

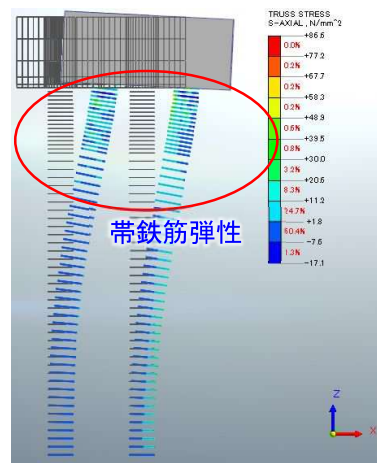


(c) ひび割れコンター図

載荷点水平荷重 $P=1864\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

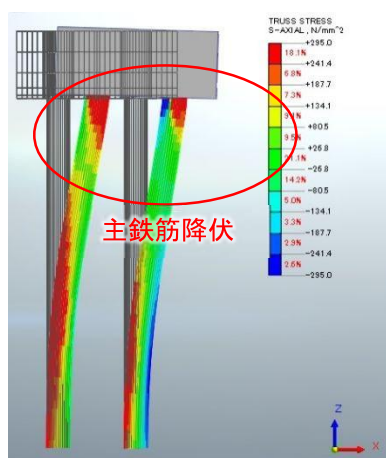


(b) 帯鉄筋コンター図

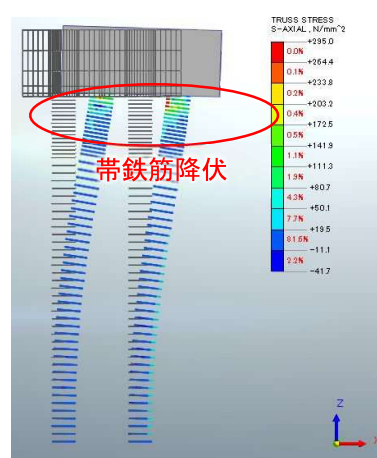


(c) ひび割れコンター図

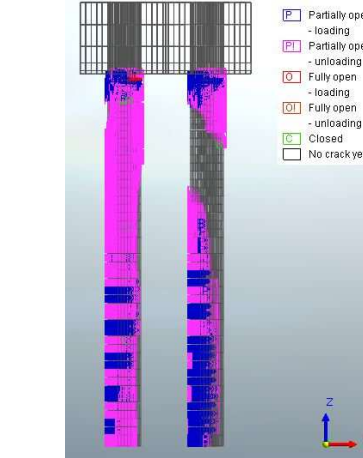
載荷点水平荷重 $P=4837\text{kN}$ (平成24年道式せん断耐力以上の時)



(a) 主鉄筋コンター図



(b) 帯鉄筋コンター図

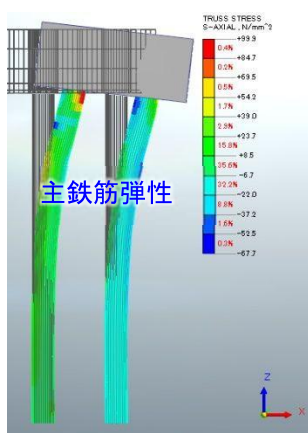


(c) ひび割れコンター図

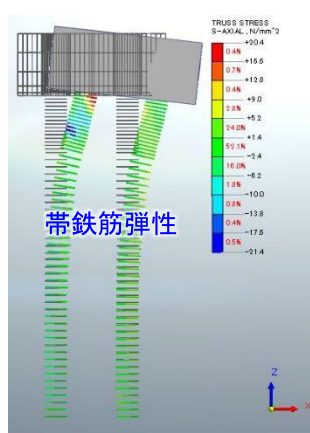
載荷点水平荷重 $P=5571\text{kN}$ (帯鉄筋降伏時)

図-4.3.3.37 case⑪解析コンター図

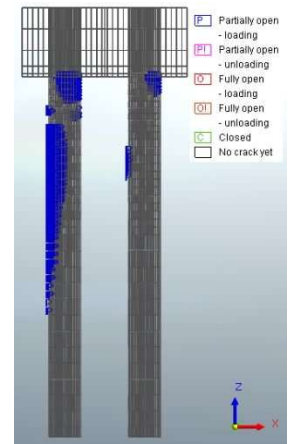
case⑫のFEM解析コンター図を図-4.3.3.38に示す。主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏した。この挙動は1/4スケールモデルのcase⑥と同様であり、寸法効果による違いは見られなかった。



(a) 主鉄筋コンター図

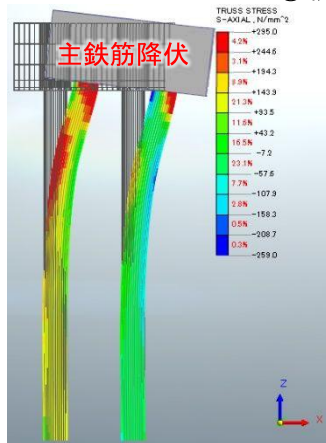


(b) 帯鉄筋コンター図

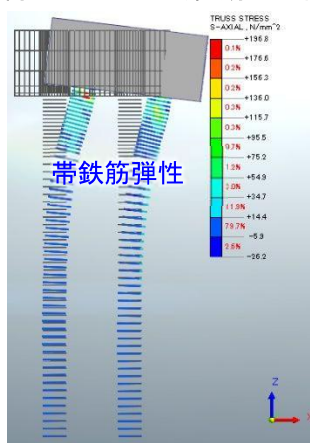


(c) ひび割れコンター図

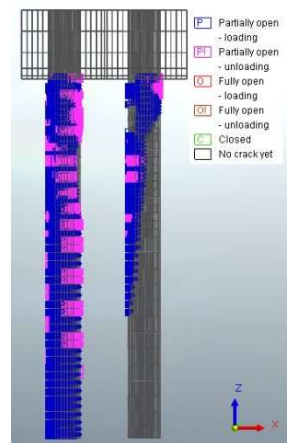
case⑫ 荷点水平荷重 $P=396\text{kN}$ (初期ひび割れ発生時)



(a) 主鉄筋コンター図

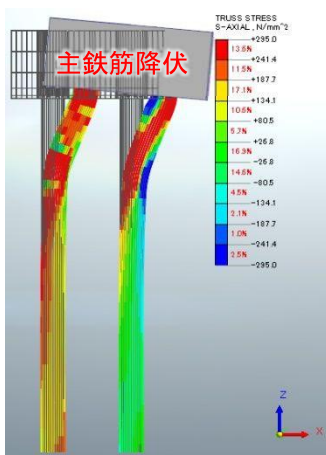


(b) 帯鉄筋コンター図

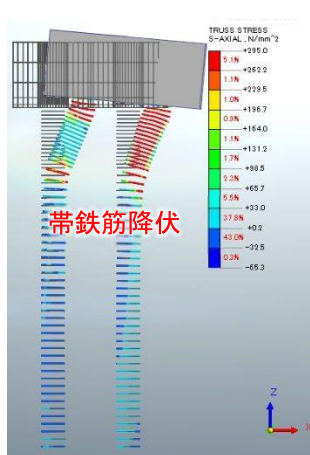


(c) ひび割れコンター図

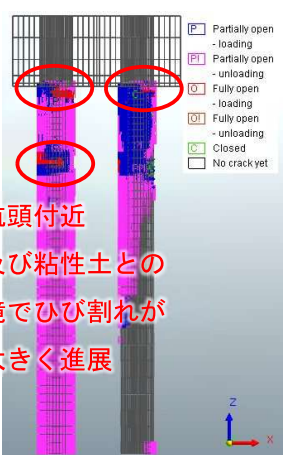
case⑫ 荷点水平荷重 $P=9576\text{kN}$ (主鉄筋降伏時水平力相当時)



(a) 主鉄筋コンター図



(b) 帯鉄筋コンター図



(c) ひび割れコンター図

杭頭付近
及び粘性土との
境でひび割れが
大きく進展

case⑫ 荷点水平荷重 $P=11306\text{kN}$ (水平耐力低下時)

図-4.3.3.38 case⑫解析コンター図

(8) まとめ

本項では、地盤中の組杭の挙動に影響を及ぼす各種要因を、杭諸元、設計年次、地盤条件、寸法効果の 4 つに大別し、その影響を 3 次元 FEM 解析により検討した。検討結果は次のとおりである。なお、解析に際し、4.3.2 項で 4.3.1 項の実験の再現解析を行うことで解析結果の妥当性を確認した case3 のモデルをもとにした。

1) 杭諸元の違いが杭の挙動に与える影響について

杭諸元の違いに着目し、主鉄筋量→帯鉄筋量(杭頭 2D 範囲/杭先端範囲)→コンクリートの材質(SD295)→主鉄筋・帯鉄筋の材質(SD295)の順を変化させ、杭の挙動に与える影響を確認したが、どの場合も、実験と同様に、急激な耐力低下は生じず、4 δ y 以上の変位まで水平耐力が低下しないという結果になった。このことから、杭諸元の違いは、地盤中の組杭の挙動に大きな影響はないと考えられる。

2) 設計年次の違いが杭の挙動に与える影響について

平成 8 年以降に鉄筋材質の規定が変わったことに着目し、鉄筋材質の変更を設計年次の違いとみなして、主鉄筋を SD295 から SD345 に変更→さらに帯鉄筋も SD345 に変更という順で変化させ、杭の挙動に与える影響を確認したが、杭の挙動に大きな変化はなかった。このことから、本検討における設計年次の違いは、地盤中の組杭の挙動に大きな影響はないと考えられる。

3) 地盤条件の違いが杭の挙動に与える影響について

地盤条件の違いに着目し、硬い層を有するような互層の地盤条件とした場合に杭の挙動に与える影響を確認した。互層の地盤条件では、大変形時に水平耐力が急激に低下する挙動が見られた。この挙動は、硬い層が単杭実験における治具のようになり、杭の水平変位を拘束したことで、杭頭との間に位置する帯鉄筋が引っ張られる現象が顕著になったために生じたと考えられる。この挙動は、4.3.1 項の実験で確認された挙動とは異なっているが、水平耐力の急激な低下が生じるまでに十分な靱性を有していることから、現実には、橋脚等に損傷が拡散することも考慮すると、本解析で確認されたような水平耐力の急激な低下が問題になるとは考えにくいと推察される。

4) 寸法効果が杭の挙動に与える影響について

寸法効果に着目し、実杭と同程度のスケールでモデル化した場合に杭の挙動に与える影響を確認した。実験と同様に、急激な耐力低下は生じず、4 δ y 以上の変位まで水平耐力が低下しないという結果になった。また、主鉄筋が帯鉄筋より先に降伏するという挙動もスケールが小さい供試体で確認した挙動と同様であった。これらのことから、寸法効果は、地盤中の組杭の挙動に大きな影響はないと考えられる。

4.4 既往のせん断破壊実験結果と平成 24 年道示のせん断耐力との比較

4.4.1 検討の目的

平成 24 年道示に基づき算定されたせん断耐力が実験値に対しどの程度の余裕代を有するかを把握するため、せん断耐力の実験値（表-4.4.1.1 に示す既往の載荷実験でせん断破壊が生じた実験）と平成 24 年道示に基づき算定されたせん断耐力との比較を行った。

表-4.4.1.1 せん断破壊実験一覧表

著者・タイトル・出典まとめ	
1)	小川幸雄、林静雄、黒正清治:軸力と曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱の強度と変形性状に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)(1980.9)
2)	山野辺宏治、黒正清治、福原正志、林静雄、小林克巳:曲げせん断及び軸力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱のせん断強度と変形性状に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)(1982.10)
3)	伊藤光康、福田武久、鳥谷利夫、菊田繁美:鉄筋コンクリート円形断面柱の復元力特性に関する研究(その1 実験概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)(1986.08)
4)	鈴木計夫、中塚信、中田浩之、白沢吉衛 :SD50 材の円形スパイラル筋を用いたRC円形柱のせん断耐力・変形特性、コンクリート工学年次論文報告集10-3(1988)
5)	是永健好、小林淳、小室努、川端一三:異形PC鋼棒で横補強された場所打ちRC杭のせん断性状、コンクリート工学年次論文報告集Vol.20, No.3(1998)
6)	木村嘉富、大越盛幸、阪野彰、福井次郎:場所打ち杭のせん断耐力評価法に関する載荷試験、土木学会第53回年次学術講演会(1998.10)
7)	戸塚信弥、佐藤勉、金森真、岡本大:高強度せん断補強鉄筋を用いた円形部材のせん断耐力、土木学会第53回年次学術講演会(1998.10)
8)	白都滋、稲村利男、田村昌仁、勅使川原正臣:実大場所打ちRC杭の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集Vol.20, No.3(1998)
9)	長江拓也、香取慶一、林静雄:場所打ちコンクリート杭への高強度せん断補強筋の適用に関する考察、コンクリート工学年次論文報告集Vol.21, No.3(1999)
10)	酒向靖二、山田和夫、山本俊彦:場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に関する基礎的研究、コンクリート工学年次論文報告集Vol.21, No.3(1999)
11)	吉田誠、山本俊彦、山田和夫:鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集Vol.21, No.3(1999)
12)	新井元植、吉田誠、山本俊彦、山田和夫:場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究、コンクリート工学年次論文報告集Vol.22, No.3(2000)
13)	酒向靖二、山田和夫、山本俊彦、矢野伸司:場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に及ぼすせん断スパン比の影響、コンクリート工学年次論文報告集Vol.22, No.3(2000)
14)	酒向靖二、山田和夫、山本俊彦、矢野伸司:円形断面を有する鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に及ぼす構成素材の影響、コンクリート工学年次論文報告集Vol.23, No.3(2001)
15)	本庄正樹、長江拓也、柳瀬高仁、林静雄:場所打ちコンクリート杭のせん断挙動に及ぼす寸法効果に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集Vol.23, No.3(2001)
16)	山本俊彦、山田和夫、矢野伸司:鉄筋コンクリート円形部材の曲げせん断性状に関する実験、コンクリート工学年次論文報告集Vol.23, No.3(2001)
17)	矢野伸司、山田和夫、山本俊彦、:円形断面を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ・せん断挙動、コンクリート工学年次論文報告集Vol.24, No.2(2002)
18)	金東範、長江拓也、香取慶一、林静雄:RC造柱の断面形状が損傷過程と終局性能に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集Vol.24, No.2(2002)
19)	山本俊彦、山田和夫、矢野伸司:高強度せん断補強筋を用いた円形RC柱の曲げせん断挙動、コンクリート工学年次論文報告集Vol.24, No.2(2002)
20)	山田和夫、山本俊彦、岡田亨:断面形状の異なる鉄筋コンクリート部材の曲げ・せん断挙動、コンクリート工学年次論文報告集Vol.25, No.2(2003)
21)	村田義行、齊藤弘幸、香取慶一、林静雄:泥水中打設された場所打ちコンクリート杭のせん断強度に関する実験(その1)実験概要および実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)(2005.9)
22)	田所敏弥、谷村幸裕、服部尚道、北沢宏和:逆対称曲げ荷重を受けるRC円形断面部材のせん断耐力におよぼすせん断スパン比の影響、コンクリート工学年次論文報告集Vol.27, No.2(2005)
23)	田所敏弥、谷村幸裕、服部尚道、北沢宏和:逆対称曲げ荷重を受ける円形RC部材のせん断耐力におよぼす帯鉄筋の影響、コンクリート工学年次論文報告集Vol.28, No.2(2006)
24)	大石峻也、渡辺健、米花萌、二羽淳一郎:せん断補強鉄筋を有する円形断面RCはりのせん断耐力評価、コンクリート工学年次論文報告集Vol.31, No.2(2009)
25)	米花萌、松本浩嗣、二羽淳一郎:円形断面を有するRCディープビームのせん断耐力評価、コンクリート工学年次論文報告集Vol.33, No.2(2011)
26)	渡辺健、大石峻也、米花萌、二羽淳一郎:中実円形断面鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価に関する実験的研究、土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造)、Vol.67, No.2, 200-212(2011)
27)	七澤利明、河野哲也、宮原清、今広人、秋山充良、矢田哲也、飯田努、荻田成也、堀川剛、山田正毅、田中昌史、今井康幸、: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、共同研究報告書,第497号(2018.2)

4.4.2 平成 24 年道示のせん断耐力算定式

平成 24 年道示では、部材に生じるせん断耐力が、式 (1) により算出する断面のせん断耐力 P_s 以下であることを照査するよう規定している。既製 RC 杭のせん断耐力 P_s はコンクリートが負担するせん断耐力 S_c とせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_s の和で表される。

$$\left. \begin{aligned} P_s &= S_c + S_s \\ S_c &= C_c C_e C_{pt} C_n \tau_c b d \\ S_s &= A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta) / (1.15s) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

P_s : せん断耐力	N
S_c : コンクリートが負担するせん断耐力	N
τ_c : コンクリートが負担する平均せん断応力度 (表-5.2.1 参照)	N/mm ²
C_c : 荷重の正負交番载荷の影響に関する補正係数 (基礎については 1.0)	
C_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数 (表-4.2.2 参照)	
C_n : 軸方向圧縮力による補正係数	
C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 P_t に関する補正係数 (表-10.2.1.3 参照)	
d : 部材断面の有効高	mm
b : 部材断面幅	mm
S_s : 鉄筋が負担するせん断耐力	N
A_w : 間隔 s 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積	mm ²
σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点 (上限は 345N/mm ²)	N/mm ²
s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔	mm
θ : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度	°

表-5.2.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 σ_k	21	24	27	30
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37

表-4.2.2 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

表-4.2.3 軸方向引張鉄筋比 P_t に関する補正係数 c_{pt}

軸方向引張鉄筋比 P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

また、せん断スパン a が有効高 d の 2.5 倍以下となる場合、表-8.7.1 および式 (8.7.3) に示すとおり、道路橋示方書・同解説IV下部構造編の規定に基づき、せん断スパン比 a/d によるコンクリートの負担するせん断耐力 S_c の割増係数および斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 S_s の低減係数をそれぞれのせん断耐力に乗じることで行った。

表-8.7.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 c_{dc}

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

$$c_{ds} = (a/d)/2.5 \dots\dots\dots (8.7.3)$$

c_{ds} : せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数

4.4.3 平成24年道示に基づき算定されたせん断耐力の実験値に対する余裕代

既往実験結果とせん断耐力式を比較した結果、図-4.4.3.1に示すようにせん断スパン比 a/d による補正を考慮した平成24年道示式で評価を行うことで、より合理的で精度良くかつ安全側の評価となり得ることが多数の実験データから実証された。ただし、ここでは実験値に対する算定式の算定誤差の影響は考慮されていないため、適切な評価を行うためには、算定式の確からしさについて検討を行う必要がある。すなわち、既往のせん断破壊実験結果（実験値）と平成24年道示式（ a/d 考慮）による計算値（算定値）の統計量（バイアス、標準偏差、変動係数）に対する5%フラクティル値 $\alpha_{5\%}$ を考慮する。なお、ここでは、実験値と算定式による計算値の比率は図-4.4.3.2に示す正規分布に従うと仮定する。検討フローを図-4.4.3.3に示す。

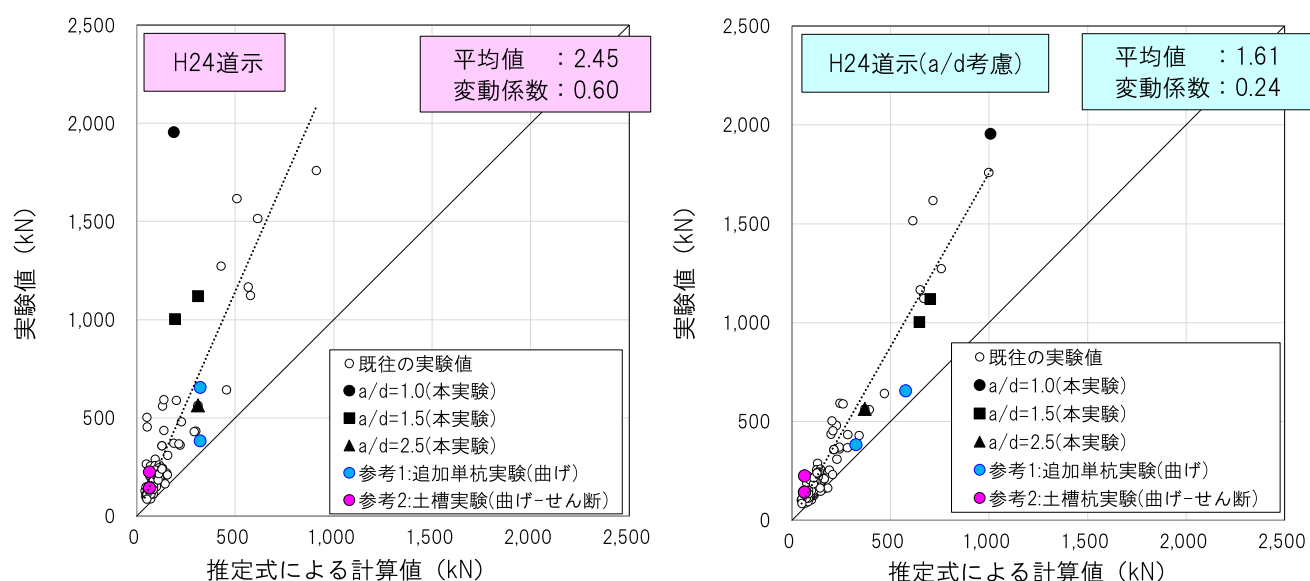


図-4.4.3.1 既往のせん断破壊実験結果と平成24年道示値の比較

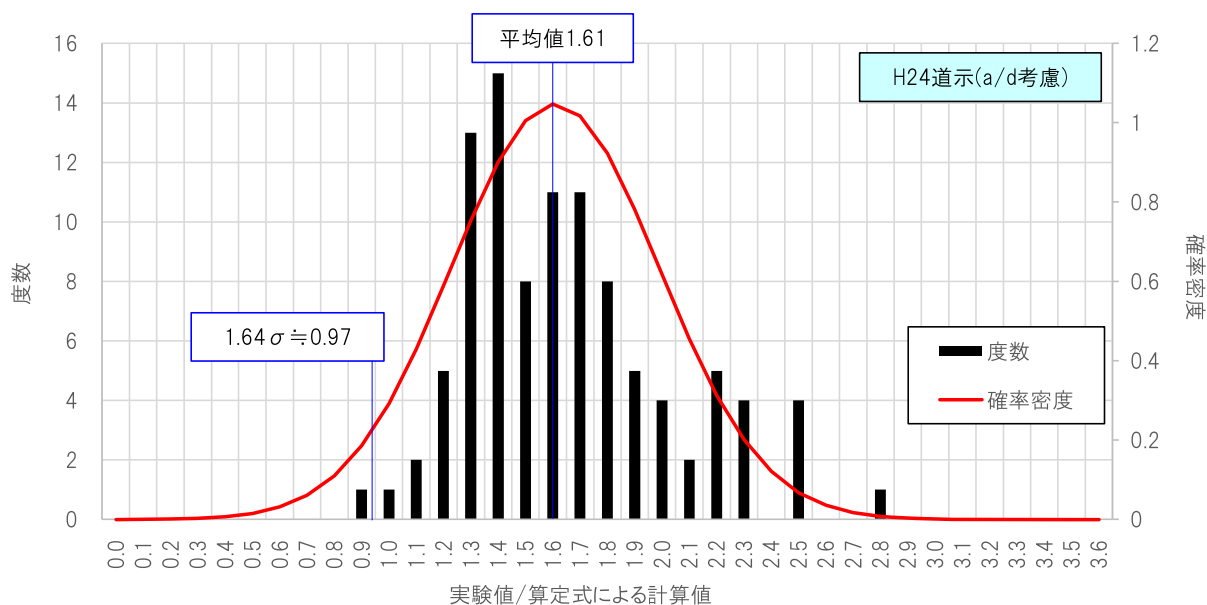


図-4.4.3.2 平成24年道示式 (a/d 考慮) のばらつき

橋梁の信頼性設計の適用に関する検討フロー（標準）

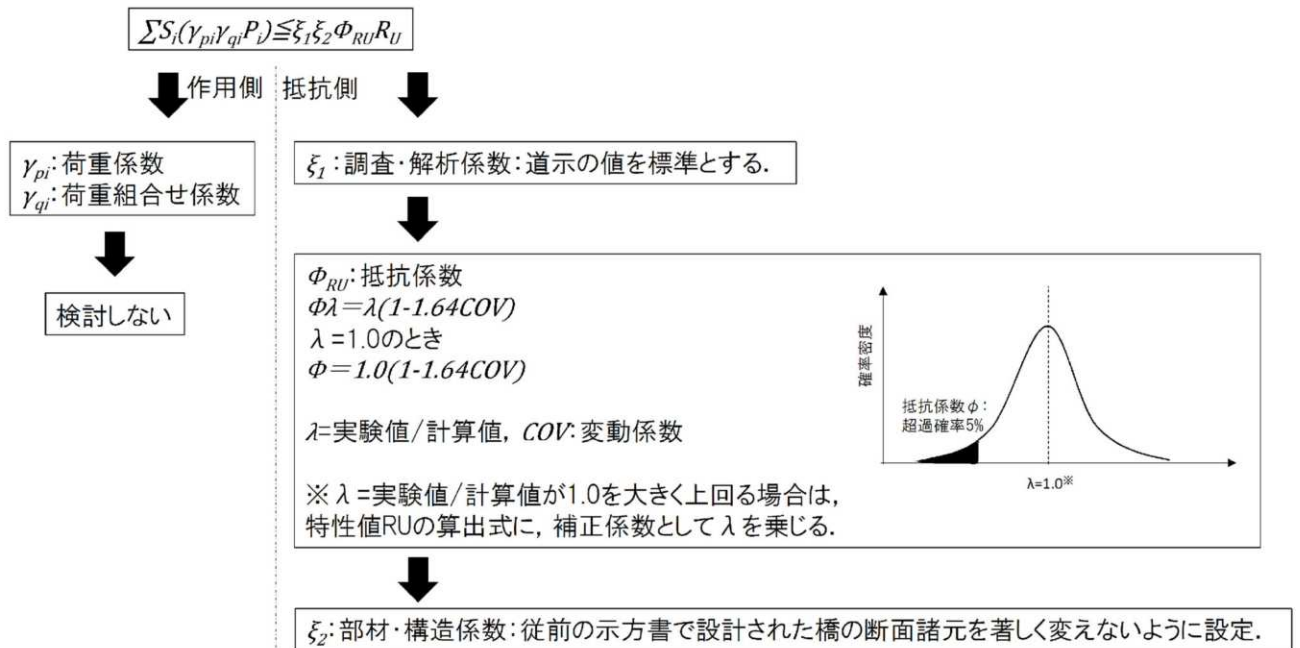


図-4.4.3.3 算定式の確からしさに関する検討フロー

一般に、5%フラクタイル値（ある分布に対してこれを下回る確率が5%以下となる値） $\alpha_{5\%}$ は、式(2)で表される。

$$\alpha_{5\%} = \lambda \cdot (1 - 1.64 \cdot \text{COV}) \quad \dots \dots \dots \text{式 (2)}$$

ここに、 λ : バイアス (=実験値/算定値)

COV : 変動係数

図-4.4.3.1(右)より、実験値と算定値の統計量は、 $\lambda=1.61$ 、 $\text{COV}=0.24$ であることから、式(2)より、 $\alpha_{5\%}=1.61 \cdot (1 - 1.64 \cdot 0.24) = 0.97$ となる（←バイアス $\lambda=1.61$ 、抵抗係数 $\phi=1 - 1.64 \cdot 0.24=0.60$ と同義）。以上より、本検討では既設場所打ち杭のせん断耐力評価手法として、平成24年道示式(a/d考慮)に対して5%フラクタイル値 $\alpha_{5\%}$ を考慮した式(3)（以下、平成24年道示式(a/d考慮、提案値)）を提案する。

$$P_s = \alpha_{5\%} (S_c + S_s) \quad \dots \dots \dots \text{式 (3)}$$

ここに、 $\alpha_{5\%} = 0.97$

S_c 、 S_s は 4.4.2 を参照

図-4.4.3.4 に実験値と式(3)による算定値との比較結果を示す。既往の実験値を概ね安全側に評価できている。

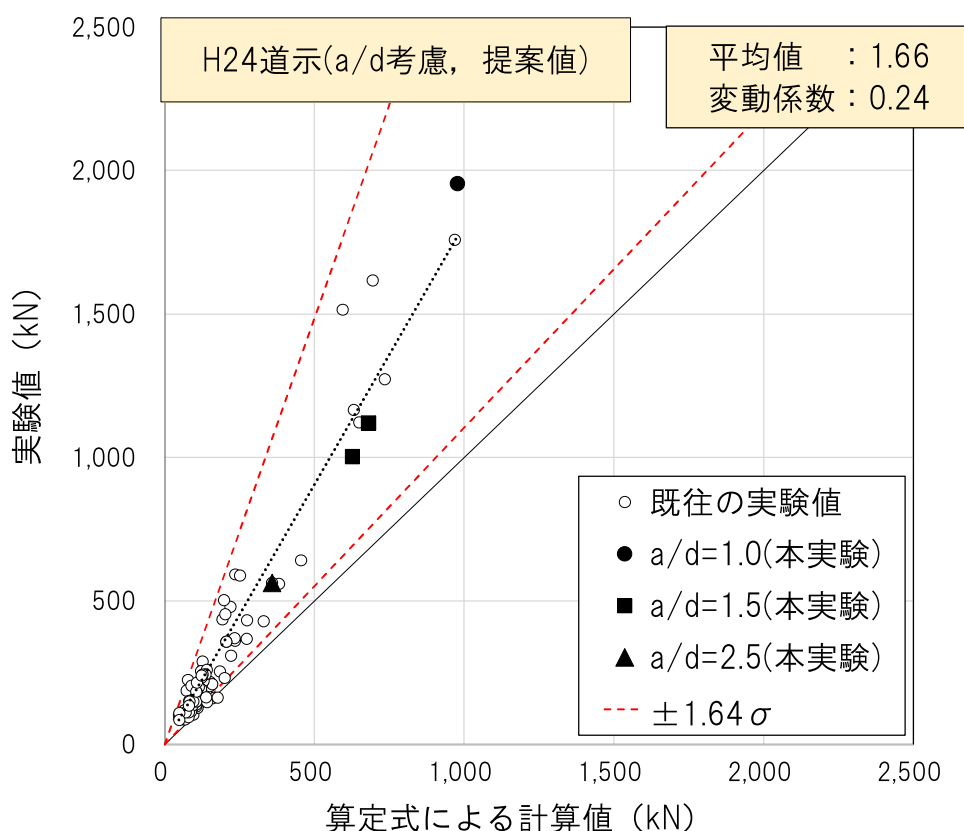


図-4.4.3.4 実験値と平成24年道示式(a/d考慮、提案値)の比較

4.5 せん断耐力に考慮できる実材料強度に関する検討

4.5.1 検討の目的

せん断耐力を算定する上で、既設場所打ち杭基礎に考慮できる実際の材料強度（実材料強度）がどの程度であるかを把握することを目的とする。

4.5.2 既設基礎杭の実材料強度の調査

(1) コンクリート

コンクリートの実強度について、蓄積データが比較的豊富な場所打ち杭を対象に、調査を実施した。なお、構造物施工管理要領⁸⁾によれば、場所打ち杭のコンクリート強度は、杭施工後の実物の杭天端から3つの円柱状のコアを採取し、それら3つのコアの平均圧縮強度を場所打ち杭の圧縮強度としている。よって、建設時の場所打ち杭は、圧縮強度用の試験体を作製して確認したものではなく、杭の実物のコンクリート強度を直接的に確認したものであるため、せん断耐力に考慮しても差し支えないと考えられる。

1) コンクリートの品質基準

一般に、場所打ち杭に用いるコンクリートは、表-4.5.2.1に示すように品質管理が容易で、施工実績の多い呼び強度が30N/mm²の水中コンクリートが用いられている。

表-4.5.2.1 場所打ち杭のコンクリートの品質基準

コンクリートの種別	使用構造物	材齢28日における圧縮強度(N/mm ²)	スランプ(cm)	空気量(%)	粗骨材の最大寸法(mm)	セメントの種類	最小単位セメント量(kg/m ³)	最大塩化物含有量(kg/m ³)
Y1-1	場所打ち杭 (人力掘削を除く)	30	18±2.5	4.5±1.5	20、25	N、BB	350	0.3

注3) Y1-1の材齢28日における圧縮強度は、水中割増しを乗じた値であるため、設計基準強度としては割り戻した値Y1-1(24N/mm²)である。

2) 建設時の工事記録情報の調査結果

建設時の工事記録情報（表-4.5.2.2）により確認された、コア採取時の実強度は図-4.5.2.1に示す通りで、平均で38.3N/mm²、変動係数は0.07である。

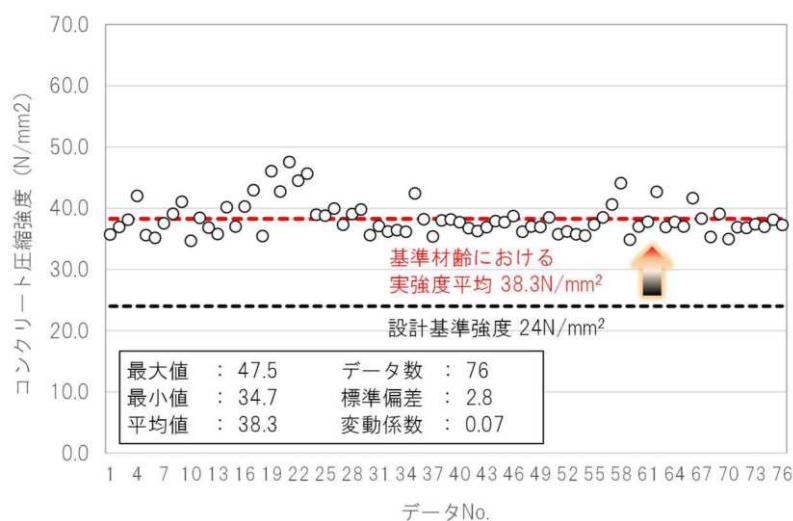


図-4.5.2.1 基準材齢（コア採取時：概ね28日）における実強度

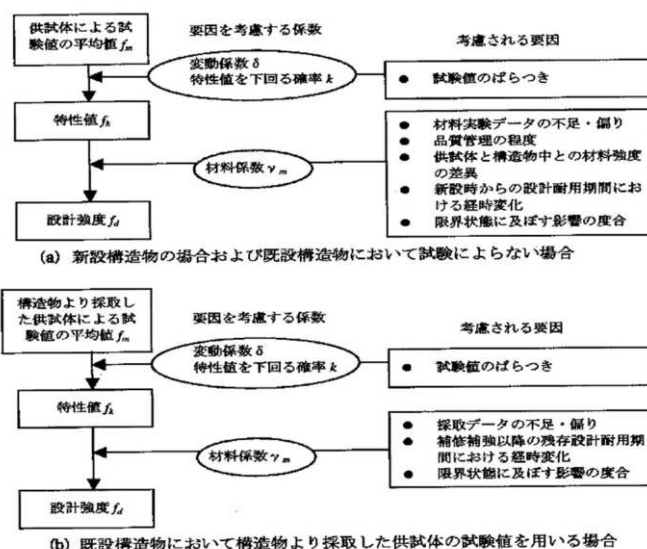
表-4.5.2.2 コンクリート強度の調査記録一覧表

No.	橋梁名・工事名	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	実強度 σ_c (N/mm ²)	
			基準材齢 i 日における強度	
				基準材齢 i
1	下町屋高架橋	24.0	35.7	28日
2	下町屋高架橋（Ⅱ期）	24.0	37.0	28日
3	瓦木西高架橋	24.0	38.1	28日
4	岩見川橋	24.0	42.0	28日
5	古川橋	24.0	35.6	28日
6	多賀城高架橋	24.0	35.2	28日
7	長都橋	24.0	37.5	28日
8	権現原OV	24.0	39.1	56日
9	十九ノ丘橋OV	24.0	41.1	56日
10	赤羽根高架橋	24.0	34.7	28日
11	芝立体工事（東京外環）	24.0	38.4	28日
12	西春日高架橋	24.0	36.8	28日
13	さがみ縦貫宮山高架橋	24.0	35.8	28日
14	小瀬川橋	24.0	40.2	56日
15	東北線（東京外環）	24.0	37.0	28日
16	栢岡川橋	24.0	40.3	28日
17	東富士五湖道路	24.0	42.9	28日
18	大分道 朝倉西	24.0	35.5	28日
19	大東橋	24.0	46.1	28日
20	薬師堂橋	24.0	42.7	28日
21	十一川橋	24.0	47.5	28日
22	南田付橋	24.0	44.5	28日
23	加納橋	24.0	45.7	28日
24	長浜橋	24.0	39.0	28日
25	近畿道摂津工事	24.0	38.8	56日
26	隼人堀本線橋	24.0	39.9	91日
27	遠田1号橋	24.0	37.3	56日
28	栃木南工事	24.0	39.1	56日
29	新玉川橋	24.0	39.8	28日
30	名古屋南IC Aランプ橋	24.0	35.6	56日
31	下根跨道橋	24.0	37.1	28日
32	宮山高架橋	24.0	36.2	28日
33	竹馬川橋	24.0	36.4	28日
34	倉真川橋	24.0	36.2	56日
35	東安田橋	24.0	42.4	91日
36	斐川高架橋	24.0	38.2	28日
37	大池橋	24.0	35.4	28日
38	太田川橋	24.0	38.0	56日
39	中田井川橋	24.0	38.2	28日
40	海岸寺川橋	24.0	37.7	28日
41	綾瀬川専用下部工事	24.0	36.8	28日
42	中条橋	24.0	36.3	28日
43	宮川工事	24.0	36.9	28日
44	葉梨高架橋	24.0	37.9	28日
45	向峠工事	24.0	37.7	28日
46	陣屋川橋	24.0	38.7	28日
47	宝満川橋	24.0	36.2	28日
48	朝倉橋	24.0	37.0	28日
49	秋光川橋	24.0	36.9	28日
50	中田井川橋	24.0	38.5	28日
51	嘉瀬川橋	24.0	35.8	28日
52	小野第一高架橋	24.0	36.2	28日
53	白滝川橋	24.0	35.7	28日
54	山賀高架橋	24.0	35.6	28日
55	横島西高架橋	24.0	37.3	28日
56	志波高架橋	24.0	38.5	56日
57	原町高架橋	24.0	40.6	91日
58	新善西高架橋	24.0	44.1	91日
59	桧山高架橋	24.0	34.9	28日
60	大宮東京立体工事	24.0	37.0	28日
61	旭町高架橋	24.0	37.8	28日
62	新善東高架橋	24.0	42.7	91日
63	八潮高架橋	24.0	36.9	28日
64	三郷西高架橋	24.0	37.7	28日
65	三郷中央高架橋	24.0	37.0	28日
66	山崎高架橋	24.0	41.7	91日
67	信濃川橋	24.0	38.3	56日
68	糠野目高架橋	24.0	35.3	28日
69	名港西大橋	24.0	39.1	56日
70	領石高架橋	24.0	35.0	28日
71	穴道東工事	24.0	36.9	28日
72	金石田橋	24.0	36.8	56日
73	大川間川橋	24.0	37.4	28日
74	下小川内橋	24.0	37.0	28日
75	北千曲川橋	24.0	38.1	28日
76	高鍋工事	24.0	37.3	28日

3) コンクリートの設計圧縮強度

実務への適用のため、既設基礎杭（場所打ち杭）の設計圧縮強度については、「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針（土木学会 コンクリートライブラリー101）」の解説図 6.2.1 (b) に記載される考え方にに基づき、式(1)により推定した。

ここに、解説図 6.2.1 (b) に示す既設構造物の設計強度は、対象構造物より採取した供試体の試験を行い、試験値のばらつき（変動係数 δ 、特性値を下回る確率 k ）や採取データの不足・偏り（材料係数 γ_c ）等の不確実要因を考慮して定めるとされている。



解説図 6.2.1 既設構造物中の材料の設計強度の定め方

出典：「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針（土木学会 コンクリートライブラリー101）」P.18

$$f'_{cd} = f'_{cm}(1 - k\delta)/\gamma_c \quad \text{式 (1)}$$

f'_{cd} ：既設構造物中のコンクリートの設計圧縮強度

f'_{cm} ：コア供試体による圧縮強度の試験値の平均値で、本検討では $f'_{cd} = 38.3 \text{ N/mm}^2$

δ ：コア供試体による圧縮強度の試験値の変動係数で、本検討では $\delta = 0.07$

k ：特性値より小さい試験値が得られる確率と試験値の分布により定まる係数分布系は一般に正規分布と仮定してよく、特性値を下回る確率を 5% とすると、係数 $k = 1.64$ となる。

γ_c ：材料係数

6.2.2 コンクリート

- (1) 既設構造物中のコンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} は、原則として、既設構造物より採取したコア供試体の試験結果に基づいて定めるものとする。
- (2) 既設構造物中のコンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} は、コア供試体による試験値のばらつきを想定したうえで、大部分の試験値がその値を下回らないことが保証される値とする。
- (3) 既設構造物中のコンクリートの設計圧縮強度 f'_{cd} は、採取データの不足・偏り、補修補強以降の残存設計耐用期間中における経時変化等を考慮した材料係数 γ_c で圧縮強度の特性値 f'_{ck} を除した値とする。
- (4) コア供試体によらない場合には、コンクリートの設計圧縮強度 f'_{cd} は、圧縮強度の特性値 f'_{ck} を新設時に用いた値とし、点検の結果明らかとなった劣化の状態を材料係数 γ_c により適切に考慮して定めるものとする。

出典：「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針（土木学会 コンクリートライブラリー101）」P.18,19

式(1)における材料係数 γ_c については、「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針（土木学会 コンクリートライブラリー101）」の解説表 6.2.1 より、既設構造物では主にコア採取本数や採取位置が限定されることによるデータの不足や偏りを考慮して定められている。本調査では、全国的高速道路橋における建設時工事記録のコアボーリングデータを収集しており、平均値を算出する際に調査したコア供試体の圧縮強度試験データは 1,000 体を超える。また、コア供試体はいずれも場所打ち杭本体から採取しており、これらのデータから構造物の性能評価を十分に行い得ると考えられる。したがって、本検討では材料係数 $\gamma_c=1.0$ として評価を行う。

(3) について 解説表 6.2.1 は、既設構造物の補修補強において、構造物中のコンクリート強度を実測した場合、材料係数 γ_c により考慮すべき要因を新設構造物と比較したものである。補修補強設計時の標準的なコンクリートの材料係数 γ_c の値を解説表 6.2.2 に示す。

解説表 6.2.1 新設構造物と既設構造物の材料係数の違い			
	新設構造物	既設構造物	備 考
データの不足・偏り	小	大	コア供試体は採取本数、採取位置が限られるため
品質管理の程度	考慮する	—	既設構造物では考慮の必要なし
供試体と構造物中の差異	考慮する	—	既設構造物では考慮の必要なし
経時変化	大	小	既設構造物では補修補強以降の残存設計耐用期間における劣化を考慮すればよい
限界状態への影響	考慮する	考慮する	新設構造物と変わらない

解説表 6.2.2 標準的なコンクリートの材料係数の値

照査項目	材料係数 γ_c
安全性および復旧性の照査	1.3 または 1.5
使用性の照査	1.0

一般に、既設構造物からのコア供試体の採取は、採取本数、採取位置が限られるため、データの不足・偏りが避けられない。このことは、材料係数により補償しなければならない。しかし、コア供試体の採取本数を増やすこと、構造物の各性能の評価に対してより適切な位置から採取すること等により、データの不足・偏りを減じることができ、その分材料係数を小さく設定することも可能である。

出典：「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針（土木学会 コンクリートライブラリー101）」P.18,19

上記のことから、既設基礎杭（場所打ち杭）のせん断耐力評価に用いる設計圧縮強度は以下の通りとなる。養生条件は個々の現場で異なり、不確実性を有することから、有効材齢による強度増進を加味しないこととした。

$$f'_{cd} = f'_{cm}(1 - k\delta)/\gamma_c = 38.3 \times (1 - 1.64 \times 0.07) / 1.0 = 33.933 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow 33 \text{ N/mm}^2 (\text{小数点以下切り捨て})$$

(2) 鉄筋

1) 調査概要

場所打ち杭のせん断耐力は①コンクリート負担分、②斜引張鉄筋負担で構成されるが、調査の結果、対象の既設場所打ち杭は図-4.5.2.2に代表されるように、帯鉄筋にフックが付いていないことが分かった。

以上のことを背景に、本検討ではこれらの場所打ち杭の斜引張鉄筋（帯鉄筋）について、強度の見込める限界を確認するために、帯鉄筋の重ね継ぎ手の付着応力度と鉄筋強度との関係を整理した。

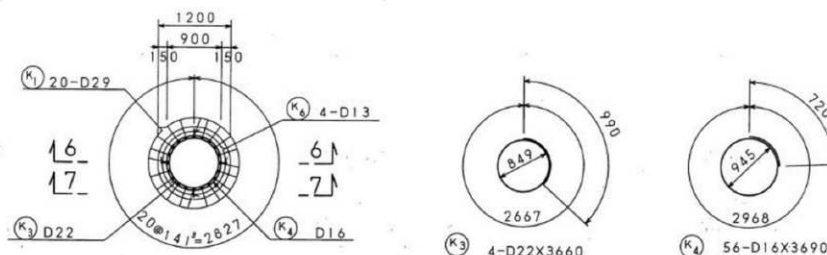


図-4.5.2.2 既設場所打ち杭の詳細図（代表例：帯鉄筋フックなし）

2) 重ね継ぎ手付着強度と鉄筋引張強度との関係の整理

せん断照査を満足しない既設場所打ち杭を対象に、帯鉄筋重ね継ぎ手の付着応力度と鉄筋引張強度との関係を整理し、図-4.5.2.3に示す。

平成24年道示の規定に準じて照査すると、対象の既設場所打ち杭の付着強度はすべて引張強度を下回る。また、コンクリートの28日材齢以降の強度の増加を見込んでも、付着強度が引張強度を上回るケースは僅かである。

以上のことから、付着強度が引張強度を上回るケースが僅かであるため、せん断耐力の評価にあたって、鉄筋負担分については現行道示の通りに、降伏点まで見込むものとし、過度な強度増加を期待しない。

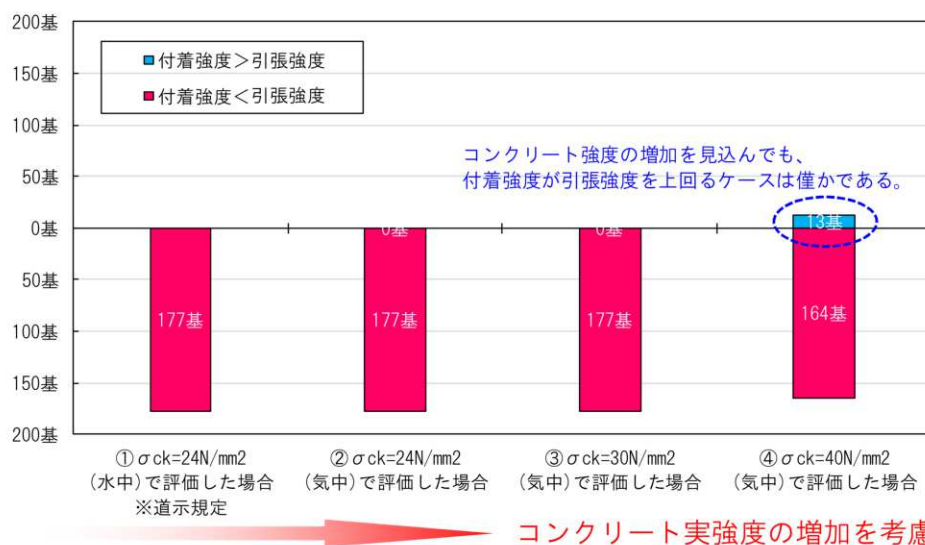


図-4.5.2.3 重ね継ぎ手付着強度と帯鉄筋引張強度との関係の整理結果

4.5.3 まとめ

既設基礎杭のせん断耐力の推定にあたり実材料強度を考慮する場合は次のとおりに評価することが望ましいと考える。

- ・コンクリート

既設構造物より採取した供試体の試験値がない場合、コンクリートの現時点の設計圧縮強度については、収集した全国的高速道路橋における建設時工事記録のコアボーリングデータを基に、実強度 33N/mm^2 として評価した。このことから、試験値がある場合もしくは建設時工事記録が残されている場合には、工事記録に基づきコンクリートの材料強度を評価する。

- ・鉄筋

場所打ち杭の帯鉄筋について調査した結果、重ね継ぎ手の付着強度が引張強度を上回るケースが僅かであるため、せん断耐力の評価にあたって、鉄筋の材料強度については、降伏点まで見込むものとする。

4.6 場所打ち杭基礎のせん断耐力の合理的な評価手法の提案

4.6.1 本章の検討結果のまとめ

本章の各検討により得られた主な知見は以下のとおりである。

4.2 節では、既設場所打ち杭単体のせん断耐力を評価するため、単杭のせん断破壊実験および再現解析、再現解析をもとにしたパラメトリックスタディを行った。また、帯鉄筋にフックが無い場合のせん断耐力についても検討を行った。その結果、次の知見が得られた。

- ・平成 24 年道示のせん断耐力に、平成 24 年道示IV8.7.4(3)のせん断スパン比の影響を考慮した場合、算定したせん断耐力は、全てのケースにおいて、実験によるせん断耐力を下回ることが確認できた。このことから、平成 24 年道示IV8.7.4(3)のせん断スパン比の影響を適切に考慮することで、せん断耐力の割増が可能であると考えられる。
- ・既設場所打ち杭に存在する帯鉄筋のフックが無い場合でも、実験によるせん断耐力が平成 24 年道示のせん断耐力を上回り、かつ、帯鉄筋が最終的に降伏していたことから、帯鉄筋のせん断補強効果を帯鉄筋がある場合と同様に考慮してよいと判断できる。

4.3 節では、より実際に近い状況（地盤中かつ正負交番载荷下の実験）を想定し、地盤中の組杭のせん断破壊実験および再現解析、再現解析をもとにしたパラメトリックスタディを行った。その結果、次の知見が得られた。

- ・杭頭付近でのせん断破壊が生じた後、少なくとも 4δy 载荷後においても、急激な荷重低下は生じなかったため、せん断破壊と同様の損傷が生じて、気中構造物とは異なり、地盤中の組杭では、脆性的な破壊に至らないと考えられる。
- ・実験結果の再現性が確認できた 3 次元 FEM によるパラメトリックスタディにおいて、杭頭部の帯鉄筋降伏後に杭頭付近の地盤を無くしたステップ解析を行った結果、杭頭部の帯鉄筋降伏後に地盤をなくした場合、荷重低下が生じ、地盤が存在すると、荷重低下が生じないことが分かった。このことから、地盤中の杭の場合、杭周りの地盤が安定して存在する限り、杭が降伏に達しても、杭に作用する地盤そのものの横拘束圧が常に存在するため、平成 24 年道示のせん断照査を満足しない（せん断破壊の発生が懸念される）条件においても、水平耐力の急激な低下が生じないと考えられる。
- ・主鉄筋量、帯鉄筋量、鉄筋材質、地盤条件（単層あるいは互層）、寸法効果（実杭と同程度の寸法とした場合の影響）をパラメトリックスタディで検討したが、本検討の範疇では、どの要因も地盤中の組杭の挙動を実験結果と大きく変えることはなかった。
- ・杭頭付近でのせん断破壊が生じた後における供試体の水平変位が 0mm 程度の時点の鉛直反力に着目すると、鉛直反力は载荷鉛直荷重に対して、90%以上となったことから、本実験の範疇では、杭が損傷しても鉛直支持機能を大きく損なうことはないと考えられる。
- ・杭頭付近でのせん断破壊が生じた後のフーチング上面変位に着目すると、鉛直残留変位は最大で 7mm 程度のため、本検討の範疇では、走行に問題ないレベルであると考えられる。

4.4 節では、既往のせん断破壊実験結果と平成 24 年道示に基づき算定されたせん断耐力とを比較し、平成 24 年道示に基づき算定されたせん断耐力が実験値に対し、どの程度の余裕代を有するかを検討した。本検討で収集した既往のせん断破壊実験の範疇では、実験値と平成 24 年道示に基づき算定されたせん断耐力との比は、平均値が 1.66 となったことから、算定式は 6 割程度の余裕代を有すると考えられる。

4.5 節では、既設構造物では既知である材料強度（実材料強度）を収集し、設計値と比較した。コンクリートの設計圧縮強度については、収集した全国的高速道路橋における建設時工事記録のコアボーリングデータを基に評価すると、設計強度 24N/mm^2 に対して、材料のばらつきを考慮した実材料強度は $f'_{cd}=33\text{N/mm}^2$ と評価されることが分かった。このことから、建設時工事記録が残されている場合には、工事記録に基づき実材料強度を評価することが有効であり、今回収集した建設時工事記録の範疇では、 33N/mm^2 と評価しても問題ないと考えられる。

4.6.2 場所打ち杭基礎のせん断耐力の合理的な評価手法の提案

4.6.1 項で各節の知見を耐震性能照査フローにまとめたものが、図-4.6.2.1 である。このフローにより、耐震性能の合理的な評価および補強対策優先度の判断を行えるようにした。フローの説明は次のとおりである。

平成 24 年道示の照査方法でせん断照査を満足しない判定となっている既設基礎杭（場所打ち杭）については、

- ・せん断耐力の評価は杭基礎全体で行うこと（付属資料 1、4.3 節の検討より）
- ・フーチング周辺の埋戻しが十分に行われ地盤面が長期にわたり安定して存在する場合、設計においてフーチング前面の地盤抵抗を期待できるものとしてよいこと（平成 24 年道示 IV9.5(1) 解説）
- ・可能な限り現況の地盤条件を把握すること（4.3 節の検討より）

を前提に、平成 24 年道示式に平成 24 年道示 IV8.7.4(3) の考え方にに基づきせん断スパン比 a/d を考慮し、フラクタイル値 $\alpha_{5\%}$ で補正した式による再照査、コンクリートの実材料強度を考慮した再照査を実施することとした。

基礎の設計では、フーチング前面の抵抗を考慮しないことが一般的であるが、本章では、平成 24 年道示 IV9.5(1) 解説、付属資料 1 及び 4.3 節での検討を基に、フーチング前面地盤の受動抵抗が見込めると考えた。受動抵抗が見込める条件としては、鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物（平成 24 年版）基礎構造物の性能照査の手引き〔第 2 版〕（令和 5 年 3 月）13.7「直接基礎前面の埋め戻し部の取扱い」を参考にし、将来にわたりフーチング側面まで掘り起こされる可能性がなく、性能ランクⅢの上部盛土と同等以上となるような所定条件を満足する場合と考えられる。性能ランクⅢの上部盛土については鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物（平成 19 年 1 月平成 25 年改編）のとおりであるが、土工施工管理要領（令和 5 年 3 月）と鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物（平成 19 年 1 月平成 25 年改編）を比較した結果、土砂の材料・仕上がり厚・締固め密度比が同等であったため、土工施工管理要領（令和 5 年 7 月）の要求性能水準以上が確保された埋戻し土も性能ランクⅢの上部盛土に相当すると考えられると想定している。なお、これらの条件を満足したとしても、次の条件に該当する場合にはフーチング前面の受動抵抗を考慮しないという考えも準用する。

- ・フーチング底面地盤が岩盤で、フーチング前面が土の場合
- ・寒冷地で凍上する場合
- ・構造物の使用性に関する直接基礎の支持性能の照査の場合

それでも、せん断照査を満足しない既設基礎杭（場所打ち杭）に関しては、再照査後のせん断耐力に対するせん断力の超過率が 160%未満であれば、補強対策優先度は低いと判断することとした。これは、再照査後のせん断耐力に対し実験で確認した耐力が平均的に 1.6 倍の余裕代があること（4.6 節の検討より）、平成 24 年道示のせん断照査を満足しない（せん断破壊の発生が懸念される）条件においても、水平耐力の急激な低下が生じない地盤内の杭基礎は水平耐力の急激な低下は生じなかったこと（4.3 節の検討より）の 2 点から、余裕代の範囲内であれば脆性的な破壊は生じないと考えたからである。ただし、復旧性の観点から修復が極めて困難な場合には、別途適切な検討が必要である。

最終的に、せん断スパン比 a/d による割増およびコンクリートの実材料強度を考慮した再照査後のせん断耐力に対するせん断力の超過率が 160%以上の場合は、補強対策優先度は高いと判断することとした。

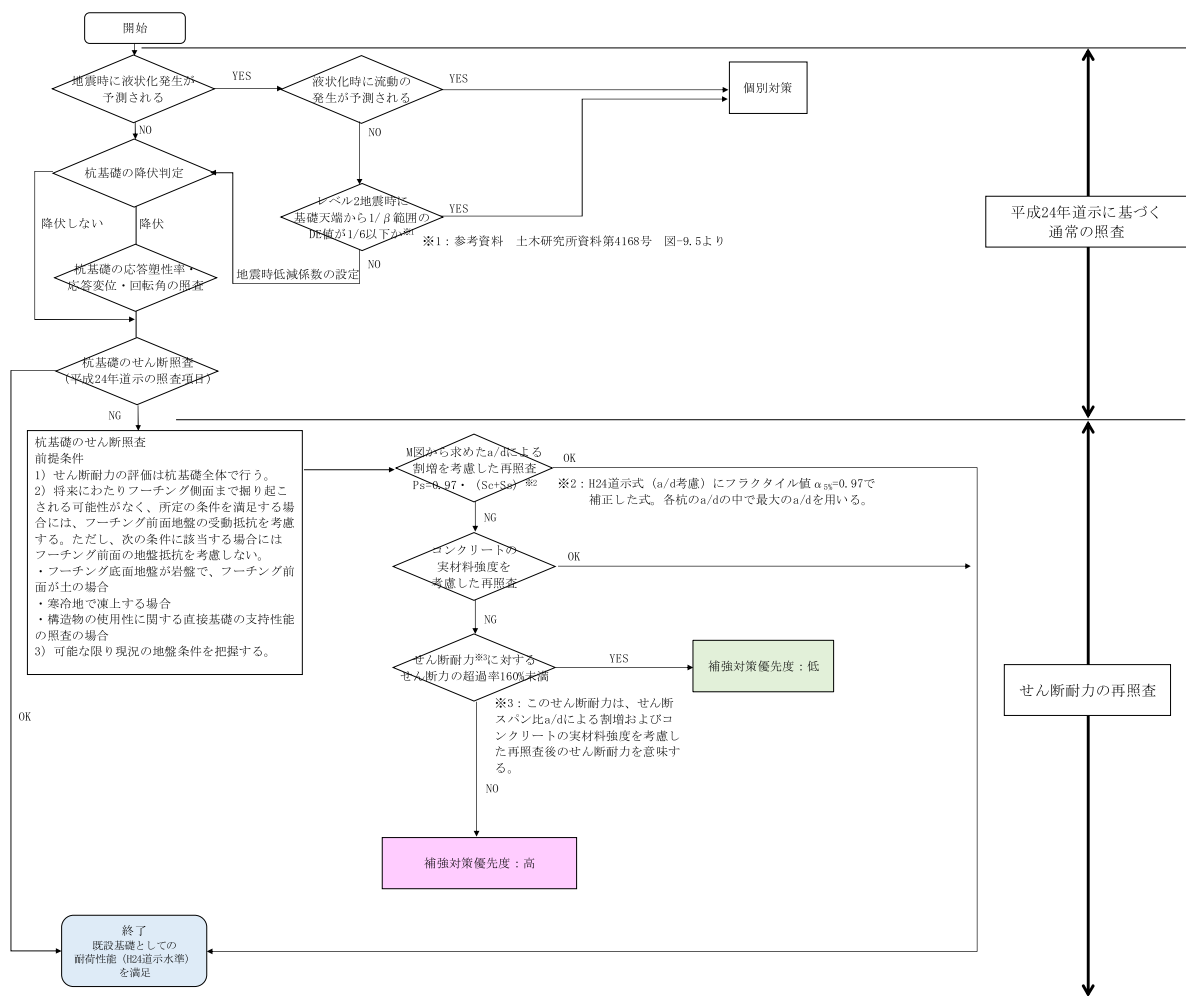


図-4.6.2.1 既設基礎杭（場所打ち杭）の耐震性能照査フロー（案）

参考文献

- 1) Frank J Vecchio and Michael P. Collins : The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, March-April, pp.219 ~231, 1986
- 2) 中谷昌一、白戸真大、飯田明弘、谷本俊輔、張広鋒、豊島孝之、大石雅彦、小滝勝美、井上智裕：既設ケーソン基礎の終局状態と変形性能に関する共同研究報告書、共同研究報告書第417号、2011
- 3) 二羽淳一郎：コンクリート構造の基礎、2006
- 4) Yang. k. & Kiang. R. (2006) : Methods for deriving p-y curves from instrumented lateral loadtests. Geotech. Testing J. 30, No. 1, 1-4
- 5) 中村拓郎、二羽淳一郎、小林研太、Devin GUNAWAN : T形RCはりのせん断破壊挙動の非線形有限要素法による再現解析、土木学会全国大会 第74回年次学術講演会講演概要集、V-585、2019
- 6) 土岐憲三、清野純史、小野祐輔、古川愛子：杭基礎-地盤系における非線形挙動を考慮した相互作用ばねのモデル化について、土木学会論文集 No. 710/ I -60、235-245、2002
- 7) 松浦敦：実務者のための非線形地盤構成則のご紹介、伊藤忠テクノソリューションズの科学・工学系情報サイト engineering-eye Soil Plus 耐震解析セミナー2014 資料、(2023年5月9日取得、<https://www.engineering-eye.com/SOILPLUS/case/index.html>)
- 8) 東日本高速道路（株）、中日本高速道路（株）、西日本高速道路（株）：構造物施工管理要領、2020

第 5 章 既製 PC 杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

5.1 概要

5.1.1 背景・目的

既製コンクリート杭基礎は、古くから道路橋基礎に用いられてきた基礎形式であり、その基数も多い。図-5.1.1.1 は、1960 年代と 1990 年代に建設された直轄国道の橋で用いられている基礎形式の実態調査の結果である。これより、1960 年代の杭基礎では、1990 年代以降の主流である場所打ち杭よりも既製コンクリート杭の方が多く用いられていたことがわかる。さらに、図-5.1.1.2 に示す既製コンクリート杭における杭種の基数変遷より、既製コンクリート杭は、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針よりも前の基準で設計されている事例が多く、また、そのような古い年代においては PC 杭及び RC 杭の採用が多いことがわかる。

平成 8 年道路橋示方書より前の基準で設計された道路橋基礎は、当時の基準では考慮していなかったレベル 2 地震動に対する照査を満足せず、耐震補強が必要と判断される場合が多い。一方、熊本地震など実際の地震被害において確認された基礎杭の被害はごく一部に限られており、地震の影響に対する基礎の耐荷性能照査においては合理化の余地が残されていると考えられる。ただし、既製コンクリート杭の一種である既製 RC 杭等については、一部の橋でせん断破壊による重篤な被害が生じている例も報告されている。写真-5.1.1.1 は平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震において確認された西川橋（1968 年竣工）の橋台基礎における既製 RC 杭の杭頭部がせん断破壊した事例である。

以上の背景より、PC 杭及び RC 杭のせん断耐力を適切に評価し、地震に対する耐荷性能が不足する基礎杭を抽出する方法を確立することが実務上の課題となっている。

PC 杭及び RC 杭は、その改良品である PHC 杭の開発により、現在では新設橋に用いられることがないため、平成 29 年道路橋示方書・同解説（以下「H29 道示」という。）に具体的な照査法が規定されていない。H14 道示以前の規定では、RC 杭、PC 杭及び PHC 杭含む既製コンクリート杭のせん断耐力評価においてははりのせん断耐力評価式が準用されていた。一方、既往の研究³⁾により、PHC 杭のせん断耐力評価においては、実験で確認されたせん断耐力がはりのせん断耐力評価式による推定値を大きく上回ることが確認されており、H29 道示では新たに合理化されたせん断耐力評価式が規定されている。

そこで、5 章では PC 杭、6 章では RC 杭に対して、せん断耐力評価の合理化を目的として、載荷実験及び FEM 解析によるパラメトリックスタディを実施し、各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認する。また、実験及び解析の結果より、従前用いられてきた H14 道示に基づくはりのせん断耐力評価式により確保される安全余裕を確認するとともに、H29 道示に基づく PHC 杭のせん断耐力評価式の適用性について検証する。

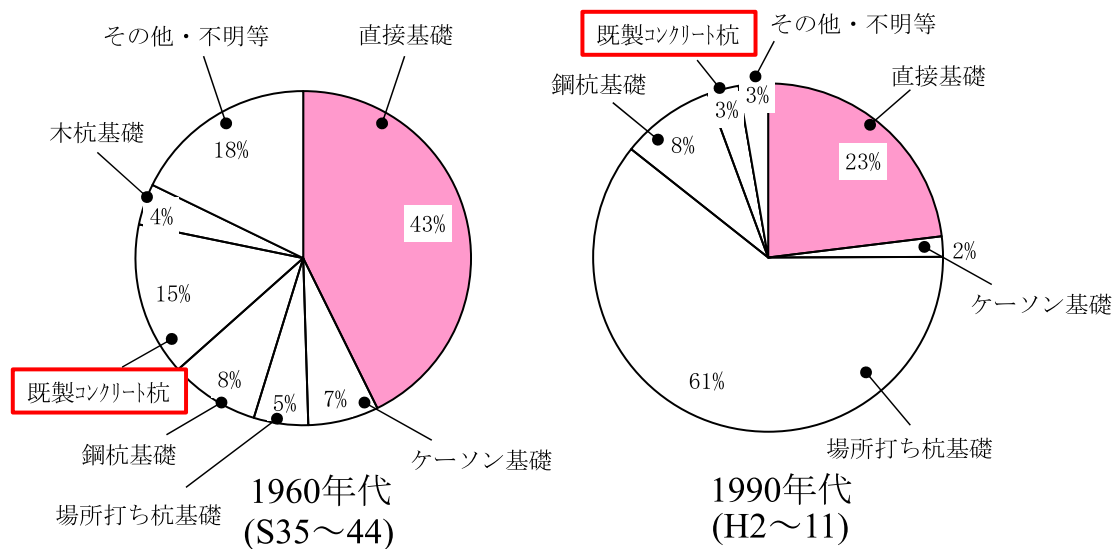


図-5. 1. 1. 1 直轄国道の橋で用いられている基礎形式の実態調査結果¹⁾

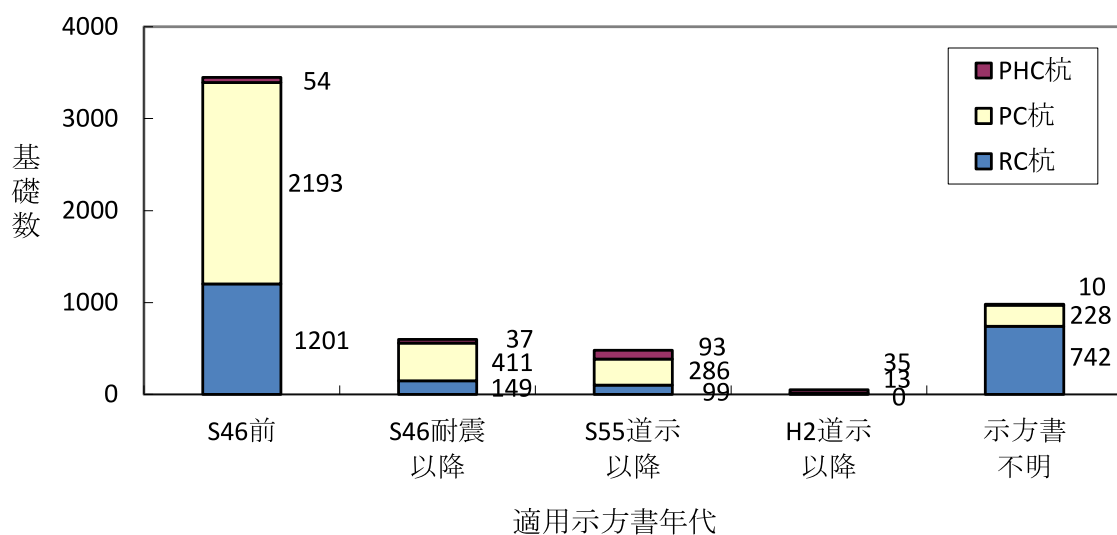


図-5. 1. 1. 2 既製コンクリート杭における杭種の基数変遷¹⁾



写真-5. 1. 1. 1 既製コンクリート杭基礎のせん断破壊被災事例（西川橋）²⁾

5.1.2 検討概要

以下に 5 章及び 6 章の検討概要を示す。

- ①既往のせん断耐力評価法・検討方針の整理
 - ・各せん断耐力評価式（はり式，PHC 杭式）の分析
 - ・実橋サンプルの性能評価結果に基づく PHC 杭式の有効性の確認
- ②実験による検証
 - ・既往の実験及び本研究で実施した実験の結果と各せん断耐力評価式による推定値の比較
- ③解析による検証
 - ・実験の再現解析による解析モデルの妥当性の確認
 - ・妥当性が確認された FEM 解析モデルによるパラメトリックスタディの実施
 - ・各種パラメータがせん断耐力に及ぼす影響の確認
 - ・解析結果と各せん断耐力評価式による推定値の比較

5.1.3 対象諸元の抽出

表-5.1.3.1 に，メーカーヒアリングによる調査結果より，H8 道示より前の基準に基づく PHC 杭のスパイラル鉄筋径及び杭径の組合せを整理した結果とともに，杭径に対応する JIS 規格値の壁厚を示す。同表には，5.4 及び 5.5 で述べる，実験又は解析による検証において対象とした諸元も示す。ここで整理した PHC 杭と検討対象である PC 杭は，コンクリート強度に相違があるのみの類似構造であり，両者の諸元と概ね同一諸元であると考えられる。そこで，ここで整理した諸元を対象に検討を行う。

表-5.1.3.1 平成 8 年以前の PHC 杭のスパイラル鉄筋径，杭径，壁厚の組合せ

スパイラル鉄筋径（mm）	杭径（mm）	JIS 規格の壁厚（mm）	検証対象
φ 3.2 又は 4.0	φ 300	60	解析
	φ 350	65	
	φ 400	75	
	φ 450	80	
	φ 500	90	実験及び解析
	φ 550	JIS 規格なし	
	φ 600	100	
φ 4.0 又は 5.0	φ 700	110	解析
	φ 800	120	
	φ 900	JIS 規格なし	
	φ 1000	140	
φ 5.0 又は 6.0	φ 1100	JIS 規格なし	
	φ 1200	150	解析

5.2 評価法の検討方針

5.2.1 既往の評価法

(1) 道示に基づくせん断耐力評価法の変遷概要

道示に規定される既製コンクリート杭（PC杭，RC杭，PHC杭）のせん断耐力評価法の変遷概要を図-5.2.1.1に示す。ここでは，レベル2地震動を設計外力として考慮するようになったH8道示以降について示す。PC杭及びRC杭はH29道示に具体的な照査法の規定のない部材であり，従前の規定では，はりのせん断耐力評価式を準用してせん断耐力が評価されている。一方，類似構造であるPHC杭のせん断耐力の評価法は，H29道示において，多数のPHC杭のせん断載荷試験結果を踏まえたPHC杭独自のせん断耐力評価式に見直されており，合理化が図られている。はりのせん断耐力評価式及びPHC杭のせん断耐力評価式の概要と分析内容を5.2.1（2）及び（3）に示す。

	H8道示	H24道示	H29道示
PC杭	道示記載なし		
RC杭	はりのせん断耐力評価式に基づく評価	道示記載なし	
PHC杭	はりのせん断耐力評価式に基づく評価		PHC杭独自のせん断耐力式

図-5.2.1.1 PC杭，RC杭，PHC杭の道示に基づく評価法の変遷概要

(2) H14 道示に基づくはりのせん断耐力評価式

H14 道示に基づくはりのせん断耐力評価式（以下「はり式」という。）は，修正トラス理論に基づき，コンクリートが負担するせん断耐力 S_c とせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_s の和でせん断耐力を評価している。はり式を既製コンクリート杭に対して適用する場合は，正負交番繰り返し載荷の影響に関する補正係数 c_e 、有効高 d に関する補正係数 c_e 、軸方向引張鉄筋比に関する補正係数 c_{pt} 、許容せん断応力度 τ_c の積の値をコンクリートの許容せん断応力度の 1.5 倍した値を用いることが H14 道示IV12.10.5 に解説されている。なお、せん断スパン比 a/d が 2.5 以下となるディープビーム構造においては，コンクリートの負担するせん断耐力が増加することが知られているが，はり式ではせん断スパン比の影響は考慮されていない。また，はり式は，矩形断面梁の試験結果を基に定式化されたものであり，円環断面に適用するにあたり，安全余裕が大きく見込まれていることから，コンクリートの負担するせん断耐力を小さく評価する傾向にあることが報告されている⁴⁾。一方で，せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力は，修正トラス理論に基づく算定式がそのまま用いられ，せん断補強鉄筋形状が円形であることにより，矩形の場合に比べてその補強効果が低減される影響⁵⁾が考慮されていない。

H24 道示に基づくはりのせん断耐力評価式を以下に示す。

$$P_s = S_c + S_s$$

ここに、

P_s : せん断耐力 (N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N) で、次式により求める。

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d$$

H24 道示IV12.10.5 の解説に基づき、 $c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5 \cdot \tau_c$

c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数で H24 道示V10.5 の規定に基づき、タイプⅠの地震動による照査では 0.6、また、タイプⅡの地震動に対する照査では 0.8 とする。

c_e : 有効高 d に関する補正係数で、表-5.2.1.1 (H24 道示IV表-4.2.2) の値とする。

表-5.2.1.1 部材断面の有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

c_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数で、表-5.2.1.2 (H24 道示IV表-4.2.3) の値とする。

表-5.2.1.2 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

軸方向引張鉄筋比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

c_N : 軸方向圧縮力による補正係数で、次式により算出する。

$$c_N = 1 + M_0/M \quad \text{ただし、} 1 \leq c_N \leq 2$$

M_0 : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント (N・mm)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) で、表-5.2.1.3 (H24 道示IV表-5.2.1) の値とする。

表-5.2.1.3 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}	21	24	27	30
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37

b : 部材断面幅で、H24 道示IV12.10.5 の解説に基づき、PHC 杭では等積箱形の腹部の合計値。

d : 部材有効高で、H24 道示IV12.10.5 の解説に基づき、PHC 杭では引張側 1/4 部分の鋼材の図心から等積箱形の圧縮縁までの距離。

S_s : 斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 (kN) で、次式により求める。

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15s}$$

A_w : 間隔 s 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²)。ただし、上限を 345N/mm² とする。

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

θ : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度 (°)

(3) H29 道示に基づく PHC 杭のせん断耐力評価式

H29道示に規定されるPHC杭のせん断耐力評価式¹⁾（以下「PHC杭式」という。）は、多数のPHC杭のせん断載荷試験結果に基づく実験式である。PHC杭式ではコンクリートが負担できるせん断応力度 τ_1 、せん断補強筋が負担できるせん断応力度 τ_2 、軸力によって増加するせん断応力度 τ_3 の和に、有効面積（ $b_e j$ ）と部分係数（ ξ_1 、 ξ_2 、 Φ_u ）を乗じた値をせん断耐力として評価している。コンクリートが負担できるせん断応力度の算出式(6)は、修正荒川式⁶⁾の第一項を基に、PHC杭の試験結果を踏まえ補正係数（ k_u 、 k_p ）を調整したもので、寸法効果、引張鉄筋比及びせん断スパン比の影響が見込まれている。また、せん断補強鉄筋が負担できるせん断応力度に対して、せん断補強鉄筋が円形であることによる補強効果の低減を考慮している。なお、既製RC杭とPHC杭の相違点であるコンクリート強度 σ_{ck} 及びプレストレス σ_{ce} の有無については、式中で直接その値が考慮されるため、追加のパラメータを考慮する必要は無い。また、式(6)の原型となった修正荒川式はRC梁のせん断載荷試験結果に基づく実験式であるため、本来RC構造への適用における課題は小さいと考えられる。

H29道示に基づくPHC杭のせん断耐力評価式を以下に示す。

$$S_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_u (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3) b_e j$$

ここに、

S_d : PHC 杭におけるせん断力の制限値(N)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.2.1.4（H29 道示IVの表-10.8.7）に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、表-5.2.1.4（H29 道示IVの表-10.8.7）に示す値とする。

Φ_u : 抵抗係数で、表-5.2.1.4（H29 道示IVの表-10.8.7）に示す値とする。

表-5.2.1.4 調査・解析係数，部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_u
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.80
ii) 作用の組合せ⑩を考慮する場合			1.00
iii) 作用の組合せ⑪を考慮する場合	1.00		

b_e : 部材断面の有効幅(mm)で、 $\alpha A/D$ として求める。

α : 杭の壁厚がせん断力に与える影響を考慮する係数で、 $-1.24(t/D) + 1.19$ として求める。

A : 杭の断面積(mm²)

D : 杭の外径(mm)

t : 杭の壁厚(mm)

j : 応力中心間距離(mm)で、 $(7/8)d$ として求める。

d : 部材断面の有効高(mm)で、 $D - t/2$ として求める。

τ_1 : コンクリートが負担できるせん断応力度の特性値 (N/mm²)で、次式により求める。

$$\tau_1 = \frac{0.115k_u k_p (\sigma_{ck} + 17.7)}{a/d + 0.115}$$

k_u : 断面寸法の影響を考慮する係数で、 $(160/d)^{1/3}$ として求める。

k_p : 引張鋼材の面積比の影響を考慮する係数で、 $0.82 (100p_t)^{0.23}$ として求める。

p_t : 引張鋼材の面積比で、 $p_g/4$ として求める。

p_g : 軸方向鋼材の面積比で、 $A_g/(b_e j)$ として求める。

A_g : 軸方向鋼材の全断面積 (mm²)

σ_{ck} : 杭のコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

a : せん断スパン(mm)

τ_2 : せん断補強鉄筋が負担できるせん断応力度の特性値(N/mm²)で、 $0.516P_w\sigma_y$ として求める。

ただし、 $\tau_2 \leq 4.87$ とする。

P_w : せん断補強鉄筋の面積比で、 $A_w/(b_e s)$ として求める

A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)

s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

σ_y : PHC 杭のせん断力の制限値の算出に用いるせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)で、表-5.2.1.5 (H29 道示Ⅲの表-4.1.1) による。

表-5.2.1.5 鉄筋コンクリート用棒鋼の材料強度の特性値

鉄筋の種類	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
SD345	345	490
SD390	390	560
SD490	490	620

τ_3 : 軸力によって増加するせん断応力度の特性値 (N/mm²)で、 $0.102(\sigma_{ce} + N/bj)$ として求める。ただし、 $\tau_3 \leq 2.79$ とする。

σ_{ce} : 有効プレストレス(N/mm²)

N : 部材断面に作用する軸力 (N)

H29道示では、抵抗値に対する不確実性を、抵抗係数、部材・構造係数及び調査・解析係数で考慮することとされている。各係数は、H29道示 I 5.2において以下のように説明されている。

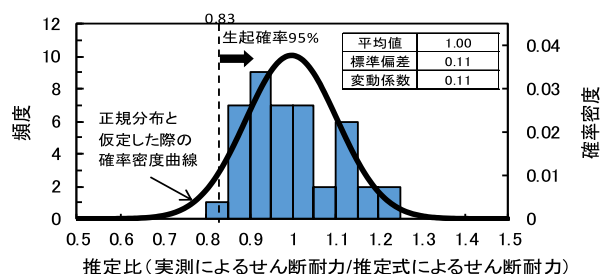
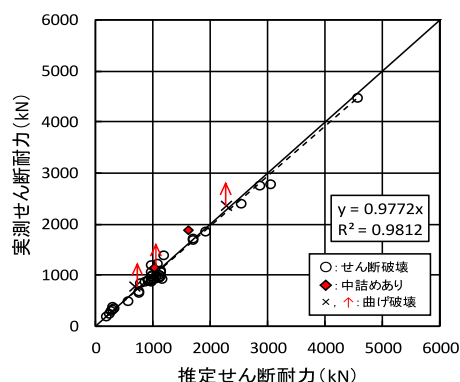
- ・抵抗係数：抵抗値の評価に直接関連する確率統計的な信頼性の程度を考慮するための係数
- ・調査・解析係数：橋の構造をモデル化し、作用効果を算出する過程に含まれる不確実性を考慮して抵抗係数を補正するための係数
- ・部材・構造係数：橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させることも踏まえ、部材等の非弾性域における強度増加又は減少の特性の違いに応じて抵抗係数を補正するための係数

PHC杭式でせん断耐力を評価する際の各係数値については、文献6) において「抵抗係数 ϕ_u 」の設

定方法はⅢ編と同じであるが、式(3)は従来式よりも推定精度が向上したことを踏まえ、Ⅲ編の抵抗係数よりも大きい0.80とされた。調査・解析係数 ξ_1 については、現時点では調査法等による推定精度の変化の程度が明らかでないため、条件によらずⅠ編に規定されている標準値の0.90とされた。部材・構造係数 ξ_2 については、荷重変位関係の形状に応じて定める係数であり、基本的にはせん断破壊という事象に対して一律に定まるものであるため、Ⅲ編での値と同じ0.85とされた。」と記載されている。ここでいう式(3)とは、上記に示したPHC杭式のことを指している。また、これとは別に、H29道示においてPHC杭式における抵抗係数は、H29道示Ⅰ3.3に規定される作用の組合せ⑩⑪では1.00に設定されている。

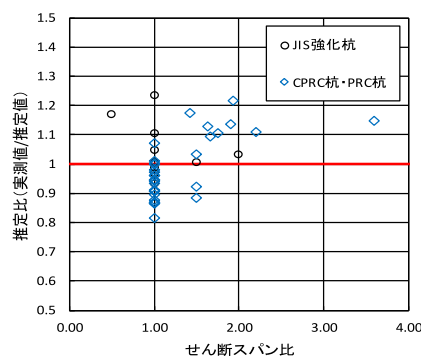
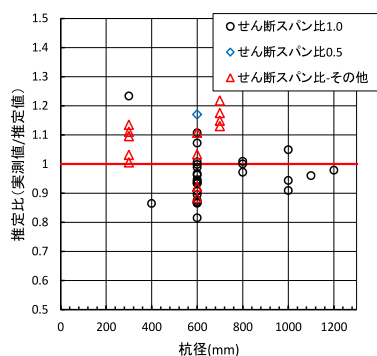
図-5.2.1.2に、文献3)に基づくPHC杭に対するPHC杭式の推定精度に関する図を示す。図-5.2.1.2(a)では、PHC式と実測によるせん断耐力の関係を示す。図-5.2.1.2(b)では、これと同様のデータを用いて、PHC杭式によるせん断耐力に対する実測によるせん断耐力の比率(以降、推定比)を5%ごとに区分したときの頻度分布と正規分布にばらついていないと仮定したときの確率密度曲線を示す。この確率密度曲線に基づく生起確率95%となる推定比は、0.83となる。これに基づき、作用の組合せ⑩⑪以外の抵抗係数は0.80に設定されていると考えられる。また、全ケースについて推定比の大きさを確認すると、最も危険側の評価となったケースでは0.82であった。

図-5.2.1.2(c)及び(d)では、杭径及びせん断スパン比と推定比の関係をそれぞれ示す。杭径の大きいケースやせん断スパン比の大きいケースは少ないものの、杭径及びせん断スパン比と推定比の間に相関関係は確認されていない。



(a) PHC式と実測によるせん断耐力の関係³⁾

(b) 推定比の頻度分布と確立密度曲線



(c) 杭径と推定比の関係³⁾

(d) せん断スパン比と推定比の関係³⁾

図-5.2.1.2 PHC 杭に対する PHC 杭式の推定精度に関する図

5.2.2 評価法の検討方針と有効性の確認

(1) 検討方針

はりのせん断耐力評価式については、文献7)～9)において、PC杭の類似構造であるRC杭に対して、はりのせん断耐力評価式を基にせん断耐力を合理的に推定するための検討が行われている。そこでは、せん断スパン比の影響、寸法効果を考慮した検討が行われている。

せん断スパン比の影響については、H24道示IV8.7フーチングの設計、8.7.4せん断力に対する設計、(3)せん断スパンの影響の規定を参考に検討が行われている。せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数について、H24道示IV8.7.4 (3) 1)に以下のように解説されている。

「せん断スパン比 a/d が2.5以下の部材に対し、コンクリートの負担する許容せん断応力度 τ_{a1} 及びコンクリートの負担するせん断耐力 S_c の割増係数を表-8.7.1に示している。表-8.7.1は、厚い部材のせん断耐荷機構をモデル化し、既往の厚いはり部材に関する実験結果を整理することで、安全側に割増係数を設定したものである。実験結果から、フーチング上面側が主鉄筋になる場合においても、せん断ひび割れ発生後、せん断耐力の増加が確認されたため、表-8.7.1の割増係数を適用することにし、あわせて3)にせん断スパン a の取り方を示している。」

また、せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数について、H24道示IV8.7.4 (3) 2)に以下のように解説されている。

「せん断スパン比 a/d が小さい部材では、せん断耐荷機構が通常のはりにおけるトラス的なものから、アーチ効果が卓越する耐荷機構となる。その場合、トラス理論で算定される算定される斜引張鉄筋の効果がせん断スパン比 a/d の大きな部材と同程度には期待できないと考えられる。この影響については未だ研究途上であるため、斜引張鉄筋に過度に期待した設計を行わないように、式(8.7.3)に示す低減係数 c_{ds} により、その影響を考慮することとしている。」

H24道示IV表-8.7.1、及び式(8.7.3)を以下に示す。

表-5.2.2.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 c_{dc}

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

$$c_{ds} = \frac{1}{2.5}(a/d)$$

ここに、

c_{ds} : せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数

a : せん断スパン (mm)

d : フーチングの有効高 (mm)

道示解説のとおり、フーチングの設計で用いられるせん断スパン比の影響を考慮した割増係数又は低減係数は、あくまでフーチングのような矩形断面の厚いはり部材に関する実験結果¹⁰⁾から設定されたものであり、既製コンクリート杭のような円環断面にそのまま適用できるとは考えにくい。既製コンクリート杭に対する既往の実験結果からも、せん断スパン比がせん断耐力に大きく影響することが確認されたものの、上述の割増係数及び低減係数を適用することの妥当性を確

認するには至っていない。

寸法効果については、既往の鉄筋コンクリート部材のせん断載荷試験に基づく寸法効果の影響の検討¹¹⁾で確認された、図-5.2.2.1に示す、有効高さとせん断強度の関係を参考に検討が行われている。ただし、この寸法効果の影響については、PC杭のような強度が大きなコンクリートを対象に検討したものではない。

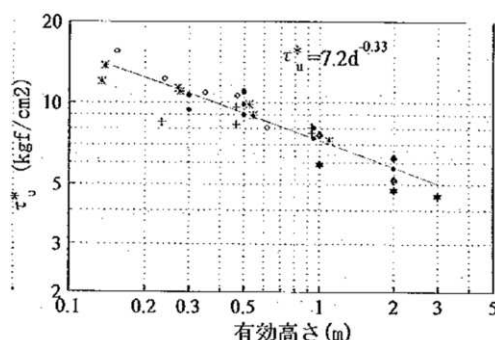


図-5.2.2.1 寸法効果の回帰結果¹¹⁾

以上のように、はりのせん断耐力評価式を基にせん断耐力を合理的に推定する方法では、PC杭とは構造が異なる部材を対象とした検討であるため、その適用性については十分検証する必要があると考えられる。一方、PHC杭式については、PC杭及びRC杭の類似構造であるPHC杭を対象に検討が行われたものであり、比較的適用性は高いと考えられる。

PHC杭式の適用性を確認する目的として、表-5.2.2.2及び表-5.2.2.3に、PC杭とPHC杭の構造細目の変遷を整理した。ここでは、6章で述べるRC杭についても併せて示している。PC杭とPHC杭のせん断耐力に関わる構造細目を比較すると、コンクリート強度とスパイラル鉄筋の基準が異なることがわかる。

コンクリート強度については、耐力の算出過程に直接その値が考慮されるため、適用性に対する課題は小さいと考えられる。スパイラル鉄筋については、PHC杭式が検討された文献³⁾では、「PHC杭の既往の試験結果は、普通鉄線の引張試験結果がほとんどなく、またPHC杭に用いられる普通鉄線のSWM-Bは降伏強度がないため、本比較においては除外した」と記載があり、普通鉄線（SWM-B）を対象とした整理は行われていない。そして、H29道示IVでは、「10.10.2(7)の規定によらない通常のJIS規格のPHC杭(JIS杭)に関しては、帯鉄筋の効果について十分な検証がされていないことから、当面は式(10.8.2)の τ_2 の項を0としてせん断耐力を算出する」と解説されている。このように、スパイラル鉄筋に普通鉄線（SWM-B）を用いた場合については、その拘束効果やせん断力に対する抵抗における知見は十分ではない。一般にPC杭に用いられるスパイラル鉄筋は普通鉄線（SWM-B）であるため、スパイラル鉄筋を考慮するにあたっては別途検討を行う必要があるものの、5.2.2(2)に後述するように推定値を設定することは可能である。

以上より、PC杭のせん断耐力評価法として適用性が高いと考えられるPHC杭式を対象に検討することとした。

表-5.2.2.2 PHC 杭, PC 杭, RC 杭の構造細目の変遷 (～H6 道示)

設計基準	下部構造		S39下部構造設計指針 くい基礎設計編	S41下部構造設計指針 調査及び設計一般編	S48下部構造設計指針 場所打ちくいの設計施工編	S51下部構造設計指針 くい基礎の設計編	S55道示Ⅳ	H2道示Ⅳ	H6道示Ⅳ	
	耐震設計		(S39鉄筋コンクリート 道路橋設計示方書)	-	S46道路橋耐震設計指針	-	S55道示Ⅴ	H2道示Ⅴ	-	
杭本体の構造細目	P C ・ P H C 杭	杭径 (規格適合品)	-			(JIS A 5335) (JIS A 5336)		(JIS A 5335) (JIS A 5337)		
		スパイラル鉄筋				-				
		コンクリート設計基準強度	-			P C杭 : 50.0N/mm ²		P C杭 : 50.0N/mm ² PHC杭 : 80.0N/mm ²		
	R C 杭	杭径 (規格適合品)	(JIS A 5310)	-		(JIS A 5310)				
		スパイラル鉄筋			-					
		コンクリート設計基準強度			-				40N/mm ²	

表-5.2.2.3 PHC 杭, PC 杭, RC 杭の構造細目の変遷 (H8 道示～)

設計基準	下部構造		H8道示Ⅳ	H14道示Ⅳ	H24道示Ⅳ	H29道示Ⅳ	
	耐震設計		H8道示Ⅴ	H14道示Ⅴ	H24道示Ⅴ	H29道示Ⅴ	
杭本体の構造細目	P C ・ P H C 杭	杭径 (規格適合品)	(JIS A 5337)	(JIS A 5373)	φ 300mm～φ 1200mm (JIS A 5373)		
		スパイラル鉄筋	地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲に $\rho_s \cdot \sigma_{sy} \geq 2.45$ を満足する量のスパイラル鉄筋 を中心間隔100mm以下で配置 ρ_s ：スパイラル鉄筋の体積比， σ_{sy} ：スパイラル鉄筋の降伏点				
		コンクリート 設計基準強度	PHC杭　：80N/mm ²				
	R C 杭	杭径 (規格適合品)	(JIS A 5310)	(JIS A 5372)	－		
		スパイラル鉄筋	地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲に $\rho_s \cdot \sigma_{sy} \geq 2.45$ を満足する量のスパイラル鉄筋 を中心間隔100mm以下で配置 ρ_s ：スパイラル鉄筋の体積比 σ_{sy} ：スパイラル鉄筋の降伏点				
		コンクリート 設計基準強度	40N/mm ² －				

(2) PHC杭式で考慮する普通鉄線（SWM-B）の降伏強度

PHC杭式では、せん断補強筋の降伏強度を用いて耐力を算出しており、スパイラル鉄筋を考慮する場合には、その降伏強度を設定する必要がある。PC杭に用いられるスパイラル鉄筋である普通鉄線（SWM-B）は、JIS G 3532 に製品の規格が規定されている。そこでは、降伏強度については規定されていないものの、引張強さについては規定されている。そこで、普通鉄線（SWM-B）の降伏強度を引張強さから推定した。

表-5.2.2.4 に、今回検討対象としている 1996 年（平成 8 年）以前における、普通鉄線（SWM-B） $\phi 3.2 \sim 6.0\text{mm}$ の JIS 規格の引張強さを示す。引張強さの JIS 規格には、適用年代に応じて若干の違いはあるものの殆ど同じである。

表-5.2.2.5 に、6章で述べる既往の実験及びに今回実施した実験に用いた RC 撤去杭、並びにこれとは別の RC 撤去杭におけるスパイラル鉄筋（普通鉄線（SWM-B））に対して、材料試験より得られた引張強度の 0.2% 耐力が降伏強度と仮定して降伏比を算出した結果を示す。 $\phi 3.2$ は 5 ケース、 $\phi 6$ は 2 ケースと、限られた検討ではあるものの、JIS 規格の下限値を下回るものは確認されなかった。また、降伏比の平均値は 0.9 前後であり、降伏比が 0.8 を下回るものは確認されなかった。 $\phi 3.2 \sim 6.0$ の普通鉄線（SWM-B）の JIS 規格の引張強度に降伏比 0.8 を考慮すると、PHC 杭に用いられている普通鉄線（SWM-B）の降伏強度は少なくとも $390 \times 0.8 = 312 \text{N/mm}^2$ 以上あると考えられる。

表-5.2.2.4 普通鉄線（SWM-B）の JIS 規格の引張強さ

線径又は 公称線径 mm	1962年(S7)	1980年(S55)	1988年(S63)		1993年 (H5)
			S65まで	S66から	
	引張強さkgf/mm2 (N/mm2)			引張強さN/mm2	
3.20	55～110	55～110 (539～1079)		540～1080	540～1130
3.50	45～95	45～95 (441～932)		440～930	440～1030
4.00					
4.50					
5.00	40～85	40～85 (392～834)		390～830	390～930
5.50					
6.00					

表-5.2.2.5 RC撤去杭のスパイラル鉄筋の降伏比

竣工年度	S31 (1956)	S34 (1959)		S40 (1965)		S30 (1955)	
杭径	φ 300	φ 300		φ 300		φ 450	
スパイラル筋径	φ 3.2	φ 3.2		φ 3.2		φ 6	
引張強度 (N/mm2)	731	785	844	789	796	616	670
0.2%耐力	622	685	737	697	704	574	620
降伏比	0.85	0.87	0.87	0.88	0.88	0.93	0.93

スパイラル鉄筋径	φ 3.2	φ 6
引張強さのJIS規格値	540～1130	390～930
0.2%耐力の平均値	689.1	597
降伏比の平均値	0.87	0.93

(3) 試算による PHC 杭式の有効性の確認

PC 杭のせん断耐力評価に PHC 杭式を用いることで、合理的に評価することができるか、その有効性を確認するための検討を行った。ここでは、H24 道示に基づくレベル 2 地震動を考慮する設計状況から算出される応答に対して、はりのせん断耐力評価式から算出されるせん断耐力で照査された結果、補強が必要と判断された既設の PC 杭を対象に検証を行った。

表-5.2.2.6 に、はり式及び PHC 杭式により算出されるせん断耐力に対する照査結果の比較を示す。杭諸元及び作用せん断力は既存資料より設定した。なお、PHC 杭式によりせん断耐力を算出するにあたって、せん断スパン比は一律 2.5 と仮定し、各部分係数は PHC 杭と同じ値 ($\xi_1=1.00$, $\xi_2=0.85$, $\Phi_u=1.00$) を用いた。対象とした下部工 16 基のうち 7 基が PHC 杭式で評価することにより照査を満足する結果となった。また、照査を満足しないケースにおいても、PHC 杭式でははり式に比べて、1.2~2.2 倍程度せん断耐力を大きく評価でき、大きな改善効果がみられる。

以上より、PC 杭のせん断耐力を PHC 杭式により評価することで、耐震補強が必要と判断されるケースが減少すること、また、耐震補強が必要と判断された場合においても、その補強量を大幅に低減できる可能性があることを確認した。

表-5.2.2.6 はりのせん断耐力評価式と PHC 杭式による照査結果の比較 (PC 杭)

橋梁番号				橋梁①			橋梁②			橋梁③	
下部工番号				A1	P1	A2	A1	P1	P2	P1	A2
杭諸元	杭本数			24	15	18	56	52	52	18	35
	杭径(mm)			400	400	400	400	400	400	400	400
	部材の有効高(mm)			363	363	363	363	363	363	363	363
	壁厚(mm)			75	75	75	75	75	75	75	75
	コンクリート強度(N/mm ²)			50	50	50	50	50	50	50	50
	配筋	PC鋼材	有効プレストレス(N/mm ²)	8	8	8	8	8	8	4	4
			PC鋼材量(mm ²)	539	539	539	693	693	693	400	400
		スパイラル鉄筋	材質	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SD345	SR235	SR235
			径(mm)	4	4	4	4	4	4	4	4
			ピッチ(mm)	50	50	50	50	50	50	50	50
作用せん断力(kN)			3875	2926	5579	6541	9138	7692	2065	4199	
はり式-せん断耐力(kN)			2612	1646	1969	5931	5601	5593	1607	3053	
※(せん断耐力／せん断力)			(1.48)	(1.78)	(2.83)	(1.10)	(1.63)	(1.38)	(1.29)	(1.38)	
PHC杭式-せん断耐力(kN)			3391	2258	2648	7928	8251	8151	2218	3802	
※(せん断耐力／せん断力)			(1.14)	(1.30)	(2.11)	(0.83)	(1.11)	(0.94)	(0.93)	(1.10)	

橋梁番号			橋梁④		橋梁⑤		橋梁⑥			橋梁⑦	
下部工番号			A1	P1	A1	P1	A1	P1	A2	A1	
杭諸元	杭本数		13	8	48	51	52	48	84	2	
	杭径(mm)		400	400	400	400	400	400	400	600	
	部材の有効高(mm)		363	363	363	363	363	363	363	550	
	壁厚(mm)		75	75	75	75	75	75	75	100	
	コンクリート強度(N/mm ²)		50	50	50	50	50	50	50	50	
	配筋	PC鋼材	有効プレストレス(N/mm ²)	4	4	8	8	8	8	8	4
			PC鋼材量(mm ²)	400	400	770	770	770	770	770	693
		スパイラル鉄筋	材質	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	---
			径(mm)	4	4	3	3	3	3	3	---
			ピッチ(mm)	50	50	100	100	100	100	100	---
作用せん断力(kN)			1164	1354	7002	12102	8808	6608	6820	255	
はり式-せん断耐力(kN)			1131	722	3081	3352	3351	3148	5300	223	
※(せん断力／せん断耐力)			(1.03)	(1.88)	(2.27)	(3.61)	(2.63)	(2.10)	(1.29)	(1.14)	
PHC杭式-せん断耐力(kN)			1427	1048	6437	7479	6902	6997	10146	340	
※(せん断力／せん断耐力)			(0.82)	(1.29)	(1.09)	(1.62)	(1.28)	(0.94)	(0.67)	(0.75)	

5.3 実験による検証

今回対象としたPC杭の諸元における1つの代表諸元の杭に対して、せん断スパン比をパラメータとしたPC模型杭の載荷試験結果とともに、評価法を検討した結果について示す。

5.3.1 実験条件

(1) 実験ケース

表-5.3.1.1に、実験ケースと杭と代表諸元を示す。本実験は、PC杭が製作されていた当時の諸元を参考に、杭径 $\phi 500\text{mm}$ 、壁厚 90mm のPC模型杭を製作して行った。せん断スパン比は、PHC杭式の適用範囲より、上限2.5として、1.0、1.5、2.0、2.5となる4ケースを行った。ただし、5.3.3で後述するように、治具の拘束によりせん断スパン比は計画値の半分相当となったものと考えられる。

表-5.3.1.1 実験ケースと代表諸元

Case	せん断 スパン比	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	PC鋼材 (mm)	スパイラル 鉄筋 (mm)	有効プレストレス σ_{ce} (N/mm^2)	コンクリート 強度 (N/mm^2)
1	1.0	500	90	$\phi 9$ $\times 24$ 本	$\phi 6$	10	50
2	1.5						
3	2.0						
4	2.5						

(2) 載荷方法

写真-5.3.1.1に試験状況を、図-5.3.1.1に試験装置の概要をそれぞれ示す。載荷方法は、JIS A 5363に基づく単純ばり形式載荷とした。載荷試験は、土木研究所所有の載荷装置を用いた。ただし、載荷装置の性能に応じて、Case-1では30MN大型構造部材万能試験機を、Case-2～4では大型構造物繰返し載荷装置を用いて載荷を行った。

写真-5.3.1.2に、PC杭を試験装置に固定するための治具の設置状況を示す。治具には、内径 $\phi 605\text{mm}$ の鋼材を用いるとともに、 $\phi 500\text{mm}$ のPC杭を設置できるように高強度石こうにより間詰加工を行った。杭と石こうの間には、厚さ 1mm のクロロプレンゴム（硬度90）を挟み込んだ。

載荷パターンは、単調増加方式による漸増載荷とし、初期ひび割れを確認した後一旦除荷し、その後破壊（終局）に至るまで載荷した。除荷した回数は、各Case実験の状況に応じて設定し、詳細は5.3.2で述べる。載荷は、荷重制御で開始した後、剛性の低下に伴い変位制御に切り替えて行った。



写真-5.3.1.1 載荷試験状況

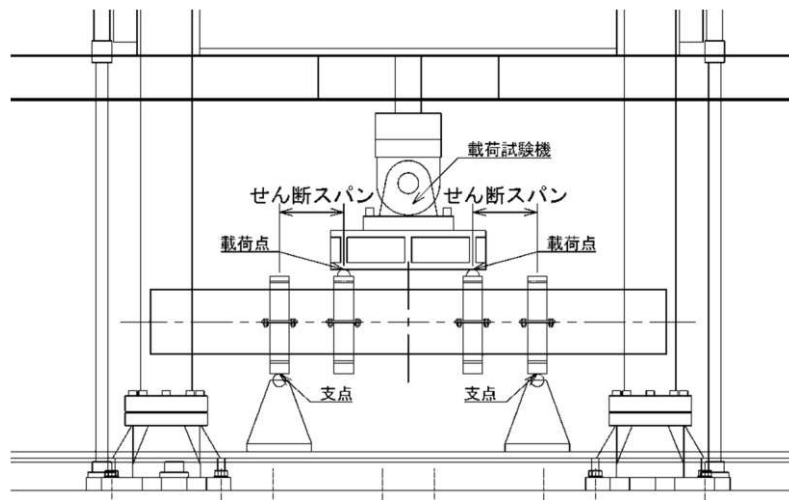


図-5.3.1.1 載荷試験概要



写真-5.3.1.2 治具の設置状況

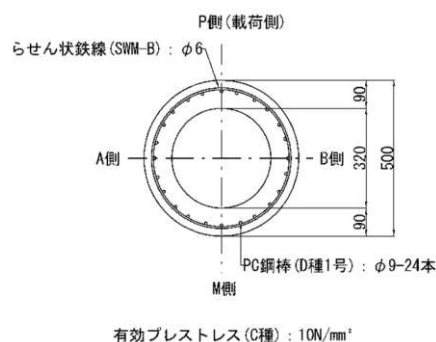
(3) 供試体概要

表-5.3.1.2 に、各実験ケースの杭長とせん断スパン長を示す。杭長は、せん断スパン比の小さい Case-1 及び 2 では 4.0m、せん断スパン比の大きい Case-3 及び 4 では 5.0m とした。

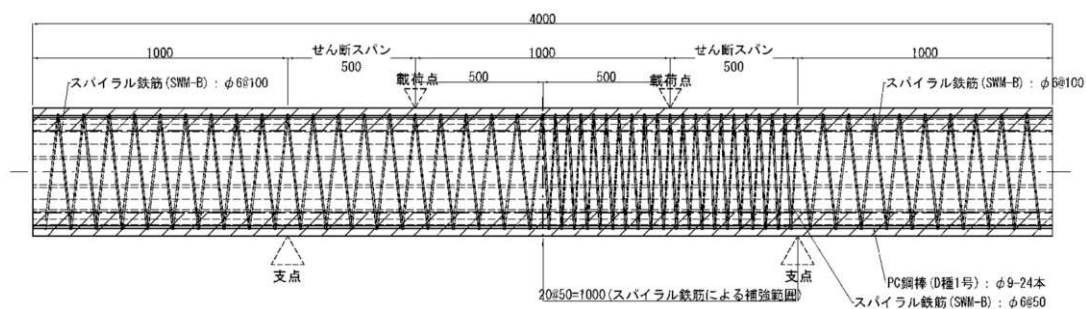
表-5.3.1.2 試験体諸元

Case	杭径 (mm)	杭長 (mm)	せん断 スパン比	せん断スパン長 (mm)	想定破壊 形態
1	500	4000	1.0	500	せん断破壊
2		4000	1.5	750	
3		5000	2.0	1000	
4		5000	2.5	1250	

図-5.3.1.2 に、試験に用いた PC 杭の断面図及び配筋図を示す。配筋図は代表ケースとして Case-1 のみ示す。軸方向には $\phi 9\text{mm} \times 24$ 本の PC 鋼材を配置し、この PC 鋼材を取り囲むように $\phi 6\text{mm}$ のスパイラル鉄筋を配置した。スパイラル鉄筋の間隔は 100mm としたが、片側は中心からの支点までの範囲において 50mm とした。



(a) 断面図 (全Case共通)



(b) 配筋図 (Case-1・B側側面図)

図-5.3.1.2 PC杭試験体

表-5.3.1.3に、材料試験により得られた杭体に用いた材料特性を示す。各材料試験はそれぞれ3試験体を用いて行い、ここでは3試験体による結果の平均値を示す。コンクリートについては、杭体製造時に採取した外径200mm、高さ300mm、厚さ40mmの遠心供試体を対象としてPC杭の載荷試験当日に圧縮強度試験を行った。PC鋼材及びスパイラル鉄筋については、杭体に用いた材料を対象として製造時に引張試験を行った。

表-5.3.1.3 材料特性

Case		1	2	3	4
杭径(mm)		500			
コンクリート	圧縮強度(N/mm ²)	68.6	71.0	67.2	61.6
	弾性係数(kN/mm ²)	39.8	39.1	37.6	37.3
軸方向鉄筋 (PC鋼材)	降伏応力度(N/mm ²)	1371.0			
	引張強度(N/mm ²)	1564.0			
	弾性係数(kN/mm ²)	198.2			
スパイラル鉄筋	引張強度(N/mm ²)	617.0			

(4) 計測概要

計測には、荷重－変位関係及び主要な鋼材の応力状態が確認できるように、変位計及びひずみゲージを用いた。図-5.3.1.3に、変位計及びひずみゲージ設置箇所を示す。

ひずみゲージは、主にせん断ひび割れが想定される範囲におけるPC鋼材及びスパイラル鉄筋に設置した。ひずみゲージ杭体作成時に設置しており、載荷試験開始前に0となるように設定した。ただし、PC杭は製造時にプレストレスを導入しているため、実際の初期ひずみは0ではない。杭体製造後に計測された代表4点のPC鋼材の緊張量測定結果の平均値と想定プレストレス量を表-5.3.1.4に示す。スパイラル鉄筋についてはプレストレス導入後のひずみを計測していないものの、プレストレス力はスパイラル鉄筋に対して直角に近い方向に導入されることから、プレストレス力によるひずみは殆どないと考えられる。

荷重は、載荷試験機で計測した。計測は、荷重制御時には5～10kNごと、変位制御時には0.1～0.3mmごとの頻度で行い、杭体のひび割れや剥離等の変状が生じた時点も計測した。以降の整理における符号は、鉛直変位については沈降方向を正に、ひずみについては引張を正とした。

外観の状況については、定期的に写真による撮影を行うとともに、損傷の進展時及び載荷終了時点には杭体の変状図を作成した。

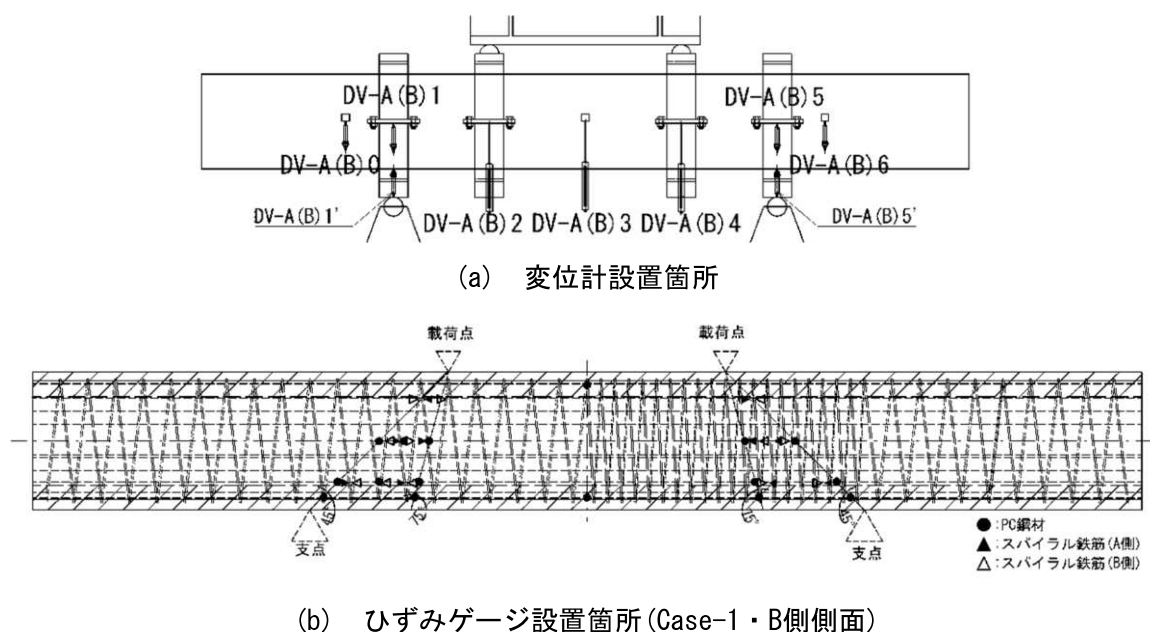


図-5.3.1.3 計測箇所

表-5.3.1.4 杭体製造後の緊張量測定結果の平均値と想定プレストレス量

	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4
平均ひずみ($\times 10^{-6}$)	4598	4642	4861	4597
想定プレストレス量(N/mm ²)	9.1	9.2	9.6	9.1

5.3.2 実験結果

実験ケースごとに実験状況及び考察される破壊形態について示した後、各実験ケース間の結果の比較を示す。

(1) Case-1

図-5.3.2.1に、荷重と支間中央部の鉛直変位計により計測された変位の関係を示す。また、図-5.3.2.2及び写真-5.3.2.1に、載荷終了時におけるひび割れ状況図及び状況写真をそれぞれ示す。まず、600kNまで載荷を行い杭体を観察したが、ひび割れ等を確認できず一旦除荷した。続いて、再載荷を行い900kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れと、載荷点と支点を結ぶような斜め方向のひび割れ（以降、せん断ひび割れ）の発生を確認し、再び除荷した。再度ひび割れが確認された荷重まで載荷を行い荷重－鉛直変位関係に大差はみられないことを確認した。続けて荷重を増加していき、1000kN、1100kN、1500kNで杭体を観察するとともに同様のひび割れの発達を確認し、1765kNで最大荷重を迎えた。そして、最大荷重直後にせん断ひび割れが大きく進展するとともに、鉄筋が破断したと考えられる音がして終局した。載荷終了後に、せん断ひび割れ箇所付近で生じた浮き・剥離部分のコンクリートを除去したところ、写真-5.3.2.2に示すように、スパイラル鉄筋の破断が確認された。

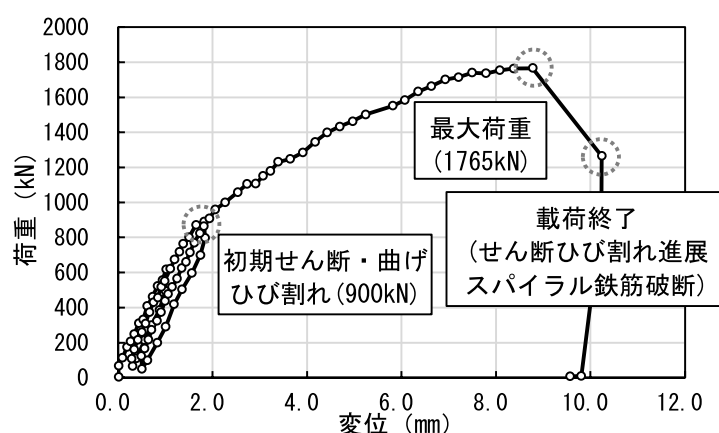


図-5.3.2.1 Case-1 荷重－鉛直変位関係

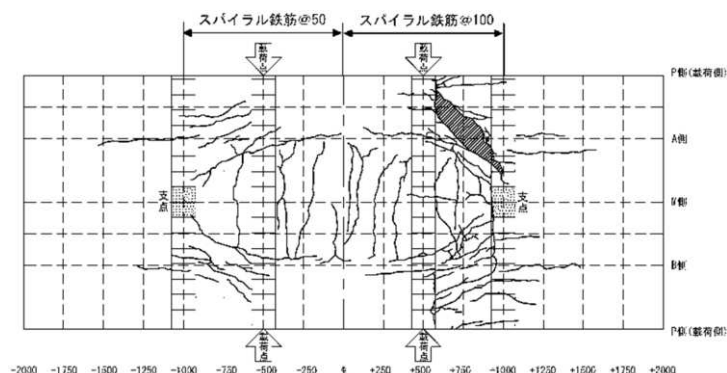
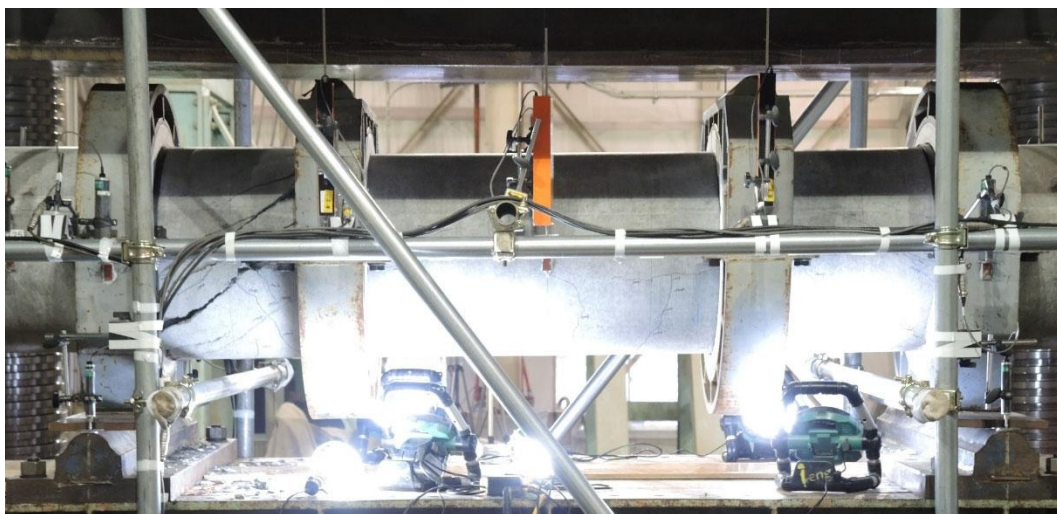
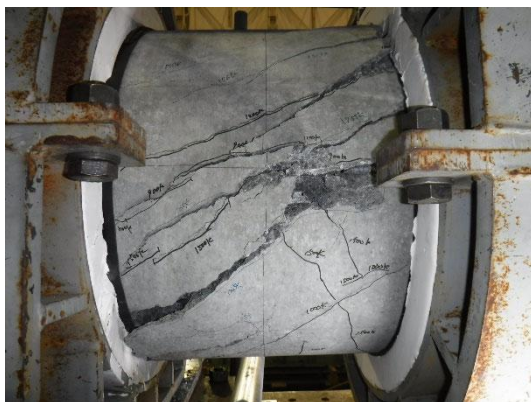


図-5.3.2.2 Case-1 ひび割れ状況（凡例：ひび割れ：太い実線，浮き・剥離：斜線網掛け）



(a) 杭全景 (B側側面)



(b) せん断ひびわれ箇所 (B側側面)

写真-5.3.2.1 Case-1 載荷終了時の状況



(a) せん断ひび割れ箇所全景 (A側側面)



(b) スパイラル筋破断箇所拡大

写真-5.3.2.2 Case-1 せん断ひび割れ箇所のコンクリート除去後の状況

図-5.3.2.3に、荷重とスパイラル鉄筋のひずみの関係を計測位置図とともに示す。ここでは、スパイラル鉄筋の間隔を100mmとした側について示す。なお、計測値HB-4、HB-5については、遠心整形時にデータが欠損している。初期ひび割れが確認された付近以降から、ひずみが増加していることが確認される。破断ひずみは、5.2.2(2)で述べたRC撤去杭のスパイラル鉄筋の材料試験結果より0.015~0.025程度と考えられるが、本実験で計測した位置においては、このひずみ量に比べて著しく小さなひずみ量しか計測されていない。これは、材料の不均質さや一本の連続した鋼材であることに伴う応力分散の影響が考えられるが、その原因を示すには至っていない。また、本結果より、スパイラル鉄筋も抵抗力として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

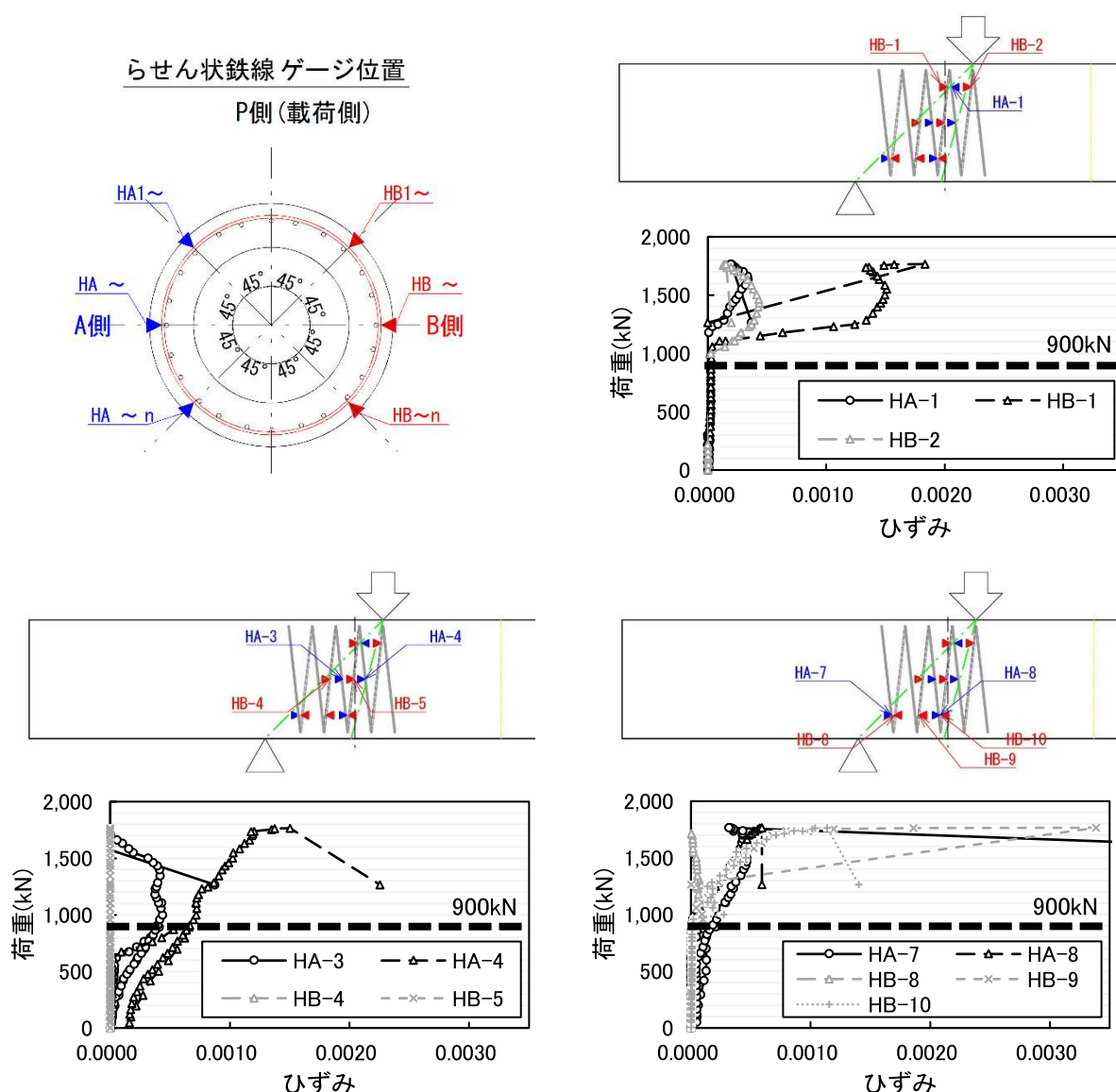


図-5.3.2.3 Case-1荷重ースパイラル鉄筋ひずみ関係

図-5.3.2.4に、荷重とPC鋼材のひずみの関係を計測位置図とともに示す。ここでは、スパイラル鉄筋の間隔を100mmとした側について示す。ここでは、5.3.1(4)で前述したプレストレス力による初期ひずみは考慮していない。なお、計測値M-3、A-8については、遠心整形時にデータが欠損している。初期ひび割れが確認された以降から、ひずみが増加していることが確認される。ただし、本結果より、PC鋼材も抵抗力として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

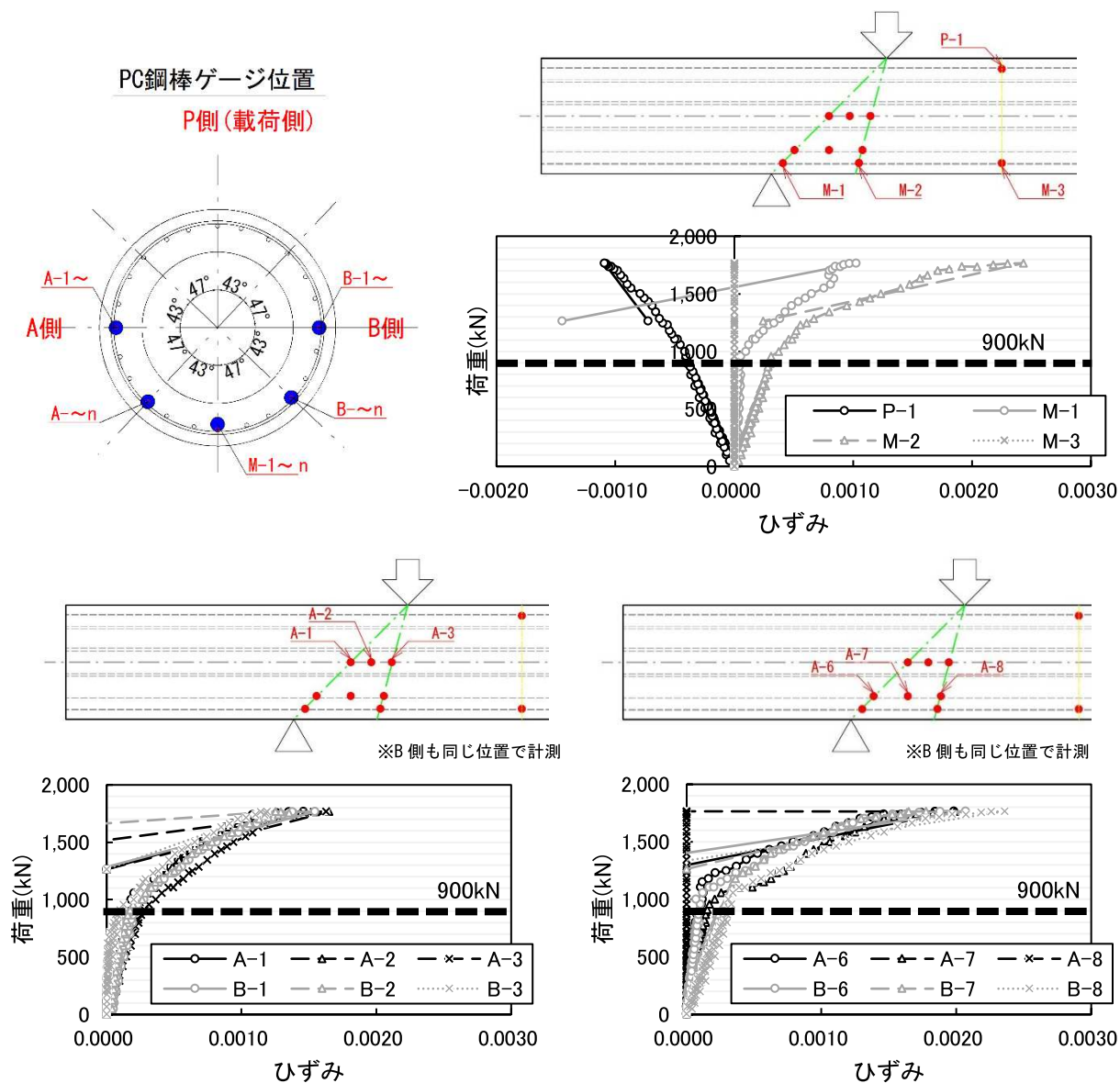


図-5.3.2.4 Case-1荷重—PC鋼材ひずみ関係

載荷点間の上端及び下端のPC鋼材のひずみについては、平面保持の仮定によれば、コンクリートのひずみも推定できることから、破壊モードの考察に活用することができる。そこで、図-5.3.2.5に、荷重と載荷点間のPC鋼材ひずみ（上端：P-1，下端：M-3）の載荷ステップごとの変化を示す。同図には、H29道示Ⅲの表5.8.2を参考に、コンクリートの終局ひずみの目安として $2500 \sim 3500 \mu$ も併記している。5.3.1（4）で前述したプレストレス力による初期ひずみは 200μ 程度（想定プレストレス力 9.1N/mm^2 ，コンクリートの弾性係数 39.8kN/mm^2 ）で終局ひずみの1割程度あるが，ここでは簡易に考え無視している。また，コンクリート縁端のひずみはかぶりに応じて大きくなると考えられるが，ここでは簡易に考え無視している。前述した通り，計測値M-3については，遠心整形時にデータが欠損している。載荷点間の圧縮側のPC鋼棒ひずみは，コンクリートは終局ひずみの目安に達していない。

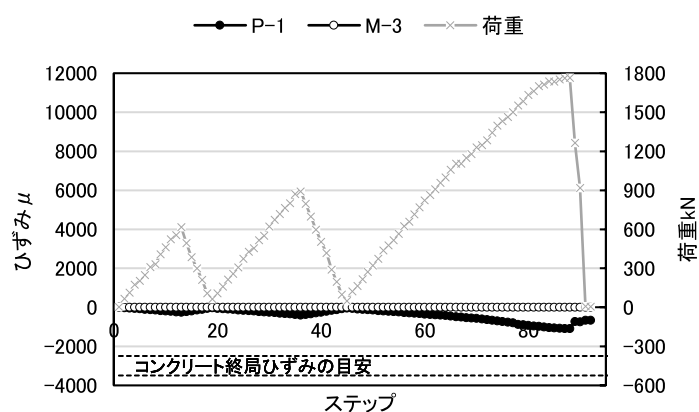


図-5.3.2.5 Case-1荷重－PC鋼材ひずみ関係

以上より，Case-1は明らかにせん断破壊と判断される。

(2) Case-2

図-5.3.2.6に、荷重と支間中央部の鉛直変位計により計測された変位の関係を示す。また、図-5.3.2.7及び写真-5.3.2.3に、載荷終了時におけるひび割れ状況図及び状況写真をそれぞれ示す。まず、400kNまで載荷を行い杭体を観察したが、ひび割れ等を確認できず一旦除荷した。続いて、再載荷を行い735kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れの発生を確認し、再び除荷した。再度ひび割れが確認された荷重まで載荷を行い荷重－鉛直変位関係に大差はみられないことを確認した。続けて荷重を増加していき、800kNで杭体を観察するとともに曲げひび割れの発達の確認、870kNでせん断ひび割れの発生を確認し、再び除荷した。再度載荷を行い、950kN、1060kN、1140kN、1250kN、1350kNで杭体を観察するとともに同様のひび割れの発達を確認し、1393kNで最大荷重を迎えた。その後、変位が20mm付近になったところで、せん断ひび割れの延長上にある載荷点周辺のコンクリートが圧壊して終局した。

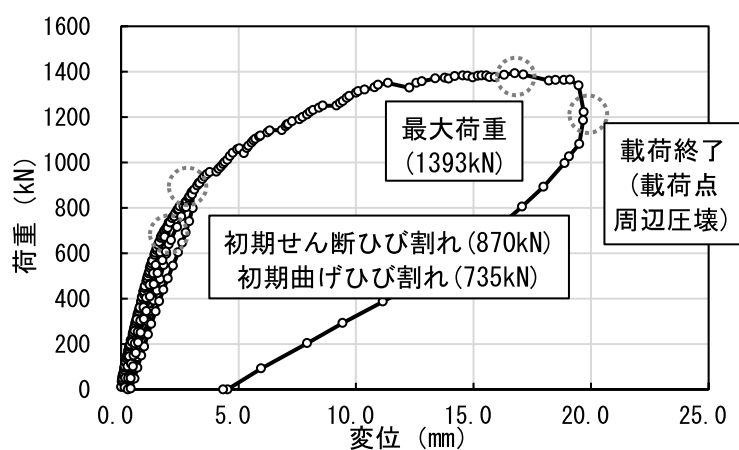


図-5.3.2.6 Case-2 荷重－鉛直変位関係

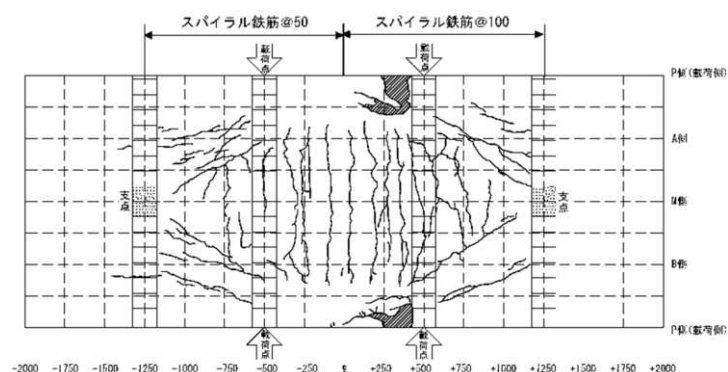


図-5.3.2.7 Case-2 ひび割れ状況（凡例：ひび割れ：太い実線，浮き・剥離：斜線網掛け）



(a) 杭全景 (B 側側面)



(b) コンクリート圧壊箇所

写真-5.3.2.3 Case-2 載荷終了時の状況

図-5.3.2.8に、荷重とスパイラル鉄筋のひずみの関係を計測位置図とともに示す。着目位置や初期ひずみはCase-1と同様に整理している。初期ひび割れが確認された以降から、ひずみが増加していることが確認される。ただし、Case-1と同様に、本結果よりスパイラル鉄筋も抵抗力として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

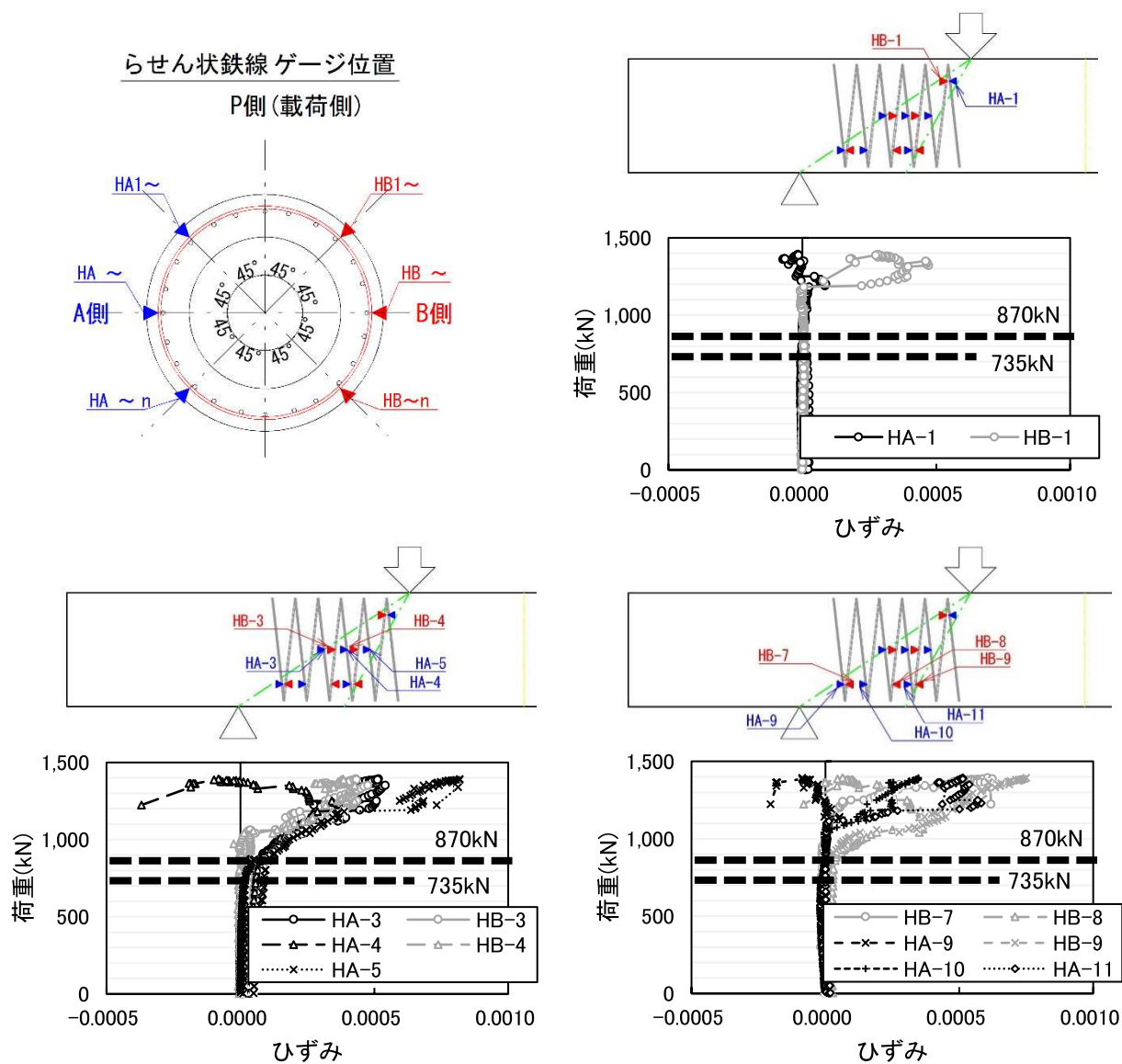


図-5.3.2.8 Case-2荷重ースパイラル鉄筋ひずみ関係

図-5.3.2.9に、荷重とPC鋼材のひずみの関係を計測位置図とともに示す。着目位置や初期ひずみはCase-1と同様に整理している。なお、計測値A-6については、遠心整形時にデータが欠損している。初期ひび割れが確認された以降から、ひずみが増加していることが確認される。ただし、Case-1と同様に、本結果よりPC鋼材も抵抗材として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

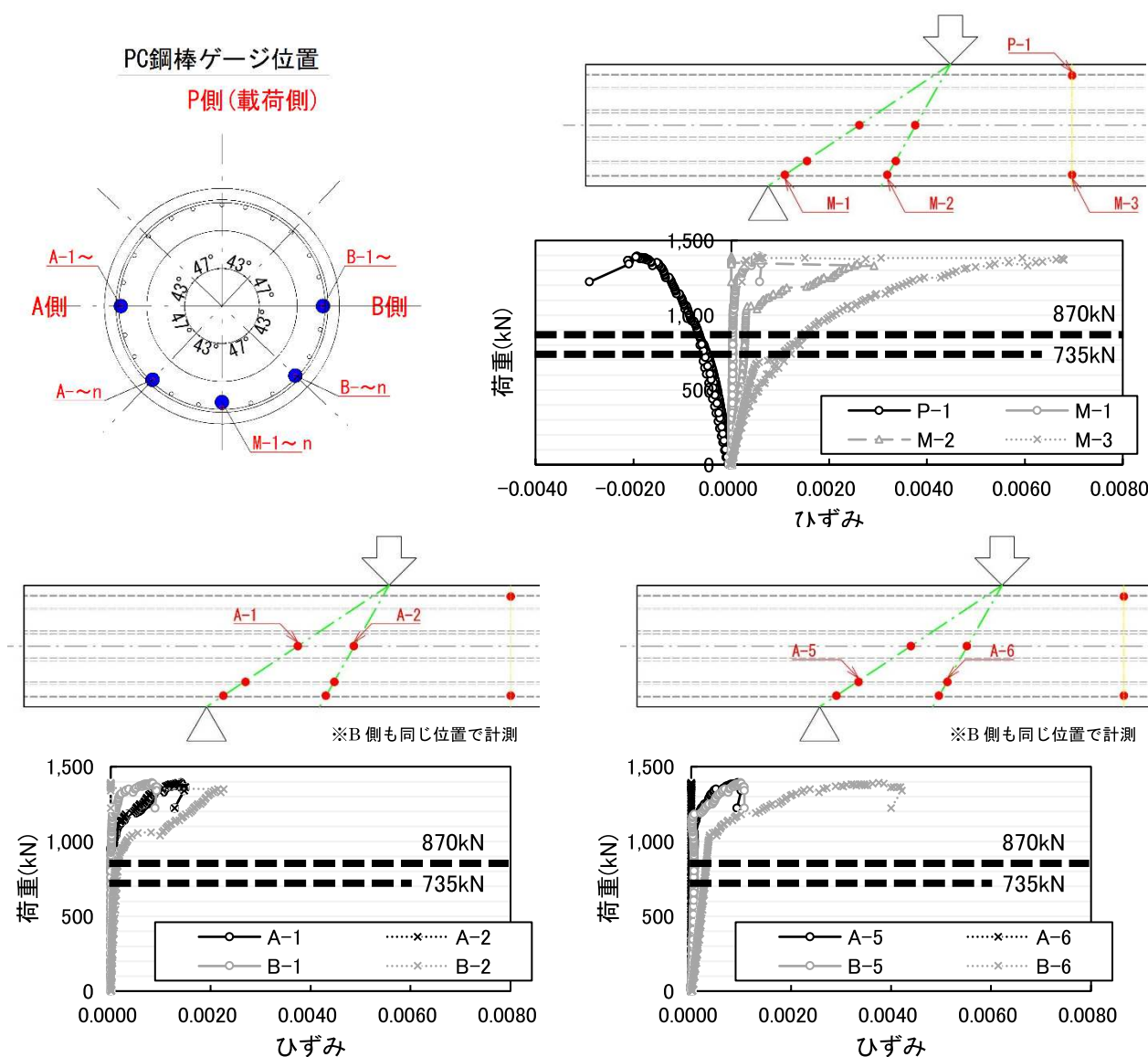


図-5.3.2.9 Case-2荷重—PC鋼材ひずみ関係

図-5.3.2.10に、荷重と載荷点間のPC鋼材ひずみ（上端：P-1，下端：M-3）の載荷ステップごとの変化を示す。最大荷重に達する以前にひずみが0付近となっている計測値M-3については、データ欠損と考えられる。載荷点間の圧縮側のPC鋼棒ひずみは、コンクリートの終局ひずみの目安に達する前のある点を境に急増している。すなわち、曲げ破壊に先行して、別の破壊モードが発生していると考えられる。

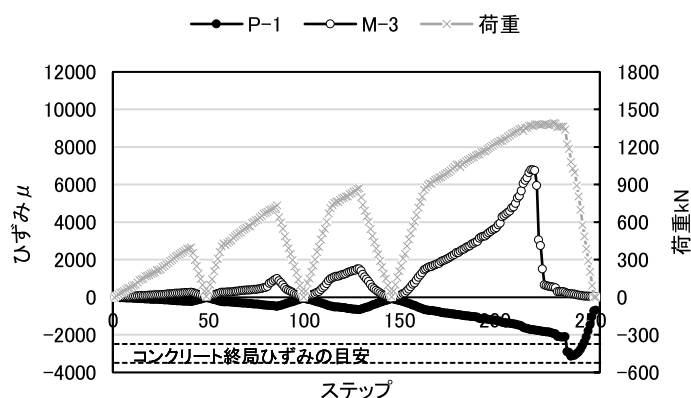


図-5.3.2.10 Case-2荷重－PC鋼材ひずみ関係

以上より、Case-2はせん断ひび割れの発達により、その延長上にある載荷点付近のコンクリートが弱体化して局部破壊して終局したと判断される。

(3) Case-3

図-5.3.2.11に、荷重と支間中央部の鉛直変位計により計測された変位の関係を示す。また図-5.3.2.12及び写真-5.3.2.4に、載荷終了時におけるひび割れ状況図及び状況写真をそれぞれ示す。まず、330kNまで載荷を行い杭体を観察したが、ひび割れ等を確認できず一旦除荷した。続いて、再載荷を行い540kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れの発生を確認し、再び除荷した。再度載荷を行い600kN、650kN、700kNで杭体の観察及び荷重－鉛直変位関係に大差はみられないことを確認後、再び除荷した。その後は、荷重を増加していったところ750kNでせん断ひび割れの発生を確認した。続けて荷重を増加していき、800kN、850kN、900kN、950kN、1000kN、1030kNで杭体を観察するとともに同様のひび割れの発達を確認し、1035kNで最大荷重を迎えた。その後、変位が26mm付近となったところで、せん断ひび割れの延長上にある載荷点付近のコンクリートが圧壊して終局した。

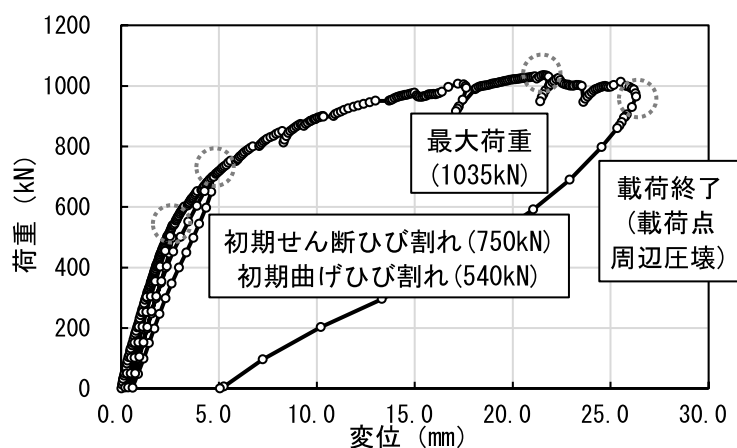


図-5.3.2.11 Case-3 荷重－鉛直変位関係

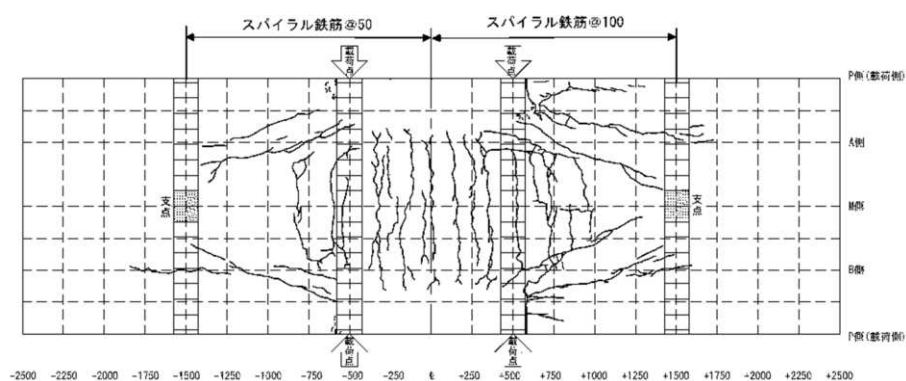


図-5.3.2.12 Case-3 ひび割れ状況（凡例：ひび割れ：太い実線）



(a) 杭全景 (B 側側面)



(b) コンクリート圧壊箇所

写真-5.3.2.4 Case-3 載荷終了時の状況

図-5.3.2.13に、荷重とスパイラル鉄筋のひずみの関係を計測位置図とともに示す。着目位置や初期ひずみはCase-1と同様に整理している。なお、計測値HA-1, HA-2, HB-4, HB-5, HB-12については、遠心整形時にデータが欠損している。初期ひび割れが確認された以降から、ひずみが増加していることが確認される。ただし、Case-1と同様に、本結果よりスパイラル鉄筋も抵抗力として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

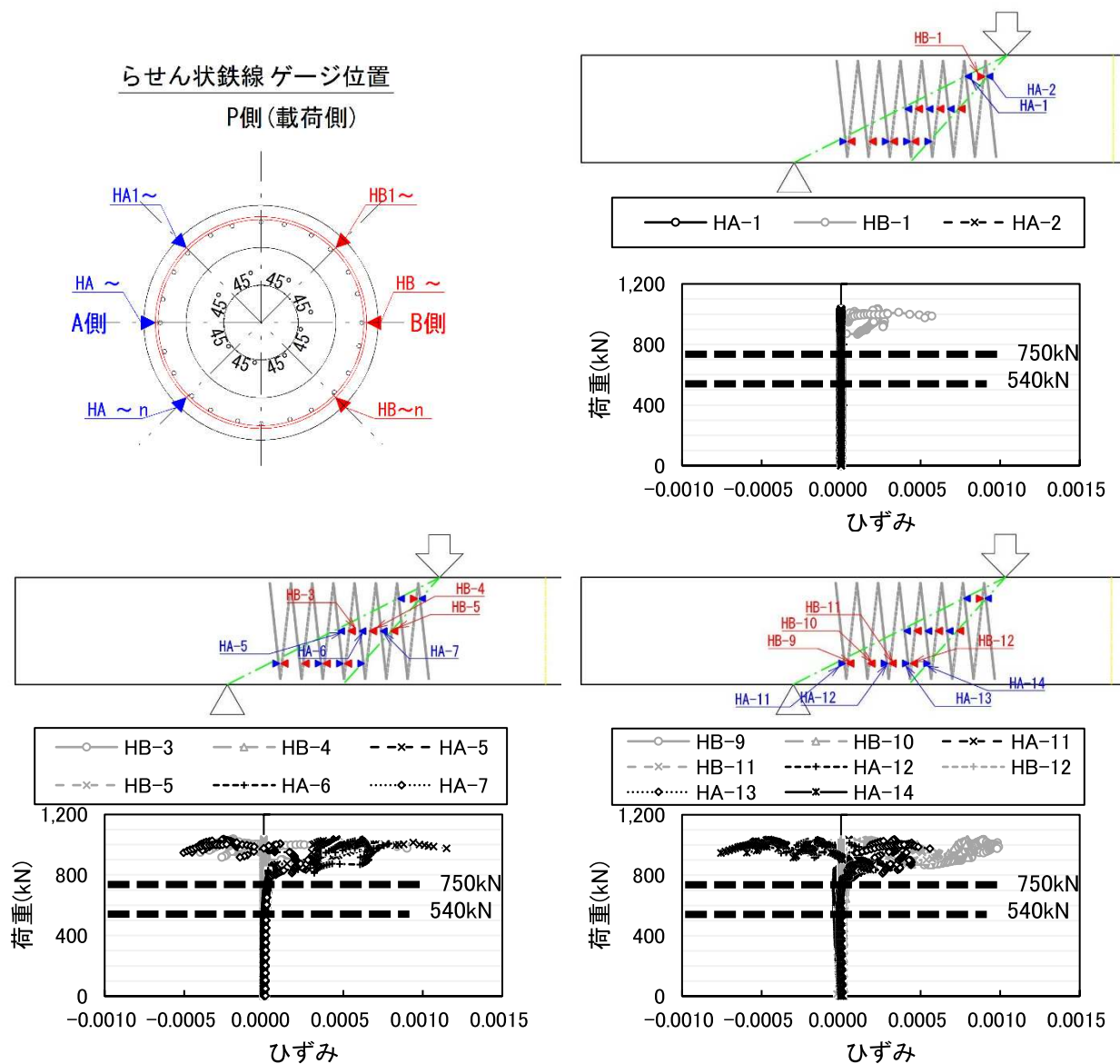


図-5.3.2.13 Case-3荷重－スパイラル鉄筋ひずみ関係

図-5.3.2.14に、荷重とPC鋼材のひずみの関係を計測位置図とともに示す。着目位置や初期ひずみはCase-1と同様に整理している。なお、計測値M-2、A-1、A-2については、遠心整形時にデータが欠損している。初期ひび割れが確認された以降から、ひずみが増加していることが確認される。ただし、Case-1と同様に、本結果よりPC鋼材も抵抗力として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

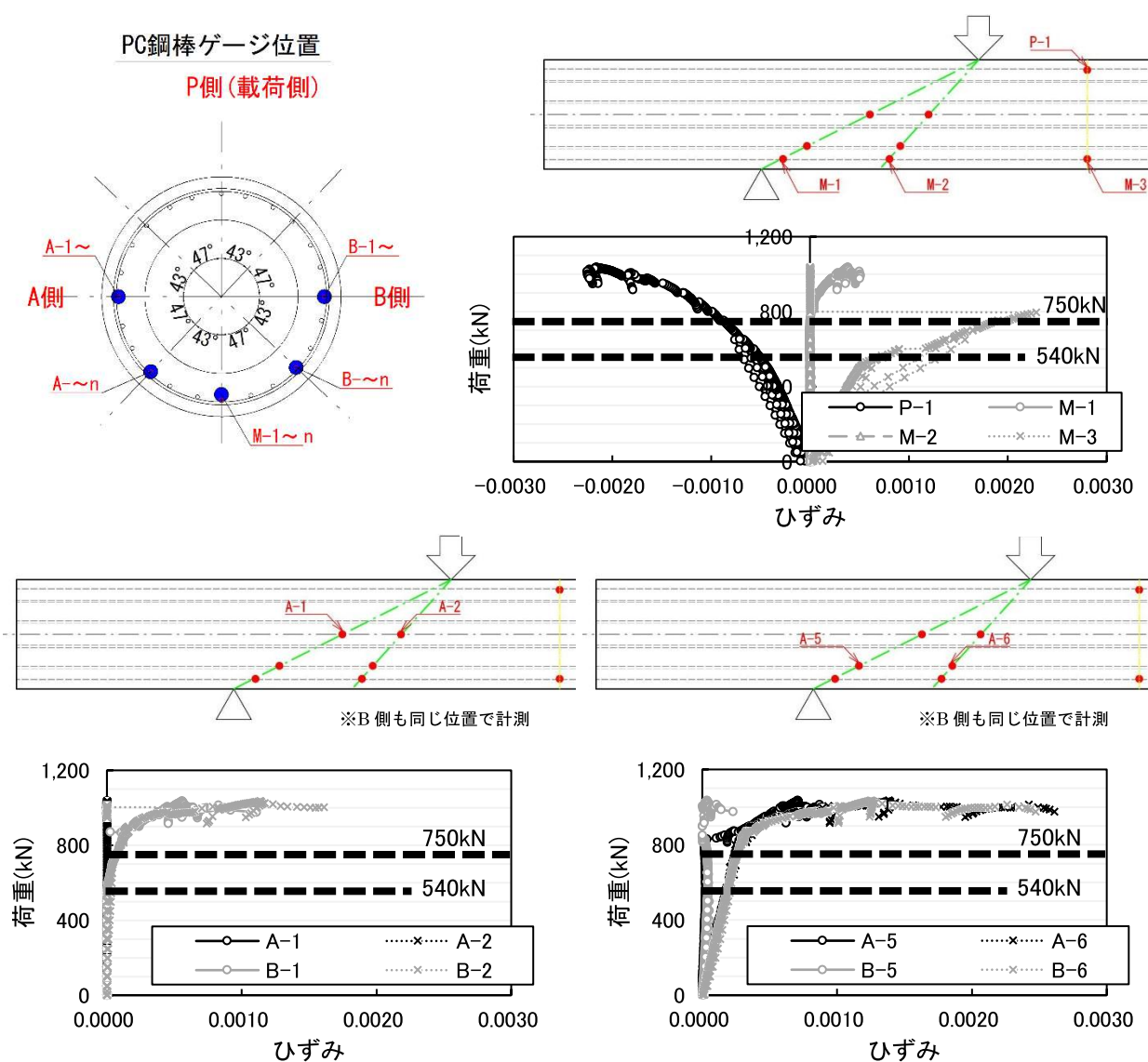


図-5.3.2.14 Case-3荷重—PC鋼材ひずみ関係

図-5.3.2.15に、荷重と載荷点間のPC鋼材ひずみ（上端：P-1，下端：M-3）の載荷ステップごとの変化を示す。なお、最大荷重に達する以前にひずみが0付近となっている計測値M-3については、データ欠損と考えられる。載荷点間の圧縮側のPC鋼棒ひずみは、コンクリートは終局ひずみの目安に達していない。

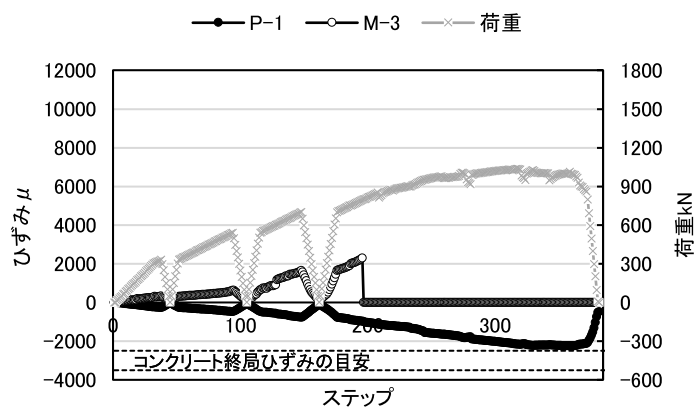


図-5.3.2.15 Case-3荷重－PC鋼材ひずみ関係

以上より、Case-3はせん断ひび割れの発達により、その延長上にある載荷点付近のコンクリートが弱体化して局部破壊して終局したと判断される。

(4) Case-4

図-5.3.2.16に、荷重と支間中央部の鉛直変位計により計測された変位の関係を示す。また、図-5.3.2.17及び写真-5.3.2.5に、載荷終了時における状況写真及びひび割れ状況図をそれぞれ示す。まず、387kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れの発生を確認し、続けて400kNまで載荷を行い杭体を観察した後、一旦除荷した。再度ひび割れが確認された荷重まで載荷を行い荷重－鉛直変位関係に大差はみられないことを確認した。続けて荷重を増加していき、450kN、500kN、550kNで杭体を観察するとともに曲げひび割れの発達の確認、600kNでせん断ひび割れの発生を確認した。続けて荷重を増加していき、640kN、670kN、700kN、730kN、760kNで杭体を観察するとともに同様のひび割れの発達を確認し、787kNで最大荷重を迎えた。その後、変位が30mm程度となったところで、載荷点間中央上面のコンクリートが圧壊して終局した。

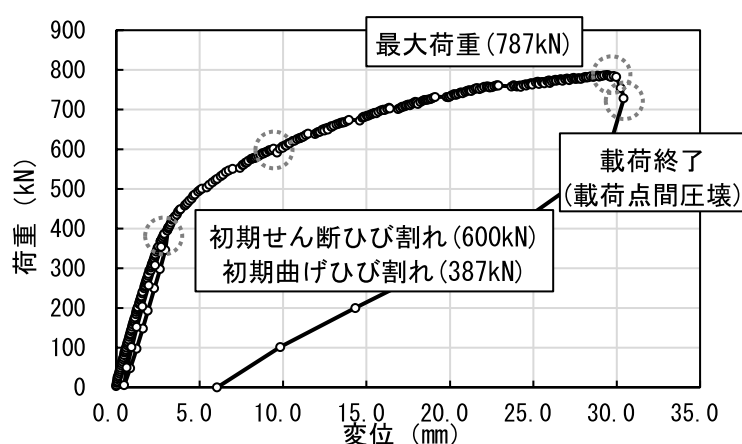


図-5.3.2.16 Case-4 荷重－鉛直変位関係

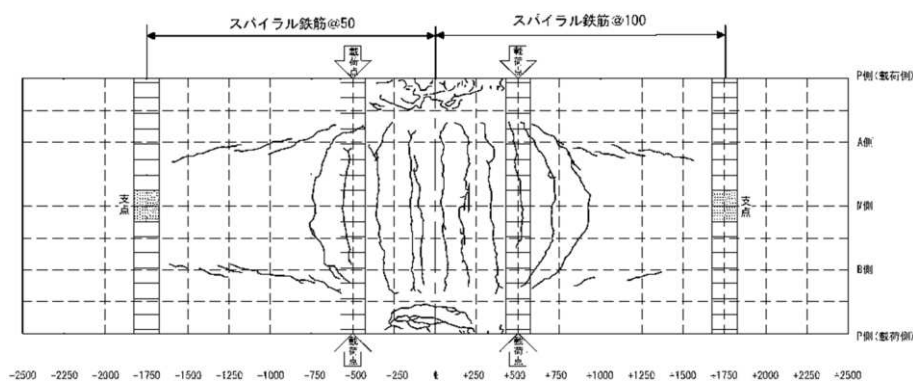


図-5.3.2.17 Case-4 ひび割れ状況 (凡例：ひび割れ：太い実線)



(a) 杭全景 (B 側側面)



(b) コンクリート圧壊箇所

写真-5. 3. 2. 5 Case-4 載荷終了時の状況

図-5.3.2.18に、荷重とスパイラル鉄筋のひずみの関係を計測位置図とともに示す。着目位置や初期ひずみはCase-1と同様に整理している。なお、計測値HA-3, HA-4, HA-5, HA-13については、遠心整形時にデータが欠損している。初期ひび割れが確認された以降から、ひずみが増加していることが確認される。ただし、Case-1と同様に、本結果よりPC鋼材も抵抗力として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

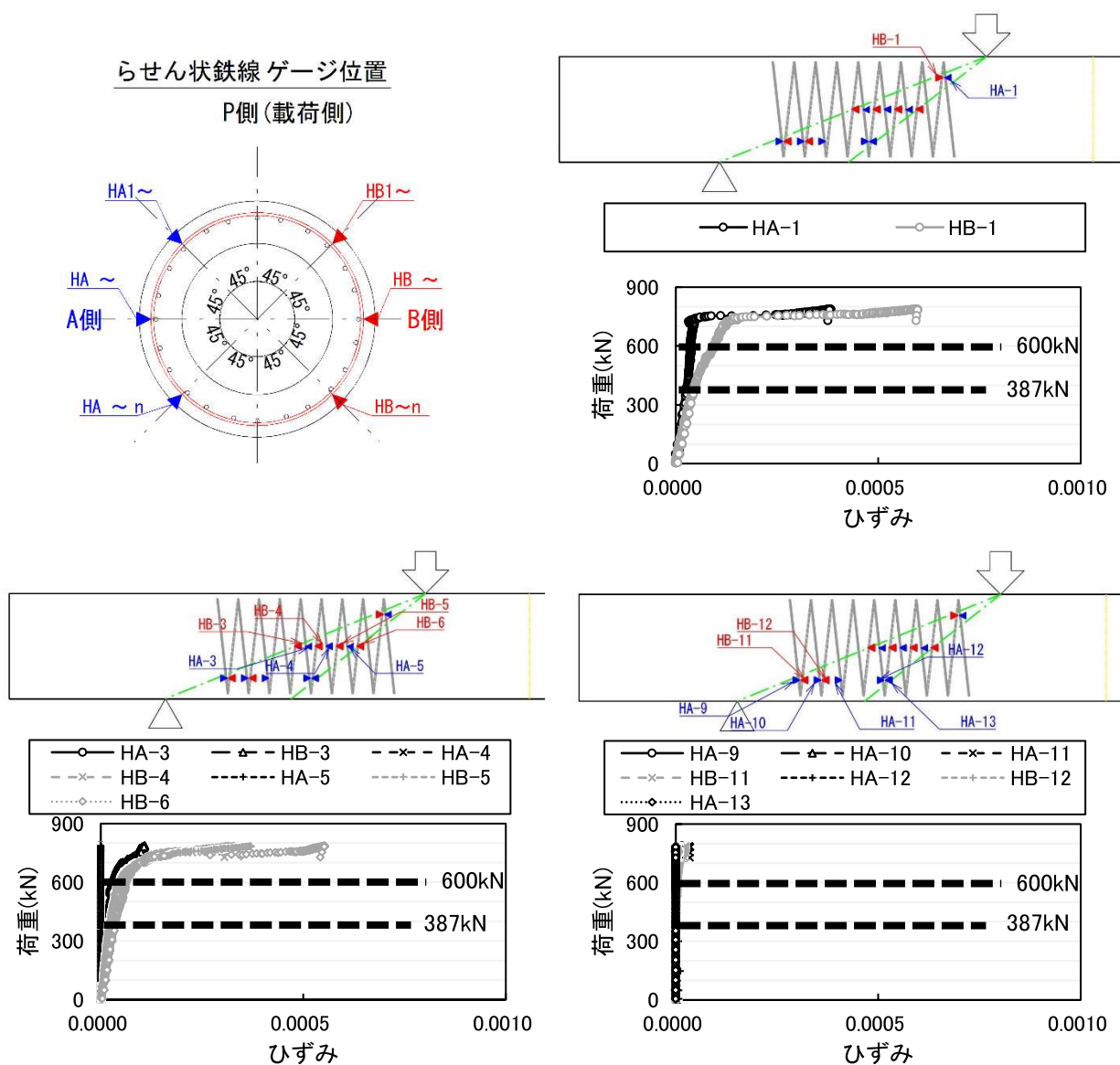


図-5.3.2.19に、荷重とPC鋼材のひずみの関係を計測位置図とともに示す。着目位置や初期ひずみはCase-1と同様に整理している。なお、計測値M-2、A-2、B-6については、遠心整形時にデータが欠損している。初期ひび割れが確認された以降から、ひずみが増加していることが確認される。ただし、Case-1と同様に、本結果よりPC鋼材も抵抗力として寄与しているといえるものの、せん断耐力に対する有意な考察を行うには至らなかった。

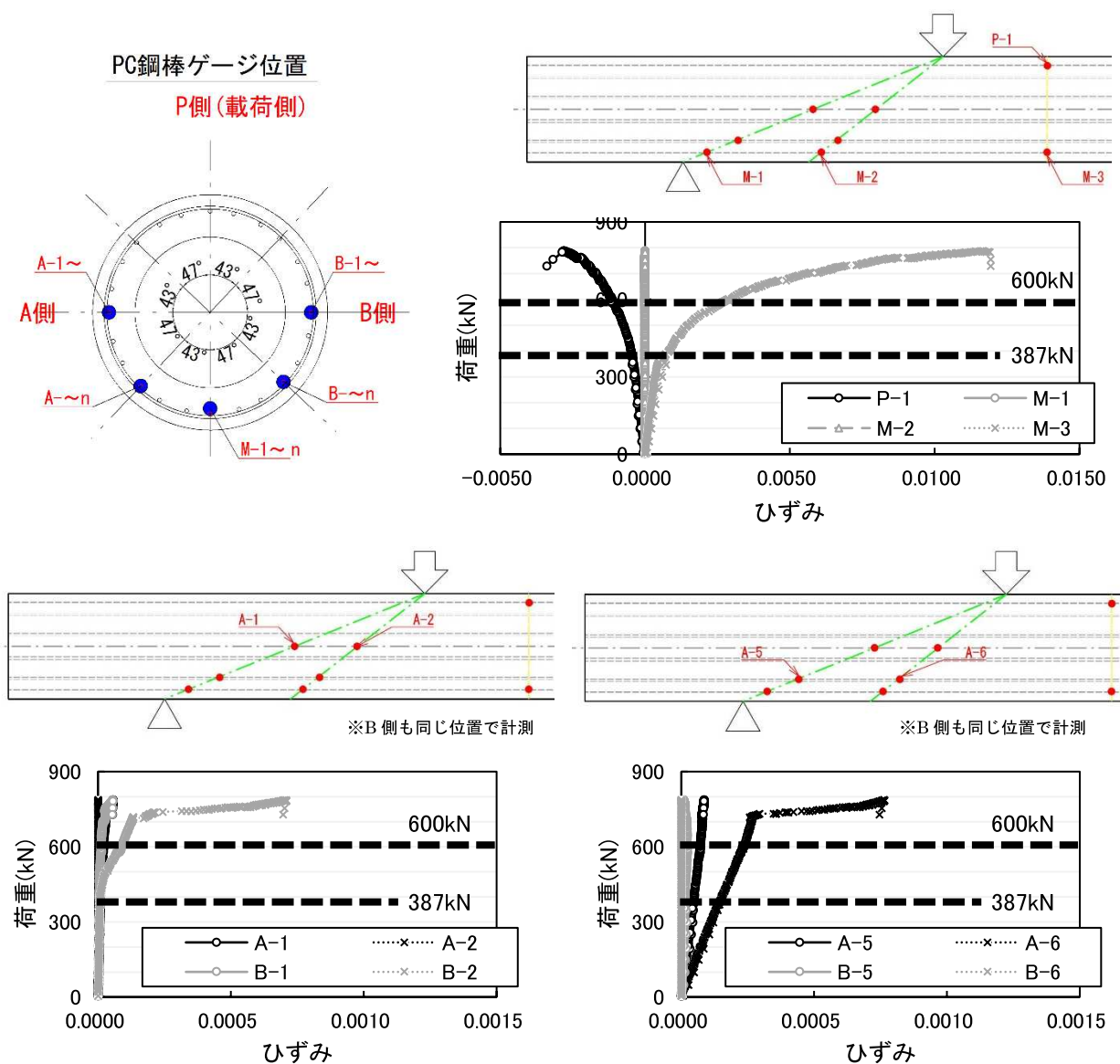


図-5.3.2.19 Case-4荷重—PC鋼材ひずみ関係

図-5.3.2.20に、荷重と載荷点間のPC鋼材ひずみ（上端：P-1，下端：M-3）の載荷ステップごとの変化を示す。載荷点間の圧縮側のPC鋼棒ひずみは、コンクリートの終局ひずみの目安に達した後にある点を境に急増している。

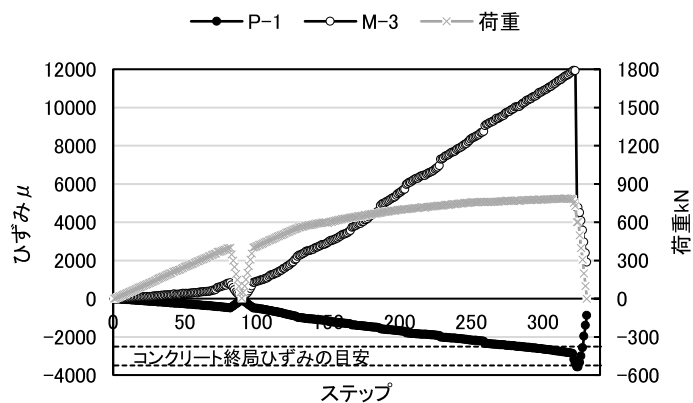


図-5.3.2.20 Case-4荷重－PC鋼材ひずみ関係

以上より、Case-4は明らかに曲げ圧縮破壊と判断される。

(5) 各実験ケース間の結果の比較

各実験 Case の結果で整理した荷重終了後の状況写真及びひび割れ状況図から、いずれのケースにおいても、荷重点間の下面側に曲げひび割れと、せん断ひび割れが発展していることがわかるが、その程度は異なることがわかる。破壊（終局）時点では、Case-1 ではせん断ひび割れが発達するとともにスパイラル鉄筋の破断が確認された。Case-2 及び 3 は同様の傾向であり、荷重点付近のコンクリート圧壊が確認された。Case-4 では、荷重点間中央上面のコンクリートの圧壊が確認された。

図-5.3.2.21 に、各実験 Case で得られた荷重と支間中央部の鉛直変位計により計測された変位の関係をまとめて示す。せん断スパン比が大きくなるにつれて、最大荷重が小さくなるとともに、その時の変位は大きくなることがわかる。

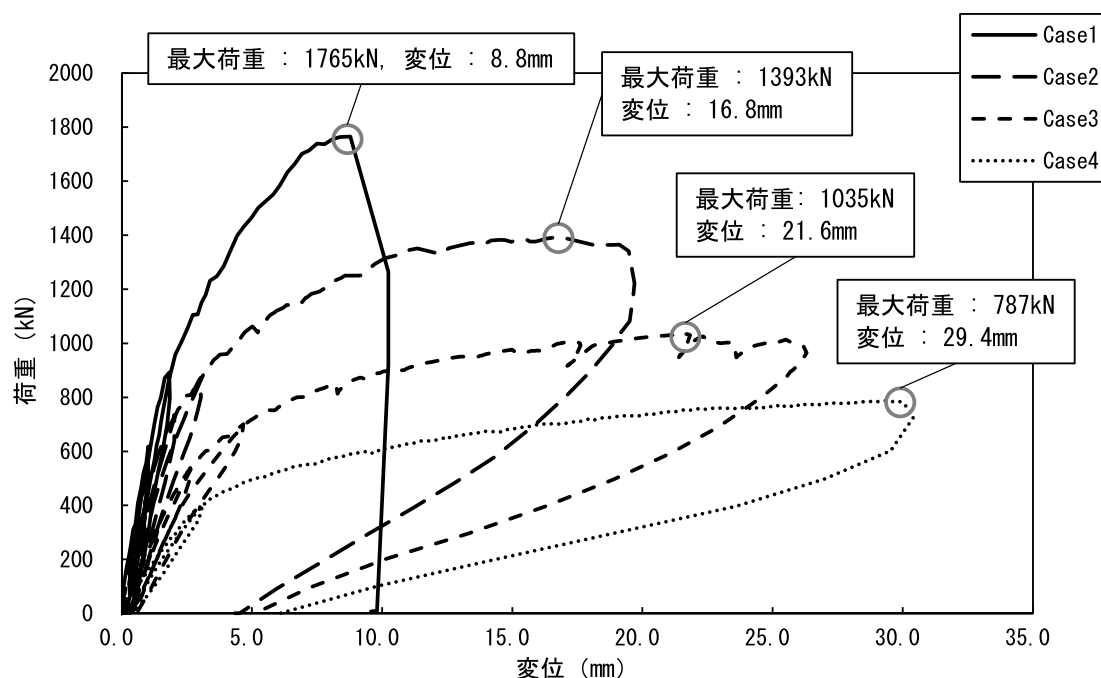


図-5.3.2.21 荷重－変位関係

5.3.3 PHC杭式による評価の妥当性の確認

(1) 計画したせん断スパン比に基づく PHC 杭式によるせん断耐力評価

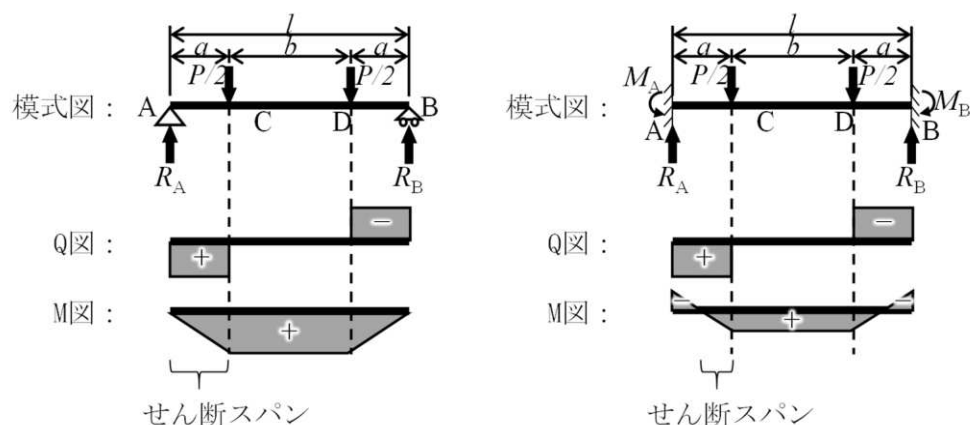
表-5.3.3.1に、実験結果と推定耐力の比較を示す。ここでは、せん断耐力はPHC杭式を用いてスパイラル鉄筋を考慮して算出した。スパイラル鉄筋の降伏強度は、材料試験により得られた引張強さ 617N/mm² に、5.1.2 (2) で述べた結果より降伏比 0.8 を考慮して、494N/mm² とした。また、抵抗係数、部材・構造係数及び調査・解析係数は考慮せずに算出した。曲げ耐力は断面計算により算出した。5.3.2 で述べた破壊形態を踏まえて、Case-1～3 はせん断耐力に、Case-4 は曲げ耐力に着目する。推定比（せん断破壊：実測によるせん断耐力/PHC杭式によるせん断耐力、曲げ破壊：実測による曲げ耐力/断面計算による曲げ耐力）は、1.32～1.81 であり、全てのケースで大きく安全側の評価となった。推定破壊形態については、Case-4 のみ実験と一致しなかった。

表-5.3.3.1 実験結果と推定耐力の比較

Case	1	2	3	4
■実験結果				
実験荷重P (kN)	1765	1393	1035	787
耐力評価	せん断	せん断	せん断	曲げ
■評価式による検証				
部材の有効高 (mm)	455			
せん断スパンの取り方	支点 (治具芯) ～ 載荷点 (治具芯)			
せん断スパンa (mm)	500	750	1000	1250
せん断スパン比	1.10	1.65	2.20	2.75
・せん断力の推定（着色は参考値，推定比＝実測によるせん断耐力/PHC杭式によるせん断耐力）				
実測によるせん断耐力 (P/2) (kN)	883	697	518	394
PHC杭式によるせん断耐力 (kN)	488	387	324	276
推定比	1.81	1.80	1.60	1.43
・曲げモーメントの推定（着色は参考値，推定比＝実測による曲げ耐力/断面計算による曲げ耐力）				
実測による曲げ耐力 (Pa/2) (kN.m)	441	522	518	492
断面計算による曲げ耐力 (kN.m)	386	390	384	372
推定比	1.14	1.34	1.35	1.32
・推定耐力から判定される破壊形態				
推定せん断耐力からの荷重逆算値2Q (kN)	975	774	648	551
推定曲げ耐力からの荷重逆算値2M/a (kN)	1544	1040	768	595
推定破壊形態	せん断破壊 ⇒実験と一致	せん断破壊 ⇒実験と一致	せん断破壊 ⇒実験と一致	せん断破壊 ⇒実験と不一致

(2) 実験結果と PHC 杭式による推定耐力の乖離の考察

今回の実験は、コンクリートの支点部における局部破壊を防ぐため、載荷点及び支点位置において全周に治具を設置して行っている（写真-5.3.1.2）。計画した実験のせん断スパンは支点と載荷点の治具芯間であるが、治具が回転を拘束したことで、支点部に曲げモーメントが発生したと考えられる。すなわち、曲げモーメントが0となる位置が支点～載荷点間の位置となり、せん断スパンが想定よりも短くなった可能性が考えられる。図-5.3.3.1に、計画した実験と支点部が拘束される場合の作用する力の模式図を示す。なお、各ケースにおいて治具直下にもひび割れが確認された状況から、支点部は完全に拘束されたわけではないと考えられる。



(a) 計画した実験

(b) 支点部が拘束される場合

図-5.3.3.1 作用する力の模式図

(3) FEM 解析による再現解析に基づくせん断スパンの検証

FEM解析により今回の実験におけるせん断スパンを検証した。検証は、明らかなせん断破壊が確認されたCase-1を対象に行った。

まず、実験の再現解析を行い実験を再現できる解析条件を確認した。続いて、実験における片側の支点と載荷点の各治具芯間のみを抽出したモデルを用いて、両端を固定とした条件で片側の端部を鉛直変位漸増解析を行った結果を踏まえて、実験のせん断スパンは計画値の半分となる支点と載荷点の中央～治具芯相当よりも若干大きいと考えられることを確認した。

1) 実験の再現解析

i) 解析条件

解析コードにはDianaを用いた。図-5.3.3.2に、実験の再現解析の解析モデル図を示す。

杭の材料特性は、実験時に行った材料試験結果を参考に設定した。コンクリートは、材料試験結果から定まらない特性として、全ひずみひび割れモデル、引張挙動、圧縮挙動、及びせん断挙動のモデルを設定する必要があるが、ここでは表-5.3.3.2に示すようにモデルを作成した。PC鋼材は、ヤング係数 198.2 kN/mm^2 、降伏強度 1371 N/mm^2 に設定した。

スパイラル筋の応力-ひずみ関係は、材料試験で確認していなかったことから、5.2.2 (2)で述べたRC撤去におけるスパイラル鉄筋の引張試験で得られた応力-ひずみ関係を参考に、今回用いたスパイラル鉄筋の材料試験の引張強さ 617 N/mm^2 に合うように補正して設定した。

図-5.3.3.3に、解析におけるスパイラル鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

治具については、鋼材の材料特性は、一般値であるヤング係数 $2.0 \times 10^5\text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比0.3に設定した。鋼材と杭の間詰として用いた石こうは、詳細な材料特性が不明であるため圧縮強度のみを規格値 (45 N/mm^2) として、その他の条件はコンクリートを参考に設定した。

鋼材治具と石こうの境界は一体としてモデル化し、杭と石こうの間には境界要素を設定した。境界要素の法線方向の剛性は、圧縮抵抗については十分に大きい値を、引張抵抗についてはないものとして設定した。境界要素のせん断方向の剛性は、最大荷重点までの履歴に大きく影響することが確認されたため、別途感度解析を行い設定した。

載荷点及び治具下面の拘束条件は、接触線に対して回転方向を自由に、その他の方向を固定とした。

解析は、実験と同様にコンクリートの有効プレストレスが 9.1 N/mm^2 となるようにPC鋼材にプレストレス力を導入した後に、 0.1 mm ピッチで鉛直変位を漸増させて載荷した。収束計算の手法には、Newton-Raphson法を用い、収束判定基準は変位に対する許容誤差を0.01以下と設定した。また、1ステップ当たりの最大反復回数は20回とし、収束許容値に収まらなかった場合には不平衡力を次のステップに持ち越して計算を継続させた。

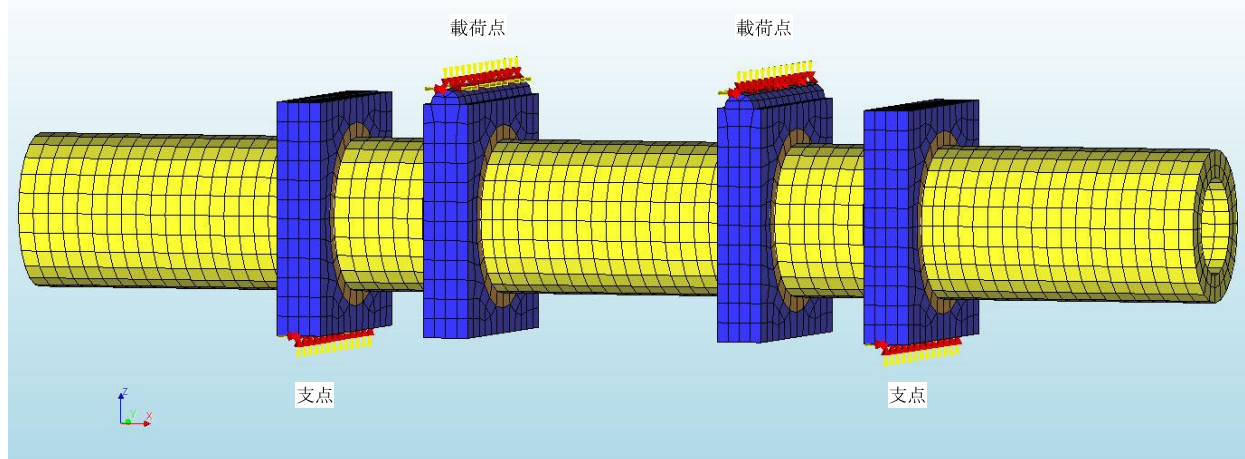


図-5. 3. 3. 2 実験の再現解析の解析モデル

表-5. 3. 3. 2 解析における PC 杭のコンクリートの材料特性

項目	値	備考
ヤング率	39830 N/mm ²	実験の材料試験値
ポアソン比	0.2	コンクリートの標準値
ひび割れモデル	回転から固定 (0.005)	実験との比較により設定, () はモデル切り替えのひずみの閾値
引張軟化曲線	Hordijk	文献 12)
引張強度	3.85N/mm ²	$0.23 \times f_c^{2/3}$, f_c : コンクリートの圧縮強度
引張破壊エネルギー	0.14N/mm	$1/100 \cdot d_{max}^{1/3} \cdot f_c^{1/3}$, d_{max} : 粗骨材最大寸法 文献 13)
圧縮曲線	放物線	文献 14)
圧縮強度	68.6 N/mm ²	実験の材料試験値
圧縮破壊エネルギー	72.6 N/mm	$8.77\sqrt{f_c}$ 文献 15)
横方向ひび割れによる 圧縮強度の低減モデル	Vecchio and Collins 1993	文献 16)
横拘束モデル	Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面	文献 17)
せん断伝達モデル	Al-Mahaidi	文献 18)

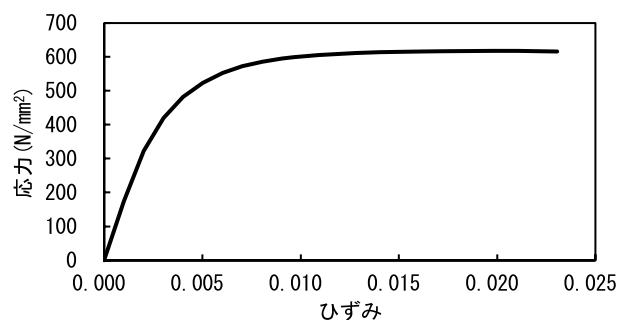


図-5. 3. 3. 3 解析におけるスパイラル鉄筋の応力-ひずみ関係

ii) 解析結果

図-5.3.3.4に、解析結果の荷重－鉛直変位関係を示す。実験の履歴を概ね再現できていることが分かる。最大荷重の比率は、解析値/実験値 ≈ 1.02 (1804/1765)で大差ない。

図-5.3.3.5に、解析の最大荷重時のコンクリートのひび割れと圧縮応力に対する最小主応力分布図、スパイラル鉄筋のひずみ分布図及びPC鋼材の応力分布図を示す。ひび割れ形状図からは、実験と同様に、載荷点間の下面ひび割れと載荷点～支点間の斜めひび割れの発達を確認された。コンクリートの応力分布図からは、載荷点間上側のコンクリートに圧縮強度相当の応力が確認された。スパイラル鉄筋のひずみ分布図からは、実験で破断が確認された支点～載荷点間中央部のひずみが卓越していることが確認されたとともに、その時のひずみは鉄筋が破断すると想定される範囲(0.0015～0.0024)よりも大きかった。PC鋼材の応力分布図からは、載荷点間下側のPC鋼材が降伏強度に達していることが確認された。

終局状態が再現できているか確認するため、図-5.3.3.6に、解析において最大荷重を迎えた後に荷重が急落した直後のコンクリートのひび割れと幅の分布図、スパイラル鉄筋とPC鋼材のひずみ分布図を示す。ここでは、杭の変形は正規化表示している。載荷点付近のコンクリートが圧壊するとともにせん断ひび割れの発達が進展し、実験で破断が確認された位置のスパイラル鉄筋のひずみが著しく大きくなっていることが確認された。

以上より、実験を概ね再現できていることが確認された。

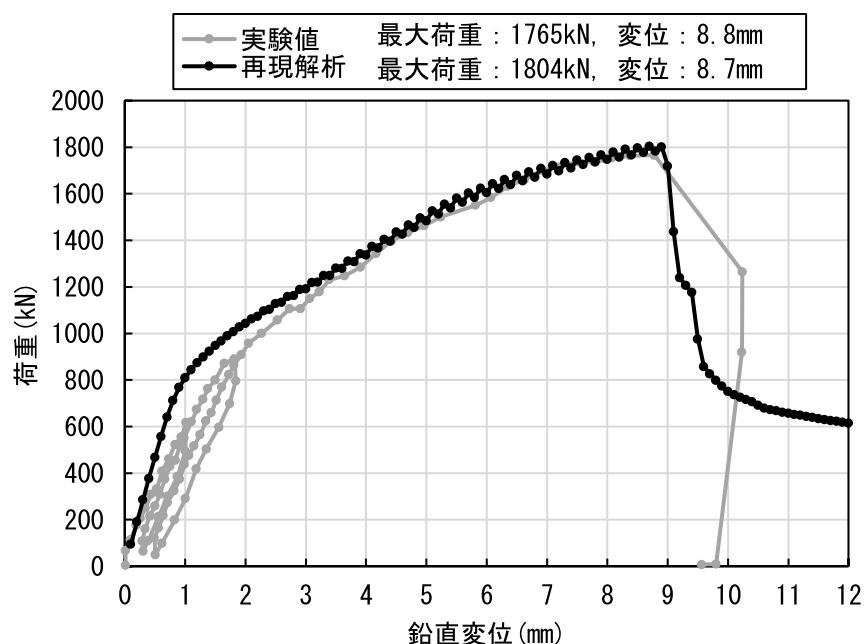
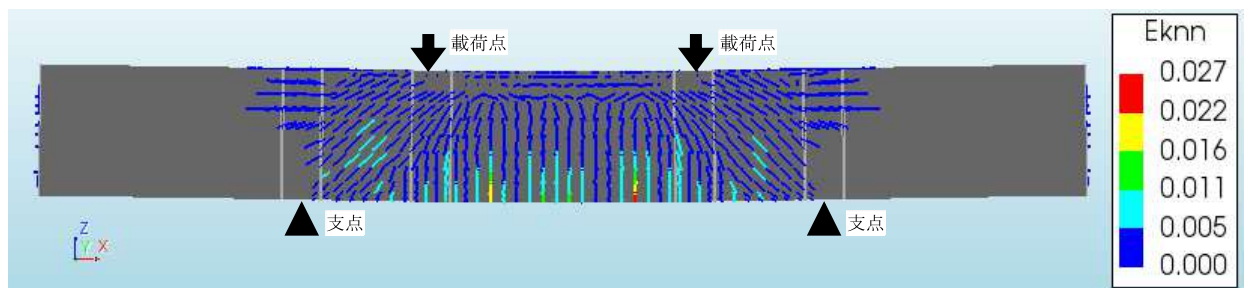
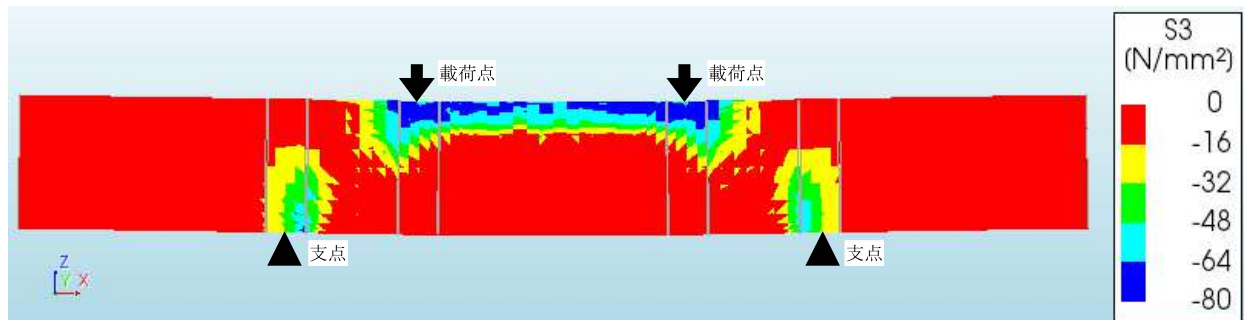


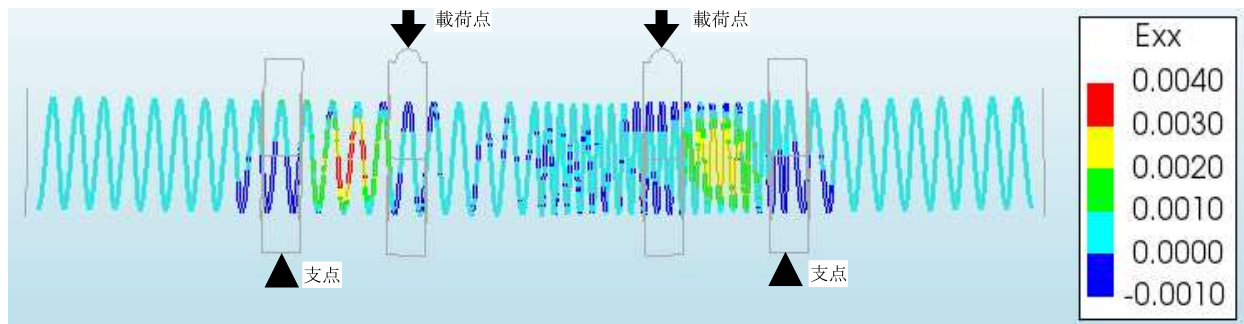
図-5.3.3.4 実験値と解析値の荷重－鉛直変位関係



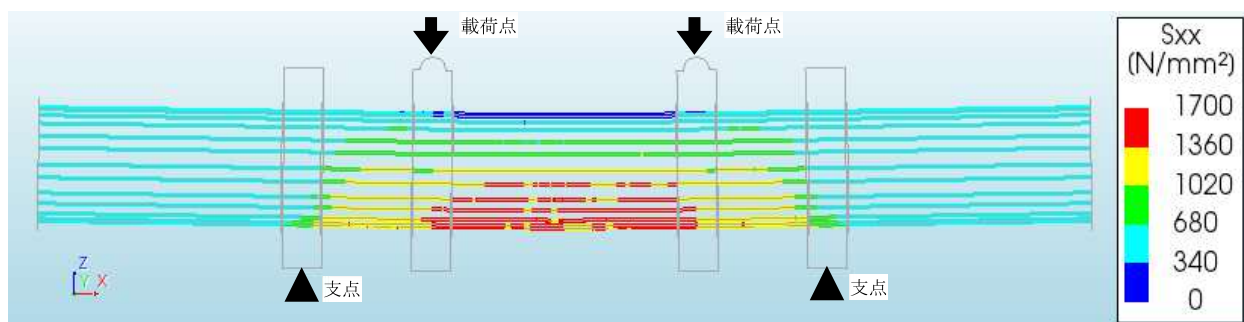
(a) コンクリートのひび割れ分布図



(b) コンクリートの最小主応力分布

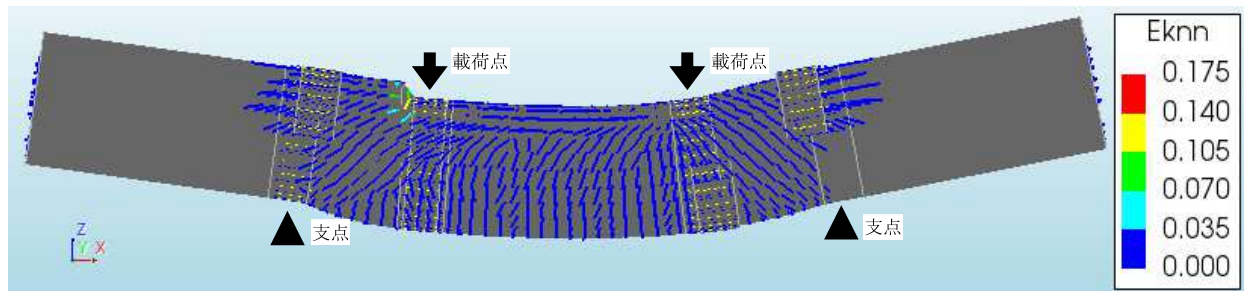


(c) スパイラル鉄筋のひずみ分布図

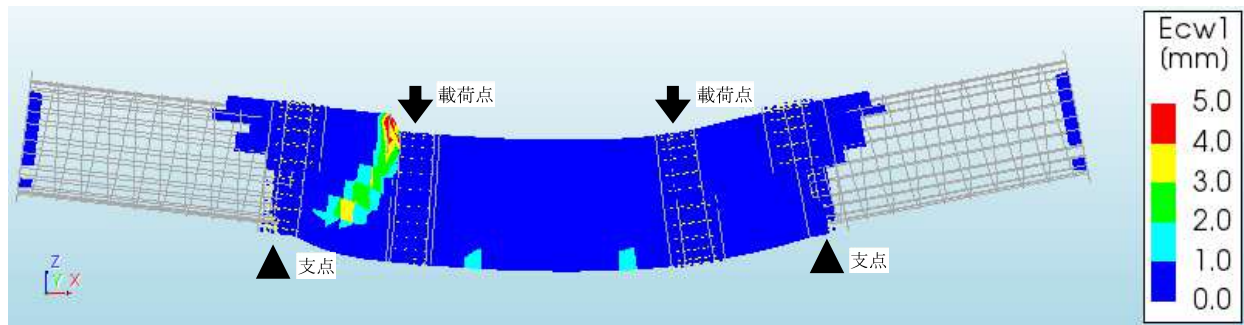


(d) PC鋼材の応力分布図

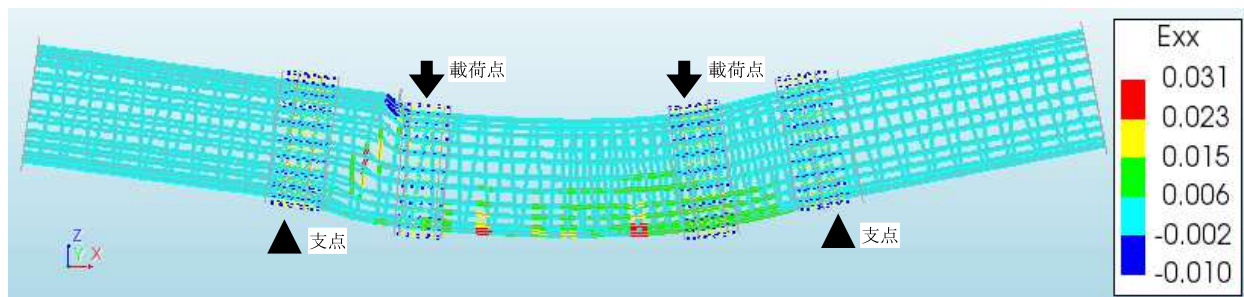
図-5.3.3.5 最大荷重時（鉛直変位8.7mm時）の各分布図



(a) コンクリートのひび割れ分布図



(b) コンクリートのひび割れ幅分布図



(c) 鋼材のひずみ分布図

図-5.3.3.6 荷重急落直後（鉛直変位9.1mm時）の各分布図（変形は正規化表示）

2) 支点部～載荷点間区間を抽出した解析

i) 解析条件

図-5.3.3.7に、実験における片側の支点と載荷点の各治具芯間のみを抽出したモデル（以降、せん断モデル）図を示す。せん断モデルでは、両端を全方向固定条件に、片側を支点、反対側を載荷点とすることで、曲げモーメントは端部で最大、中央部で0、せん断スパンは実験における載荷点と支点の各治具芯間の1/2倍になるように設定した。その他の条件については、5.3.3 (3) 1)と同様のため省略する。

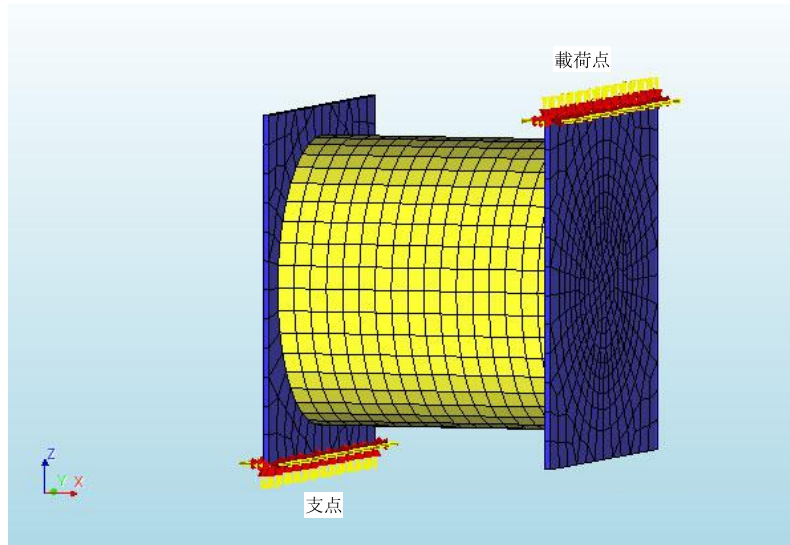


図-5.3.3.7せん断モデルの解析モデル

ii) 解析結果

図-5.3.3.8に、解析結果の荷重－鉛直変位関係を示す。せん断モデルによる解析結果は、実験の載荷点反力と同じ条件となるように2倍した値で示している。ここでは、せん断耐力に着目しているため最大荷重のみに着目する。最大荷重の比率は解析値（せん断モデル）/実験値 $\div 1.13(1986/1765)$ となった。ちなみに、最大荷重までの履歴に差については、拘束条件の違いによるものと考えられる。

図-5.3.3.9に、コンクリートのひび割れと最小主応力分布図及び鋼材のひずみ分布図示す。図の左側が支点、右側が載荷点である。ひび割れ分布図からは、再現解析と同様に、載荷点間の下面ひび割れと載荷点～支点間の斜めひび割れの発達を確認された。最小主応力分布図は再現解析の支点～載荷点間の分布図に近い傾向であることが分かる。ただし、鋼材のひずみ分布図は再現解析と同様の傾向とならなかった。

実験値に比べてせん断モデルの解析値の2倍の荷重は1.1倍程度大きいことから、実験のせん断スパンは、計画値の半分となる支点と載荷点の中央～治具芯相当よりも若干大きいと考えられる。また、鋼材のひずみ分布は再現解析の状況と異なるため、本モデルでせん断耐力を評価する際には、鋼材の評価に留意が必要と考えられる。

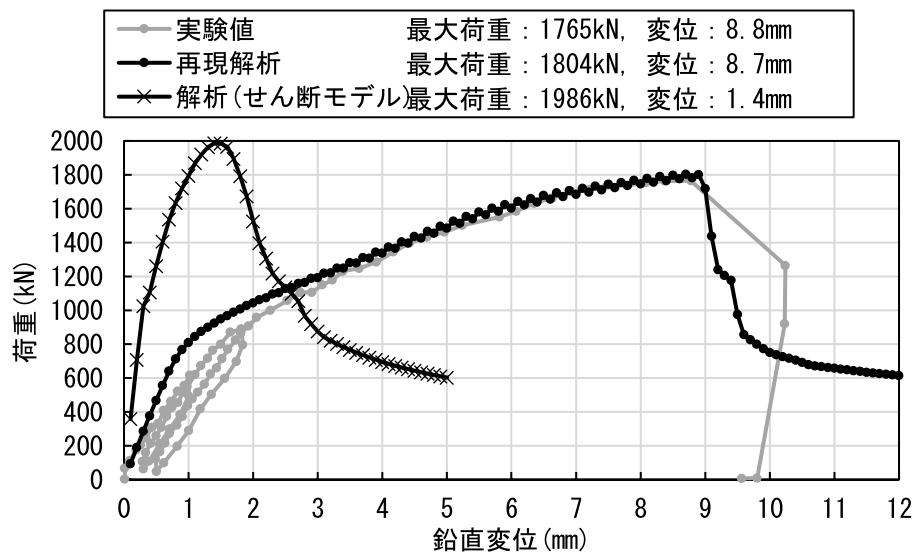
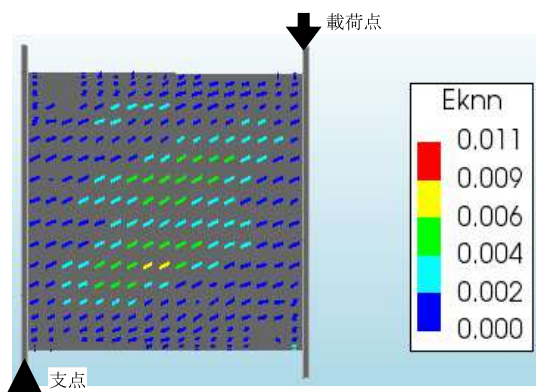
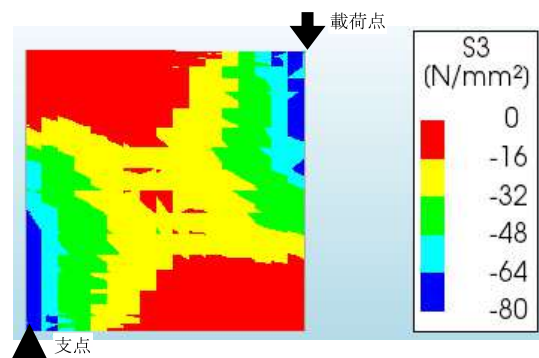


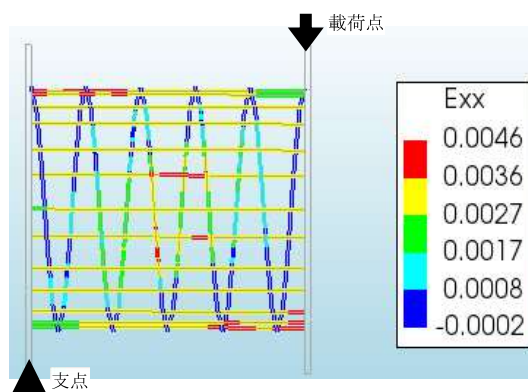
図-5.3.3.8 実験値と解析値の荷重－変位関係



(a) コンクリートのひび割れ分布図



(b) コンクリートの最小主応力分布



(c) 鋼材のひずみ分布図

図-5.3.3.9 最大荷重時（鉛直変位1.4mm時）の各分布図

(4) 計画値の半分のせん断スパン比に基づく PHC 杭式によるせん断耐力評価

(1) ～ (3) の検討を踏まえて、せん断スパンの取り方を、計画値の半分となる支点と載荷点の中央～治具芯相当の条件として再整理した。なお、PHC杭式によるせん断耐力を評価する上でせん断スパンを短く考慮することは耐力を大きく評価することとなり、実験と比較する上では安全側の評価となる。表-5.3.3.3に、実験結果と修正したせん断スパン比に基づく推定耐力の比較を示す。推定比（実測によるせん断耐力/PHC杭式によるせん断耐力）は、せん断耐力で評価するCase-1～3では1.1以上で安全側の評価であることが確認された。

以上より、せん断破壊となったケースについては、PHC杭式で評価することに一定の妥当性が確認された。ただし、曲げ破壊型のCase-4については、実測による曲げ耐力と断面計算による曲げ耐力の乖離が大きく、今回この要因を示すには至らなかった。

表-5.3.3.3 実験結果と修正したせん断スパン比に基づく推定耐力の比較

Case	1	2	3	4
■実験結果				
実験荷重P (kN)	1765	1393	1035	787
耐力評価	せん断	せん断	せん断	曲げ
■評価式による検証				
部材の有効高 (mm)	455			
せん断スパンの取り方	支点の載荷点の中央 ～ 支点又は載荷点 (治具芯)			
せん断スパンa (mm)	250	375	500	625
せん断スパン比	0.55	0.82	1.10	1.37
・せん断力の推定（着色は参考値，推定比＝実測によるせん断耐力/PHC杭式によるせん断耐力）				
実測によるせん断耐力 (P/2) (kN)	883	697	518	394
PHC杭式によるせん断耐力 (kN)	775	603	486	401
推定比	1.14	1.16	1.06	0.98
・曲げモーメントの推定（着色は参考値，推定比＝実測による曲げ耐力/断面計算による曲げ耐力）				
実測による曲げ耐力 (Pa/2) (kN.m)	221	261	259	246
断面計算による曲げ耐力 (kN.m)	386	390	384	372
推定比	0.57	0.67	0.67	0.66
・推定耐力から判定される破壊形態				
推定せん断耐力からの荷重逆算値2Q (kN)	1550	1205	973	801
推定曲げ耐力からの荷重逆算値2M/a (kN)	3088	2080	1536	1190
推定破壊形態	せん断破壊 ⇒実験と一致	せん断破壊 ⇒実験と一致	せん断破壊 ⇒実験と一致	せん断破壊 ⇒実験と不一致

5.4 解析による検証

今回対象としたPC杭の諸元における、上下限と中間の諸元の3つの代表諸元の杭に対して、せん断スパン比をパラメータとしたFEM解析結果とともに、評価法を検討した結果について示す。

5.4.1 解析条件

表-5.4.1.1 に、解析ケースと代表諸元を示す。参考に、5.3 で述べた修正したせん断スパン比の実験ケースの代表諸元も併せて示す。の本解析は、今回対象とした PC 杭の諸元の範囲の検証をするため、その範囲における上下限と中間の代表諸元に対して行った。諸元は JIS A 5335, JIS A 5336 を参考にして設定した。PC 鋼材については、せん断破壊となるように、せん断耐力に比べて曲げ耐力が大きくなるように配置した。解析は、5.3.3 (3) で一定の妥当性が確認された FEM 解析モデルを基本に、せん断モデルによる検証を行った。コンクリートの材料特性は、表-5.4.1.1 に示すコンクリート強度に基づき設定した。PC 鋼材のプレストレス力は、表-5.4.1.1 に示すコンクリートの有効プレストレスを導入するように設定した。その他の条件は、5.3.3 (3) 2) と同様のため省略する。

表-5.4.1.1 解析ケース

		杭径 (mm)	壁厚 (mm)	配筋				有効プレストレス σ_{se}	コンクリート 強度 (N/mm ²)	せん断 スパン 比	せん断 スパン (mm)	備考
				スライロ鉄筋		PC鋼材						
				径	ピッチ	径	本数					
実験 (参考)	Case-1	500	90	φ 6	100mm	φ 9	24本	9.1N/mm ²	68.6	0.55	250	せん断破壊 せん断破壊 せん断破壊 曲げ破壊 せん断スパンは参考値
	Case-2							9.2N/mm ²	71	0.82	375	
	Case-3							9.6N/mm ²	67.2	1.10	500	
	Case-4							9.1N/mm ²	61.6	1.37	625	
解析	Case300-0.5	300	60	φ 3.2	100mm	φ 9	12本	9.8N/mm ²	50	0.5	135	最小径の代表ケース
	Case300-1.5									1.5	405	
	Case300-2.5									2.5	675	
	Case700-0.5	700	110	φ 5			40本			0.5	322.5	中間径の代表ケース
	Case700-1.5									1.5	967.5	
	Case700-2.5									2.5	1612.5	
	Case1200-0.5	1200	150	φ 6			72本			0.5	562.5	最大径の代表ケース
	Case1200-1.5									1.5	1687.5	
	Case1200-2.5									2.5	2812.5	

5.4.2 解析結果

実験ケースごとに実験状況及び考察される破壊形態について示した後、各解析ケース間の結果の比較について示す。

(1) Case300

図-5.4.2.1 に、荷重－変位関係を示す。同図には、PHC 杭式によるせん断耐力の推定値も併記しているが、これについては 5.4.3 で述べる。いずれのケースも、最大荷重を迎えた後に荷重が急落していることがわかる。また、各ケースの最大荷重を比較すると、せん断スパン比 0.5 が大きく、せん断スパン比 1.5 と 2.5 の間に大差はないことがわかる。

図-5.4.2.2 から図-5.4.2.4 に、コンクリートのひび割れ分布図を示す。最大荷重時に両端に曲げひび割れの発達を確認されたせん断スパン比 1.5 と 2.5 のケースについては、最大荷重を迎えた後の荷重の急落直後の分布図もそれぞれ示す。荷重の急落直後では、せん断ひび割れが卓越していることがわかることから、破壊形態はせん断破壊であると判断される。

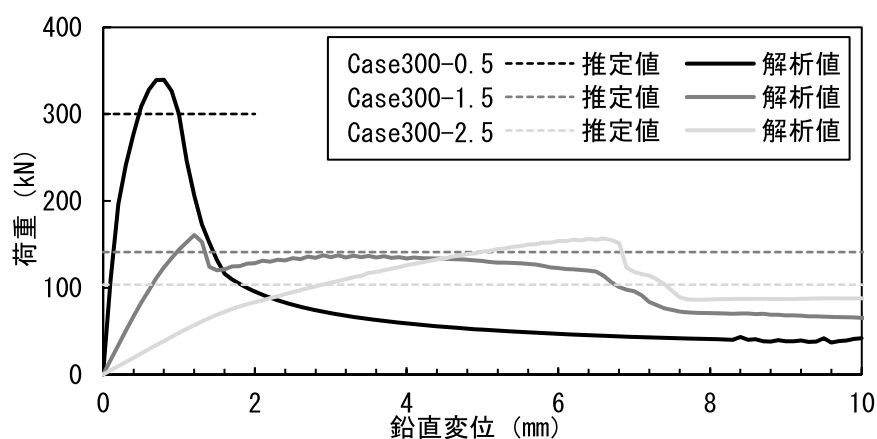


図-5.4.2.1 Case300の荷重－鉛直変位関係

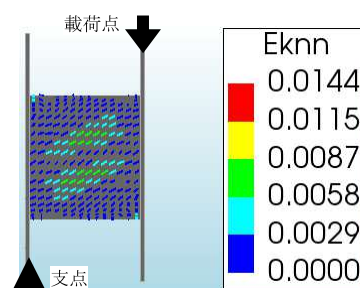
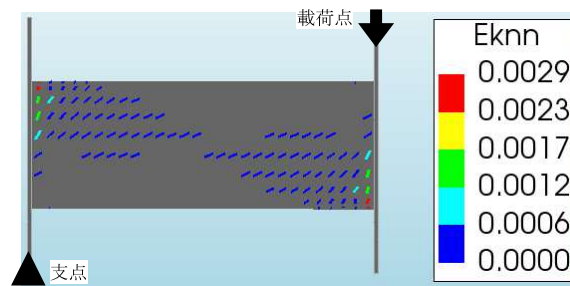
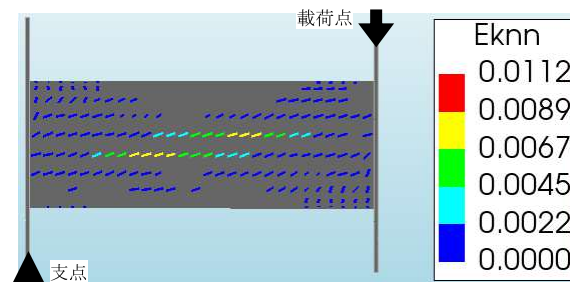


図-5.4.2.2 Case300-0.5コンクリートのひび割れ分布図（鉛直変位0.8mm）

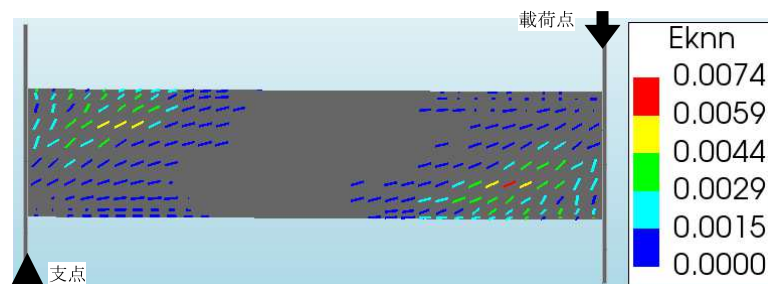


(a) 最大荷重時 (鉛直変位 1.2mm)

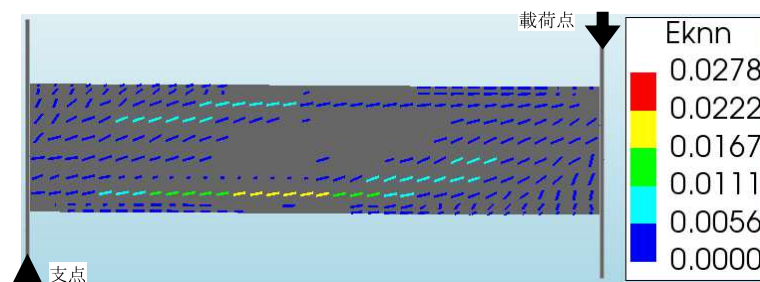


(c) 荷重の急落直後 (鉛直変位 1.4mm)

図-5. 4. 2. 3 解析Case300-1.5コンクリートのひび割れ分布図



(a) 最大荷重時 (鉛直変位 6.6mm)



(c) 荷重の急落直後 (鉛直変位 6.9mm)

図-5. 4. 2. 4 Case300-2.5コンクリートのひび割れ分布図

(2) Case700

Case300と同様に整理を行った。図-5.4.2.5に荷重－変位関係を、図-5.4.2.6から図-5.4.2.8にコンクリートのひび割れ分布図を示す。Case300と同様の傾向であり、最大荷重を迎えた後に荷重が急落していること、最大荷重はせん断スパン比0.5が大きく、せん断スパン比1.5と2.5の間に大差はないことがわかる。また、荷重の急落直後では、せん断ひび割れが卓越していることがわかることから、破壊形態はせん断破壊であると判断される。

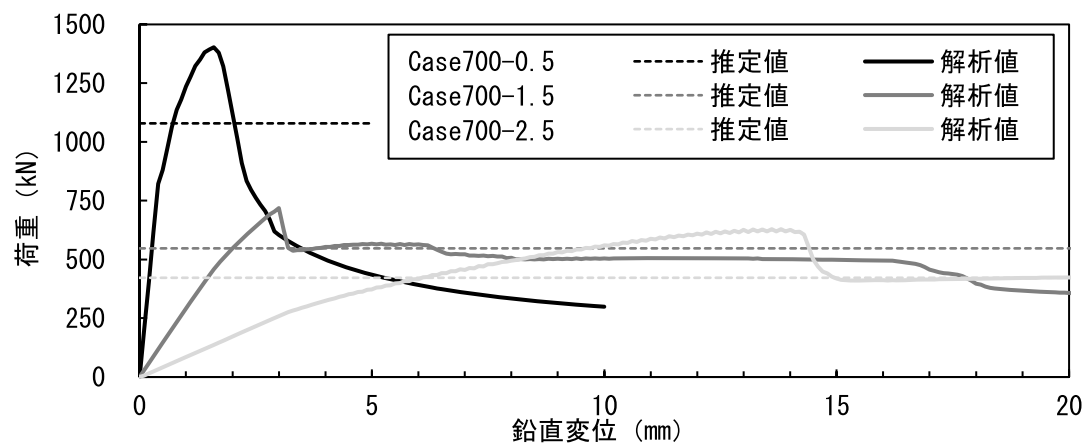


図-5.4.2.5 解析Case700の荷重－鉛直変位関係

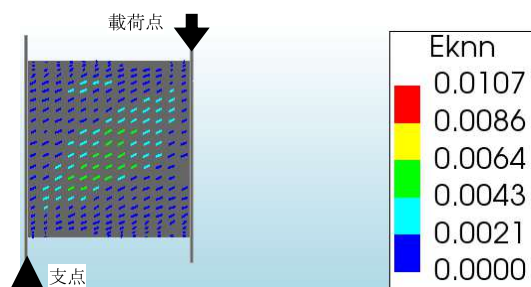
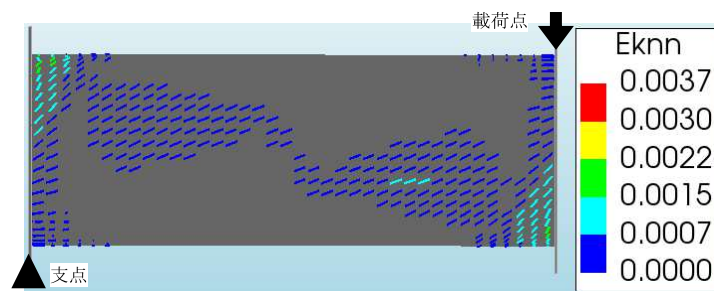
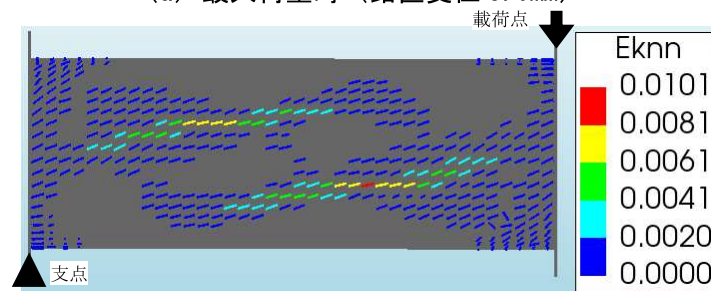


図-5.4.2.6 Case700-0.5コンクリートのひび割れ分布図（鉛直変位1.6mm）

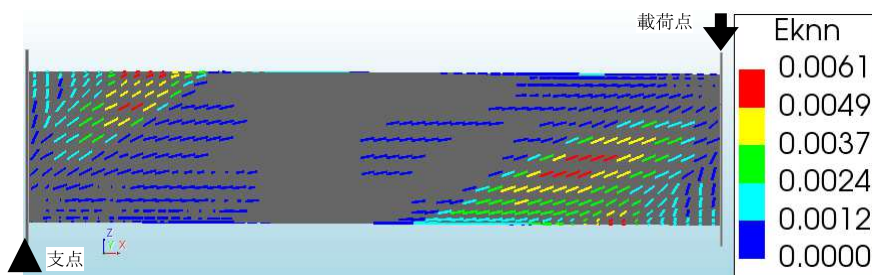


(a) 最大荷重時（鉛直変位 3.0mm）

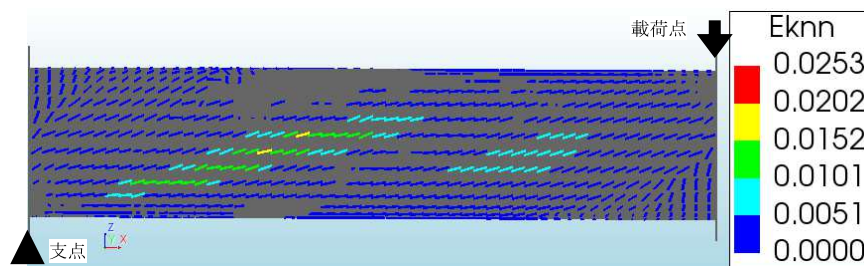


(c) 荷重の急落直後（鉛直変位 3.1mm）

図-5.4.2.7 解析Case700-1.5コンクリートのひび割れ分布図



(a) 最大荷重時（鉛直変位 13.8mm）



(c) 荷重の急落直後（鉛直変位 14.4mm）

図-5.4.2.8 解析Case700-2.5コンクリートのひび割れ分布図

(3) Case1200

Case300 と同様に整理を行った。図-5.4.2.9 に荷重－変位関係を、図-5.4.2.10 から図-5.4.2.12 にコンクリートのひび割れ分布図を示す。Case300 と同様の傾向であり、最大荷重を迎えた後に荷重が急落していること、最大荷重はせん断スパン比 0.5 が大きく、せん断スパン比 1.5 と 2.5 の間に大差はないことがわかる。また、荷重の急落直後では、せん断ひび割れが卓越していることがわかることから、破壊形態はせん断破壊であると判断される。

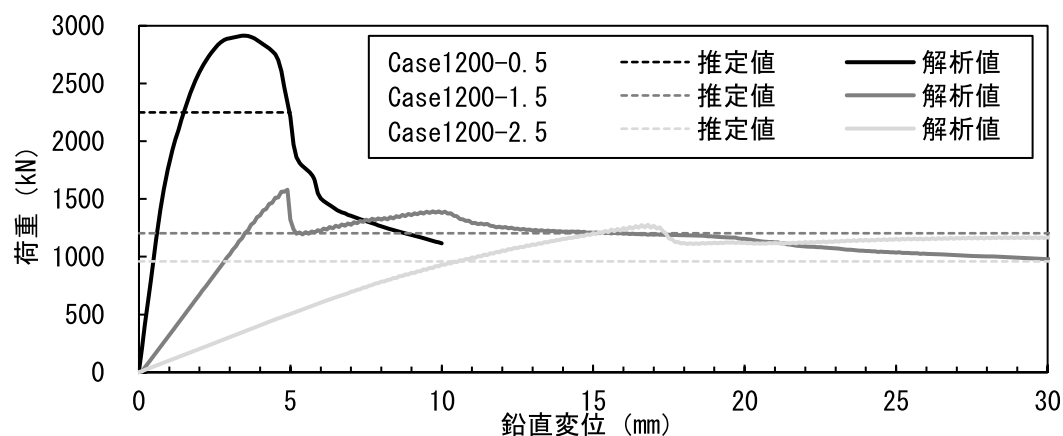


図-5.4.2.9 Case1200の荷重－鉛直変位関係

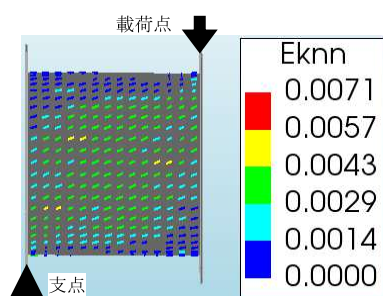
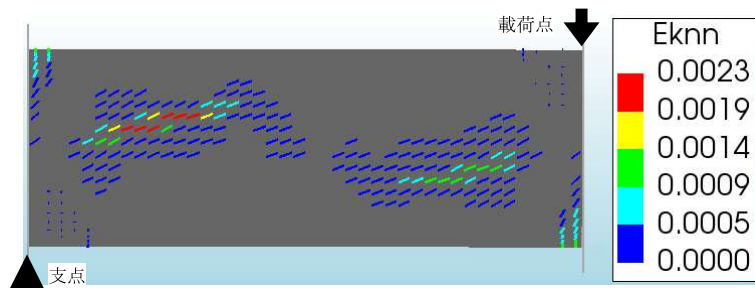
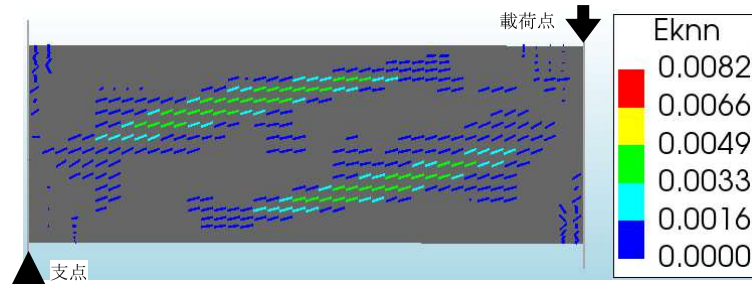


図-5.4.2.10 Case1200-0.5コンクリートのひび割れ分布図（鉛直変位3.5mm）

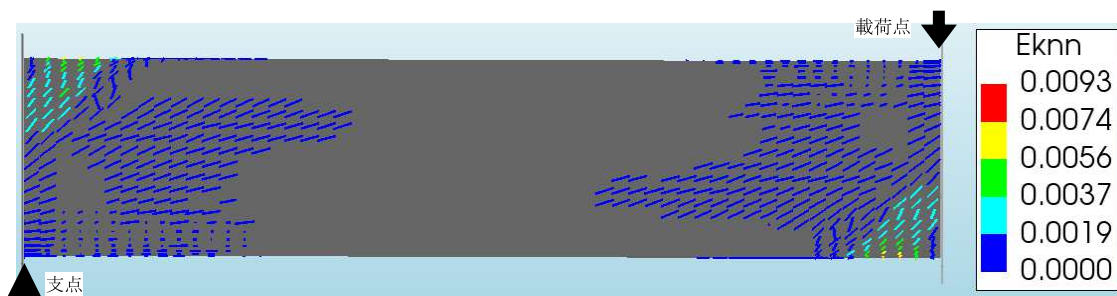


(a) 最大荷重時 (鉛直変位 4.9mm)

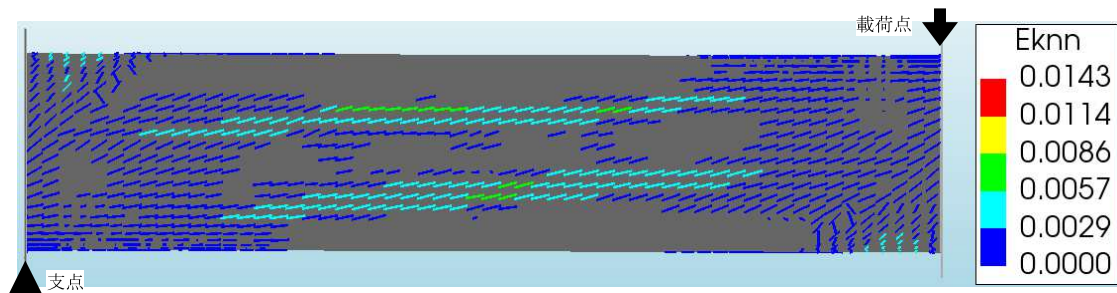


(c) 荷重の急落直後 (鉛直変位 5.0mm)

図-5.4.2.11 Case1200-1.5コンクリートのひび割れ分布図



(a) 最大荷重時 (鉛直変位 16.8mm)



(b) 荷重の急落直後 (鉛直変位 17.5mm)

図-5.4.2.12 Case1200-2.5コンクリートのひび割れ分布図

(4) 各解析ケース間の結果の比較

全てのケースで同様の傾向が確認された。

荷重－鉛直変位関係からは，最大荷重を迎えた後に荷重の急落が確認された。ひび割れ分布図も踏まえると，せん断破壊であると判断される。また，同一諸元でせん断スパン比の異なる各ケースの最大荷重を比較すると，せん断スパン比 0.5 が大きく，せん断スパン比 1.5 と 2.5 の間に大差はないことが確認された。

5.4.3 PHC 杭式による評価の妥当性の確認

表-5.4.3.1 に、せん断耐力に対する解析結果と推定耐力の比較を示す。図-5.4.2.1, 図-5.4.2.5, 図-5.4.2.9 の各解析ケースの荷重－鉛直変位関係にも推定耐力値を併記する。ここでは、せん断耐力は PHC 杭式を用いてスパイラル鉄筋を考慮して算出した。スパイラル鉄筋の降伏強度は、5.3.3 の検討と同様に 494N/mm² とした。また、抵抗係数、部材・構造係数及び調査・解析係数は考慮せずに算出した。推定比（解析によるせん断耐力/PHC 杭式によるせん断耐力）は、いずれのケースも 1.1 以上で安全側の評価であることが確認された。

表-5.4.3.1 実験結果と推定耐力の比較

Case	300- 0.5	300- 1.5	300- 2.5	700- 0.5	700- 1.5	700- 2.5	1200- 0.5	1200- 1.5	1200- 2.5
■解析結果									
荷重=解析によるせん断耐力 (kN)	339	161	157	1403	718	628	2916	1581	1276
■評価式による検証									
部材の有効高 (mm)	270			645			1125		
せん断スパン _a (mm)	135	405	675	322.5	967.5	1613	562.5	1688	2813
せん断スパン比	0.50	1.50	2.50	0.50	1.50	2.50	0.50	1.50	2.50
・せん断力の推定（着色は参考値、推定比＝解析によるせん断耐力/PHC杭式によるせん断耐力）									
PHC杭式によるせん断耐力 (kN)	300	141	104	1079	547	422	2250	1205	959
推定比	1.13	1.14	1.51	1.30	1.31	1.49	1.30	1.31	1.33

5.4.4 部分係数値の設定の考え方

H29 道示に適合するようにせん断耐力の制限値を設定するにあたっては、抵抗係数、部材・構造係数及び調査・解析係数を適切に考慮する必要がある。

部材・構造係数及び調査・解析係数については、5.2.1 (3) で述べた PHC 杭のせん断耐力の評価において考慮されている係数値と同様の趣旨で、同じ係数値が適用できると考えられる。

抵抗係数については、PHC 杭を対象とした実験に対する PHC 杭式の推定精度は、図-5.2.1.2 (b) に示した通り、変動係数 0.11 で、最大で 20% 程度の乖離が確認されている。ここで確認された最大の乖離に比べて、今回の検討で得られた結果の最大の乖離は大きいものの安全側の評価となっている。ただし、5.3.3 (3) 2) で述べた通り、5.4 の検証で用いたせん断モデルで得られるせん断耐力については、鋼材の評価に留意が必要であることから、安全側に評価する観点からは、PHC 杭式によるせん断耐力を評価する際にスパイラル鉄筋を考慮しないことも考えられる。

また、PHC 杭においては多数のせん断載荷試験結果に基づく検証であるのに対して、PC 杭においては実験でせん断破壊が確認されたケースが少なかったことから、主に FEM 解析結果に基づく検証である。そのため、解析では考慮されていない杭の製造方法や使用材料、品質管理基準のばらつきが推定式の信頼性に及ぼす影響については今後検証が必要であると考ええる。

5.5 まとめ

本章では、H8 道示より前の基準に基づき橋に適用された PC 杭のせん断耐力を合理的に評価することを目的に検討を行った。検討対象は、杭径 $\phi 300 \sim 1200$ 、せん断スパン比 $0.5 \sim 2.5$ とした。検討にあたっては、PC 杭のせん断耐力評価法として適用性が高いと考えられる PHC 杭のせん断耐力評価法を対象に行った。PC 杭のせん断耐力に着目した既往の実験を調査した結果、参考とできる実験を確認できなかったため、今回新たに実験を行うとともに解析を行い、PHC 式の適用性を検証した。本検討により得られた知見を以下に示す。

- ・今回実施した実験により、せん断耐力にはせん断スパン比が大きく影響することが確認された。また、鋼材がせん断力に抵抗していることが確認されたが、その程度を示すには至らなかった。
- ・実験は FEM 解析により概ね再現できることが確認された。また、FEM 解析から、最大荷重までの履歴は、杭と治具の境界条件に大きく依存することが確認された。
- ・今回の実験及び FEM 解析により PHC 杭式を用いて PHC 杭のせん断耐力を検証したところ、いずれのケースも安全側の評価となった。このため、今回検討を行った範囲において PC 杭のせん断耐力の評価を PHC 杭式で評価することは、安全に評価できることが示された。なお、せん断耐力の算出にあたっては、スパイラル鉄筋を考慮し、その降伏強度は引張強さに対して降伏比 0.8 とし算出した。
- ・今後の課題として、PHC 杭式は多数の PHC 杭のせん断載荷試験結果に基づく実験式であるが、今回 PC 杭に対する実験でせん断破壊が確認されたケースが少ないことから、主に FEM 解析結果との比較によりせん断耐力評価式の妥当性を検証している。そのため、解析では考慮されていない杭の製造方法や使用材料、品質管理基準のばらつきが推定式の信頼性に及ぼす影響については今後検証が必要であると考ええる。
- ・本章および 6 章の検討結果を踏まえ、既製 RC・PC 杭のせん断補強優先度の設定フロー（案）を作成した。本フローは既製 RC・PC 杭あわせて 6.5.2 に示す。

＜本章の参考文献＞

- 1) 中谷昌一，星隈順一，白戸真大，西田秀明，谷本俊輔，横幕清，豊島孝之：既設道路橋基礎の耐震性簡易評価手法に関する研究，土木研究所資料第 4168 号，2010.5.
- 2) 国土技術政策総合研究所資料第 814 号・土木研究所資料第 4295 号平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，平成 26 年 12 月，国土交通省国土技術政策総合研究所・(独)土木研究所，pp478-484
- 3) 土木研究所，早稲田大学，コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 494 号，2017.7.
- 4) コンクリートパイル建設技術協会：PHC 杭のせん断耐力実験報告書、1997.3
- 5) 岸田慎二、堀井昌博、桑原文夫、林静雄：大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究、日本建築学会構造系論文集第 532 号、pp.103～110、2000.6
- 6) 基礎工，vol46，No.4，pp.41，2018.4.
- 7) 鬼木浩二，岡田太賀雄，河野哲也，末崎将司，星隈順一：既設橋梁から撤去した既製 RC 杭を用いた耐震性能に関する実験的研究，第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム論文集，pp.27-34，2015.7.
- 8) 岡田太賀雄，鬼木浩二，河野哲也，星隈順一：既製 RC 杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験，第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム論文集，pp.21～26，2015.7.
- 9) 岡田太賀雄，鬼木浩二，河野哲也，星隈順一：既製 RC 杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価に関する実験的研究，土木技術資料 58-5，pp.24-27，2015
- 10) 福井次郎，白戸真大，梅原剛，ディープビームやフーチングのせん断耐力に関する研究，土木研究所資料，第 3841 号，2001.11
- 11) 河野広隆，渡辺博志，菊森佳幹，大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料，第 3426 号，1996.1
- 12) Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Delft University of Technology, 1991
- 13) 土木学会 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，pp.483-484，2018.3
- 14) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 15) H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001
- 16) Vecchio, F. J., and Collins, M. P. : Compression response of cracked reinforced concrete., J. Str. Eng., ASCE 119, 12 (1993), 3590-3610.
- 17) Hsieh, S., Ting, E., and Chen, W. A Plasticity-Fracture Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures 18 (1982), pp.181-197
- 18) Al Mahaidi, R. S. H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.

第 6 章 既製 RC 杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

6.1 概要

6.1.1 背景

背景については，5.1.1 で併せて示す。

本章では既製 RC 杭に対して，せん断耐力評価の合理化を目的として，載荷実験及び FEM 解析によるパラメトリックスタディを実施し，各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認する。また，実験及び解析の結果より，従前用いられてきた H14 道示に基づくはりのせん断耐力評価式により確保される安全余裕を確認するとともに，H29 道示に基づく PHC 杭のせん断耐力評価式の適用性について検証する。

6.1.2 検討手順

検討手順については，5.1.2 で併せて示す。

6.1.3 対象諸元の抽出

表-6.1.3.1 に，メーカーヒアリングによる調査結果より，H8 道示より前の基準に基づく RC 杭のスパイラル鉄筋径及び杭径の組合せを整理した結果とともに，杭径に対応する JIS 規格値の壁厚を示す。同表には，6.3 及び 6.4 で述べる，実験又は解析による検証において対象とした諸元も示す。

表-6.1.3.1 平成 8 年以前の RC 杭のスパイラル鉄筋径，杭径，壁厚の組合せ

スパイラル鉄筋径 (mm)	杭径 (mm)	JIS 規格の壁厚 (mm)	検証対象
φ 3.2 又は 4.0	φ 200	~1960 : 40 1965~ : 50	
	φ 250	50	
	φ 300	60	実験及び解析
	φ 350	~1960 : 60 1965~ : 65	
φ 4.0	φ 400	70	
	φ 450	~1960 : 70 1965~ : 75	実験及び解析
	φ 500	80	
	φ 600	90	解析

6.2 評価法の検討方針

6.2.1 既往の評価法

既往の評価方法については、5.2.1に併せて示す。ここで示す通り、RC杭は、H24道示以降、具体的な照査法の規定のない部材であり、従前の規定（H14道示以前）では、はりのせん断耐力評価式を準用してせん断耐力が評価されている。一方、類似構造であるPHC杭のせん断耐力の評価法は、H29道示においてPHC杭独自のせん断耐力評価式に見直されている。

6.2.2 評価法の検討方針と有効性の確認

(1) 検討方針

はりのせん断耐力評価式については、5.2.2で述べた通り、既往の研究において、RC杭に対して、はりのせん断耐力評価式を基にせん断耐力を合理的に推定するための検討が行われている。そこでは、せん断スパン比の影響、寸法効果を考慮した検討が行われている。ただし、RC杭とは構造が異なる部材を対象とした検討であり、その適用性を十分確認するには至っていない。一方、PHC杭式については、プレストレスを導入した高強度コンクリートであるという点以外はRC杭の類似構造であるPHC杭を対象に検討が行われたものであり、比較的適用性が高いと想定される。また、プレストレス力及びコンクリート強度については、PHC杭式による耐力の算出過程に直接その値が考慮されるため、適用性に対する課題は小さいと考えられる。

以上より、RC杭のせん断耐力評価法として適用性が高いと想定されるPHC杭式を対象に検討することとした。

(2) 試算による PHC 杭式の有効性の確認

RC杭のせん断力に対する照査をPHC杭式により算出されるせん断耐力を用いることで、合理的に評価することができるか、その有効性を確認するための検討を行った。ここでは、H24道示に基づくレベル2地震動を考慮する設計状況から算出される応答に対して、はりのせん断耐力評価式から算出されるせん断耐力で照査された結果、補強が必要と判断された既設のRC杭を対象に検証を行った。

表-6.2.2.1に、はり式及びPHC杭式（5.2.1参照）により算出されるせん断耐力に対する照査結果の比較を示す。杭諸元及び作用せん断力は既存資料より設定した。なお、PHC杭式によりせん断耐力を評価するにあたって、せん断スパン比は一律2.5と仮定し、各部分係数はPHC杭と同じ値（ $\xi_1=1.00$ 、 $\xi_2=0.85$ 、 $\Phi_u=1.00$ ）を用いて算出した。対象とした下部工17基のうち4基がPHC杭式で評価することにより照査を満足する結果となった。また、照査を満足しないケースにおいても、PHC杭式でははりのせん断耐力評価式に比べて、1.2～3.7倍程度せん断耐力を大きく評価でき、特にスパイラル鉄筋量の少ないケースでは、改善効果が大きくみられることがわかった。

以上より、RC杭のせん断耐力をPHC杭式により評価することで、耐震補強が必要と判断されるケースが減少すること、また、耐震補強が必要と判断された場合においても、その補強量を大幅に低減できる可能性があることを確認した。

表-6.2.2.1 はりのせん断耐力評価式と PHC 杭式による照査結果の比較 (RC 杭)

橋梁番号			橋梁①				橋梁②		橋梁③			
下部工番号			A1	P1A	P1B	A2	A1	A2	A1	P1	A2	
杭諸元	杭本数		93	28	22	78	16	16	35	21	28	
	杭径(mm)		500	500	500	500	400	400	400	400	400	
	部材の有効高(mm)		460	460	460	460	365	365	365	365	365	
	壁厚(mm)		80	80	80	80	70	70	70	70	70	
	コンクリート強度(N/mm ²)		40	40	40	40	40	40	40	40	40	
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SD295	SD295	SD295
			径(mm)	19	13	13	19	9	9	13	13	13
			本数	12	16	16	12	10	10	19	19	19
		スパイラル鉄筋	材質	SD345	SD345	SD345	SD345	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235
			径(mm)	4	4	4	4	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
ピッチ(mm)			30	30	30	30	100	100	100	100	100	
作用せん断力(kN)			16832	5392	4460	15188	1895	1720	2944	2365	2301	
はり式-せん断耐力(kN)			12995	3990	3137	10766	614	601	1234	752	974	
※(せん断力／せん断耐力)			(1.30)	(1.35)	(1.42)	(1.41)	(3.09)	(2.86)	(2.39)	(3.14)	(2.36)	
PHC杭式-せん断耐力(kN)			16295	5259	4143	13317	1252	1224	3700	2338	2828	
※(せん断力／せん断耐力)			(1.03)	(1.03)	(1.08)	(1.14)	(1.51)	(1.41)	(0.80)	(1.01)	(0.81)	

橋梁番号			橋梁④		橋梁⑤		橋梁⑥			橋梁⑦	
下部工番号			A1	P1	P2	A2	A1	P1	A2	P26	
杭諸元	杭本数		18	15	36	32	36	24	36	11	
	杭径(mm)		400	400	400	400	400	400	400	450	
	部材の有効高(mm)		365	365	365	365	365	365	365	413	
	壁厚(mm)		70	70	70	70	70	70	70	75	
	コンクリート強度(N/mm ²)		40	40	40	40	40	40	40	40	
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SD295	SD295	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235
			径(mm)	16	16	16	16	13	13	13	13
			本数	17	17	22	22	19	19	19	8
		スパイラル鉄筋	材質	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235	SR235
			径(mm)	3.2	3.2	3	3	3.2	3.2	3.2	3
			ピッチ(mm)	100	100	100	100	100	100	100	150
作用せん断力(kN)			2955	2039	6251	7459	4641	2489	4387	558	
はり式-せん断耐力(kN)			620	523	1240	1076	1266	865	1247	453	
※(せん断力／せん断耐力)		(4.77)	(3.90)	(5.04)	(6.93)	(3.67)	(2.88)	(3.52)	(1.23)		
PHC杭式-せん断耐力(kN)		1942	1785	4543	3748	3624	2611	3562	1120		
※(せん断力／せん断耐力)		(1.52)	(1.14)	(1.38)	(1.99)	(1.28)	(0.95)	(1.23)	(0.50)		

※1：PHC 杭式によるせん断耐力算出におけるせん断スパン比は 2.5 と仮定した

※2：作用せん断力およびせん断耐力は下部一基あたりの値を示す（杭一本当たりの耐力×杭本数）

6.3 実験による検証

6.3.1 既往実験を対象とした検証

既製 RC 杭を対象とした既往の載荷実験^{1)~3)}の概要を次頁表-6.3.1.1に示す。

6.3.2 撤去杭を用いた実験による検証

H28 年度に土木研究所において行われた杭径及びせん断スパン比をパラメータとした載荷実験をベースに、軸力のパラメータを加えた追加の実験を行った。なお、実験供試体は H28 年度と同様に、既設橋梁より撤去された既製 RC 杭を用いた。ここでは、H28 年度に実施した実験及び追加で実施した実験の結果を併せて整理する。

6.3.2.1 実験条件

(1) 実験ケース

表-6.3.2.1 に、実験ケースを示す。本実験は、杭径 300mm 及び 450mm の撤去された RC 杭から作成した供試体を対象に行った。実験ケースは、せん断スパン比と軸力をパラメータとした 6 ケースを行った。せん断スパン比は、それぞれの杭径において 1.0 及び 1.5 となるケースを行った。また、Case-1～4 は軸力なし、Case-5 は 300kN の軸力、Case-6 は 400kN の軸力を載荷させた状態で水平力の載荷を行った。

表-6.3.2.1 実験ケース

Case	杭径	せん断スパン比	軸力	軸方向鉄筋	スパイラル筋	想定破壊形態
1	300mm	1.0	なし	丸鋼φ9mm×7本 (0.98%)	φ4mm	曲げ破壊
2	300mm	1.5				
3	450mm	1.0	なし	丸鋼φ19mm×16本 (4.88%)	φ6mm	せん断破壊
4	450mm	1.5				
5	300mm	1.0	300kN	丸鋼φ9mm×8本 (1.12%)	φ3.2mm	せん断破壊
6	300mm	1.0	400kN			

※Case-1～4：H28 実験，Case-5～6：今回実施した実験

(2) 載荷方法

写真-6.3.2.1 に試験状況を、図-6.3.2.1 に試験装置の概要をそれぞれ示す。載荷方法は、片持ちばり形式による 1 点載荷とした。具体的には、杭の片端をコンクリートブロックにて固定し、耐力床に PC 鋼棒により固定した試験体に水平力を載荷した。載荷パターンは単調増加方式による漸増載荷とし、破壊（終局）に至るまで載荷した。載荷制御方法は、変位急増点まで荷重制御とし、それ以降は変位制御で載荷を行った。



(a) 杭径及びせん断スパン比をパラメータ

(b) 軸力をパラメータ

写真-6.3.2.1 載荷試験状況

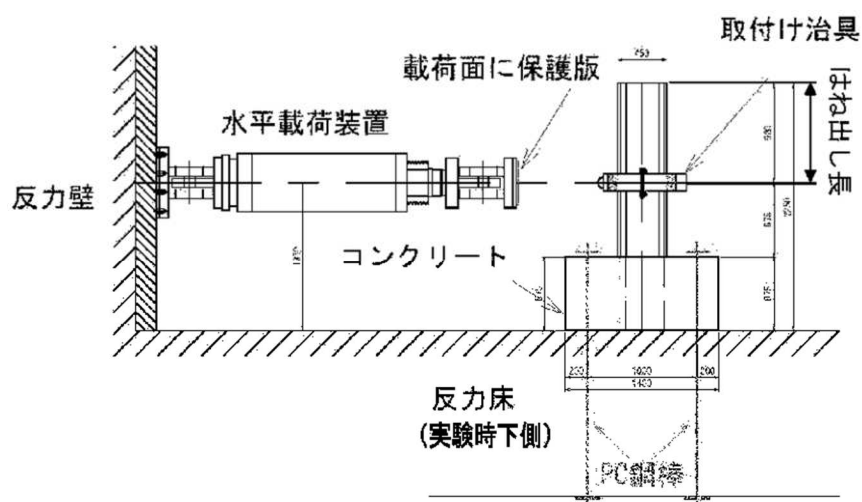


図-6. 3. 2. 1 荷重試験概要

(3) 供試体概要

試験体の諸元を表-6. 3. 2. 2 に示す。使用する撤去杭は、Case-1 及び Case-2 で使用する杭は 50 年程度、Case-3 及び Case-4 で使用する杭は 60 年程度供用された実橋に用いられた外径 300mm 及び外径 450mm の既設 RC 杭である。これらの杭は、撤去時には既にひび割れ（以下、既存ひび割れと呼称）が生じており、荷重試験を行うにあたって、既存ひび割れの少ない箇所を選定して、試験体として用いるものとした。

表-6. 3. 2. 2 試験体諸元

Case	杭径 (mm)	切り出し長 (mm)	せん断 スパン比	せん断スパン長 (mm)	荷重はね出し長 (mm)	埋込み長さ (mm)
1	300	1050	1.0	300	300 (1D)	450
2	300	1200	1.5	450	300 (1D)	450
3	450	1800	1.0	450	450 (1D)	900
4	450	2250	1.5	675	900 (2D)	675
5	300	1650	1.0	300	300 (1D)	1050
6	300	1650	1.0	300	300 (1D)	1050

Case-1 及び Case-2 において使用する杭は、外径が 300mm、内径が 180mm で、コンクリート厚 60mm の中空断面である。配筋状況は、軸方向鉄筋が $\phi 9\text{mm} \times 7$ 本、軸方向鉄筋を取り囲むように配置されたスパイラル鉄筋は $\phi 4\text{mm}$ で間隔は 100mm 程度である。

Case-3 及び Case-4 において使用する杭は、外径が 450mm、内径が 290mm で、コンクリート厚は 80mm の中空断面である。配筋状況は軸方向鉄筋が $\phi 19\text{mm} \times 16$ 本、軸方向鉄筋を取り囲むように配置されたスパイラル鉄筋は $\phi 6\text{mm}$ で間隔は 100mm 程度である。

Case-5 及び Case-6 において使用する杭は、外径が 300mm、内径が 180mm で、コンクリート厚 60mm の中空断面である。配筋状況は、軸方向鉄筋が $\phi 9\text{mm} \times 8$ 本、軸方向鉄筋を取り囲むように配置されたスパイラル鉄筋は $\phi 3.2\text{mm}$ で間隔は 100mm 程度である。

切り出す杭長は、せん断スパン比、コンクリートブロックへの埋め込み長及び載荷位置からのはね出し長に応じた長さとし、せん断破壊先行となりやすいように、曲げが卓越する範囲において既存ひび割れの影響が最小限となるよう決定した。試験体を埋め込むコンクリートブロックは設計基準強度 40N/mm^2 とし、各試験体の埋め込み長を確保し、載荷装置の高さを変えずにそれぞれの試験体の載荷位置となるように厚さを設定した。また、各試験体におけるはね出し長は、Case-1 及び Case-2 については、 $1D=300\text{mm}$ 、Case-3 及び Case-4 については、 $2D=900\text{mm}$ とするものとしたが、 $2D$ 以上確保できない Case-3 については、 $1D=450\text{mm}$ として、端部にエンドプレートを設置することで抜け出し防止の措置とした。

表-6.3.2.3 に材料試験結果を示す。各値は 3 試験体の平均値であり、試験体を切り取った杭体からコア、主鉄筋及びスパイラル筋をそれぞれ 3 本採取した。なお、コアの採取にあたっては、鉄筋を避けて出来る限り大きく採取しようとしたが、採取できたコアは直径 30mm 程度であり、JIS 規格の 100mm よりも小さいものとなったが、圧縮強度が当時の RC 杭の JIS 規格である 35N/mm^2 よりも大きな値であったため、補正はしないものとした。

表-6.3.2.3 材料試験結果

Case		1	2	3	4	5	6
杭径(mm)		300		450		300	
コンクリート	圧縮強度(N/mm^2)	67.8	71.2	71.9	53.5	56.8	60.7
	弾性係数(kN/mm^2)	45.3	48.0	51.9	43.7	51.4	62.8
軸方向鉄筋	降伏応力度 (N/mm^2)	351.0	372.5	273.1	249.1	329.8	302.9
	降伏ひずみ (μ)	1792	1884	1536	1262	1587	1474
	弾性係数(kN/mm^2)	207.4	208.2	207.8	212.1	207.9	205.6
スパイラル鉄筋	引張強度 (N/mm^2)	788.5	796.2	615.5	670.1	784.8	843.6
	弾性係数(kN/mm^2)	201.4	204.5	197.9	194.7	194.9	209.7
	0.2% 永久伸びに対する応力(N/mm^2)	696.8	703.6	574.5	619.6	685.3	737.4

(4) 計測概要

杭の変位を測定するために、図-6.3.2.2 に示す位置に変位計を設置し、載荷試験中における杭体のひび割れや剥離等の変状が生じた時点での、荷重及び変位を測定した。ただし、本実験では、撤去杭を用いているため、鉄筋のひずみについては計測していない。

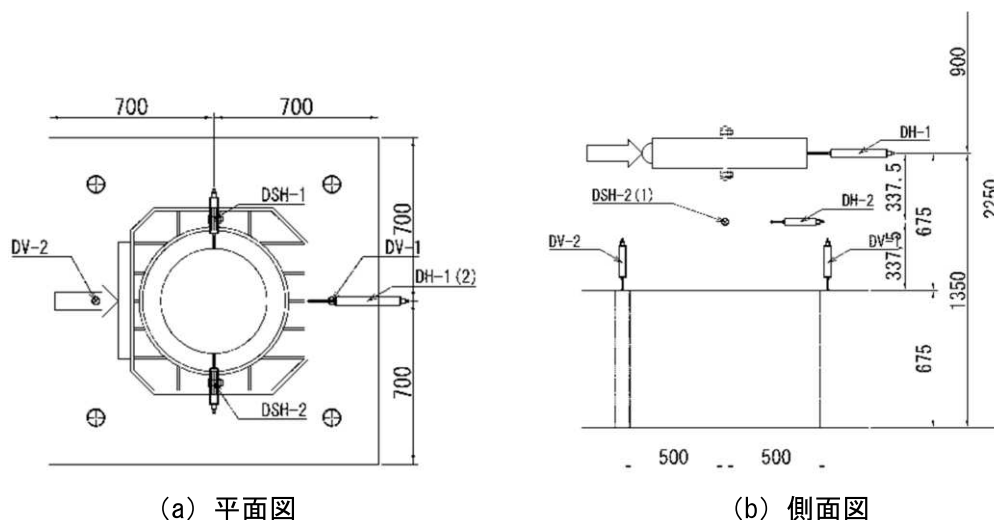


図-6.3.2.2 変位計設置箇所 (Case-4 の例)

6.3.2.2 実験結果

各試験体での荷重と変位の関係を図-6.3.2.3～6.3.2.5 に、また、各試験体における損傷状況の写真を写真-6.3.2.2、ひび割れ状況図を図-6.3.2.6 に示す。図-6.3.2.6 においては、既存ひび割れを細い破線、載荷実験によるひび割れを太い実線、載荷実験による浮き・剥離を斜線網掛け、載荷位置及び載荷方向を網掛け及び矢印で表した。

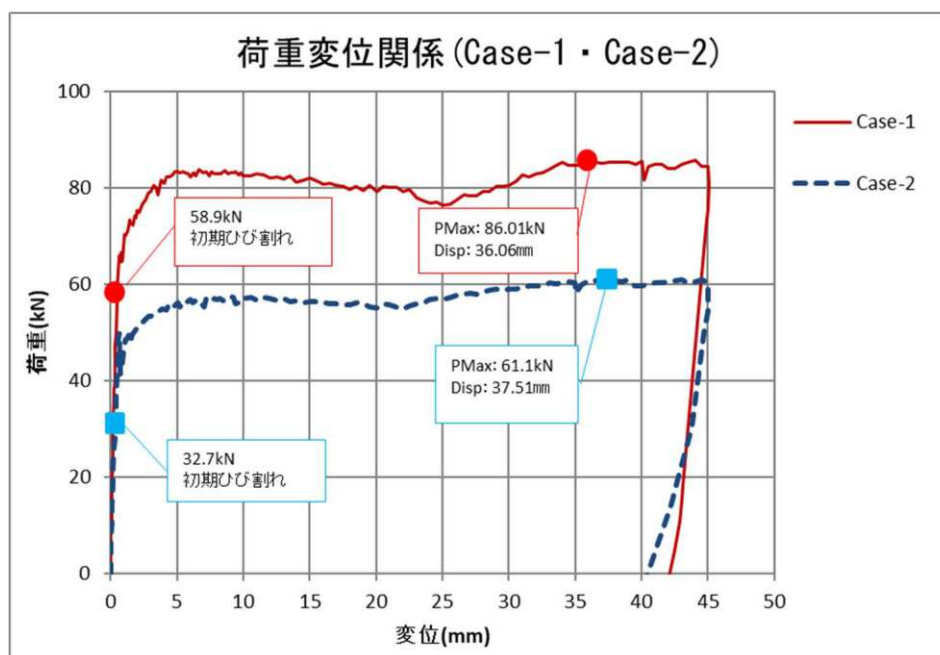


図-6.3.2.3 荷重変位関係 (Case-1 及び Case-2)

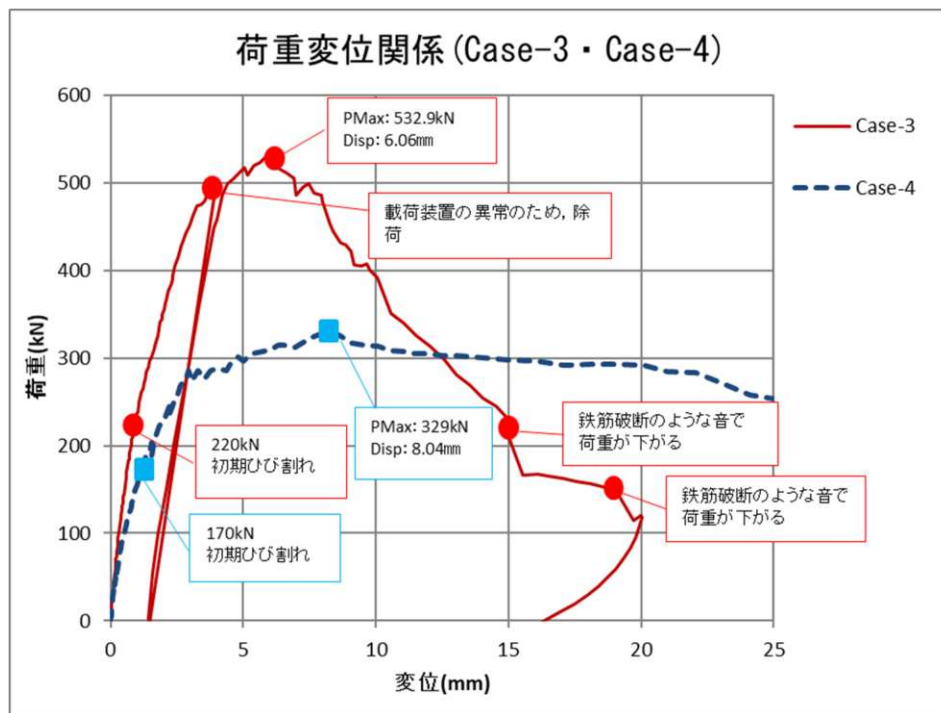


図-6.3.2.4 荷重変位関係 (Case-3 及び Case-4)

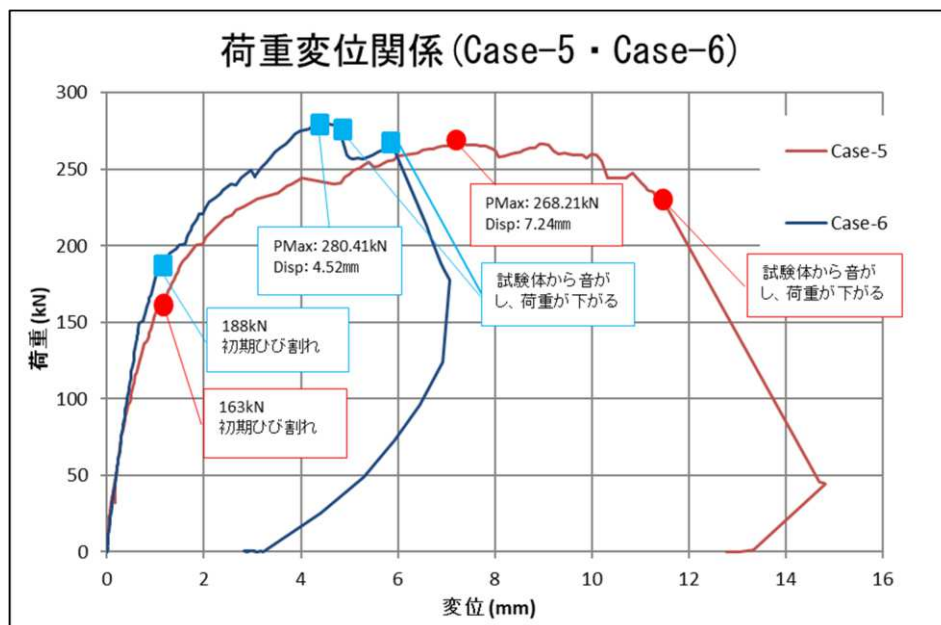


図-6.3.2.5 荷重変位関係 (Case-5 及び Case-6)



(a) Case-1



(b) Case-2



(c) Case-3



(d) Case-4



(e) Case-5



(f) Case-6

写真-6.3.2.2 各試験体における損傷状況

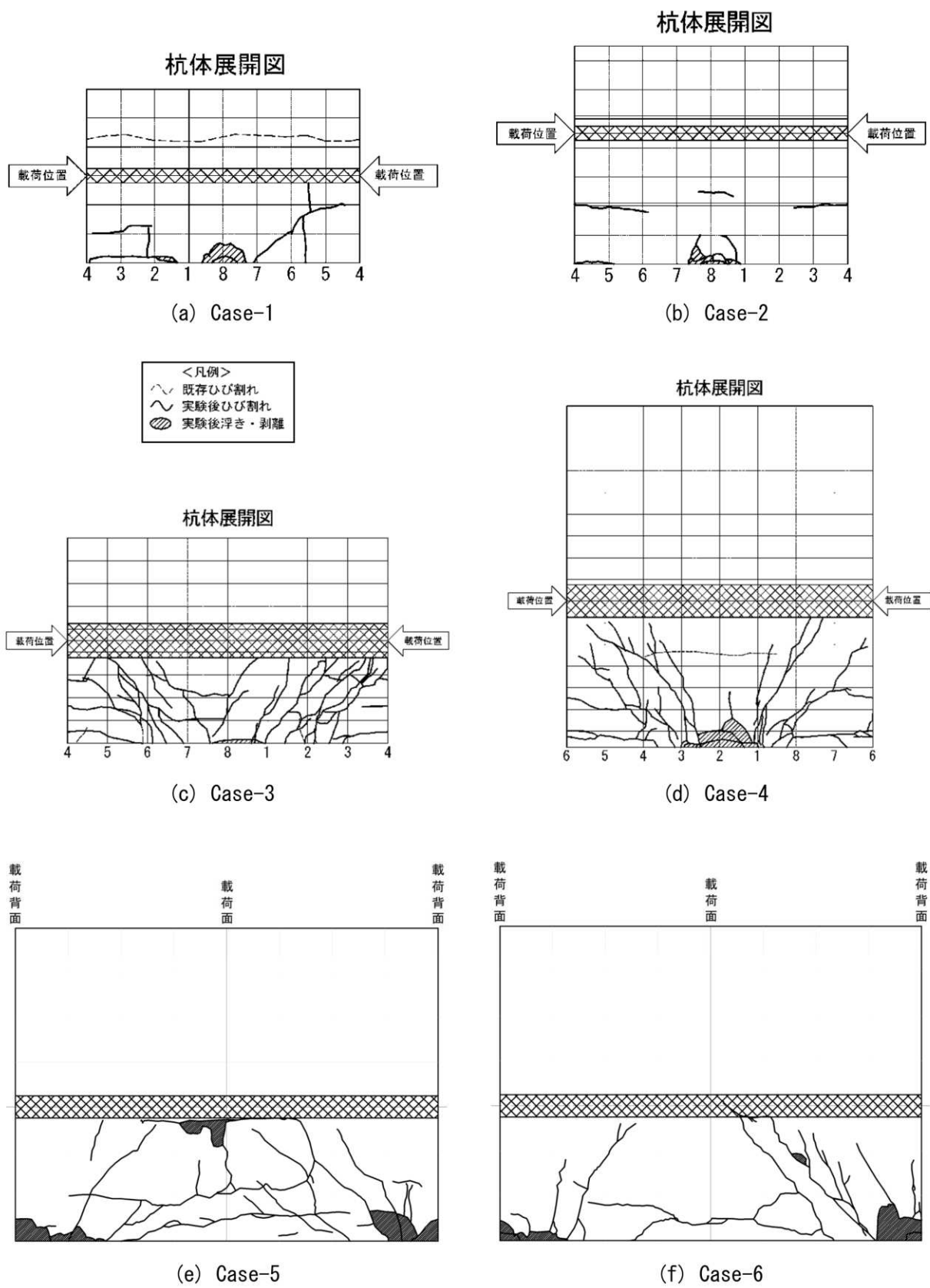


図-6.3.2.6 ひび割れ状況

Case-1 の損傷状況は、58.9kN で載荷位置直下の杭とコンクリートブロックの接合部にひび割れが発生し、65.9kN で変位が増大しはじめ、その後、80kN 付近まで荷重が増加した。荷重が増加する過程で載荷位置と杭側面のコンクリートブロック接合部を結ぶような斜め方向のひび割れも発生したが、その後は変位及び初期ひび割れの幅が増大するのみで耐力はほぼ一定のまま、耐力低下には至らなかった。これは、軸方向鉄筋が丸鋼であるため、ひび割れ幅が拡大すると同時に軸方向鉄筋の付着切れと伸び出しが生じていたためと考えられる。以上より、最終的な破壊形態は曲げ破壊型と考えられる。

Case-2 の損傷状況も、Case-1 と同様な荷重－変位関係を示し、32.7kN で載荷位置とコンクリート接合部の中間付近に曲げひび割れと考えられるひび割れが生じ、41.4kN で変位が増大しはじめ、荷重は 60 k N 付近まで増加した。荷重が増加する過程で杭とコンクリートブロックの接合部にひび割れが生じ、変位が増加するにつれて、ひび割れ箇所付近のコンクリートブロックの浮き・剥離が生じた。最終的には耐力をほぼ一定に保ったまま変位及びコンクリートブロック接合部のひび割れ幅が増大し、耐力低下には至らなかった。これは、丸鋼の軸方向鉄筋の付着切れと伸び出しが生じていたためと考えられる。以上より、最終的な破壊形態は曲げ破壊型と考えられる。

Case-3 では、221.1kN で引張側となる載荷位置と圧縮側のコンクリートブロック接合部を結ぶような斜め方向のひび割れが発生し、その後も荷重の増加に伴って多数の斜め方向のひび割れが生じ、532.9kN で最大荷重を迎えた。最大荷重以降は、耐力低下とともに、変位が増大し、変位が 15mm 及び 19mm となった際、鉄筋破断のような音がして、荷重が急激に下がった。載荷終了後、杭体をはつり、鉄筋の状態を確認したところ、コンクリートブロックとの接合部から、160mm 程度及び 265mm 程度の高さに位置するスパイラル鉄筋において破断を確認した。以上より、最終的な破壊形態はせん断破壊型と考えられる。

Case-4 では、171.1kN で曲げひび割れが発生し、200kN まで荷重が増加する間に、複数の曲げひび割れが発生したが、その後は斜めひび割れが発生し、329kN で最大荷重を迎え、その後は変位が増大し、徐々に耐力低下が確認できた。斜めひび割れが発生してからは、斜めひび割れの進展が支配的であったが、最大荷重以降は圧縮側のコンクリートブロックとの接合部に浮き・剥離が発生し、その進展が支配的となった。斜めひび割れは Case-3 と同様に、引張側となる載荷位置から圧縮側のコンクリートブロック接合部を結ぶような状態であったが、最終的には Case-3 のように鉄筋破断による急激な耐力低下もなく、脆性的な破壊には至らなかった。これは、Case-1 及び Case-2 と同様に、丸鋼である軸方向鉄筋の付着切れと伸び出しが生じていたためであると考えられる。以上より、最終的な破壊形態は曲げ破壊型と考えられる。

Case-5 では、164kN で曲げひび割れが発生し、200kN 載荷時には、曲げひび割れの進展のほかに斜めひび割れも発生した。その後は新たな斜めひび割れが多数確認できたが、268kN で最大荷重を迎えた後も荷重を保ったまま変位が伸び、変位が 11.5mm 程度となった時に試験体から音がし、荷重が大きく下がった。最終的には脆性的な破壊となったが、最大荷重後もしばらく荷重を保ったまま変位が伸びており、破壊形態としては、せん断移行型であると考えられる。

Case-6 では、188kN で斜めひび割れが発生し、200kN 載荷時には、新たな斜めひび割れと曲げひび割れが発生した。その後斜めひび割れの進展が支配的となり、280kN で最大荷重を迎えた直後に試験体から音がし、20kN 程度荷重が下がった。その後、荷重を保ったまま 1.5mm 程度変位が伸びた

が、再度、試験体から音がして、荷重が大きく下がった。脆性的な破壊であったが、試験体の損傷を確認する限りでは、斜めひび割れ幅は広がっておらず、大きく損傷した箇所は、圧縮側となる載荷背面側のコンクリートブロックと RC 杭の接合部付近であり、最終的な破壊形態は、RC 杭コンクリートの圧壊による曲げ破壊と考えられる。この要因として考えられるのは、Case-6 では大きな軸力を導入したため、水平力載荷前から押し込み側の力を受けており、さらに、水平力の載荷により、載荷背面側のコンクリートブロックと RC 杭の接合部付近に圧縮力が作用したためと考えられる。

(4) 各せん断耐力評価式による推定値との比較

実験で確認された最大荷重と各耐力評価式による推定値を比較し、その適用性を検討する。表-6.3.2.4 に各ケースの実験結果及び各耐力評価式による推定値の一覧を示す。なお、曲げ耐力については、H29 道示Ⅲ編の規定に基づき算定した。また、実験で確認された損傷状況よりせん断破壊型と考えられる Case-3 及び Case-5 については、各せん断耐力評価式による推定比（実験における最大荷重／推定値）を併せて示す。

H14 道示に基づくはりのせん断耐力評価式（以下「はり式」という。）による推定値は、せん断スパン比の影響を考慮する場合と考慮しない場合の 2 パターンでせん断耐力を算出した。せん断スパン比の影響を考慮する場合は、H14 道示 8.7.4 に基づき、フーチングの設計に用いられるせん断スパン比の影響による補正係数 c_{dc} 及び c_{ds} を準用するものとした。また、はり式におけるコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、各ケースの材料試験結果に基づき、既製 RC 杭の許容せん断応力度の元となっている H14 道示Ⅲ編 4.3.3 の表-4.3.1 より外挿して算出した。

H29 道示に基づく PHC 杭のせん断耐力評価式（以下「PHC 杭式」という。）による推定値は安全係数を考慮せず（各種の部分係数 ξ_1 , ξ_2 , Φ_u を全て 1.0 として）算出した。したがって、はり式による推定値は安全側に評価される値であるのに対して、PHC 杭式による推定値は生値（特性値）を示している。なお、せん断耐力の算出にあたっては、各せん断耐力評価式ともに、スパイラル鉄筋の負担分を考慮するものとし、その降伏応力度は材料試験で確認された引張強さに対して降伏比 0.8 として算出した。

表-6.3.2.4 各ケースの実験結果及び各耐力評価式による推定値

Case		1	2	3	4	5	6
杭径 (mm)		300		450		300	
軸力 (kN)		0		0		300	400
せん断スパン		1.0	1.5	1.0	1.5	1.0	
実験結果における最大荷重 (kN)		86.0	61.1	532.9	329.0	268.2	280.4
破壊形態 (実験結果)		曲げ	曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ
耐力 推定 値	曲 げ	ひび割れ曲げモーメント M_c (kN・m)	9.2	9.5	35.0	29.7	23.4
		M_c 作用時荷重 (kN)	30.7	21.1	77.8	44.0	34.7
		初降伏曲げモーメント M_y (kN・m)	14.2	15.1	152.2	134.8	44.7
		M_y 作用時荷重 (kN)	47.2	33.5	338.1	199.8	66.3
		終局曲げモーメント M_u (kN・m)	20.8	22.1	224.9	203.1	54.1
		M_u 作用時荷重 (kN)	69.4	49.1	499.9	300.9	80.2
	せん 断	H14道示はり式による推定値 (kN)	49.8	50.6	122.2	125.3	40.8
		(実験値／推定値)	---	---	(4.36)	---	(6.57)
		H14道示はり式による推定値 [a/d考慮] (kN)	80.6	62.1	176.4	134.6	85.2
		(実験値／推定値)	---	---	(3.02)	---	(3.15)
		H29道示PHC杭式による推定値 (kN)	163.1	122.4	458.0	278.5	172.1
		(実験値／推定値)	---	---	(1.16)	---	(1.56)

せん断破壊型と考えられる **Case-3** 及び **Case-5** について、実験で計測された最大荷重と各せん断耐力評価式による推定値を比較する。はり式による推定比は、実験値／はり式による推定値＝3.02～3.15 であり大きく安全側に評価することが確認できる。**PHC** 杭式による推定比は、実験値／**PHC** 杭式による推定値＝1.16～1.56 であり、比較的精度よくせん断耐力が評価できている。

以上の結果から、**PHC** 杭式による推定値が実際のせん断耐力に近いと考え、**PHC** 杭式により算出したせん断耐力と曲げ耐力との比較により想定される破壊形態を確認すると、**Case-1, 2, 5, 6** が曲げ破壊型、**Case-3, 4** がせん断破壊型となる。実験で確認された破壊形態と比較すると、**Case-1, 2, 3, 6** は整合するが、**Case-4, 5** は整合しない。**Case-4** においては、実験ではコンクリートブロックとの接合部の損傷が支配的であり、ひび割れの状況を確認すると、斜めひび割れがかなり進展していたが、最終的に軸方向鉄筋の付着切れ・伸び出しが生じたと考えられる。軸方向鉄筋の付着切れ・伸び出しについては、曲げ破壊となった **Case-1** 及び **Case-2** においても確認でき、3 試験体の損傷の進展状況を確認すると、初降伏時の直後からコンクリートブロックとの接合部における損傷が支配的となっており、付着切れ・伸び出しが生じていたと考えられる。以上を踏まえると、**Case-4** においては算出した耐力において、終局モーメントが作用する荷重が 300.9kN、せん断耐力が 278.5kN と僅差であり、載荷試験では、鉄筋の付着切れ・伸び出しが先行したため、せん断破壊に至らなかったと考えられる。ただし、本実験は撤去杭を用いた実験であったため、鉄筋のひずみ等を計測することができておらず、詳細な応力状況については確認できていない。

6.4 解析による検証

実験は撤去杭を用いており、内部鉄筋のひずみが計測できなかったため、実験の再現解析により各鉄筋及びコンクリート内部の応力状態を確認した。また、実験による検証は限られたケースであるため、実験を妥当に評価できる解析手法により、実験以外の諸元に対して対象の評価法の適用性を検証した。

6.4.1 実験の再現解析による性状把握及びFEM解析モデルの妥当性評価

既往の実験においてせん断破壊が確認された H28 実験の CASE-3 を対象に、FEM 解析による再現解析を行い、破壊形態やコンクリート及び内部鉄筋の状態を把握するとともに、FEM 解析モデルの妥当性を検証する。

(1) 実験の再現解析

1) 解析条件

解析方法は、材料非線形性を考慮した静的プッシュオーバー解析とし、解析コードは Diana を用いた。図-6.4.1.1 に、再現解析のモデル図を示す。モデル化の対象は、RC 杭、載荷用治具、固定コンクリートブロックとした。

コンクリートはソリッド要素、鉄筋はワイヤー要素（埋め込み）を用いてモデル化した。杭の材料特性は、撤去された RC 杭から採取した試験体に対する材料試験結果を元に設定した。コンクリートは、材料試験結果から定まらない特性として、全ひずみひび割れモデル、引張挙動、圧縮挙動、及びせん断挙動のモデルを設定する必要があるが、ここでは表-6.4.1.1 に示すようにモデルを作成した。

軸方向鉄筋およびスパイラル筋の応力-ひずみ関係は、材料試験結果から図-6.4.1.2 に示すように設定した。なお、軸方向鉄筋の降伏点～引張強度までの剛性 K_2 は弾性範囲における剛性 K_1 の 1/100 とした場合と弾性とした場合の 2 ケースで解析を行った。鉄筋とコンクリートは完全付着とし、付着すべりは考慮しないものとした。

載荷用治具（石こう含む）は剛体としてモデル化し、杭体と治具の間には境界要素を設定した。境界要素の法線方向の剛性は、圧縮抵抗については十分に大きい値とし、引張方向は抵抗しないものとして設定した。また、境界要素のせん断方向の剛性は、5.3.3 (3) 1) (PC 杭、実験の再現解析) を参考に設定した。

固定コンクリートブロックは、コンクリートの配合条件より、圧縮強度 40N/mm^2 とし、RC 杭のコンクリートと同様に全ひずみひび割れモデルとした。コンクリートブロックの拘束条件は、底面を全方向固定とした。RC 杭のコンクリートブロック埋め込み部において杭周面が固定される条件を再現するため、杭周面とコンクリートブロックの間に境界要素を設定した。境界要素の法線方向の剛性は、圧縮方向については十分に大きい値とし、引張方向は抵抗しないものとして設定した。また、境界要素のせん断方向の剛性は、実験の荷重-変位関係にあうように設定した。

荷重の載荷方法は、載荷方向（水平方向）に 0.05mm ピッチで強制変位を漸増載荷した。載荷点の拘束条件は、載荷軸方向以外の変位及び回転を自由として設定した。

収束計算の手法には、Newton-Raphson 法を用い、収束判定基準は変位もしくは力に対する許容誤差を 0.01 以下と設定した。また、1 ステップ当たりの最大反復回数は 20 回とし、収束許容値に収まらなかった場合には不平衡力を次のステップに持ち越して計算を継続させた。

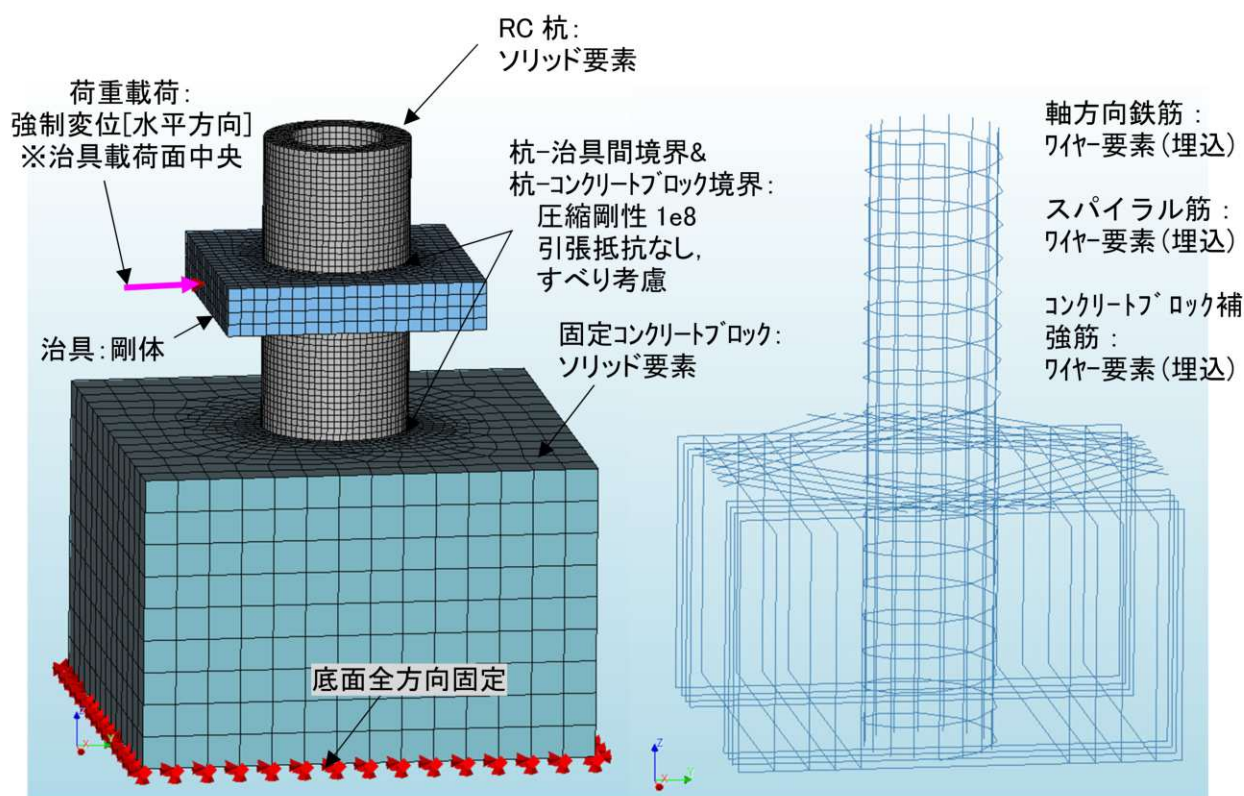
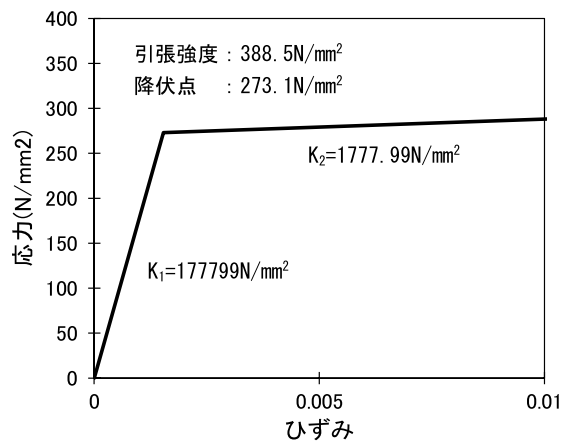


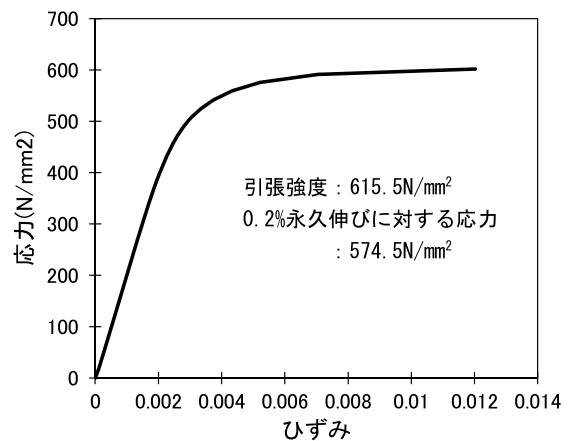
図-6. 4. 1. 1 実験の再現解析の解析モデル

表-6. 4. 1. 1 解析における RC 杭のコンクリートの材料特性

項目	値	備考
ヤング率	51900 N/mm ²	実験の材料試験値
ポアソン比	0.2	コンクリートの標準値
ひび割れモデル	回転から固定 (0.005)	実験との比較により設定, () はモデル切り替えのひずみの閾値
引張軟化曲線	Hordijk	文献 4)
引張強度	3.98 N/mm ²	$0.23 \times f_c^{2/3}$, f_c : コンクリートの圧縮強度
引張破壊エネルギー	0.122 N/mm	$1/100 \cdot d_{max}^{1/3} \cdot f_c^{1/3}$, d_{max} : 粗骨材最大寸法 (25mm と想定) 文献 5)
圧縮曲線	放物線	文献 6)
圧縮強度	71.9 N/mm ²	実験の材料試験値
圧縮破壊エネルギー	74.4 N/mm	$8.77 \sqrt{f_c}$ 文献 7)
横方向ひび割れによる 圧縮強度の低減モデル	Vecchio and Collins 1993	文献 8)
横拘束モデル	Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面	文献 9)
せん断伝達モデル	Al-Mahaidi	文献 10)



a) 軸方向鉄筋



b) スパイラル筋

図-6.4.1.2 RC杭鉄筋の応力-ひずみ関係

2) 再現解析結果

図-6.4.1.3に、実験値と解析値の荷重-鉛直変位関係を示す。なお、変位の着目位置は実験において比較的精度の高い変位計により計測した DH-1 位置の水平変位とする。実験値と解析値の比較より、弾性域における荷重-変位関係はよく一致している。また、水平変位 0.5mm~1.0mm にかけて、コンクリートのひび割れ進展により剛性が低下するが、剛性の低下度合いは解析値の方が若干大きい。主鉄筋降伏後の剛性を弾性剛性の 1/100 とした解析ケースでは、水平変位 3mm 付近で主鉄筋が降伏し、剛性が低下したのち、水平変位 4.7mm 時点で最大荷重点 489.8kN に達する。主鉄筋を弾性でモデル化した解析ケースでは、剛性はほぼ一定のまま、水平変位 4.6mm で最大荷重点 537.9kN に達する。実験値の最大荷重との比率は、前者が 0.92、後者が 1.01 であり、主鉄筋を弾性としたケースの方が実験値に近い値となった。

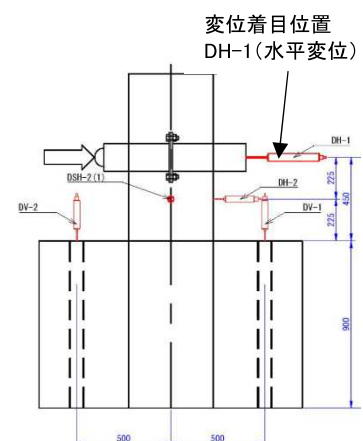
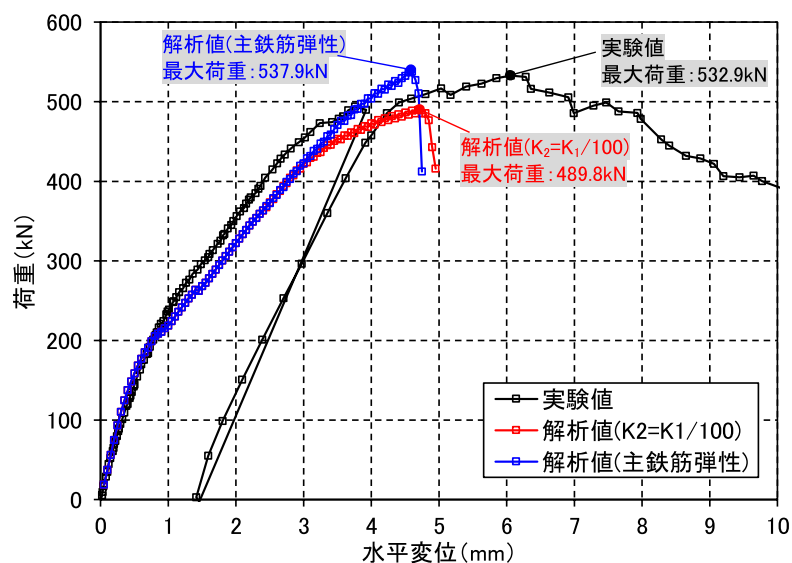


図-6.4.1.3 実験値と解析値の荷重-変位関係

各解析ケースの最大荷重時におけるコンクリートのひび割れ分布図を図-6.4.1.4、コンクリートの主応力分布図を図-6.4.1.5、鉄筋の応力分布図を図-6.4.1.6に示す。図-6.4.1.4より、両ケースとも実験同様、載荷面側 RC 杭下端の水平方向ひび割れ、及び治具下端から対角線上の RC 杭下端に向けて斜め方向ひび割れが発生している。また、同図(a), (c)の比較より、主鉄筋の降伏後剛性を弾性剛性の 1/100 としたケースでは、載荷側 RC 杭下端の水平方向ひび割れが大きく進展している。一方で、同図(b), (d)の比較より、斜め方向ひび割れ位置のせん断ひずみは主鉄筋を弾性としたケースの方が大きい。図-6.4.1.5(a), (c)より、コンクリートの最大主応力は斜め方向ひび割れ位置付近で発生しており、主鉄筋を弾性としたケースの方が応力は大きい。また、同図(b), (d)より、コンクリートの最小主応力は両ケースで大きな差異はなく、載荷側の治具下面と圧縮側杭下端において圧縮応力が卓越している。実験において、載荷用治具中心～固定コンクリートブロック上面をせん断スパンとして計画したが、実際のせん断スパン上端は治具下面位置付近であり、計画よりせん断スパンが短い条件であったと考えられる。図-6.4.1.6(a)より、主鉄筋の降伏後剛性を弾性剛性の 1/100 としたケースでは、主鉄筋の最大応力が 289.1N/mm²であり、降伏に達している。また、スパイラル鉄筋については明確な降伏点は存在しないが、両ケースとも、剛性が低下し始める 500N/mm²を超える応力が発生している。

荷重急落後のコンクリートひずみ分布図及び変形図を図-6.4.1.7に示す。両ケースとも、圧縮側下端にひずみが集中し、そこから斜め方向に大きなひずみが分布している。また、載荷側杭下端部において RC 杭と固定コンクリートブロックとの間で 1.7mm 程度のずれが生じているのが確認された。

以上の結果より、本ケースでは、主鉄筋の降伏による曲げひび割れの進展と同時に、せん断による斜めひび割れがコンクリートの圧縮域にまで進展し、せん断圧縮破壊に至ったものと考えられる。

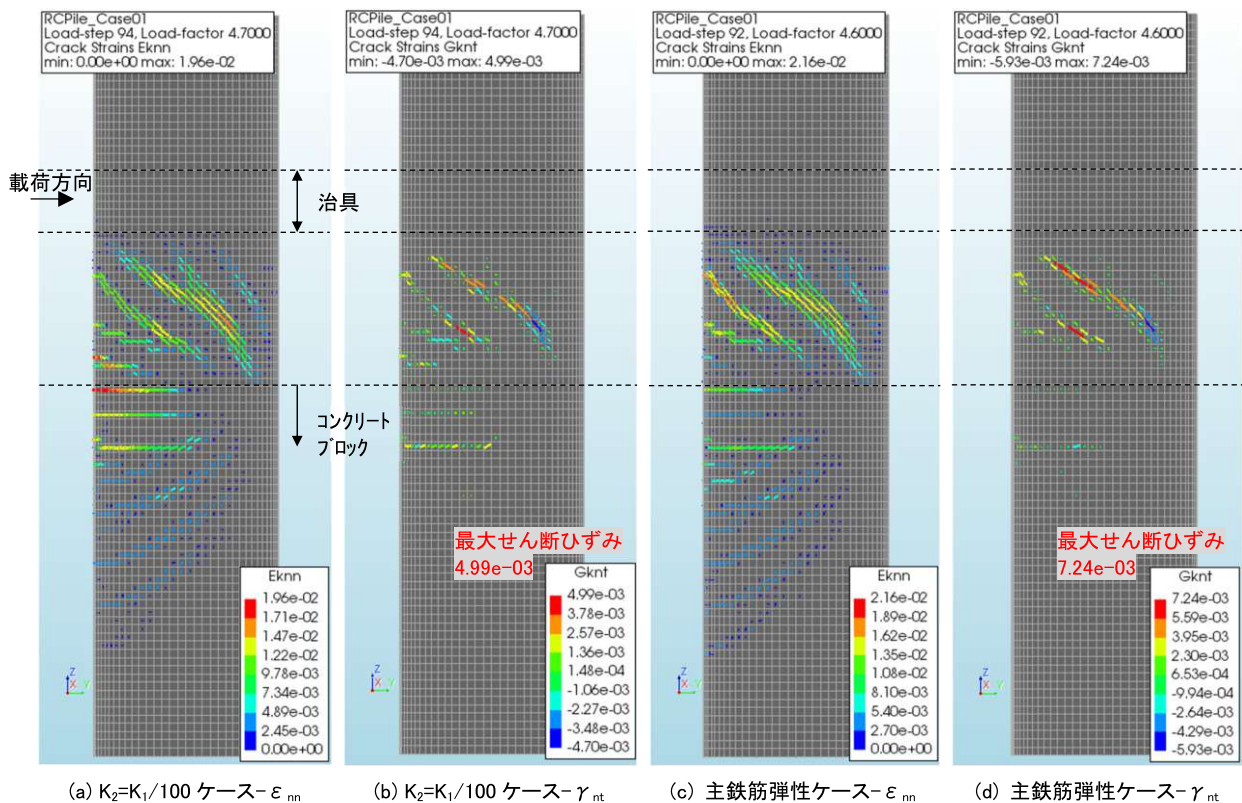


図-6.4.1.4 コンクリートのひび割れ分布図（最大荷重時）

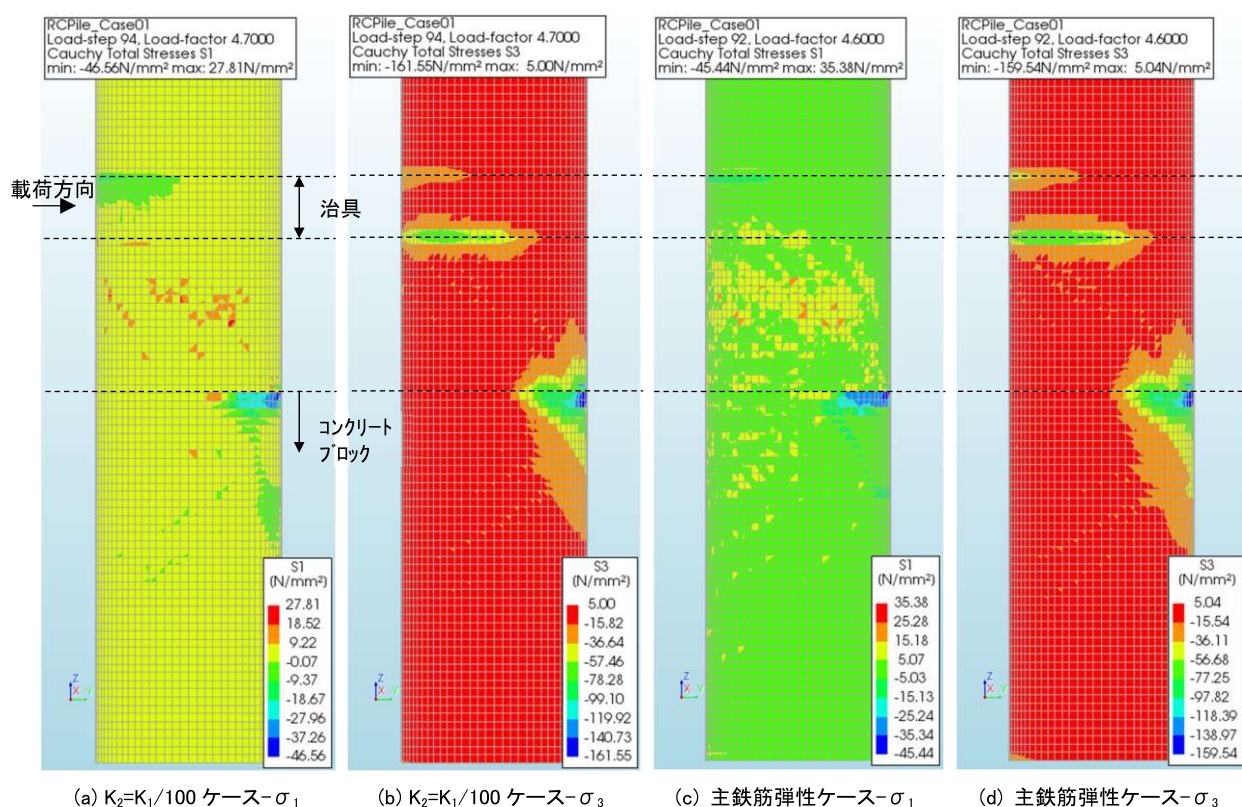


図-6.4.1.5 コンクリートの主応力分布図（最大荷重時）

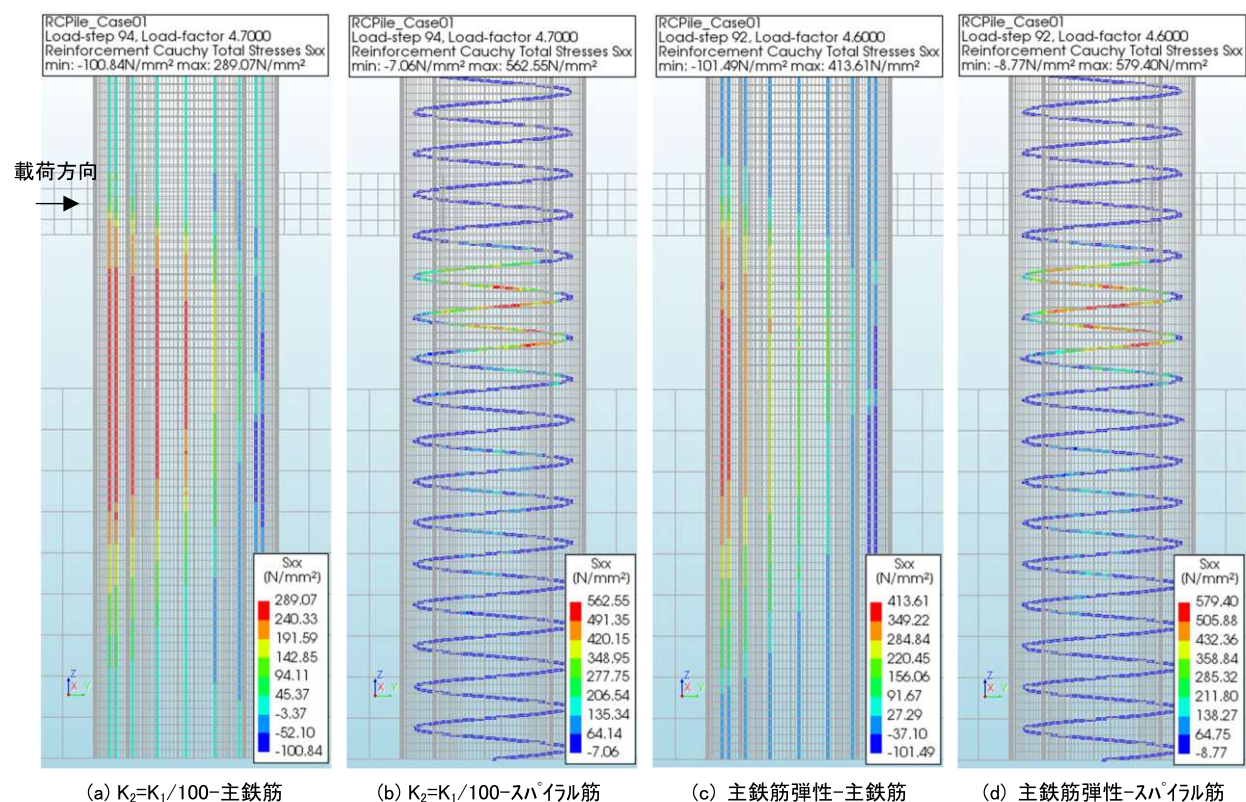


図-6.4.1.6 鉄筋の応力分布図（最大荷重時）

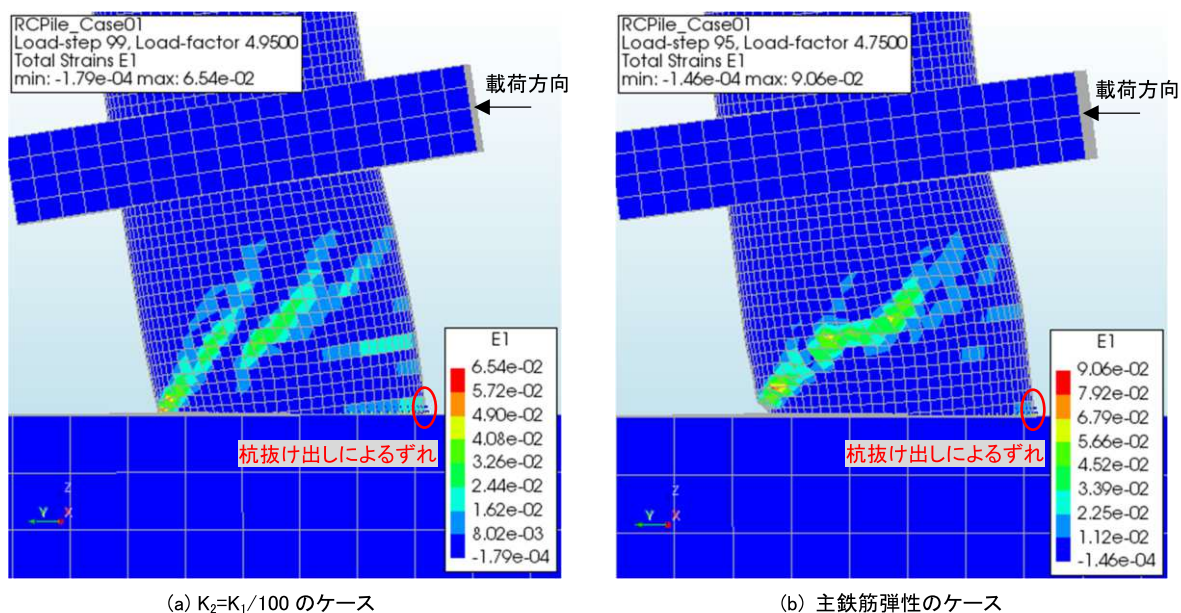


図-6.4.1.7 荷重急落後のコンクリートひずみ分布図（変形は縮尺 20 倍）

(3) せん断スパン抽出モデルによる検証

実験の再現解析により応力状態等を確認した結果、実験におけるせん断スパン上端位置は荷重用治具下面位置付近であることが示唆された。そこで、せん断スパンが明確となるように、せん断スパン間を抽出した解析モデルを用いた検証を行う。

1) 解析条件

せん断スパン間を抽出した解析モデル図を図-6.4.1.8に示す。本モデルでは、杭下端（せん断スパン下端）がコンクリートブロック上面で完全固定されているものと仮定し、杭下端を全方向固定の条件とし、荷重点（せん断スパン上端）の拘束条件は、荷重軸方向以外の変位及び回転を自由として設定した。せん断スパンは、せん断スパン上端を治具中心位置とした場合と治具下面位置とした場合の2ケースで解析した。なお、軸方向鉄筋の降伏点～引張強度までの剛性 K_2 は弾性範囲における剛性 K_1 の $1/100$ とした。その他、材料特性等の条件については、6.4.1(1)と同様のため省略する。

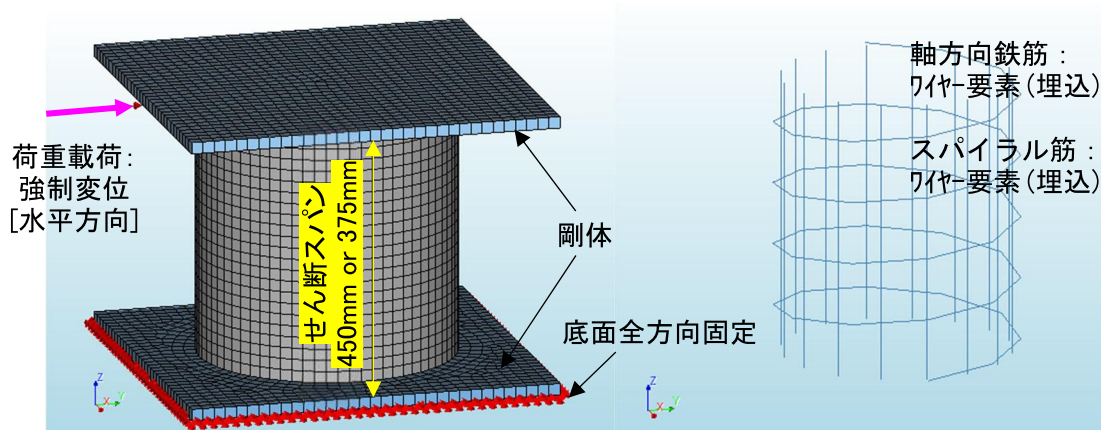


図-6.4.1.8 せん断スパン抽出モデル

2) 解析結果

図-6.4.1.9 に、各解析ケースの荷重－変位関係を示す。各ケースの最大荷重を比較すると、6.4.1(1)1)の再現解析における最大荷重（489.8kN）は、せん断スパン抽出モデルの治具中心載荷ケースにおける最大荷重（466.6kN）と治具下面載荷ケースの（538.7kN）の中間値となる。よって、実験条件におけるせん断スパン上端は、治具中心（載荷位置）～治具下面の間に位置すると考えられる。なお、6.4.1(1)1)図-6.4.1.4 及び図-6.4.1.5 より、せん断スパンの下端側もコンクリートブロック上面より若干下方に位置する可能性があるが、せん断スパン上端位置のずれ（治具厚さ $150\text{mm} \div 2 = 75\text{mm}$ ）に比べて影響は小さいと考えられる。水平変位については、両ケースとも再現解析モデル及び実験値と比べて小さい。これは、せん断スパン抽出モデルにおいては、杭上下端を剛結しているため、コンクリートブロックからの抜け出しや、杭と治具の境界面のずれによる変位が含まれないこと等が要因であると考えられる。

各解析ケースの最大荷重時におけるコンクリートのひび割れ分布図を図-6.4.1.10、コンクリートの最小主応力分布図を図-6.4.1.11、主鉄筋の応力分布図を図-6.4.1.12、スパイラル筋の応力分布図を図-6.4.1.13 に示す。各分布の傾向は、両ケースとも 6.4.1(1)1)の再現解析結果と比べて大きな差異はない。

荷重急落後のコンクリートひずみ分布図及び変形図を図-6.4.1.14 に示す。治具中心に載荷したケースでは、引張側基部において曲げによるひずみが大きく出ているものの、両ケースとも 6.4.1(1)1)の再現解析の結果と同様に、主鉄筋の降伏による曲げひび割れの進展と同時に、せん断による斜めひび割れがコンクリートの圧縮域にまで進展し、せん断圧縮破壊に至ったものと考えられる。

実験値及び解析値と推定式により算出したせん断耐力の比較を表-6.4.1.2 に示す。なお、実験及び 6.4.1(1)1)の再現解析のせん断スパン上端は治具中心と治具下面の中間値と仮定して、せん断耐力の推定値を算出した。PHC 杭式による推定比は、実験値・解析値／PHC 杭式による推定値が 1.00 ～1.08 であり、せん断スパンを正確に評価することにより、推定精度が向上することが確認された。

また、実験値と解析値の比較より、耐力算出における FEM 解析モデルの一定の妥当性が確認された。

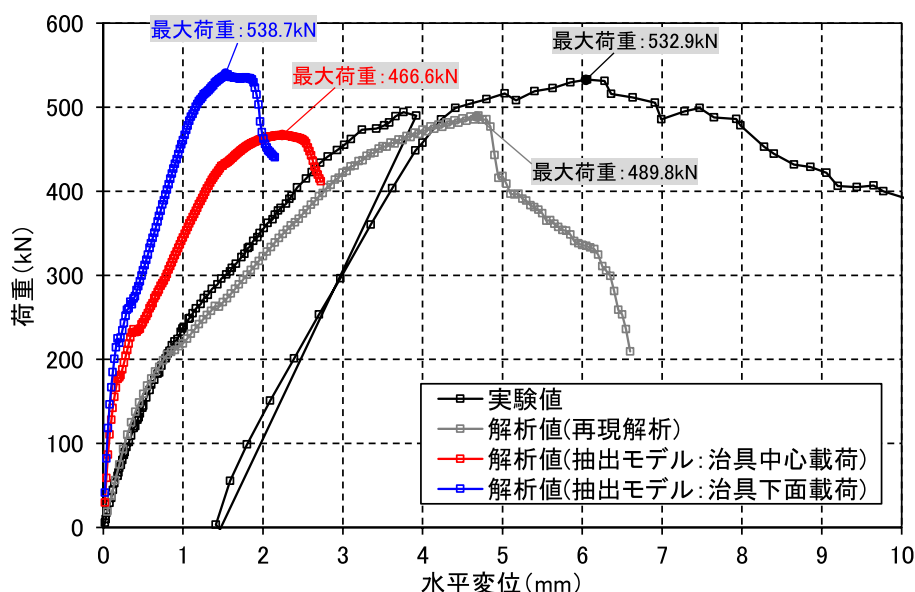
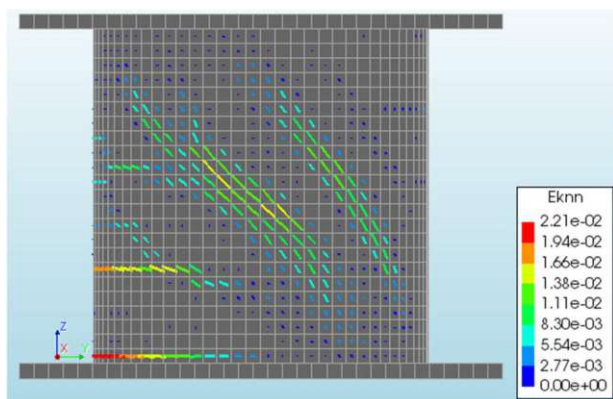
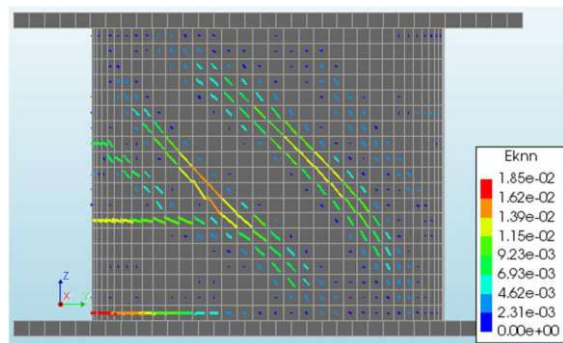


図-6.4.1.9 各解析ケースの荷重－変位関係

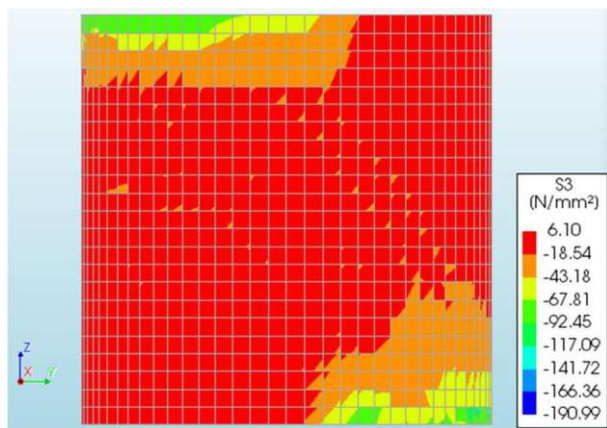


(a) 治具中心載荷 ($\delta=2.22\text{mm}$ 時点)

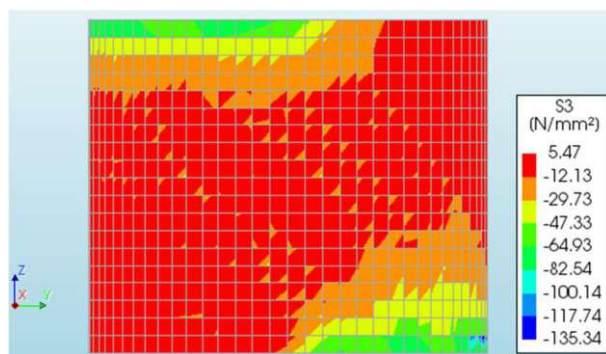


(b) 治具下面載荷 ($\delta=1.56\text{mm}$ 時点)

図-6. 4. 1. 10 コンクリートのひび割れ分布図 (最大荷重時)

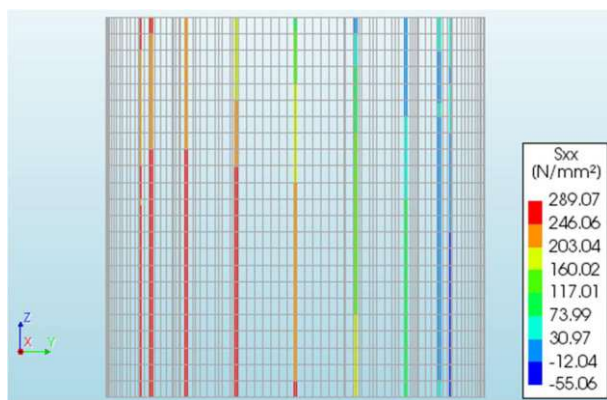


(a) 治具中心載荷 ($\delta=2.22\text{mm}$ 時点)

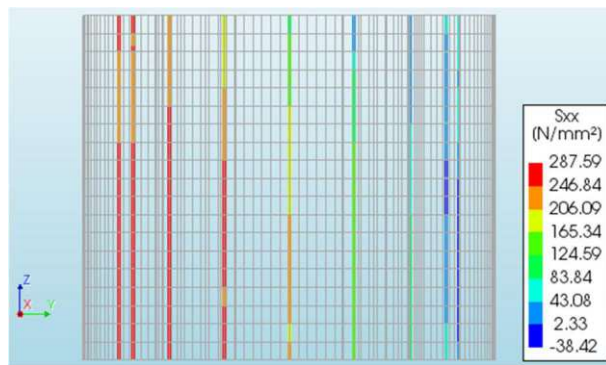


(b) 治具下面載荷 ($\delta=1.56\text{mm}$ 時点)

図-6. 4. 1. 11 コンクリートの最小主応力分布図 (最大荷重時)

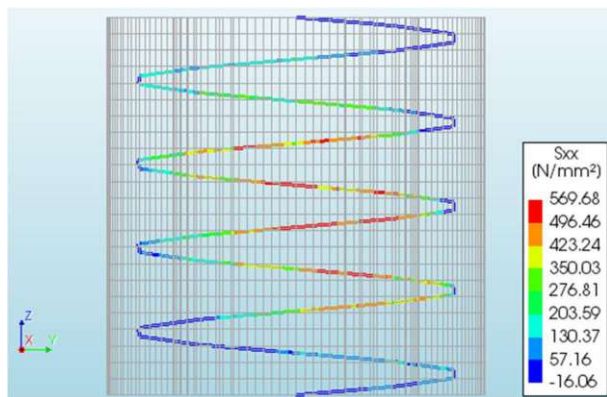


(a) 治具中心載荷 ($\delta=2.22\text{mm}$ 時点)

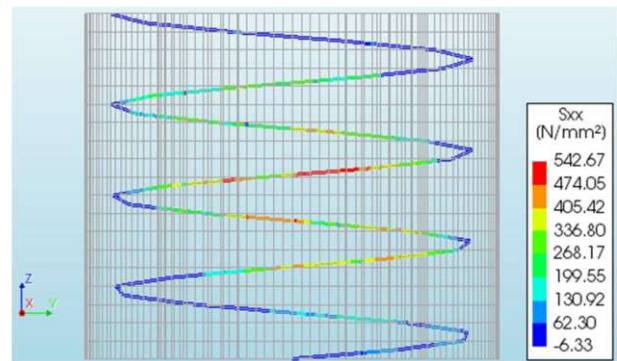


(b) 治具下面載荷 ($\delta=1.56\text{mm}$ 時点)

図-6. 4. 1. 12 主鉄筋の応力分布図 (最大荷重時)

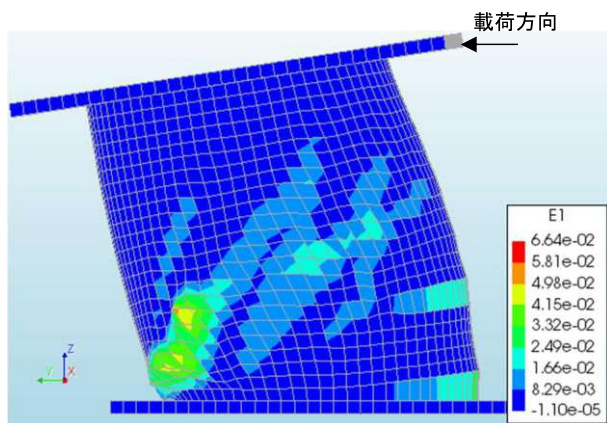


(a) 治具中心載荷 ($\delta = 2.22\text{mm}$ 時点)

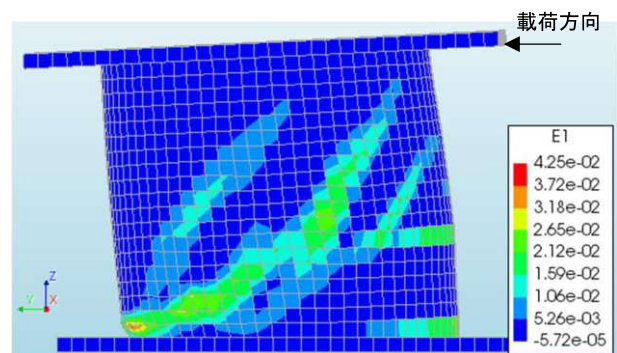


(b) 治具下面載荷 ($\delta = 1.56\text{mm}$ 時点)

図-6.4.1.13 スパイラル筋の応力分布図 (最大荷重時)



(a) 治具中心載荷 ($\delta = 2.70\text{mm}$ 時点)



(b) 治具下面載荷 ($\delta = 2.00\text{mm}$ 時点)

図-6.4.1.14 荷重急落後のコンクリートひずみ分布図 (変形は縮尺 20 倍)

表-6.4.1.2 実験及び解析結果と推定耐力との比較

		実験	解析			
			実験再現モデル		せん断スパン抽出モデル	
			K2=K1/100	主鉄筋弾性	治具中心載荷	治具下面載荷
せん断スパン (mm)		412.5	412.5	412.5	450	375
せん断耐力 (kN)	実験値・解析値	532.9	489.8	537.9	466.6	538.7
	H14道示式による推定値 (実験・解析値/推定値)	183.5 (2.90)	183.5 (2.67)	183.5 (2.93)	176.4 (2.64)	197.7 (2.72)
	H29PHC杭式による推定値 (実験・解析値/推定値)	491.2 (1.08)	491.2 (1.00)	491.2 (1.10)	458.0 (1.02)	530.2 (1.02)

※1: 実験及び実験再現モデルのせん断スパン上端を治具中心と治具下面の中間値と仮定した

※2: H14道示式による推定値はせん断スパン比による割増を考慮した

6.4.2 FEM 解析によるパラメトリックスタディ

既製 RC 杭の適用範囲において各種パラメータを変更したパラメトリックスタディを実施し、せん断耐力への影響を確認するとともに、せん断耐力評価法の妥当性を検証した。

(1) 解析条件

せん断耐力に影響するパラメータとして杭径、せん断スパン、コンクリート強度、軸方向鉄筋量、スパイラル鉄筋量、スパイラル鉄筋材料、軸力を対象に検証を行った。解析モデルは、せん断スパンが明確であり、耐力算出において一定の妥当性が確認されたせん断スパン抽出モデルを適用した。以下に、各検証における各種パラメータの設定方法を示す。

1) 検証①：杭径とせん断スパンによる影響

検証①では杭径とせん断スパンがせん断耐力に及ぼす影響を検証する。表-6.4.2.1 に検証①における各解析ケースの基本諸元を示す。

杭径は「JIS A 5372（プレキャスト鉄筋コンクリート製品）附属書 鉄筋コンクリートくいⅠ類 2 種」で規定される $\Phi 300 \sim \Phi 600$ のうち最小値、最大値、中間値の 3 ケース、せん断スパン比は 0.5 ～ 2.5 の範囲で 4 ケースを抽出し、計 12 ケースを対象とした。壁厚は杭径に対応する JIS 規格値を採用した。コンクリート強度は 40N/mm^2 とした。軸方向鉄筋は、せん断破壊になりやすいように、JIS における軸方向鉄筋比による分類 A ～ C 種のうち、最も鉄筋比の大きい C 種（5% 以上）の配筋例より設定した。スパイラル筋は撤去杭の諸元等を参考に $\rho_s \cdot \sigma_{sy}$ が 0.8～0.9 程度（H19 杭基礎便覧では $\rho_s \cdot \sigma_{sy} \geq 2.5$ ）となるように設定した。鉄筋の材質は軸方向鉄筋が SD295A、スパイラル鉄筋が SMW-B と設定した。初期状態の軸力は 0 とした。

表-6.4.2.1 解析ケース基本諸元 [検証①：杭径とせん断スパン比による影響]

ケース	杭径 (mm)	せん断 スパン 比	壁厚 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	配筋							軸力 (kN)
					軸方向鉄筋			スパイラル鉄筋				
					材質	径 (mm)	本数	材質	径 (mm)	ピッチ (mm)	$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$	
Case-300-0.5	300	0.5	60	40	SD295	16	14	SWM-B	4	75	0.804	0
Case-300-1.0		1.0										
Case-300-1.5		1.5										
Case-300-2.5		2.5										
Case-450-0.5	450	0.5	75	40	SD295	16	24	SWM-B	6	100	0.889	
Case-450-1.0		1.0										
Case-450-1.5		1.5										
Case-450-2.5		2.5										
Case-600-0.5	600	0.5	90	40	SD295	22	20	SWM-B	6	75	0.875	
Case-600-1.0		1.0										
Case-600-1.5		1.5										
Case-600-2.5		2.5										

2) 検証②：コンクリート強度による影響

検証②ではコンクリート強度がせん断耐力に及ぼす影響を検証する。表-6.4.2.2 に検証②における各解析ケースの基本諸元を示す。検証①の Case-450-1.0 を基本ケースとして、コンクリート強度は過去の JIS 規格値を参考に 27N/mm² (JIS,1955), 35N/mm² (JIS,1960-1970), 40N/mm² (JIS,1981-2016), 50N/mm² (参考検討) の 4 ケースを対象とした。

表-6.4.2.2 解析ケース基本諸元 [検証②：コンクリート強度による影響]

ケース	杭径 (mm)	せん断 スパン 比	壁厚 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	配筋							軸力 (kN)
					軸方向鉄筋			スパイラル鉄筋				
					材質	径 (mm)	本数	材質	径 (mm)	ピッチ (mm)	$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$	
Case-Con-27	450	1.0	75	27	SD295	16	24	SWM-B	6	100	0.889	0
Case-Con-35				35								
Case-Con-40				40								
Case-Con-50				50								

※Case-Con-40は基本ケース (検証①のCase-450-1.0と同じ)

3) 検証③：軸方向鉄筋量による影響

検証③では軸方向鉄筋量がせん断耐力に及ぼす影響を検証する。表-6.4.2.3 に検証③における各解析ケースの基本諸元を示す。検証①の Case-450-1.0 を基本ケースとして、軸方向鉄筋量は JIS における軸方向鉄筋比による分類 A 種 (3%未満), B 種 (3~5%), C 種 (5%以上) のそれぞれの配筋例より設定し, 計 3 ケース (2.7%, 4.0%, 5.4%) を対象とした。

表-6.4.2.3 解析ケース基本諸元 [検証③：軸方向鉄筋量による影響]

ケース	杭径 (mm)	せん断 スパン 比	壁厚 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	配筋						軸力 (kN)	
					軸方向鉄筋			スパイラル鉄筋				
					材質	径 (mm)	本数	材質	径 (mm)	ピッチ (mm)	$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$	
Case-Bar-A	450	1.0	75	40	SD295	16	12	SWM-B	6	100	0.889	0
Case-Bar-B						16	18					
Case-Bar-C						16	24					

※Case-Bar-Cは基本ケース (検証①のCase-450-1.0と同じ)

4) 検証④：スパイラル鉄筋量による影響

検証④ではスパイラル鉄筋量がせん断耐力に及ぼす影響を検証する。表-6.4.2.4 に検証④における各解析ケースの基本諸元を示す。検証①の Case-450-1.0 を基本ケースとして、スパイラル筋の鉄筋径は $\Phi 3.2 \sim 12.0$ mm (100mm ピッチ) 及び補強鉄筋を配置しない場合の計 5 ケースを対象とした。

表-6.4.2.4 解析ケース基本諸元 [検証④：スパイラル鉄筋量による影響]

ケース	杭径 (mm)	せん断 スパン 比	壁厚 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	配筋						軸力 (kN)	
					軸方向鉄筋			スパイラル鉄筋				
					材質	径 (mm)	本数	材質	径 (mm)	ピッチ (mm)	$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$	
Case-SP-0	450	1.0	75	40	SD295	16	24	SWM-B	無し		---	0
Case-SP-4									4	100	0.414	
Case-SP-6									6	100	0.889	
Case-SP-9									9	100	1.985	
Case-SP-12									12	100	3.502	

※Case-SP-6は基本ケース (検証①のCase-450-1.0と同じ)

5) 検証⑤：スパイラル鉄筋材料による影響

検証⑤ではスパイラル鉄筋材料がせん断耐力に及ぼす影響を検証する。表-6.4.2.5 に検証⑤における各解析ケースの基本諸元を示す。検証①の Case-450-1.0 を基本ケースとして、スパイラル鉄筋材料は過去採用実績等を参考に SWM-B（鉄線）、SR235、SD295、SD345 の 4 ケースを対象とした。

表-6.4.2.5 解析ケース基本諸元 [検証⑤：スパイラル鉄筋材料による影響]

ケース	杭径 (mm)	せん断 スパン 比	壁厚 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	配筋							軸力 (kN)
					軸方向鉄筋			スパイラル鉄筋				
					材質	径 (mm)	本数	材質	径 (mm)	ピッチ (mm)	$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$	
Case-SP-SMWB	450	1.0	75	40	SD295	16	24	SWM-B	6	100	0.889	0
Case-SP-SR235								SR235			0.669	
Case-SP-SD295								SD295			0.840	
Case-SP-SD345								SD345			0.983	

※Case-SP-SMWBは基本ケース（検証①のCase-450-1.0と同じ）

6) 検証⑥：軸力による影響

検証⑥では軸力がせん断耐力に及ぼす影響を検証する。表-6.4.2.6 に検証⑥における各解析ケースの基本諸元を示す。検証①の Case-450-1.0 を基本ケースとして、軸力は実橋サンプルを参考に 0kN、200kN、400kN、600kN の 4 ケースを対象とした。

表-6.4.2.6 解析ケース基本諸元 [検証⑥：軸力による影響]

ケース	杭径 (mm)	せん断 スパン 比	壁厚 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)	配筋							軸力 (kN)
					軸方向鉄筋			スパイラル鉄筋				
					材質	径 (mm)	本数	材質	径 (mm)	ピッチ (mm)	$\rho_s \cdot \sigma_{sy}$	
Case-N-0	450	1.0	75	40	SD295	16	24	SWM-B	6	100	0.889	0
Case-N-200												200
Case-N-400												400
Case-N-600												600

※Case-N-0は基本ケース（検証①のCase-450-1.0と同じ）

(2) 各せん断耐力評価式における推定値の算出について

H14 道示に基づくはりのせん断耐力評価式（以下「はり式」という。）による推定値は、せん断スパン比の影響を考慮して算出した。せん断スパン比の影響の考慮にあたっては、H14 道示 8.7.4 に基づき、フーチングの設計に用いられるせん断スパン比の影響による補正係数 c_{dc} 及び c_{ds} を準用するものとした。また、検証②において、コンクリート強度 40N/mm²以外のケースのはり式におけるコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、既製 RC 杭の許容せん断応力度の元となっている H14 道示Ⅲ編 4.3.3 の表-4.3.1 より外挿（線形補完）して算出した。H29 道示に基づく PHC 杭のせん断耐力評価式（以下「PHC 杭式」という。）による推定値は安全係数を考慮せず（各種の部分係数 ξ_1 、 ξ_2 、 Φ_u を全て 1.0 として）算出した。したがって、はり式による推定値は安全側に評価される値であるのに対して、PHC 杭式による推定値は生値（特性値）を示している。なお、各せん断耐力評価式ともに、スパイラル鉄筋 SWM-B（鉄線）の降伏強度は引張強度の下限值 390N/mm²に 0.8 を乗じた値として算出した。

(3) 解析結果

1) 検証①：杭径とせん断スパンによる影響

表-6.4.2.7 及び図-6.4.2.1 に検証①における解析結果および推定式によるせん断耐力を示す。

表-6.4.2.7 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証①：杭径とせん断スパンによる影響]

ケース		Case-300-0.5	Case-300-1.0	Case-300-1.5	Case-300-2.5	Case-450-0.5	Case-450-1.0	Case-450-1.5	Case-450-2.5	Case-600-0.5	Case-600-1.0	Case-600-1.5	Case-600-2.5
杭諸元	杭径(mm)	300	300	300	300	450	450	450	450	600	600	600	600
	せん断スパン比	0.5	1.0	1.5	2.5	0.5	1.0	1.5	2.5	0.5	1.0	1.5	2.5
	壁厚(mm)	60	60	60	60	75	75	75	75	90	90	90	90
	コンクリート強度(N/mm ²)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295
			径(mm)	16	16	16	16	16	16	22	22	22	22
			本数	14	14	14	14	24	24	20	20	20	20
			材質	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B
		スパイラル鉄筋	径(mm)	4	4	4	4	6	6	6	6	6	6
			ピッチ(mm)	75	75	75	75	100	100	100	75	75	75
			軸力(kN)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	破壊形態(解析結果)	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断
解析値-最大荷重(kN)		311.1	202.6	145.2	100.9	566.0	363.2	268.0	197.1	890.7	569.4	426.6	318.7
はり式-せん断耐力(kN)		87.4	61.2	45.6	34.1	168.7	122.4	95.4	79.1	273.5	201.5	159.7	137.4
※(解析値/推定値)		(3.56)	(3.31)	(3.18)	(2.96)	(3.36)	(2.97)	(2.81)	(2.49)	(3.26)	(2.83)	(2.67)	(2.32)
PHC杭式-せん断耐力(kN)		308.4	175.8	125.3	82.3	542.9	314.2	227.1	152.8	824.4	481.1	350.4	239.0
※(解析値/推定値)		(1.01)	(1.15)	(1.16)	(1.23)	(1.04)	(1.16)	(1.18)	(1.29)	(1.08)	(1.18)	(1.22)	(1.33)

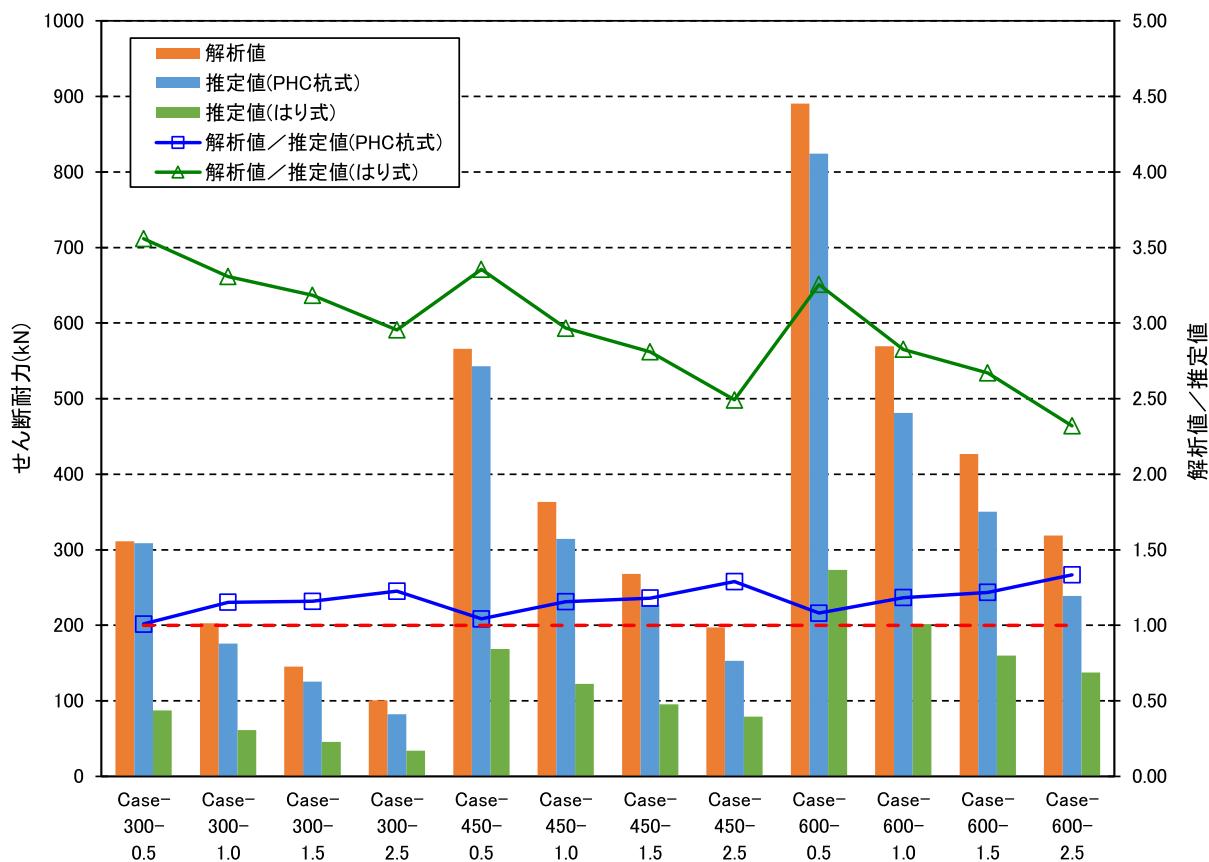


図-6.4.2.1 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証①：杭径とせん断スパンによる影響]

検証①においては全ケースでせん断破壊型の破壊形態となった。各ケースのせん断耐力について、H14 道式による推定値と解析値を比較すると、解析値／推定値＝2.3～3.6 であり、大きく安全側の評価となることがわかる。一方、H29 道式の PHC 杭式による推定値と解析値を比較すると、解析値／推定値＝1.0～1.3 程度であり、安全側かつ比較的精度よくせん断耐力を評価できている。杭径によるせん断耐力の推定精度の影響に着目すると、H14 道式では杭径が小さいケースほど解析値との乖離が大きくなるが、PHC 杭式では杭径による推定精度の影響は殆どみられない。また、せん断スパンによる影響に着目すると、H14 道式ではせん断スパンが小さくなるほど解析値との乖離が大きくなるが、PHC 杭式ではせん断スパンが大きくなるほど若干解析値との差が大きくなるもののその影響度は小さい。

図-6.4.2.2 に検証①における各ケースの荷重－変位関係を示す。せん断スパン比が小さいケースでは、最大荷重後に荷重が急激に低下し破壊に至るが、せん断スパン比の大きいケースでは最大荷重後に荷重が緩やかに低下し最終的な破壊に至る。せん断スパン比の大きいケースでは相対的に曲げによる影響が大きく、軸方向鉄筋の降伏後に曲げ損傷を伴いながらせん断破壊に至ることから、荷重の急激な低下が生じなかったものと考えられる。

表-6.4.2.8～6.4.2.10 に検証①における各ケースの最大荷重時及び荷重急落後のコンクリートひずみ分布（最大主応力方向）及び鉄筋応力分布を示す。コンクリートひずみ分布図より、いずれのケースも、斜め方向のせん断ひび割れによるひずみが卓越しており、せん断破壊型の破壊形態であると判断される。さらに、全体の傾向として、最大荷重時は載荷点側上端と圧縮側下端を結ぶ線上に比較的広範囲にせん断ひび割れが進展しており、荷重急落後は最大荷重時より比較的緩い角度のひび割れが局所的に進展している。また、鉄筋応力分布図より、せん断スパン比が 1.0 以上のケースでは、最大荷重時にスパイラル鉄筋の降伏応力 312N/mm² を超過する応力が発生し、降伏に達している。一方、軸方向鉄筋は、せん断スパン比 2.5 のケースでは最大荷重時で降伏に達しているが、せん断スパン比 1.5 以下のケースでは弾性域に留まっている。

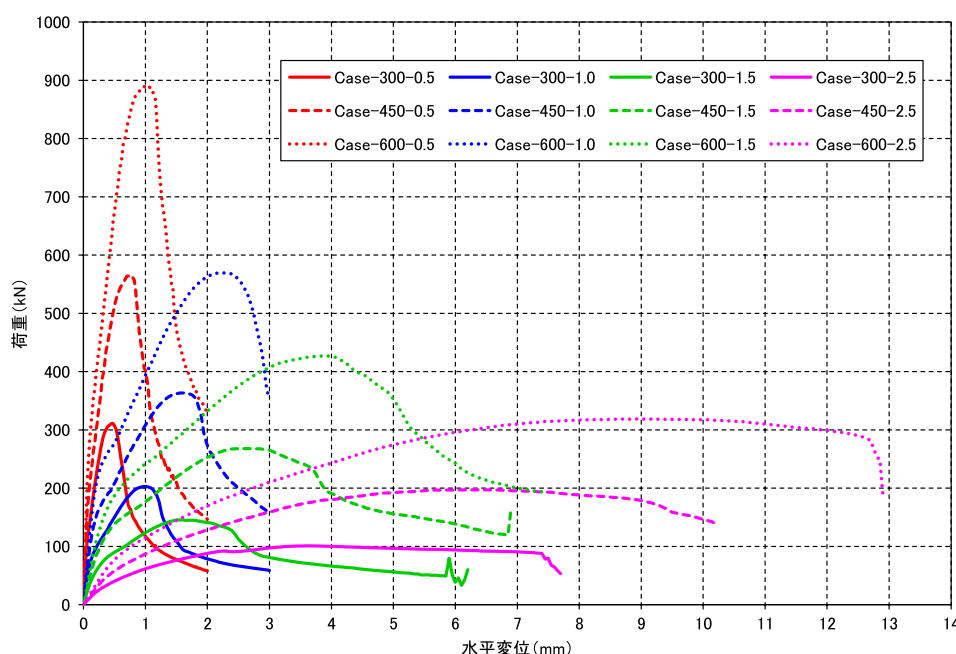


図-6.4.2.2 各ケースの荷重-変位関係 [検証①：杭径とせん断スパンによる影響]

表-6.4.2.8 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布 [検証①_杭径 300mm]

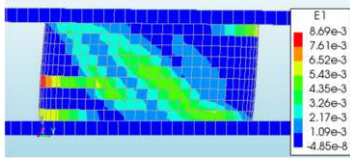
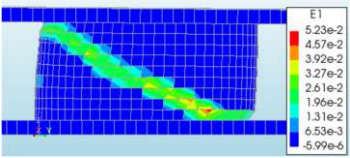
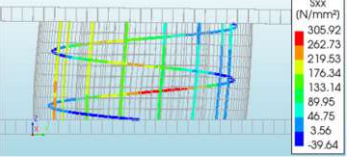
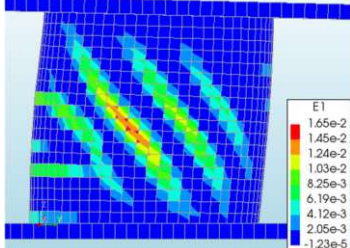
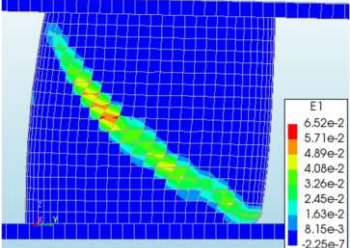
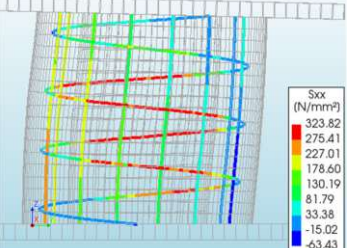
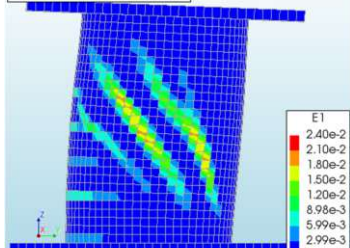
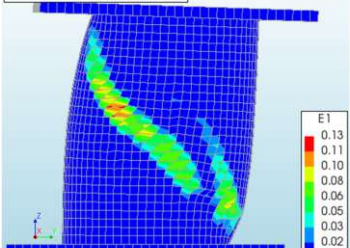
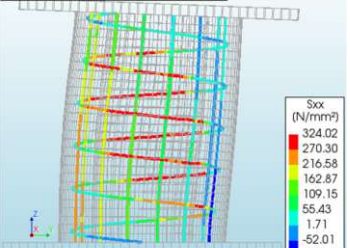
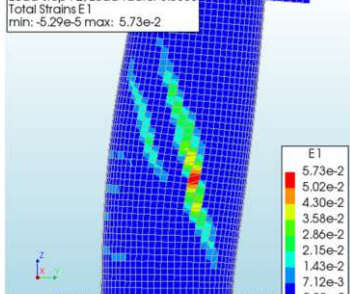
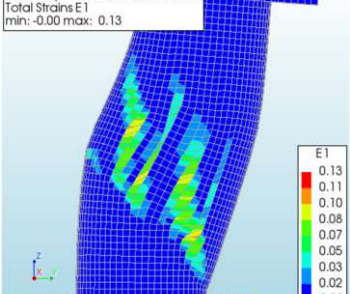
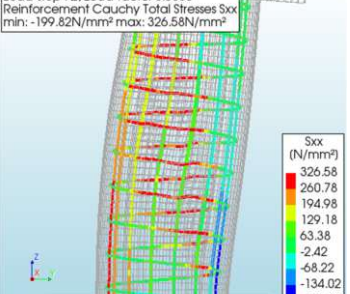
ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-300-0.5	Case-300-0.5 Load-step 23, Load-factor 0.46000 Total Strains E1 min: -4.85e-8 max: 8.69e-3 	Case-300-0.5 Load-step 35, Load-factor 0.70000 Total Strains E1 min: -5.99e-6 max: 5.23e-2 	Case-300-0.5 Load-step 23, Load-factor 0.46000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -39.64N/mm² max: 305.92N/mm² 
Case-300-1.0	Case-300-1.0 Load-step 49, Load-factor 0.98000 Total Strains E1 min: -1.23e-5 max: 1.65e-2 	Case-300-1.0 Load-step 65, Load-factor 1.3000 Total Strains E1 min: -2.25e-7 max: 6.52e-2 	Case-300-1.0 Load-step 49, Load-factor 0.98000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -63.43N/mm² max: 323.82N/mm² 
Case-300-1.5	Case-300-1.5 Load-step 30, Load-factor 1.5000 Total Strains E1 min: -6.21e-6 max: 2.40e-2 	Case-300-1.5 Load-step 54, Load-factor 2.7000 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.13 	Case-300-1.5 Load-step 30, Load-factor 1.5000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -105.73N/mm² max: 324.02N/mm² 
Case-300-2.5	Case-300-2.5 Load-step 72, Load-factor 3.6000 Total Strains E1 min: -5.29e-5 max: 5.73e-2 	Case-300-2.5 Load-step 147, Load-factor 7.3500 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.13 	Case-300-2.5 Load-step 72, Load-factor 3.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -199.82N/mm² max: 326.58N/mm² 

表-6. 4. 2. 9 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布 [検証①_杭径 450mm]

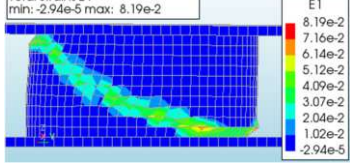
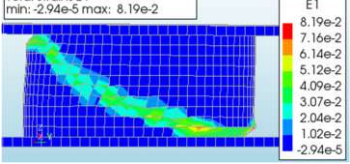
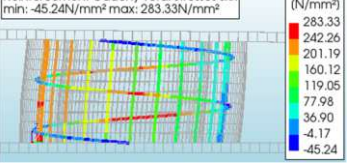
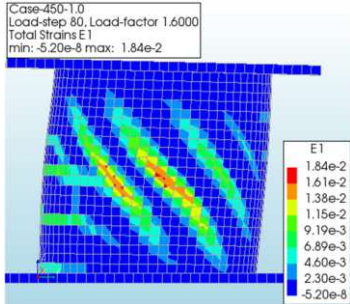
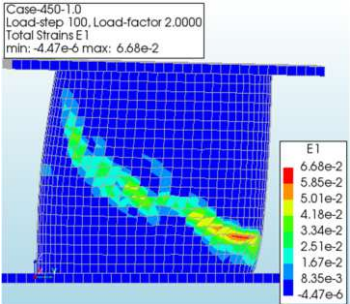
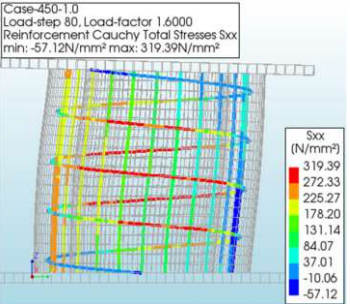
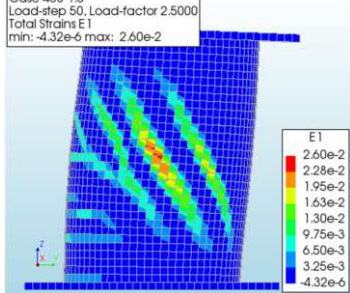
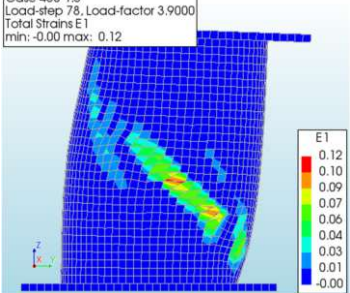
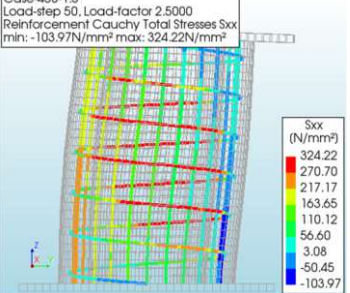
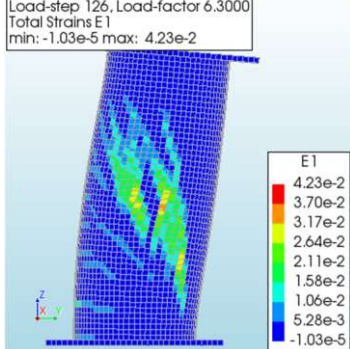
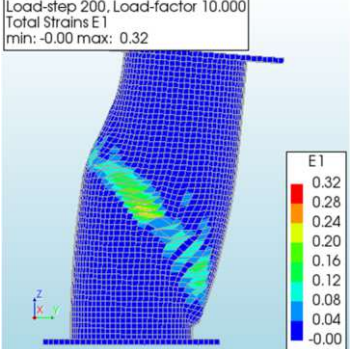
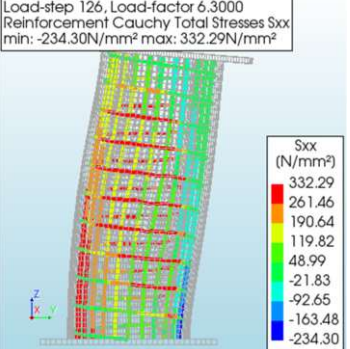
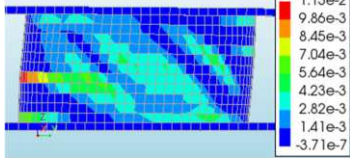
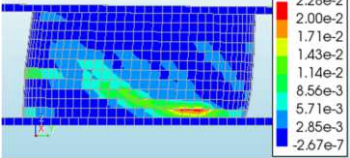
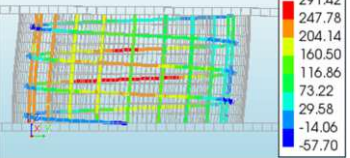
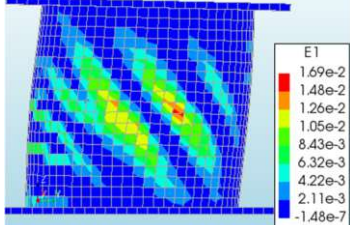
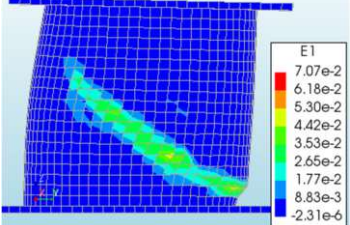
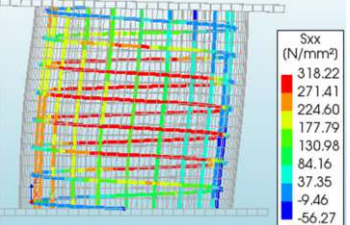
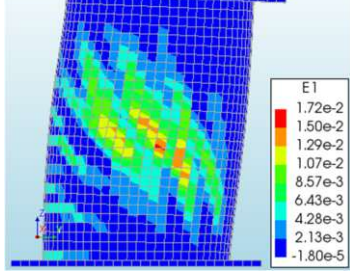
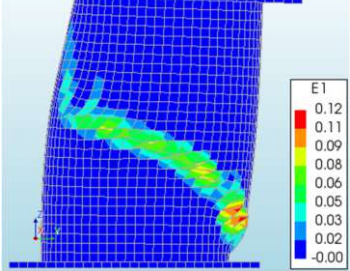
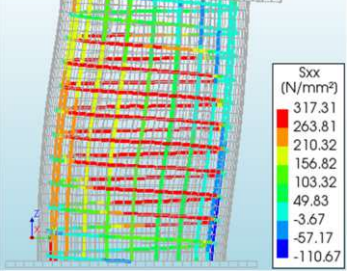
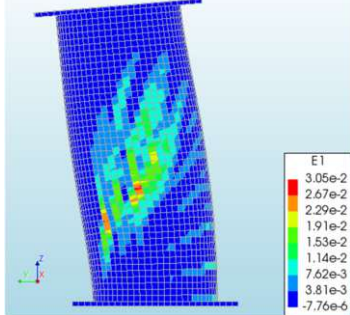
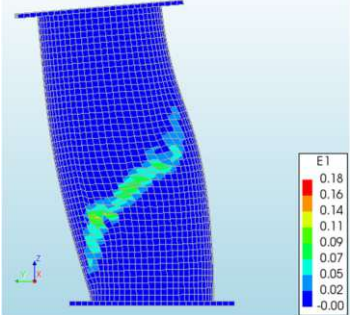
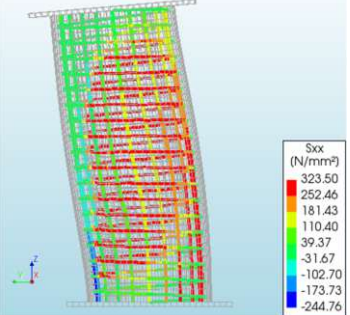
ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-450-0.5	Case-450-0.5 Load-step 60, Load-factor 1.2000 Total Strains E1 min: -2.94e-5 max: 8.19e-2 	Case-450-0.5 Load-step 60, Load-factor 1.2000 Total Strains E1 min: -2.94e-5 max: 8.19e-2 	Case-450-0.5 Load-step 38, Load-factor 0.76000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -45.24N/mm² max: 283.33N/mm² 
Case-450-1.0	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Total Strains E1 min: -5.20e-8 max: 1.84e-2 	Case-450-1.0 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -4.47e-6 max: 6.68e-2 	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -57.12N/mm² max: 319.39N/mm² 
Case-450-1.5	Case-450-1.5 Load-step 50, Load-factor 2.5000 Total Strains E1 min: -4.32e-6 max: 2.60e-2 	Case-450-1.5 Load-step 78, Load-factor 3.9000 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.12 	Case-450-1.5 Load-step 50, Load-factor 2.5000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -103.97N/mm² max: 324.22N/mm² 
Case-450-2.5	Case-450-2.5 Load-step 126, Load-factor 6.3000 Total Strains E1 min: -1.03e-5 max: 4.23e-2 	Case-450-2.5 Load-step 200, Load-factor 10.000 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.32 	Case-450-2.5 Load-step 126, Load-factor 6.3000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -234.30N/mm² max: 332.29N/mm² 

表-6.4.2.10 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布 [検証①_杭径 600mm]

ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-600-0.5	Case-600-0.5 Load-step 50, Load-factor 1.0000 Total Strains E1 min: -3.71e-7 max: 1.13e-2 	Case-600-0.5 Load-step 63, Load-factor 1.2600 Total Strains E1 min: -2.67e-7 max: 2.28e-2 	Case-600-0.5 Load-step 50, Load-factor 1.0000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -57.70N/mm² max: 291.42N/mm² 
Case-600-1.0	Case-600-1.0 Load-step 113, Load-factor 2.2600 Total Strains E1 min: -1.48e-7 max: 1.69e-2 	Case-600-1.0 Load-step 150, Load-factor 3.0000 Total Strains E1 min: -2.31e-6 max: 7.07e-2 	Case-600-1.0 Load-step 113, Load-factor 2.2600 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -56.27N/mm² max: 318.22N/mm² 
Case-600-1.5	Case-600-1.5 Load-step 77, Load-factor 3.8500 Total Strains E1 min: -1.80e-5 max: 1.72e-2 	Case-600-1.5 Load-step 110, Load-factor 5.5000 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.12 	Case-600-1.5 Load-step 77, Load-factor 3.8500 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -110.67N/mm² max: 317.31N/mm² 
Case-600-2.5	Case-600-2.5 Load-step 179, Load-factor 8.9500 Total Strains E1 min: -7.76e-6 max: 3.05e-2 	Case-600-2.5 Load-step 254, Load-factor 12.700 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.18 	Case-600-2.5 Load-step 179, Load-factor 8.9500 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -244.76N/mm² max: 323.50N/mm² 

2) 検証②：コンクリート強度による影響

表-6.4.2.11 及び図-6.4.2.3 に検証②における解析結果および推定式によるせん断耐力を示す。

表-6.4.2.11 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証②：コンクリート強度による影響]

ケース			Case- Con- 27	Case- Con- 35	Case- Con- 40	Case- Con- 50	
杭諸元	杭径(mm)		450	450	450	450	
	せん断スパン比		1.0	1.0	1.0	1.0	
	壁厚(mm)		75	75	75	75	
	コンクリート強度(N/mm ²)		27	35	40	50	
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SD295	SD295	SD295	SD295
			径(mm)	16	16	16	16
			本数	24	24	24	24
		スパイラル鉄筋	材質	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B
			径(mm)	6	6	6	6
			ピッチ(mm)	100	100	100	100
軸力 (kN)		0	0	0	0		
破壊形態 (解析結果)			せん断	せん断	せん断	せん断	
解析値-最大荷重(kN)			279.9	333.8	363.2	413.9	
はり式-せん断耐力(kN)			100.0	115.0	122.4	143.0	
※(解析値／推定値)			(2.80)	(2.90)	(2.97)	(2.89)	
PHC杭式-せん断耐力(kN)			250.8	289.9	314.2	363.0	
※(解析値／推定値)			(1.12)	(1.15)	(1.16)	(1.14)	

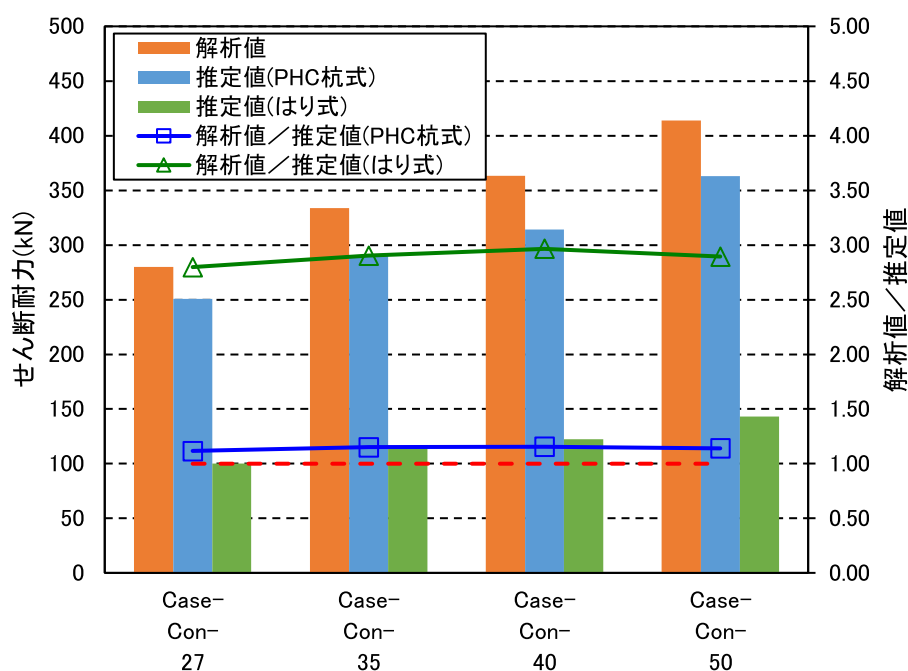


図-6.4.2.3 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証②：コンクリート強度による影響]

検証②においては全ケースでせん断破壊型の破壊形態となった。各ケースのせん断耐力について、H14 道示式による推定値と解析値を比較すると、解析値／推定値＝2.8～3.0 程度であり、大きく安全側の評価となることがわかる。一方、H29 道示の PHC 杭式による推定値と解析値を比較すると、解析値／推定値＝1.1～1.2 程度であり、安全側かつ比較的精度よくせん断耐力を評価できている。コンクリート強度によるせん断耐力の推定精度の影響に着目すると、H14 道示式、PHC 杭式ともにコンクリート強度による推定精度の影響は殆どみられない。

図-6.4.2.4 に検証②における各ケースの荷重－変位関係を示す。コンクリート強度が大きいケースほど、せん断耐力及び最大荷重時の水平変位が大きいことが確認できる。

表-6.4.2.12 に検証②における各ケースの最大荷重時及び荷重急落後のコンクリートひずみ分布図（最大主応力方向）及び鉄筋応力分布図を示す。コンクリートひずみ分布図より、いずれのケースも、斜め方向のせん断ひび割れによるひずみが卓越しており、せん断破壊型の破壊形態であると判断される。また、最大荷重時の鉄筋応力分布図より、全ケースでスパイラル鉄筋が降伏 (312N/mm^2) に達している。一方、軸方向鉄筋は全ケースで弾性域に留まっているが、コンクリート強度が大きいケースほど最大荷重時の軸方向鉄筋応力が大きくなる傾向である。

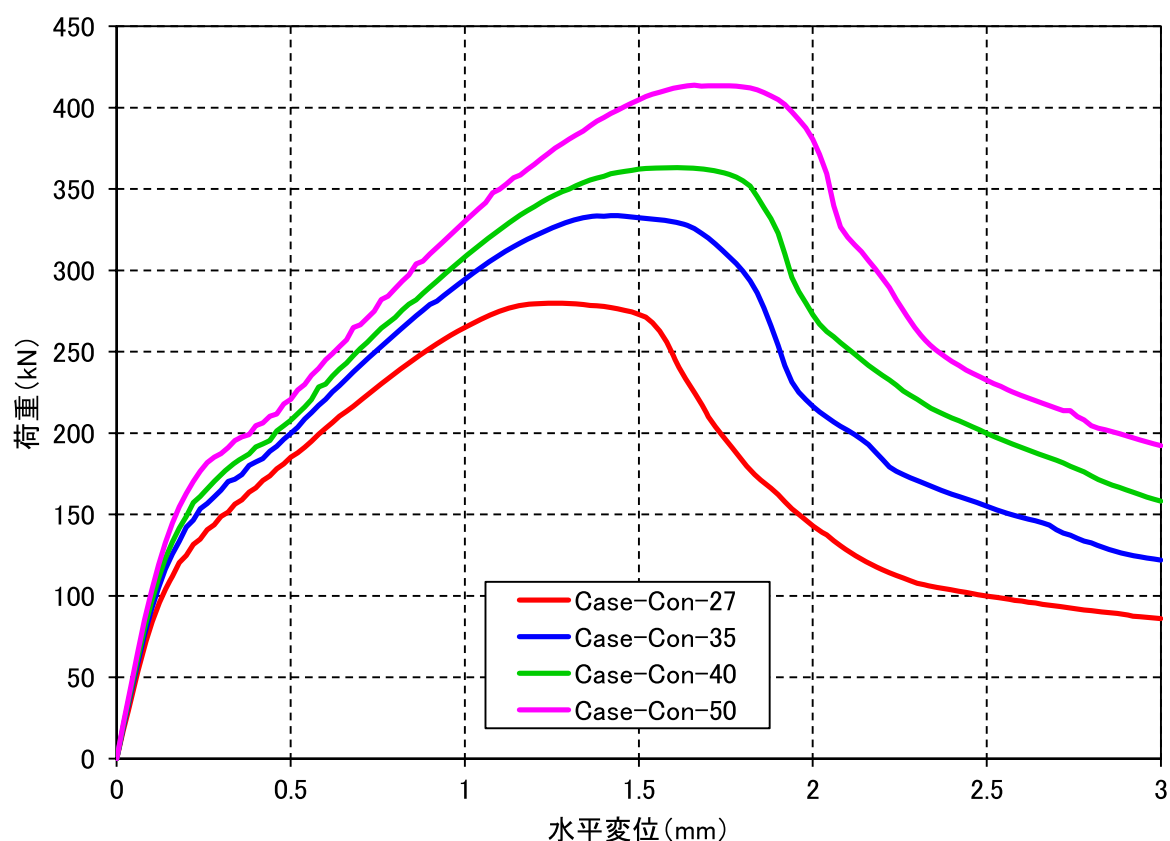
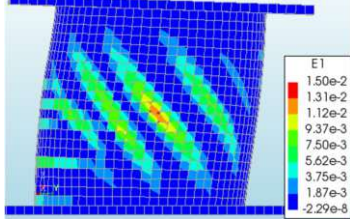
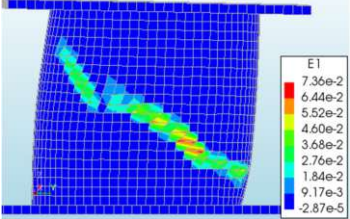
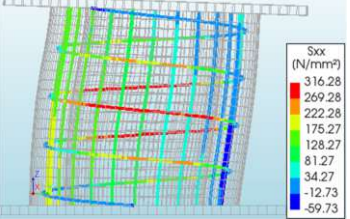
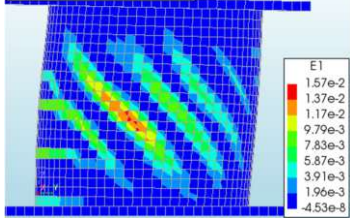
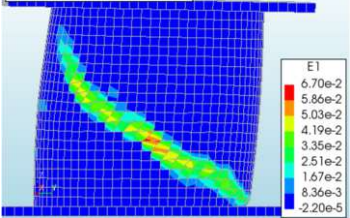
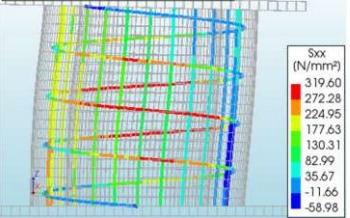
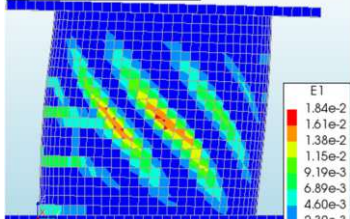
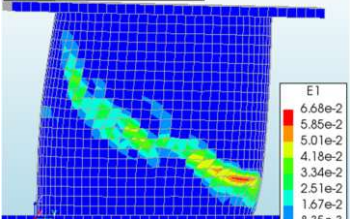
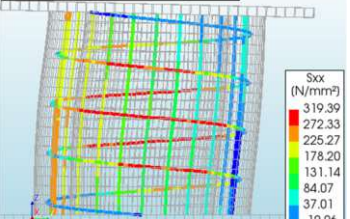
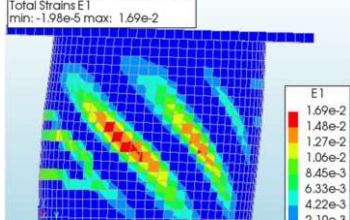
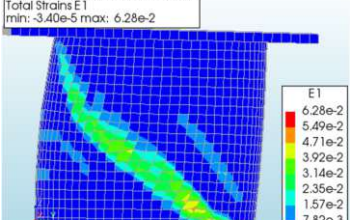
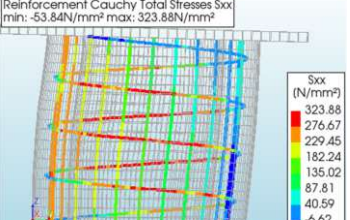


図-6.4.2.4 各ケースの荷重－変位関係 [検証②：コンクリート強度による影響]

表-6. 4. 2. 12 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布 [検証②]

ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-Con-27	Case-Con-27 Load-step 63, Load-factor 1.2600 Total Strains E1 min: -2.29e-8 max: 1.50e-2 	Case-Con-27 Load-step 85, Load-factor 1.7000 Total Strains E1 min: -2.87e-5 max: 7.36e-2 	Case-Con-27 Load-step 63, Load-factor 1.2600 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -59.73N/mm² max: 316.28N/mm² 
Case-Con-35	Case-Con-35 Load-step 72, Load-factor 1.4400 Total Strains E1 min: -4.53e-8 max: 1.57e-2 	Case-Con-35 Load-step 95, Load-factor 1.9000 Total Strains E1 min: -2.20e-5 max: 6.70e-2 	Case-Con-35 Load-step 72, Load-factor 1.4400 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -58.98N/mm² max: 319.60N/mm² 
Case-Con-40	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Total Strains E1 min: -5.20e-8 max: 1.84e-2 	Case-450-1.0 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -4.47e-6 max: 6.68e-2 	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -57.12N/mm² max: 319.39N/mm² 
Case-Con-50	Case-Con-50 Load-step 83, Load-factor 1.6600 Total Strains E1 min: -1.98e-5 max: 1.69e-2 	Case-Con-50 Load-step 105, Load-factor 2.1000 Total Strains E1 min: -3.40e-5 max: 6.28e-2 	Case-Con-50 Load-step 83, Load-factor 1.6600 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -53.84N/mm² max: 323.88N/mm² 

※Case-Con-40 は検証①の Case-450-1.0 と同じ

3) 検証③：軸方向鉄筋量による影響

表-6.4.2.13 及び図-6.4.2.5 に検証③における解析結果および推定式によるせん断耐力を示す。

表-6.4.2.13 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証③：軸方向鉄筋量による影響]

ケース			Case- Bar- A	Case- Bar- B	Case- Bar- C	
杭諸元	杭径(mm)		450	450	450	
	せん断スパン比		1.0	1.0	1.0	
	壁厚(mm)		75	75	75	
	コンクリート強度(N/mm ²)		40	40	40	
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SD295	SD295	SD295
			径(mm)	16	16	16
			本数	12	18	24
		スパイラル鉄筋	材質	SWM-B	SWM-B	SWM-B
			径(mm)	6	6	6
			ピッチ(mm)	100	100	100
軸力 (kN)		0	0	0		
破壊形態 (解析結果)		せん断	せん断	せん断		
解析値-最大荷重(kN)		293.6	340.7	363.2		
はり式-せん断耐力(kN)		122.4	122.4	122.4		
※(解析値／推定値)		(2.40)	(2.78)	(2.97)		
PHC杭式-せん断耐力(kN)		272.8	296.2	314.2		
※(解析値／推定値)		(1.08)	(1.15)	(1.16)		

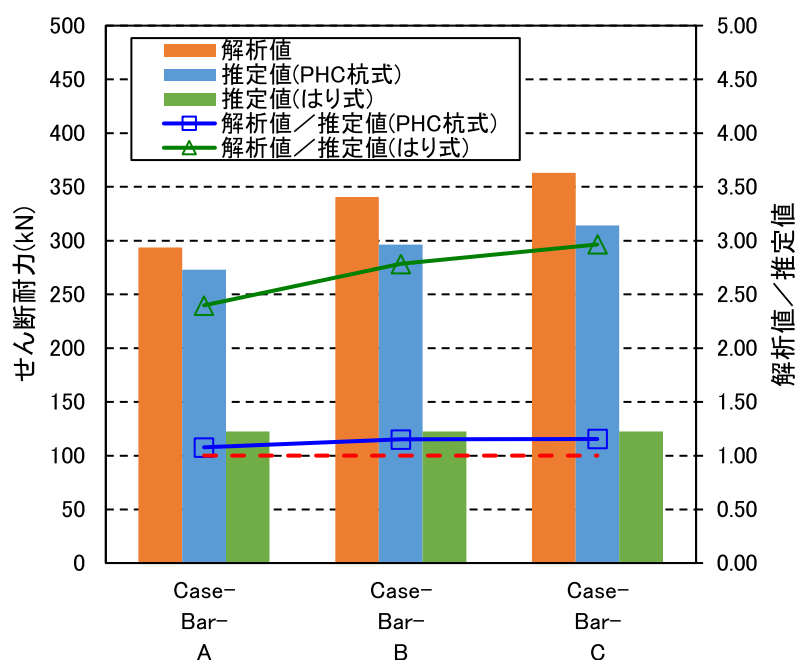


図-6.4.2.5 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証③：軸方向鉄筋量による影響]

検証③においては全ケースでせん断破壊型の破壊形態となった。各ケースのせん断耐力について、はり式による推定値と解析値を比較すると、 $\text{解析値}/\text{推定値}=2.4\sim3.0$ 程度であり、大きく安全側の評価となることがわかる。一方、PHC 杭式による推定値と解析値を比較すると、 $\text{解析値}/\text{推定値}=1.1\sim1.2$ 程度であり、安全側かつ比較的精度よくせん断耐力を評価ができています。軸方向鉄筋量によるせん断耐力の推定精度の影響に着目すると、はり式では、軸方向鉄筋量が多いケースほど、推定値と解析値の乖離が大きくなる傾向であるが、一方、PHC 杭式では軸方向鉄筋量による推定精度の影響は殆どみられない。

図-6.4.2.6 に検証③における各ケースの荷重-変位関係を示す。軸方向鉄筋量が多いケースほど、せん断耐力が大きく、また最大荷重時の水平変位は小さいことが確認できる。また、軸方向鉄筋量の少ない Case-Bar-A では相対的に曲げによる損傷の影響を多く含み、せん断圧縮破壊型の傾向が強くみられることから、最大荷重後も急激な荷重の低下は生じていない。

表-6.4.2.14 に検証③における各ケースの最大荷重時及び荷重急落後のコンクリートひずみ分布図（最大主応力方向）及び鉄筋応力分布図を示す。コンクリートひずみ分布図より、最大荷重時において、Case-Bar-B および Case-Bar-C では斜め方向のせん断ひび割れによるひずみが卓越しており、Case-Bar-A では斜め方向のせん断ひび割れとともに引張側下端の曲げ引張ひび割れによるひずみが進展している。一方、荷重急落後においては、全ケースで斜め方向のせん断ひび割れによるひずみが卓越しており、せん断破壊型の破壊形態であると判断される。また、最大荷重時の鉄筋応力分布図より、全ケースでスパイラル鉄筋が降伏 (312N/mm^2) に達している。軸方向鉄筋応力は軸方向鉄筋量が少ないほど大きく、Case-Bar-A、Case-Bar-B では最大荷重時に降伏 (295N/mm^2) に達しているが、Case-Bar-C では弾性域に留まっている。

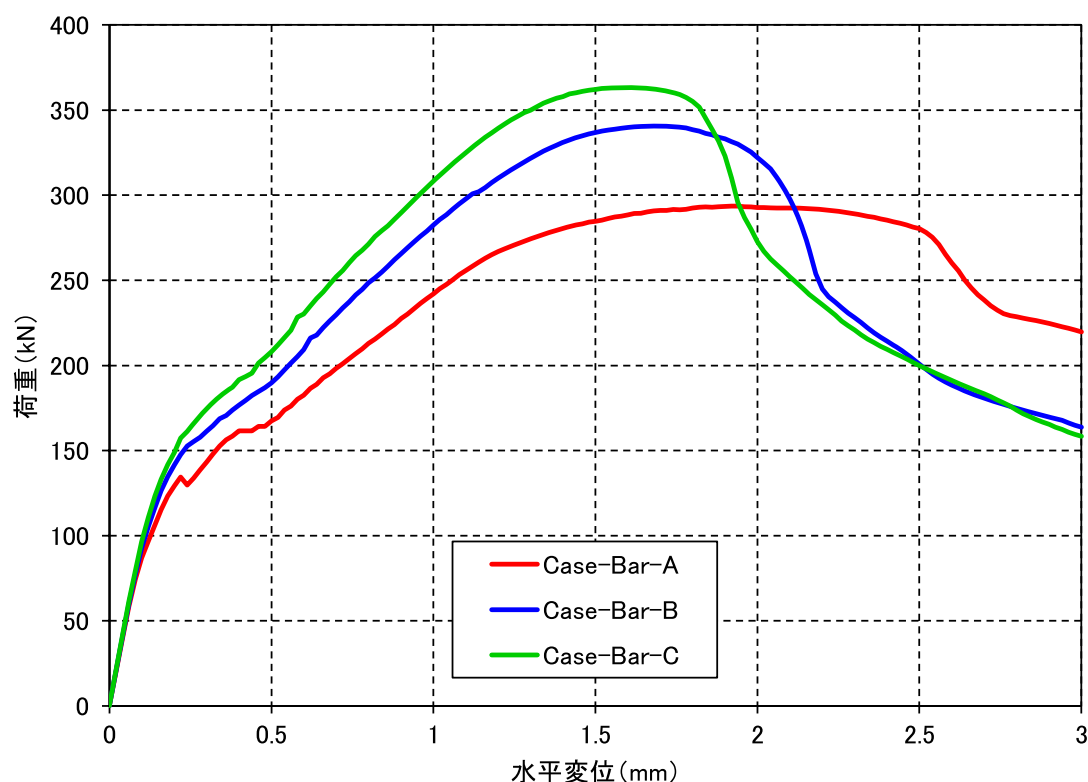
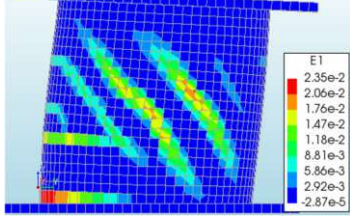
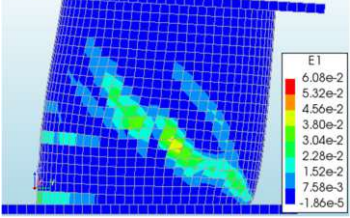
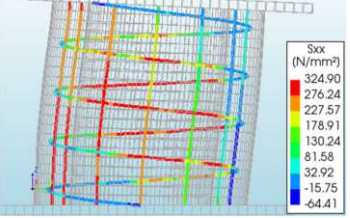
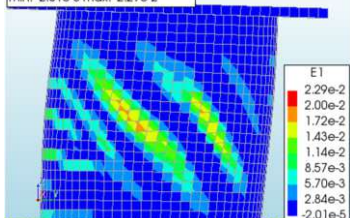
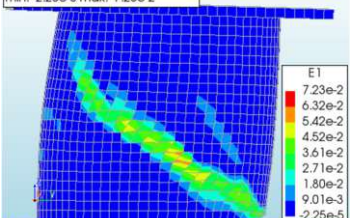
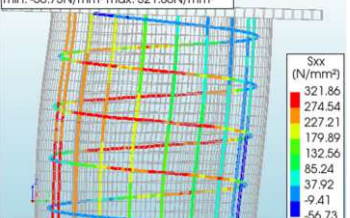
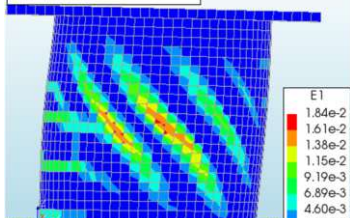
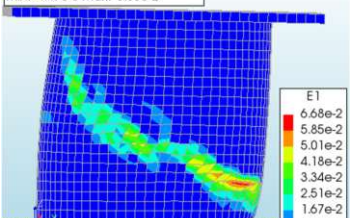
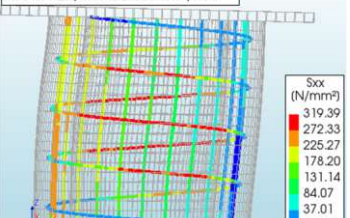


図-6.4.2.6 各ケースの荷重-変位関係 [検証③：軸方向鉄筋量による影響]

表-6. 4. 2. 14 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布〔検証③〕

ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-Bar-A	Case-Bar-A Load-step 96, Load-factor 1.9200 Total Strains E1 min: -2.87e-5 max: 2.35e-2 	Case-Bar-A Load-step 135, Load-factor 2.7000 Total Strains E1 min: -1.86e-5 max: 6.08e-2 	Case-Bar-A Load-step 96, Load-factor 1.9200 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -64.41N/mm² max: 324.90N/mm² 
Case-Bar-B	Case-Bar-B Load-step 85, Load-factor 1.7000 Total Strains E1 min: -2.01e-5 max: 2.29e-2 	Case-Bar-B Load-step 110, Load-factor 2.2000 Total Strains E1 min: -2.25e-5 max: 7.23e-2 	Case-Bar-B Load-step 85, Load-factor 1.7000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -56.73N/mm² max: 321.86N/mm² 
Case-Bar-C	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Total Strains E1 min: -5.20e-5 max: 1.84e-2 	Case-450-1.0 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -4.47e-5 max: 6.68e-2 	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -57.12N/mm² max: 319.39N/mm² 

※Case-Bar-C は検証①の Case-450-1.0 と同じ

4) 検証④：スパイラル鉄筋量による影響

表-6.4.2.15 及び図-6.4.2.7 に検証④における解析結果および推定式によるせん断耐力を示す。

表-6.4.2.15 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証④：スパイラル鉄筋量による影響]

ケース			Case- SP- 0	Case- SP- 4	Case- SP- 6	Case- SP -9	Case- SP- 12	
杭諸元	杭径(mm)		450	450	450	450	450	
	せん断スパン比		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
	壁厚(mm)		75	75	75	75	75	
	コンクリート強度(N/mm ²)		40	40	40	40	40	
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SD295	SD295	SD295	SD295	SD295
			径(mm)	16	16	16	16	16
			本数	24	24	24	24	24
		スパイラル鉄筋	材質	---	SWM-B	SWM-B	SWM-B	SWM-B
			径(mm)	---	4	6	9	12
			ピッチ(mm)	---	100	100	100	100
軸力 (kN)		0	0	0	0	0		
破壊形態 (解析結果)			せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	
解析値-最大荷重(kN)			316.1	339.3	363.2	410.0	455.2	
はり式-せん断耐力(kN)			100.9	110.5	122.4	149.4	187.1	
※(解析値／推定値)			(3.13)	(3.07)	(2.97)	(2.74)	(2.43)	
PHC杭式-せん断耐力(kN)			281.4	296.0	314.2	355.3	412.8	
※(解析値／推定値)			(1.12)	(1.15)	(1.16)	(1.15)	(1.10)	

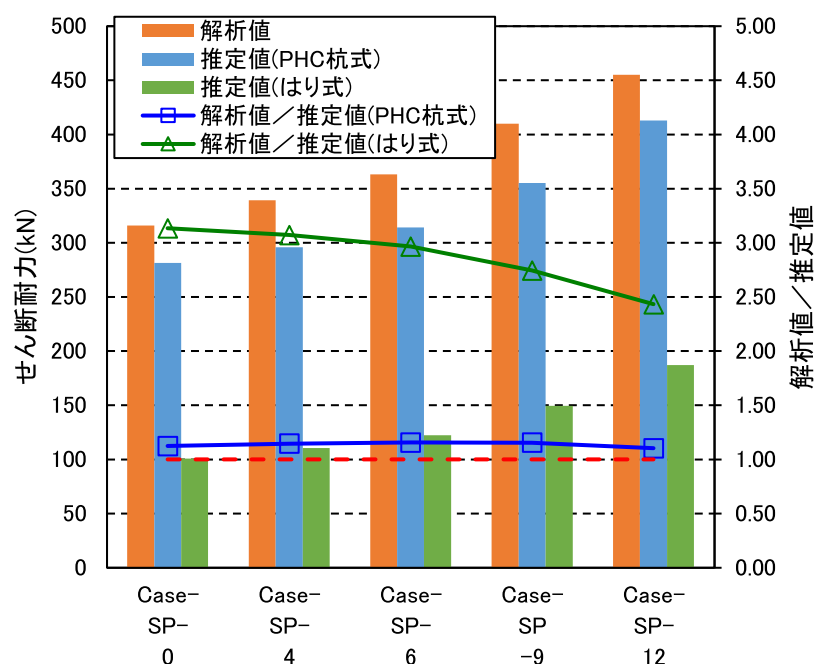


図-6.4.2.7 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証④：スパイラル鉄筋量による影響]

検証④においては全ケースでせん断破壊型の破壊形態となった。各ケースのせん断耐力について、はり式による推定値と解析値を比較すると、 $\text{解析値}/\text{推定値}=2.4\sim3.1$ 程度であり、大きく安全側の評価となることがわかる。一方、PHC 杭式による推定値と解析値を比較すると、 $\text{解析値}/\text{推定値}=1.1\sim1.2$ 程度であり、安全側かつ比較的精度よくせん断耐力を評価ができています。スパイラル鉄筋量によるせん断耐力の推定精度の影響に着目すると、はり式では、スパイラル鉄筋量が少ないケースほど、推定値と解析値の乖離が大きくなる傾向であるが、一方、PHC 杭式ではスパイラル鉄筋量による推定精度の影響は殆どみられない。

図-6.4.2.8 に検証④における各ケースの荷重-変位関係を示す。スパイラル鉄筋量が多いケースほど、せん断耐力が大きく、また最大荷重時の水平変位が大きいことが確認できる。

表-6.4.2.16 に検証④における各ケースの最大荷重時及び荷重急落後のコンクリートひずみ分布図（最大主応力方向）及び鉄筋応力分布図を示す。コンクリートひずみ分布図より、いずれのケースも、斜め方向のせん断ひび割れによるひずみが卓越しており、せん断破壊型の破壊形態であると判断される。また、スパイラル鉄筋量が多いケースでは、荷重急落後のせん断破壊線の角度が水平に近くなる傾向である。これはスパイラル鉄筋量の増加により、スパイラル鉄筋との交差が少ない角度の緩いせん断破壊線が進展したためと考えられる。最大荷重時の鉄筋応力分布図より、全ケースでスパイラル鉄筋が降伏（ 312N/mm^2 ）に達している（Case-SP-0 を除く）。一方、軸方向鉄筋は Case-SP-12 のみ最大荷重時で降伏（ 295N/mm^2 ）に達しているが、その他のケースでは弾性域に留まっている。

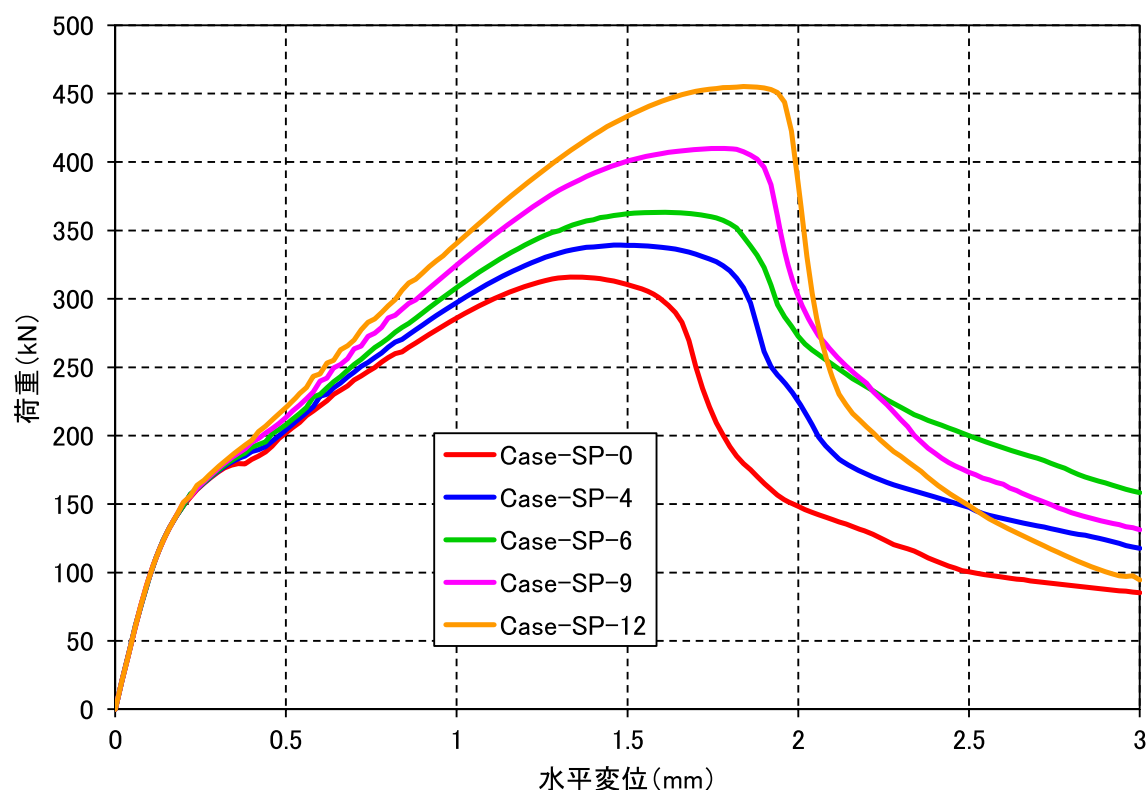


図-6.4.2.8 各ケースの荷重-変位関係 [検証④：スパイラル鉄筋量による影響]

表-6.4.2.16 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布〔検証④〕

ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-SP-0	Case-SP-0 Load-step 67, Load-factor 1.3400 Total Strains E1 min: -3.37e-5 max: 1.90e-2	Case-SP-0 Load-step 90, Load-factor 1.8000 Total Strains E1 min: -1.38e-5 max: 9.01e-2	Case-SP-0 Load-step 67, Load-factor 1.3400 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -42.56N/mm² max: 221.70N/mm²
Case-SP-4	Case-SP-4 Load-step 74, Load-factor 1.4800 Total Strains E1 min: -4.81e-6 max: 1.82e-2	Case-SP-4 Load-step 95, Load-factor 1.9000 Total Strains E1 min: -1.01e-5 max: 7.02e-2	Case-SP-4 Load-step 74, Load-factor 1.4800 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -48.54N/mm² max: 329.83N/mm²
Case-SP-6	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Total Strains E1 min: -5.20e-8 max: 1.84e-2	Case-450-1.0 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -4.47e-6 max: 6.68e-2	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -57.12N/mm² max: 319.39N/mm²
Case-SP-9	Case-SP-9 Load-step 89, Load-factor 1.7800 Total Strains E1 min: -2.01e-8 max: 1.88e-2	Case-SP-9 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -6.21e-5 max: 8.98e-2	Case-SP-9 Load-step 89, Load-factor 1.7800 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -78.47N/mm² max: 322.61N/mm²
Case-SP-12	Case-SP-12 Load-step 92, Load-factor 1.8400 Total Strains E1 min: -9.35e-7 max: 1.67e-2	Case-SP-12 Load-step 105, Load-factor 2.1000 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.10	Case-SP-12 Load-step 92, Load-factor 1.8400 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -95.57N/mm² max: 315.61N/mm²

※Case-SP-6 は検証①の Case-450-1.0 と同じ

5) 検証⑤：スパイラル鉄筋材料による影響

表-6.4.11 及び図 6.4.2.9 に検証⑤における解析結果および推定式によるせん断耐力を示す。

表-6.4.2.17 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証⑤：スパイラル鉄筋材料による影響]

ケース			Case- SP- SMWB	Case- SP- SR235	Case- SP- SD295	Case- SP- SD345	
杭諸元	杭径(mm)		450	450	450	450	
	せん断スパン比		1.0	1.0	1.0	1.0	
	壁厚(mm)		75	75	75	75	
	コンクリート強度(N/mm ²)		40	40	40	40	
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SD295	SD295	SD295	SD295
			径(mm)	16	16	16	16
			本数	24	24	24	24
		スパイラル鉄筋	材質	SMW-B	SR235	SD295	SD345
			径(mm)	6	6	6	6
			ピッチ(mm)	100	100	100	100
軸力 (kN)		0	0	0	0		
破壊形態 (解析結果)			せん断	せん断	せん断	せん断	
解析値-最大荷重(kN)			363.2	354.7	361.7	367.0	
はり式-せん断耐力(kN) ※(解析値／推定値)			122.4 (2.97)	117.1 (3.03)	121.3 (2.98)	124.7 (2.94)	
PHC杭式-せん断耐力(kN) ※(解析値／推定値)			314.2 (1.16)	306.1 (1.16)	312.4 (1.16)	317.7 (1.16)	

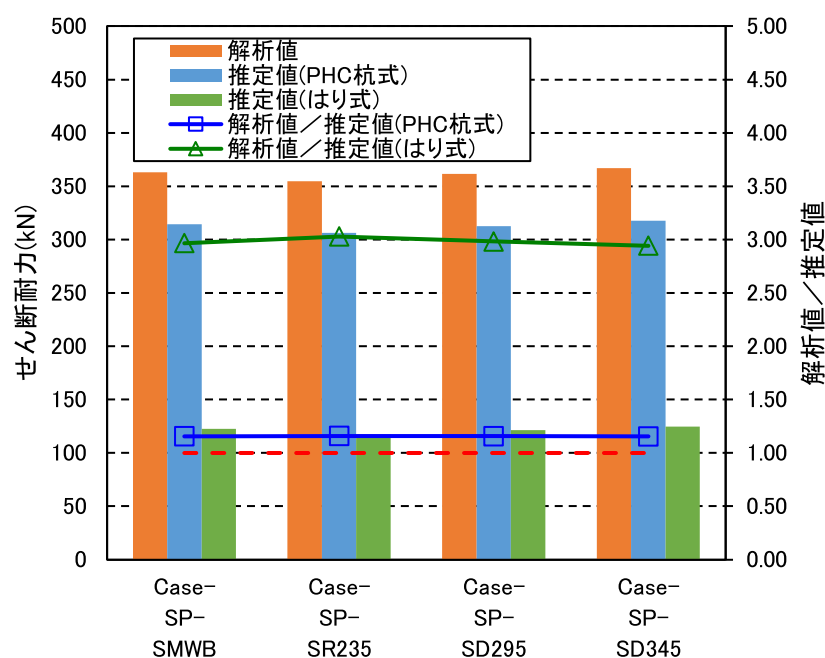


図-6.4.2.9 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証⑤：スパイラル鉄筋材料による影響]

検証⑤においては全ケースでせん断破壊型の破壊形態となった。各ケースのせん断耐力について、はり式による推定値と解析値を比較すると、 $\text{解析値}/\text{推定値}=2.9\sim3.0$ 程度であり、大きく安全側の評価となることがわかる。一方、PHC 杭式による推定値と解析値を比較すると、 $\text{解析値}/\text{推定値}=1.2$ 程度であり、安全側かつ比較的精度よくせん断耐力を評価できている。スパイラル鉄筋材料によるせん断耐力の推定精度の影響に着目すると、はり式、PHC 杭式ともにスパイラル鉄筋量による推定精度の影響は殆どみられない。

図-6.4.2.10 に検証⑤における各ケースの荷重-変位関係を示す。各ケースで大きな差異はない。

表-6.4.2.18 に検証⑤における各ケースの最大荷重時及び荷重急落後のコンクリートひずみ分布図（最大主応力方向）及び鉄筋応力分布図を示す。コンクリートひずみ分布図より、いずれのケースも、斜め方向のせん断ひび割れによるひずみが卓越しており、せん断破壊型の破壊形態であると判断される。最大荷重時の鉄筋応力分布図より、全ケースでスパイラル鉄筋が降伏に達している。一方、軸方向鉄筋は全ケースで弾性域に留まっており、各ケースでの応力の差は小さい。

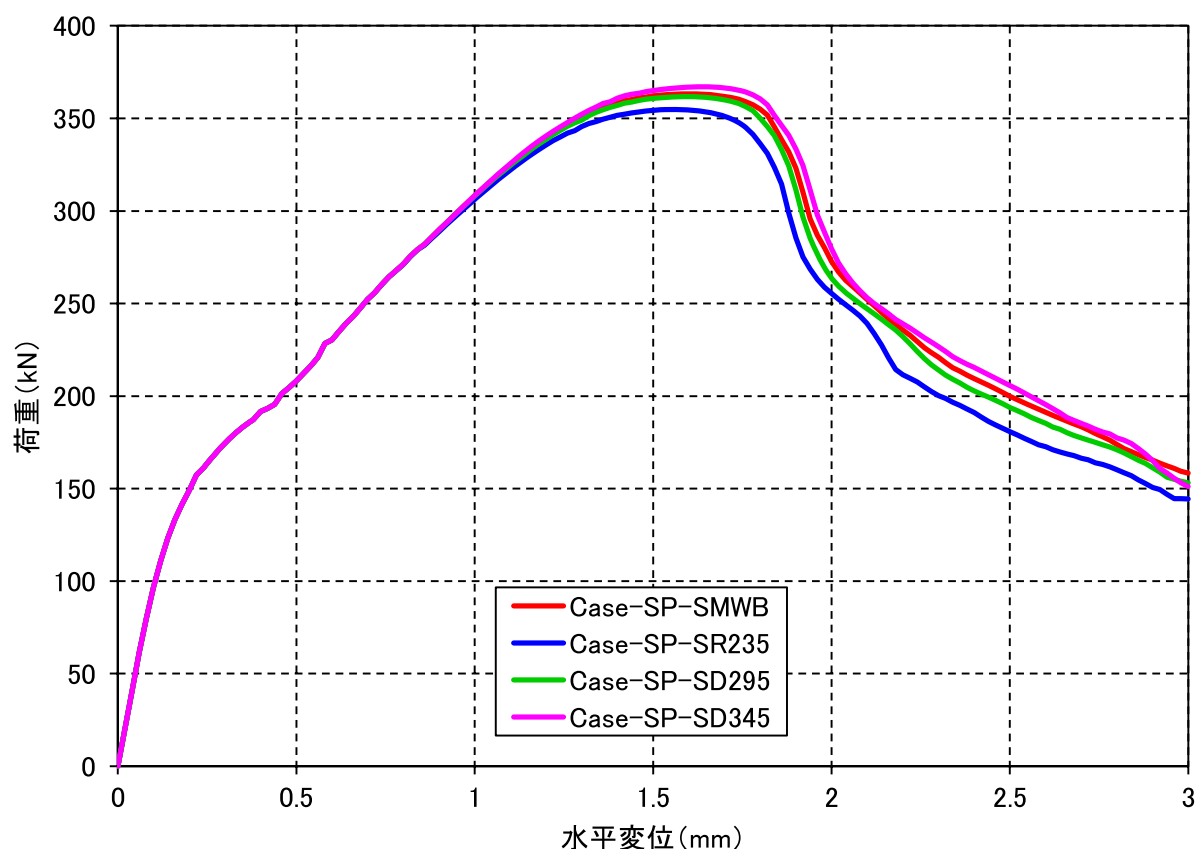
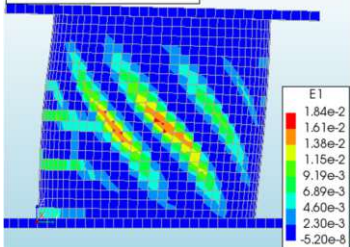
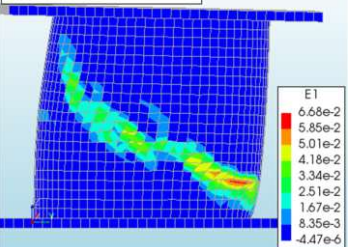
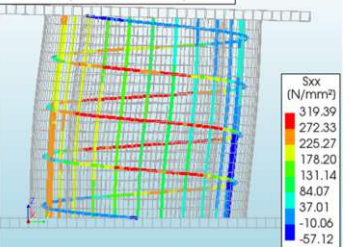
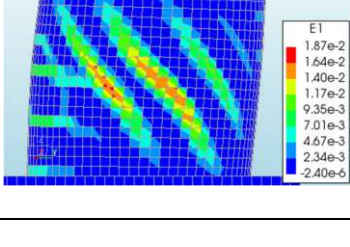
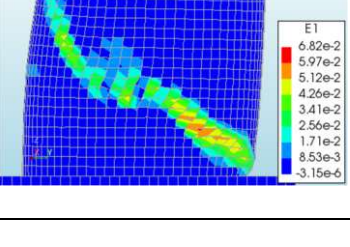
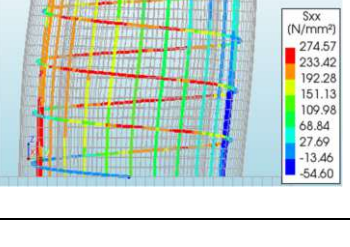
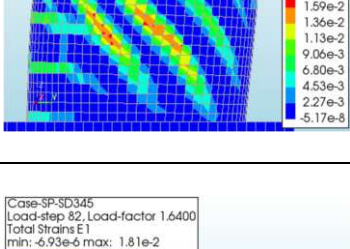
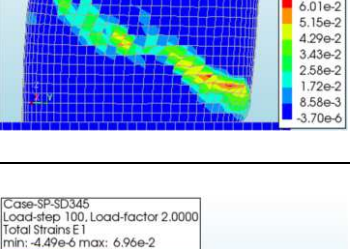
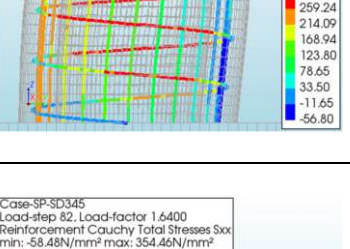
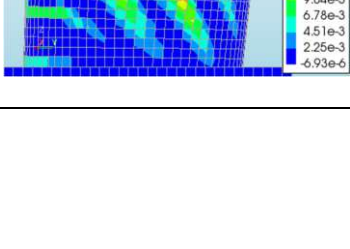
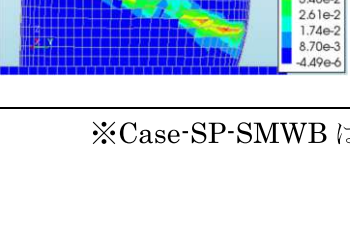
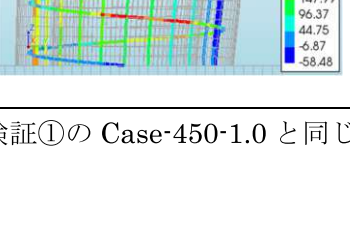


図-6.4.2.10 各ケースの荷重-変位関係 [検証⑤：スパイラル鉄筋材料による影響]

表-6.4.2.18 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布〔検証⑤〕

ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-SP-SMWB	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Total Strains E1 min: -5.20e-8 max: 1.84e-2 	Case-450-1.0 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -4.47e-6 max: 6.68e-2 	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -57.12N/mm² max: 319.39N/mm² 
Case-SP-SR235	Case-SP-SR235 Load-step 78, Load-factor 1.5600 Total Strains E1 min: -2.40e-6 max: 1.87e-2 	Case-SP-SR235 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -3.15e-6 max: 6.82e-2 	Case-SP-SR235 Load-step 78, Load-factor 1.5600 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -54.60N/mm² max: 274.57N/mm² 
Case-SP-SD295	Case-SP-SD295 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Total Strains E1 min: -5.17e-8 max: 1.81e-2 	Case-SP-SD295 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -3.70e-6 max: 6.87e-2 	Case-SP-SD295 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -56.80N/mm² max: 304.39N/mm² 
Case-SP-SD345	Case-SP-SD345 Load-step 82, Load-factor 1.6400 Total Strains E1 min: -6.93e-6 max: 1.81e-2 	Case-SP-SD345 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -4.49e-6 max: 6.96e-2 	Case-SP-SD345 Load-step 82, Load-factor 1.6400 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -58.48N/mm² max: 354.46N/mm² 

※Case-SP-SMWB は検証①の Case-450-1.0 と同じ

6) 検証⑥：軸力による影響

表-6.4.2.19 及び図-6.4.2.11 に検証⑥における解析結果および推定式によるせん断耐力を示す。

表-6.4.2.19 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証⑥：軸力による影響]

ケース			Case- N- 0	Case- N- 200	Case- N- 400	Case- N- 600	
杭諸元	杭径(mm)		450	450	450	450	
	せん断スパン比		1.0	1.0	1.0	1.0	
	壁厚(mm)		75	75	75	75	
	コンクリート強度(N/mm ²)		40	40	40	40	
	配筋	軸方向鉄筋	材質	SD295	SD295	SD295	SD295
			径(mm)	16	16	16	16
			本数	24	24	24	24
		スパイラル鉄筋	材質	SMW-B	SMW-B	SMW-B	SMW-B
			径(mm)	6	6	6	6
			ピッチ(mm)	100	100	100	100
軸力 (kN)		0	200	400	600		
破壊形態 (解析結果)			せん断	せん断	せん断	せん断	
解析値-最大荷重(kN)			363.2	384.7	406.2	426.4	
はり式-せん断耐力(kN)			122.4	134.8	145.9	156.0	
※(解析値／推定値)			(2.97)	(2.85)	(2.78)	(2.73)	
PHC杭式-せん断耐力(kN)			314.2	334.6	355.0	375.4	
※(解析値／推定値)			(1.16)	(1.15)	(1.14)	(1.14)	

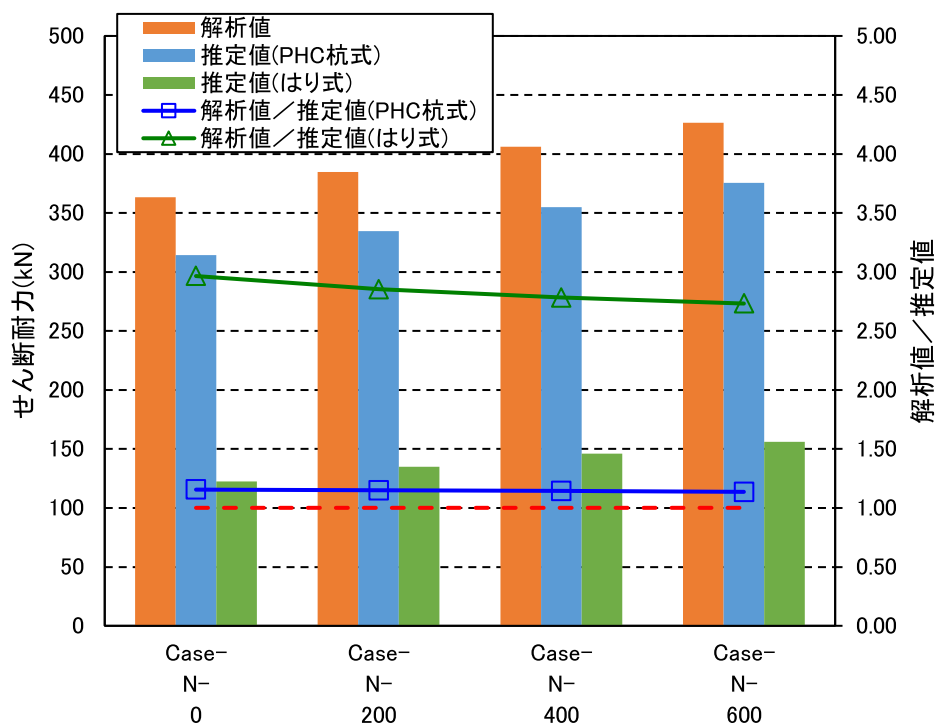


図-6.4.2.11 解析結果及び推定式によるせん断耐力 [検証⑥：軸力による影響]

検証⑥においては全ケースでせん断破壊型の破壊形態となった。各ケースのせん断耐力について、はり式による推定値と解析値を比較すると、解析値／推定値＝2.7～3.0 程度であり、大きく安全側の評価となることがわかる。一方、PHC 杭式による推定値と解析値を比較すると、解析値／推定値＝1.1～1.2 程度であり、安全側かつ比較的精度よくせん断耐力を評価できている。軸力によるせん断耐力の推定精度の影響に着目すると、はり式では、軸力が小さいケースほど、推定値と解析値の乖離が若干大きくなる傾向であるが、一方、PHC 杭式では軸力による推定精度の影響は殆どみられない。

図-6.4.2.12 に検証⑥における各ケースの荷重－変位関係を示す。軸力が大きいケースほど、せん断耐力が大きく、また最大荷重時の水平変位が小さいことが確認できる。

表-6.4.2.20 に検証⑥における各ケースの最大荷重時及び荷重急落後のコンクリートひずみ分布図（最大主応力方向）及び鉄筋応力分布図を示す。コンクリートひずみ分布図より、いずれのケースも、斜め方向のせん断ひび割れによるひずみが卓越しており、せん断破壊型の破壊形態であると判断される。最大荷重時の鉄筋応力分布図より、全ケースでスパイラル鉄筋が降伏（312N/mm²）に達している。一方、軸方向鉄筋は全ケースで弾性域に留まっており、軸力が大きいケースほど軸方向鉄筋の引張応力は小さくなる傾向である。

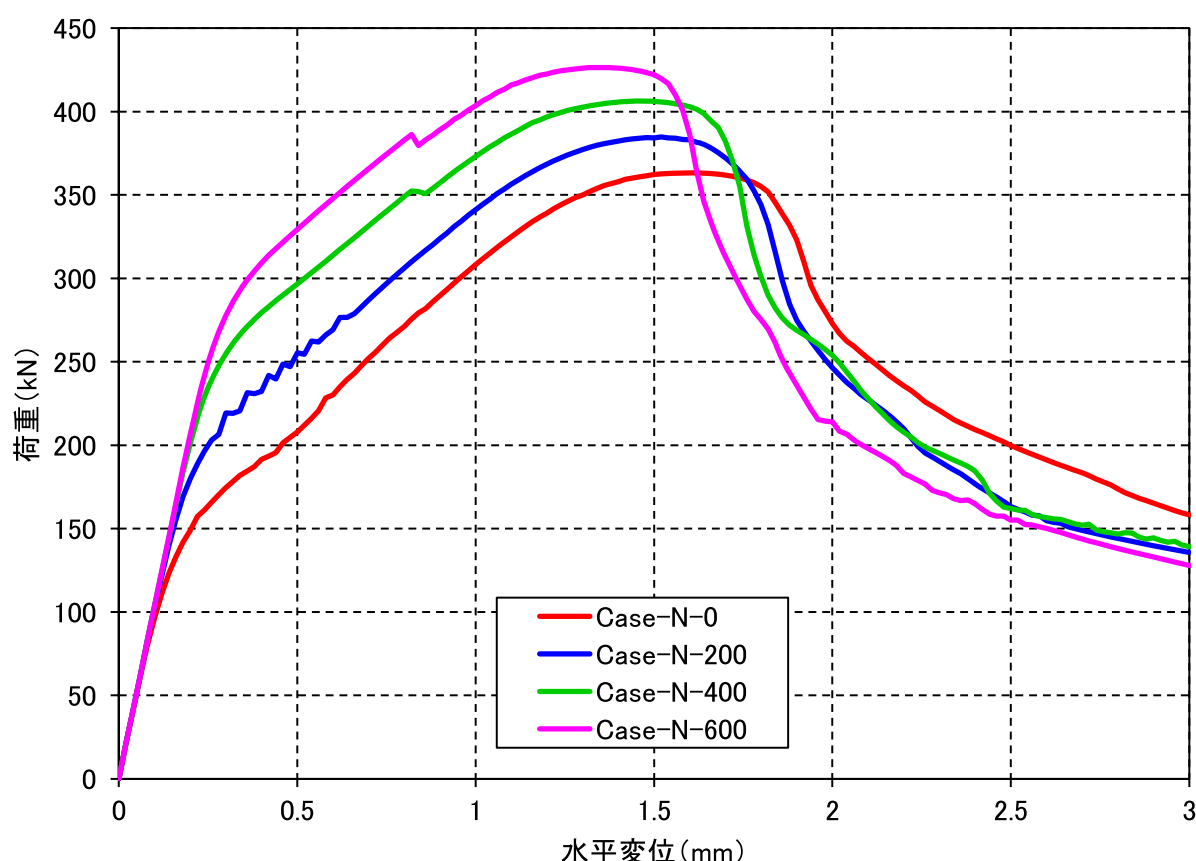


図-6.4.2.12 各ケースの荷重－変位関係 [検証⑥：軸力による影響]

表-6. 4. 2. 20 コンクリートひずみ分布及び鉄筋応力分布 [検証⑥]

ケース	コンクリートひずみ分布図		鉄筋応力分布図
	最大荷重時	荷重急落後	最大荷重時
Case-N-0	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Total Strains E1 min: -5.20e-8 max: 1.84e-2	Case-450-1.0 Load-step 100, Load-factor 2.0000 Total Strains E1 min: -4.47e-6 max: 6.68e-2	Case-450-1.0 Load-step 80, Load-factor 1.6000 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -57.12N/mm² max: 319.39N/mm²
Case-N-200	Case-N-200 Load-step 77, Load-factor 1.5200 Total Strains E1 min: -4.86e-7 max: 1.85e-2	Case-N-200 Load-step 96, Load-factor 1.9000 Total Strains E1 min: -0.00 max: 0.10	Case-N-200 Load-step 77, Load-factor 1.5200 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -91.55N/mm² max: 319.30N/mm²
Case-N-400	Case-N-400 Load-step 74, Load-factor 1.4600 Total Strains E1 min: -9.31e-7 max: 1.69e-2	Case-N-400 Load-step 96, Load-factor 1.9000 Total Strains E1 min: -2.21e-5 max: 6.45e-2	Case-N-400 Load-step 74, Load-factor 1.4600 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -125.28N/mm² max: 316.69N/mm²
Case-N-600	Case-N-600 Load-step 70, Load-factor 1.3800 Total Strains E1 min: -8.39e-6 max: 1.38e-2	Case-N-600 Load-step 91, Load-factor 1.8000 Total Strains E1 min: -5.07e-6 max: 9.50e-2	Case-N-600 Load-step 70, Load-factor 1.3800 Reinforcement Cauchy Total Stresses Sxx min: -155.93N/mm² max: 319.43N/mm²

※Case-N-0 は検証①の Case-450-1.0 と同じ

(4) 各パラメータによるせん断耐力の変動率の比較

各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を分析するとともに、各せん断耐力評価式の適用性を確認するため、各パラメータの基準ケースに対する解析値及び各せん断耐力評価式による推定値の変動率を図-6.4.2.13に示す。

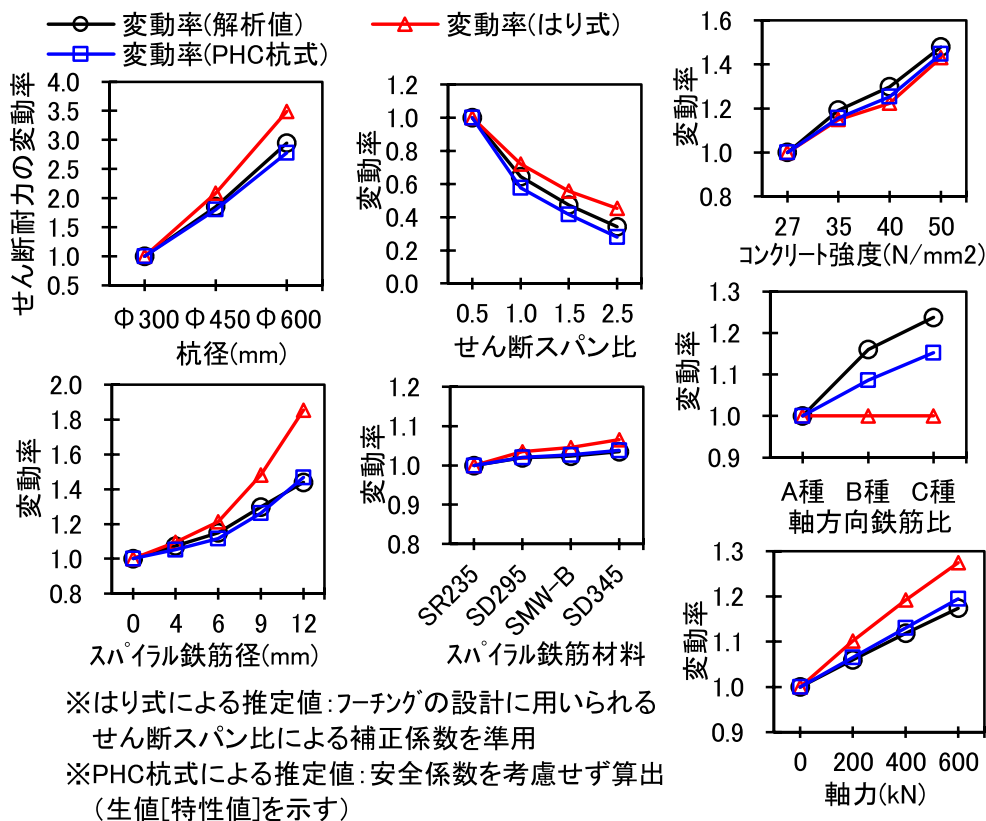


図-6.4.2.13 解析値と各せん断耐力式における推定値の関係

1) 杭径による影響

はり式では解析値の変動率とやや乖離しているのに対して、PHC杭式では解析値に近い変動率を示している。また、はり式では解析値と比べて杭径の影響に対する感度が高い傾向であることが確認できる。これは、一般に、寸法効果として、寸法が大きくなるほど単位面積のせん断耐力は小さくなることが知られているが、はり式では有効高に関する補正係数が一定値で規定されていることから、寸法効果が考慮できていないためと考えられる。

2) せん断スパン比による影響

はり式では解析値の変動率とやや乖離しているのに対して、PHC杭式では解析値に近い変動率を示している。また、はり式では解析値と比べてせん断スパンの影響に対する感度が高い傾向であることが確認できる。この要因として、はり式によるせん断耐力の算出において準用したフーチングの設計に用いられるせん断スパン比による補正係数は、厚い長方形断面部材に関する実験結果より設定されたものであり、円環断面に対する適用性が低い可能性が挙げられる。

3) コンクリート強度による影響

はり式, PHC 杭式ともに解析値と近い変動率を示しており, 両者で大きな差異は確認できない。

4) 軸方向鉄筋量による影響

はり式では軸方向鉄筋量によらずせん断耐力の推定値は一定であり, 解析値の変動率とは大きく乖離している。PHC 杭式では若干の乖離はあるものの, はり式と比べると解析値と近い変動率を示している。これは, はり式では軸方向鉄筋比に関する補正係数が一定値で規定されていることからその影響を考慮できないためである。

5) スパイラル鉄筋量による影響

はり式では解析値の変動率と乖離しているのに対して, PHC 杭式では解析値と近い変動率を示している。また, はり式ではスパイラル鉄筋量の影響に対する感度が高い傾向であることが確認できる。これは, はり式ではせん断補強筋が円形であることによる補強効果の低減が考慮されていないため, せん断補強筋の補強効果を大きく見積もる傾向があるためと考えられる。

6) スパイラル鉄筋材料による影響

はり式では解析値の変動率と若干の乖離があるのに対して, PHC 杭式では解析値と近い変動率を示している。また, はり式ではスパイラル鉄筋材料の影響に対する感度が高い傾向であることが確認できる。これは, 前述のとおり, はり式ではせん断補強筋が円形であることによる補強効果の低減が考慮されていないため, せん断補強筋の補強効果を大きく見積もる傾向があるためと考えられる。

7) 軸力による影響

はり式では解析値の変動率とやや乖離しているのに対して, PHC 杭式では解析値と近い変動率を示している。また, はり式では軸力による影響に対する感度が高い傾向であることが確認できる。この要因として, はり式においては, 軸力による影響をデコンプレッションモーメント法に基づき算定しており, この方法が円環断面に対する適用性が低い可能性が挙げられる。

以上より, PHC 杭式ははり式と比べて, 各種パラメータの影響を精度よく評価することができ, 既製 RC 杭への適用性は高いと考えられる。

(4) ばらつきの影響評価の考え方

H29 道示に適合するようにせん断耐力の制限値を設定するにあたっては、抵抗係数、部材・構造係数及び調査・解析係数を適切に考慮する必要がある。

部材・構造係数及び調査・解析係数については、5.2.1 (3) で述べた PHC 杭のせん断耐力評価において考慮されている係数値と同様の趣旨で、同じ係数値が適用できると考えられる。

一方、抵抗係数については、抵抗値の評価に直接関連する確率統計的な信頼性の程度を考慮するための係数であるため、せん断耐力評価式の推定精度に応じた係数値を設定する必要がある。各せん断耐力評価式における推定比の統計量を表-6.4.2.21、解析値とせん断耐力式における推定値の関係を図-6.4.2.14 に示す。ここで、PHC 杭を対象とした実験結果に対する PHC 杭式の推定精度は、せん断耐力の推定比 (= 解析値 / 推定値) の平均値が 1.00、変動係数が 0.11 である。これに対して、RC 杭を対象とした解析結果に対する PHC 杭式の推定精度は、推定比の平均値が 1.15、変動係数が 0.05 であり、安全側かつばらつきの小さい評価となった。ただし、PHC 杭においては多数のせん断載荷試験結果に基づく検証であるのに対して、RC 杭においては実験でせん断破壊が確認されたケースが少なかったことから、主に FEM 解析結果に基づく検証である。そのため、解析では考慮されていない杭の製造方法や使用材料、品質管理基準のばらつきが推定式の信頼性に及ぼす影響については今後検証が必要であると考えられる。

表-6.4.2.21 各推定式における推定比の統計量

	RC 杭		PHC 杭(参考)
	H14 道示式	PHC 杭式	PHC 杭式
平均値	2.91	1.15	1.00
標準偏差	0.27	0.06	0.11
変動係数	0.09	0.05	0.11

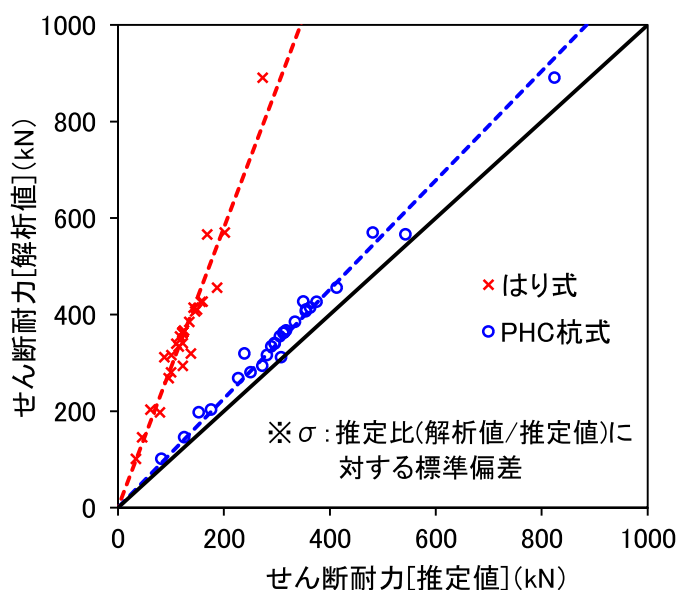


図-6.4.2.14 解析値と各せん断耐力式における推定値の関係

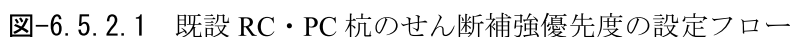
6.5 まとめ

6.5.1 載荷実験および FEM 解析の結果から得られた知見

本章においては、既製 RC 杭のせん断耐力評価の合理化を目的として、載荷実験並びに FEM 解析による再現解析及びパラメトリックスタディにより、類似構造である PHC 杭の H29 道示に基づくせん断耐力評価式の有効性及び適用性について検討した。以下に検討結果を示す。

- ・レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、H14 道示に基づくはり式を用いた場合に照査を満足せず、補強が必要と判断される既設橋梁の RC 杭基礎を対象に、PHC 杭式の適用によりどの程度の改善効果があるか検討した。その結果、PHC 杭式により RC 杭のせん断耐力を評価することで、照査を満足するケースが増加することが確認された。
- ・RC 杭の載荷実験の結果とはり式及び PHC 杭式によるせん断耐力の推定値の比較により、各評価式の推定精度を検討した。検討結果より、実験でせん断破壊が確認されたケースの最大荷重は、はり式による推定値の約 3 倍であった。一方で、PHC 杭式を用いた場合、実験値は推定値の 1.1 ～1.5 倍程度であり、安全側かつ比較的精度よくせん断耐力が評価できた。
- ・実験の再現解析により妥当性が確認された FEM 解析モデルを用いて、パラメトリックスタディを実施し、各種パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認した。検討結果より、PHC 杭式は従来のはり式に比べて、各種パラメータの影響を精度よく考慮することができ、RC 杭に対する適用性は高いと考えられる。
- ・FEM 解析によるパラメトリックスタディの結果より、各せん断耐力評価式による推定比（解析値／推定値）の統計量を整理した。その結果、従来のはり式では約 3 倍程度の安全余裕が確保されていることを確認した。また、PHC 杭式（特性値）による推定比は 1.15 であり、PHC 杭式により安全側であることを担保しつつ、合理的にせん断耐力が評価できることを確認した。また、PHC 杭式はり式に比べて推定比のばらつきが小さく、精度よくせん断耐力が評価できることを確認した。
- ・今後の課題として、PHC 杭式は多数の PHC 杭のせん断載荷試験結果に基づく実験式であるが、今回 RC 杭に対する実験でせん断破壊が確認されたケースが少ないことから、主に FEM 解析結果との比較によりせん断耐力評価式の妥当性を検証している。そのため、解析では考慮されていない杭の製造方法や使用材料、品質管理基準のばらつきが推定式の信頼性に及ぼす影響については今後検証が必要であると考ええる。

以上のように、現時点における各評価式の信頼性と実構造としてのせん断破壊のリスクを踏まえ、せん断補強対策の優先度を設定するものとした。



<本章の参考文献>

- 1) 鬼木浩二, 岡田太賀雄, 河野哲也, 末崎将司, 星隈順一: 既設橋梁から撤去した既製 RC 杭を用いた耐震性能に関する実験的研究, 第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム論文集, pp.27-34, 2015.7.
- 2) 岡田太賀雄, 鬼木浩二, 河野哲也, 星隈順一: 既製 RC 杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価に関する実験的研究, 土木技術資料 58-5, pp.24-27, 2016
- 3) 河口大輔, 鬼木浩二, 澤田守, 大住道生: 撤去杭を用いた既製 RC 杭のせん断破壊に着目した実験的検討, 第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.17-22, 2018.7
- 4) Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Delft University of Technology, 1991
- 5) 土木学会 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.483-484, 2018.3
- 6) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 7) H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001
- 8) Vecchio, F. J., and Collins, M. P. : Compression response of cracked reinforced concrete., J. Str. Eng., ASCE 119, 12 (1993), 3590-3610.
- 9) Hsieh, S., Ting, E., and Chen, W. A Plasticity-Fracture Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures 18 (1982), pp.181-197
- 10) Al Mahaidi, R. S. H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.276-280、2017.11
- 12) 土木研究所、早稲田大学、コンクリートパイル建設技術協会: 既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書第 494 号、2017.7

第7章 既設杭基礎の補強工法の実態と増し杭補強の合理化に関する検討

7.1 概要

近年、切迫性が指摘される南海トラフ地震、首都直下型地震への対策として、予防力の向上という観点からインフラ施設の地震レジリエンス強化が必要である。特に地震直後にも緊急輸送道路としての役割を果たす橋梁には、大規模地震で被災した後も一定の機能を果たすことが求められる。一方で、平成8年道路橋示方書¹⁾以前の古い基準で設計された道路橋下部構造の杭基礎は、レベル2地震動に対する照査等が行われておらず、現行基準に基づき評価すると、せん断力等の照査を満足せず耐震性能が不足の場合がある。そのため、予防力の向上という観点から、上部構造だけでなく基礎を含めた橋全体系の耐震補強が必要であると考えられる。また、上部構造や橋脚と比べて地震後の基礎の被災調査や復旧などが容易ではなく、補強により十分な耐震性能を確保することが非常に重要である。

基礎の補強にあたっては、最も一般的な方法が基礎の耐力を増加させる方法である²⁾。現在まで開発されてきた基礎の耐力を増加させる補強工法には、基礎周辺の地盤強度を増加させることにより基礎の耐力を増加させる工法^{3)・6)}と、既設基礎に新たな構造部材を付加し基礎の耐力を増加させる工法に大きく分けられる。新たな構造部材を付加することにより既設基礎の耐力を向上する方法について、一般に確実に経済的な工法とされる代表的なものには、図-7.1.1に示すフーチングの拡大を組み合わせる増し杭工法がある（以下、従来の増し杭工法という）。ただし、設計・施工上などの諸条件から増し杭の代わりに、鋼管矢板基礎⁷⁾、シートパイル⁸⁾、地中連続壁⁹⁾などによる補強工法もある。

従来の増し杭工法による補強施工にあたっては、既設側と増設側の一体化を図るため、既設側のフーチング鉄筋をはつり出し切断し、溶接や機械式継ぎ手で増設側の鉄筋と結合し、既設側と増設側のフーチングを剛結合させる。ただし、施工空間や用地などの制約条件が厳しい場合、増し杭補強の工事規模が大きく煩雑な工事となるため、施工性向上の観点からより合理的な増し杭工法の検討が求められている。

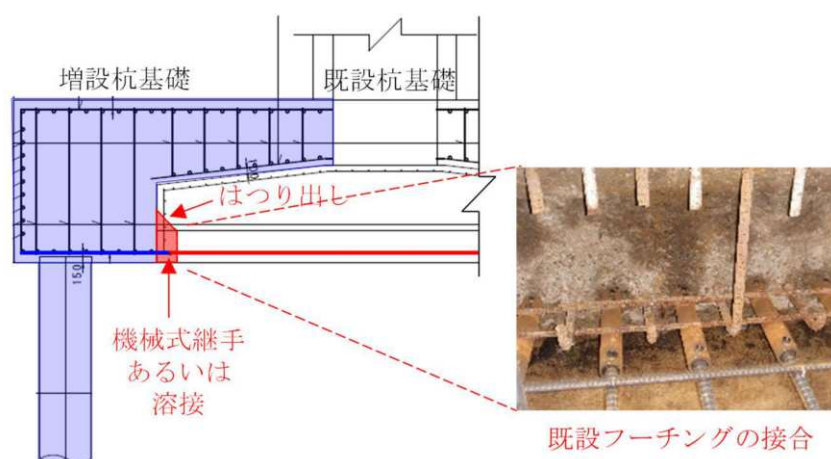


図-7.1.1 増し杭による既設基礎の補強

7.2 既設杭基礎の補強実態

7.2.1 既設基礎杭の耐震補強方法の事例分析

NEXCO3社管内において、既設基礎杭の耐震補強が実施された事例を収集し、図-7.2.1.1～図-7.2.1.4に示す。補強目的別に整理すると、図-7.2.1.1に示すように「耐震補強」が12事例、「付加車線設置に伴う拡幅」が16事例、「沈下対策」が3事例となっている。対象の既設杭種別に整理すると、図-7.2.1.2に示すように「場所打ち杭」が最も多く、全体の77%を占める。補強工法別に整理すると、図-7.2.1.3に示すようにすべて「増し杭工法」となっている。増し杭として採用された杭種を整理すると、図-7.2.1.4に示すように「場所打ち杭」が最も多く、その次に「マイクロパイル」の採用事例が多くなっている。また、既設杭の種類を「場所打ち杭」に限定すると、増し杭の杭種は「場所打ち杭」・「マイクロパイル」・「鋼管回転杭」に絞られる。

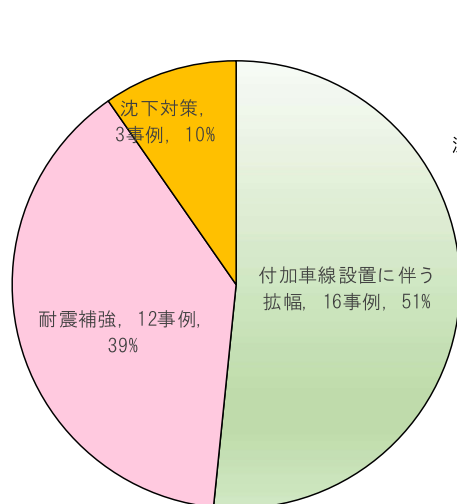


図-7.2.1.1 補強目的

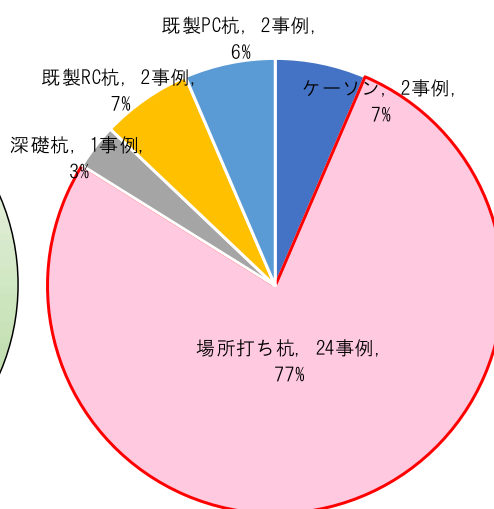


図-7.2.1.2 対象既設杭種別比率

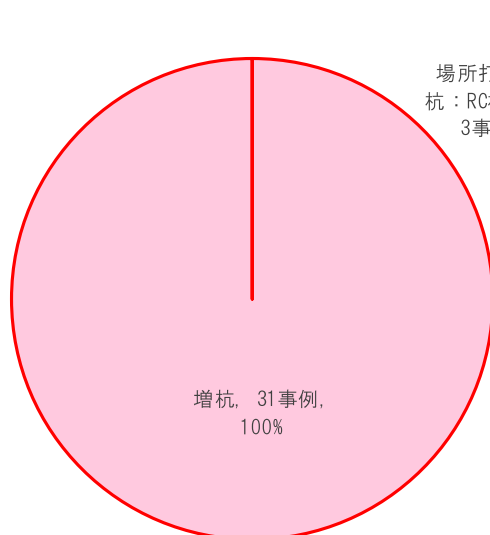


図-7.2.1.3 補強工法別比率

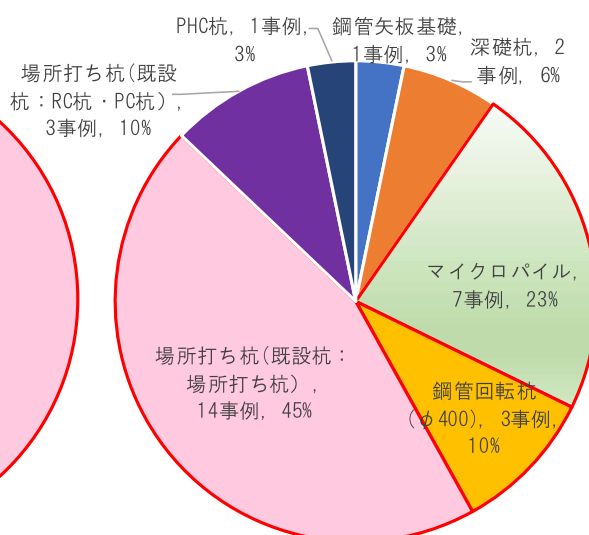


図-7.2.1.4 増し杭の杭種別比率別比率

ここにマイクロパイルは地中に小径の削孔を行い、異形鉄筋や鋼管等の補強材を挿入し、周囲にグラウトを注入して構築する小口径杭である。

高耐力マイクロパイル工法は、従来のマイクロパイル工法にグランドアンカーの削孔及びグラウトの加圧注入技術を取り入れ、さらに高耐力、高支持力の杭の構築を可能とした工法である。そのため、定着部のグラウトと支持地盤の摩擦抵抗により、高い引抜き抵抗力を有することから、地震時の基礎の変位抑制となり、耐震上の補強効果が期待される。

マイクロパイルの適用地盤のイメージ図を図-7.2.1.5に、主な工法を表-7.2.1.1に示す。

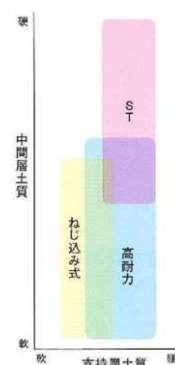
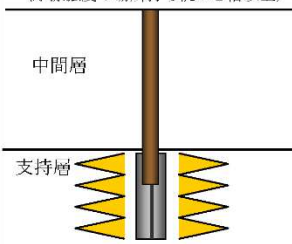
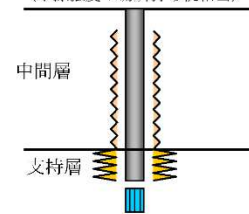
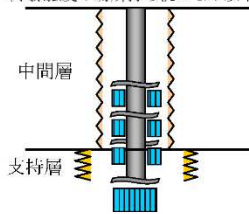
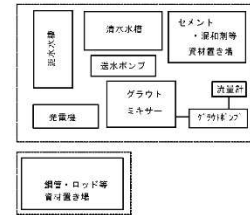
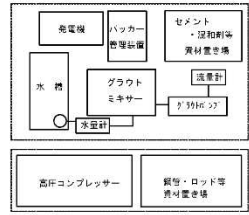
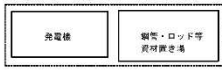


図-7.2.1.5

マイクロパイル工法の適用地盤¹⁰⁾

表-7.2.1.1 マイクロパイル工法の概要¹⁰⁾

			高耐力マイクロパイル	S Tマイクロパイル (I)	ねじ込み式マイクロパイル
構成部材			鋼管、芯鉄筋、グラウト	鋼管、グラウト	翼付鋼管 (先端鋼管)
継ぎ手構造 (方式)			カップリング継ぎ手		
使用鋼管	径一板厚		φ 177.8mm－ t 10.36 φ 177.8mm－ t 12.65 φ 219.1mm－ t 11.43	φ 165.2mm－ t 7.1 φ 216.3mm－ t 12.0 φ 267.4mm－ t 12.0	φ 114.3mm～φ 267.4mm t＝9.0mm 以上 翼部径：250～650
	杭長 (実績)		50m程度	50m程度	40m程度
設計上想定する支持力機構			定着部の加圧グラウト体の 周面摩擦抵抗 (摩擦強度：場所打ち杭の2倍以上)  先端支持力無視	鋼管全長 (1/β 区間を除く) の 周面摩擦抵抗＋先端支持 (摩擦強度：場所打ち杭相当) 	鋼管全長の周面摩擦抵抗 ＋先端支持 (翼部による面積拡大) (摩擦強度：場所打ち杭の1/3 以下) 
一般の特徴			支持層の地質、N値に依存するが、 定着長の設定により、支持力調整 が可能である。	中間層のN値が高く杭長が比較的 長い場合は、周面摩擦による支持 力が有効である。	翼部の面積拡大により、支持力を 確保する。
支持力	押込み 支持力 (極限値)	先端支持力	500kN～2500kN	(砂礫) 60kN～ 280kN (岩盤) 200kN～1500kN	(砂礫) 450kN～2000kN
		中間層周面	無視	良好な地盤では有効	考慮するが小さい
	引抜き支持力		押込みと同値	鋼管の周面摩擦抵抗のみ 押込みの30～70%程度	鋼管の周面摩擦抵抗＋翼部 押込みの30～60%程度
水平抵抗			鋼管径、斜杭角度で調整		
地盤適性	中間層	普通土	○	○	○
		レキ・玉石	○	○	径100mm以上 ×
		被圧水、伏流水	削孔に対し要注意	削孔、グラウトに対し要注意	○
	支持層	レキ・玉石	○	○	N＝30 以下
岩		○	○	×	
環境適性	騒音	(値は機械位置 での測定例)	ロータリー削孔時 : 76db パーカッション使用時: 100db	高耐力マイクロパイルと同等	回転圧入であり、最も小さい
	振動	(値は機械位置 での測定例)	ロータリー削孔時 : 46db パーカッション使用時: 70db		回転圧入であり、最も小さい
	産業廃棄物		削孔汚泥、残グラウト	削孔土、残グラウト	基本的に無し
	施工設備	杭打ち機	クローラー式	7 t～10 t 級	7 t～20 t 級
スキッドタイプ			3 t 級	3 t 級	－
施工ヤード		プラント ・ 資材	50m ² 程度 (50m程度遠隔可) 	50m ² 程度 (50m程度遠隔可) 	資材置き場、発電機 

7.2.2 改築事業における基礎補強事例

首都高速道路の橋梁は、狭隘な都市空間の厳しい制約の中に建設されたものがほとんどであり、耐震補強を目的とした基礎構造物の補強事例は無いが、渋滞対策等で実施した機能強化事業に伴う構造物の改築工事において、車線拡幅等に伴う基礎補強を実施した事例がある。これらの事例は、耐震補強を目的に実施した事例ではないが、新旧フーチングの接合、増し杭等の主たる施工内容は、耐震補強を目的とした基礎補強と共通している。そこで、新旧フーチングの接合、増し杭等の基礎補強の主たる施工内容に関して、3事例を通じて確認していく。

(1) 板橋・熊野町 JCT 間改良に伴う基礎補強

1) 事業概要

板橋・熊野町 JCT 間 4 車線化事業は、中央環状線と高速 5 号池袋線が接続する区間を拡幅し 4 車線化する事業である。板橋 JCT から熊野町 JCT 間は、2 車線の中央環状線と 2 車線の高速 5 号池袋線が合流、分岐する区間であり、当初車線数が 3 車線であることから慢性的な渋滞が生じていた。これを解消するため、図-7.2.2.1 に示す約 520m の区間において上部構造の幅を両側に約 1.7m ずつ拡幅し 4 車線化した。本 JCT 間の既設構造は上下 2 層の上部構造をラケット型橋脚で支持する構造としていたため、下層の 4 車線化に際し、上層を支える柱が支障となる。そのため、図-7.2.2.2 に示すように既設 SRC 橋脚の前後に鋼製橋脚を新設し、供用下において上部構造の支点を受け替え、その後、既設橋脚を撤去する「サンドイッチ工法」を採用し、上部構造を拡幅している。



図-7.2.2.1 板橋・熊野町JCT間4車線化事業範囲図

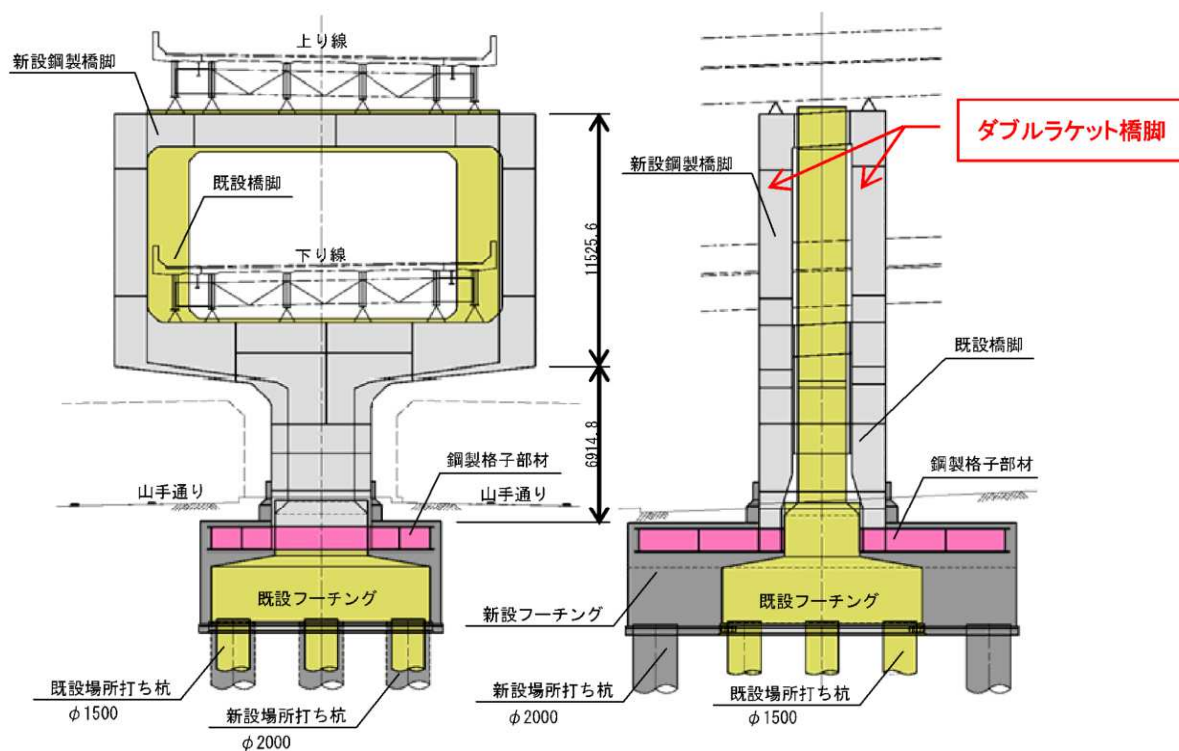


図-7.2.2.2 橋脚の基礎構造

2) 橋梁基礎構造物補強概要

新設橋脚の基礎構造は、街路の中央分離帯と片側 1 車線を規制して設けた狭隘な常設作業帯内での施工であることから、増し杭は図-7.2.2.2 に示すようにフーチングを拡幅することが可能な橋軸方向側の前後に配置した。レベル 2 地震動に対して安全性を担保するため、既設杭は考慮せず、新設増し杭のみを考慮して設計した。施工は、空頭制限下でも施工可能なリバース工法（TBH 工法）を用いた。

本事業では、補強後のフーチングの土被り制限があったことから、新設する鋼製橋脚と基礎構造との接続方法に加え、フーチングの増厚を可能とする新たな接続構造である合成構造フーチングを開発した。合成構造フーチングは、橋脚からの荷重を効率的にフーチング及び杭へ伝達させるため、図-7.2.2.3 に示すように柱基部に剛結した鋼製部材をフーチングの増厚部に埋設し、既設フーチングと一体化させた構造である。写真-7.2.2.1 に示すように埋設する鋼製部材は平面的に大きくし、荷重伝達に優れた I 断面からなる格子構造とした。橋脚基部周辺には鋼製格子部材の浮き上がりを抑制するため、拘束鉄筋を配置している。また、鋼製格子部材寸法及び鉄筋配置は、格子解析及び 3 次元非線形 FEM 解析により決定した。なお、開発した合成構造フーチングの荷重伝達メカニズム、最大耐力、及び最終破壊状態を確認するため、実構造物の 1/5 の供試体に対して載荷試験を実施し、構造内の荷重伝達、耐力及び破壊モードを確認している。¹¹⁾

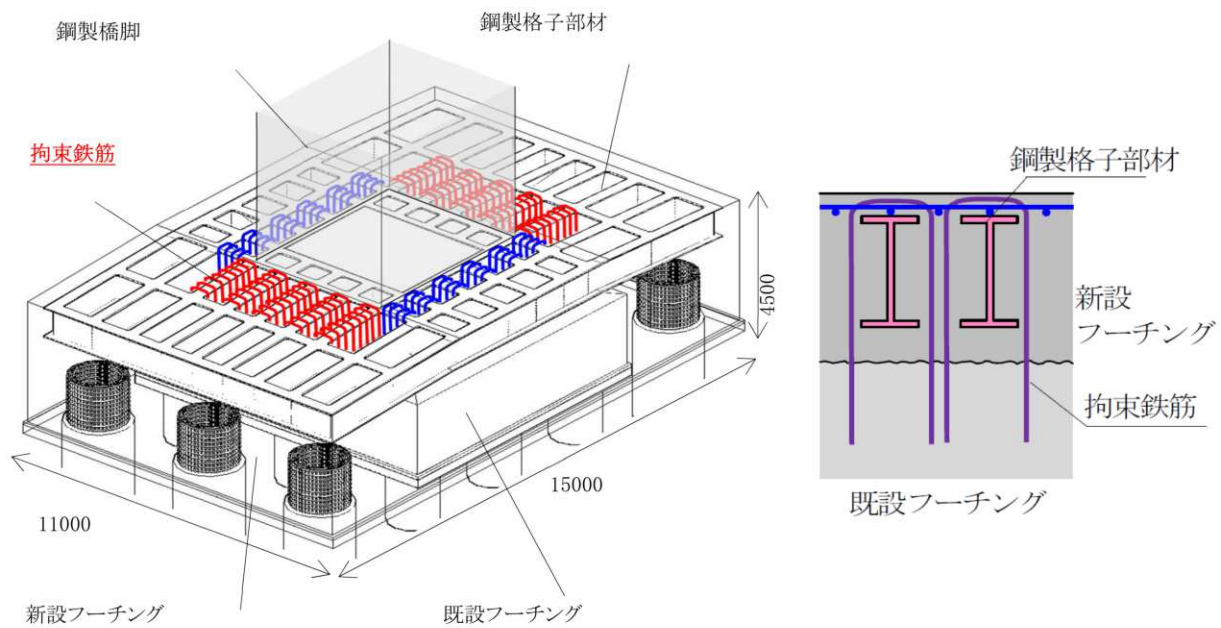


図-7.2.2.3 合成構造フーチングの構造



写真-7.2.2.1 合成構造フーチングの鋼製格子部材

(2) 堀切・小菅 JCT 間改良に伴う基礎補強

1) 事業概要

堀切・小菅 JCT 間 4 車線化事業は、高速 6 号向島線及び高速 6 号三郷線が接続する中央環状線の内回りを拡幅し 4 車線化する事業である（図-7.2.2.4）。当該区間の高架橋はダブルデッキ構造で、上層の外回りは平成 13 年に 4 車線化していたが、下層の内回りは 3 車線のままであり、慢性的な渋滞が発生していた。これを解消するため、下層の延長約 560m の区間を綾瀬川側に最大 3.4m 拡幅し 4 車線化した。拡幅を行う高架橋の基礎は綾瀬川の堤体内に位置しており、上部構造の拡幅に伴う死荷重や交通荷重の増加に対応する必要がある一方、河川内に橋脚を新設するような堤体内での大規模な改築は困難であった。この課題を解消すべく、改良区間の高架橋全体で免震・制震化を図り耐震性を確保することとし、既設基礎の全 11 基のフーチング上面の増厚補強に加え、そのうち 3 基のみ鋼管矢板基礎の増し杭補強をあわせて実施した。（図-7.2.2.5）

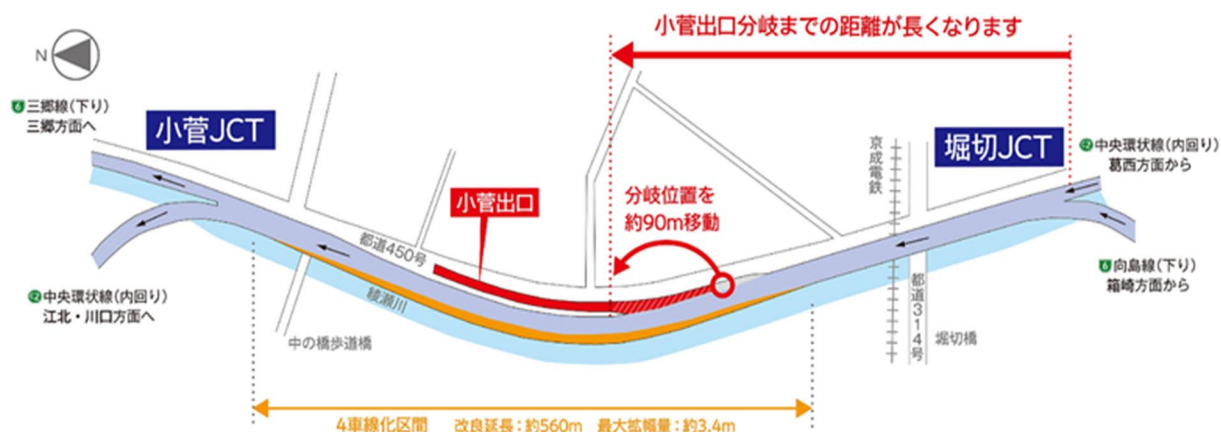


図-7.2.2.4 堀切・小菅JCT間4車線化改良事業平面図

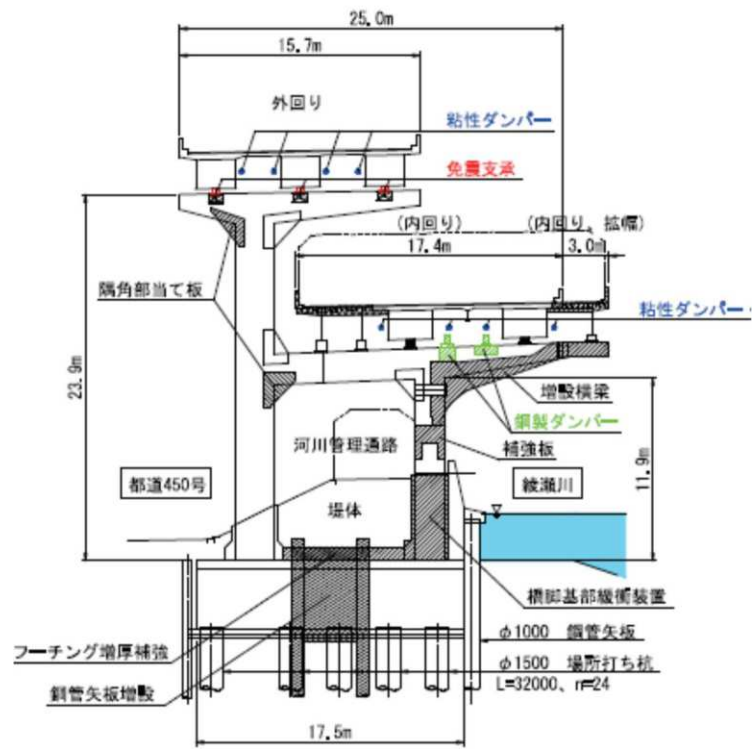


図-7.2.2.5 橋脚断面図

2) 橋梁基礎構造物補強概要

首都高速道路の橋梁として初めて橋梁全体で免震・制震化を採用し、免震支承及び粘性ダンパー、鋼製ダンパーの配置により、橋脚や基礎への地震時慣性力の低減を図る構造とした。拡張範囲の既設基礎 11 基のうち 3 基では、レベル 2 地震動（タイプⅡ）に対して杭に発生するせん断力が既設杭の耐力以上となるため増し杭が必要になった。また、11 基すべてでレベル 1 地震動に対してフーチング下面の鉄筋が許容応力度を超過したためフーチング上面の増厚による曲げ補強を実施している。綾瀬川護岸への影響を考慮し、3 基の増し杭は橋軸方向のみの配置とし、現場の空頭制限、施工性、土質条件から、鋼管矢板基礎を採用し既設 RC フーチングと一体化した（図-7.2.2.6）。施工はウォータージェット併用圧入工法により施工した。施工状況を写真-7.2.2.2 に示す。

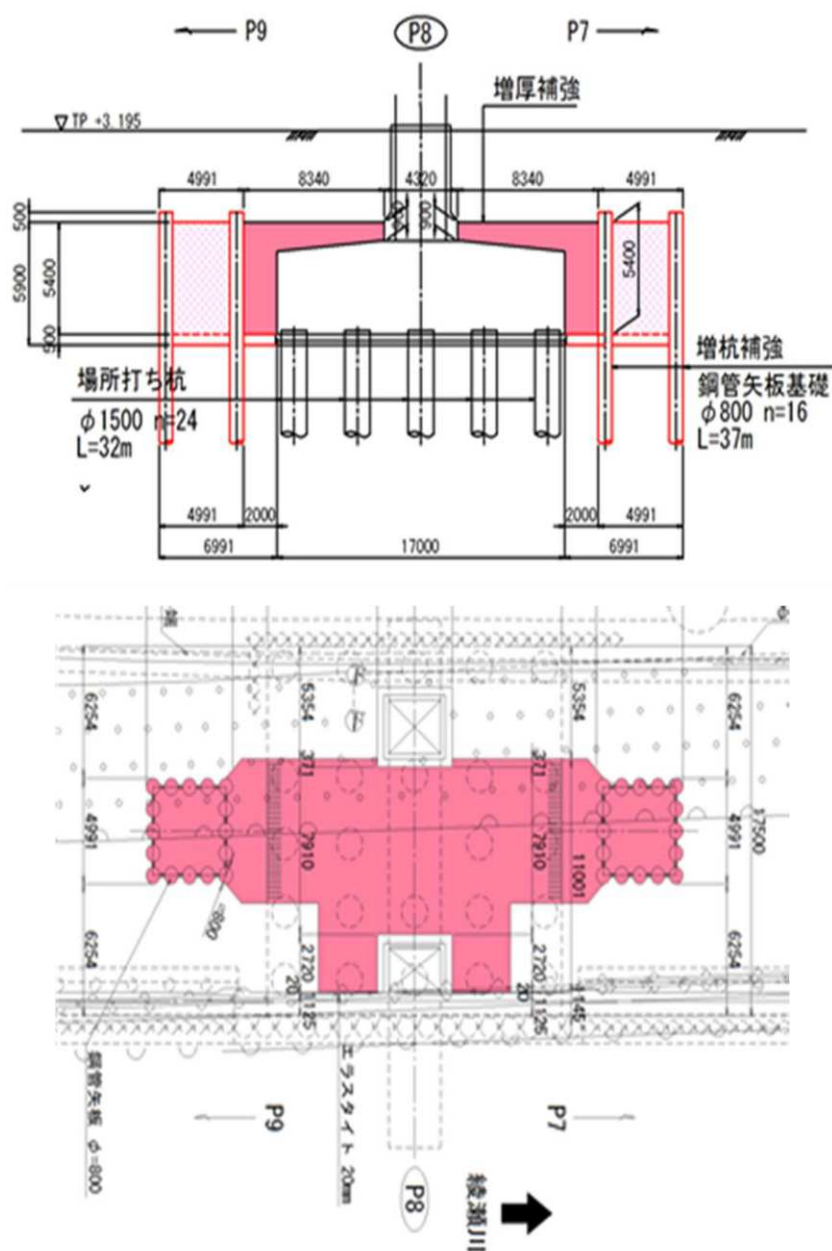


図-7.2.2.6 橋脚基礎の補強構造



写真-7.2.2.2 増厚補強と鋼管矢板基礎の増し杭補強状況

(3) 小松川 JCT 新設に伴う基礎補強

1) 事業概要

小松川 JCT (新設) は、これまで中央環状線と高速 7 号小松川線が立体的に交差していた江戸川区西小松川町付近において、図-7.2.2.7 に示すように、中央環状線の埼玉方面と高速 7 号小松川線の千葉方面とを結ぶ連結路を新設する事業である。工事は、荒川の中堤に位置している中央環状線と接続し中川を渡る高架橋を整備する河川部工事と中川左岸から千葉方面を整備する陸上部工事の大きく 2 つに分け実施した。本事業のうち橋梁基礎を補強した箇所は、7 号小松川線本線を支える既設門型ラーメン橋脚 (小 305・306) であり、隣接し荒川堤体内に設置されている小 304 橋脚に関して、堤体に影響を及ぼさないよう支承条件を固定から可動へ変更したことに伴い橋脚形式を門型から壁式へ変更したことから橋脚基礎の補強が必要となった。(図-7.2.2.8)

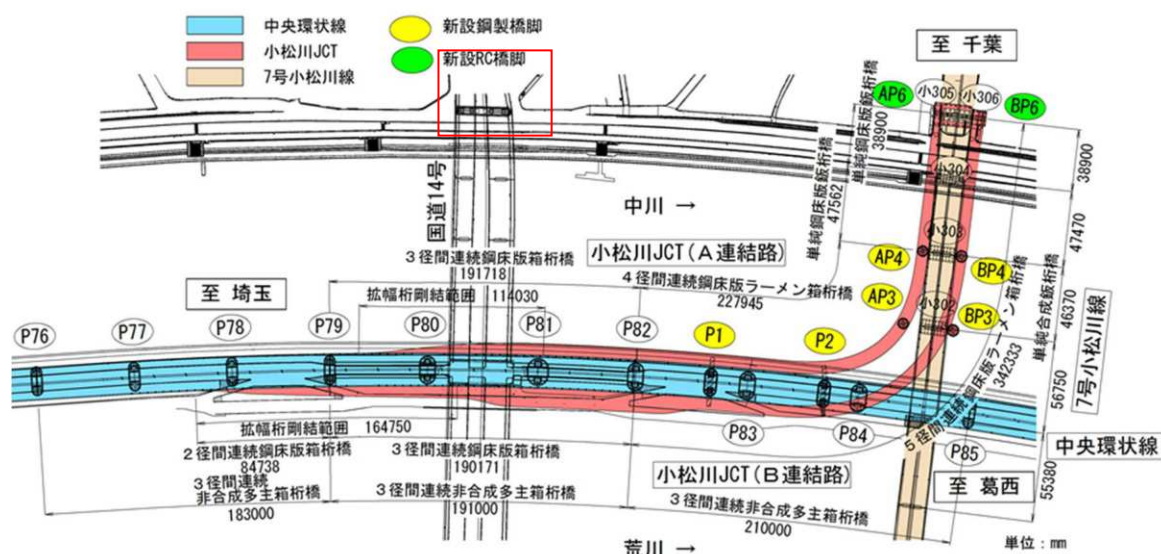


図-7.2.2.7 小松川JCT平面図

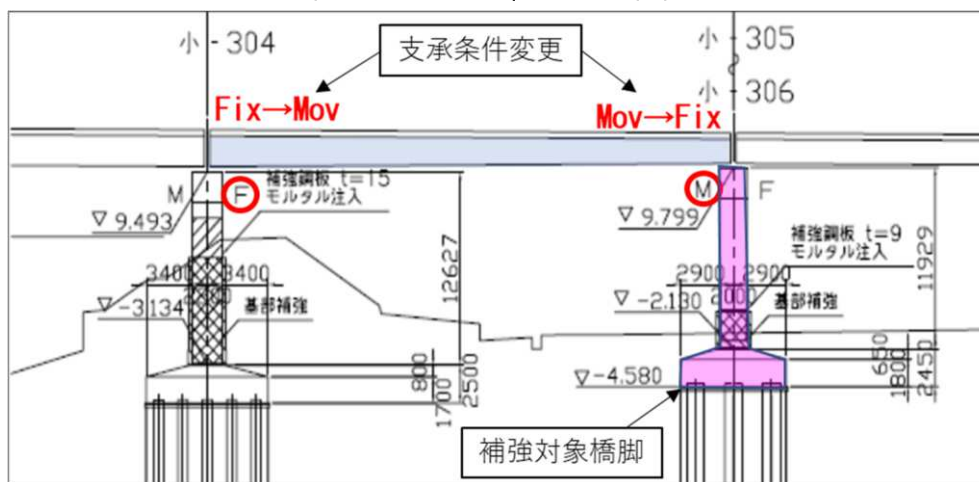


図-7.2.2.8 支承条件変更イメージ図

2) 橋梁基礎構造物補強概要

補強対策工を比較検討した結果、既設ラーメン橋脚全体の耐力を向上させる必要があったため、①横梁片持部下面のコンクリート増厚、②柱部の壁式橋脚化、③底版上面のコンクリート

増厚および④基礎部の増し杭工法を実施した（図-7.2.2.9）。また、柱部の RC 巻き立て工法に関しては、既設コンクリートの拘束によるひび割れが懸念されたことから、温度応力解析を実施した上で、低発熱・収縮抑制型高炉セメントを用いたコンクリートを採用した。既設杭は場所打ち杭 $\phi=1,270\text{mm}$ であったが、増し杭補強にあたっては、本工事は河川保全区域内となることから、フーチングの大きさに制約があり、検討の結果鋼管杭を採用している。施工にあたっては、高速 7 号小松川線の桁下での作業となるため、空頭制限を考慮し、低空頭の鋼管回転圧入杭打機による Pipe Screw Press 工法（以下、PSP 工法）を採用した。PSP 機を使用した鋼管杭圧入工の施工状況を写真-7.2.2.3 に示す。

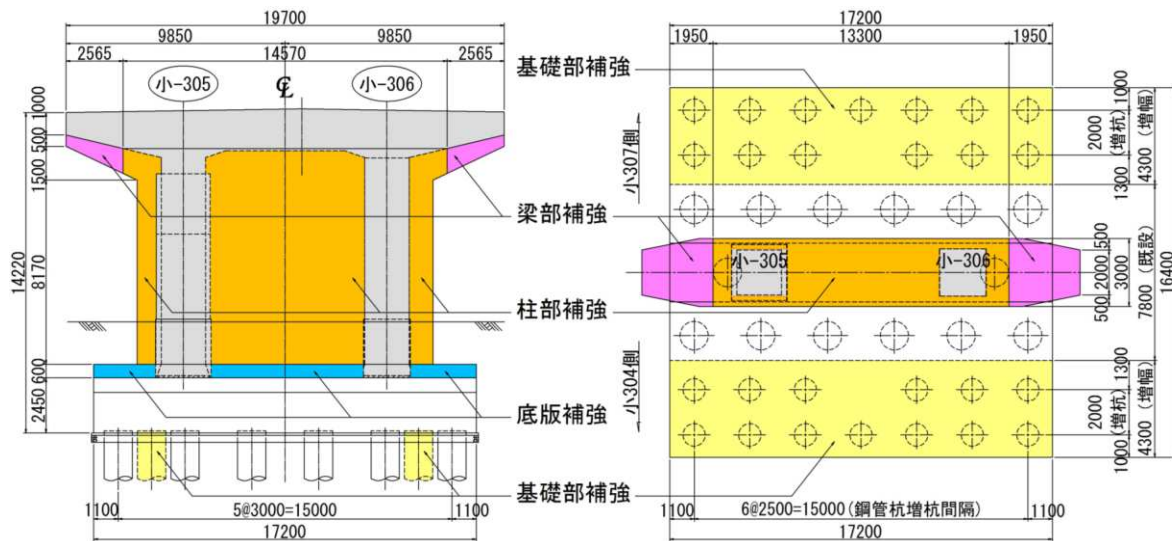


図-7.2.2.9 小305・306橋脚の耐震補強概要図



写真-7.2.2.3 鋼管杭施工状況（左上：先端ビット）

7.3 増し杭補強の合理化の検討

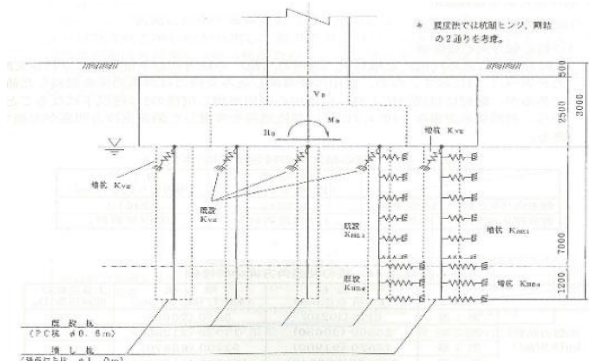
7.3.1 増し杭補強の設計・施工に関する課題点

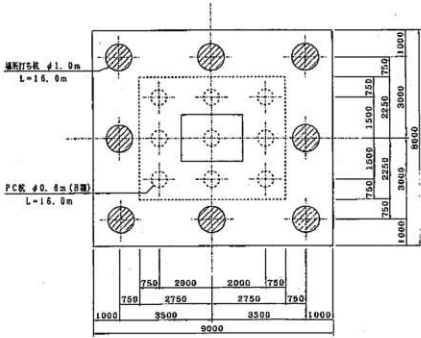
基礎の補強にあたっては、増し杭補強により既設基礎の耐力を増加させる方法が一般的であり前述のように施工実績も比較的多いが、増し杭補強の設計及び施工を行うにあたっては以下のような課題点がある。

(1) 設計上の課題点

増し杭補強の設計を行う上での主な課題点を表-7.3.1.1に示す。

表-7.3.1.1 増し杭補強設計の主な課題点

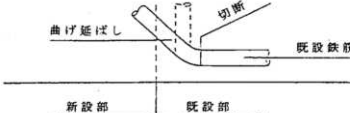
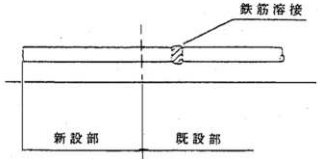
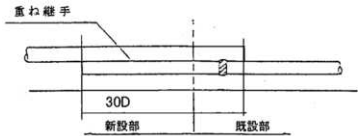
項目	概要	課題点
設計モデル及び荷重分担	計算上ラーメンモデルにて基礎全体系をモデル化し、以下で荷重分担を考慮¹⁾。 ・水平力、モーメント：既設杭と増し杭が分担 ・鉛直力（既設構造）：既設杭 ・鉛直力（補強による増加荷重）：既設杭と増し杭 	既設杭の損傷状態や設計年度が古い既製杭については、水平抵抗や鉛直力をどの程度期待できるか不明である。
杭頭接合部の結合の仮定	現行道示Ⅳでは杭とフーチングの接合部のモデル化は剛結が基本であるが、H24道示では杭頭ヒンジと剛結の2通りを考慮し杭に生じる断面力を算出している。	既設杭の杭頭接合部方法に合わせた境界条件を設定する必要がある。
フーチング剛体の仮定	増し杭補強を行うために既設フーチングと増設フーチングを一体化させフーチングの拡大が必要であり、その前提はフーチングが剛体である。	既設フーチングと増設フーチングが一体化し、設計上剛体と見なせる接合を行う必要がある。
水平方向の地盤抵抗	道示Ⅳに基づき、地盤反力係数や地盤反力度の上限値に対して群杭効果に対する補正係数を一律適用している。	補強設計では既設杭と補強杭の杭種・杭径は様々な組み合わせが存在することから、道示で規定されている同種同径を前提

		とした群杭効果に対する補正係数の適用性について検討する必要がある。
杭基礎の降伏	上部構造の慣性力作用位置における水平荷重-水平変位関係より変位が急増する点を基礎全体系の降伏としている。	既設杭と増設杭の基礎全体系での降伏挙動について検証する必要がある。
杭の照査	杭体のせん断力の照査は既設杭と増し杭で分けて照査を行っている。	既設杭と増し杭の照査、評価方法については明確になっておらず検討が必要である。

(2) 施工上の課題点

増し杭補強の設計を行う上での主な課題点を表-7.3.1.2に示す。

表-7.3.1.2 増し杭補強施工の主な課題点

項目	概要	課題点
増し杭の種類	増し杭補強では既設基礎の周囲に増し杭を増設する方法であるが、増し杭の種類は場所打ち杭、鋼管杭やマイクロパイルなどの杭種が考えられる。	補強工事において用地などの制約がある場合が多いため、制約条件を加味した増し杭の種類を選定する必要がある。
増設フーチング	既設杭補強では既設フーチングの拡大が必要であり、既設杭の周囲4面に増設する場合、2面に増設する場合などがある。また、補強する杭が大口径の場合、増設するフーチングも大きくなる。	補強工事において用地などの制約がある場合が多いため、増設するフーチングは極力小さくする必要がある。
フーチングの接合方法	既設と増設の接合部は剛結を基本としている。主鉄筋どうしを接合する方法などを行っている²⁾。 ① 既設部の配力筋をはつり出して、曲げ延ばして切断する。  ② 切断された既設部の配力筋に、重ね継手長を確保出来る程度の短い鉄筋を溶接する。  ③ 新設側の主版の配力筋と重ね継手に接続する。 	既設コンクリートのはつり出し後、鉄筋の切断と接続が必要であり、作業の合理化が求められる。 既設コンクリートを損傷させることから供用中における施工上の安全性のリスクが懸念される。

7.3.2 増し杭補強の合理的な接合部の構造細目に関する検討

従来の増し杭工法においては、図-7.3.2.1に示すように溶接や機械式継手を用いて図-7.3.2.3(a)の施工手順を行い既設と増設フーチングを結合させる。しかし、既設フーチングのはつり出しや鉄筋の切断により、既設部を損傷させることで既存の支持機構が損なわれるというリスクが生じるため、安全性に対する不確実性の観点から課題を有しているといえる。一方で、図-7.3.2.2に示すようにあと施工アンカーを用いて既設と増設フーチングを剛結合させる場合、図-7.3.2.3(b)に示す施工手順により既設フーチングを極力損傷させない増し杭工法として、供用中の既設フーチングの安全性に影響を与える施工中のリスクの低減が期待できると考えられる。

そこで、本研究では、あと施工アンカーを用いる増設フーチングと既設フーチングの接合部の接合法を提案し、静的載荷実験や数値解析に基づき、従来の接合法と同等な耐力を有するかを確認し、提案した接合法の有効性を検証した。

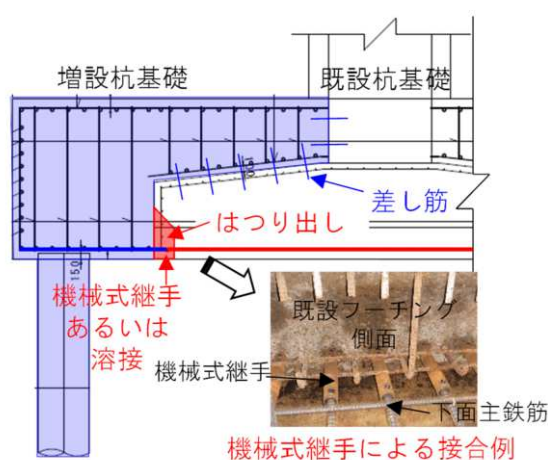


図-7.3.2.1 従来の増し杭工法における増設・既設フーチングの接合法

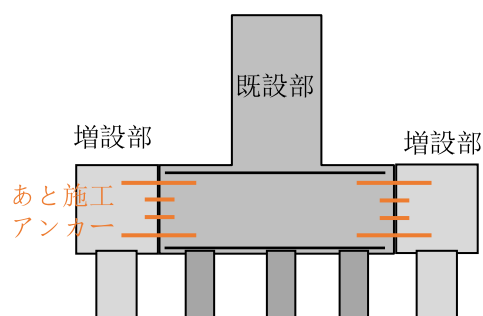
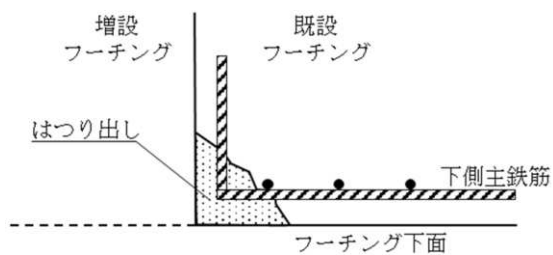
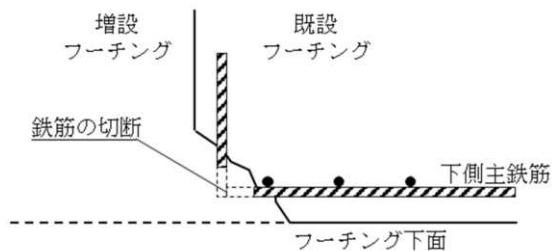


図-7.3.2.2 あと施工アンカーによる増設・既設フーチングの接合法

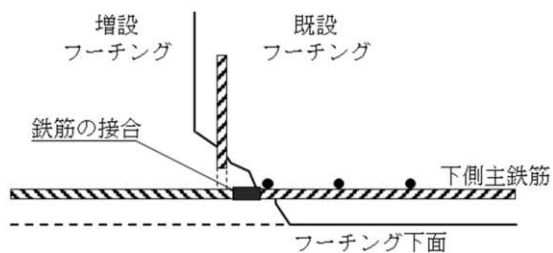
STEP1：コンクリートのはつり出し



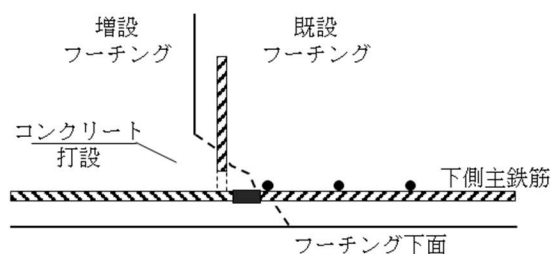
STEP2：鉄筋の切断



STEP3：鉄筋の接合

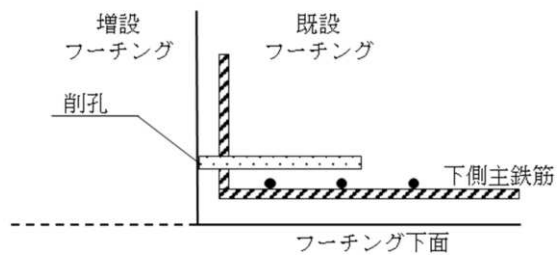


STEP4：コンクリート打設

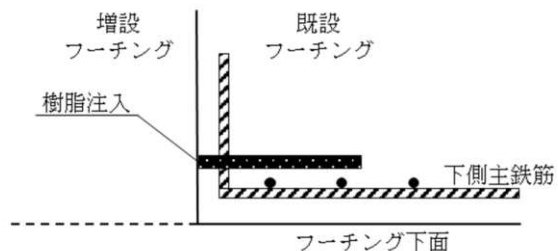


(a) 従来工法

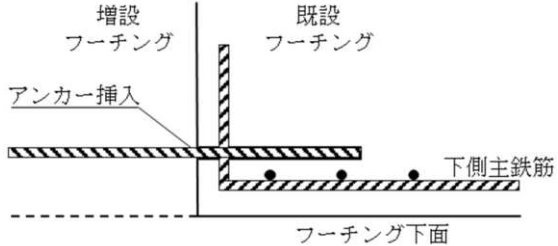
STEP1：削孔



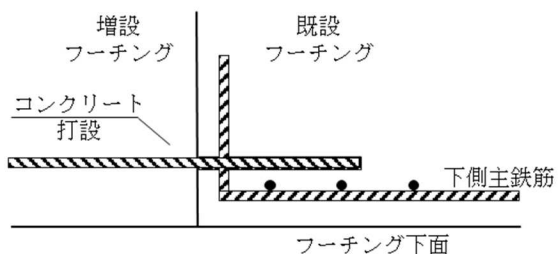
STEP2：樹脂注入



STEP3：コンクリート打設



STEP4：コンクリート打設



(b) あと施工アンカーによる接合

図-7.3.2.3 増し杭工法における既設フーチングとの接合方法

7.3.2.1 フーチング接合部要素の両引試験

(1) 実験概要

既設フーチングと増設フーチングの接合方法として、あと施工アンカーによる接合方法が施工性に優れる工法として考えられる。既設鉄筋とあと施工アンカーの位置は重ね継手のように鉄筋同士が接触することなく、離隔が生じる。ここでは、既設フーチングと増設フーチングの荷重伝達メカニズムを解明するために、要素レベルの実験供試体を用いて、コンクリート内に配置される鉄筋同士の応力伝達メカニズムを検討する。

供試体は、コンクリート内部に固定側の鉄筋 3 本、引張側の鉄筋 2 本を配置しており、以下の写真-7.3.2.1 及び写真-7.3.2.2 に示すように荷重フレームに固定側の鉄筋を固定し、水平方向に油圧ジャッキにて引張側の鉄筋を引張り、単純漸増荷重として明確な荷重低下及び破壊まで実施した。鉄筋の表面にひずみゲージを貼り付け各鉄筋のひずみ分布を計測し、引張側鉄筋からの固定側鉄筋にコンクリートを介して応力が伝達されているか検討している。

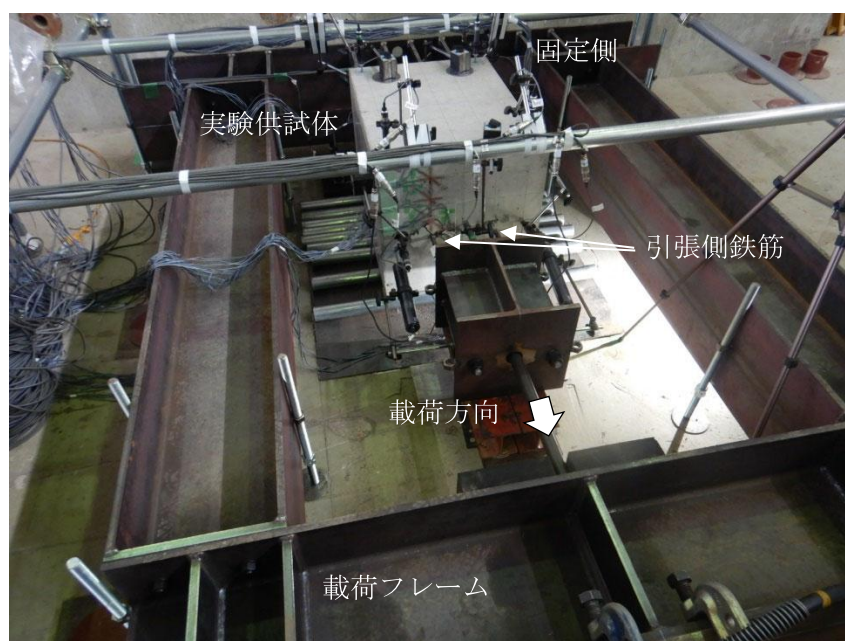


写真-7.3.2.1 全体荷重状況

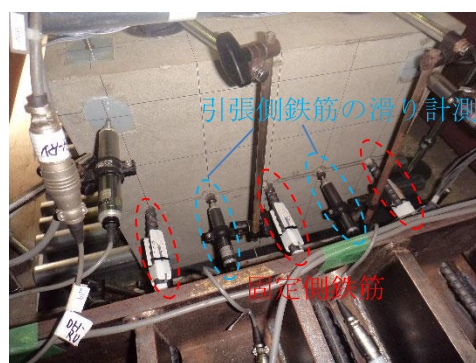
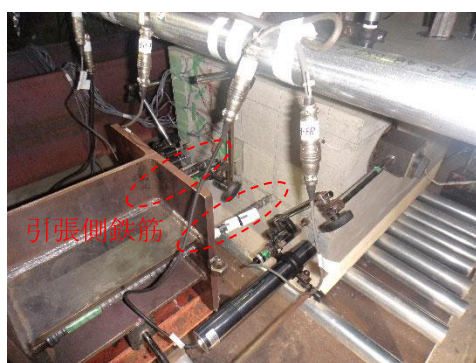


写真-7.3.2.2 供試体荷重状況

(2) 供試体の詳細

1) 概要

使用する鉄筋は引張側及び固定側の軸方向鉄筋径は D16 (SD345)、帯鉄筋は D10 (SD295) としている。コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ である。引張側鉄筋の定着長は道示Ⅲ5. 2. 7 で示される式 (7.3.2.1) より算定した鉄筋の重ね継手長 $l_a=31.25\phi$ (ϕ : 鉄筋径) (=500mm) であり、継ぎ手部に直交する方向に対して脆性的な破壊を防ぐために帯鉄筋を 100mm 間隔で配置している。

一般的な重ね継手では、継いだ鉄筋どうしが接触し式 (7.3.2.1) によって算出された重ね継手長を確保することで鉄筋相互の応力伝達を行われ、鉄筋の一体化が図られている。

実際の構造物を想定した際に、既設フーチングの鉄筋に対して増設フーチングの鉄筋を接触させることは施工上困難である。そこで、本実験では既設フーチングの鉄筋を想定した固定側の鉄筋と増設フーチングの鉄筋を想定した引張側の鉄筋に離隔 100mm を設けている。ここで、鉄筋の間隔 100mm について、既往のあき重ね継手の梁の曲げ試験の結果¹²⁾ から日本建築学会の規準¹³⁾ では、鉄筋どうしが接触しない配置の場合には継手筋のあきを継手長さの 0.2 倍以下かつ 150mm 以下としており、あき重ね継手の場合でも相互の鉄筋が密着した継手と考えてよいとされている。

図-7.3.2.4 に実験供試体の概要図を示す。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \cdot \phi \dots\dots\dots (7.3.2.1)$$

l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の引張応力度の基本値 (N/mm²) (本実験では 200 N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの付着応力度の基本値 (N/mm²) (本実験では 1.6 N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

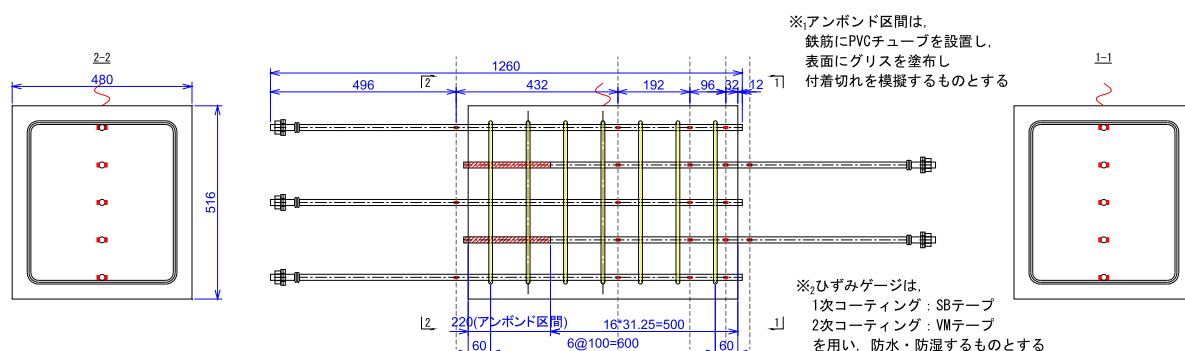


図-7.3.2.4 実験供試体概要図

2) 材料試験結果

コンクリート及び鉄筋の材料の仕様は以下のとおりとした。また、各材料定数を表-7.3.2.1に示す。

- ・鉄筋規格：SD345
- ・セメント：普通ポルトランドセメント
- ・粗骨材：最大寸法 20mm
- ・スランプ：12cm

表-7.3.2.1 材料定数

コンクリート (σ_{ck24})	試験結果	備考
圧縮強度 (N/mm^2)	29.8	
弾性係数 (kN/mm^2)	25.60	参考値
ポアソン比	0.178	参考値

鉄筋 (D16)	試験結果	備考
降伏応力 (N/mm^2)	406.2	
降伏ひずみ (μ)	2221	
引張強さ (N/mm^2)	598.8	
弾性係数 (kN/mm^2)	191.2	

3) 計測項目

供試体の計測項目を以下の表-7.3.2.2に、鉄筋に貼り付けたひずみゲージ位置を図-7.3.2.5に整理する。

表-7.3.2.2 計測項目と計測方法

計測項目	計測方法
荷重	ロードセル
変位	鉄筋の載荷方向変位
ひずみ	鉄筋のひずみ
	コンクリート表面のひずみ

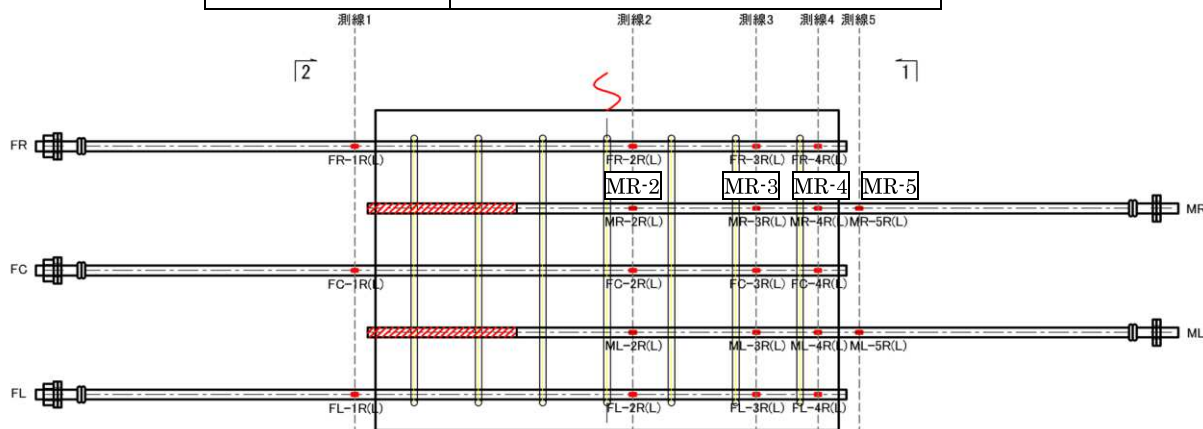


図-7.3.2.5 鉄筋ひずみの計測位置

4) 荷重用フレーム

本実験の荷重用フレームを図-7.3.2.6に示す。

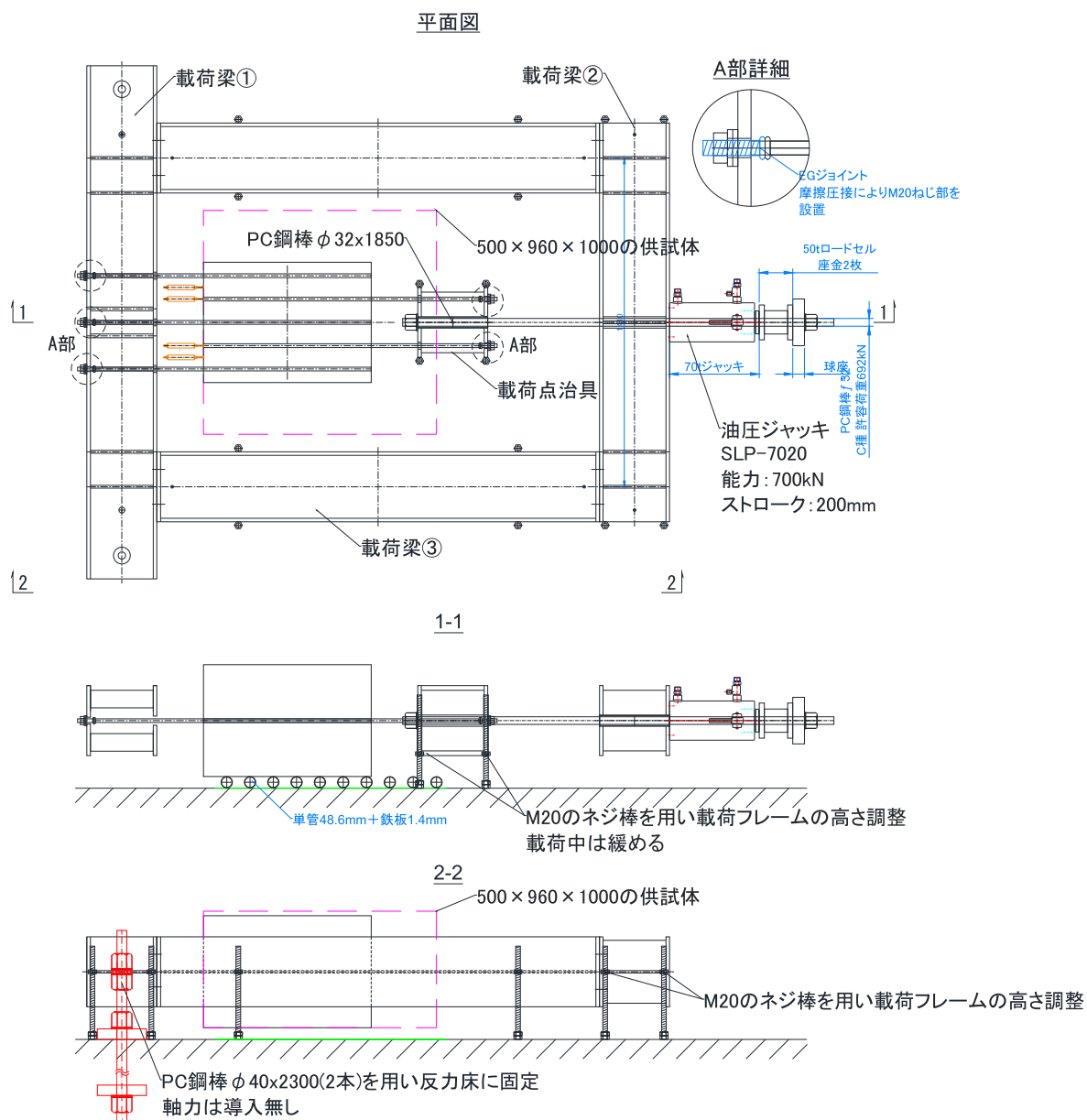


図-7.3.2.6 荷重用フレーム

(3) 載荷実験の結果

1) 荷重 - 変位関係

載荷位置における荷重-変位関係を図-7.3.2.7に示す。引張側の鉄筋が降伏するまでは線形的な挙動を示しており、鉄筋が降伏し降伏棚が確認された後にひずみ硬化により荷重の増加に伴い、変位が増加し最大荷重に達した。表-7.3.2.1の材料試験による降伏荷重及び引張荷重の計算値と一致している。

鉄筋が降伏するまでの弾性域内の載荷荷重 147kN において写真-7.3.2.3に示すように引張側の鉄筋位置コンクリート表面のコーン破壊が生じていることを確認している。コンクリート表面に鉄筋を中心として半径 50mm 程度の円形の破壊が生じている。

また、最大荷重は図-7.3.2.8、写真-7.3.2.4に示すように引張側の鉄筋の抜け出しによる変位急増及び荷重低下となった。

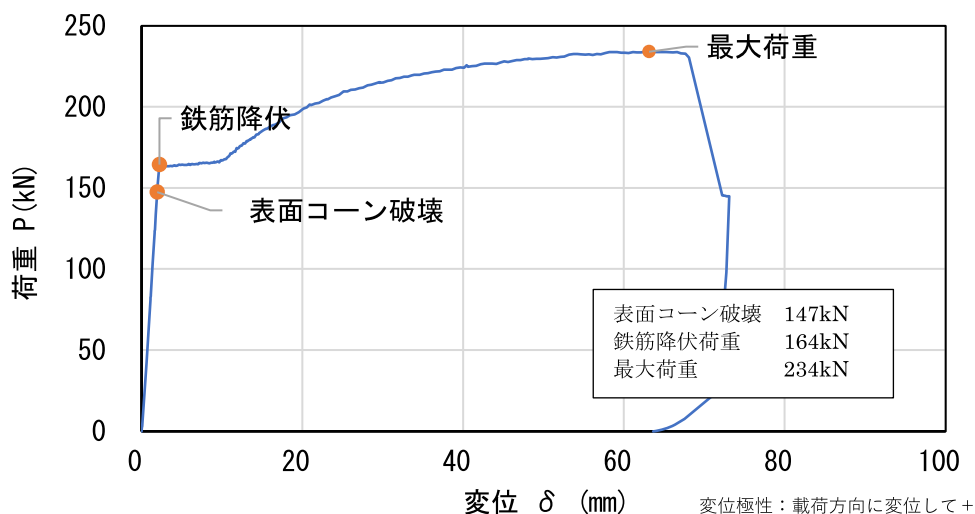


図-7.3.2.7 荷重-変位関係

表-7.3.2.3 載荷荷重の計算値

	計算値	備考
降伏荷重	161kN	D16 の 2 本
引張荷重	238kN	//



写真-7.3.2.3 表面のコーン破壊

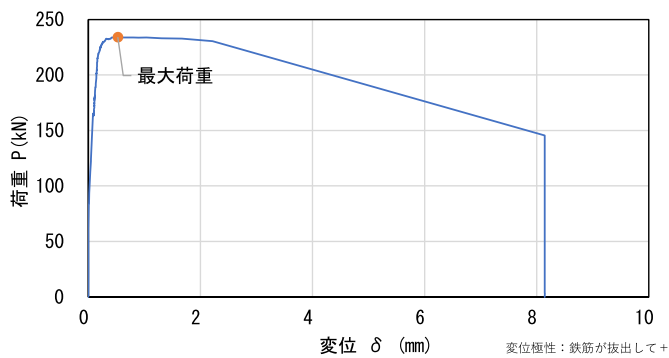
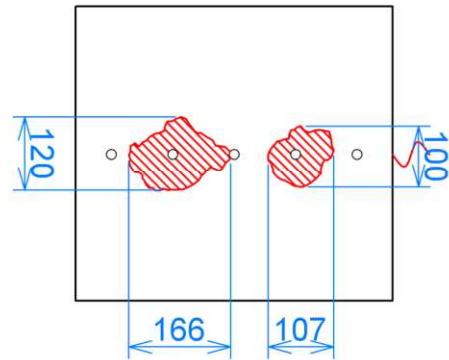


図-7.3.2.8 引張側鉄筋の荷重-変位関係

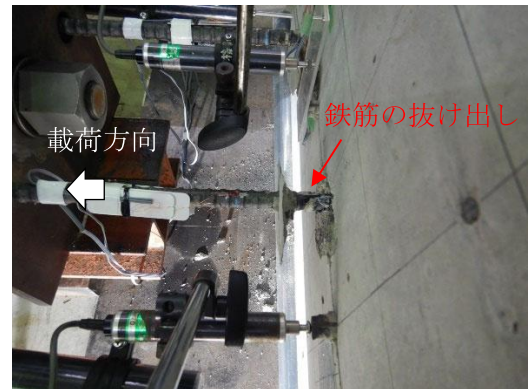


写真-7.3.2.4 引張側鉄筋の抜け出し

2) 引張側鉄筋のひずみ

図-7.3.2.4 に示すひずみの貼り付け位置における引張側鉄筋の荷重-ひずみ関係を図-7.3.2.9 に示す。荷重の増加に伴いコンクリート外側の MR-5 及びコンクリート表面から 32mm 内側にある MR-4 のひずみが先行して増加し、降伏ひずみに達する。その後、荷重増加に伴い MR-3、MR-2 の順に降伏ひずみに達していることがわかる。

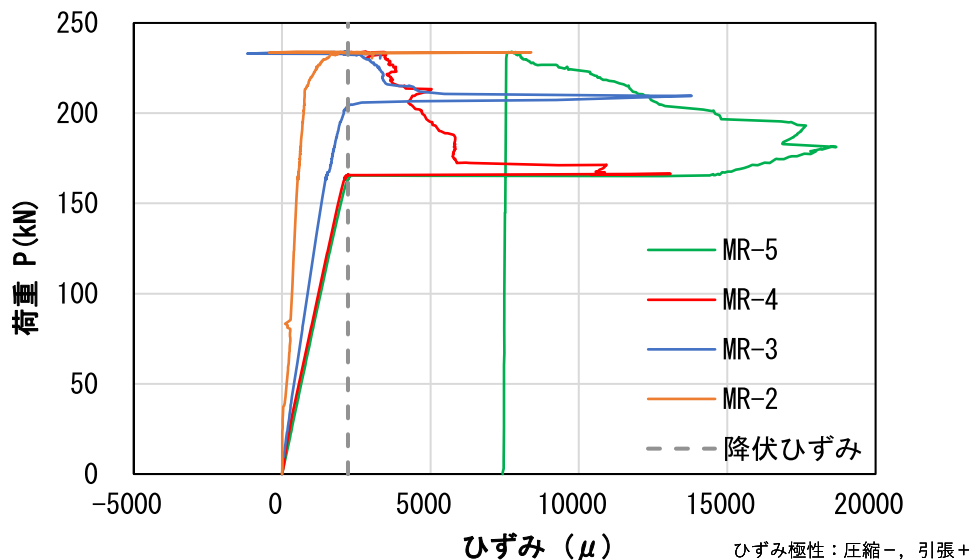
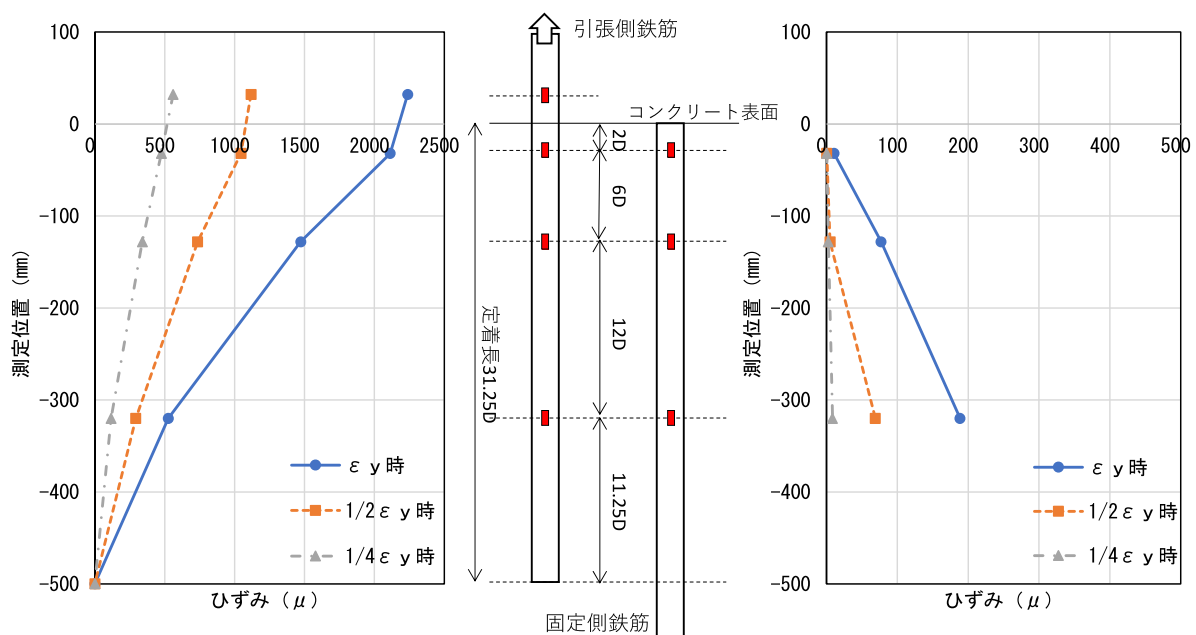


図-7.3.2.9 引張鉄筋の荷重-ひずみ関係

引張側鉄筋と固定側鉄筋のひずみ分布を図-7.3.2.10に示す。鉄筋の降伏ひずみ時、 $1/2$ 降伏ひずみ時、 $1/4$ 降伏ひずみ時での荷重レベルでのひずみ分布を確認する。なお、引張側鉄筋の定着先端部においてはひずみの計測を行っていないため、ひずみゼロとしている。

引張側鉄筋のコンクリート表面から $2D$ (D : 鉄筋径) の位置でのひずみはコンクリート外側の鉄筋ひずみと同等の値を示しているが、コンクリート表面から $8D$ の位置ではコンクリート外側のひずみの 7 割程度、 $20D$ の位置では 2 割程度となる。一方、固定側鉄筋では、コンクリート表面から $2D$ の位置ではほとんどひずみが生じておらず、 $8D$ の位置、 $20D$ の位置により若干のひずみ増加は見られるが、同断面における引張側鉄筋の発生ひずみに対しては僅かな値となっている。これらは、荷重レベルに関係なく同様の傾向を示していることがわかる。

このことから、本実験のような鉄筋の引張実験供試体における鉄筋どうしの応力伝達メカニズムについて、引張側の鉄筋の応力は鉄筋と付着する周辺のコンクリートが主に負担するため、設計上、引張鉄筋から固定鉄筋に応力の伝達が想定されるものの、引張鉄筋から固定鉄筋に 1 対 1 で応力が伝達される訳ではなく、固定側は鉄筋コンクリート構造として鉄筋とコンクリートで分担して抵抗していることが考えられる。



ϵ_y 時 : 引張側鉄筋のコンクリートに埋め込まれていない断面のひずみが鉄筋の降伏ひずみに達した時
 $1/2 \epsilon_y$ 時 : 引張側鉄筋のコンクリートに埋め込まれていない断面のひずみが鉄筋の降伏ひずみの $1/2$ に達した時
 $1/4 \epsilon_y$ 時 : 引張側鉄筋のコンクリートに埋め込まれていない断面のひずみが鉄筋の降伏ひずみの $1/4$ に達した時

図-7.3.2.10 鉄筋軸方向ひずみの分布（左：引張側鉄筋、右：固定側鉄筋）

7.3.2.2 フーチング接合部要素の両引試験の解析

(1) 解析概要

前述したフーチング接合部要素の両引実験を対象とし FEM 再現解析を行い、軸鉄筋とコンクリート、及び軸鉄筋どうし間における応力伝達を調べる。

(2) 解析の方法

FEM 再現解析においては、汎用有限要素解析ソフト DIANA を用いて 3 次元 FEM 解析を行い、3 次元の立体形状を有するソリッド要素にてコンクリート部分をモデル化し、作成したコンクリート部分の FEM モデル図（要素サイズが約 25mm）を図-7.3.2.11 に示す。また、軸鉄筋及びせん断補強筋を埋め込み要素でモデル化した（図-7.3.2.12）。鉄筋とコンクリート間は完全付着とした。

コンクリート部分の応力-ひずみ関係のモデル化については、圧縮側と引張側にそれぞれ放物線型モデル¹⁴⁾と Hordijk モデル¹⁵⁾を用いた。また、鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアモデルとした。なお、これらのコンクリートや鉄筋の応力-ひずみ関係のモデルにおける各パラメーターの数値は、前述したコンクリートや鉄筋の材料試験結果（表-7.3.2.1）に基づき設定した。

解析モデルにおける境界条件は、図-7.3.2.12 に示すように左側の軸鉄筋端部の自由度（並進と回転）を完全に拘束した。また、荷重条件としては、軸鉄筋の右側自由端（節点 1151 及び節点 1152）に水平方向に強制変位を与えることとした。

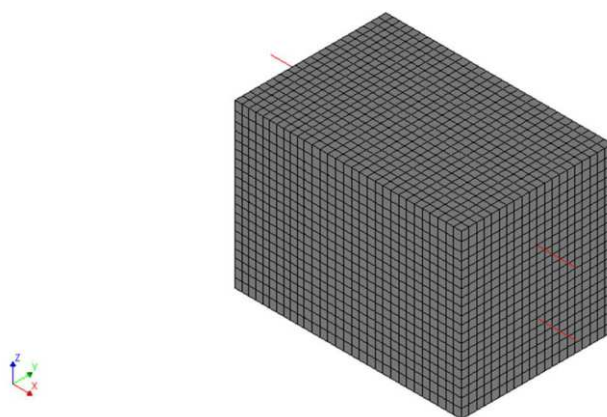


図-7.3.2.11 FEM 解析モデル（コンクリート部分）

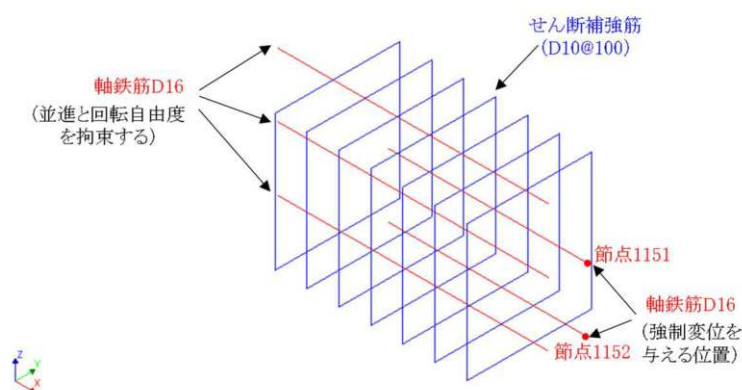


図-7.3.2.12 FEM 解析モデル（鉄筋部分）

(3) 解析結果

1) 荷重—変形関係

強制変位を与える位置（節点 1151 及び節点 1152）における荷重—変形関係を図-7.3.2.13 に示す。また、それに合わせて荷重の合計と変形の関係や鉄筋の降伏耐力の算定値を同図に示す。

同図に示すように、節点 1151 と節点 1152 における荷重の最大値は鉄筋の降伏耐力とほぼ等しい。また、荷重の合計値は、前述した荷重の実験値（164kN）とほぼ一致したことが分かる。

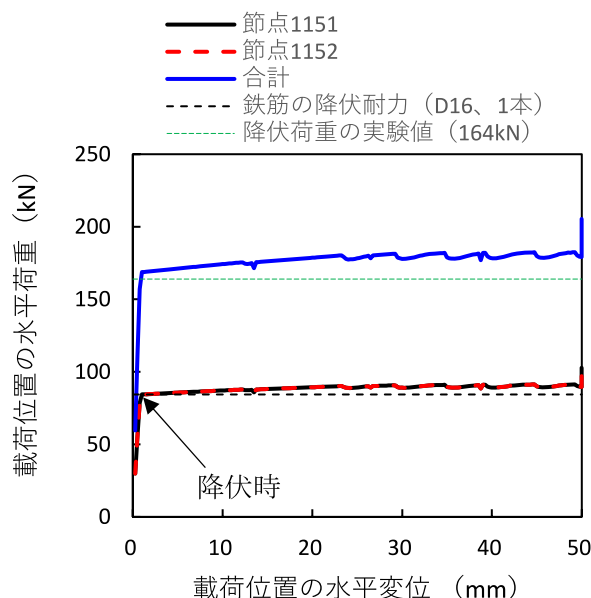


図-7.3.2.13 荷重-変形関係

2) コンクリートのひび割れの分布

強制変位を与える鉄筋が降伏する時、コンクリート側面に生じるひび割れの分布を図-7.3.2.14 に示す。同図に示すように、コンクリートのひび割れは、鉄筋位置を中心に放射線状な分布を有したことが分かる。一方で、実験においては、前述したようにコンクリート表面にコーン破壊が発生した。解析において鉄筋とコンクリートが完全付着としたため、破壊形態は実験と完全に一致しないが、コンクリートの破壊範囲は、解析と実験においてほぼ一致したことが分かる。

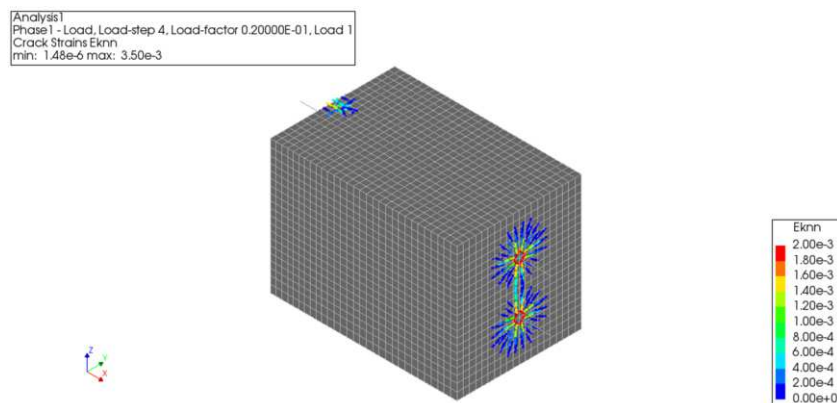


図-7.3.2.14 コンクリートのひび割れの分布（降伏時）

3) 応力伝達

強制変位を与える鉄筋が降伏する時、軸鉄筋の応力分布を図-7.3.2.15に示す。強制変位を与える軸鉄筋の近くに配置される軸鉄筋の応力は、強制変位を与える軸鉄筋と比べてほとんど発生しておらず、前述した実験結果とほぼ同様であった。つまり、前述した実験や本解析においては、鉄筋の間隔を100mmとした場合、軸鉄筋間に応力伝達がほとんど発生しないことが分かる。

また、強制変位を与える鉄筋が降伏する時、コンクリートの主ひずみの分布を図-7.3.2.16に示す。強制変位を与える軸鉄筋の周りにおいては、明らかに大きな主ひずみが発生しており、鉄筋からの力のほとんどがコンクリートに伝達されたことが考えられる。それは、図-7.3.2.15に示す軸鉄筋の応力分布の結果と対応している。

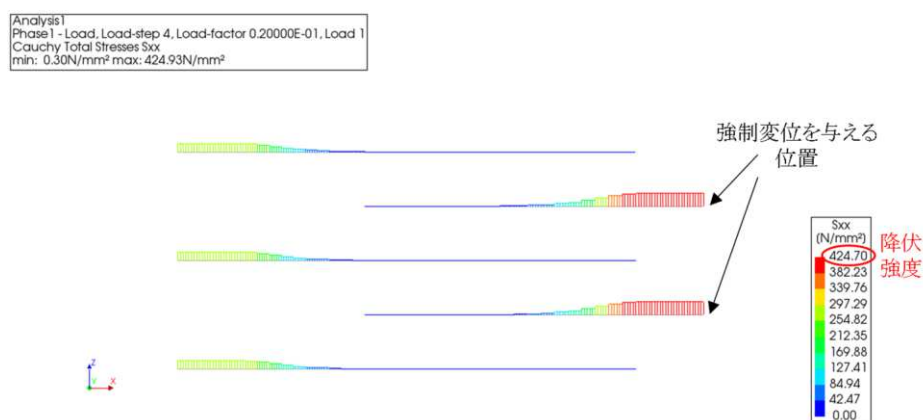


図-7.3.2.15 コンクリートのひび割れの分布（軸鉄筋が降伏の時）

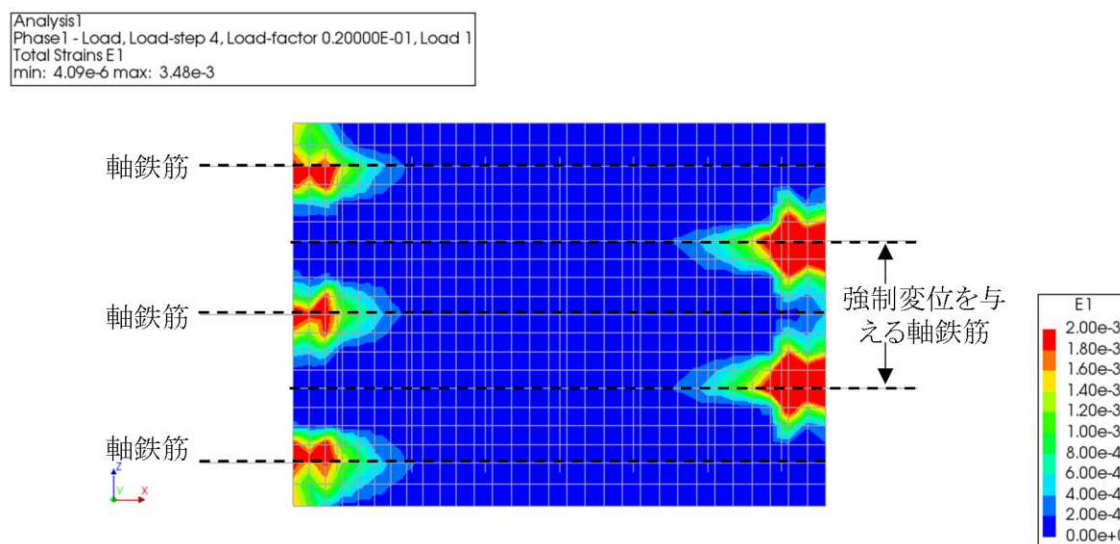


図-7.3.2.16 コンクリートの主ひずみの分布（軸鉄筋が降伏の時）

7.3.2.3 あと施工アンカーを用いたフーチング接合部要素の曲げ載荷試験

(1) 実験概要

既設フーチングと増設フーチングの新たな接合方法として、あと施工アンカーを用いてフーチングを剛結合させる場合、既設フーチングの鉄筋の切断などの作業が不要になり、供用中の既設フーチングの安全性に影響を与える施工中のリスクの低減が期待できると考えられる。

そこで、本節では、まずはあと施工アンカーの接合部を有する梁の曲げ試験を行い、曲げモーメントに対する梁の耐荷性能を検証した。

(2) 供試体の詳細

道路橋のフーチングは、せん断力や曲げモーメントが同時に作用する版部材であるが、今回の載荷実験においては、よりシンプルな供試体を用いてあと施工アンカーによるフーチング接合部の曲げ耐力を確認するために、純曲げが作用する梁部材として供試体を設計した。供試体の寸法・配筋詳細を図-7.3.2.17に示す。

既設側と増設側に相当する部分の長手方向長さは、それぞれ1,819mmと1,081mmとした。既設側と増設側の断面サイズは同様に250mm×500mmとした。供試体下側のかぶりコンクリートの厚さは、あと施工アンカー用の削孔を行う際にひび割れなどの損傷が発生する恐れがあるため、供試体の上側や側面より大きく設置した。

供試体の下側の軸方向鉄筋は、既設側においてD19×3本（SD345）とし、既設側の鉄筋断面積の合計とほとんど等しくなるように増設側にD22×2本（SD345）をあと施工アンカー（軸方向鉄筋）として配置した。なお、増設側のあと施工アンカーの定着長は、道路橋示方書Ⅲ編に規定される鉄筋の重ね継手長（ $31.25 \times D22 = 687.5\text{mm}$ ）とした。せん断補強筋は、既設側と増設側において同様にD10（間隔80mm）とした。ただし、図-7.3.2.17に示すようにあと施工アンカーの範囲においては、実際の既設フーチングでは鉛直鉄筋が少ないことを想定し、本実験では純曲げ区間にはせん断補強筋を配置しなかった。また、上側の軸方向鉄筋は、実験の簡略化のため、既設側から増設側まで一連の鉄筋（D19×3本）とした。

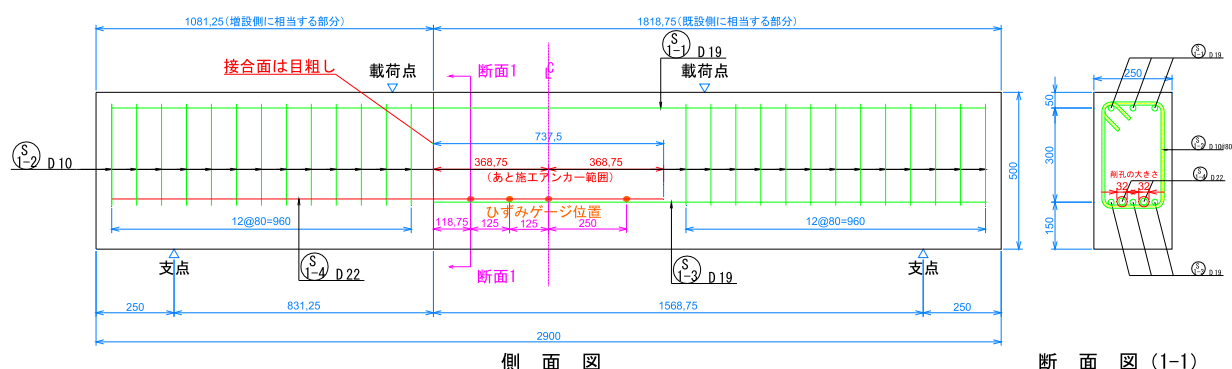


図-7.3.2.17 供試体の寸法（単位 mm）及び配筋詳細

(2) 供試体の製作過程

供試体の製作過程を写真-7.3.2.5に示す。製作順序は、まず既設側のコンクリートを打設する。次に既設側の脱型後にあと施工アンカーを設置するための削孔を行い、エポキシ樹脂を充填し、増設側のあと施工アンカーを削孔した既設側のコンクリートに挿入し一体化させた。最後に、接合面における既設側コンクリート表面をチッピングしたうえで、増設側のコンクリートを打設した。

なお、既設側の脱型後の削孔については、削孔機のチューブにマーキングを行い削孔深さを管理し、計画通りに精度よく実施できた。また、増設側の下側の軸鉄筋（あと施工アンカー）は、実橋を想定して横向き施工が可能な接着剤を用いて既設側に定着させた。注入した樹脂の重量で樹脂の充填施工を管理し、本実験において樹脂が十分に充填したと判断できた。充填した樹脂を約2週間養生した後に、既設側のコンクリート打設を行った。



(a) 既設側のコンクリート打設



(b) 既設側の脱型後の削孔



(c) アンカー挿入後の様子



(d) 増設側の鉄筋が組立後の様子



(e) 増設側のコンクリート打設

写真-7.3.2.5 供試体の製作過程

(3) 材料試験結果

供試体製作に使用したコンクリートや鉄筋の材料試験結果を表-7.3.2.3に示す。

既設側と増設側のコンクリートの力学特性は、呼び強度が同じとしたが、打設のタイミングが異なるため、載荷時の弾性係数・圧縮強度・ポアソン比に多少の差異が見られたが、ほぼ同様であった。

また、既設側と増設側における軸鉄筋（D19 と D22）とせん断補強筋（D10）は、規格 SD345（公称降伏強度 345N/mm²）とした。既設側や増設側における軸鉄筋の力学特性は、鉄筋径によって多少の差異が見られたが、ほぼ同様であった。

表-7.3.2.3 材料試験の結果

(a)コンクリート

	呼び強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ポアソン 比
既設側	24	20	25.09	31.2	0.195
増設側			24.73	35.8	0.184

(b)鉄筋

	規格	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
上側の軸鉄筋 (既設側・増設側共通)	D19、SD345	198.8	388.0	2153
下側の軸鉄筋（既設側）				
下側の軸鉄筋（増設側）	D22、SD345	196.0	397.4	2256
せん断補強筋 (既設側・増設側共通)	D10、SD345	—		

(4) 載荷方法

載荷実験のセットアップを写真-7.3.2.6に示す。同図に示すように供試体の載荷は、分配梁を用いて2点に集中力を与えて一方向載荷とした。載荷制御は、下側の軸鉄筋が降伏するまで荷重制御とし、降伏した後に変位制御とした。

また、載荷段階では、ジャッキの荷重、供試体のたわみ、ひび割れ分布、ひび割れ幅及び鉄筋のひずみを計測項目とした。なお、接合面のひび割れ幅は接合面を跨ぐようにπゲージを高さ方向5カ所に設置し計測した。

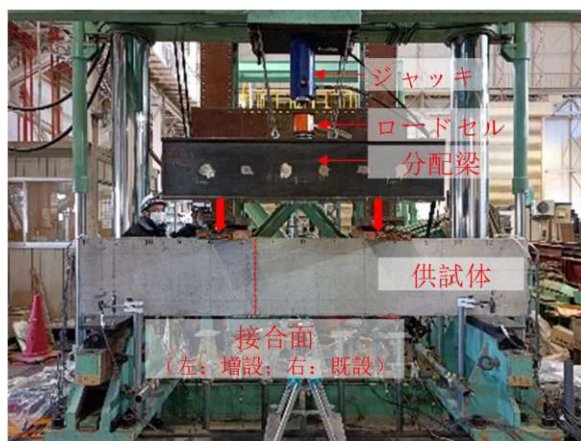


写真-7.3.2.6 載荷実験のセットアップ

(5) 載荷実験の結果

1) 荷重－変位関係と損傷過程

実験で得られた供試体中央位置の鉛直荷重－鉛直変位関係を図-7.3.2.18に示す。また、供試体側面のひび割れの進展の様子を写真-7.3.2.7に示す。

載荷初期段階においては、接合面や下側の軸方向鉄筋の断面積が変化する位置付近に鉛直方向の曲げひび割れ(図-7.3.2.18及び写真-7.3.2.7、①と②)が発生した。その後、増設側(図-7.3.2.18の左側)のあと施工アンカーと既設側(図-7.3.2.18の右側)の軸方向鉄筋が重なる範囲(あき重ね継手部分)において、下側の軸方向鉄筋に沿って水平方向のひび割れ(図-7.3.2.18及び写真-7.3.2.7、③と④)が発生し、両側から中央に向かって進展した。接合面におけるアンカー定着させた軸方向鉄筋が降伏した時の鉛直荷重は約300kNとなり(図-7.3.2.18、⑤)、軸方向鉄筋に継手が無いものと仮定して計算した梁の降伏荷重271kN(軸方向鉄筋降伏時の鉛直荷重)より大きな値を得ることができた。ここで、計算で用いた鉄筋の材料特性は引張試験で得られた値である。接合面におけるアンカー定着させた軸方向鉄筋が降伏した後に供試体の剛性が低下し、鉛直変位が31.28mmの時に最大荷重368.6kN(図-7.3.2.18、⑥)となり、直後に荷重が著しく低下した。なお、最大荷重を迎えた直後に供試体の中央位置と載荷位置直下の変位差が約50mm生じているが、これは後述する割裂破壊によって剥落したコンクリート片の落下に伴って計測された変位であり、供試体の変形を計測できている結果ではない。

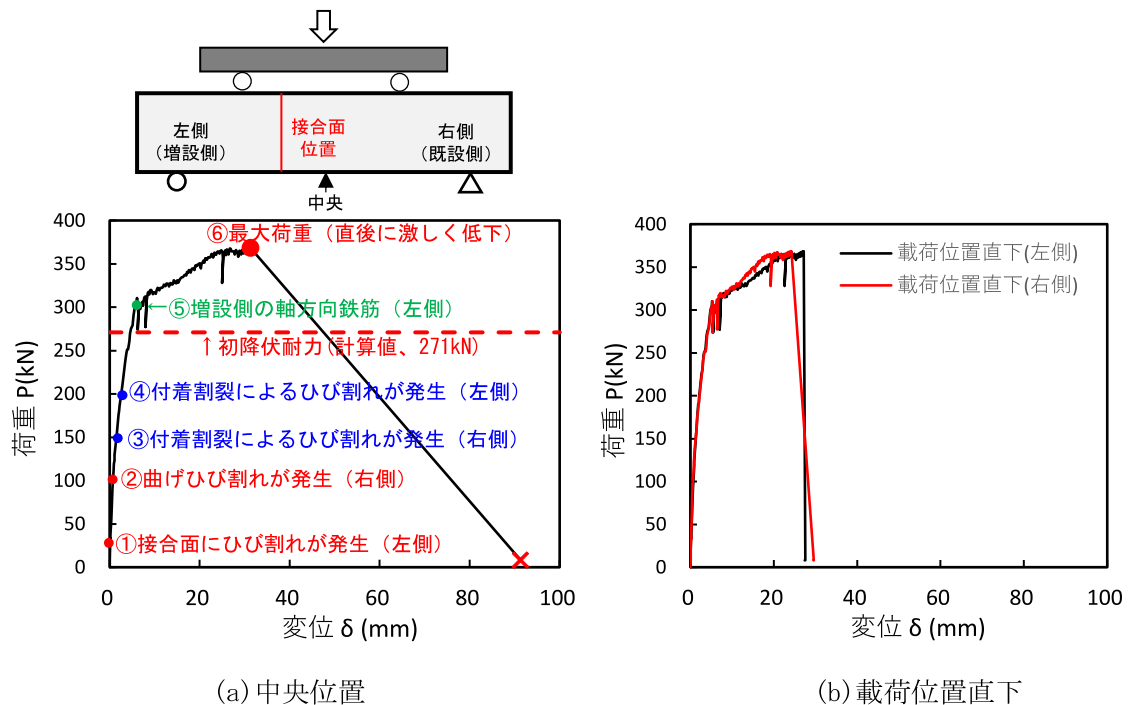


図-7.3.2.18 鉛直荷重－鉛直変位関係

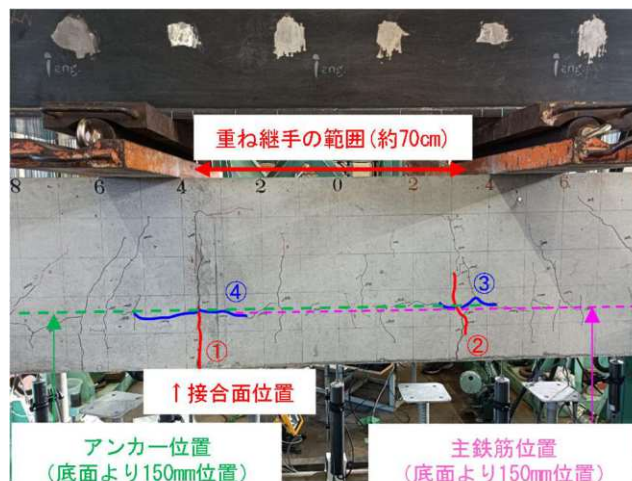


写真-7.3.2.7 ひび割れの進展特徴

2) 接合面付近の軸方向鉄筋のひずみ

図-7.3.2.18 に示す断面 1 (接合面付近) における既設側・増設側の下側の軸鉄筋ひずみの変化を図-7.3.2.19 に示す。既設側の軸鉄筋のひずみは、荷重初期段階に荷重の増加とともに大きくなったが、荷重が約 200kN の時から MR1-5~MR3-5 の値が大きく異なることが分かる。それは接合面付近の付着割裂の発生タイミング (図-7.3.2.18(a)④) とほぼ一致し、MR1-5~3-5 の値が大きく異なる原因が付着割裂による影響であると考えられる。一方で、あと施工アンカーとした増設側の軸鉄筋のひずみ (MR4-5、5-5) は、荷重過程においても荷重の増加とともに大きくなり、降伏ひずみより大きなひずみが発生した。

また、あと施工アンカーとして配置された下側の軸鉄筋のひずみを図-7.3.2.20 に示す。接合面から最も遠く離れる位置における軸鉄筋のひずみは、付着割裂破壊により明らかに小さいことが分か

る。一方で、接合面に最も近い位置における軸鉄筋のひずみは、降伏ひずみより大きい結果となった。これらの結果から、接合面における下側の軸鉄筋が降伏する時に、特に重ね継手の中央部に付着が大きく喪失していないことが考えられる。また、図-7.3.2.18(a)に示すように、降伏時の荷重の実験値が算定値とほぼ一致し接合面の曲げ耐力に対して付着割裂破壊による影響が小さいとも考えられる。

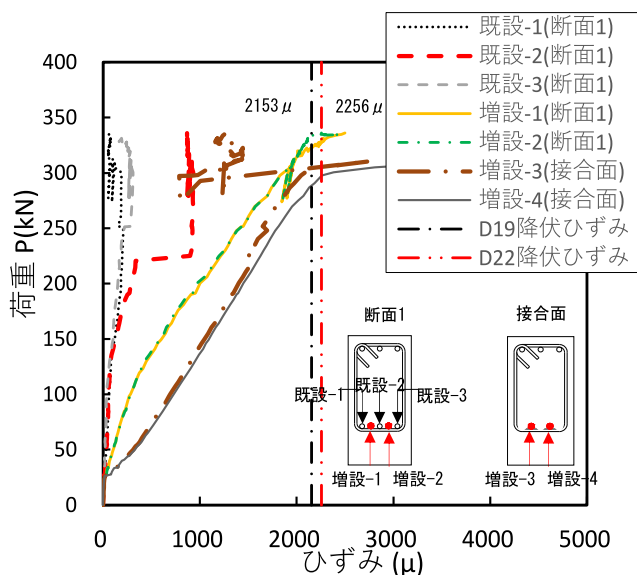


図-7.3.2.19 下側軸方向鉄筋のひずみ（図-3 の断面 1 と接合面）

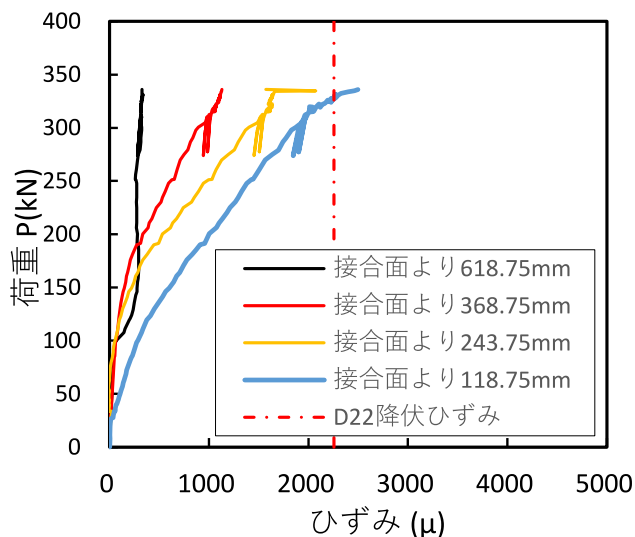


図-7.3.2.20 下側の軸鉄筋のひずみ（増設側）

3) 接合面におけるひび割れ幅

接合面におけるひび割れ幅の変化について図-7.3.2.21に示す。各位置のひび割れ幅は、荷重が約300kN（図-7.3.2.18(a)、⑤）に達するまでは、荷重の増加とともに徐々に大きくなったが、荷重が約300kNに到達後に急増したことが分かる。その原因は、軸方向鉄筋の降伏後の載荷過程において付着割裂破壊が進展したことにより、鉄筋とコンクリートの付着が低下し引き抜き変形が支配的となったことであると考えられる。

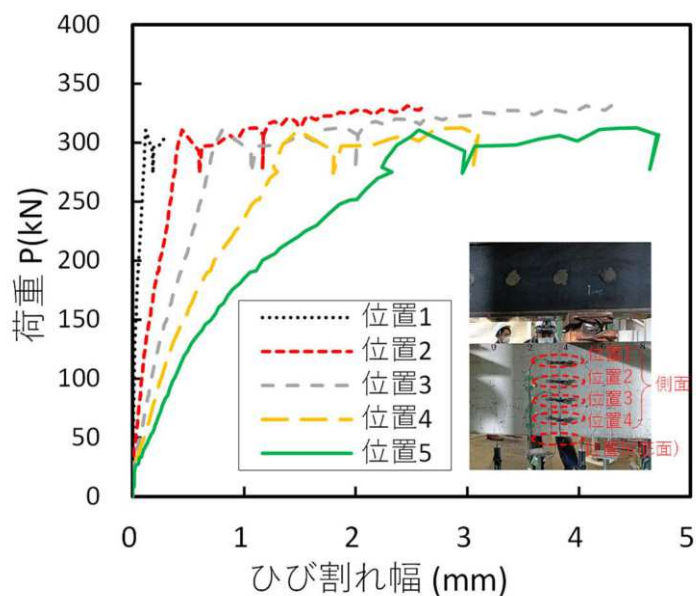


図-7.3.2.21 接合面におけるひび割れ幅の変化

4) 破壊メカニズムの考察

載荷後の供試体の様子を写真-7.3.2.8に示す。下側の軸方向鉄筋が降伏した後、軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが供試体の断面を貫通する状態で両側から中央に進展し、最終的には下側のかぶりコンクリートが完全に剥がれ、曲げ抵抗ができなくなり鉛直荷重が低下した。これは、あき重ね継手区間において、鉄筋とコンクリートの付着力が喪失したためであり、荷重を伝達できる前提である重ね継手の定着機構が成立しなくなったと考えられる。

あと施工アンカーを用いた接合方法に対する梁の曲げ試験では、軸方向鉄筋が降伏するまでは付着割裂の影響は少ないが、降伏後にあき重ね継手区間において水平ひび割れが進展し、一般的な鉄筋コンクリート梁の曲げに対する破壊では生じない脆性的な付着割裂破壊が生じたものと考察する。



写真-7.3.2.8 載荷後の供試体の様子

付着割裂破壊のメカニズムについては既往文献¹⁶⁾において、異形鉄筋の場合に鉄筋の節とコンクリートの機械的な噛み合い作用により周囲のコンクリートへ放射状に斜め方向の支圧力が生じ、その支圧力の鉄筋との直交成分が周囲のコンクリートを押し広げようとする割裂応力によって生じるものとされている（図-7.3.2.22 および図-7.3.2.23）。あと施工アンカーを用いたフーチングの接合を実用化するにあたっては、本実験で生じたような脆性的な破壊に至らないよう、付着割裂破壊が生じないような照査が必要となる可能性について留意する必要がある。

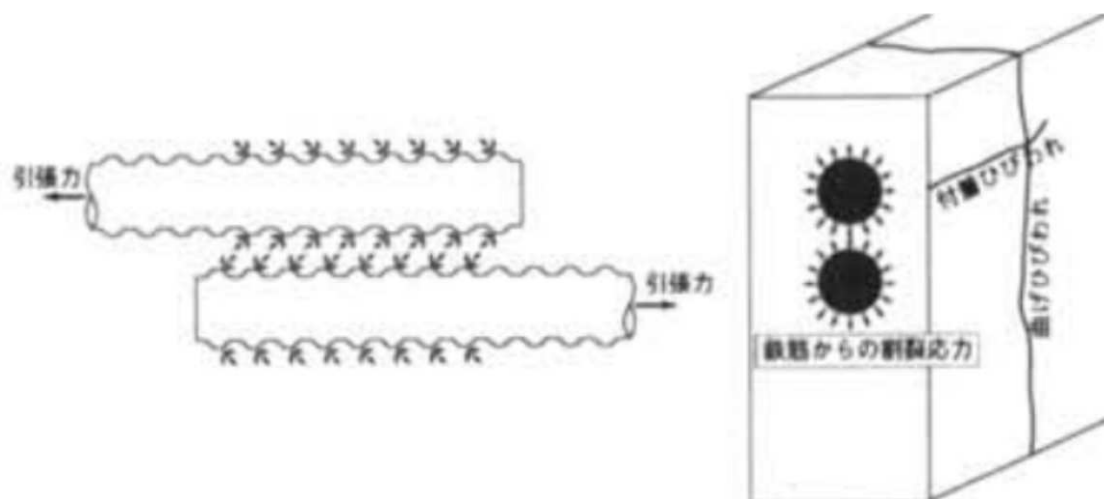


図-7.3.2.22 放射応力とひび割れ¹⁶⁾

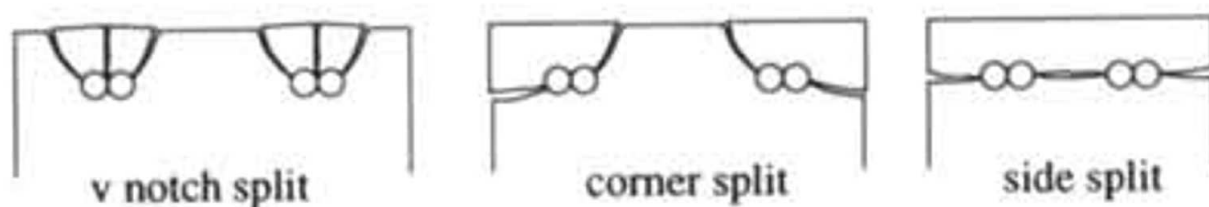


図-7.3.2.23 付着割裂破壊タイプ¹⁶⁾

(本実験では「side split」と同様の破壊モードとなったものと推察)

7.3.2.4 フーチング接合部要素の曲げ試験の解析

(1) 解析ケースの設定

本章では、数値解析により、既設フーチングと増設フーチングの接合部にあと施工アンカーを用いた場合の曲げ耐力を検証した結果について報告する。計算を行った数値解析のケースを表-

7.3.2.4 に示す。なお、数値解析は、計算の簡略化のため、異径鉄筋の節をモデルへ反映することとはしておらず、前述の付着割裂破壊が発生しない条件とした。

Case1 と 2 は、重ね継手の有無（下側）をパラメーターとした。両ケースにおける下側の軸鉄筋の詳細は前述した供試体に基づき設定した。Case1 は、曲げ引張側の軸鉄筋を既設側と増設側とで継手のない連続した鉄筋（3D19、鉄筋断面積の合計 859.5mm²）とし、Case2 は、既設側の鉄筋と増設側の鉄筋（あと施工アンカー）はあき重ね継手を介して曲げ引張を分担することを期待するケースであり、既設側に 3D19、既設側の鉄筋断面積とほぼ等しくなるように増設側に 2D22（鉄筋断面積の合計 774.2mm²）をモデル化した。なお、Case1 と Case2 の他の諸元（コンクリート躯体の寸法、支点位置、支持条件、載荷位置）は、前述した供試体と同様である。

(2) 解析モデル

数値解析においては、汎用有限要素解析ソフト DIANA を用いて 3 次元 FEM 解析を行い、3 次元の立体形状を有するソリッド要素にて既設側と新設側のコンクリート部分をモデル化し、作成したコンクリート部分の FEM モデル図（要素サイズ 25mm）を図-7.3.2.24 に示す。また、軸鉄筋及びせん断補強筋を埋め込み要素でモデル化した（図-7.3.2.25）。上述のとおり、計算の簡略化のため、鉄筋とコンクリート間は完全付着とした。曲げ引張側の既設側の鉄筋と増設側の鉄筋（あと施工アンカー）は、完全付着するコンクリートを介して、あき重ね継手と同様の応力伝達機構が再現されることを期待している。

コンクリート部分の応力-ひずみ関係のモデル化については、圧縮側と引張側にそれぞれ放物線型モデル¹⁴⁾と Hordijk モデル¹⁵⁾を用いた。また、鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアモデルとした。なお、これらのコンクリートや鉄筋の応力-ひずみ関係のモデルにおける各パラメーターの数値は、前述したコンクリートや鉄筋の材料試験結果（表-7.3.2.3）に基づき設定した。

また、両ケースにおいては、前述した供試体の詳細に合わせて既設と増設コンクリート間に開きや剥離を考慮するためにインターフェース要素を設けた。インターフェース要素には、クーロン摩擦モデルを適用した。なお、インターフェース要素の設置位置は、前述した供試体の接合部位置と同様である。

解析モデルにおける境界条件は、図-7.3.2.24 に示すように左側に XZ 二方向の変位のみを、右側に X 方向の変位のみを拘束した。また、荷重条件としては、前述した載荷実験と同じ位置に鉛直方向に強制変位を与えることとした。

表-7.3.2.4 解析ケース※

	Case1	Case2
パラメーター	下側に重ね継手なし	下側に重ね継手あり
下側の軸鉄筋	既設側：3D19 増設側：3D19	既設側：3D19 増設側：2D22

※Case1 と Case2 における他の諸元は、前述した供試体と同様である。

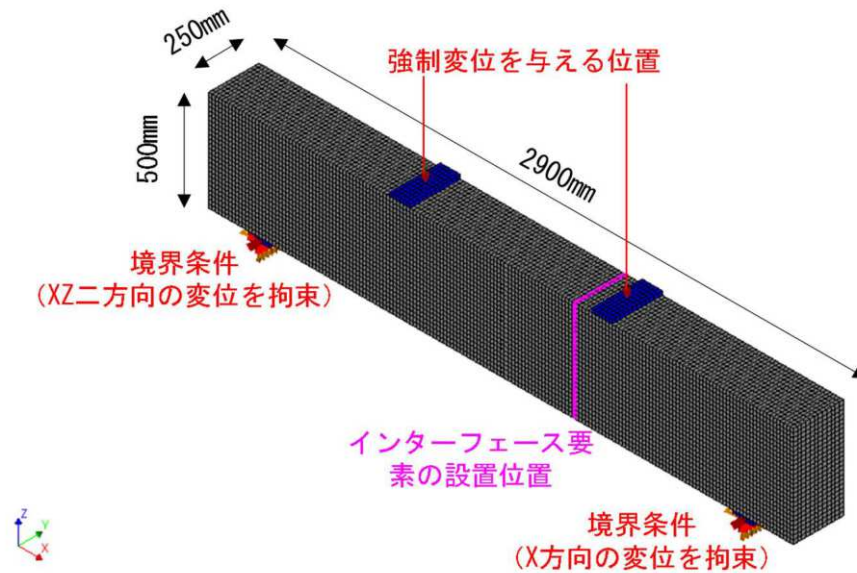


図-7.3.2.24 FEM モデル図（コンクリート部分、Case1、2 共通）

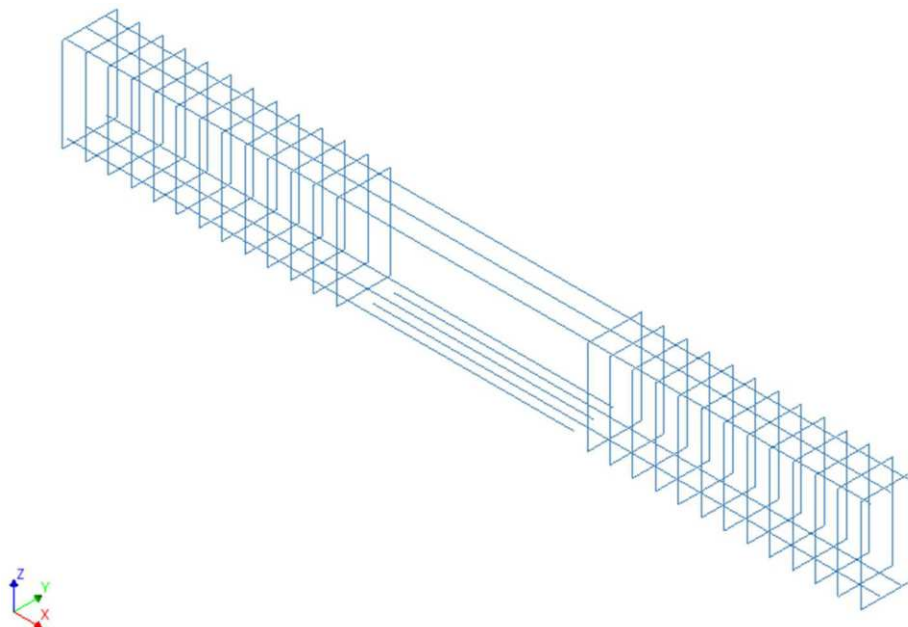


図-7.3.2.25 埋め込み要素による鉄筋のモデル化（Case2）

(3) 解析結果

1) 荷重—変形関係

両ケースにおける荷重—変位関係を図-7.3.2.26 及び図-7.3.2.27 に示す。

図-7.3.2.26 に示すように、Case1 における左右の載荷位置の荷重はほぼ同様に増加し、同程度の最大値を有した。それに対して、Case2 における左右の載荷位置の荷重は、初期段階においてほぼ同様に増加したが、左側の最大荷重が右側より大きい結果となった。その原因は、Case2 における既設と増設の鉄筋量が異なると考えられる。

また、図-7.3.2.27 に示すように、両側荷重の合計と中央底面の変位の関係は両ケースにおいてほぼ同様である。両側荷重の合計の最大値は、両ケースにおいては約 350kN となり、同等な耐力を有すると言える。また、図-7.3.2.27 に示す最大荷重の最大値は、実験の結果（図-7.3.2.18）とほぼ同様であることが分かる。

2) ひび割れの分布

両ケースにおける底面中央位置の鉛直変位が 10mm 時（最大耐力に達した後）のひび割れ分布を図-7.3.2.28 に示し、両ケースのひび割れ分布がほぼ同様な結果となり、中央の区間に曲げひび割れが、両側の区間に斜めなせん断ひび割れが支配的であった。ひび割れの分布に対しては底面における軸鉄筋の配置違いの影響が小さいと考えられる。

3) コンクリートの主ひずみ

両ケースにおける底面中央位置の鉛直変位が 10mm 時（最大耐力に達した後）のコンクリートの主ひずみの分布（供試体側面）を図-7.3.2.29 に示す。両ケースのコンクリートの主ひずみ分布がほぼ同様な結果となり、前述したひび割れ分布の結果と概ね対応し、コンクリートの主ひずみ分布に対しては底面における軸鉄筋の配置違いの影響が小さいと分かる。

4) 下側軸鉄筋の応力分布

底面中央位置の鉛直変位が 10mm 時（最大耐力に達した後）、両ケースにおける下側軸鉄筋の応力分布を図-7.3.2.30 に示す。Case1 における荷重が最大耐力に達した後、純曲げの中央区間においては、軸鉄筋の応力分布にばらつきが見られたが、ほぼ降伏強度に達したことが分かる。Case2 における荷重が最大耐力に達した後、重ね継手により中央区間の軸鉄筋の量が多くなるため、発生した応力が降伏強度より小さかったが、中央区間の両端（継ぎ手の端部）において降伏に達したことが分かる。つまり、Case1 及び Case2 における中央区間の両端断面の鉄筋応力状態が同様である。それは、図-7.3.2.26 に示す両ケースの最大荷重の大きさとほぼ対応したと考えられる。

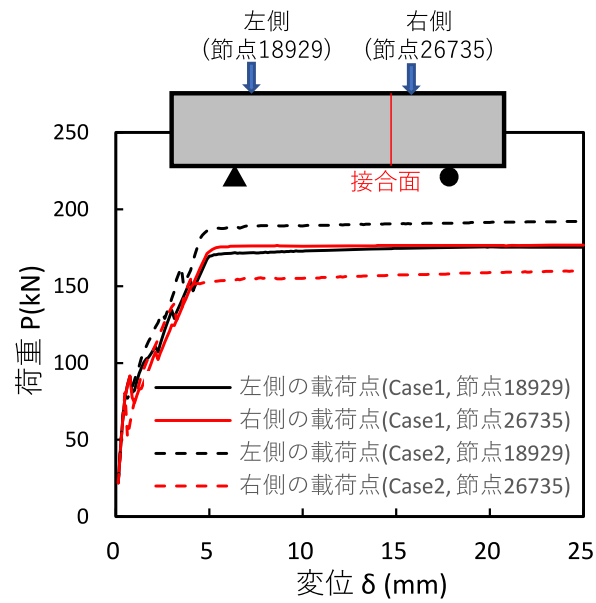


図-7.3.2.26 載荷位置における荷重と変位の関係

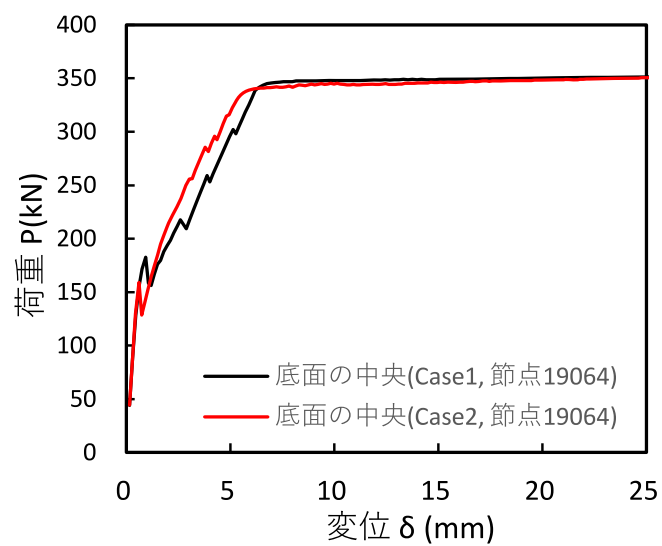


図-7.3.2.27 荷重（両側の合計）と変位（底面の中央位置）の関係

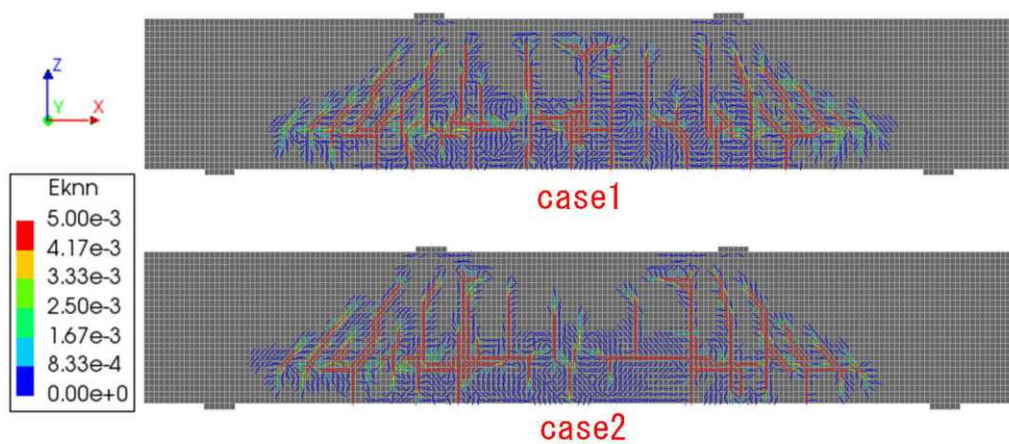


図-7.3.2.28 ひび割れの分布（底面中央位置の鉛直変位が 10mm の時）

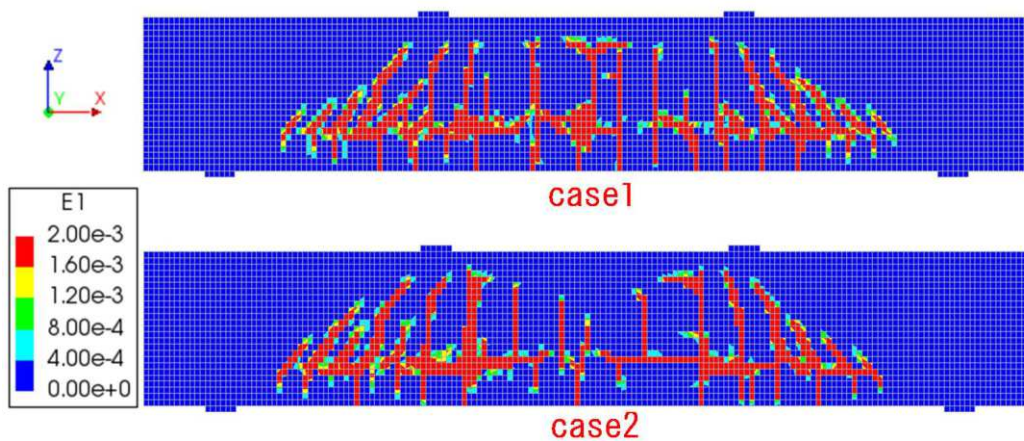


図-7.3.2.29 コンクリートの主ひずみの分布
（底面中央位置の鉛直変位が 10mm の時）

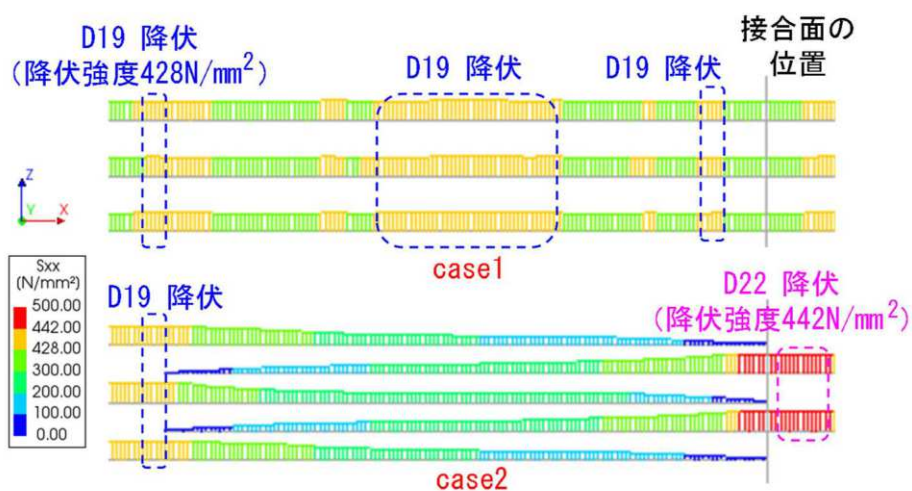


図-7.3.2.30 純曲げの中央区間における下側軸鉄筋の応力分布
（底面中央位置の鉛直変位が 10mm の時）

7.3.2.5 まとめ（両引試験と曲げ試験のまとめ）

本研究においては増杭工法における増設フーチングと既設フーチングの接合部の配筋詳細に着目してあと施工アンカーを用いる接合工法を提案し、静的載荷実験や数値解析に基づき当接合工法の有効性を検証した。

- 両引実験及び FEM 解析においてコンクリート内に定着した鉄筋どうしの荷重伝達は鉄筋間隔を 100mm とした場合、既設側と増設側を想定した軸鉄筋間に応力伝達がほとんど見られず、載荷をする鉄筋とその周辺のコンクリートが主に応力を負担する。
- 曲げ載荷実験において付着割裂破壊に至る水平ひび割れとその水平ひび割れの貫通によるコンクリート断面の剥落が破壊モードとして支配的であったが、今回の実験に用いた供試体の最大荷重を迎える範囲では、接合面の曲げ耐力の実験値と理論値はほぼ一致したため、付着割裂破壊に至る水平ひび割れの影響は小さかったと考えられる。
- あき重ね継手の有無をパラメーターとした数値解析の結果、異形鉄筋の節に起因する付着割裂破壊が生じないことを前提とした条件の範囲においては、2点載荷の両側の荷重の合計と中央底面の変位の関係がほぼ同様であったため、同等な耐力を有すると考えられる。
- また、両解析ケースにおいては、コンクリートのひび割れ・主ひずみ分布がほぼ同様な結果となった。中央区間の両端断面における下側鉄筋の応力は、両ケースにおいても降伏強度に達した。これらの結果から、両解析ケースにおける破壊形態がほぼ同様であると考えられる。

7.3.3 既設杭と補強部材の合理的な接合方法に関する検討

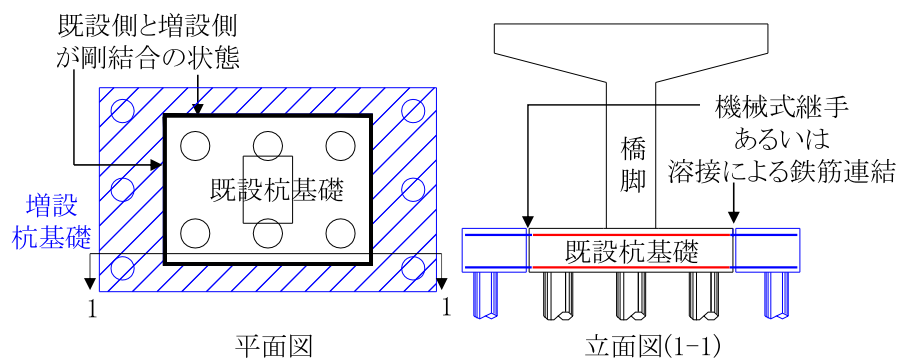
従来の増し杭工法による補強施工にあたっては、既設側と増設側の一体化を図るため、既設側のフーチング鉄筋をはつり出し切断し、溶接や機械式継ぎ手で増設側の鉄筋と結合し、既設側と増設側のフーチングを剛結合させる。ただし、施工空間や用地などの制約条件が厳しい場合、増し杭補強の工事規模が大きく煩雑な工事となるため、施工性向上の観点からより合理的な増し杭工法の検討が求められている。施工性を向上するために、既設側と増設側のフーチングを剛結合させない場合（例えば、図-7.3.3.1(b)に示す面接触の状態）、補強後に杭基礎の一体化の必要がなく既設側の鉄筋のはつり出し等の作業が省略できるために優れた施工性が期待できると考えられる（以下、接触構造の増し杭工法という）。

既往研究においては、図-7.3.3.1(b)に示す接触構造の増し杭工法の耐震補強効果がほとんど検証されていないが、既設側と増設側の結合状態に着目した鋼管矢板基礎⁷⁾やシートパイル⁸⁾による既設基礎の耐震補強効果の研究事例が報告されている。鋼管矢板基礎増設による既設橋ケーソン基礎の耐震補強の場合⁷⁾、頂版半固定の状態でも既設ケーソン基礎の回転への抑制効果が実験より確認された。また、シートパイルによる既設杭基礎の耐震補強の場合⁸⁾、シートパイルと既設フーチングが未結合の状態でも、補強による既設杭の杭頭せん断力の低減効果が確認された。これらの既往研究の結果から、図-7.3.3.1(b)に示すように既設側と増設側のフーチングが面接触の状態でも増し杭工法の補強効果が発揮できると考えられる。

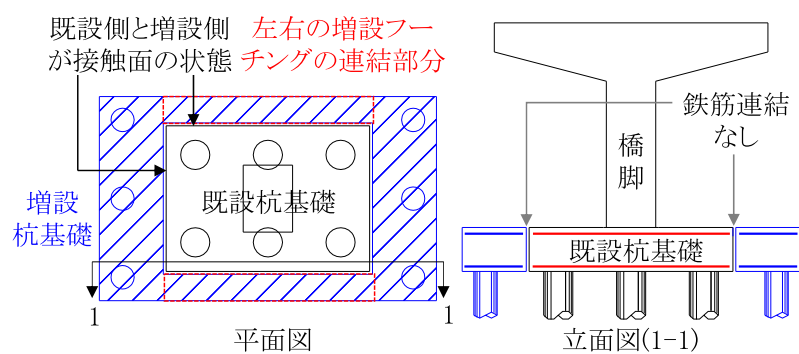
接触構造の増し杭工法に関しては著者らが想定した補強効果の発揮機構を図-7.3.3.2に示す。既設フーチングの接触面においては、既設側と増設側が接触状態となるため断面の曲げ抵抗が発揮せず、摩擦力と水平力のみが作用していると考えられる。既設側と増設側のフーチングの接触により既設側と増設側の間に水平力が伝達できるため、地震による上部構造の水平慣性力に対しては、増設杭からの水平抵抗が期待できると考えられる。また、上部構造の水平慣性力による回転モーメントに対しては、既設側と増設側のフーチングが接触の状態において従来の剛結合ほど抵抗が期待できないが、左右の接触面に作用している水平力や摩擦力によりある程度の回転抵抗が発揮できると考えられる。

現行基準に基づきせん断力の照査を満足しない既設杭基礎に対して、図-7.3.3.1(b)に示す接触構造の増し杭工法により、増設杭が既設杭と共に水平地震力に抵抗し、既設杭におけるせん断力を低減することが期待できると考えられる。

本項では、以上の施工性向上が期待できる杭基礎の接触構造の増し杭工法の提案を目的とし、静的遠心模型実験及びフレーム解析を行い、増設杭のせん断力の分担率及び既設杭のせん断力の低減率に着目し提案する増し杭工法の補強効果を確認するとともに、水平地震力の伝達機構や補強メカニズムを検証する。また、地盤条件や補強杭をパラメーターとしたフレーム解析を行い、接触構造の増し杭工法の補強効果についても検討した。



(a)従来工法



(b)接触構造工法

図-7.3.3.1 増し杭工法の概念図

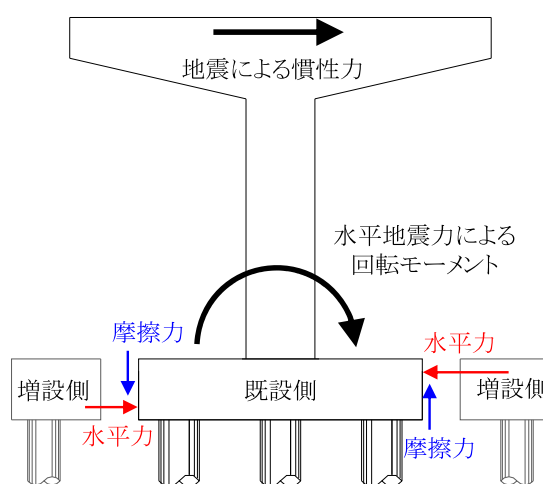


図-7.3.3.2 接触構造の増し杭工法における既設側のフーチング接触面の作用力

7.3.3.1 遠心載荷実験

(1) 実験ケースの設定

本研究における実験ケースを表-7.3.3.1に示す。接触構造の増し杭工法の有無以外に、左右の増設フーチング同士の連結状態及び既設・増設フーチングの接触状態を実験パラメーターとした。

CaseA-0 を無補強ケース、CaseB-1～B-3 を補強ケースとした。

補強ケースの比較対象となる無補強 CaseA-0 の杭基礎及び周辺地盤の主要な諸元は、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」²⁾における計算事例を参考に設定した。表-7.3.3.1に示すように地盤層厚と支持層厚はそれぞれ 13.5m と 1.4m とし、既設杭基礎は場所打ち杭（φ1000）による 3（橋軸方向）×2（橋軸直角方向）の杭列とした。既設杭の断面詳細及び力学特性を表-2に示す。なお、補強 CaseB-1～B-3 における既設杭基礎及び周辺地盤の主要な諸元は CaseA-0 と同様である。

CaseB-1 においては、図-7.3.3.1(b)に示すように新設・既設フーチングの接触状態を面接触とした。図-7.3.3.2に示すように、新設・既設フーチングの接触状態が面接触の場合、水平地震力に対しては、接触により増設側から水平力の抵抗が期待できる。水平地震力による回転モーメントに対しては、左右の既設側の接触面における水平力の作用位置の高さが異なるため、回転抵抗成分も期待できると考えられる。また、左右の増設フーチング同士を剛梁で連結させて剛接合とした。つまり、剛梁の連結部分を通じて左右の増設フーチングの間に曲げモーメントの伝達ができる状態である。増し杭工法としては既設杭基礎の両側にそれぞれ 3 本鋼管杭（φ800）を増設し、鋼管杭の断面詳細及び力学特性を表-7.3.3.2に示す。なお、CaseB-2 及び CaseB-3 の増設杭の諸元は CaseB-1 と同様である。

CaseB-2 においては、CaseB-1 と同様に既設・増設フーチングの接触状態を面接触とした。左右の増設フーチング同士の連結部分に地震による損傷が発生する場合を想定し、左右の増設フーチングの間に曲げモーメントが伝達できない状態において接触構造の増し杭工法による既設杭基礎のせん断力の低減効果を検証するため、左右の増設フーチング同士の連結状態をピン接合とした。

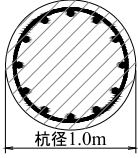
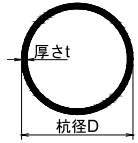
CaseB-3 においては、よりシンプルなモデルで接触構造の増し杭工法の補強メカニズムを検証するため、接触面における水平力からの回転抵抗成分をなくして既設・増設フーチングの接触状態を線接触（円弧状の断面形状を有する増設フーチングを用いることで線接触状態を模擬する）とした。また、増設フーチング同士の連結状態を剛接合とした。

なお、図-7.3.3.2に示すフーチングの接触面における摩擦力による抵抗は、フーチングの材料や接触表面の状態に大きく依存し、遠心模型製作上で接触面の摩擦力の抵抗を再現するのが難しいと考えられる。そのため、補強 CaseB-1～B-3 においてはフーチングの接触面における摩擦力の抵抗を再現せずによりシンプルな実験模型とした。

表-7.3.3.1 実験ケース（実寸）

Case	A-0	B-1	B-2	B-3
地盤層厚	13.5 m			
支持層厚	1.4 m			
既設杭基礎の詳細	・ 杭種：場所打ち杭（$\phi 1000$） ・ 杭列：3(橋軸方向)$\times$2(橋軸直角)			
接触構造の増し杭工法の補強詳細	無補強	・ 増設側の杭列詳細		
		既設の両側にそれぞれ 3 本鋼管杭（ $\phi 800$ ）を増設		
		・ 既設と増設フーチング接触状態		
		面接触	面接触	線接触
		・ 増設フーチング同士の連結状態		
		剛接合	ピン接合	剛接合

表-7.3.3.2 杭断面の詳細及び力学特性（実寸）

杭断面の詳細	杭の力学特性
既設場所打ち杭（CaseA-0、CaseB-1～B-3）	
 杭径 1.0m 主鉄筋 D22-12 本 横拘束筋 D13@300mm	材料特性 ・ コンクリートの設計基準強度 24 N/mm² ・ 鉄筋の降伏強度 295 N/mm² 曲げ降伏モーメント: 376 kN・m (軸力= 0)
増設鋼管杭（CaseB-1～B-3）	
 厚さ t 杭径 D D=0.8m 、 t=12mm	鋼管の降伏強度: 235 N/mm² 曲げ降伏モーメント: 1194 kN・m (軸力= 0)

(2) 実験模型の詳細

a) 杭基礎模型

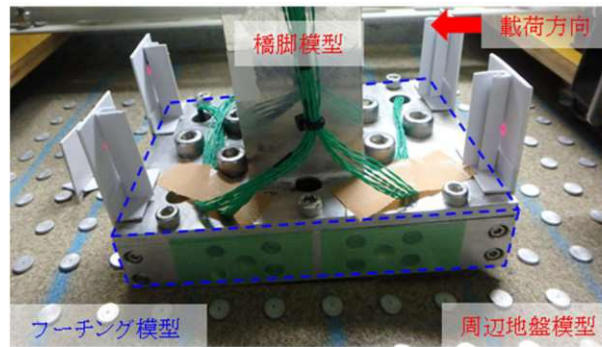
表-7.3.3.1 に示す橋脚杭基礎の既設側と増設側の諸元をもとに静的遠心載荷実験模型を設計し、CaseB-2 を代表として実験模型の詳細を図-7.3.3.3 に示す。また、製作した杭基礎模型の様子を写真-7.3.3.1 に示す。実験模型の縮尺率は、遠心載荷設備の寸法や容量に合わせて 1/50 とした。

いずれの実験ケースにおいても、橋脚は剛体として、模型の材質をアルミニウムとした。橋脚の断面サイズは、寸法 44 mm（橋軸方向）×56 mm（橋軸直角方向）とした。フーチング上面から載荷位置（上部構造の重心位置に相当する）までの高さは、150 mm とした。

既設・増設側のフーチングは剛体として、模型の材質をアルミニウムとした。既設フーチングの大きさは、140 mm（橋軸方向）×100 mm（橋軸直角方向）とし、片側の増設フーチングの大きさは、46 mm（橋軸方向）×140 mm（橋軸直角方向）とした。既設及び増設フーチングの高さは、30 mm とした。

本実験における既設・増設フーチング接触状態及び増設フーチング同士の連結状態を写真-7.3.3.1 に示すように模擬した。既設・増設フーチングの線接触状態は、写真-7.3.3.1 (d) に示すように増設側のフーチング断面形状を円弧状に加工して模擬した。増設フーチング同士の剛接合連結状態は、写真-7.3.3.1 (b) 及び (d) に示すように、増設フーチング同士の連結部材の端部が曲げモーメントに抵抗できるように、連結部材の端部を複数のボルトを用いて両側の増設フーチングに固定して模擬した。増設フーチング同士のピン接合連結状態は、写真-7.3.3.1 (c) に示すように、増設フーチング同士の連結部材の端部が軸力のみ抵抗できるように、増設フーチング同士の連結部材の端部を 1 本のボルトを用いて両側の増設フーチングと繋げて模擬した。なお、前述したようにフーチングの接触面における摩擦力による抵抗を再現せずシンプルな実験模型とするため、補強 CaseB-1～B-3 におけるフーチングの接触面にテフロンシートを貼付して摩擦力を低減した。

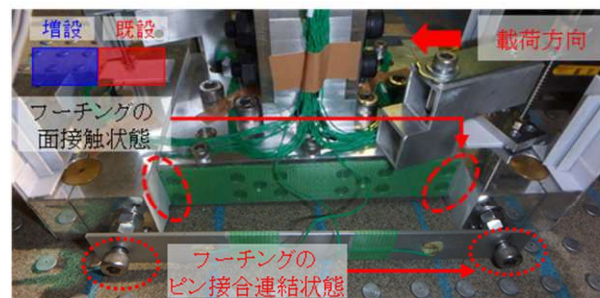
既設や増設杭模型は、アルミ製パイプを用いて製作することにした。アルミ製パイプでは実杭の降伏モーメントに相当する断面力が作用した場合においても材料の降伏は発生せず模型杭は弾性挙動を示す。既設杭や増設杭の長さは、同様に 300 mm とした。また、杭の曲げ剛性と地盤からの受圧面積に関する相似則を満足するように、アルミ製パイプの断面寸法を設定した。既設杭には、外径 20 mm で厚さ 1 mm のアルミ製パイプを、増設杭には、外径 16 mm で厚さ 0.8 mm のアルミ製パイプを使用した。なお、いずれの既設や増設杭模型においても、杭模型の上端（杭頭位置）を分割したフーチング模型で挟む形（溶接や接着剤なし）で杭頭とフーチングを結合した。また、杭先端にキャップを設置することで先端閉塞型とし、杭の先端を支持層に固定した。



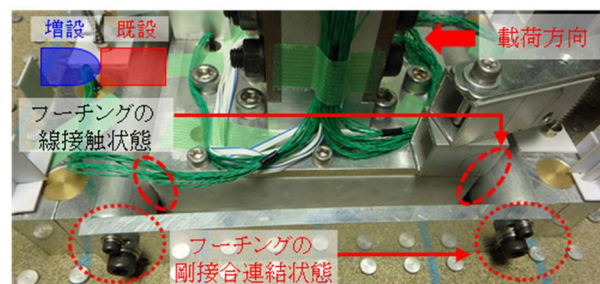
(a) Case A-0



(b) Case B-1



(c) Case B-2



(d) Case B-3

写真-7.3.3.1 杭基礎模型の様子

b) 地盤模型

各実験ケースにおける杭基礎の周辺地盤模型は、宇部珪砂 6 号（土粒子密度 $\rho_s = 2.655 \text{ g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50} = 0.336 \text{ mm}$ 、細粒分含有率 $F_c = 0.9\%$ 、均等係数 $U_c = 2.31$ ）を使用し、相対密度 $D_r = 80\%$ を目標とした。三軸圧縮試験より求めた粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ は、それぞれ 43.5 kN/m^2 と 38.5° であった。なお、支持層模型は、杭模型の先端を固定できるように石膏を用いて製作した。

(3) 载荷計画

本遠心模型実験の各実験ケースにおいて载荷を三つの段階に分けて実施した。まず、遠心加速度を 50 G まで上昇させた。次に、遠心加速度が 50 G の状態において、図-7.3.3.4 に示すように既設杭の杭径の 2% を基準値として押し込み側の杭頭変位を制御しながら一方向漸増繰返し载荷を行い、押し込み側の杭頭変位が既設杭の杭径の 26% に達した後に、既設杭径の 50% までプッシュオーバー载荷を実施すると計画した。一方向漸増繰返し及びプッシュオーバーの载荷段階において、载荷位置の荷重や水平変位、杭頭の水平変位及び杭部材のひずみなどを計測した。水平载荷後に、遠心加速度を 0 G まで除荷させた。

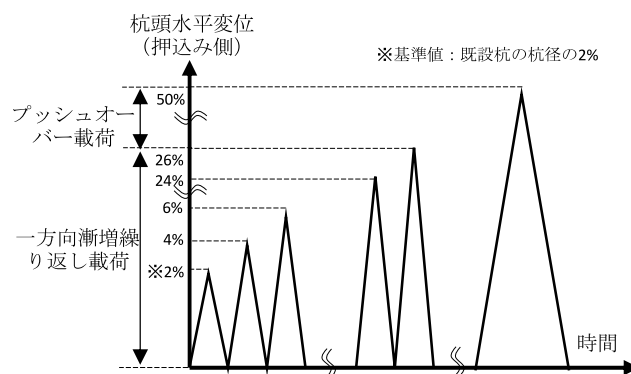


図-7.3.3.4 遠心模型実験の水平载荷計画

(4) 実験結果

本章の実験結果の数値は相似則に基づき実物スケールに換算した値である。

a) 载荷位置の荷重－変位関係

各実験ケースにおける载荷位置の水平荷重－水平変位関係を図-7.3.3.5 に示す。なお、模型製作上に既設側や増設側の杭頭をフーチングで挟む形で杭頭を固定したが、一方向漸増繰返し载荷の初期段階において引抜側の杭頭とフーチングの間に滑りが発生した。そのため、実験結果を分析する際には、一方向漸増繰返し载荷の初期段階の実験データのみを対象とした。

同図に示すように、载荷位置の水平変位が 0.1 m（押し込み側の杭頭相対変位が約杭径の 4%）までの範囲では、同じ水平変位に対して CaseB-1 における水平荷重は、無補強 CaseA-0 と比較して大きくなり、接触構造の増し杭工法により補強後の杭基礎の水平剛性が大きくなったことが分かる。また、CaseB-2 及び B-3 における補強後の杭基礎の水平剛性は、無補強 CaseA-0 と比較して大きくなったが、CaseB-1 より小さい結果となった。この結果から接触構造の増し杭工法による補強した杭基礎の水平剛性は、増設フーチング同士の連結状態及び既設・増設フーチングの接触状態に依存し、ピン接合よりも剛接合の方が高く、また、線接触よりも面接触の方が高くなったことが分かる。

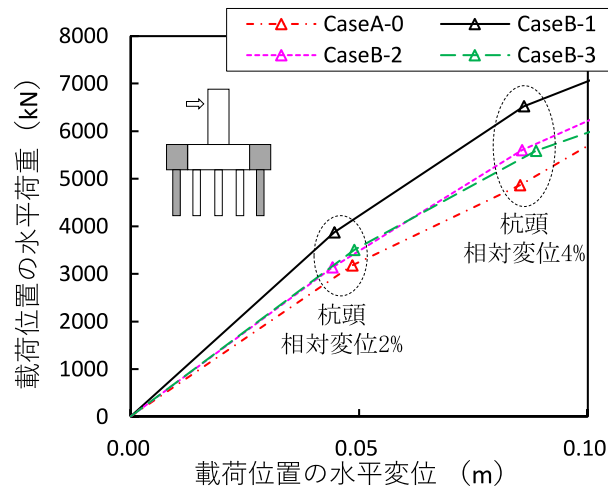


図-7.3.3.5 載荷位置の水平荷重 - 水平変位の関係

b) 杭の曲げモーメントと軸力

計測した杭の軸ひずみを用い、杭頭相対変位 2%及び 4%を対象として算定した杭の曲げモーメントを図-7.3.3.6に示す。既設杭 P1~P3 や増設杭 P4、P5 の配置位置は図-7.3.3.3 のとおり。杭先端の曲げモーメントを 0 と仮定する。杭の曲げモーメントの符号は、杭の前面（押込み側）が引張の状態を正とする。なお、実験においては実杭の降伏モーメントに相当する断面力を超過しても模型杭が弾性挙動を示すため、降伏モーメントを超える曲げモーメントが得られている。

既設杭 P1~P3 の曲げモーメントは、深さ 0~6m 範囲において接触構造の増し杭工法の補強対策により抑制される傾向が見られる。その原因は、補強により既設杭に発生したせん断力が小さくなるからであると考えられる。

また、補強対策を有する CaseB-1~3 における既設杭の杭頭付近の曲げモーメントはほぼ同程度であり、新設・既設フーチングの接触状態や増設フーチング同士の連結状態は、既設杭の曲げモーメントの分布や大きさに与える影響が小さいと考えられる。その理由としては、既設側におけるフーチングの回転拘束は、増設側と分離しているために既設杭の本数や配置に大きく依存し、新設・既設フーチングの接触状態や増設フーチング同士の連結状態は、既設側のフーチングの回転拘束に与える影響が小さいと考えられる。

増設杭 P4、P5 の曲げモーメントの大きさは、既設・増設フーチングの接触状態や増設フーチング同士の連結状態により変わることが分かる。CaseB-2 と CaseB-1 における増設杭の曲げモーメントを比較すると、杭頭位置の曲げモーメントの大きさは CaseB-2 の結果が CaseB-1 より小さい傾向が見られる。6m 以深の増設杭の曲げモーメントの分布は、CaseB-2 の結果が CaseB-1 と明らかに異なる。また、CaseB-3 と CaseB-1 における増設杭の曲げモーメントを比較すると、深さ 3m~6m 範囲においては両者が近い結果となったが、CaseB-3 の結果が CaseB-1 より小さい傾向が見られる。これらの結果より、既設・増設フーチングの接触状態や増設フーチング同士の連結状態は、増設杭の曲げモーメントの結果に影響を与えることが分かる。その理由としては、既設側と比べて杭本数が少ない増設側の水平剛性は、既設・増設フーチングの接触状態や増設フーチング同士の連結状態の影響を受けやすいからであると考えられる。そのため、図-7.3.3.5 に示すように補強後の杭基礎の水平剛性は既設・増設フーチングの接触状態や増設フーチング同士の連結状態により異なる結果となっ

た。

また、算定した杭の軸力の結果を図-7.3.3.7に示す。引張の軸力を正とする。杭先端の軸力を深さ0~9m範囲における4断面の軸力の平均値と仮定する。既設杭P1~P3の軸力は、補強有無によらずほぼ同様な分布と同程度の大きさを有し、増設杭P4、P5の軸力は、既設・増設フーチングの接触状態や増設フーチング同士の連結状態によらずほぼ0となった。それは、既設・増設フーチングは縁切りされていることから、水平地震力による杭の変動軸力は増設杭にほとんど発生しない状況と考えられる。

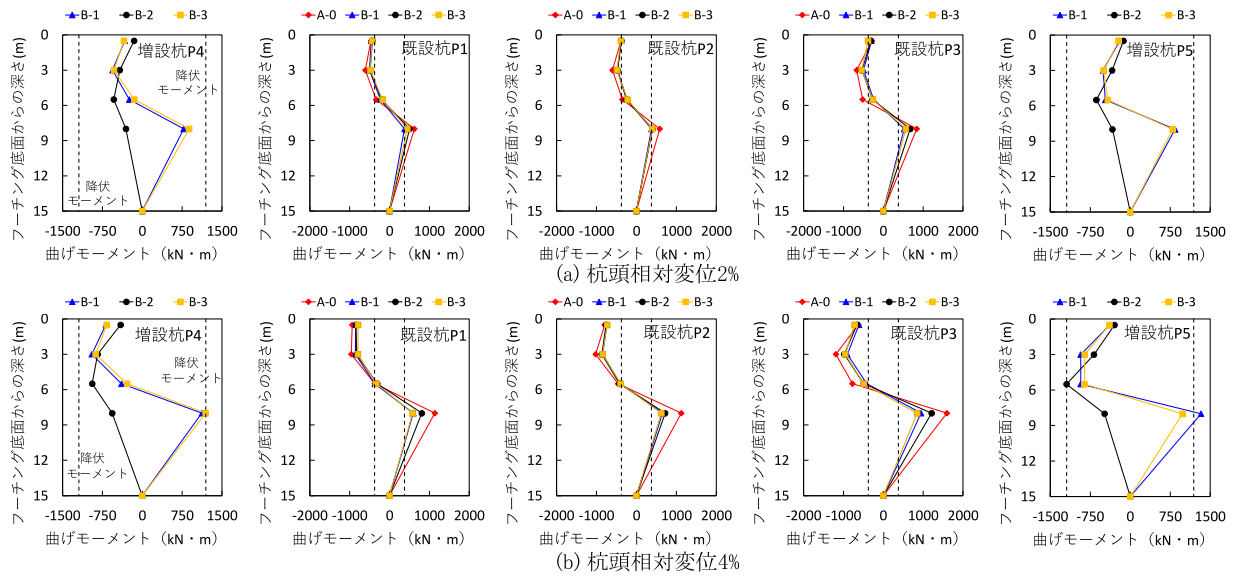


図-7.3.3.6 深さ方向の杭の曲げモーメントの分布

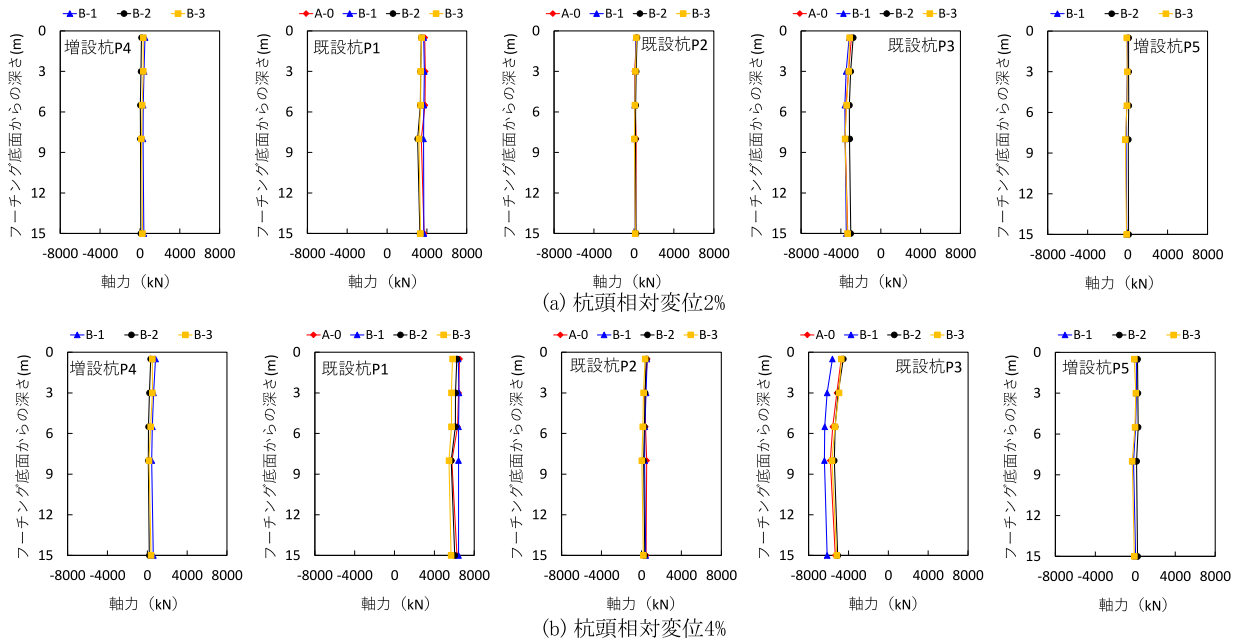


図-7.3.3.7 深さ方向の杭の軸力の分布

c) 既設杭と増設杭のせん断力の分担率

杭のひずみ計測値から求めた曲げモーメント分布の補間関数を 1 回微分する方法¹⁶⁾により 1 本杭の杭頭せん断力（フーチング底面位置）を算出し、図-7.3.3.8 に示す方法を用いて既設や増設の杭列のせん断力の分担率を求める。杭頭相対変位 2%及び 4%を対象として求めた各杭列のせん断力の分担率の結果を図-7.3.3.9 に示す。

既設杭列のせん断力は、いずれのケースにおいても押し込み側の杭列が最も大きくせん断力を負担することが分かる。

補強対策を有する CaseB-1 から B-3 においては、引抜側の増設杭列（増設 1）は、近くに配置された既設杭列（既設 1）より大きくせん断力を負担することが分かる。増設 1 のせん断力の分担率は、増設フーチング同士の連結状態や新設・既設フーチングの接触状態によらずほぼ 20%である。一方で、押し込み側の増設杭列（増設 2）のせん断力の分担率は、増設フーチング同士の連結状態及び新設・既設フーチングの接触状態により異なり、約 10%（CaseB-2）～40%（CaseB-1）となった。この結果から、押し込み側の増設杭列のせん断力の分担率は、増設フーチング同士の連結状態及び新設・既設フーチングの接触状態による増設側の剛性差の影響を大きく受けることが考えられる。

また、各増設杭のせん断力から算定した増設杭のせん断力の分担率の合計（ Σ 増設）は、約 40%（CaseB-2）～60%（CaseB-1）となった。本遠心実験においては、増設杭が大きくせん断力を分担したことが分かる。

d) 既設杭のせん断力の低減効果

補強対策による既設杭基礎のせん断力の低減効果を検討するため、上記の各杭列せん断力の結果を用いて無補強 CaseA-0 に対して補強 CaseB-1～3 における既設杭列（既設 1～3）及び既設杭全体（ Σ 既設）のせん断力の比率を算定し、その結果を図-7.3.3.10 に示す。

杭頭相対変位が 2%の時に、補強対策を有する各ケースにおける各既設杭列のせん断力の比率は、新設・既設フーチングの接触状態及び増設フーチング同士の連結状態によらず、60%前後となりほぼ同程度である。

杭頭相対変位が 4%の時に、増設フーチング同士が剛接合とした CaseB-1 と B-3 における各既設杭列のせん断力の比率は、多少の変動が見られるが、増設フーチング同士がピン接合とした CaseB-2 における各既設杭列のせん断力の比率は、概ね 60%とほぼ一定となった。

また、既設全体のせん断力の比率は、杭頭相対変位が 2%及び 4%の時、いずれのケースにおいても概ね 60%程度となった。つまり、補強対策を有する場合における既設杭基礎のせん断力は、増設フーチング同士の連結状態及び新設・既設フーチングの接触状態によらず、無補強実験ケースの概ね 60%まで低減されたことが分かる。また、そのため、図-7.3.3.6 に示すように、せん断力の低減に伴い既設杭の曲げモーメントがある程度抑制された。

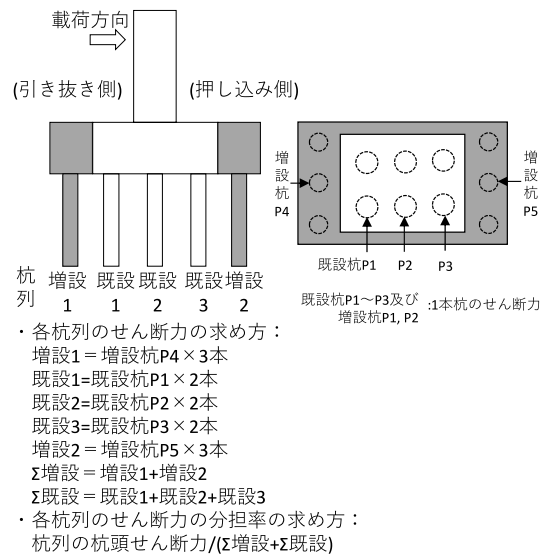


図-7.3.3.8 杭列のせん断力及びその分担率の求め方

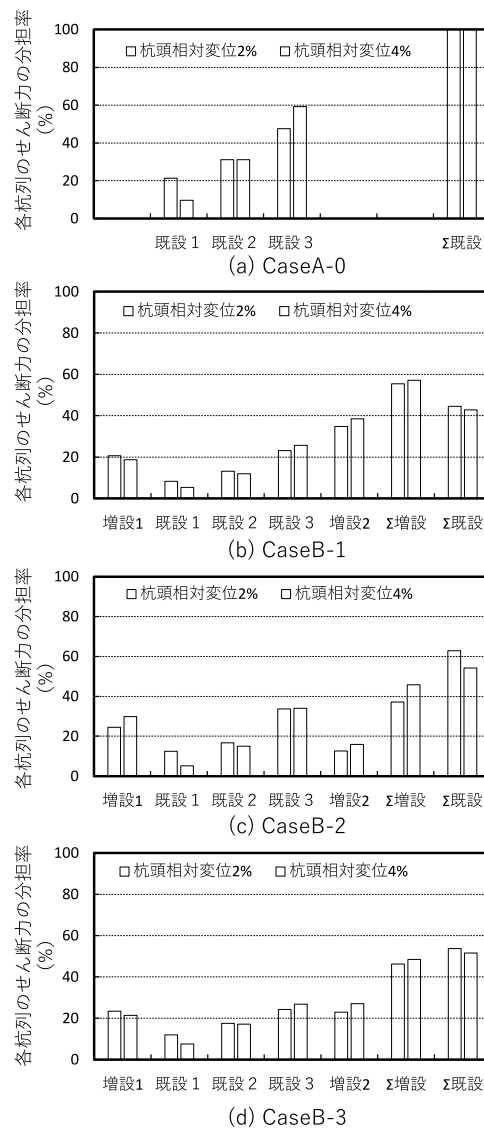


図-7.3.3.9 杭列のせん断力の分担率（実験結果）

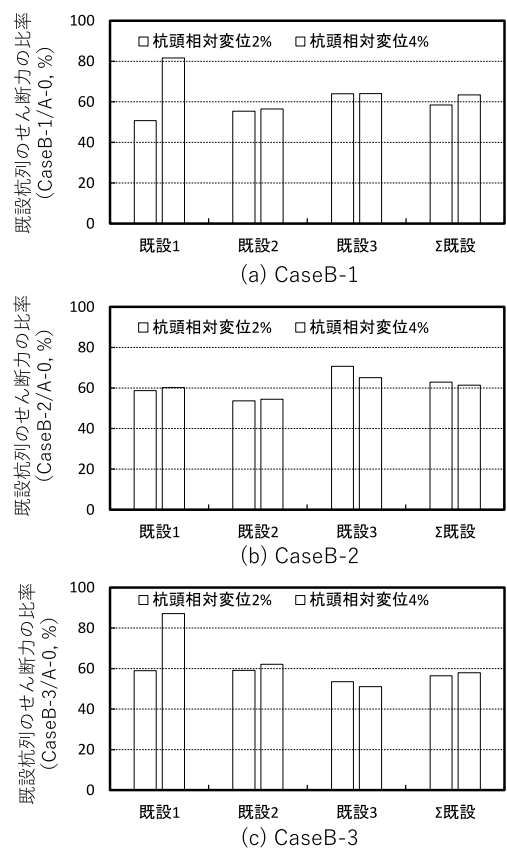


図-7.3.3.10 既設杭列のせん断力の比率の算定結果（実験結果）

7.3.3.2 フレーム解析

(1) 解析の目的

上記の遠心模型実験において実杭の降伏モーメントに相当する断面力を超過しても模型杭が弾性挙動を示すため、接触構造の増し杭工法により補強した杭基礎の塑性化後の挙動について不明確な点が残されていた。そのため、本章においては、杭の塑性化影響を考慮できるフレーム解析を行い、補強した杭基礎の塑性化後の挙動を調べるとともに、接触構造の増し杭工法における水平地震力の伝達機構、及び補強メカニズムを更に検証した。

(2) 解析対象

接触構造の増し杭工法による既設杭のせん断力の低減効果は、遠心実験結果からわかるように CaseB-1～CaseB-3 においてほぼ同様な結果となり、新設・既設フーチングの接触状態及び増設フーチング同士の連結状態の影響が小さいと分かる。また、既設杭のせん断力の低減効果が発揮できる前提は、CaseB-1～CaseB-3 の遠心実験模型の共通点として左右の増設側の杭基礎が連結部分を通じて繋がることであると考えられる。そのため、水平地震力の伝達機構や補強メカニズムの解明にあたっては、解析モデルの単純さのみに着目し、解析対象を無補強 CaseA-0 と新設・既設フーチングの線接触状態の CaseB-3 とした。なお、面接触の CaseB-1 及び CaseB-2 においては、CaseB-3 と比べて接触面の水平力による回転抵抗（図-7.3.3.2 参照）をモデル化する必要があると考えられる。

実橋の杭基礎に接触構造の増し杭工法を適用する際に、補強工事の施工性の観点から新設・既設フーチングの接触状態及び増設フーチング同士の連結状態に関して更に検証する必要があると考えられる。

(3) 解析モデル及び解析方法

解析モデル CaseB-3 を例として図-7.3.3.11 に示す。解析モデルは、道示¹¹⁾に示される 2 次元骨組みモデルとした。杭体を梁要素、既設・増設フーチング及び両側の増設フーチングの連結部材を剛体、水平・鉛直地盤抵抗を分布バネとしてモデル化した。既設・新設フーチングの連結のモデル化については、遠心模型実験において既設・増設フーチングの境界面を縁切られた接触状態としたため、図-7.3.3.11 に示すように圧縮に剛、引張に抵抗しない水平バネを設け、フーチング間の力伝達状態を模擬した。また、解析モデルにおける既設・増設杭基礎の寸法は、表-7.3.3.1 と図-7.3.3.3 に示す遠心模型の寸法から換算した実寸法とした。なお、奥行き方向に隣接する組杭間にある地盤との相対変位（すり抜け現象）の影響を考慮せず、奥行き幅における複数の杭をまとめて 1 本の杭としてモデル化した。

表-7.3.3.2 に示す既設・増設杭基礎の配筋詳細及び断面力学特性を用い、道示¹⁷⁾に準じてコンクリート・鉄筋の応力度－ひずみ関係や杭体の曲げモーメント－曲率関係（上部構造の自重による軸力がなしの場合）を設定した。また、地盤条件は遠心模型実験と同様に砂質土とし、地盤抵抗バネについては、前述した室内試験結果を用いて道示¹⁸⁾に基づき地盤の非線形特性が考慮できるように設定した。

解析方法は、実験と同様に鉛直方向に上部構造の死荷重がなしの状態、橋脚等の部材の質点位置に地震時の慣性力を水平方向に漸増载荷する解析を実施した。ただし、地盤模型を製作した際に杭間で所定の締固め度が得られないことで地盤の水平抵抗が小さくなる影響を考慮するため、解析

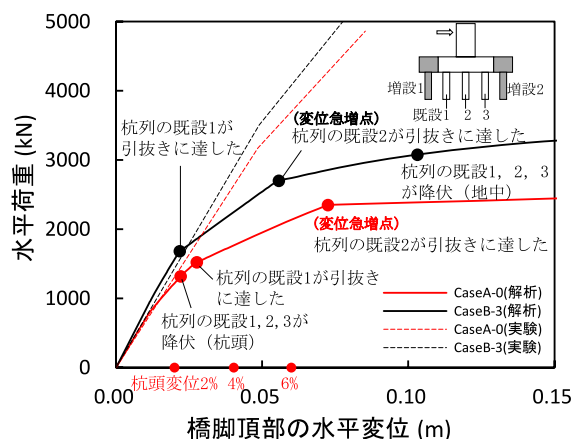


図-7.3.3.12 水平荷重－変位関係

b) 増し杭補強の場合における杭基礎の力の伝達機構

図-7.3.3.13 に示す補強の場合における杭基礎の各部材の内力変化に基づき、水平地震力とそれによる回転モーメントに対して接触構造の増し杭工法における力の伝達機構を説明する。なお、既設杭の曲げモーメント－曲率関係に上部構造の自重による軸力の影響を考慮しないため、各既設杭の杭頭における曲げモーメントやせん断力が同じ結果となった。

図-7.3.3.13(a) に示すように、接触構造の増し杭工法においても増設杭（増設 1、2）は既設杭（既設 1～3）と同様に水平地震力を分担できることが分かる。引抜側の増設 1 にせん断力が発生した原因としては、図-7.3.3.13(d) に示すように引抜側においてフーチング間の連結バネの内力が 0 となったため、力の釣合いの観点から水平地震力が増設フーチングの連結部材を通じて増設 1 に伝達したことが考えられる。また、図-7.3.3.13(d) に示すように押し込み側においてフーチング間の連結バネに圧縮力（負の値）が発生したため、水平地震力が既設橋脚からフーチングを通じて押し込み側における杭列の増設 2 に伝達したことが分かる。

一般的に、水平地震力による回転モーメントは杭に発生する変動軸力で抵抗し、外側の杭における変動軸力は内側より大きい。一方、本研究においては、図-7.3.3.13(b) に示すように、増設 1、2 における水平地震力による杭の変動軸力の大きさは、橋脚から遠く設置したにも関わらず、既設 1～3 と比べて明らかに小さいことが分かる。つまり、地震による回転モーメントに対しては、既設 1～3 に発生した変動軸力による抵抗成分が増設 1、2 より明らかに大きい。それは、既設・増設フーチングが縁切りされていることが原因である。また、既設杭列の変動軸力が引抜き耐力に達した場合、既設杭基礎の水平剛性が低下し、図-7.3.3.13(a) 及び図-7.3.3.13(c) に示すように既設杭列が負担できる水平せん断力と曲げモーメントが小さくなる傾向が見られる。

なお、水平地震力による杭の変動軸力は、接触構造の増し杭工法により補強した場合においてもほとんど既設杭列が負担したため、このことが図-7.3.3.12 に示すように引き抜きに達した時の水平変位が無補強の場合とほぼ同程度の原因であると考えられる。

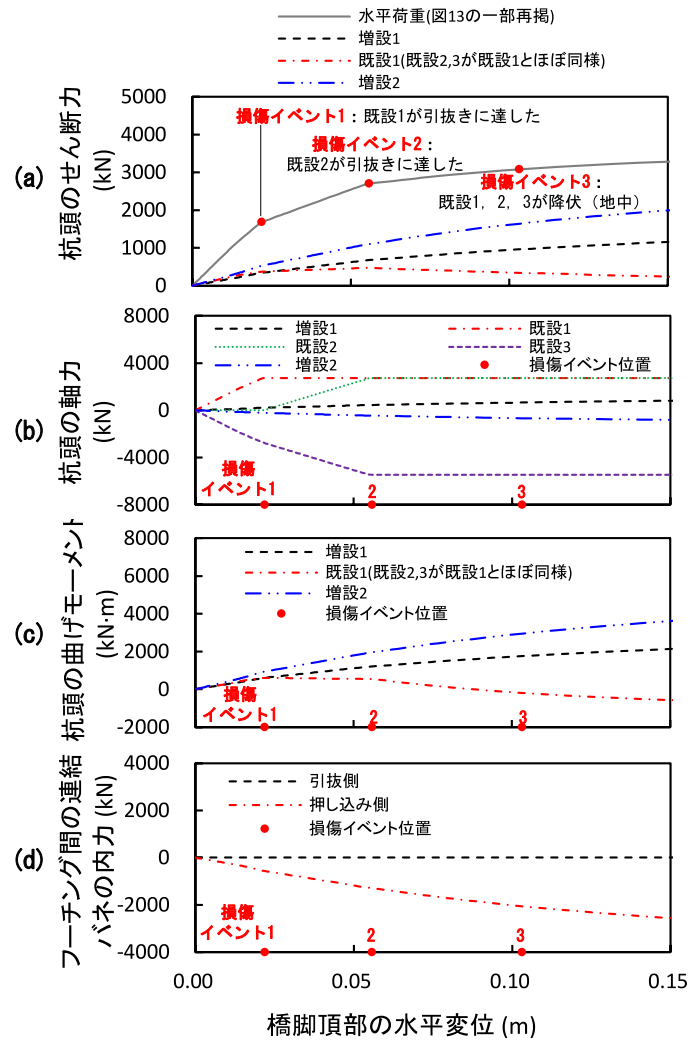


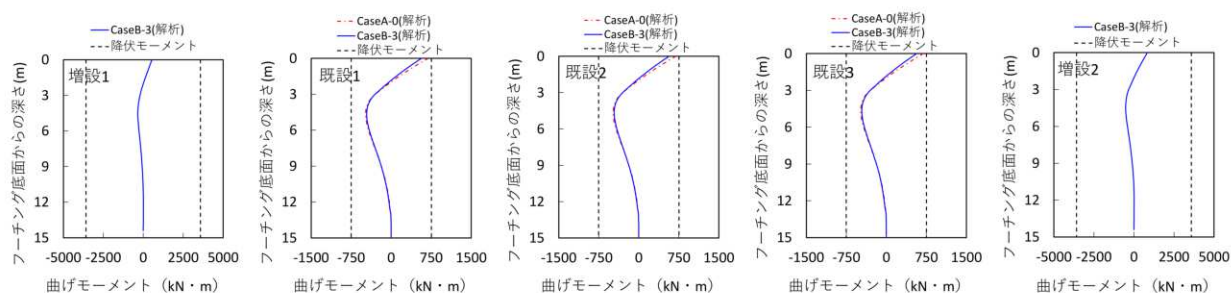
図-7.3.3.13 増し杭工法における杭基礎の各部材の内力変化

c) 杭の曲げモーメント

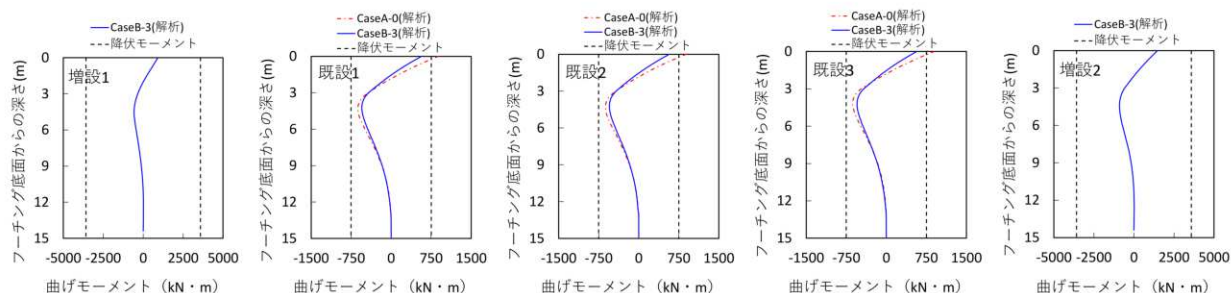
実験結果に合わせて杭頭相対変位 2%と 4%、また、図-7.3.3.12 に示す変位急増点における杭の曲げモーメント分布の解析結果を図-7.3.3.14 に示す。なお、CaseB-3(解析)及び CaseA-0(解析)においては、杭頭相対変位 2%の時に杭基礎が弾性状態に留まり、杭頭相対変位 4%の時に杭基礎が弾塑性状態であった。

杭頭相対変位 2%の時に、両ケースにおいて既設側杭頭の曲げモーメントは降伏モーメント以下で弾性状態であったが、CaseB-3(解析)における既設側杭頭の曲げモーメントは、CaseA-0(解析)よりやや小さくなる傾向が見られる。杭頭相対変位 4%の時に、CaseA-0(解析)において既設杭の杭頭には降伏モーメント以上の内力が発生したことに對して、Case B-3 (解析)において既設杭の杭頭の曲げモーメントは降伏モーメントより小さく弾性状態に留まり、この状態が変位急増点まで維持できた。また、杭頭相対変位 4%及び変位急増点の時に、CaseB-3(解析)における既設側地中部 (深さ 3~6m 範囲)の曲げモーメントは、CaseA-0(解析)より小さい傾向も見られる。

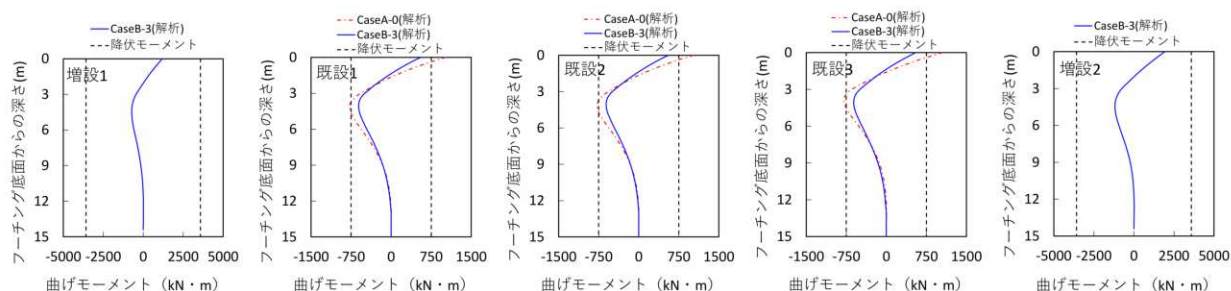
これらの結果から、接触構造の増し杭工法において増設杭列が一部の水平せん断力を負担するため、既設杭列の水平力が減少するとともに既設杭列の曲げモーメントが抑制されたことが考えられる。それは、図-7.3.3.12 に示すように、補強後の既設杭の降伏荷重が無補強の降伏荷重よりも大きくなったことから推察される。



(a) 杭頭相対変位 2%



(b) 杭頭相対変位 4%



(c) 変位急増点

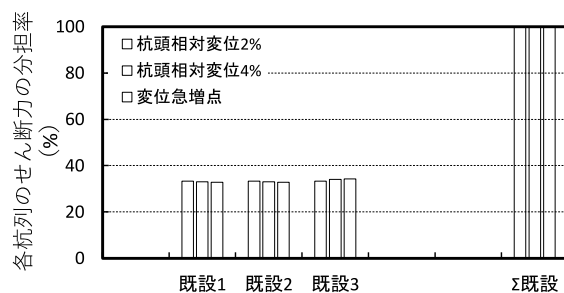
図-7.3.3.14 深さ方向の杭の曲げモーメントの分布 (解析結果)

d) 既設杭と増設杭のせん断力の分担率

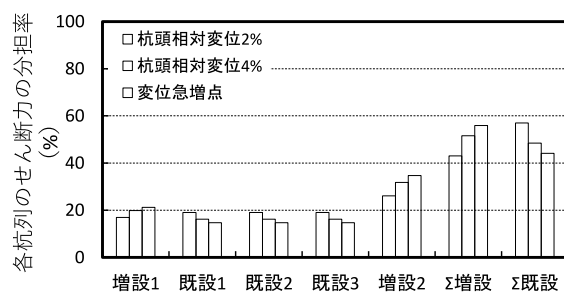
杭頭相対変位 2%と 4%、また、変位急増点を代表として算定した既設杭と増設杭のせん断力の分担率を図-7.3.3.15に示す。なお、前述したように解析モデルにおいては杭の曲げモーメントー曲率関係に軸力の影響を考慮していないため、各既設杭の杭頭におけるせん断力及び算定した各既設杭列のせん断力の分担率が同じ結果となった。

Case A-0(解析)においては、杭頭相対変位 2%の時に各杭列のせん断力の分担率は、設定した杭の曲げモーメントー曲率の関係で同じ結果となり実験結果（図-7.3.3.9）と異なる傾向を表したが、実験結果の平均値とほぼ対応したことが分かる。杭頭相対変位 4%と変位急増点の時に各杭列のせん断力の分担率は、杭頭相対変位 2%の時とほぼ同様であった。

また、Case B-3(解析)においては、杭頭相対変位 2%の時に既設・増設杭列のせん断力の分担率の大きさは実験結果（図-7.3.3.9）とほぼ対応したことが分かる。杭頭相対変位 4%と変位急増点の時に、既設杭列が引抜きに達したため、各既設杭列が負担したせん断力が減少し（図-7.3.3.13 参照）、各杭列のせん断力の分担率及び合計の分担率がやや小さくなる一方で、各増設杭列のせん断力の分担率及び合計の分担率が大きくなる事が分かる。



(a) CaseA-0(解析)



(b) CaseB-3(解析)

図-7.3.3.15 杭列のせん断力の分担率（解析結果）

e) 既設杭のせん断力の低減効果

無補強 CaseA-0(解析)に対して、算定した補強 CaseB-3(解析)における各既設杭列及び杭基礎合計のせん断力の比率を図-7.3.3.16に示す。

解析における各既設杭列及び杭基礎合計のせん断力の比率は、杭頭相対変位 2%と 4%の時にそれぞれ約 80%と 70%となり、実験と近い結果であった。変位急増点において既設杭列のせん断力は、無補強の場合の概ね 60%まで低減された。

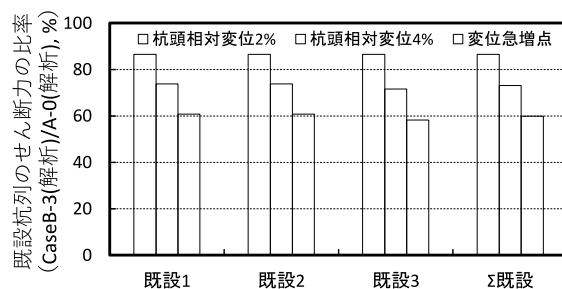


図-7.3.3.16 既設杭列のせん断力の比率の算定結果（解析結果）

7.3.3.3 フレーム解析による試算

施工性向上に着目した橋梁杭基礎の接触構造の増し杭工法を対象に、まず、遠心載荷模型試験及び骨組み解析を実施し、補強メカニズム及び補強効果を検証した。ここでは、試設計に基づき異なる条件における既設・増設フーチングを剛結させず、境界面を縁切り接触構造による増し杭工法（以下、結合方法 B という）の適用性の検討、及び既設側のフーチング鉄筋をはつり出し切断した後、溶接や機械式継ぎ手で増設側の鉄筋と結合させ、既設・増設フーチングを剛結合した増し杭補強（以下、結合方法 A という）との補強効果の比較を行った。

(1) 補強検討の流れ

道路橋の既設杭基礎の合理的な補強方法を提案すべく、以下の順序で検討を実施した。

- ① 平成8年道路橋示方書以前の設計基準より設計された既設橋を対象に、平成24年道路橋示方書による照査を実施。
- ② 照査結果に基づき、橋脚に対する補強設計を行い、巻立て補強を実施。
- ③ 上記状態で、既設杭基礎の照査を実施した結果に基づき結合方法の異なる補強方法、地盤条件や増設杭の種類をパラメーターに補強効果を検証。

(2) 解析の方法

a) 解析ケース

結合方法 A、B による増し杭補強は、地盤条件及び増設杭の種類の違いより補強効果が異なることが考えられる。そこで、各種設計条件における実橋での適用を鑑みて、本解析では表-7.3.3.3 に示すように解析パラメータとして①地盤条件（杭の最大曲げモーメントが杭頭位置で正曲げとなる地盤・地中位置で負曲げとなる地盤）、②増設杭の種類（鋼管杭・場所打ち杭・高耐力マイクロパイル（以下「HMP」という。））を設定した。地盤条件が異なる基礎補強前の Case-1 及び Case-2、地盤条件が異なる結合方法 A 及び B による増し杭補強の Case-3～6、増設杭の種類が異なる結合方法 A 及び B による増し杭補強の Case-7～10 とした全 10 ケースを対象とした。

表-7.3.3.3 解析ケース

解析パラメータのケース	Case No.	フーチング結合方法		解析パラメータ				
		A	B	①曲げ(地盤)		②増し杭(杭種)		
				正	負	鋼管杭	場所打ち杭	HMP
補強前	1	—	—	○		—	—	—
	2	—	—		○	—	—	—
シリーズ①	3	○		○		○		
	4	○			○	○		
	5		○	○		○		
	6		○		○	○		
シリーズ②	7	○		○			○	
	8	○		○				○
	9		○	○			○	
	10		○	○				○

b) 既設杭基礎の諸元

解析対象は、昭和 46 年以前の設計基準による構造物を想定し、文献 2)に示される上部構造諸元、下部構造諸元を条件に設定した（図-7.3.3.17）。照査結果に基づき、柱の補強はフーチングにアンカー定着を行う鉄筋コンクリート巻き立て工法を行う。主たる構造諸元について表-7.3.3.4 に示す。

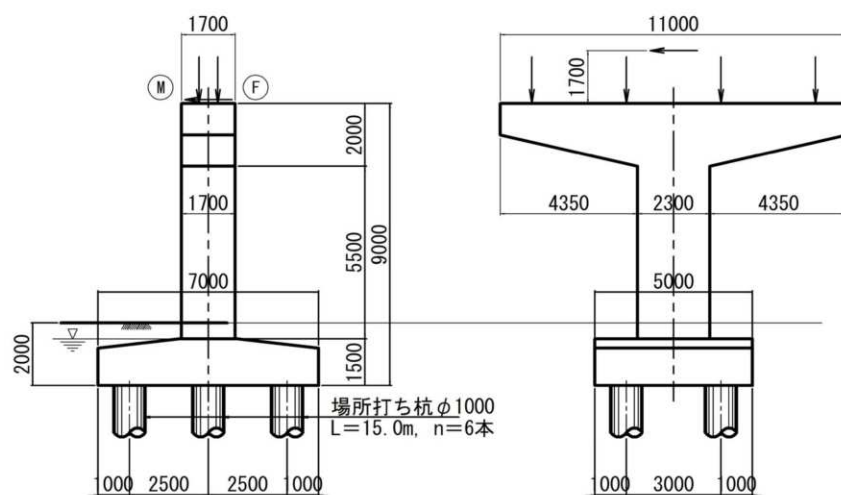


図-7.3.3.17 既設橋脚の形状

表-7.3.3.4 既設構造の主な諸元

項 目	概 要
上部構造	単純鋼I桁 ($W_u=3,300\text{kN}$ $K_h=0.20$)
下部構造	梁出し式橋脚 (コンクリート)
基礎構造	場所打ち杭 $\Phi 1000 \times 6$ 本、杭長 $L=15.0\text{m}$
地盤種別	Ⅱ種地盤
柱の補強	鉄筋コンクリート巻き立て工法 (アンカー定着) $t=250\text{mm}$

c) 増設杭基礎の諸元

橋脚補強後の既設杭基礎に対して、レベル 2 地震動時における照査を行った結果、応答値が S46 より前の場所打ち杭基礎の許容塑性率=2 (損傷度Ⅲの限界点)¹⁹⁾ を超過するとともに、杭のせん断力耐力も不足している。

そこで、曲げ耐力向上とせん断耐力向上を目的に既設杭基礎の補強を行う。増設杭は図-7.3.3.18 に示すように鋼管杭 $\Phi 800 \times 6$ 本を基本とし、場所打ち杭 $\Phi 1000 \times 6$ 本及び HMP $\Phi 219.1 \times 28$ 本を対象とした。なお、死荷重時の片側あたりの降伏曲げモーメント ΣM_y が鋼管杭と同程度となるように場所打ち杭の軸方向鉄筋及び HMP の杭径・杭本数を決定した。

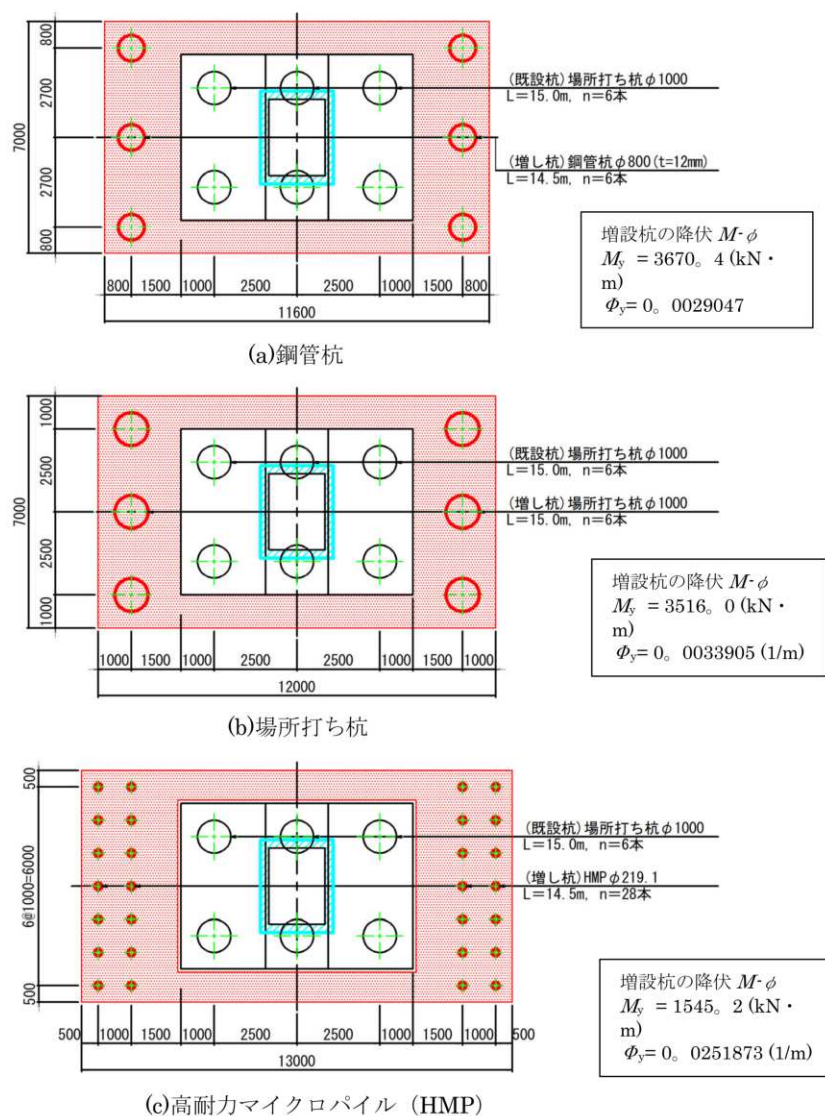


図-7.3.3.18 増し杭補強基礎の諸元 (平面図)

d) 地盤条件

検討にあたっては、図-7.3.3.19に示すように、杭の最大曲げモーメントが地中部で負の曲げモーメントになる地盤定数（以下「負曲げとなる地盤」という。）と最大曲げモーメントが杭頭部で正曲げモーメントになる地盤定数（以下「正曲げとなる地盤」という。）の2ケースを図-7.3.3.20のように想定した。

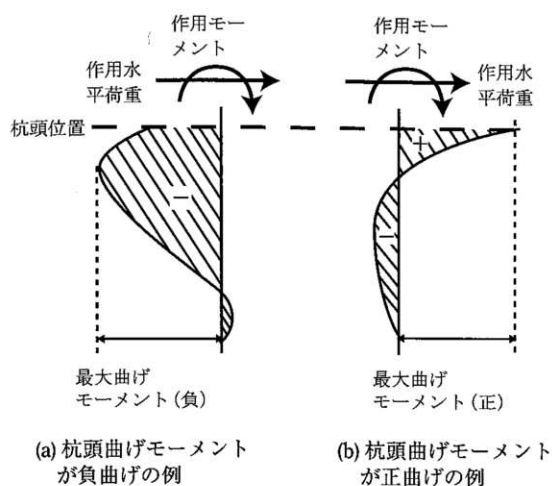


図-7.3.3.19 杭の発生曲げモーメント例

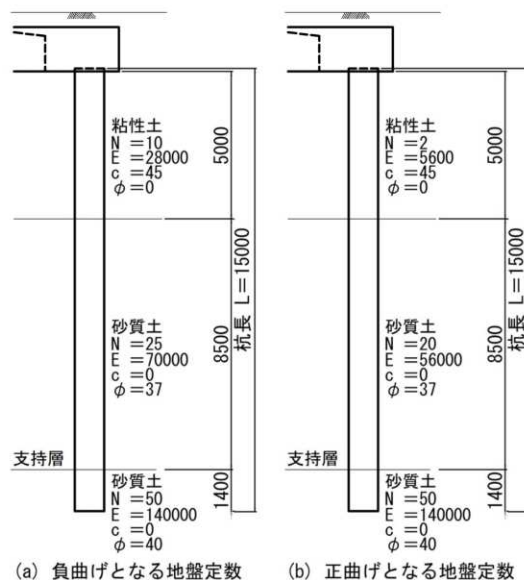


図-7.3.3.20 検討対象とする地盤条件

e) 解析モデルおよび解析手法

解析モデルは、道示に示される杭体を梁要素、地盤を分布バネとする2次元骨組みモデルとした。フーチングは剛体として扱い、杭体と地盤には非線形特性を考慮した鉛直方向及び水平方向抵抗ばねに設けた。杭体の曲げモーメントー曲率関係及び、材料の応力度ーひずみ関係についても、道示に示されるモデルに準じた。

結合方法 A は、既設・増設フーチングが剛結された構造で水平力・鉛直力・モーメントに対して既設・増設部が一体で抵抗するモデルである。

代表で図-7.3.3.21に結合方法 B のモデル形状を示す。既設・増設フーチングの境界面は縁切られた接触構造として、フーチング間のせん断力の伝達はなくモーメントフリーの条件であり、水平方向には圧縮に剛、引張に抵抗しないバネを設けた。これにより、水平力には既設・増設部が抵抗するが、鉛直力・モーメントは既設部のみで抵抗する。

解析方法は、鉛直方向に死荷重を載荷した状態で上部構造、柱、杭基礎等の部材の質点位置に地震時慣性力を水平方向に漸増載荷する解析（プッシュオーバー解析）を実施した。

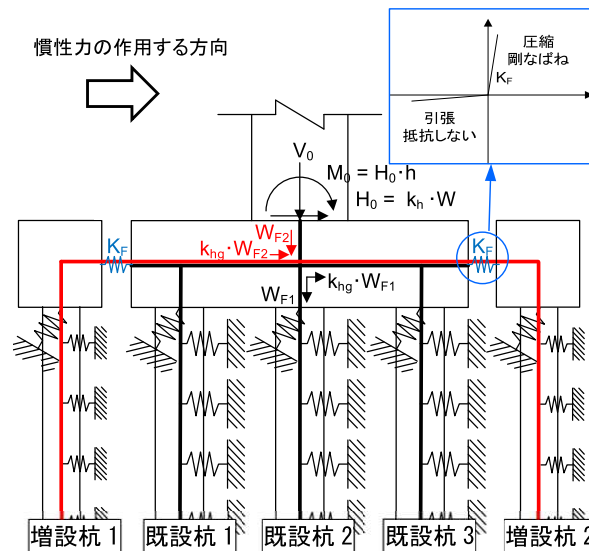


図-7.3.3.21 解析モデル（結合方法 B）

(3) 解析結果

図-7.3.3.22～図-7.3.3.25 に上部構造及び橋脚躯体に作用させる水平震度と上部工慣性力作用位置における水平変位の関係、基礎の降伏水平震度・既設杭のせん断破壊震度を示す。

(a) 水平荷重-水平変位関係

1) 結合方法による荷重-変位の違い

図-7.3.3.22 に正曲げとなる地盤条件での結合方法の違いによる荷重-変位関係比較（Case-1、3、5）を示す。

基礎の降伏イベントは、Case-1（基礎補強前）及び Case-3（結合方法 A）では全ての杭が降伏、Case-5（結合方法 B）では既設杭 3 列中 2 列が引抜きの上限に達することでの変位急増であった。Case-3 及び 5 は Case-1 と比べて剛性（基礎降伏までの震度-変位関係の傾き）が高くなっている。基礎の降伏水平震度は、Case-1 の 0.46 に対して、Case-3 で 1.04（Case-1 の 2.26 倍）、Case-5 で 0.95（Case-1 の 2.07 倍）といずれも補強効果が認められた。Case-5 は既設杭の引抜き上限により基礎の降伏（変位の急増）に至っており、降伏水平震度は Case-1 よりやや低いものの、杭体の全杭降伏やせん断破壊は生じることがなかった。これは、水平方向のみに増設杭が抵抗し、既設杭基礎の回転をフーチング部で拘束しないことにより、杭頭部に生じる断面力が小さくなったことが要因と推察される。また、Case-5 は基礎の降伏水平震度時における水平変位が他のケースと比べて大きく、基礎の変形能を有している点も利点である。

次に、負曲げとなる地盤条件での結合方法の違いによる荷重-変位関係比較（Case-2, 4, 6）を図-7.3.3.23 に示す。

基礎の降伏イベントは、Case-2（基礎補強前）と Case-6（結合方法 B）が杭の引抜き上限に達することの変位急増、Case-4（結合方法 A）は全ての杭の降伏であった。基礎の降伏水平震度は、Case-2 の 0.85 に対して、Case-4 で 2.03（Case-2 の 2.39 倍）、Case-6 で 1.06（Case-1 の 1.25 倍）であり、補強効果が認められた。Case-4 は基礎の降伏が全杭降伏であり、増し杭補強により既設杭の回転を抑制したことにより、既設杭の引き抜きが生じにくい状態で、高い補強効果が得られたと考え

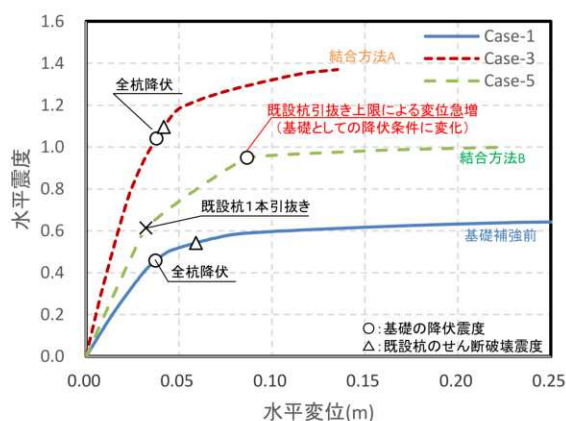
る。一方、Case-6 では Case-2 同様に既設杭の引抜き上限により基礎の降伏が生じているが、既設杭のせん断破壊は生じることがなかった。結合方法 B では既設杭基礎の回転をフーチング部で拘束しないため、回転成分が卓越し杭の引抜き上限や押込み上限に達したことによる変位急増するような基礎に対しては補強効果が小さい結果となった。

2) 地盤条件による荷重-変位の違い

図-7.3.3.22 と図-7.3.3.23 の比較により地盤条件による荷重-変位関係の違いを確認する。

結合方法 A は、地盤条件に違いに依らず基礎の降伏水平震度の高い増加がみられるが、既設杭のせん断補強効果としては負曲げとなる地盤条件において、降伏水平震度の増加に比べて小さい効果であった。

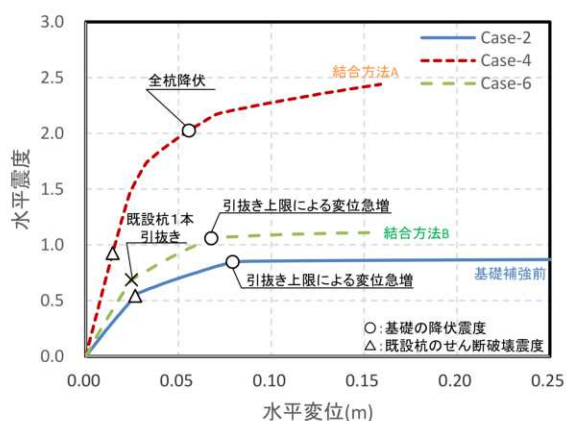
結合方法 B は、正曲げとなる地盤条件において基礎の降伏水平震度の高い増加がみられる一方、負曲げとなる地盤条件においては、基礎の降伏水平震度の増加は小さい。また、既設杭のせん断破壊が生じなかったことから既設杭のせん断補強効果としては、地盤条件の違いに依らず高い効果が得られた。



Case	接合方法	基礎の降伏水平震度		既設杭のせん断破壊震度
1	補強前	0.46	全杭降伏	0.54
3	結合方法A	1.04 (2.26)	全杭降伏	1.10 (2.04)
5	結合方法B	0.95 (2.07)	引抜き	至らない

※ 表中の () 内は、補強前との比

図-7.3.3.22 荷重-変位関係及び降伏水平震度・せん断破壊震度
(正曲げとなる地盤・鋼管杭による補強)



Case	接合方法	基礎の降伏水平震度		既設杭のせん断破壊震度
2	補強前	0.85	引抜き	0.54
4	結合方法A	2.03 (2.39)	全杭降伏	0.93 (1.72)
6	結合方法B	1.06 (1.25)	引抜き	至らない

※ 表中の () 内は、補強前との比

図-7.3.3.23 荷重-変位関係及び降伏水平震度・せん断破壊震度
(負曲げとなる地盤・鋼管杭による補強)

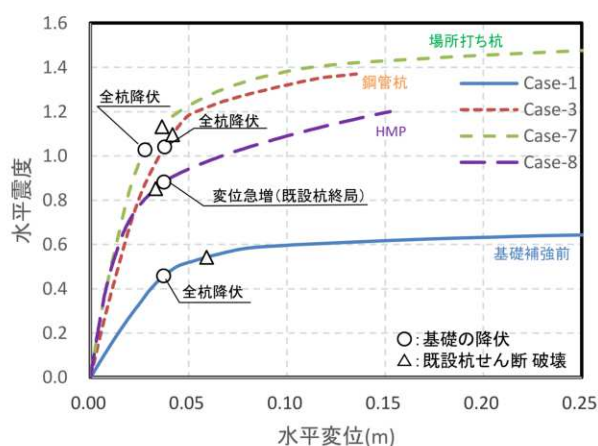
3) 増設杭の種類による荷重－変位の違い

図-7.3.3.24 に結合方法 A における増設杭の種類の違いによる荷重-変位関係比較 (Case-1, 3, 7, 8) を示す。

Case-1 (基礎補強前)、Case-3 (鋼管杭による補強)、Case-7 (場所打ち杭による補強) 及び Case-8 (HMP による補強) の基礎の降伏イベントは全ての杭体の降伏・終局であった。降伏震度は 0.88～1.04 (Case-1 の 1.91～2.26 倍) であり、いずれも高い補強効果が見られた。Case-8 が他の杭種に比べて補強効果がやや小さいのは、HMP の降伏耐力が他の杭種の降伏耐力よりもやや低いからである。

次に、結合方法 B における増設杭の種類の違いによる荷重-変位関係比較 (Case-1, 5, 9, 10) を図-7.3.3.25 に示す。

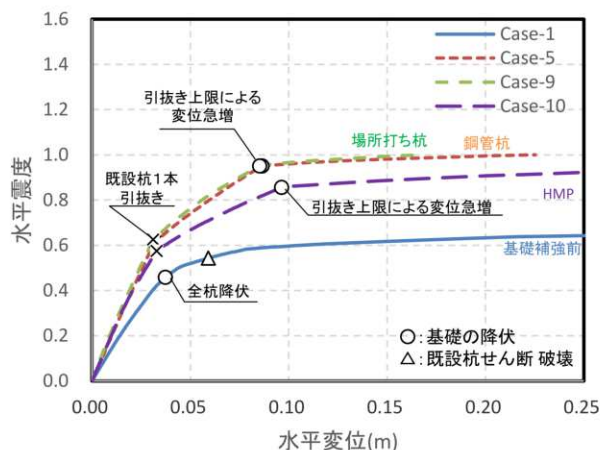
Case-5 (鋼管杭による補強)、Case-9 (場所打ち杭による補強) 及び Case-10 (HMP による補強) の基礎の降伏イベントは既設杭の引抜き上限に達することでの変位急増であった。降伏震度は 0.86～0.95 (Case-1 の 1.87～2.07 倍) であり、いずれも高い補強効果が見られた。Case-10 が他の杭種に比べ補強効果がやや低い原因は前述同様に杭の降伏耐力によるものと考えられる。また、結合方法 B においては増設杭の種類に関係なく既設杭のせん断破壊が生じないことがわかる。



Case	増設杭	基礎の降伏水平震度		既設杭のせん断破壊震度
1	補強前	0.46	全杭降伏	0.54
3	鋼管杭	1.04 (2.26)	全杭降伏	1.10 (2.04)
7	場所打ち杭	1.03 (2.24)	全杭降伏	1.13 (2.09)
8	HMP	0.88 (1.91)	既設杭終局	0.85 (1.57)

※ 表中の () 内は、補強前との比

図-7.3.3.24 荷重-変位関係及び降伏水平震度・せん断破壊震度
(正曲げとなる地盤・結合方法 A)



Case	増設杭	基礎の降伏水平震度		既設杭のせん断破壊震度
1	補強前	0.46	全杭降伏	0.54
5	鋼管杭	0.95 (2.07)	引抜き	至らない
9	場所打ち杭	0.95 (2.07)	引抜き	至らない
10	HMP	0.86 (1.87)	引抜き	至らない

※ 表中の () 内は、補強前との比

図-7.3.3.25 荷重-変位関係及び降伏水平震度・せん断破壊震度
(正曲げとなる地盤・結合方法 B)

(b) 杭体の曲げモーメント

異なる結合方法による杭に生じる断面力の低減効果を確認するため、基礎降伏時における杭に生じる曲げモーメント分布を比較する。正曲げとなる地盤と負曲げとなる地盤における Case-1、2（基礎補強前）、Case-3、4（結合方法 A）、Case-5、6（結合方法 B）の曲げモーメントを図-7.3.3.26 に示す。なお、既設杭及び増設杭の列数は図-7.3.3.18 を参照する。

1) 正曲げとなる地盤での結合方法による曲げモーメントの違い

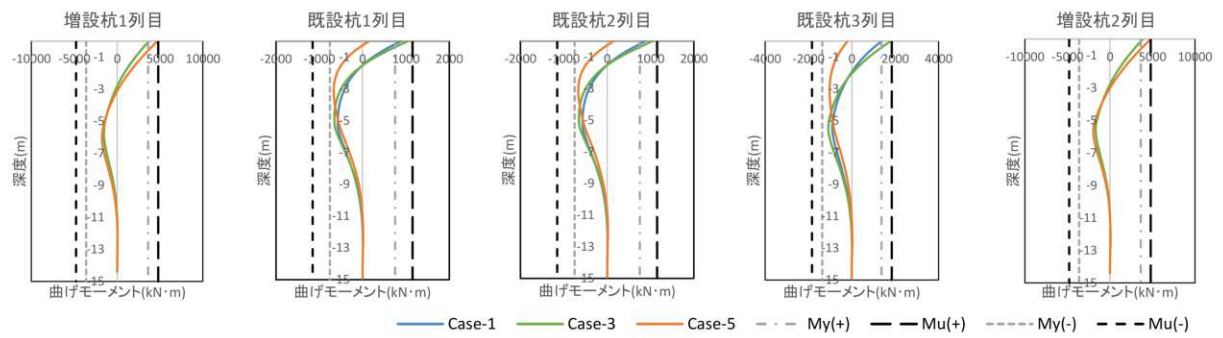
図-7.3.3.26(a)に正曲げとなる地盤における Case-1、3、5 の曲げモーメント分布図を示す。

Case-1 及び Case-3 の既設杭の最大曲げモーメントは杭頭位置で正曲げが卓越しているのに対して、Case-5 では既設杭の杭頭位置での曲げは低減し、最大曲げモーメントが地中部での負曲げが卓越する傾向となる。これは、結合方法 B は既設杭基礎の回転を拘束しなかったことにより杭頭付近に正曲げが生じにくい挙動となったと考えられる。また、増設杭の曲げモーメント分布においては結合方法によらず同様の分布形状となる。

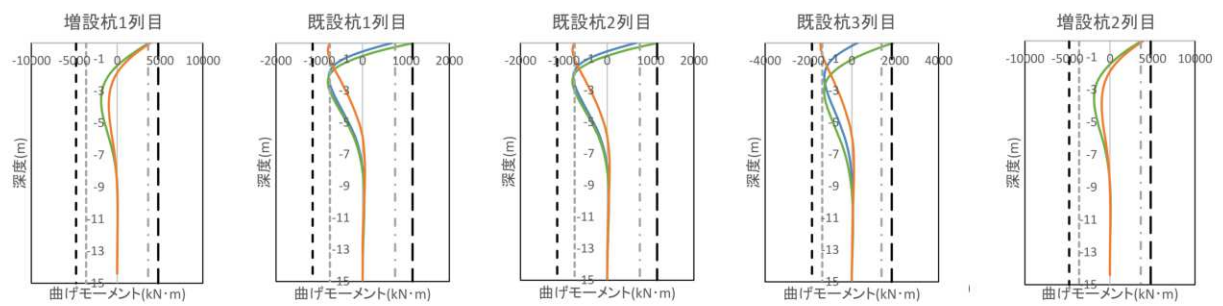
2) 負曲げとなる地盤での結合方法による曲げモーメントの違い

図-7.3.3.26(b)に負曲げとなる地盤における Case-2、4、6 の曲げモーメント分布図を示す。

Case-2 の最大曲げモーメントは地中部の負曲げが卓越する結果であったが、Case-4 の既設杭の最大曲げモーメントは杭頭位置での正曲げが卓越する結果となった（例えば既設杭 3 列目）。結合方法 A は既設杭基礎の回転を拘束しているため、杭頭付近の正曲げが生じやすい挙動となったと考えられる。一方、Case-6 の既設杭の最大曲げモーメントは杭頭位置での負曲げが卓越する結果となった。これは、杭頭位置での回転成分に比べ水平成分が非常に小さいため、杭頭に回転による負の曲げモーメントが生じたと考えられる。



(a) 正曲げとなる地盤



(b) 負曲げとなる地盤

図-7.3.3.26 曲げモーメント分布図（結合方法の違い）

(c) 杭頭せん断力の分担

基礎降伏時における既設杭及び増設杭に生じる杭頭せん断力と割合を表-7.3.3.5に示す。

1) 結合方法によるせん断力の違い

まず、地盤が正曲げである Case-1, 3, 5 を対象に結合方法の違いによるせん断力の比較を行う。対象ケースでは基礎降伏時には既設杭全体のせん断耐力 2,890kN を超過していない。既設杭基礎と増設杭基礎の負担割合では、Case-3 (結合方法 A) で既設杭 0.45 と増設杭 0.55 で同程度であり、Case-5 (結合方法 B) は既設杭 0.31 と増設杭 0.69 であり、増設杭が大きく負担していることが分かる。

次に、負曲げとなる地盤である Case-2, 4, 6 を比較する。Case-2 (基礎補強前) の既設杭全体に生じるせん断力は 4,500kN 程度であり、せん断耐力 2,890kN を超過する結果であった。これに対し、Case-4 (結合方法 A)、Case-6 (結合方法 B) による基礎補強ケースでは、表-7.3.3.5 に示す基礎降伏時の既設杭全体が負担するせん断力を見ると、Case-4 では既設杭のせん断耐力 2,890kN を超過するが Case-6 では下回る結果となった。また、既設杭基礎と増設杭基礎の負担割合では、Case-4 は既設杭 0.47 と増設杭 0.53 で同程度、Case-6 では既設杭 0.07 と増設杭 0.93 と増設杭が大きく負担している。

結合方法 A では、フーチングが一体構造であるため、地盤の条件によらず既設杭・増設杭に偏った荷重負担とならない。結合方法 B では、既設杭が負担するせん断力は大きく低減され増設杭の負担するせん断力が多い。これは、既設・増設フーチング間の接合面を回転・鉛直方向に拘束しなかったことが要因の一つと推察される。

2) 増設杭の種類によるせん断力の違い

結合方法 A である Case-3, 7, 8 を対象に増設杭の種類の違いによるせん断力の比較を行う。いずれのケースも既設杭基礎と増設杭基礎の負担割合では同程度であるが、Case-8 (HMP) の増設杭が負担する割合 0.45 は、Case-3 (鋼管杭) の増設杭 0.55、Case-7 (場所打ち杭) の増設杭 0.57 に比べて小さい。

また、結合方法 B である Case-5, 9, 10 の既設杭基礎と増設杭基礎の負担割合は、Case-5 (鋼管杭) と Case-9 (場所打ち杭) においては既設杭 0.3 と増設杭 0.7 で増設杭が大きく負担するが、Case-10 (HMP) では既設杭 0.5 と増設杭 0.5 で同等であった。

結合方法によらず、HMP が鋼管杭及び場所打ち杭に比べて増設杭のせん断力負担割合が小さい。これは、HMP の剛性が他杭種より小さいことが要因と考える。

表-7.3.3.5 基礎降伏時の杭頭せん断力負担

Case	結合 方法	地盤	増設杭	種 別	負担するせん断力 ()内は、負担割合
1	—	正曲げ	—	既設杭	2,445kN
				増設杭	—
2	—	負曲げ	—	既設杭	4,520kN
				増設杭	—
3	A	正曲げ	鋼管杭	既設杭	2,826kN (0.45)
				増設杭	3,476kN (0.55)
4	A	負曲げ	鋼管杭	既設杭	5,727kN (0.47)
				増設杭	6,523kN (0.53)
5	B	正曲げ	鋼管杭	既設杭	1,794kN (0.31)
				増設杭	3,957kN (0.69)
6	B	負曲げ	鋼管杭	既設杭	471kN (0.07)
				増設杭	5,934kN (0.93)
7	A	正曲げ	場所打ち杭	既設杭	2,680kN (0.43)
				増設杭	3,582kN (0.57)
8	A	正曲げ	HMP	既設杭	3,009kN (0.55)
				増設杭	2,456kN (0.45)
9	B	正曲げ	場所打ち杭	既設杭	1,739kN (0.30)
				増設杭	4,050kN (0.70)
10	B	正曲げ	HMP	既設杭	2,667kN (0.50)
				増設杭	2,630kN (0.50)

※基礎降伏時のせん断力を示す
※既設杭全体のせん断耐力は2,890kN

(4) 接合方法による補強効果

結合方法 A（剛結合）及び結合方法 B（接触構造）における補強効果について表-7.3.3.6 及び以下に示す。

結合方法 A による補強は、地盤条件に依らず、既設杭と増設杭が水平力、曲げモーメントに対して一体となって抵抗するため、基礎全体の剛性は高くなり基礎の降伏水平震度は向上する。また、既設杭のせん断補強策としての補強効果も期待できるが、既設杭の最大曲げモーメントが負曲げの場合では、降伏耐力向上と比べてその効果は小さい。

結合方法 B による補強では、既設杭の最大曲げモーメントが正曲げの場合、基礎の降伏水平震度の向上は結合方法 A と同等の効果が期待できる。しかし、既設杭の最大曲げモーメントが負曲げの場合では、基礎の降伏水平震度の向上は小さい。これは、既設基礎の回転を面接触により拘束していないため、水平変位が卓越するモードでは補強効果が高く、回転が卓越するモードでは補強効果が低いということである。また、いずれの地盤条件においても結合方法 B では既設杭基礎の回転を拘束していないため、水平力は増設杭が大きく負担し、既設杭が負担するせん断力を大きく低減することが期待できる。

表-7.3.3.6 結合方法による補強効果

	結合方法A	結合方法B
既設杭の最大曲げが正曲げ (水平変位が卓越するモード)	【基礎の降伏耐力向上策】 ・補強効果あり。 【既設杭のせん断補強策】 ・補強効果あり。	【基礎の降伏耐力向上策】 ・補強効果あり（結合方法 A と同等）。 ・ただし、基礎に作用する水平力を増し杭が大きく負担するため、回転卓越モードに移行しやすい。 【既設杭のせん断補強策】 ・大きな補強効果あり。
既設杭の最大曲げが負曲げ (回転が卓越するモード)	【基礎の降伏耐力向上策】 ・補強効果あり。 【既設杭のせん断補強策】 ・補強効果あり。 ⇒ただし、降伏耐力向上と比べ、補強効果は小さい。	【基礎の降伏耐力向上策】 ・既設基礎の回転を抑えることが出来ないため、既設基礎の最大曲げモーメントが負曲げ（回転が卓越するモード）では、補強効果が小さい。 【既設杭のせん断補強策】 ・大きな補強効果あり。

7.3.3.4 まとめ

本研究では、既設橋梁杭基礎の補強工事の施工性向上が期待できる、既設・増設フーチングを剛結合せずに接触構造とした増し杭工法に対して、遠心載荷実験・フレーム解析を用いて補強メカニズム及補強効果を検証した。また、各種条件下を想定し杭頭部に正曲げモーメントが卓越するような地盤と地中部に負曲げモーメントが卓越する地盤条件、増設杭を鋼管杭、場所打ち杭及び高耐力マイクロパイルとした場合をパラメーターとした数値解析を行った。得られた知見を以下に示す。

- 接触構造の増し杭工法により補強した杭基礎の水平剛性は、新設・既設フーチングの接触状態及び増設フーチングの連結状態に依存することが実験から分かり、水平剛性の増加の程度は、新設・既設フーチングの接触状態が線接触である場合よりも面接触である場合の方が大きく、増設フーチングどうしの連結状態はピン接合よりも剛接合の方が水平剛性の増加の程度が大きかった。
- 接触構造の増し杭工法における水平地震力の伝達機構を実験と数値解析により確認した。水平せん断力は、既設・新設フーチングの接触により既設側から増設側に伝達し、既設杭と増設杭で水平せん断力を負担する。また、水平地震力による回転モーメントは、新設・既設フーチングが縁切りされていることから、増設杭列に発生した変動軸力がほぼ 0 で、既設杭列の変動軸力で抵抗することが分かった。
- 接触構造の増し杭工法の補強メカニズムとしては、既設・新設フーチングの接触により一部の水平せん断力を既設側から増設側に伝達し、既設杭列に作用する水平せん断力を低減することが確認できた。本実験の範囲においては、補強後の既設杭基礎の水平せん断力が無補強の場合の約 60%まで低減し、数値解析においても同程度の低減効果を確認した。また、せん断力低減に伴い杭基礎の曲げモーメントの抑制効果も確認した。
- 実験において杭列ごとへの水平せん断力低減効果の大きさは、増設フーチングどうしの連結状態および新設・既設フーチングの接触状態により多少の変動が見られたが、杭基礎全体の水平せん断力への低減効果は、増設フーチングどうしの連結状態及び新設・既設フーチングの接触状態によらずほぼ一定であった。
- フレーム解析による試計算の結果、杭の最大曲げモーメントが杭頭位置で、かつ、正曲げモーメントとなる場合、既設・増設部を剛結合（結合方法 A）とする補強工法と比較して、既設・増設部を接触構造（結合方法 B）とする補強工法の降伏水平震度はやや小さく、基礎としての降伏時の破壊モードとしては、結合方法 A が杭体の降伏、結合方法 B が引き抜き上限に達することとなり、降伏条件が変化することが分かった。
- フレーム解析による試計算の結果、杭の最大曲げモーメントが地中部で、かつ、負曲げモーメントとなる場合、結合方法 A と比べて結合方法 B の基礎の降伏水平震度の向上は小さく、正曲げとなる地盤条件と同様に、降伏条件が異なることが分かった。
- 増設杭を高耐力マイクロパイルとした場合、鋼管杭や場所打ち杭に比べて杭体の剛性が小さいため負担するせん断力が小さく補強効果も小さくなることに留意が必要である。

7.3.4 増し杭補強の合理的な補強工法の提案

増し杭補強の合理的な補強工法として、本研究の成果として以下の①②を合理化手法として提案した。

① 新旧フーチングを剛結する構造細目の合理的手法

基礎の補強にあたって増し杭補強を行う工法としてはフーチングの拡張が必要となり、既設フーチングと増設フーチングの接合方法は、既設側のフーチング鉄筋をはつり出し切断し、溶接や機械式継ぎ手で増設側の鉄筋と結合し、既設側と増設側のフーチングを剛結合させている。本研究では、既設フーチングのはつり出しや既設鉄筋の切断を避けるために、あと施工アンカーを用いた既設フーチングと増設フーチングの接合方法を提案し、供試体レベルの範囲において本提案手法によって新旧フーチングを剛に一体化させることができる可能性を示した。ただし、施工中のリスク低減や施工の省力化の定量的な評価には至っておらず、また、既設鉄筋あるいはあと施工アンカーどうしの配置によっては脆性的な破壊に至る可能性が分かったことから、これらは今後の課題である。

② 接触構造による新旧フーチングの接合による増し杭補強

既設側と増設側のフーチングを剛結合させる接合方法に対して、既設フーチングのはつり出しや既設鉄筋の切断が不要とすることを目的に、既設フーチングと増設フーチングを鉄筋で接合せず接触構造による増し杭補強工法を提案した。今回実施した実験と数値解析の条件の範囲においては、接触構造の増し杭補強工法により、増設杭と既設杭が共に水平地震力に抵抗し、既設杭に生じるせん断力を低減することが期待できることが分かった。ただし、現行の技術基準ではフーチングは剛体であることが前提となっていることから、本提案手法の採用により、橋全体系への影響を網羅的に考慮した検討が必要である。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震、1996.
- 2) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、2000.
- 3) 渡辺洋二、竹内清、柴田正行、浦野和彦、足立有史：水管橋の杭基礎耐震補強の施工事例、基礎工、Vol.34、No.6、104-107、2006.
- 4) 足立有史、浦野和彦、竹之下朋章、丹澤宣彦、河邑眞：地盤固化体を用いた杭基礎の耐震補強工法の実大実験、土木学会論文集 C、Vol.63、No.3、752-762、2007.
- 5) 浦野和彦、足立有史、河邑眞：地盤固化体を用いた杭基礎の耐震補強工法に関する 3 次元 FEM 解析、構造工学論文集 A、Vol.56、1075-1087、2010.
- 6) 角田富士夫、江川拓也、畠山乃：固化改良体による橋台杭基礎の耐震補強効果について、地盤工学会技術報告集（北海道支部）、No.59、2019.
- 7) 磯部公一、木村亮、吉澤幸仁、河野謙治、原田典佳、榎野健：鋼管矢板基礎増設による既設橋ケーソン基礎の補強効果に関する実験的研究、土木学会論文集 C、Vol.62、No.1、191-200、2006.
- 8) 西岡英俊、樋口俊一、西村昌宏、神田政幸、山本忠久、平尾淳一：シートパイルによる既設杭基礎の耐震補強効果に関する模型実験、地盤工学ジャーナル Vol.5、No.2、251-262、2010.
- 9) 城戸康介、末政直晃、片田敏行、長野正：地中連壁による杭基礎の耐震補強、土木学会第 53 回年次学術講演会 I -B310、620-621、2003.
- 10) 極東興和株式会社：工法紹介-マイクロパイル工法とは-、極東興和株式会社ホームページ（2023 年 2 月 28 日取得、<https://www.kkwn.net/tech1-1.html>）、2023
- 11) 伊原茂、中野博文、内海和仁、武田篤史、天野寿宣、斉藤成彦：鋼製格子部材を埋設した合成構造フーチングの耐荷性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.60A、pp.848-860、2014.3
- 12) 田中礼治、但木幸男、大芳賀義喜：高強度鉄筋 SD50 の重ね継ぎ手に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文報告集 第 405 号、1989.11.
- 13) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2018.12.
- 14) Feenstra, P. : Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete, PhD Dissertation, Delft University of Technology, 1993.
- 15) Hordijk, D. : Local approach to fatigue of concrete, PhD Dissertation, Delft University of Technology, 1991.
- 16) 角陸純一：高強度鉄筋コンクリート部材中の重ね継手の付着割裂強度に関する研究、清水建設研究報告 第 60 号、1994 年 10 月
- 17) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究、港湾空港技術研究所資料、No. 1039、2003.
- 18) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2017.
- 19) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2017.

第 8 章 まとめ

既設の道路橋杭基礎を対象に、大地震により損傷した杭を有する橋梁の供用が可能かどうかを判断する指標を得ることや、これまでの既設基礎杭の被害を踏まえたコンクリート杭（場所打ち杭、既製 PC 杭、既製 RC 杭）の耐荷性能を適切に評価すること、耐震補強の施工を省力化することを目的とし、各種の数値解析や模型実験の結果を踏まえた検討を行った。以下に得られた結論と今後の課題を示す。

第 2 章 既設杭基礎の地震の影響を考慮する状況における耐荷性能評価

- 照査事例等の結果から、照査結果と実際の損傷状況には乖離がみられることから、より合理的な既設橋基礎の耐力評価手法が必要であることを示した。
- 既製杭の耐力評価手法は、現行道示にも規定がないこともあり、評価手法自体の確立が求められていることを示した。

第 3 章 曲げ破壊型場所打ち杭の鉛直荷重支持能力の検討

- 場所打ち杭の単杭供試体を対象に、繰返し水平荷重載荷により曲げ損傷を与えた後に、鉛直荷重の 1 方向漸増載荷実験を行った結果を踏まえ、周辺地盤が存在し地盤の支持層が健全である条件であれば、杭基礎が曲げ損傷を受け残留変形が残されていたとしても基礎の鉛直支持性能は失われなかったことから、供用が可能である可能性が高いことを示した。
- 平面弾性要素を用いた地盤－杭体を一体化とした 2 次元 FEM 解析により、曲げ損傷を有する杭体の鉛直載荷試験における鉛直挙動の再現を試み、一定の再現性を確認したが、残留変位が発生した状態の再現までは困難であったため、更なる検討が必要であることが考えられる。

第 4 章 場所打ち杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

- 土層内に設置した場所打ち杭の組杭供試体の載荷実験および 3 次元 FEM 解析の結果を踏まえ、地盤内の既設基礎杭の耐震性能に各種要因が及ぼす影響に関する検討を行い、既設の場所打ち杭基礎の合理的な耐震性能評価手法および耐震性能照査フローを提案した。

第 5 章 既製 PC 杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

- 既製 PC 杭を対象とした載荷試験および数値解析の結果および H29 道示に規定される PHC 杭のせん断耐力評価式の適用性の検証結果を踏まえ、既製 PC 杭のせん断補強優先度の設定フローを提案した。
- 今回実施した PC 杭の実験でせん断破壊が確認されたケースが少ないことから、主に FEM 解析の結果との比較によりせん断耐力評価式の妥当性を検証しているため、解析では考慮されていない杭の製造方法や使用材料、品質管理基準のばらつきが推定式の信頼性に及ぼす影響については今後検証が必要であると考えられる。

第 6 章 既製 RC 杭基礎のせん断耐力の評価に関する検討

- 既製 RC 杭を対象とした載荷試験および数値解析の結果および H29 道示に規定される PHC 杭のせん断耐力評価式の適用性の検証結果を踏まえ、既製 RC 杭のせん断補強優先度の設定フローを提案した。
- 今回実施した RC 杭の実験でせん断破壊が確認されたケースが少ないことから、主に FEM 解析の結果との比較によりせん断耐力評価式の妥当性を検証しているため、解析では考慮されていない杭の製造方法や使用材料、品質管理基準のばらつきが推定式の信頼性に及ぼす影響については今後検証が必要であると考ええる。

第 7 章 既設杭基礎の補強工法の実態と増し杭補強の合理化に関する検討

- 要素試験と 3 次元 FEM 解析の結果を踏まえ、あと施工アンカーを用いた既設フーチングと増設フーチングの接合方法を提案した。今後は、従来工法との比較により、施工の省力化や施工中のリスク低下を定量的に示すとともに、基礎全体系での有効性の検証が必要であると考ええる。
- 遠心模型実験とフレーム解析の結果を踏まえ、接触構造による既設フーチングと増設フーチングの結合方法を提案した。今後は、従来工法との比較により、施工の省力化や施工中のリスク低下を定量的に示すとともに、限界状態の把握や照査項目の検討が必要であると考ええる。

なお、本報告書第 7 章に関連する実験等の一部は、(国研) 土木研究所が (社) 日本鉄鋼連盟より助成金を受けて実施したものである。

付属資料 1. はりモデルによる既設杭基礎のせん断破壊後の挙動の検討

1.1 検討概要

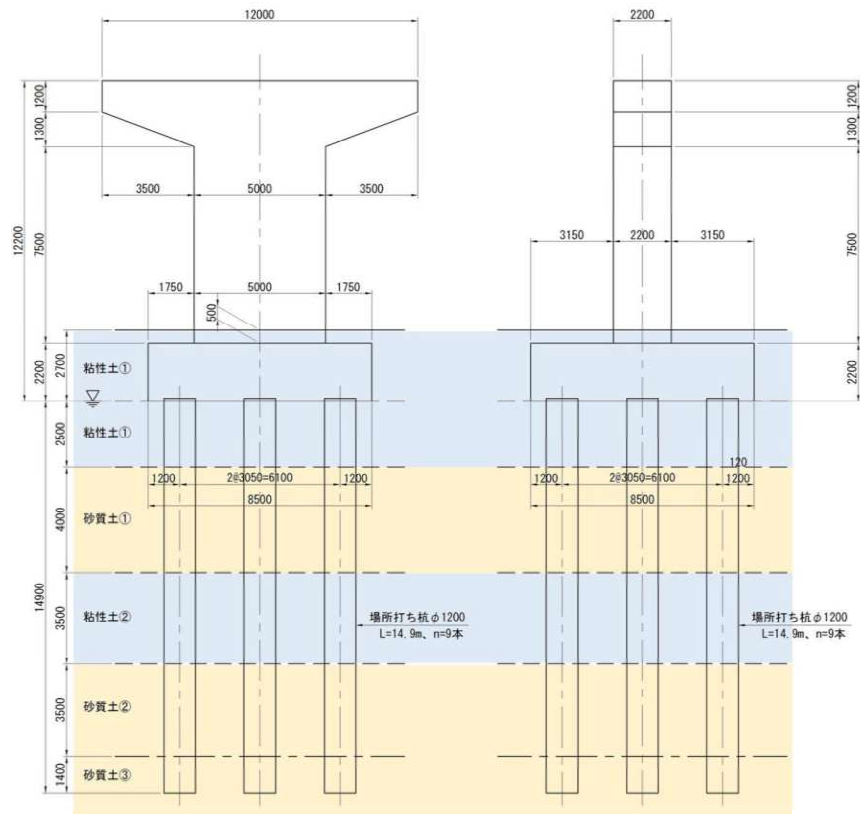
既設橋の耐震補強設計業務では設計上「せん断破壊先行」となる杭基礎についても、平成24年道路橋示方書及び杭基礎設計便覧に示されるはりモデルにより照査が行われているが、せん断力がせん断耐力に達した後の耐力低下を考慮しないため、杭のせん断破壊後の挙動について、解析上評価を行うことは非常に難しい。また、杭の塑性率については、杭部材の曲げ損傷を前提に、例えばNEXCO設計要領保全編では「国交省事務連絡：既設道路橋の耐震性能照査および耐震補強設計について 平成27年6月25日」に示された目標損傷度に応じた降伏の目安により判断する方法が示されているが、杭部材がせん断破壊する場合の降伏の扱い方法については明らかになっていない。加えて、新設杭の設計では、一般に杭単体そのものに対し評価することになっているが、既設杭の照査では、杭単体そのものに対する評価とすべきか、あるいは、杭基礎を構成する全ての杭を1つの構造とみなして評価すべきかについては明確ではない。

そこで、本節では2019年5月時点まで収集した事例の中で、既設基礎杭の杭種として最も多い場所打ち杭を対象に、杭部材のせん断破壊が先行する場合に着目し、杭部材のせん断破壊を想定したはりモデルを用いた非線形漸増解析により挙動の検証を実施し、既設杭基礎のせん断破壊後の挙動を検討した。

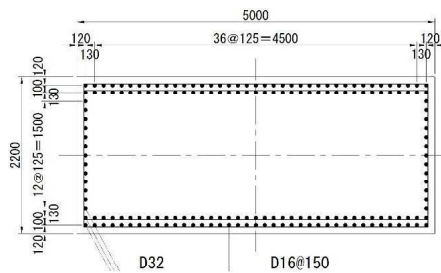
1.2 せん断剛性の低下を考慮した検討

1.2.1 設計条件

検討を行った橋脚形状や地盤条件および柱・杭の配筋図は付図-1.2.1に示す通りである。杭径が $\phi 1200$ の場合、主鉄筋については一般的に20本程度配置されるが、今回の検討では柱よりも先に基礎が降伏する鉄筋量とした。また、帯鉄筋についても、一般に杭頭部の帯鉄筋は150mm間隔で配置されるが、検討では杭部材のせん断破壊が先行するよう全長に渡り300mm間隔で設定した。

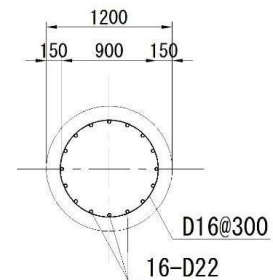


(a) 構造概要・地盤構成



(b) 柱配筋図

- ・柱の終局耐力 $P_u=4485\text{kN}$
- ・柱の降伏変位 $\delta y=0.036\text{m}$
- ・柱の終局変位 $\delta u=0.259\text{m}$
- ・柱の終局震度 $k_{hu}=0.60$



(c) 場所打ち杭配筋図

付図-1.2.1 検討対象の設計条件

1.2.2 地盤条件

解析に用いる地盤条件は付表-1.2.1 に示す通りで、杭頭で地盤の変形が大きくなるように、粘性土①のN値については5回と小さい値としている。

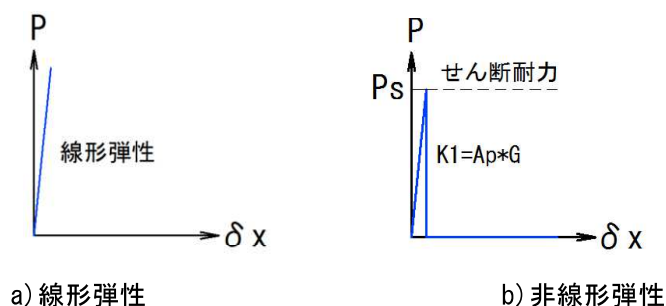
付表-1.2.1 地盤条件一覧表

	N 値	単位重量 γ_t	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	地震時変形係数 α_{E0}
	(回)	(kN/m^3)	(kN/m^2)	(度)	(kN/m^2)
粘性土①	5	17.0	30	0	28,000
砂質土①	10	17.0	0	27	56,000
粘性土②	5	17.0	30	0	28,000
砂質土②	15	19.0	0	30	84,000
砂質土③	50	19.0	0	40	280,000

1.2.3 解析ケースと解析モデル

今回検討した解析ケースの概要は付表-1.2.2 に示す通りである。解析ケースの設定については、既設橋の基礎を対象とするため、下記項目に着目し、設定しているため留意されたい。

- 柱部材の破壊が基礎よりも先行しないよう、柱部材は線形とする。
- 杭部材の曲げ破壊とせん断破壊の影響を確認するため、フーチングについては従来通り剛部材とする。
- 地中部にある杭のせん断後の挙動を検証した事例はないため、付図-1.2.2 に示すように従来通り、せん断に対しては「線形」とした Case-00 と、「非線形：せん断破壊後は荷重を保持しない」の Case-01 と Case-02 の 2 ケースについて検討する。ここに、付図-1.2.2 b) に示すせん断耐力は H24 道示IV式 (5.2.1) により算出したものである。



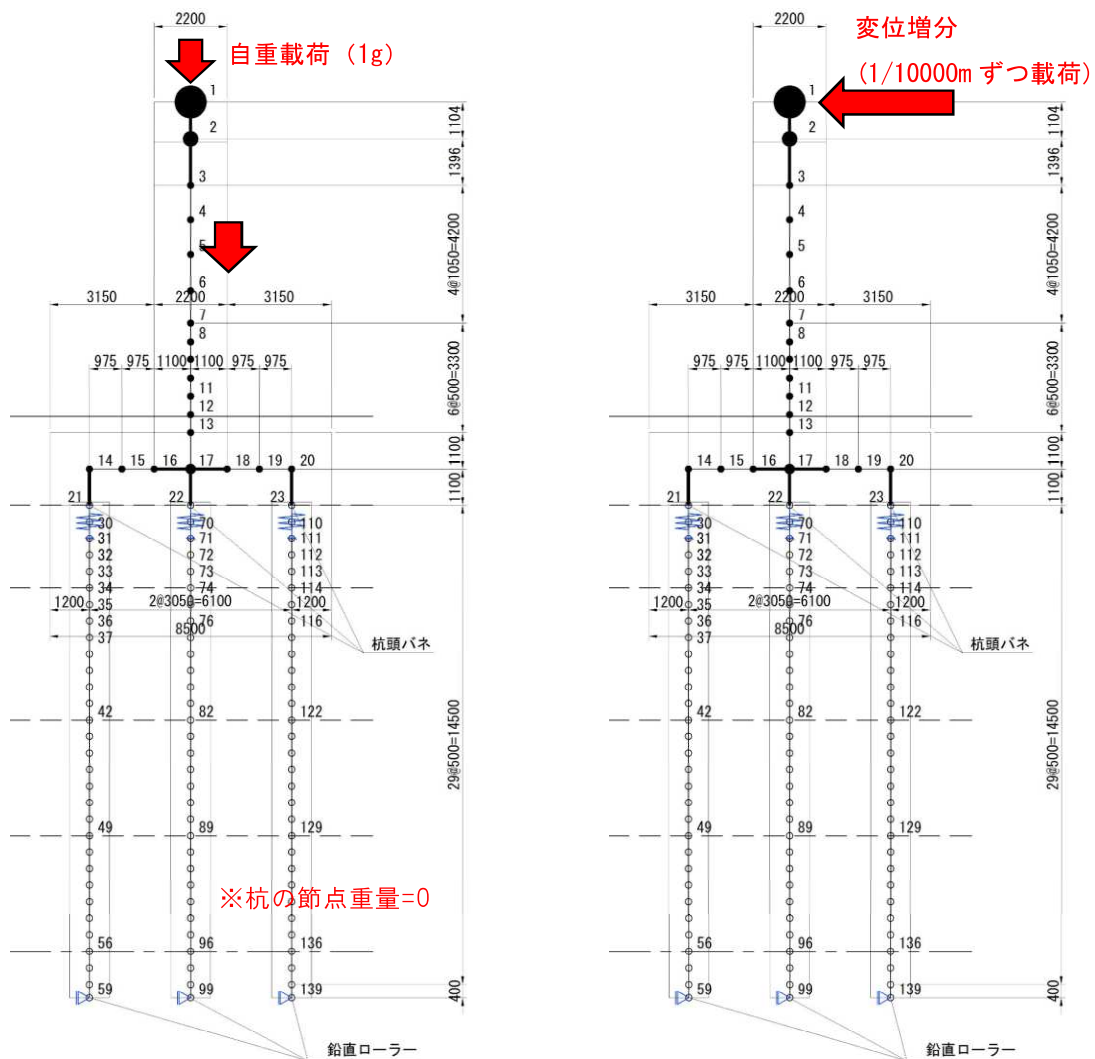
付図-1.2.2 杭部材のせん断に対するモデル

- 杭の鉛直支持について、一般的にフーチング下端に極限押込み力と極限引抜き力杭を上限とする軸方向ばね k_v を設けるが、杭のせん断破壊が鉛直方向の変位にどのように影響するかを確認するため、従来モデルに加えて、深礎杭の設計に準じて、杭周面の周面摩擦を上限とする鉛直せん断ばね(杭前面ばねの 1/3)と杭先端極限支持力を上限とする杭先端ばね(引抜きはゼロ)で支持するケースについても検討する。

付表-1.2.2 解析ケース

	柱	底版	底版前面 受働抵抗	杭		杭周面バネ			
				曲げ	せん断	水平方向	鉛直方向 (周面摩擦)	杭頭バネ	杭先端
Case-00	線形	剛部材	無視	剛部材	線形	非線形	---	考慮 (非線形)	鉛直 ローラー
Case-01	線形	剛部材	無視	剛部材	非線形	非線形	非線形	無	バネ
Case-02	線形	剛部材	考慮	剛部材	非線形	非線形	非線形	無	バネ

- 解析方法については、自重解析を行い、自重解析による変位、鉛直力を引き継いだ状態で非線形漸増解析を行うが、一般的な質点に震度を乗じる荷重増分解析(荷重制御)では解析が収束しないケースもあるため、柱天端の節点1に1mの強制変位を与える変位増分解析(変位制御)とした。付図-1.2.3に解析方法の概要図、付図-1.2.4～付図-1.2.6に各ケースの解析モデル図を示す。



Step-1：自重解析

Step-2：変位増分解析

付図-1.2.3 解析方法の概要図

1.2.4 解析結果

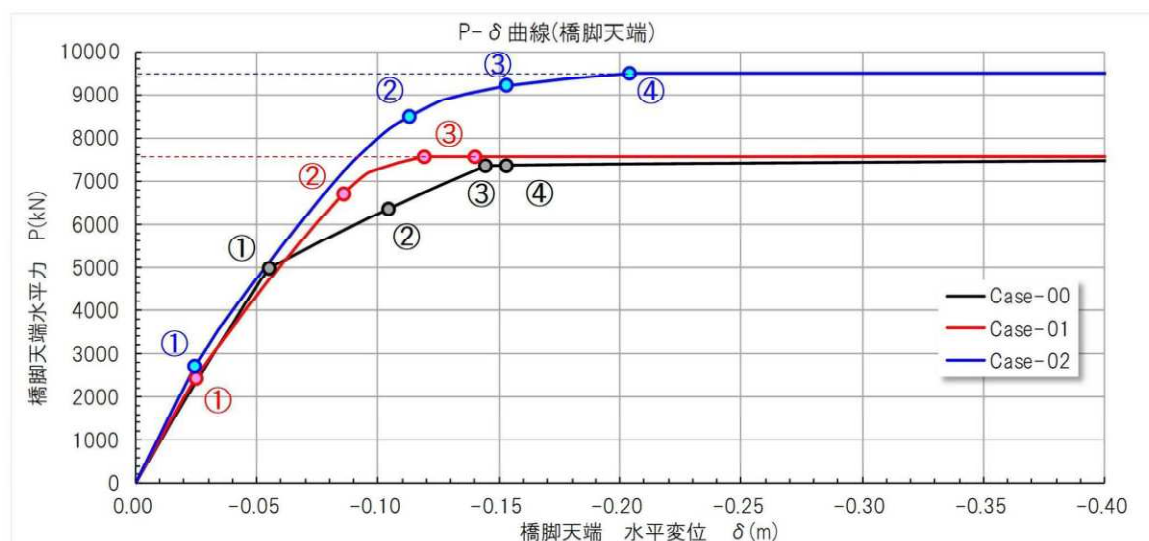
付図-1.2.7～付図-1.2.8に解析結果を示す。解析結果より分かることを次のとおり整理する。

(1) 付図-1.2.7 より分かること

- Case-00 は前杭が押込み力に達すると P- δ 曲線が水平となり、③が基礎の降伏となる。
- Case-01、Case-02 は、中杭、後杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達すると P- δ 曲線が水平となる。
- Case-00 とせん断破壊を考慮した Case-01 の P- δ 曲線はほぼ同じ形状となる。
- Case-01 に対し、さらに底版前面の受働抵抗を期待した Case-02 は P- δ 曲線は大きくなっており、P- δ 曲線から求まる基礎の降伏耐力は 25 %増となる。

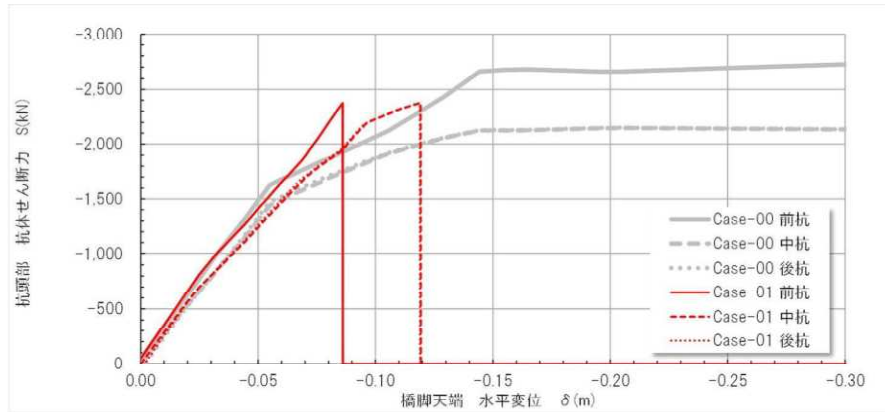
(2) 付図-1.2.8 より分かること

- Case-01 は橋脚天端変位 0.086m 時に前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達する。その後、前杭はせん断力を保持できないため、前杭が負担していたせん断力が中杭、後杭に分配され、中杭、後杭のせん断力の増加率(勾配)が大きくなる。このため、本解析では荷重の再配分が考慮できていると考えられる。
- 底版前面の受働抵抗を期待する Case-02 では、その効果により、前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達するタイミングが Case-01 よりも遅い。
- Case-01、Case-02 とも中杭と後杭の杭頭せん断力が同じタイミングでせん断耐力に達している。

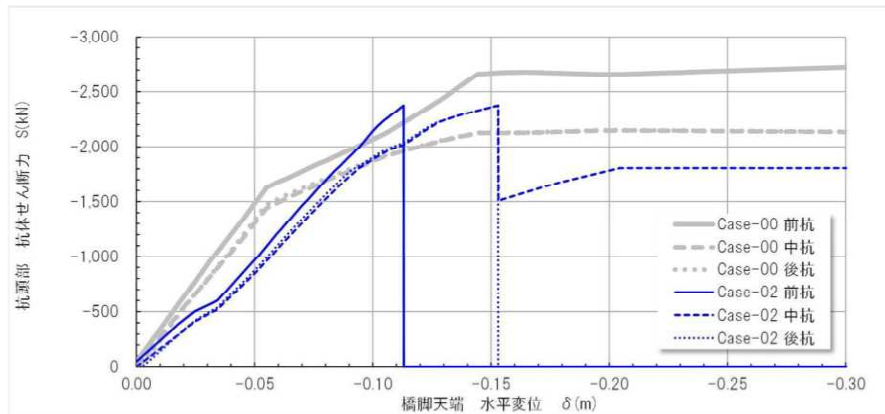


破壊 順序	Case-00	Case-01	Case-02
①	後杭が引抜きの上限に達する	後杭の杭先端で引抜きの上限に達する	後杭の杭先端が引抜きの上限に達する
②	後杭と中杭の地中部で杭体曲率が降伏に達する	前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達する	前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達する
③	前杭が押込みの上限に達する	中杭と後杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達する	中杭と後杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達する
④	前杭の地中部で杭体曲率が降伏に達する		前杭の杭先端が押込みの上限に達する

付図-1.2.7 橋脚天端における P- δ 曲線



a) Case-01



b) Case-02

付図-1.2.8 杭頭部杭体せん断力と橋脚天端変位の関係

(3) 解析結果に対する考察

付図-1.2.8 に示す通りに、Case-01 は橋脚天端変位 0.086m 時に前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達した後に、前杭はせん断力を保持できないため、前杭が負担していたせん断力が中杭、後杭に分配され、中杭、後杭のせん断力の増加率(勾配)が大きくなった。このことから、どれか杭が 1 本せん断破壊しても、他の杭が分担し、杭基礎としてはせん断耐力を保持することから、既設杭基礎のせん断照査は、曲げの照査同様、全ての杭がせん断破壊に達した時を杭基礎全体のせん断破壊として評価できる可能性が示されたといえる。

ただし、Case-01、Case-02 では、付図-1.2.5、付図-1.2.6 に示すように、杭のせん断剛性が計算上のせん断耐力に達した後に 0 になるモデルのため、前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達した破壊順序②の段階で杭基礎の剛性が一時低下するはずであった。しかし、今回の検討では、剛性低下は生じなかった。これは、せん断破壊に伴う杭の曲げ剛性・軸剛性の低下が考慮できておらず、杭の鉛直方向せん断ばね(周面摩擦力)が荷重を保持しているためと考えられる。このことから、付図-1.2.5～付図-1.2.6 に示すはりばねモデルによる解析で杭のせん断破壊後の挙動を再現するには、せん断破壊に伴う杭の曲げ剛性・軸剛性の低下を考慮する必要があると考えられる。この課題がゆえに、先述の考察では、「既設杭基礎のせん断照査について、杭基礎全体のせん断破壊として評価できる可能性が示された」という表現にした。

1.3 せん断剛性の低下に伴う曲げ剛性の低下を考慮した検討

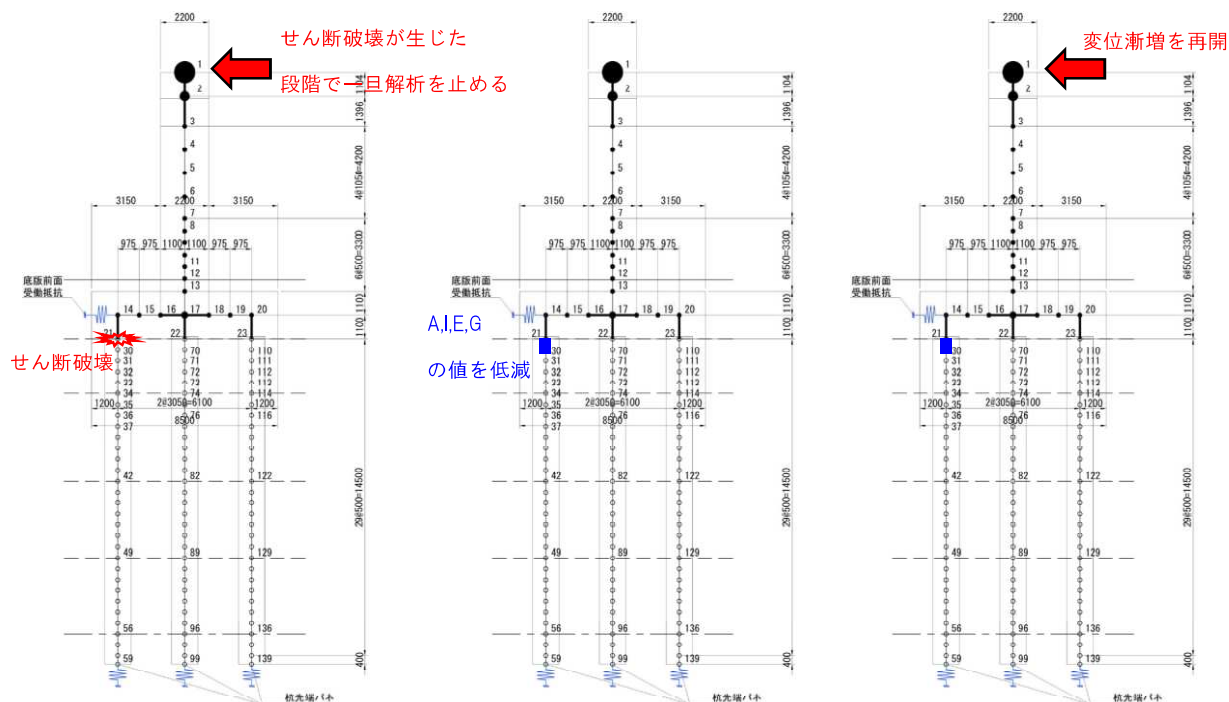
1.3.1 検討概要

1.2 による検討では杭頭部でせん断破壊が生じると、せん断剛性($G \cdot A$)、曲げ剛性($E \cdot I$)とも剛性は低下するため、杭体に作用するせん断、曲げ(曲率)とも応答値は増加しないはずであるが、Case-01、Case-02 の $P-\delta$ 曲線並びに地中部の曲率分布については杭頭部でせん断破壊が生じた後も曲率が増加する結果となっている。これは、解析モデル上、せん断剛性の低下と曲げ剛性の低下が連動していないためと考えられる。

そこで、ここでは既設基礎の耐震設計で一般的に用いられている底版前面の受働抵抗を考慮した Case-02 を対象にせん断剛性の低下に伴う曲げ剛性の低下を考慮した検討を行った。

1.3.2 解析方法

- ① Case-02 で変位漸増解析を行い、前杭杭頭でせん断破壊が生じた Step で解析を止める。
- ② Case-02 の解析モデルで、前杭の杭頭部のみ、断面積 A 、断面二次モーメント I 、ヤング係数 E 、せん断弾性係数 G の値を初期値の $1/10,000$ とする。この時、曲げ、せん断とも応答値が増加しないよう、解析上、非線形特性はバイリニア(微小な応答値を保持)とする。
- ③ ②で変更した解析モデルに①の応答値(変位、断面力)を引き継いだ状態で、変位漸増解析を再開する。
- ④ ①と同様に、中杭、後杭の杭頭でせん断破壊が生じた Step で解析を止める。
- ⑤ ②で変更した解析モデルから更に、中杭、後杭の杭頭部の剛性を②と同様に初期値の $1/10,000$ として、変位漸増解析を再開する。
- ⑥ ⑤で得られた $P-\delta$ 曲線と (3) で検討した Case-02 の $P-\delta$ 曲線との比較を行う。

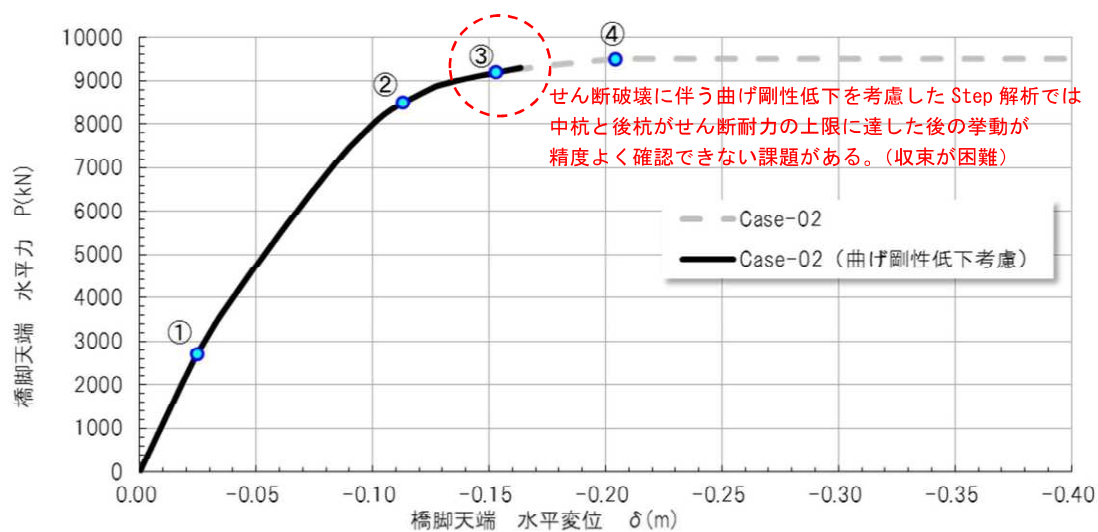


付図-1.3.1 Case-02 を対象とした非線形漸増解析(Step 解析)

1.3.3 解析結果

付図-1.3.2 に解析結果を示す。①～④は Case-02 の付図-1.2.7 でのイベントと同じ意味である。

前杭の杭頭でせん断破壊が生じ、中杭・後杭の杭頭がせん断破壊するまでの挙動は、Case-02 と同じ結果となることが確認できた。ただし、各段階で剛性を変化させた変位漸増解析では、上記の 1.3.2④の中杭・後杭のせん断破壊が生じた段階以降の解析は、解析が不安定となり、解を得る事ができなかった。また、前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達した付図-1.2.7 の破壊順序 ②の段階で杭基礎の剛性が一時低下する挙動も見られなかった。



付図-1.3.2 橋脚天端における P- δ 曲線

1.4 まとめ

杭部材のせん断破壊を想定したはり-ばねモデルによる検討から得られた知見は次のとおりである。

- せん断の非線形性を考慮したはりモデルによる既設杭基礎のプッシュオーバー解析では、曲げの照査同様、全ての杭がせん断破壊に達した時を杭基礎全体のせん断破壊として評価できる可能性が示唆された。
- しかし、中杭と後杭がせん断耐力の上限に達した段階で解析が不安定になり安定した解が得られなかった点、前杭の杭頭せん断力がせん断耐力に達した段階で杭基礎の剛性が一時低下する挙動が確認できなかった点の2点から、本検討でのせん断の非線形性を考慮したはり-ばねモデルでは、杭のせん断破壊後の挙動を厳密に再現することは難しいことも分かった。このことから、先述のとおり、「全ての杭がせん断破壊に達した時を杭基礎全体のせん断破壊として評価できる可能性が示唆された」と表現した。
- また、本節に示すせん断の非線形性を考慮したはりモデルによる解析では載荷点におけるP- δ 曲線を整理しているが、「耐震設計上の供用性」確保の観点で、せん断破壊後の鉛直支持機能の低下の程度について、更なる検証が必要である。

付属資料 2. 単杭のせん断破壊実験の実験準備資料

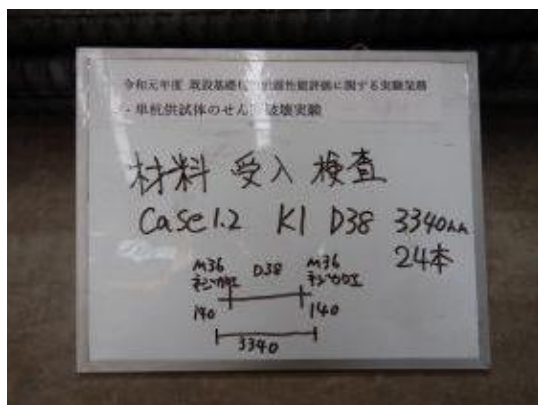
2.1 はじめに

本付属資料では、単杭のせん断破壊実験準備資料として、供試体の製作についてまとめる。

2.2 供試体の製作

2.2.1 供試体材料の製作

場所打ち杭の 1/2 スケール供試体の製作に用いる鉄筋コンクリート用棒鋼及び治具を製作した。主鉄筋及び帯鉄筋に用いた異形棒鋼は JIS G 3112 規格品であり、鉄筋の材質は、主鉄筋が SD345 D38、帯鉄筋が SD295A D13 とした。主鉄筋に用いた SD345D38 は、定着長確保のため、はね出し長を 1D (600mm) 確保し、両端に M36 ねじ加工を施してプレートをナット締結するものとした。製作した異形棒鋼及び治具を付写真-2.2.1～付写真-2.2.11 に示す。



付写真-2.2.1 case1,2 用主鉄筋 SD345D38×L3,340mm 24 本



付写真-2.2.2 case3~7 用主鉄筋 SD345D38×L3,800mm 60 本



付写真-2.2.3 case8 用主鉄筋 SD345D38×L4,700mm 12 本



付写真-2.2.4 主鉄筋 SD345D38 両端ねじ切り加工



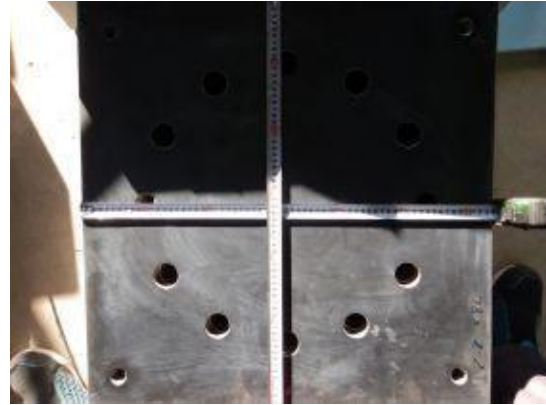
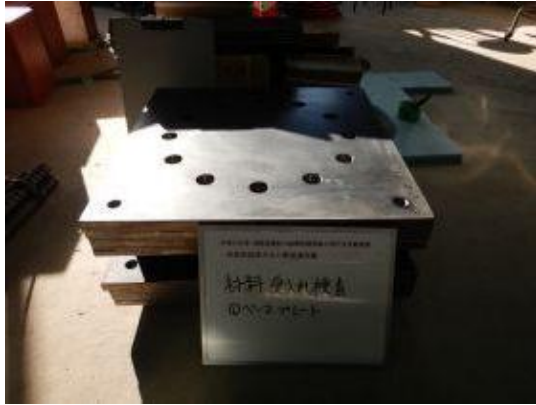
付写真-2.2.5 case5 用帯鉄筋 SD295AD13 重ね継手長 $30\phi + 1\phi$ フックなし 12本



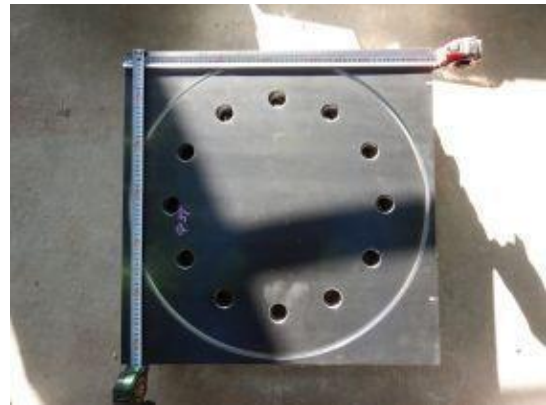
付写真-2.2.6 case1~4 用帯鉄筋 SD295AD13 $5\phi + 1\phi$ 重ね合せ すみ肉溶接 29本



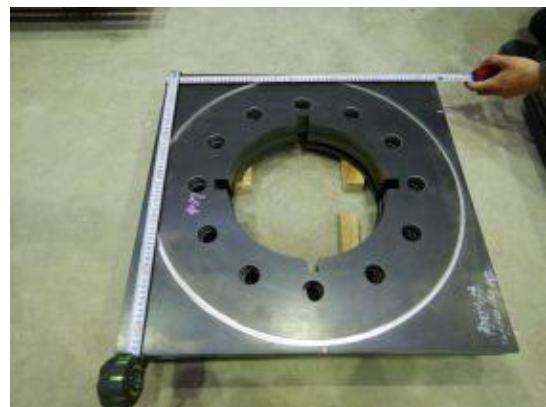
付写真-2.2.7 case6~8 用帯鉄筋 SD295AD13 重ね継手長 $40\phi + 1\phi$ 50本



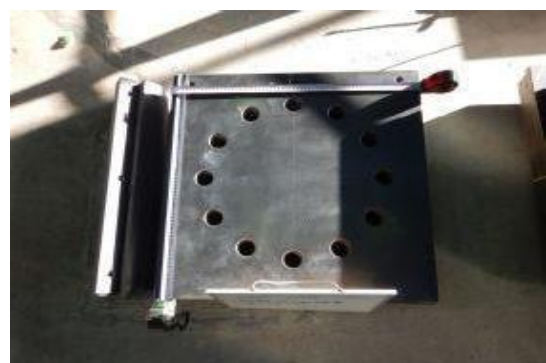
付写真-2.2.8 ①ベースプレート 製作：8体



付写真-2.2.9 ②ベースプレート 製作：8体



付写真-2.2.10 ③ベースプレート 製作：8体



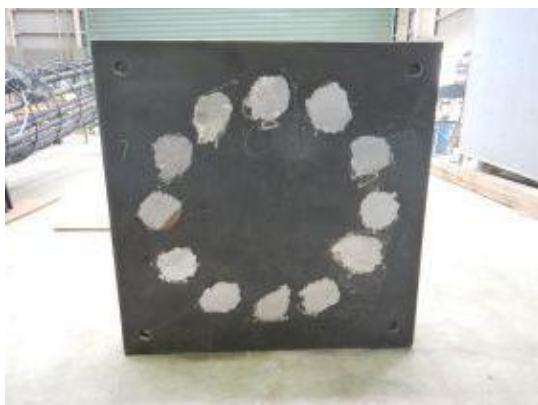
付写真-2.2.11 ④主鉄筋支持治具 製作：8組

2.2.2 供試体の配筋・組立

製作した材料を用いて、製作図に準じて配筋・組立を行った。帯鉄筋の継手位置は各々180°ずらして配筋を行い、付写真-2.2.12 及び付写真-2.2.13 に示すように、主鉄筋と①ベースプレートの接合はシール溶接とし、打設時は底板となるためグラインダ仕上げで肉盛部を平滑化した。



付写真-2.2.12 主鉄筋と①ベースプレートのシール溶接



付写真-2.2.13 シール溶接部の平滑化処理

2.2.3 鉄筋ひずみゲージの設置

配筋した異形棒鋼にひずみゲージを設置した。ひずみゲージの設置に用いた器材を付表-2.2.1 に示す。ひずみゲージの設置概要を、付写真-2.2.14～付写真-2.2.20 に示す。

付表-2.2.1 鉄筋ひずみゲージの設置に用いた器材

項目	型番	製作者	数量	備考
ひずみゲージ	FLAB-5・11・10LJCT	(株) 東京測器研究所	220 枚	一般用単軸ひずみゲージ G.F:2.09
接着剤	CN	(株) 東京測器研究所	2 袋	シアノアクリレート
コーティング剤	SBテープ	(株) 東京測器研究所	1 巻	ブチルゴム系
コーティング剤	VMテープ	(株) 東京測器研究所	5 巻	ブチルゴム系
防水結束	ロックタイ	(株) オーム電機	適量	200mm

(1) 罫書き・表面処理

ひずみゲージ貼付位置を正確に罫書き、ベルトサンダー及びサンドペーパーを用いてゲージ貼付位置周辺を一様に研磨し、アセトンにて貼付け位置周辺を洗浄して脱脂した。



付写真-2.2.14 貼付け範囲の黒皮除去



付写真-2.2.15 アセトンによる脱脂

(2) ゲージ接着・圧着

ひずみゲージのゲージベース裏面に接着剤（CN）を滴下し、ひずみゲージを設置位置に正確に貼付け、ポリシートをあてがい指圧した。



付写真-2.2.16 ひずみゲージの貼付け



付写真-2.2.17 ひずみゲージの指圧

(3) コーティング

ひずみゲージのゲージベースとはみ出した接着剤を覆う範囲に、一次コーティングとして SB テープ、二次コーティングとして VM テープを用いてコーティングを施し、VM テープの両端部にロックタイを用いて結束し、ひずみゲージの防湿・保護をした。



付写真-2.2.18 SBテープによる一次コーティング



付写真-2.2.19 VMテープによる二次コーティング



付写真-2.2.20 ロックタイを用いてVMテープの両端を防水結束

(4) 動作確認

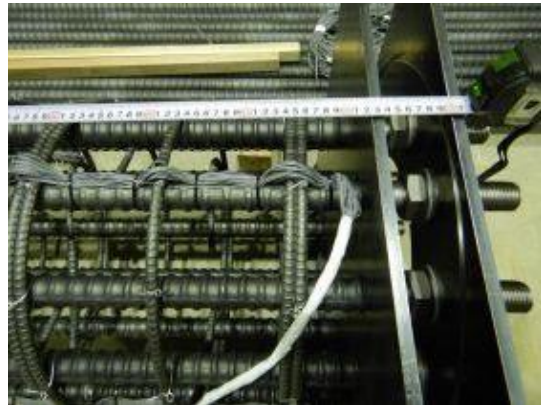
上記で設置したひずみゲージの抵抗値・絶縁抵抗値を測定し、正常な計測が出来ることを確認した。

2.2.4 配筋検査

ひずみゲージのリード線を配線し、鉄筋かごの配筋検査を行った。配線は、コンクリート打設時の締め固めに用いるバイブレーターによりリード線が損傷しないように、主鉄筋のかぶり側に這わせるように打設口へと配線した（付写真-2.2.21 及び付写真-2.2.22 参照）。配筋検査は、全供試体の鉄筋かごに対して実施した。配筋検査の一部抜粋を付写真-2.2.23～付写真-2.2.31 に示す。



付写真-2.2.21 リード線の配線



付写真-2.2.22 打設口方向へ配線



付写真-2.2.23 配筋状況 (case1)



付写真-2.2.24 配筋状況 (case2)





付写真-2.2.25 配筋状況 (case3)



付写真-2.2.26 配筋状況 (case4)



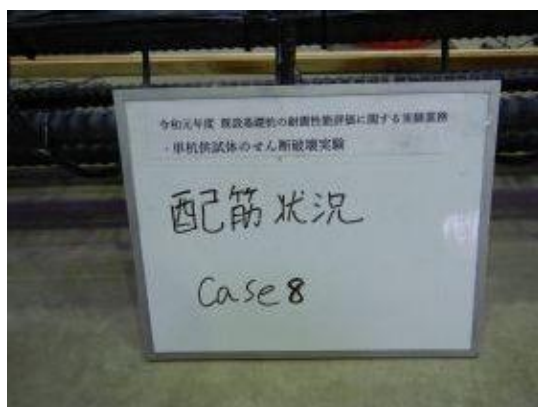
付写真-2.2.27 配筋状況 (case5)



付写真-2.2.28 配筋状況 (case6)



付写真-2. 2. 29 配筋状況 (case7)



付写真-2. 2. 30 配筋状況 (case8)



付写真-2. 2. 31 配筋検査状況 (写真は case8 の一部抜粋)

2.2.5 打設準備

打設準備の状況を、付写真-2.2.32～付写真-2.2.43 に示す。打設準備は、基礎特殊実験施設内大型実験土層内に作業足場を設置し、天井クレーンを用いて製作した鉄筋かごを建て起こして大型実験土層内に設置した。建て込んだ鉄筋かごはブルーシートを用いて養生し、杭供試体の型枠に用いた内径 600mm のボイド管を、予め溝入れ加工したベースプレート（付写真-2.2.9 及び付写真-2.2.10 参照）の溝にはめ込み固定し、所定のかぶり厚さを確保した。



付写真-2.2.32 鉄筋かごの荷吊り



付写真-2.2.33 鉄筋かごの建て起こし



付写真-2.2.34 設置した作業足場と建て込み



付写真-2.2.35 鉄筋かごの建て込み



付写真-2.2.36 ブルーシートを用いて養生



付写真-2.2.37 型枠材のボイド管の挿入



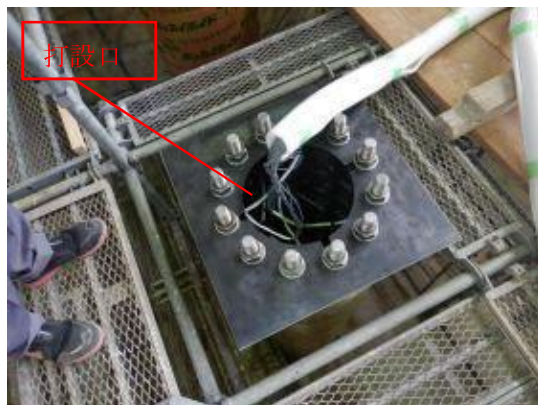
付写真-2. 2. 38 ボイド管を BP の溝へ固定



付写真-2. 2. 39 底板側 BP 溝部のシーリング



付写真-2. 2. 40 ボイド管の設置、かぶり厚確保



付写真-2. 2. 41 打設口側 BP の設置、配線



付写真-2. 2. 42 打設口側 BP のシーリング



付写真-2. 2. 43 供試体 8 体分の型枠設置完了

2.2.6 コンクリート打設、脱型、運搬

コンクリートの品質管理は、「コンクリート施工管理要領（令和2年7月）」（NEXCO）に準拠した。すなわち、コンクリートの種別は Y1-1 で材齢 28 日における圧縮強度：30N/mm²、最大粗骨材寸法：20mm とした。コンクリートの品質基準を付表-2.2.2 に、受入検査時の測定値を付表-2.2.3 に示す。コンクリートの打設は、コンクリートポンプ車により実施し、型枠打設口から先端ホースを挿入して打込み高さに注意を払いながら引き抜き、コンクリートバイブレーターを用いて締固めた。

打設完了後、打設口周辺の表面仕上げを行い、ビニールシート・養生マットを用いて現場封緘養生した。養生後、本編 4.4.3 (9) に示す円柱供試体の圧縮強度による発現強度を確認し、ボイド管を脱型した。製作した 8 体の供試体は、天井クレーンを用いて大型実験土層から吊り出し、供試体を損傷させないように注意しながら横倒しにした後、載荷試験実施場所である国立研究開発法人土木研究所 構造物実験施設へ運搬・搬入した。付写真-2.2.44～付写真-2.2.60 に、一連の作業状況を示す。

付表-2.2.2 コンクリートの品質基準

コンクリートの種別	使用構造物	対象の構造物 注 4)	材齢28日における圧縮強度 (N/mm ²)	スランブ (cm) 注 7)	沈下度 (秒)	空気量 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類 注 1)	最小単位セメント量 (kg/m ³)	最大塩化物含有量 (Cl ⁻) (kg/m ³)
T3-4	トンネルのアーチ及び側壁 (繊維を混入したもの)	R	24	21±2.5 35～50 注 8)	—	4.5±1.5	20、25	N、BB 注 9)	270(FA・LS)、 340(Ad)	0.30
Y1-1	場所打ちぐい(人力掘削を除く)		30 注 3)	18±2.5	—	4.5±1.5	20、25	N、BB	350	0.30

付表-2.2.3 受入検査測定値

打設日	2020/4/28	
配合	30・18・20N	
検査項目	測定値	許容値
スランブ	18.0cm	18±2.5
フロー値	30.0×30.0cm	-
空気量	4.4%	4.5±1.5
外気温	14℃	-
コンクリート温度	19℃	-



付写真-2.2.44 受入検査状況



付写真-2.2.45 受入検査測定値



付写真-2.2.46 スランプ試験測定値



付写真-2.2.47 空気量測定値



付写真-2.2.48 コンクリート温度測定値



付写真-2.2.49 コンクリートポンプ車-01



付写真-2.2.50 コンクリートポンプ車-02



付写真-2.2.51 打設状況-01



付写真-2.2.52 打設状況-02



付写真-2.2.53 打設状況-03



付写真-2.2.54 打設状況-04



付写真-2.2.55 打設完了-01



付写真-2.2.56 打設完了-02



付写真-2.2.57 現場封緘養生



付写真-2.2.58 脱型状況



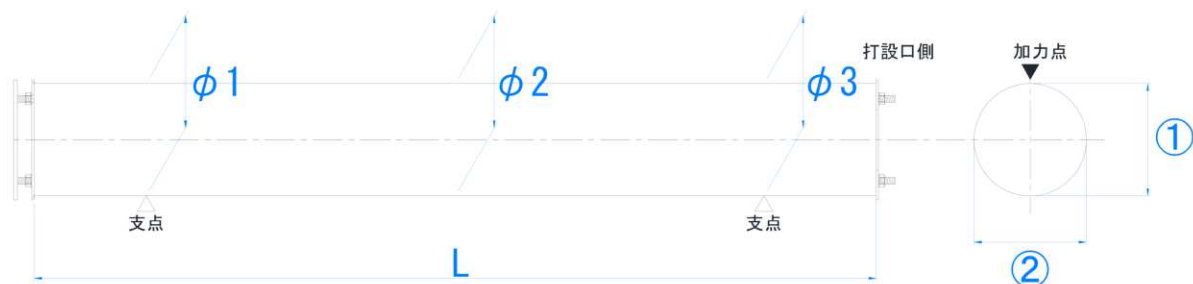
付写真-2.2.59 供試体の吊り出し状況



付写真-2.2.60 供試体の横倒し状況

2.2.7 出来形管理

製作した供試体の表面に水性の合成樹脂塗料を用いて白化粧を施し、供試体周面方向及び軸方向にメッシュの罫書きを行った。また、出来形管理として、大型ノギスおよびコンベックスを用いて供試体の直径及び長さを測定し記録した。なお、大型ノギスの直読精度は 1mm であるため、0.5mm で推読し計測した。測定位置を付図-2.2.1 に、測定結果を付表-2.2.4 に示す。また、付写真-2.2.61～付写真-2.2.63 に、一連の作業状況を示す。



付図-2.2.1 出来形管理測定位置

付表-2.2.4 出来形管理測定値

	L (mm)	φ1		φ2		φ3	
		① (mm)	② (mm)	① (mm)	② (mm)	① (mm)	② (mm)
case1	3140.0	601.0	600.5	600.5	601.0	600.5	601.0
case2	3140.5	601.0	600.5	601.0	600.5	601.0	600.5
case3	3601.0	600.5	601.0	601.0	600.5	601.0	600.5
case4	3600.0	600.5	600.5	600.5	600.5	600.5	600.5
case5	3601.0	601.0	601.0	601.0	601.0	601.0	600.5
case6	3600.5	601.0	601.0	600.5	601.0	600.5	601.0
case7	3601.0	600.5	600.5	600.5	600.5	600.5	600.5
case8	4500.0	601.0	601.0	601.0	601.0	601.0	601.0



付写真-2.2.61 供試体表面の白化粧施工状況



付写真-2.2.62 出来形管理供試体直径測定状況（鉛直方向）



付写真-2.2.63 出来形管理供試体直径測定状況（水平方向）

2.2.8 コンクリートひずみゲージの設置

コンクリートひずみゲージの設置に用いた器材を付表-2.2.5、ひずみゲージの設置状況を付写真-2.2.64に示す。ここで、ロゼットゲージの第3軸（z軸方向）は、せん断ひび割れ方向に対して直角方向となるように設置した。

付表-2.2.5 コンクリートひずみゲージの設置に用いた器材

項目	型番	製作者	数量	備考
ひずみゲージ	PL-60-11-10LJCT	(株) 東京測器研究所	288 枚	一般用単軸ひずみゲージ G.F:2.10
接着剤	CN-E	(株) 東京測器研究所	4 袋	シアノアクリレート



付写真-2.2.64 コンクリートひずみゲージの設置状況

2.2.9 材料試験結果

コンクリートの円柱供試体及び鉄筋コンクリート用棒鋼の引張試験供試体を用いて材料試験を行った。

(1) コンクリート

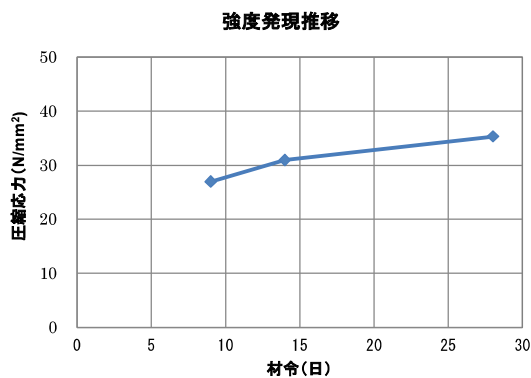
コンクリートの円柱供試体（φ100mm×h200mm）を用いて、コンクリートの強度発現の推移及び各供試体の載荷試験時における圧縮強度、静弾性係数、割裂引張強度を確認した。試験は、JIS A 1108、JIS A 1149 及び JIS A 1113 に準拠して実施した。コンクリートの圧縮強度試験結果を付表-2.2.6 及び付図-2.2.2 に、各供試体の載荷試験時における材料試験結果を付表-2.2.7 に、それぞれの状況写真を付写真-2.2.65～付写真-2.2.77 に示す。

付表-2.2.6 コンクリートの圧縮強度試験結果

打設日：4/28												試験日：5/7				材令：9	
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積	最大荷重			圧縮強度					
	D1	D2	平均	h1	h2	平均	w	mm ²	kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]					
1	99.96	99.54	99.75	199.13	199.17	199.15	3589.2	7814.8	214.40	[21.86]	27.4	[280]					
2	99.73	99.64	99.69	199.96	199.94	199.95	3587.3	7804.6	210.80	[21.50]	27.0	[275]					
3	99.96	99.66	99.81	199.98	199.97	199.98	3600.9	7824.2	207.40	[21.15]	26.5	[270]					
									210.87	[21.50]	27.0	[275]					

試験日：5/12												材令：14	
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積	最大荷重			圧縮強度	
	D1	D2	平均	h1	h2	平均	w	mm ²	kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]	
1	99.72	99.60	99.66	200.39	200.67	200.53	3603.2	7800.7	237.20	[24.19]	30.4	[310]	
2	99.56	100.00	99.78	201.58	200.79	201.19	3614.4	7819.5	237.80	[24.25]	30.4	[310]	
3	99.67	99.82	99.75	201.05	200.65	200.85	3588.7	7814.0	250.80	[25.57]	32.1	[327]	
									241.93	[24.67]	31.0	[316]	

試験日：5/26												材令：28	
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積	最大荷重			圧縮強度	
	D1	D2	平均	h1	h2	平均	w	mm ²	kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]	
1	99.72	99.79	99.76	201.57	201.02	201.30	3578.4	7815.5	263.20	[26.84]	33.7	[343]	
2	99.81	99.68	99.75	200.26	199.91	200.09	3564.8	7814.0	279.40	[28.49]	35.8	[365]	
3	99.72	99.88	99.80	199.69	199.68	199.69	3553.7	7822.6	286.00	[29.16]	36.6	[373]	
									276.20	[28.16]	35.3	[360]	



付図-2.2.2 強度発現推移



付写真-2.2.65 圧縮強度試験（σ₉）



付写真-2.2.66 圧縮強度試験 (σ_{14})



付写真-2.2.67 圧縮強度試験 (σ_{28})

付表-2.2.7 載荷試験時におけるコンクリート材料試験結果

試験体 No.	圧縮強度試験						割裂引張強度試験			試験日		
		断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)	打設日	試験日	材齢
case8	1	7817.9	298.8	38.22	24.68	0.181	7816.3	75.6	2.41	2020/4/28	2020/6/2	35日
	2	7812.4	294.1	37.65	25.06	0.199	7825.7	73.2	2.33			
	3	7818.7	282.4	36.12	23.49	0.196	7815.5	80.2	2.55			
	平均	7816.3	291.8	37.33	24.41	0.192	7819.2	76.3	2.43			
case3	1	7821.0	290.2	37.11	27.02	0.178	7821.8	73.0	2.32	2020/4/28	2020/6/8	41日
	2	7817.1	297.2	38.02	28.83	0.186	7818.7	75.2	2.41			
	3	7821.8	280.0	35.80	26.28	0.181	7810.8	82.2	2.62			
	平均	7820.0	289.1	36.97	27.38	0.181	7817.1	76.8	2.45			
case4	1	7820.2	288.0	36.83	24.97	0.181	7800.7	71.0	2.27	2020/4/28	2020/6/11	44日
	2	7820.2	281.8	36.03	24.50	0.191	7828.1	90.4	2.87			
	3	7816.3	280.6	35.90	24.54	0.187	7825.7	84.2	2.68			
	平均	7818.9	283.5	36.25	24.67	0.186	7818.2	81.9	2.61			
case5	1	7830.4	298.8	38.16	25.47	0.174	7799.9	84.5	2.70	2020/4/28	2020/6/16	49日
	2	7810.1	295.6	37.85	26.48	0.186	7804.6	75.0	2.38			
	3	7814.8	286.0	36.60	24.50	0.174	7802.2	73.5	2.35			
	平均	7818.4	293.5	37.53	25.48	0.178	7802.2	77.7	2.48			
case6	1	7842.2	287.3	36.64	27.98	0.192	7810.8	71.5	2.28	2020/4/28	2020/6/19	52日
	2	7814.0	295.3	37.79	23.89	0.191	7817.9	78.2	2.48			
	3	7810.1	286.6	36.70	25.56	0.165	7808.5	72.9	2.33			
	平均	7822.1	289.7	37.04	25.81	0.183	7812.4	74.2	2.37			
case7	1	7824.9	289.4	36.98	24.34	0.167	7806.1	73.5	2.36	2020/4/28	2020/6/24	57日
	2	7816.3	292.2	37.38	25.61	0.179	7810.8	79.3	2.53			
	3	7814.8	294.5	37.69	26.12	0.172	7813.2	74.4	2.36			
	平均	7818.7	292.0	37.35	25.36	0.173	7810.1	75.7	2.42			
case1	1	7815.5	273.7	35.02	24.85	0.189	7813.2	72.3	2.31	2020/4/28	2020/6/29	62日
	2	7806.1	283.7	36.34	25.40	0.176	7815.5	76.9	2.45			
	3	7813.2	271.3	34.72	25.40	0.158	7806.9	76.3	2.44			
	平均	7811.6	276.2	35.36	25.22	0.175	7811.9	75.2	2.40			
case2	1	7832.0	288.8	36.87	24.73	0.168	7813.2	77.8	2.46	2020/4/28	2020/7/2	65日
	2	7814.0	273.6	35.01	23.92	0.203	7821.8	77.1	2.46			
	3	7819.5	291.4	37.27	25.65	0.178	7801.4	71.6	2.27			
	平均	7821.8	284.6	36.38	24.77	0.183	7812.2	75.5	2.40			



付写真-2. 2. 68 試験状況（圧縮強度）



付写真-2. 2. 69 試験状況（割裂引張強度）



付写真-2.2.70 case1 圧縮・割裂引張強度試験



付写真-2.2.71 case2 圧縮・割裂引張強度試験



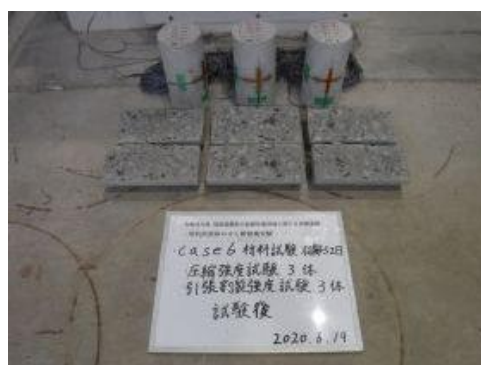
付写真-2.2.72 case3 圧縮・割裂引張強度試験



付写真-2.2.73 case4 圧縮・割裂引張強度試験



付写真-2.2.74 case5 圧縮・割裂引張強度試験



付写真-2.2.75 case6 圧縮・割裂引張強度試験



付写真-2.2.76 case7 圧縮・割裂引張強度試験



付写真-2.2.77 case8 圧縮・割裂引張強度試験

(2) 鉄筋コンクリート用棒鋼

供試体に用いた鉄筋コンクリート用棒鋼と同じロットで製作した引張試験片について、JIS Z 2241に準拠し引張試験を実施した。試験は、引張試験片1体につき2枚のひずみゲージを設置し、引張強さ、降伏点、伸び及び弾性係数を測定した。各供試体の載荷試験時における材料試験結果を付表-2.2.8に示す。

付表-2.2.8 引張試験結果一覧

試験片	No.	降伏荷重	降伏応力	降伏歪	最大荷重	引張応力	弾性係数	伸び測定	備考
		kN	N/mm ²	μ	kN	N/mm ²	kN/mm ²	%	
SD295A D13	1	43.13	340.4	1778	60.26	475.6	191.6	27.9	端面色塗りなし case1~5 帯鉄筋に使用
	2	42.74	337.4	1770	57.97	457.5	190.9	28.2	
	3	42.59	336.1	1749	59.78	471.8	192.4	29.6	
平均		42.82	338.0	1765	59.34	468.3	191.6	28.6	
SD295A D13	1	44.16	348.5	1860	63.32	499.8	187.8	28.1	端面水色塗り case6~8 帯鉄筋に使用
	2	42.61	336.3	1762	63.75	503.2	192.0	29.9	
	3	44.93	354.6	1863	63.65	502.4	191.4	30.1	
平均		43.90	346.5	1829	63.57	501.8	190.4	29.4	
SD345 D38	1	429.19	376.5	2439	667.84	585.8	191.9	22.2	端面色塗りなし case3~7 主鉄筋に使用
	2	432.36	379.3	2279	662.47	581.1	194.6	23.5	
	3	433.08	379.9	2299	655.09	574.6	198.8	-	
平均		431.54	378.5	2339	661.80	580.5	195.1	22.9	
SD345 D38	1	457.44	401.3	2237	677.29	594.1	193.2	23.4	端面赤塗り case1, 2, 8 主鉄筋に使用
	2	458.32	402.0	2219	681.78	598.1	196.6	23.1	
	3	458.30	402.0	2214	681.78	598.1	192.6	22.8	
平均		458.02	401.8	2223	680.29	596.7	194.1	23.1	

付属資料 3. 帯鉄筋にフックを有さない単杭のせん断破壊実験準備資料

3.1 供試体の製作

本付属資料では、帯鉄筋にフックを有さない単杭のせん断破壊実験準備資料として、供試体の製作についてまとめる。

3.1.1 供試体材料の製作

場所打ち杭の 1/2 スケール供試体の製作に用いる鉄筋コンクリート用棒鋼および治具を製作した。主鉄筋および帯鉄筋に用いた異形棒鋼は、JIS G 3112 規格品であり、鉄筋の材質は、主鉄筋が SD345 D25、帯鉄筋が SD295 D13 とした。また、主鉄筋に用いた SD345 D25 は、定着長確保のため、はね出し長を 1D (600mm) 確保し、両端を M22 ねじ加工し、プレートをナット締結するものとした。製作した異形棒鋼および治具を付写真-3.1.1～付写真-3.1.7 に示す。



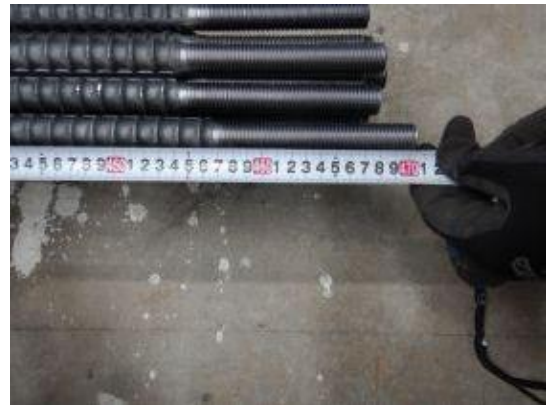
付写真-3.1.1 主鉄筋の荷受け状況



付写真-3.1.2.1 case1 用主鉄筋 SD345 D25×L3800mm 12 本



付写真-3.1.2.2 case2 用主鉄筋 SD345 D25×L4700mm 12 本



付写真-3.1.3 主鉄筋 SD345 D25 両端ねじ切り加工



付写真-3.1.4 引張試験片 SD345 D25×L600mm 3本



付写真-3.1.5.1 SD295 D13 帯鉄筋 重ね継手長 30φ×27本、引張試験片 3本



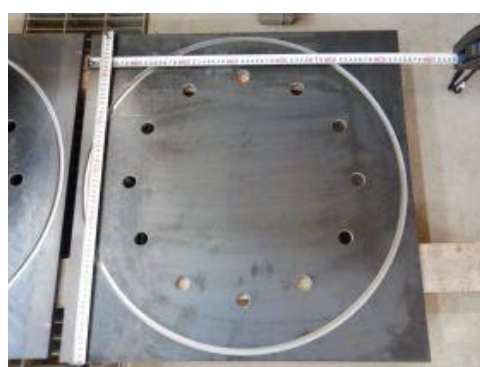
付写真-3.1.5.2 SD295 D13 帯鉄筋 重ね継手長 30φ case1 12本、case2 15本



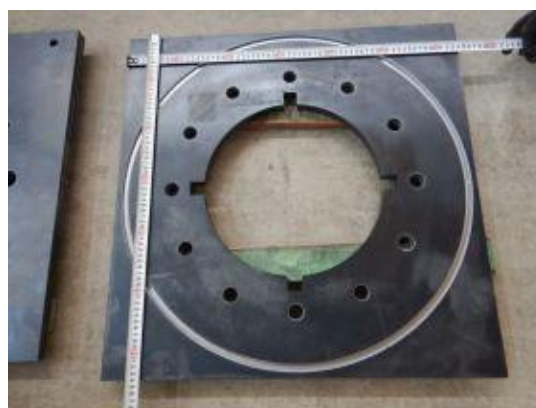
付写真-3.1.6 製作した治具類の荷受け状況



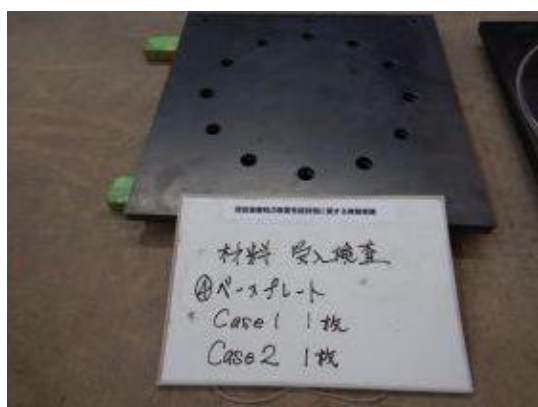
付写真-3.1.7.1 ①ベースプレート 製作：2体



付写真-3.1.7.2 ②ベースプレート 製作：2体



付写真-3.1.7.3 ③ベースプレート 製作：2体



付写真-3.1.7.4 ④ベースプレート 製作：2体

3.1.2 供試体の配筋・組立

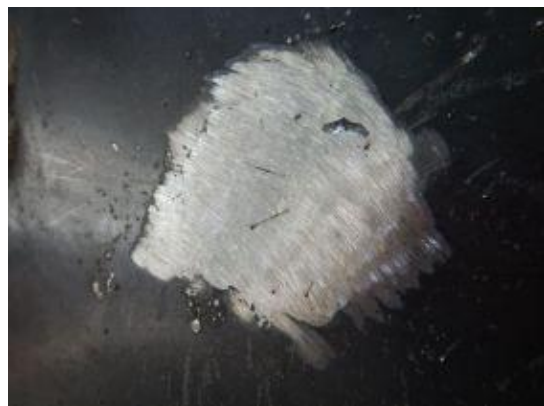
製作した材料を用いて、配筋・組立を行った。帯鉄筋の継手位置は、各々 180° ずらし配筋し、主鉄筋と①ベースプレートの接合は、シール溶接とし、打設時は底板となるのでグラインダ仕上げで肉盛部を平滑化した。配筋・組立状況を付写真-3.1.8～付写真-3.1.10に示す。



付写真-3.1.8 配筋状況



付写真-3.1.9 主鉄筋と①ベースプレートのシール溶接



付写真-3.1.10 シール溶接部の平滑化处理

3.1.3 鉄筋ひずみゲージの設置

3.1.2 で配筋した異形棒鋼にひずみゲージを設置した。ひずみゲージの設置に用いた器材を付表-3.1.1 に、ひずみゲージの試験成績書を巻末に示す。

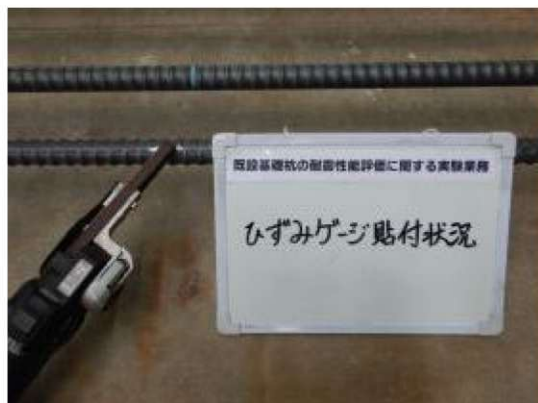
付表-3.1.1 鉄筋ひずみゲージの設置に用いた器材

項目	型番	製作者	数量	備考
ひずみゲージ	FLAB-5-11-10LJCT	(株) 東京測器研究所	72 枚	一般用単軸ひずみゲージ G.F:2.10
接着剤	CN	(株) 東京測器研究所	1 袋	シアノアクリレート
コーティング剤	SBテープ	(株) 東京測器研究所	1 巻	ブチルゴム系
コーティング剤	VMテープ	(株) 東京測器研究所	2 巻	ブチルゴム系
コーティング剤	スリーボント® 1521B	(株) 東京測器研究所	1 巻	クロロブレンゴム系
防水結束	ロックタイ	(株) オーム電機	適量	200mm

ひずみゲージの設置概要を以下に示す。

(1) 野書き・表面処理

ひずみゲージ貼付位置を正確に野書き、ベルトサンダー、サンドペーパーを用いてゲージ貼付位置周辺を一様に研磨し、アセトンにて貼付け位置周辺を洗浄して脱脂した。ひずみゲージ貼付状況を付写真-3.1.11～付写真-3.1.13 に示す。



付写真-3.1.11 貼付け範囲の黒皮除去



付写真-3.1.12 アセトンによる脱脂

(2) ゲージ接着・圧着

ひずみゲージのゲージベース裏面に接着剤（CN）を滴下し、ひずみゲージを設置位置に正確に貼付け、ポリシートをあてがい指圧した。



付写真-3.1.13 ひずみゲージの貼付け・加圧

(3) コーティング

ひずみゲージのゲージベースとはみ出した接着剤を覆う範囲に、一次コーティングとして SB テープ、二次コーティングとして VM テープを用いてコーティングを施し、最終仕上げとしてスリーボンド 1521B を塗布し、VM テープの両端部にロックタイを用いて結束し、ひずみゲージの防湿・保護をした。コーティング状況を付写真-3.1.14 に示す。



SB テープによる一次コーティング



VM テープによる二次コーティング



1521B にて最終仕上げコーティング



ロックタイを用いて VM テープの両端を防水結束

付写真-3.1.14 ひずみゲージの防湿・防水処理

(4) 動作確認

上記で設置したひずみゲージの抵抗値・絶縁抵抗値を測定し、正常な計測が出来ることを確認した。動作確認状況を付写真-3.1.15 に示す。



ゲージ抵抗値の確認



絶縁抵抗値の確認

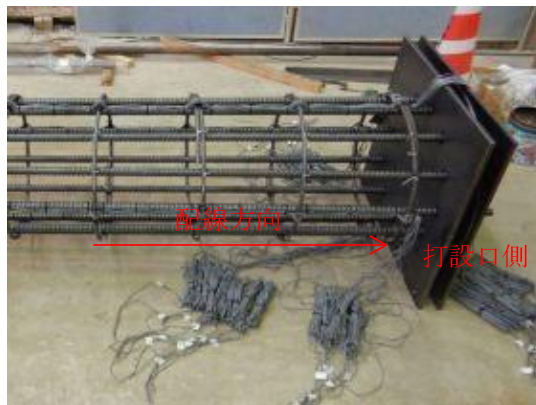
付写真-3.1.15 ひずみゲージの動作確認

3.1.4 配筋検査

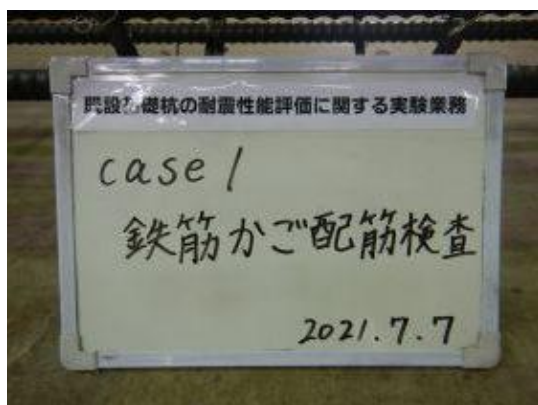
ひずみゲージのリード線を配線し、鉄筋かごの配筋検査を行った。配線は、コンクリート打設時の締め固めに用いるバイブレーターによりリード線を損傷しないように、主鉄筋のかぶり側面に這わせるようにし、打設口へと配線した（付写真-3.1.16、付写真-3.1.17 参照）。配筋検査は、全供試体の鉄筋かごに実施した。配筋検査の一部抜粋を付写真-3.1.18～付写真-3.1.19 に示す。



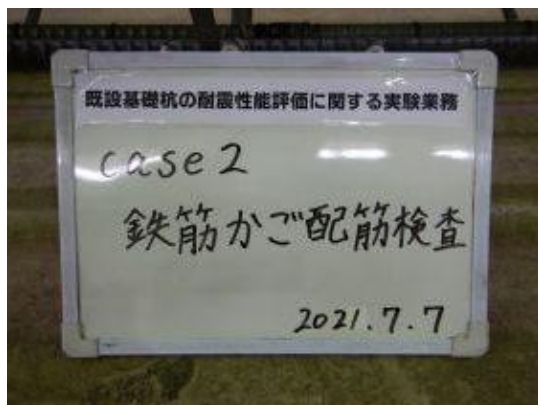
付写真-3.1.16 リード線の配線



付写真-3.1.17 打設口方向へ配線

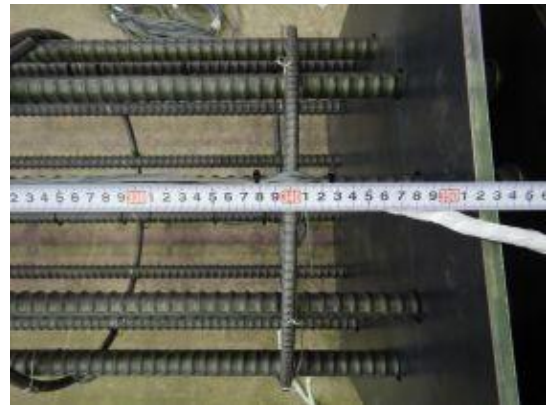
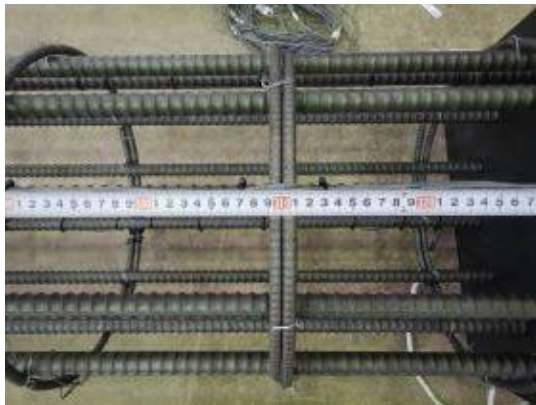
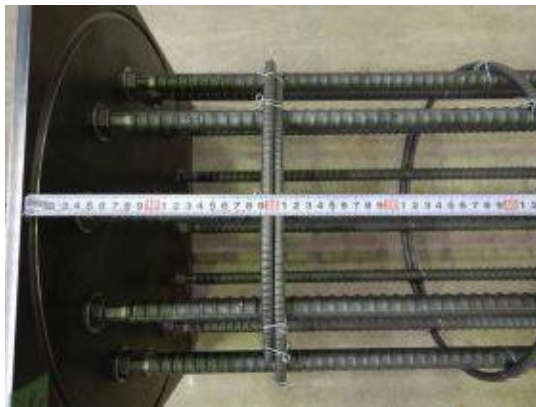


付写真-3.1.18.1 配筋状況（case1）



付写真-3.1.18.2 配筋状況（case2）





付写真-3. 1. 19. 1 配筋検査 (case1) 一部抜粋



付写真-3. 1. 19. 2 配筋検査 (case2) 一部抜粋

3.1.5 打設準備

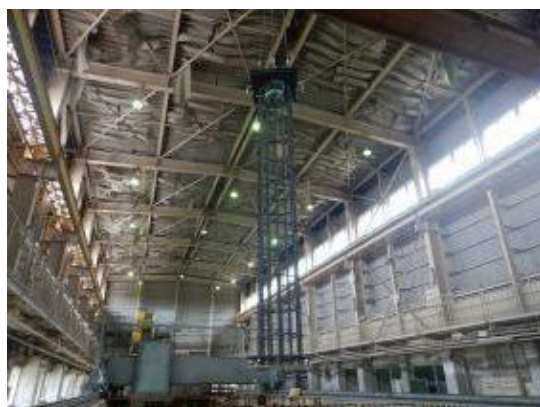
打設準備として基礎特殊実験施設内大型実験土槽内に作業足場を設置し、天井クレーンを用いて製作した鉄筋かごを建て起こし、大型実験土槽内に設置した。建て込んだ鉄筋かごはブルーシートを用いて養生し、杭供試体の型枠に用いた内径 600mm のボイド管を、予め溝入れ加工したベースプレートの溝にはめ込み固定し、所定のかぶり厚さを確保した。打設準備状況を付写真-3.1.20～付写真-3.1.34 に示す。



付写真-3.1.20.1 ボイド管の荷受け



付写真-3.1.20.2 ボイド管の建て起こし



付写真-3.1.21 鉄筋かごの建て起こし



付写真-3.1.22 設置した作業足場と建て込み



付写真-3.1.23 鉄筋かごの建て込み



付写真-3.1.24 鉄筋かごの建ち確認



付写真-3.1.25 ブルーシートを用いて養生



付写真-3.1.26 型枠材のボイド管の挿入



付写真-3.1.27 鉄筋かごの建ち確認



付写真-3.1.28 case1 用型枠延長の確認



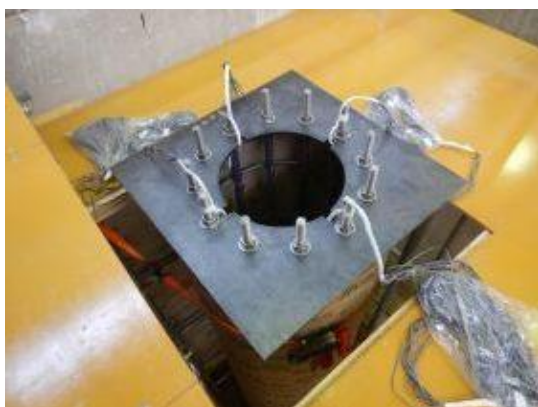
付写真-3.1.29 case2 用型枠延長の確認



付写真-3.1.30 底板側 BP 溝部のシーリング



付写真-3.1.31 打設口側 BP 溝部のシーリング



付写真-3.1.32 case1 設置完了



付写真-3.1.33 case2 設置完了



付写真-3.1.34 供試体 2 体分の型枠設置完了

3.1.6 コンクリート打設、脱型、運搬

コンクリートの種別は、Y1-1で材齢28日における圧縮強度：30N/mm²とし、最大粗骨材寸法：20mmとし、「コンクリート施工管理要領（令和2年7月）」に準拠するものとした。コンクリートの品質基準を付表-3.1.2に、受入検査時の測定値を付表-3.1.3に示す。

コンクリート打設は、コンクリートポンプ車を準備し、型枠打設口から先端ホースを挿入し、打込み高さに注意を払いながら引き抜き、コンクリートバイブレーターを用いて締固めた。

打設完了後、打設口周辺の表面仕上げを行い、ビニールシート・養生マットを用いて現場封緘養生した。養生後、後述する円柱管理供試体の圧縮強度による強度発現を確認し、ボイド管を脱型した。また、コンクリート打設工は、高所作業となるので、ヘルメット、安全帯の安全装備を着用し、足元に注意し作業した。コンクリート打設、脱型、運搬の状況を付写真-3.1.35～付写真-3.1.51に示す。

付表-3.1.2 コンクリートの品質基準

コンクリートの種別	使用構造物	対象の構造物 注4)	材齢28日における圧縮強度 (N/mm ²)	スランプ (cm) 注7)	沈下度 (秒)	空気量 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類 注1)	最小単位セメント量 (kg/m ³)	最大塩化物含有量 (C1') (kg/m ³)
T3-4	トンネルのアーチ及び側壁 (繊維を混入したもの)	R	24	21±2.5 35～50 注8)	—	4.5±1.5	20、25	N、BB 注9)	270(FA・LS)、 340(Ad)	0.30
Y1-1	場所打ちぐい(人力掘削を除く)		30 注3)	18±2.5	—	4.5±1.5	20、25	N、BB	350	0.30

※出典：「コンクリート施工管理要領（令和2年7月）」

付表-3.1.3 受入検査測定値

打設日	2021/7/27	
配合	30-18-20N	
検査項目	測定値	許容値
スランプ	17.5	18±2.5
空気量	4.4%	4.5±1.5
外気温	25.2℃	-
湿度	85%	-
コンクリート温度	29.7℃	-



付写真-3.1.35 受入検査



付写真-3.1.36 受入検査測定値



付写真-3.1.37 スランプ・Co 温度試験測定値



付写真-3.1.38 空気量測定値



付写真-3.1.39 外気温測定値



付写真-3.1.40 コンクリートポンプ車-01



付写真-3.1.41 コンクリートポンプ車-02



付写真-3.1.42 打設状況-01



付写真-3.1.43 打設状況-02



付写真-3.1.44 打設状況-03



付写真-3.1.45 現場封緘養生



付写真-3.1.46 円柱供試体作製-01



付写真-3.1.47 円柱供試体作製-02



付写真-3.1.48 脱型状況



付写真-3.1.49 脱型完了



付写真-3.1.50 供試体の吊り出し状況

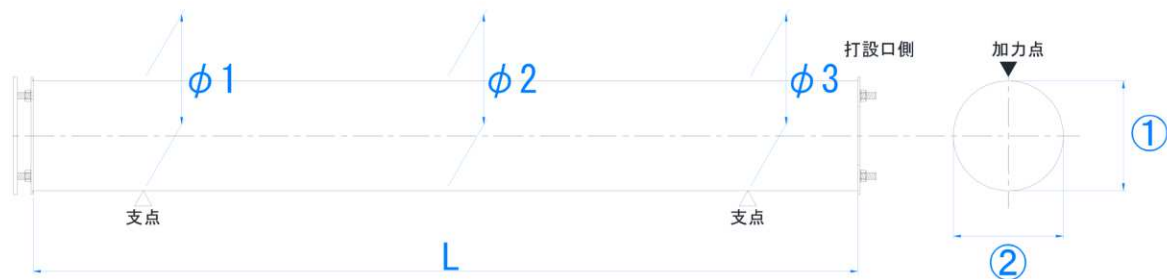


付写真-3.1.51 供試体の横倒し状況

3.1.7 出来形管理

製作した供試体の表面に水性の合成樹脂塗料を用いて白化粧を施し、供試体周方向および軸方向にメッシュを罫書いた。

また、出来形管理として、大型ノギスおよびコンベックスを用いて供試体の直径および長さを測定し、記録した。なお、大型ノギスの直読精度は、1mm であるため、0.5mm で推読し計測した。測定位置を付図-3.1.1 に、測定結果を付表-3.1.4 に示す。



付図-3.1.5 出来形管理測定位置

付表-3.1.4 出来形管理実測値

	L (mm)	φ1		φ2		φ3	
		① (mm)	② (mm)	① (mm)	② (mm)	① (mm)	② (mm)
case1	3598.8	604.0	602.0	602.0	602.5	602.0	602.5
case2	4499.0	603.0	604.0	604.0	602.5	602.5	602.5

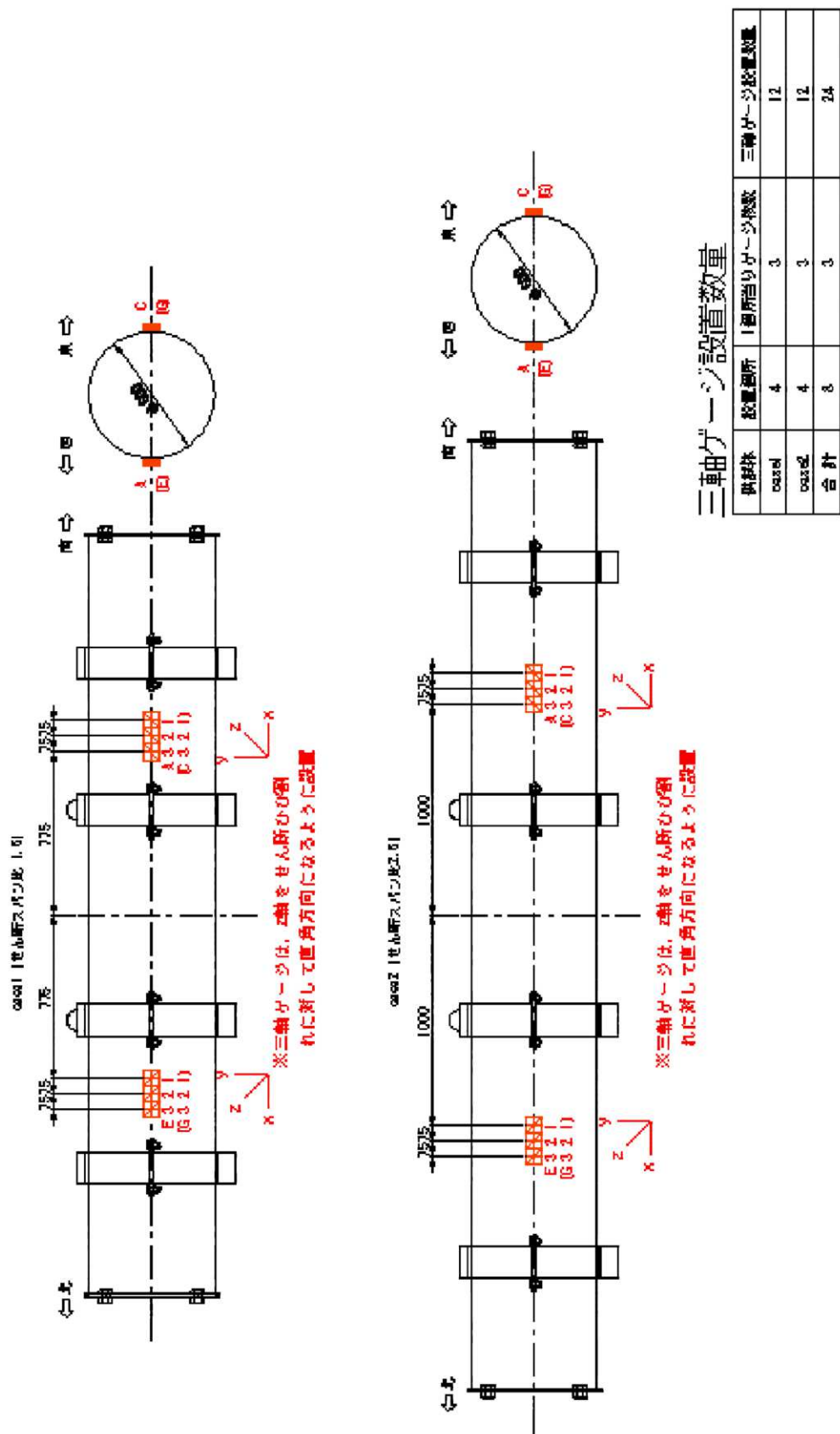
3.1.8 コンクリートひずみゲージの設置

供試体表面にコンクリートひずみゲージを設置した。コンクリートひずみゲージの設置位置・数量および設置要領は、付図-3.1.6のとおりである。コンクリートひずみゲージの設置に用いた器材を付表-3.1.5に示す。ここでロゼットゲージの第3軸（z軸方向）は、せん断ひび割れ方向に対して直角方向となるように設置した。

付表-3.1.5 コンクリートひずみゲージ設置に用いた器材

項目	型番	製作者	数量	備考
ひずみゲージ	PL-60-11-10LJCT	(株) 東京測器研究所	72 枚	一般用単軸ひずみゲージ G.F:2.10
接着剤	CN-E	(株) 東京測器研究所	1 袋	シアノアクリレート

※3枚の単軸ひずみゲージ用いてロゼットゲージとする。



付図-3.1.6 コンクリートひずみ計測計画図

3.2 実験準備

構造物実験施設へ搬入した供試体 2 体および载荷治具を組立て、载荷試験の準備を実施した。

3.2.1 载荷試験機

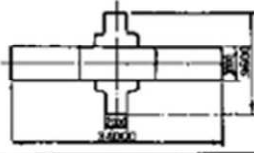
载荷試験は、国立研究開発法人土木研究所 構造物実験施設内 30MN 大型構造物万能試験機を用いた。試験機の仕様を付表-3.2.1 に、試験機の諸元を付図-3.2.1 に示す。

付表-3.2.1 30MN 大型構造物万能試験機の仕様

3. 30MN 大型構造物万能試験機の仕様

(Specifications of 30MN Universal Testing Machine)

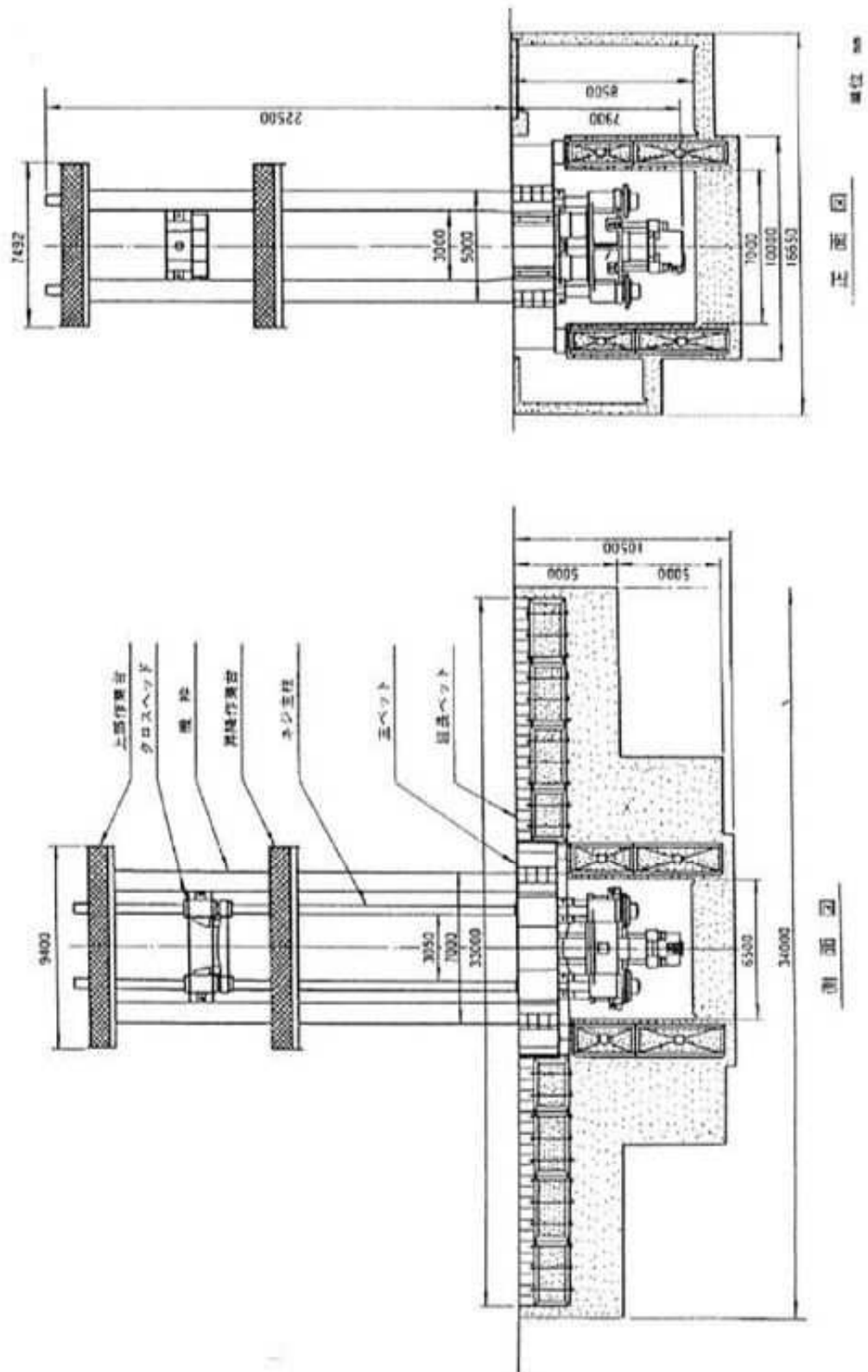
基本仕様 (Specifications)

項目	仕様
形式	堅型油圧式 電気-油圧サーボ式
最大容量	圧縮:30MN、引張:10MN
負荷速度	負荷荷重12MNまで:0~150mm/min 12MN以上:0~50mm/min
クロスヘッド	固定位置:任意 昇降方式:油圧モーターによるネジ主柱駆動方式 昇降速度:0~200mm/min
主柱本数	4本
シリンダー個数	圧縮用:4個、引張用:1個
ベッド寸法	 単位:mm
実験位置	圧縮試験、引張試験、曲げ試験共ベッドークロスヘッド間

各種試験における載荷能力および供試体寸法 (Loading Capacities and Dimensions of Specimens)

試験の種類	項目	仕様
圧縮試験	最大荷重	30MN
	最大変形量	1200mm(荷重軸方向)
	最大供試体寸法	断面:3m×3m 長さ:15.455m
引張試験	最大荷重	10MN
	最大伸び量	1200mm
	最大供試体寸法	
	(1)クサビ式	断面:500mm×110mm(板材) :Φ160mm(板材) 長さ:14.785m
	(2)ピン式	断面:240mm×900mm ピン径:Φ160mm(板材) 長さ:16.78m 85m
曲げ試験	最大荷重	正曲げ:12MN 負曲げ:3MN
	最大スパン	30m
	最大たわみ量	1200mm
	最大供試体断面	正曲げ:3m(幅) 負曲げ:3m(幅)×2m(高)

30MN 大型構造物万能試験機

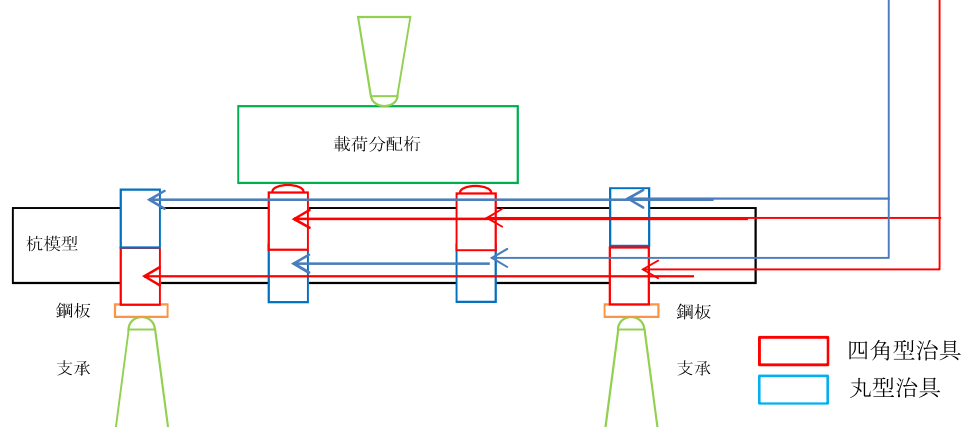


付図-3.2.1 30MN 大型構造物万能試験機諸元図

載荷条件は、2点集中荷重が作用する単純支持であるため、付図-3.2.2および付写真-3.2.1に示す載荷治具4組（内径：605mm）を用意した。4組のうち2組は、円形であるため、付図-3.2.3に示すとおり丸型・四角型を入れ替えて設置するものとした。設置の際は、実験施設内のレベルのとれた反力床上に四角型治具の下側を支点間距離に正確に調整し仮置きした。載荷治具は付図-3.2.2に示すとおり内径が605mmであり、供試体は実測で600～604mm（付表-3.1.4参照）であるため、治具と供試体の間に天然ゴム板を設置し固定した。天然ゴム板の厚さは、付図-3.2.3に示す四角型治具の方へ1mm厚さのゴム板を設置し、丸型治具へは、1mm厚さを1～3枚程度設置し、ボルト・ナットにて締結固定した。載荷治具の設置状況を付写真-3.2.2～付写真-3.2.8に示す。



付写真-3.2.1 準備した載荷治具



付図-3.2.3 載荷治具設置概要

試験成績書

〒540-0005 大阪市中央区上町1丁目7番9号

株式会社 光

PHONE 06-6764-1531
FAX 06-6763-0246



品名 黒天然系ゴム板

品番 GR1-3001

試験項目	単位	規格値	測定値	試験規格
硬さ	—	62 ±5	61	JIS K 6253 タイプA デュロメータ
引張強さ	MPa	—	3.8	JIS K 6251
伸び	%	100 以上	260	
圧縮永久歪み	%	50 以下	27	JIS K 6262 (70°Cx24時間)
耐熱性	硬さ変化	—	±15 以内	JIS K 6257 (70°Cx72時間)
	引張強さ変化率	%	±30 以内	
	伸び変化率	%	±50 以内	

* 規格値は、弊社で定めた「社内規格値」です。

* 測定値は、弊社で定めた「物性試験標準」に基づき、抜き取りした製品での実測値です。

* 硬さは、測定時間3秒値を記載しています。

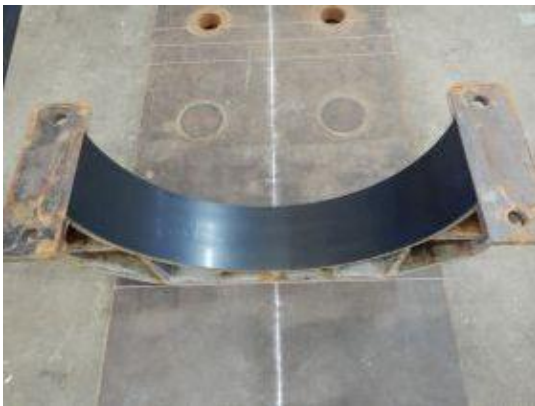
参考図-3.2.1 使用したゴム板の試験成績書



付写真-3.2.2 支点部治具下側の設置



付写真-3.2.3 両面テープの設置



付写真-3.2.4 天然ゴム板（1mm）の設置



付写真-3.2.5 供試体の仮置き



付写真-3.2.6 载荷治具上側の設置



付写真-3.2.7 载荷分配桁の設置



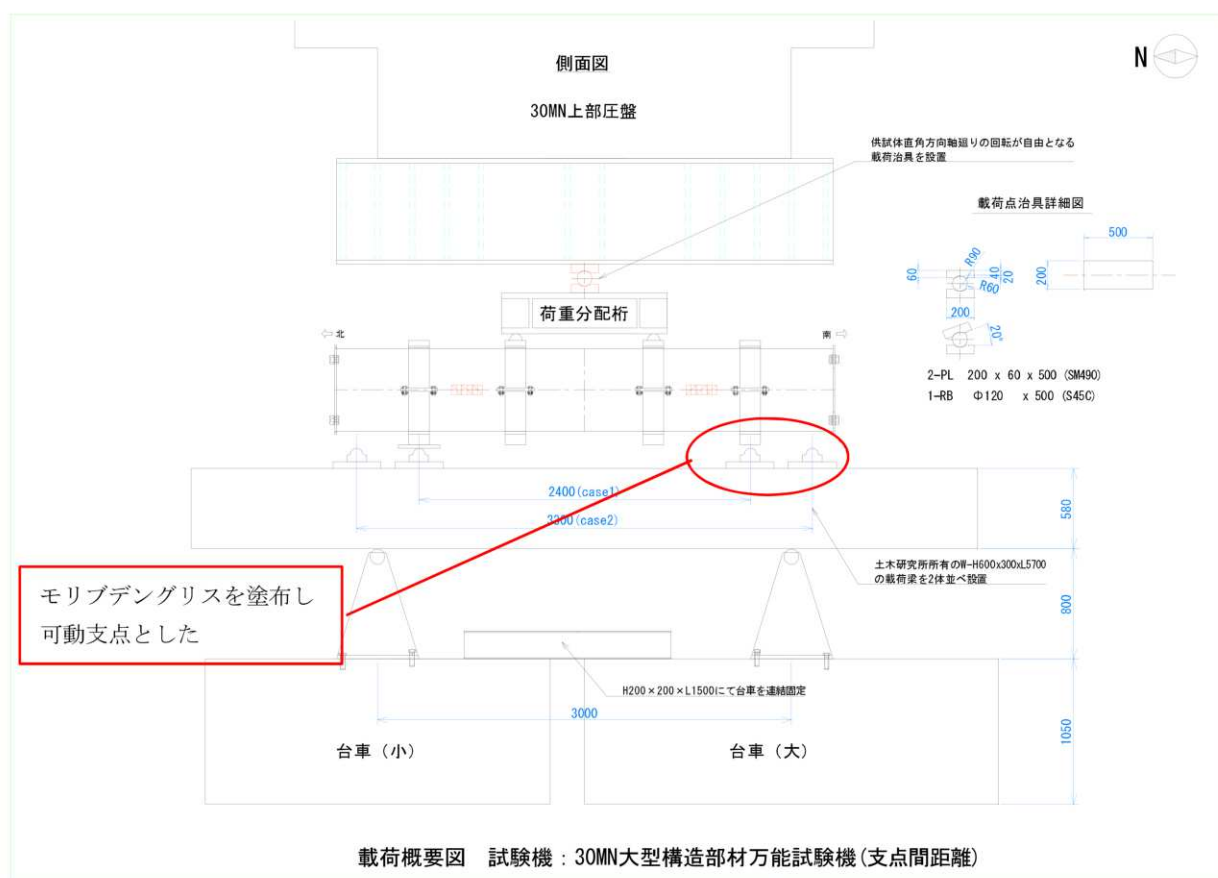
付写真-3.2.8 水準器を用いてレベル確認



3.2.3 試験機治具、供試体の設置

下部圧盤（以降、台車）に支承治具を設置し、支承間距離を 3m に調整し、H 形鋼（H200mm×200mm×L1500mm）および大型クランプを用いて台車を連結固定した。支点治具のベース材となる W-H600mm×300mm×L5700mm を支承上に設置し、付図-3.2.4 に示すとおりケースごとに支間距離を調整し設置した。支間距離調整した支点に厚さ 22mm の平鋼板を設置し、3.2（2）で載荷治具を固定した供試体を設置した。また、付図-3.2.4 に示す南側に設置した支点と平鋼板の間には、モリブデングリスを塗布し可動支点とした。

なお、上部圧盤と荷重分配桁には、載荷点治具を介し供試体直角方向軸廻りの回転を許す境界条件とした。



付図-3.2.4 試験機治具設置概要図

3.2.4 材料試験

3.1 で準備したコンクリートの円柱管理供試体、鉄筋コンクリート用棒鋼の引張試験供試体および載荷治具設置時に用いたゴム板 ($t=1\text{mm}$) を用いて材料試験を行った。

(1) コンクリート

供試体のコンクリート打設と同じレディーミクストコンクリートにて製作した円柱管理供試体 ($\phi 100\text{mm} \times h200\text{mm}$) を用いて、コンクリートの強度発現推移および各供試体の載荷試験時における圧縮強度、静弾性係数および割裂引張強度について調査した。コンクリートの強度発現を付表-3.2.2 に、各供試体の載荷試験時における材料試験結果を付表-3.2.3 に示す。円柱管理供試体を付写真-3.2.9～付写真-3.2.17 に示す。

付表-3.2.2 コンクリートの強度発現

打設日 : 7/27 試験日 : 8/3 材令 : 7

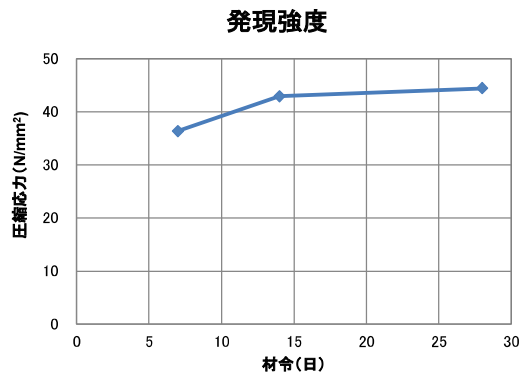
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積 mm ²	最大荷重		圧縮強度	
	D1	D2	平均	h1	h2	平均	w	mm ²	kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]
1	100.01	99.48	99.75	198.80	198.87	198.84	3617.5	7814.0	286.50	[29.21]	36.7	[374]
2	99.44	100.04	99.74	200.27	200.09	200.18	3675.9	7813.2	277.80	[28.33]	35.6	[363]
3	99.85	99.60	99.73	199.14	199.25	199.20	3622.3	7810.8	287.80	[29.35]	36.8	[376]
									284.03	[28.96]	36.4	[371]

試験日 : 8/10 材令 : 14

CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積 mm ²	最大荷重		圧縮強度	
	D1	D2	平均	h1	h2	平均	w	mm ²	kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]
1	99.48	99.66	99.57	199.42	199.61	199.52	3580.1	7786.6	332.00	[33.85]	42.6	[435]
2	99.69	99.77	99.73	198.20	198.23	198.22	3617.3	7811.6	343.60	[35.04]	44.0	[449]
3	99.83	99.56	99.70	198.81	198.82	198.82	3601.0	7806.1	329.20	[33.57]	42.2	[430]
									334.93	[34.15]	42.9	[438]

試験日 : 8/24 材令 : 28

CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積 mm ²	最大荷重		圧縮強度	
	D1	D2	平均	h1	h2	平均	w	mm ²	kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]
1	99.70	99.81	99.76	99.70	99.81	99.76	3645.0	7815.5	345.00	[35.18]	44.1	[450]
2	99.94	99.65	99.80	99.94	99.65	99.80	3632.7	7821.8	342.00	[34.87]	43.7	[446]
3	99.66	99.66	99.66	99.66	99.66	99.66	3624.6	7800.7	355.00	[36.20]	45.5	[464]
									347.33	[35.42]	44.5	[453]



付図-3.2.5 強度発現推移



付写真-3.2.9 圧縮強度試験 (σ 7)



付写真-3.2.10 圧縮強度試験 (σ 14)



付写真-3.2.11 圧縮強度試験 (σ 28)

付表-3.2.3 コンクリート材料試験結果

試験体 No.	圧縮強度試験					割裂引張強度試験			試験日		
	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	引張強度 (N/mm ²)	打設日	試験日	材齢
case1	1	7801.4	337.8	43.30	26.84	0.163	7806.1	89.2	2021/7/27	2021/10/7	72日
	2	7812.4	358.0	45.82	26.99	0.191	7803.8	93.4			
	3	7799.9	364.2	46.69	28.41	0.153	7808.5	87.4			
	平均	7804.6	353.3	45.27	27.41	0.169	7806.1	90.0			
case2	1	7799.9	359.2	46.05	25.78	0.164	7803.0	96.6	2021/7/27	2021/10/13	78日
	2	7804.6	351.5	45.04	27.28	0.159	7818.7	101.8			
	3	7827.3	362.3	46.29	26.53	0.158	7799.1	106.6			
	平均	7810.6	357.7	45.79	26.53	0.161	7806.9	101.7			



付写真-3.2.12 圧縮強度試験 試験状況



付写真-3.2.13 割裂引張強度試験 試験状況



付写真-3.2.14 case1 圧縮・割裂引張強度試験前



付写真-3.2.15 case1 圧縮・割裂引張強度試験後



付写真-3.2.16 case2 圧縮・割裂引張強度試験前



付写真-3.2.17 case2 圧縮・割裂引張強度試験後

(2) 鉄筋コンクリート用棒鋼

供試体に用いた鉄筋コンクリート用棒鋼と同じロッドで製作した引張試験片について、JIS Z 2241 に準拠し引張試験を実施した。試験においては、引張試験片 1 体につき 2 枚のひずみゲージを設置し、引張強さ、降伏点、伸び、弾性係数について算出した。引張試験結果を付表-3.2.4 に示す。

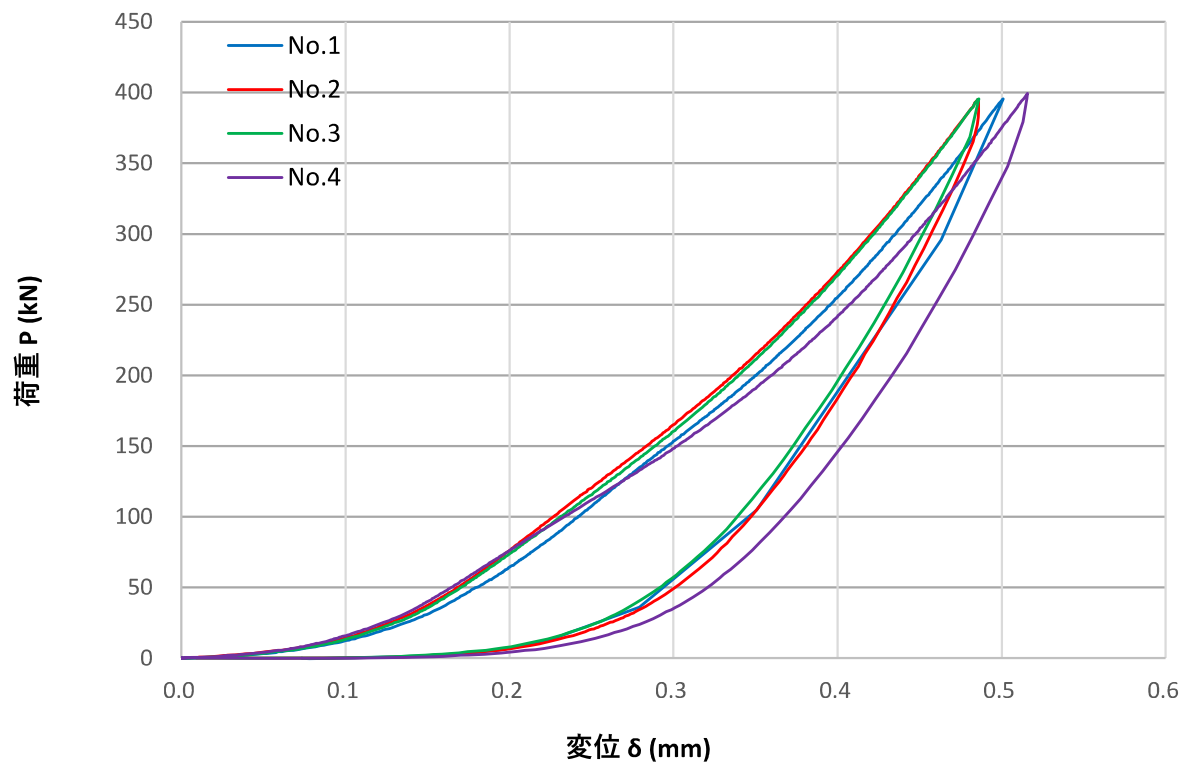
付表-3.2.4 引張試験結果一覧

試験片	No.	降伏荷重	降伏応力	降伏歪	最大荷重	引張応力	弾性係数	伸び測定	備考
		kN	N/mm ²	μ	kN	N/mm ²	kN/mm ²	%	
SD295 D13	1	44.83	353.9	1835	63.50	501.2	193.2	24.3	帯鉄筋に使用
	2	45.55	359.5	1878	63.33	499.8	192.2	23.7	
	3	45.34	357.9	1859	63.44	500.7	192.8	24.6	
平均		45.24	357.1	1857	63.42	500.6	192.7	24.2	
SD345 D25	1	185.70	366.5	1963	284.40	561.3	195.1	27.1	主鉄筋に使用
	2	187.47	370.0	1965	283.92	560.3	193.6	24.9	
	3	186.45	368.0	2038	283.60	559.7	190.4	25.8	
平均		186.54	368.1	1989	283.97	560.4	193.0	26.0	

(3) ゴム板

載荷治具設置の際に用いたゴム板 ($t=1\text{mm}$) を $50\text{mm}\times 50\text{mm}$ の大きさに整形し、圧縮試験を行い、ゴム板の初期剛性について調査した。試験機は、(1) コンクリートの圧縮強度試験時に用いた「CONCRETO2000」を使用した。計測項目は、荷重 1 点および変位 2 点とし、荷重 400kN (50%ひずみ程度) まで載荷するものとした。荷重-変位曲線を付図-3.2.6 に示す。ゴム板の圧縮試験状況を付写真-3.2.18～付写真-3.2.22 に示す。

荷重-変位関係



付図-3.2.6 荷重-変位曲線図



付写真-3.2.18 ゴム板圧縮試験前



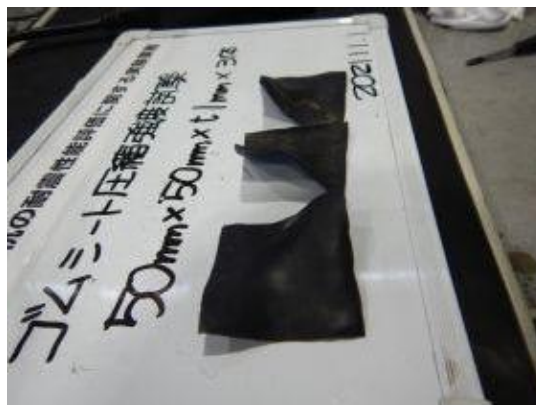
付写真-3.2.19 ゴム板の厚さ測定



付写真-3.2.20 圧縮試験状況



付写真-3.2.21 変位計セット状況



付写真-3.2.22 ゴム板圧縮試験後状況

付属資料 4. 地盤中の組杭のせん断破壊実験の実験準備資料

4.1 はじめに

本付属資料では、地盤中の組杭のせん断破壊実験準備資料として、供試体の製作についてまとめる。

4.2 供試体の製作

4.2.1 鉄筋コンクリート用棒鋼の製作

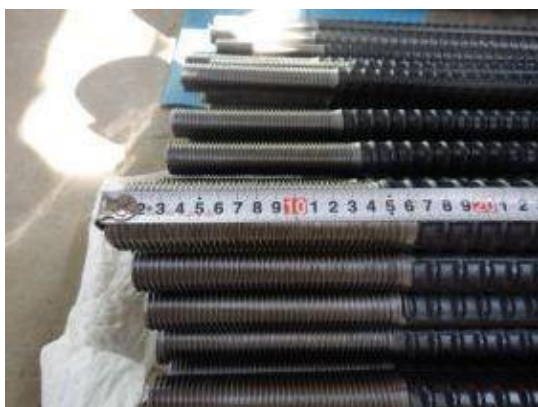
場所打ち杭の 1/4 スケール供試体の製作に用いる鉄筋コンクリート用棒鋼を製作した。主鉄筋及び帯鉄筋に用いた異形棒鋼は JIS G 3112 規格品であり、鉄筋の材質は、D19 以上の鉄筋は SD345 とし、D16 以下の鉄筋は SD295A とした。ここで、杭供試体の帯鉄筋に用いた SD295A D6 および D16 については、 $10\phi+40\text{mm}$ を重ね合せたフレア溶接とした。製作した異形棒鋼を付写真-4.2.1～付写真-4.2.17 に示す。



付写真-4.2.1 主鉄筋 SD345D32 の荷受け



付写真-4.2.2 K₁ SD345 D32 L4150×96 本



付写真-4.2.3 K₁ SD345 D32 の両端ねじ加工



付写真-4.2.4 ねじ切り加工により棒鋼表面に付着した切削油の脱脂



付写真-4.2.5 K₂ SD295A D6×790 (フレア溶接) ×156 本



付写真-4.2.6 K₃ SD295A D16×920 (フレア溶接) ×228 本



付写真-4.2.7 F₁ SD345 D19×2480×54 本

付写真-4.2.8 F₂ SD345 D19×1980×54 本



付写真-4.2.9 F₃ SD295A D16×2560×54 本



付写真-4.2.10 F₄ SD295A D16×1900×54 本



付写真-4.2.11 F₅ SD295A D16×1900×18 本



付写真-4.2.12 F₆ SD295A D16×1860×12 本



付写真-4.2.13 F₇ SD295A D16×1900×12 本



付写真-4.2.14 F₈ SD295A D16×1870×18 本



付写真-4.2.15 F₉ SD295A D16×1950×18 本



付写真-4.2.16 F₁₀ SD295A D16×1800×18 本



付写真-4. 2. 17 製作した異形棒鋼一式

4.2.2 載荷治具の製作

供試体製作に用いる治具及び載荷試験に用いる載荷治具を製作した。製作した治具は、コンベックス等を用いて受入検査を実施し、製作精度に顕著な差異がないこと、製作数量を満たしていることを確認した。受入検査管理表を付表-4.2.1に、受入検査の状況写真（一部抜粋）を付写真-4.2.18～付写真-4.2.36に示す。

付表-4.2.1 載荷治具の受入検査管理表

管理番号	内容	鋼種，種別	受入数	外観検査結果
第5章 図-3.2.14	1-1 杭頭側型枠，打設口，主筋定着板	SS400	12	OK NG
	2-2 杭先端側型枠，主筋定着板	SS400	12	OK NG
	3-3 杭先端ロードセル接続用治具	SS400	12	OK NG
	4-4 杭先端ロードセル設置用治具	SS400	4	OK NG
	5-5 1山クレビス治具	SM400	4	OK NG
	— ロードセル接続ネジ	SS400	4	OK NG
第5章 図-3.2.15	— ベースプレート	SM400	1	OK NG
	— 2山クレビス	SM400	4	OK NG
	— クレビスピン	S45C	4	OK NG
	— 鉛直荷重載荷用櫓	SM400	1	OK NG
	— アンカーボルト	SD345D25	16	OK NG
第5章 図-3.2.16	01 反力梁①	SM400	2	OK NG
	02 反力梁②	SM400	4	OK NG
	03 ジャッキ支持治具	SS400, SM400	4	OK NG
	04 ブレース	SS400	8	OK NG
第5章 図-3.2.17	06 油圧ジャッキ先端治具	SM400	4	OK NG
	07 載荷点支圧板	SS400	4	OK NG
	08 鉛直荷重載荷梁	SS400, SM400	1	OK NG
	PC40×5750	C種	1	OK NG
第5章 図-3.2.18	05 浮上り防止装置	SS400, SM400	2	OK NG
	— アンカーボルト	SD295D13	16	OK NG
ボルト，ナット，ワッシャー		SS400	一式	OK NG

杭頭側型枠、打設口、主筋定着板 製作数：4基×3体=12基



付写真-4.2.18 治具 1-1 受入検査

杭先端側型枠、主筋定着板 製作数：4基×3体=12基



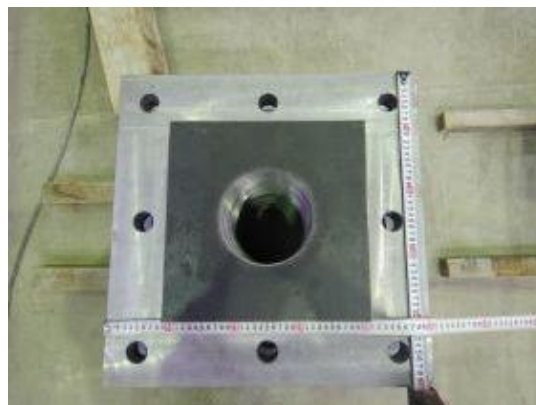
付写真-4.2.19 治具 2-2 受入検査

杭先端ロードセル接続用治具（杭先端部主筋逃がし孔あり） 製作数：4基×3体=12基



付写真-4.2.20 治具 3-3 受入検査

杭先端ロードセル設置用治具 製作数：4 基



付写真-4.2.21 治具 4-4 受入検査

1 山クレビス治具 製作数：4 基



付写真-4.2.22 治具 5-5 受入検査

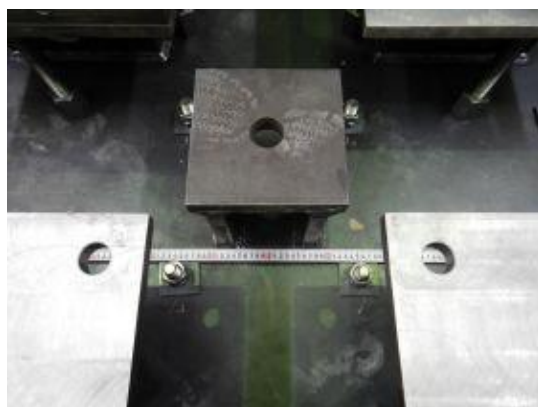
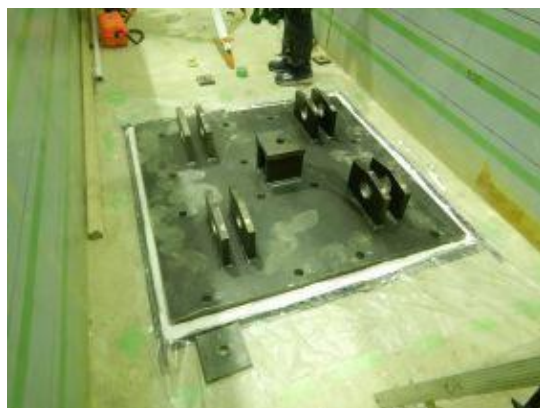
ロードセル接続ネジ 製作数：4 本



付写真-4.2.23 ロードセル接続ネジ受入検査

ベースプレート、2山クレビス×4、鉛直荷重載荷用櫓×1 製作数：ベースプレート1基、クレビスピン4基、

アンカーボルト SD345D25×L475×16本

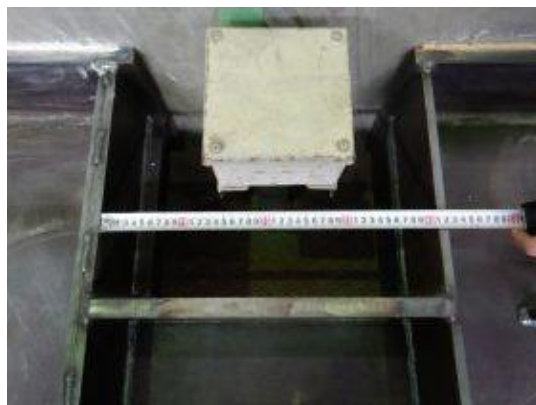
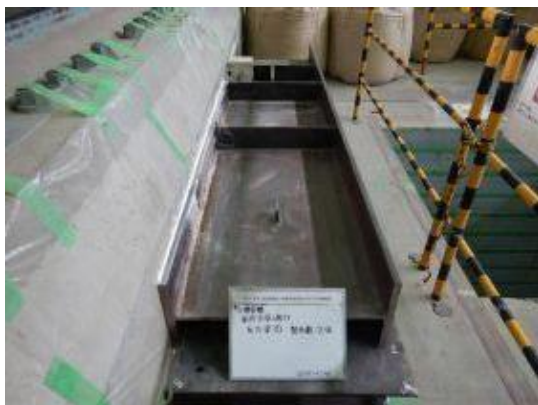


付写真-4. 2. 24 ベースプレート受入検査



付写真-4. 2. 25 アンカーボルト SD345D25×L475 受入検査

反力梁① 製作数：2 基



付写真-4. 2. 26 反力梁①受入検査

反力梁② 製作数：4 基



付写真-4. 2. 27 反力梁②受入検査

ジャッキ支持治具 製作数：4 基



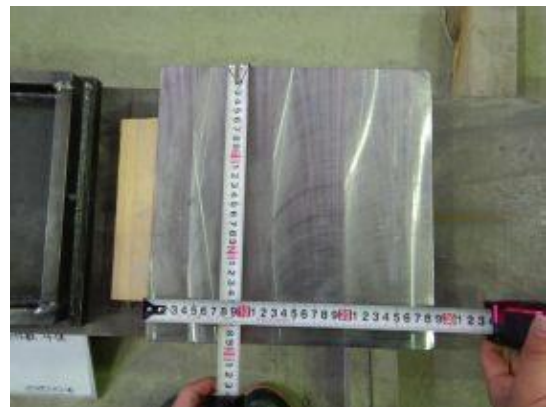
付写真-4. 2. 28 ジャッキ支持治具受入検査

ブレース 製作数：8本



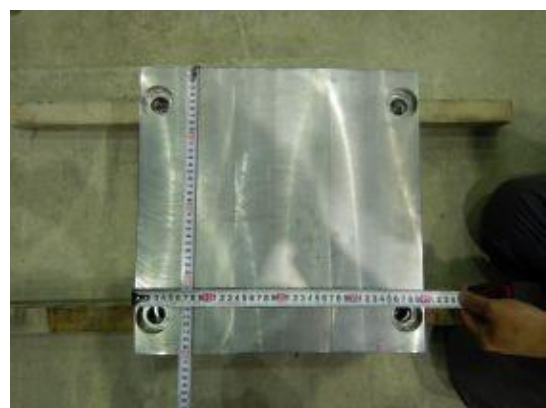
付写真-4.2.29 ブレース受入検査

油圧ジャッキ先端治具 製作数：4基



付写真-4.2.30 油圧ジャッキ先端治具受入検査

載荷点支圧板 製作数：4基



付写真-4.2.31 油圧ジャッキ先端治具受入検査

鉛直荷重載荷梁 製作数：1 基、PC40×L5750mm×1 本

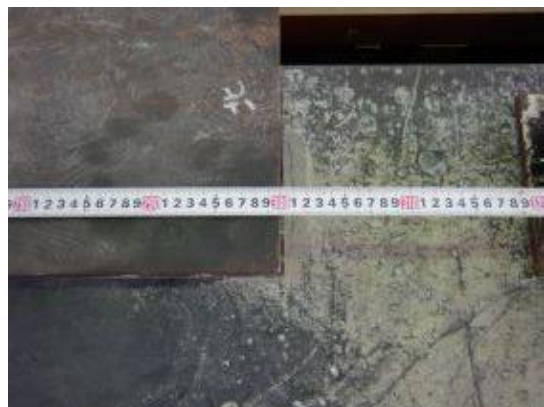


付写真-4. 2. 32 鉛直荷重載荷梁受入検査



付写真-4. 2. 33 PC 鋼棒 $\phi 40\text{mm} \times \text{L}5750\text{mm}$

浮上り防止装置 製作数：2 基、アンカーボルト



付写真-4. 2. 34 浮上り防止装置受入検査



付写真-4. 2. 35 アンカーボルト SD295D13×L230 受入検査



付写真-4. 2. 36 ボルト，ナット一式受入検査

4. 2. 3 供試体の配筋・組立・配筋検査

4. 2. 1 及び 4. 2. 2 で製作した鉄筋コンクリート用棒鋼及び治具を用いて、配筋・組立を行った。帯鉄筋の継手位置は、試験時の載荷方向に継手部が 180°ずつ交互に配置されるように配筋した。また、主鉄筋および帯鉄筋には、ひずみゲージを設置した。ひずみゲージの設置に用いた器材を付表-4. 2. 2 に示す。

付表-4. 2. 2 鉄筋ひずみゲージの設置に用いた器材

項目	型番	製作者	数量	備考
ひずみゲージ	KFGS-5-120-C1-11 L10M3R	(株) 共和電業	864 枚	一般用単軸ひずみゲージ G.F:2.10
ひずみゲージ	FLAB-3-11-10LJCT	(株) 東京測器研究所	384 枚	一般用単軸ひずみゲージ G.F:2.08
接着剤	CN	(株) 東京測器研究所	9 袋	シアノアクリレート
コーティング剤	SBテープ	(株) 東京測器研究所	5 巻	ブチルゴム系
コーティング剤	VMテープ	(株) 東京測器研究所	22 巻	ブチルゴム系
防水結束	ロックタイ	(株) オーム電機	適量	200mm

※表中 KFGS-5-120-C1-11 L10M3R は主鉄筋に、FLAB-3-11-10LJCT は帯鉄筋に設置した。

ひずみゲージの設置概要を、付写真-4. 2. 37～付写真-4. 2. 43 に示す。

(1) 野書き・表面処理

ひずみゲージ貼付位置を正確に野書き、ベルトサンダー及びサンドペーパーを用いてゲージ貼付位置周辺を一様に研磨し、アセトンにて貼付け位置周辺を洗浄して脱脂した。



付写真-4. 2. 37 貼付け範囲の黒皮除去



付写真-4. 2. 38 アセトンによる脱脂

(2) ゲージ接着・圧着

ひずみゲージのゲージベース裏面に接着剤（CN）を滴下し、ひずみゲージを設置位置に正確に貼付け、ポリシートをあてがい指圧した。



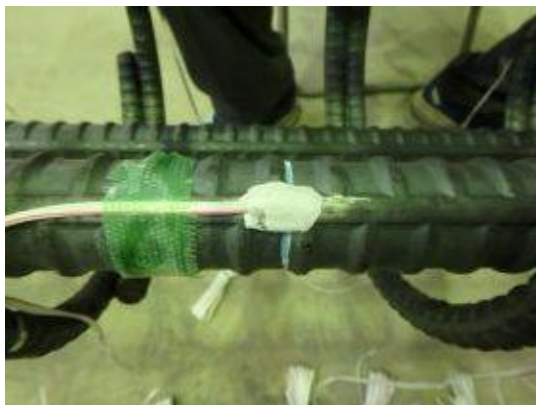
付写真-4. 2. 39 ひずみゲージの貼付け



付写真-4. 2. 40 ひずみゲージの指圧

(3) コーティング

ひずみゲージのゲージベースとはみ出した接着剤を覆う範囲に、一次コーティングとして SB テープ、二次コーティングとして VM テープを用いてコーティングを施し、VM テープの両端部にロックタイを用いて結束し、ひずみゲージの防湿・保護をした。



付写真-4. 2. 41 SB テープによる一次コーティング



付写真-4. 2. 42 VM テープによる二次コーティング，ロックタイにて防水結束

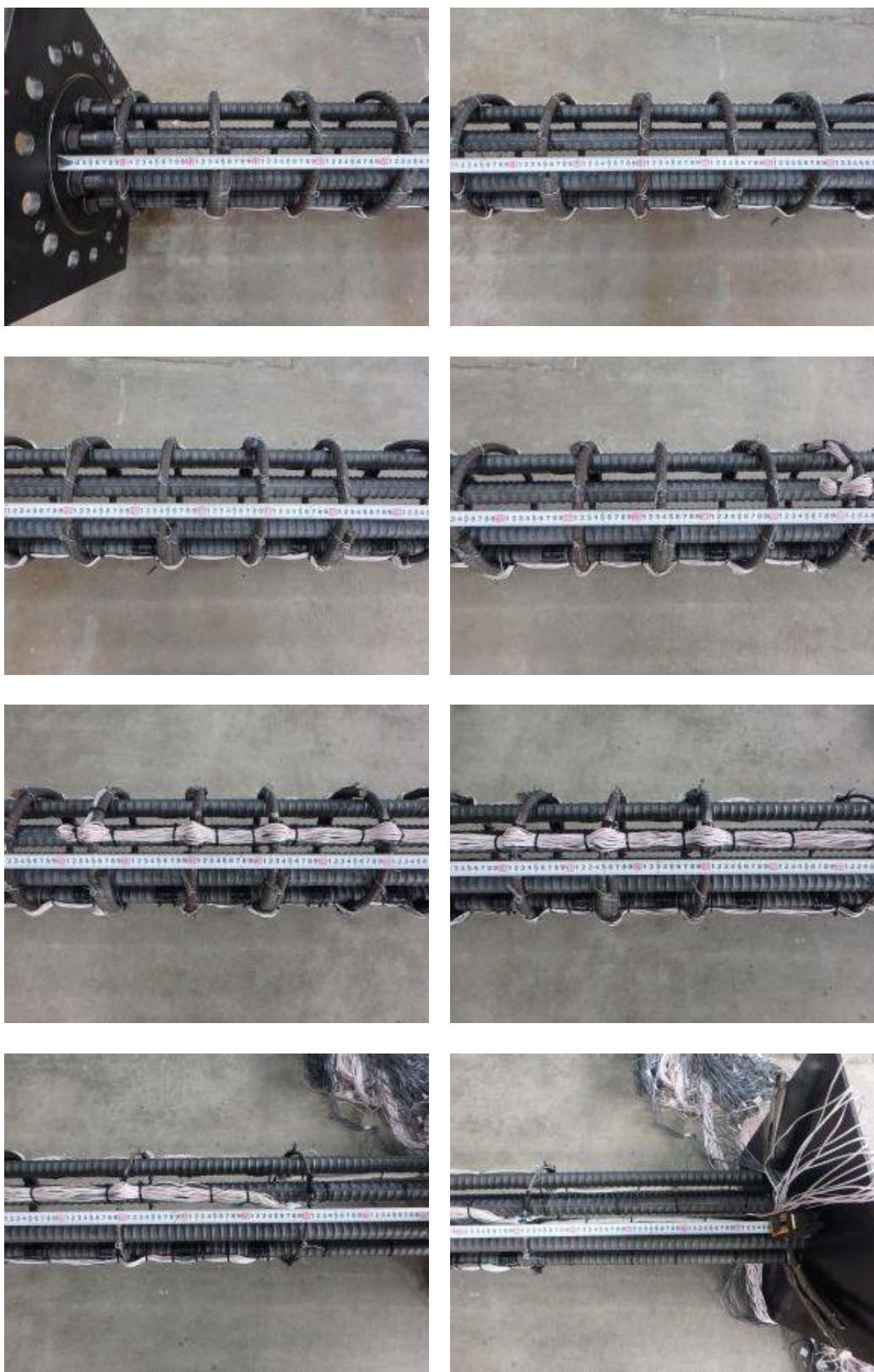
(4) 動作確認

上記で設置したひずみゲージの抵抗値・絶縁抵抗値を測定し、正常な計測が出来ることを確認した。

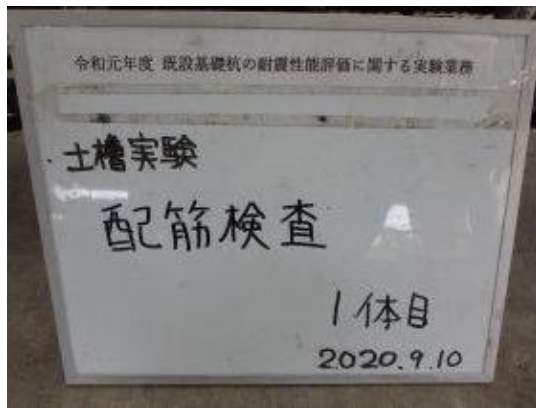


付写真-4. 2. 43 テスターを用いて動作確認

配線の際は、リード線を主鉄筋のかぶり側面に這わせるように杭頭方向へ配線し、リード線の束が太くなりすぎないように分散させ、断面欠損につながらないように注意した。上記で配筋・配線した 12 体分の鉄筋かごについて配筋検査を行った。配筋検査の一部抜粋を付写真-4. 2. 44～付写真-4. 2. 56 に示す。



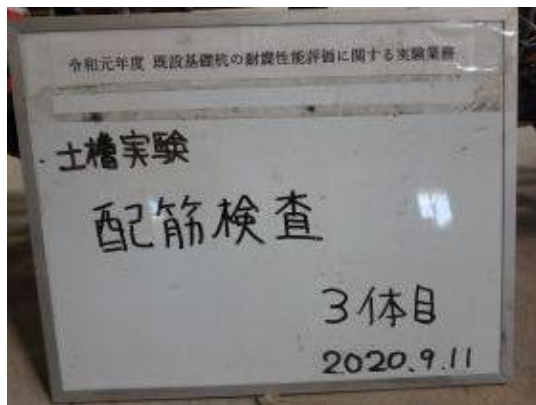
付写真-4. 2. 44 配筋、配線状況



付写真-4.2.45 配筋検査 鉄筋かご 1体目



付写真-4.2.46 配筋検査 鉄筋かご 2体目



付写真-4.2.47 配筋検査 鉄筋かご 3体目



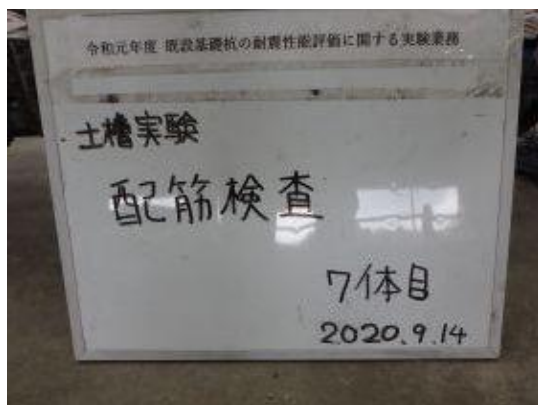
付写真-4.2.48 配筋検査 鉄筋かご 4体目



付写真-4.2.49 配筋検査 鉄筋かご 5体目



付写真-4.2.50 配筋検査 鉄筋かご 6体目



付写真-4.2.51 配筋検査 鉄筋かご 7体目



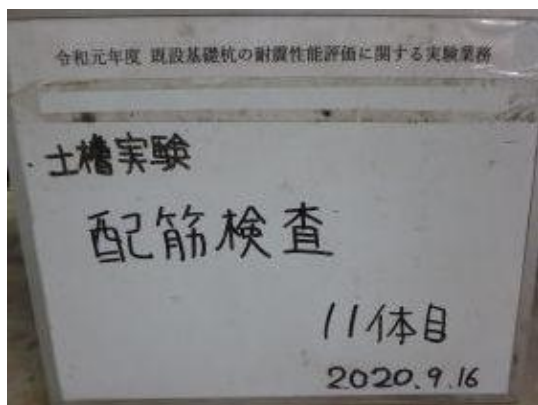
付写真-4.2.52 配筋検査 鉄筋かご 8体目



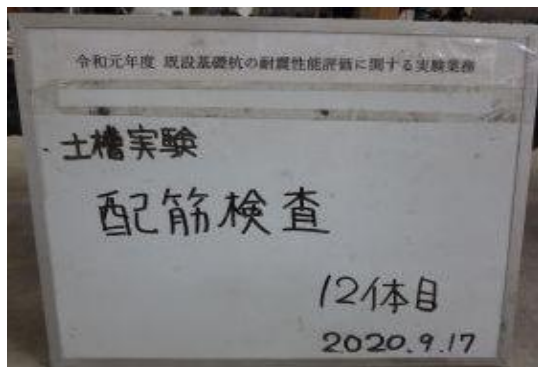
付写真-4.2.53 配筋検査 鉄筋かご 9 体目



付写真-4.2.54 配筋検査 鉄筋かご 10 体目



付写真-4.2.55 配筋検査 鉄筋かご 11 体目



付写真-4.2.56 配筋検査 鉄筋かご 12 体目

4.2.4 打設準備

打設準備の状況を、付写真-4.2.57～付写真-4.2.66 に示す。打設準備は、基礎特殊実験施設内大型実験土層内に作業足場を設置し、天井クレーンを用いて製作した鉄筋かごを建て起こして大型実験土層内に設置した。建て込んだ鉄筋かごはブルーシートを用いて養生し、杭供試体の型枠に用いた内径 300mm のボイド管を、予め溝入れ加工したベースプレート（付写真-4.2.18 及び付写真-4.2.19 参照）の溝にはめ込み固定し、所定のかぶり厚さを確保した。また、ボイド管には予め電動ドリルを用いて孔明け加工を施し、レディーミクストコンクリート打設時の杭頭天端仕上り高さ（3,414mm）の目安とした。付写真-4.2.60 に示す孔明け位置は、ボイド管下端から型枠底板の溝加工深さ 5mm を加算し 3,419mm とした。



付写真-4.2.57 型枠材に用いたボイド管搬入



付写真-4.2.58 作業足場設置状況



付写真-4.2.59 ボイド管への孔明け



付写真-4.2.60 孔明け位置 (ボイド管下端から)



付写真-4.2.61 鉄筋かごの建て起こし



付写真-4.2.62 鉄筋かごの建込み



付写真-4. 2. 63 ブルーシートを用いて養生



付写真-4. 2. 64 型枠材のボイド管の設置



BP の溝にはめ込み固定



デジタル角度計にて確認

付写真-4. 2. 65 型枠底板四隅に設置した押しボルトにて型枠の立ち調整



付写真-4. 2. 66 杭供試体 12 体分の型枠設置完了

4.2.5 杭供試体の打設、脱型

コンクリートの品質管理は、「コンクリート施工管理要領（令和2年7月）」（NEXCO）に準拠した。すなわち、コンクリートの種別は Y1-I で材齢 28 日における圧縮強度：30N/mm²、最大粗骨材寸法：20mm とした。コンクリートの品質基準を付表-4.2.3 に、受入検査時の測定値を付表-4.2.4 に示す。コンクリートの打設は、コンクリートポンプ車により実施し、型枠打設口から先端ホースを挿入して打込み高さに注意を払いながら引き抜き、コンクリートバイブレーターを用いて締固めた。杭供試体の杭頭天端仕上り高さは、前述の打設準備にて予めボイド管側面に施工した孔からコンクリートが流れ出すことを目安として管理した。

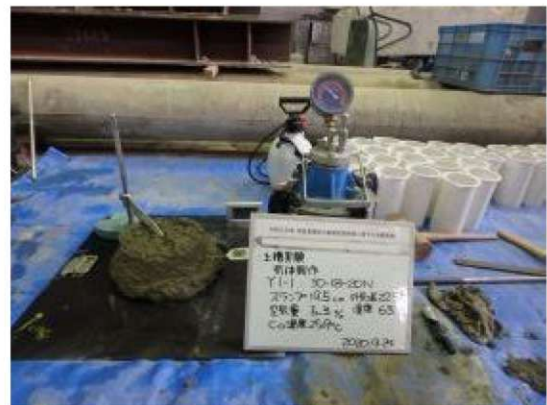
打設完了後、打設口周辺の表面仕上げを行い、ビニールシート・養生マットを用いて現場封緘養生した。養生後、付表-4.2.5 及び付図-4.2.1 に示す円柱供試体の圧縮強度による発現強度を確認し、ボイド管を脱型した。付写真-4.2.67～付写真-4.2.78 に、一連の作業状況を示す。

付表-4.2.3 コンクリートの品質基準

コンクリートの種別	使用構造物	対象の構造物 注4)	材齢28日における圧縮強度 (N/mm ²)	スラン プ (cm) 注7)	沈下 度 (秒)	空気量 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類 注1)	最小単位セメント量 (kg/m ³)	最大塩化物含有量 (Cl ⁻) (kg/m ³)
T3-4	トンネルのアーチ及び側壁 (繊維を混入したもの)	R	24	21±2.5 35~50 注8)	—	4.5±1.5	20、25	N、BB 注9)	270(FA・LS)、 340(Ad)	0.30
Y1-1	場所打ちぐい(人力掘削を除く)		30 注3)	18±2.5	—	4.5±1.5	20、25	N、BB	350	0.30

付表-4.2.4 受入検査管理表

打設日	2020/9/24	
配合	30-18-20N	
検査項目	測定値	許容値
スランプ	19.5	18±2.5
空気量	5.3%	4.5±1.5
外気温	22.5℃	-
湿度	63%	-
コンクリート温度	25.9℃	-



付写真-4.2.67 コンクリート受入検査



付写真-4.2.68 受入検査測定値



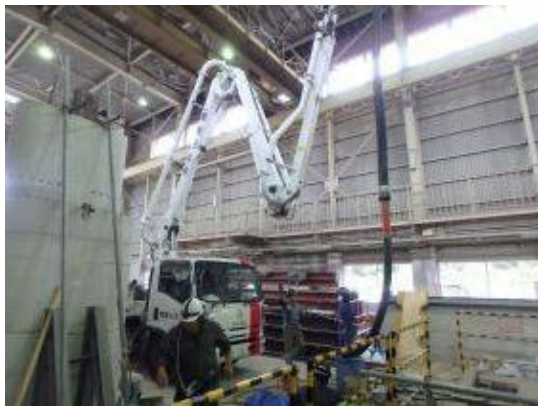
付写真-4.2.69 スランプ試験測定値



付写真-4. 2. 70 空気量測定値



付写真-4. 2. 71 環境温度測定値



付写真-4. 2. 72 打設に用いたコンクリートポンプ車



付写真-4. 2. 73 打設状況-01



付写真-4. 2. 74 打設状況-02



付写真-4. 2. 75 打設状況-03



付写真-4. 2. 76 打設状況-04



付写真-4. 2. 77 円柱管理供試体の製作



付写真-4. 2. 78 打設完了後の養生

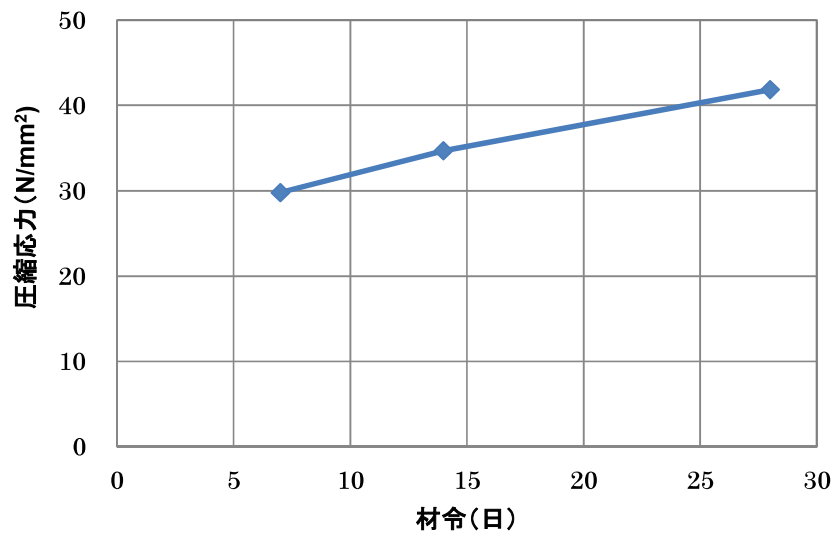
付表-4.2.5 コンクリートの圧縮強度試験結果（杭供試体）

打設日：9/24												試験日：10/1												材令：7											
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積 mm ²	最大荷重			圧縮強度																							
	D1	D2	平均	h1	h2	平均			w	kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]																						
1	99.78	99.72	99.75	198.80	198.74	198.77	3631.4	7814.8	241.4	[24.62]		30.9	[315]																						
2	99.79	99.77	99.78	199.50	199.55	199.53	3645.1	7819.5	224.2	[22.86]		28.7	[292]																						
3	99.73	99.73	99.73	197.98	197.88	197.93	3582.7	7811.6	232.8	[23.74]		29.8	[304]																						
									232.8	[23.74]		29.8	[304]																						

試験日 : 10/8 材令 : 14											
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積 mm ²	最大荷重		圧縮強度 N/mm ² [kgf/cm ²]
	D1	D2	平均	h1	h2	平均			w	kN [tf]	
1	99.77	99.66	99.72	199.39	199.36	199.38	3602.5	7809.3	274.60 [28.00]		35.2 [359]
2	99.69	99.90	99.80	199.86	199.98	199.92	3650.7	7821.8	267.80 [27.31]		34.2 [349]
3	99.78	99.86	99.82	200.02	200.13	200.08	3643.5	7825.7	271.00 [27.63]		34.6 [353]
									271.13 [27.65]		34.7 [354]

試験日：10/22 材令：28											
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積 mm ²	最大荷重		圧縮強度 N/mm ² [kgf/cm ²]
	D1	D2	平均	h1	h2	平均			w	kN [tf]	
1	99.88	99.79	99.84	199.91	199.98	199.95	3586.0	7828.1	263.40 [26.86]	23.6 [243]	
2	99.89	99.79	99.84	199.62	199.70	199.66	3591.2	7828.9	321.80 [32.81]	41.1 [419]	
3	99.78	99.52	99.65	199.13	199.36	199.25	3638.9	7799.1	331.80 [33.83]	42.5 [434]	
									305.67 [31.17]	41.8 [426]	

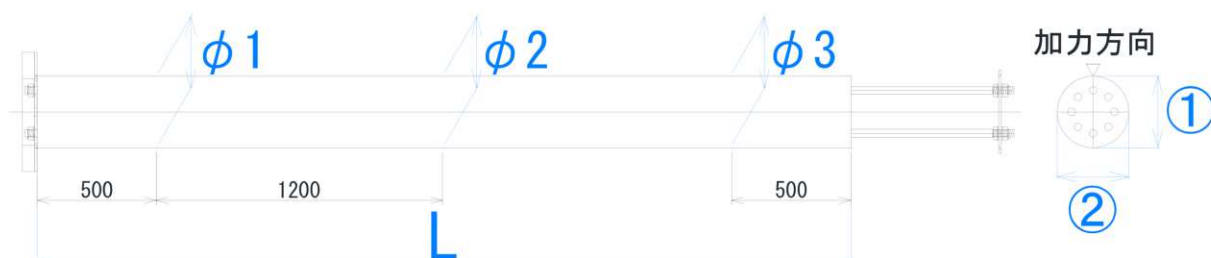
発現強度



付図-4.2.1 強度発現推移（杭供試体）

4.2.6 杭供試体の出来形管理

杭供試体の出来形管理は、大型ノギス及びコンベックスを用いて供試体の直径及び長さを測定し記録した。測定位置を付図-4.2.2に、測定結果を付表-4.2.6に示す。出来形計測後、杭供試体の周方向を4分割した軸方向への野書き及び杭先端から200mmピッチでの周方向へのメッシュ野書きを行った。付写真-4.2.79～付写真-4.2.86に、一連の作業状況を示す。



付図-4.2.2 出来形管理測定位置

付表-4.2.6 出来形管理測定値

杭No.	L (mm)	φ1		φ2		φ3		平均 (mm)	設置状況
		① (mm)	② (mm)	① (mm)	② (mm)	① (mm)	② (mm)		
1	3410.0	298.0	297.5	297.0	298.0	298.0	298.5	297.8	case2杭3
2	3414.0	298.0	298.0	297.5	298.0	297.0	298.0	297.8	
3	3425.0	297.0	298.0	298.0	298.0	297.0	298.0	297.7	case2杭2
4	3414.0	297.5	298.5	298.0	297.5	298.5	299.0	298.2	
5	3425.0	298.0	298.0	298.0	298.5	298.0	298.5	298.2	case2杭4
6	3421.0	297.5	298.0	297.0	298.0	297.0	299.0	297.8	
7	3414.0	298.0	297.5	299.5	298.5	299.0	297.0	298.3	
8	3418.0	297.5	297.5	298.0	298.0	298.5	297.0	297.8	
9	3420.0	298.5	297.5	298.0	297.0	299.0	297.0	297.8	
10	3423.0	297.0	298.0	298.0	298.0	298.5	299.0	298.1	
11	3422.0	297.5	298.5	298.0	298.5	298.5	298.5	298.3	case2杭1
12	3415.0	298.5	298.0	298.0	298.0	299.0	298.0	298.3	



付写真-4. 2. 79 杭供試体の直径計測-01



付写真-4. 2. 80 杭供試体の直径計測状況-02



付写真-4. 2. 81 杭供試体の直径計測-03



付写真-4. 2. 82 杭供試体の延長計測



付写真-4. 2. 83 杭供試体の直径計測-03



付写真-4. 2. 84 杭先端から 200mm ピッチ罫書き



付写真-4. 2. 85 周方向への罫書き



付写真-4. 2. 86 軸方向への罫書き

4.2.7 コンクリートひずみゲージの設置

杭供試体表面にコンクリートひずみゲージを設置した。コンクリートひずみゲージの設置に用いた器材を付表-4.2.7、ひずみゲージの設置状況を付写真-4.2.87～付写真-4.2.93に示す。

付表-4.2.7 コンクリートひずみゲージの設置に用いた器材

項目	型番	製作者	数量	備考
ひずみゲージ	PL-60-11-10LJCT	(株) 東京測器研究所	168 枚	一般用単軸ひずみゲージ G.F:2.08
接着剤	CN-E	(株) 東京測器研究所	9 袋	シアノアクリレート
接着剤	PS	(株) 東京測器研究所	5 本	ゲージのコーティング剤として使用



付写真-4.2.87 ひずみゲージ設置位置の野書き



付写真-4.2.88 設置位置の表面の前処理



付写真-4.2.89 アセトンにて脱脂、清掃



付写真-4.2.90 三軸ゲージの設置



付写真-4.2.91 表面コーティングで用いた PS



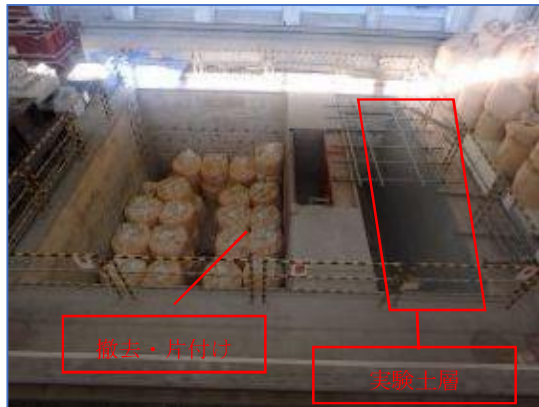
付写真-4.2.92 PSにて表面コーティング



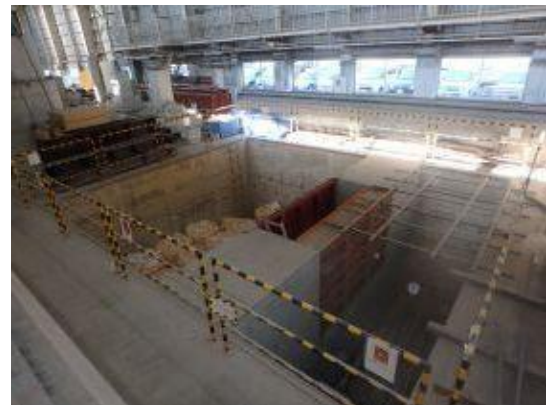
付写真-4.2.93 三軸ゲージの設置

4.2.8 治具の設置

実験土層の整理載荷試験に用いる実験土層は、 $W2.0m \times L7.0m \times H4.0m$ の大型実験土層（以下、実験土層）である。付写真-4.2.94～付写真-4.2.99 に実験土層の状況を示す。治具の設置に先立ち、実験土層内の整理を行った。



付写真-4.2.94 実験土層の外観-01



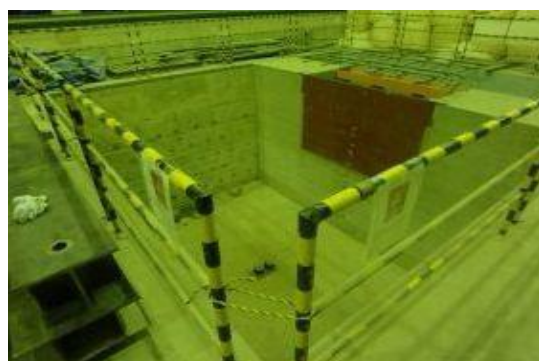
付写真-4.2.95 実験土層の外観-02



付写真-4.2.96 実験土層の外観-03



付写真-4.2.97 実験土層の外観-04



付写真-4.2.98 整理後の実験土層-01



付写真-4.2.99 整理後の実験土層-02

(1) 配筋調査

治具設置のためのアンカーボルト設置に先立ち、実験土層のセンターラインの位置出し、実験土層底面及び実験土層際の実験棟床面について、鉄筋探査機を用いて鉄筋調査を行った。実験土層底面へ設置するアンカーボルトは SD345D25 を用いて穿孔径： $\phi 35\text{mm}$ ×深さ 385mm、実験棟床面へ設置するアンカーボルトは SD295D13 を用いて穿孔径： $\phi 23\text{mm}$ ×深さ 205mm とし、治具の固定位置と鉄筋が干渉しないよう注意して穿孔した。付写真-4. 2. 100～付写真-4. 2. 108 に、一連の作業状況を示す。



付写真-4. 2. 100 載荷試験に用いる実験土層



付写真-4. 2. 101 実験土層の位置出し-01



付写真-4. 2. 102 実験土層の位置出し-02



付写真-4. 2. 103 鉄筋調査に用いた鉄筋探査機



付写真-4. 2. 104 鉄筋探査状況



付写真-4. 2. 105 $\phi 35\text{mm}$ ×385mm の穿孔状況



付写真-4. 2. 106 穿孔深さの確認



付写真-4. 2. 107 実験棟床面の配筋調査



付写真-4. 2. 108 $\phi 23\text{mm} \times 205\text{mm}$ の穿孔状況

(2) ベースプレートの設置

基礎特殊実験施設の天井クレーンを用いてベースプレートの仮置きを行い、アンカーボルトを用いて実験土層底面へ締結固定した。ベースプレートの仮置きの際は、オートレベルを用いて治具の水平調整を行い、高強度石膏を敷設し不陸修正を行った。アンカーボルトの固定には、NEXCO 構造物施工管理要領の適合品である WB グラウト（製作：ショーボンドマテリアル株式会社）を用いた。付写真-4. 2. 109～付写真-4. 2. 119 に、一連の作業状況を示す。



付写真-4. 2. 109 BP の仮置き、穿孔位置の確認



付写真-4. 2. 110 実験土層底面の養生



付写真-4. 2. 111 高強度石膏の攪拌



付写真-4. 2. 112 ベースプレートの設置



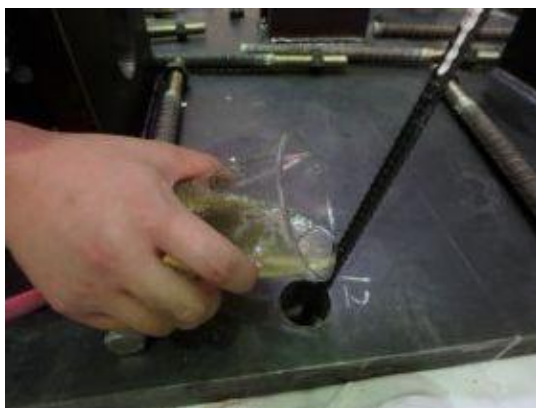
付写真-4. 2. 113 アンカーボルトに用いたエポキシ樹脂 WB グラウト (株)ショーボンドマテリアル



付写真-4. 2. 114 主剤・硬化剤の計量



付写真-4. 2. 115 主剤・硬化剤の攪拌



付写真-4. 2. 116 $\phi 35$ 穿孔エポキシ樹脂の注入



付写真-4. 2. 117 アンカーボルトの設置



付写真-4. 2. 118 $\phi 23$ 穿孔エポキシ樹脂の注入



付写真-4. 2. 119 アンカーボルトの設置

(3) 載荷反力治具の設置

載荷反力梁設置に先立ち、反力梁の嵩上げ材に用いる H 形鋼 300mm×L800mm×6 体の仮置きを行い、オートレベルを用いて水平調整・治具の高さを一律に調整し、反力梁を仮設置した。仮置き後、反力梁の正対度を調整し、反力梁と反力壁との隙間に高強度石膏を流し込み固定した。付写真-4. 2. 120～付写真-4. 2. 125 に、一連の作業状況を示す。



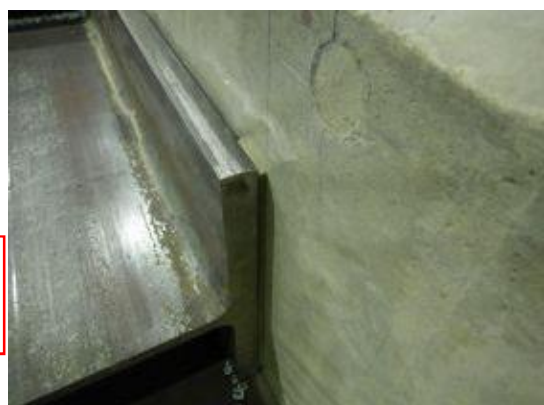
付写真-4. 2. 120 オートレベルにて水平高さ調整



付写真-4. 2. 121 反力梁の仮置き



付写真-4. 2. 122 反力梁の正対度調整



付写真-4. 2. 123 反力梁と反力壁の隙間



付写真-4. 2. 124 高強度石膏の計量



付写真-4. 2. 125 高強度石膏の流し込み

・ 1 山クレビス治具の設置

ベースプレートの 2 山クレビス部に、1 山クレビス治具の設置及びレベル調整を行い、4 点/体の押しボルトにて仮固定を行った。付写真-4. 2. 126～付写真-4. 2. 128 に、一連の作業状況を示す。



付写真-4. 2. 126 1 山クレビスの水平調整



付写真-4. 2. 127 1 山クレビス治具の設置



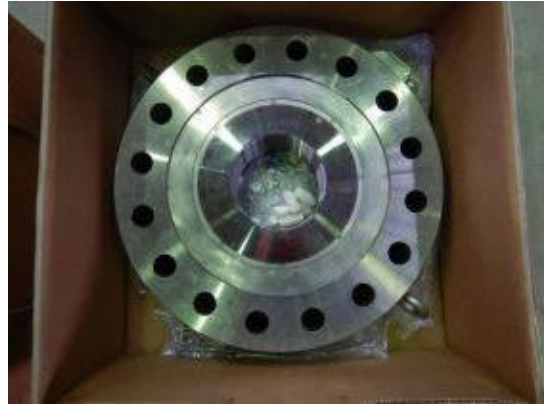
付写真-4. 2. 128 押しボルト 4 点にて仮固定

4.2.9 杭供試体の設置

杭供試体先端部にロードセルを設置し、ベースプレートの1山クレビス治具とボルト締結固定した。杭供試体4体の設置後、杭供試体の建ち確認及び杭の中心間隔 $2.5D=750\text{mm}$ ($\phi 300\text{mm} \times 2.5$)の確認を行った。付写真-4.2.129～付写真-4.2.136に一連の作業状況を示す。



付写真-4.2.129 荷重計 TCLY-1.5MNA 4台



付写真-4.2.130 ロードセル接続ネジの設置



付写真-4.2.131 杭供試体先端への設置



付写真-4.2.132 杭先端治具の設置



付写真-4.2.133 杭供試体の設置



付写真-4. 2. 134 杭供試体の建ち確認



付写真-4. 2. 135 杭の中心間隔 2. 5D の確認



付写真-4. 2. 136 杭供試体 4 体の設置状況



4. 2. 10 フーチングの配筋

フーチング供試体製作のため、支保工足場の組み込み、型枠の設置、杭頭接合部及びフーチング部の配筋を行った。また、杭頭接合部はビシャン仕上げにより杭頭処理を行った。杭頭処理後、杭の中心間隔を再度杭頭部で確認し、製作図の通りにフーチングの配筋を行い、配筋検査及び型枠検査を行った。付写真-4. 2. 137～付写真-4. 2. 146 に一連の作業状況を示す。また、配筋検査及び型枠検査の一部抜粋を付写真-4. 2. 147～付写真-4. 2. 148 に示す。



付写真-4. 2. 137 支保工足場の組み込み



付写真-4. 2. 138 底型枠の設置



付写真-4. 2. 139 ビシヤンによる杭頭処理



付写真-4. 2. 140 杭頭処理後の杭供試体



付写真-4. 2. 141 杭頭部での杭中心間隔の確認



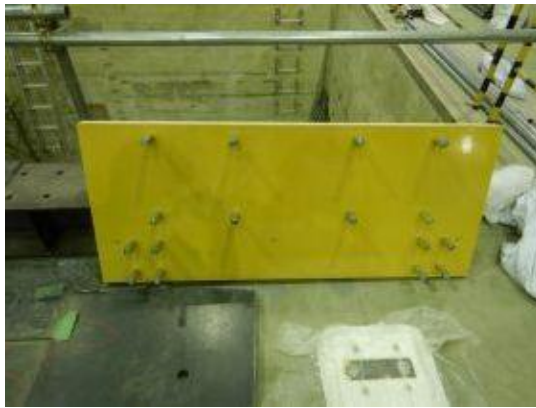
付写真-4. 2. 142 フーチング下側主鉄筋の配筋



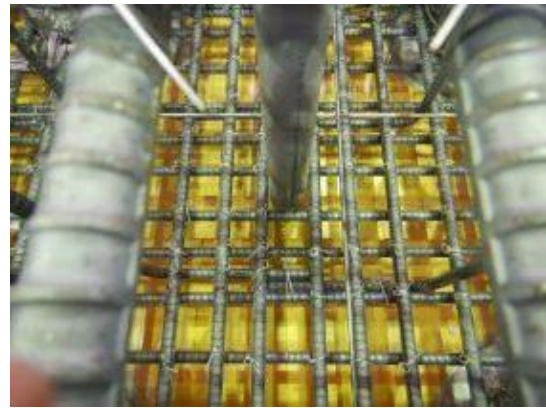
付写真-4. 2. 143 定着部帯鉄筋の配筋



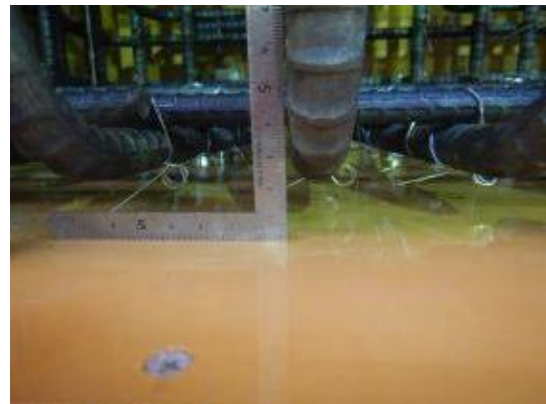
付写真-4. 2. 144 フーチング配筋完了



付写真-4. 2. 145 グリップアンカーの設置



付写真-4. 2. 146 PC 鋼棒用の VP50 管設置



付写真-4.2.147 フーチング供試体配筋検査（一部抜粋）



付写真-4. 2. 148 フーチング型枠検査（一部抜粋）

4.2.11 フーチングの打設

コンクリートの品質管理は、「コンクリート施工管理要領（令和2年7月）」（NEXCO）に準拠した。すなわち、コンクリートの種別は A1-3 で材齢 28 日における圧縮強度：30N/mm²、最大粗骨材寸法：20mm とした。コンクリートの品質基準を付表-4.2.8 に示す。ここで、スランプの品質基準は、フーチング供試体の配筋が密であることから、ワーカビリティの観点でスランプ 12cm とした。受入検査時の測定値を付表-4.2.9 に示す。コンクリートの打設は、コンクリートバケットにより実験棟の天井クレーンを用いて打設を行い、コンクリートバイブレーターを用いて締固めた。

打設完了後、打設口周辺の表面仕上げを行い、ビニールシート・養生マットを用いて現場封緘養生した。養生後、付表-4.2.10 及び付図-4.2.3 に示す円柱供試体の圧縮強度による発現強度を確認し脱型した。付写真-4.2.149～付写真-4.2.160 に一連の作業状況を示す。

付表-4.2.8 コンクリートの品質基準

コンクリートの種別	使用構造物	対象の構造物 注 4)	材齢28日における圧縮強度 (N/mm ²)	スランプ (cm) 注 7)	沈下度 (秒)	空気量 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類 注 1)	最小単位セメント量 (kg/m ³)	最大塩化物含有量 (Cl ⁻) (kg/m ³)
A1-1	橋梁上部構造物		30	8±2.5	—	4.5±1.5	20、25	N	230	0.30
A1-3	橋台・橋脚及び擁壁等の躯体部分鉄筋コンクリートカルバート、その他類似構造物		30	8±2.5	—	4.5±1.5	20、25	N、BB	—	0.30

ワーカビリティの観点から、スランプ 12cm とした。

付表-4.2.9 受入検査管理表

打設日	2020/10/30	
配合	30-12-20N	
検査項目	測定値	許容値
スランプ	12.0	12±2.5
空気量	4.4%	4.5±1.5
外気温	18	-
湿度	46%	-
コンクリート温度	23.2	-



付写真-4.2.149 コンクリート受入検査



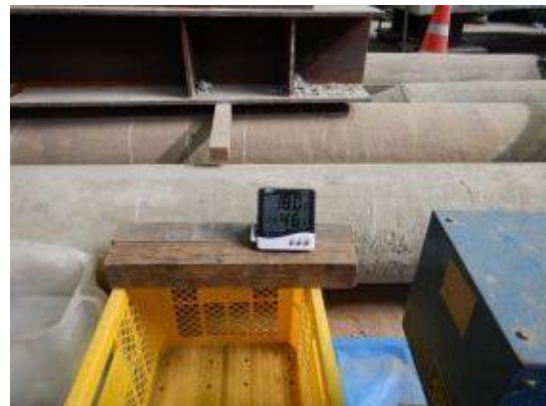
付写真-4. 2. 150 受入検査測定値



付写真-4. 2. 151 空気量試験測定値



付写真-4. 2. 152 スランプ試験測定値



付写真-4. 2. 153 環境温度測定値



付写真-4. 2. 154 準備したコンクリートバケット



付写真-4. 2. 155 天井クレーンでの運搬



付写真-4. 2. 156 コンクリート打設



付写真-4. 2. 157 バイブレーターによる締固め



付写真-4. 2. 158 コンクリートのすり切り



付写真-4. 2. 159 表面仕上げ

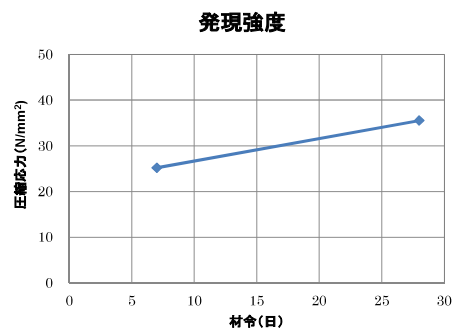


付写真-4. 2. 160 円柱管理供試体の製作

付表-4. 2. 10 コンクリートの圧縮強度試験結果（ケース 2：フーチング）

打設日 : 10/30							試験日 : 11/6 材令 : 7					
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g w	断面積 mm ²	最大荷重		圧縮強度	
	D1	D2	平均	h1	h2	平均			kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]
1	99.78	99.96	99.87	199.80	199.77	199.79	3626.8	7833.6	194.8	[19.86]	24.9	[254]
2	99.70	99.72	99.71	199.76	199.70	199.73	3597.8	7808.5	200.8	[20.48]	25.7	[262]
3	99.92	99.78	99.85	199.43	199.35	199.39	3582.7	7830.4	196.4	[20.03]	25.1	[256]
									197.3	[20.12]	25.2	[257]

										試験日 : 11/27 材令 : 28			
CASE No.	直径 mm			高さ mm			重量 g	断面積 mm ²	最大荷重		圧縮強度		
	D1	D2	平均	h1	h2	平均	w		kN	[tf]	N/mm ²	[kgf/cm ²]	
1	99.86	99.83	99.85	199.23	199.26	199.25	3554.6	7829.7	277.50	[28.30]	35.4	[361]	
2	99.86	99.70	99.78	198.63	198.84	198.74	3565.3	7819.5	275.50	[28.09]	35.2	[359]	
3	99.74	99.75	99.75	199.33	199.55	199.44	3560.1	7814.0	280.50	[28.60]	35.9	[366]	
									277.83	[28.33]	35.5	[362]	



付図-4. 2. 3 強度発現推移（ケース 2：フーチング）

4.2.12 地盤材料の準備、室内土質試験

地盤材料に用いた鹿島砂 4 号（以下、鹿島砂）を 100t（実験土層： $56\text{m}^3 \times 1.5\text{t}/\text{m}^3 = 84\text{t} \times 1.2$ （ロス率） $\approx 100\text{t}$ ）準備した。鹿島砂の物性値を把握するため、付表-4.2.11 に示す室内土質試験を実施した。鹿島砂の分析試験書を付表-4.2.12 に示す。また、土質試験結果一覧を付表-4.2.13 に示す。付写真-4.2.161～付写真-4.2.163 に一連の作業状況を示す。

付表-4.2.11 地盤物性値の試験項目

試験項目	地盤材料	規格		備考
	鹿島砂 4号	JIS	JGS	
ふるい分け試験	1試料	A 1204	0131	粒度分布
砂の最大・最小密度試験	1試料	A 1224	0161	最大・最小乾燥密度
土粒子密度試験	1試料	A 1202	0111	土粒子密度
圧密排水(CD)三軸試験	1試料		0524	粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ 変形係数 E_{50}
動的変形特性試験	1試料		0542	鹿島砂の動的変形特性



付写真-4.2.161 鹿島砂の搬入



付写真-4.2.162 鹿島砂の運搬



付写真-4.2.163 鹿島砂 100t 搬入



付表-4.2.12 鹿島珪砂4号 分析試験表

分析試験表

2020年10月1日

高野商事株式会社

茨城県神栖市太田窪山 3485-1

TEL:0479-46-1121

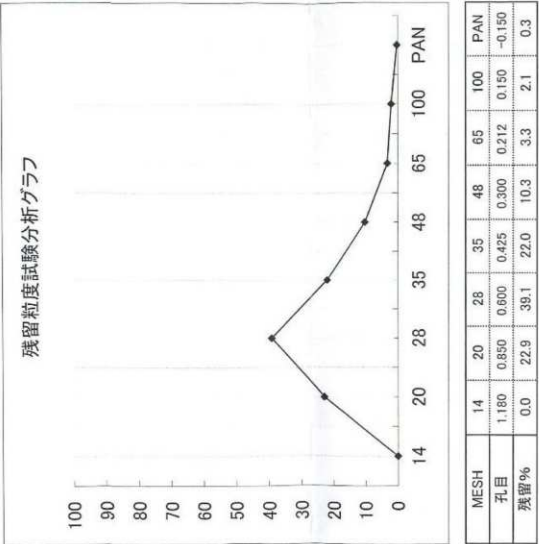
FAX:0479-46-1140

品名 : 鹿島4号

実測者 : 鈴木

作成者 : 鈴木

品質管理者 : 高野



付表-4.2.13 土質試験結果一覧

ケース名		事前土質試験	case1	case2	case3
一般	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.634	2.664	2.634	2.660
粒度	礫含有率 %	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂含有率 %	99.5	96.2	99.5	99.4
	シルト分含有率 %	0.6	3.8	0.6	0.6
	粘土分含有率 %	0.2		0.2	
せん断	均等係数 U_c	1.70	3.09	1.70	1.62
	曲率係数 U_c'	0.966	1.54	0.966	0.960
	CD三軸 試験条件	Dr=60%	Dr=67%	Dr=80%	Dr=54%
	全応力	c kN/m ² ϕ°	3.09 37.3	5.10 37.3	0.090 38.3
最小・最大密度	最小密度 ρ_{dmin} g/cm ³	1.355	1.446	1.355	1.467
	最大密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.607	1.755	1.607	1.717
	試験条件	Dr=60%	Dr=67%	Dr=80%	Dr=54%
	初期剛性率 G_0 MN/m ²	27.89	33.58	34.63	30.67
動的変形	基準ひずみ $\gamma\%$	0.0720	0.0504	0.0382	0.0454
	最大減衰率 H_{max} %	29.99	22.77	25.06	22.23

4. 2. 13 地盤作製の試験施工

地盤作製に先立ち、1.74m×1.2m×0.5mの仮設土層を作製し、準備した鹿島砂を用いた試験施工を実施した。試験施工における目標相対密度は $Dr=60\%$ とし、所定質量を投入して所定高さに締固めることで管理するものとした。試験施工における目標相対密度 $Dr=60\%$ での鹿島砂の投入質量は付表-4. 2. 14のとおりである。表中の投入質量は所定高さ 500mmでの算出であるため、実施工時と同じまき出し厚さ250mmでの質量を計量し、2層に分け製作した。地盤の整形は土層外から金鋏を用いて整形する程度で、所定高さに仕上げを行なったが、実施工での敷均しは、施工者が土層内に足を踏み入れて施工するため、投入した砂地盤が締固められることや自重により地盤の沈降が予想される。そのため、実施工と同じく施工者を仮土層内に配置し、地盤が沈降した分鹿島砂を追加投入した。その結果、乾燥密度から計算される相対密度は、付表-4. 2. 15に示すとおり $Dr=80\%$ であった。付写真-4. 2. 164～写真-4. 2. 168に一連の作業状況を示す。

付表-4. 2. 14 目標相対密度 $Dr=60\%$ 時の鹿島砂質量算出

土槽体積	目標相対密度	乾燥密度	投入質量
V	Dr	ρ_d	m
m^3	$\%$	g/cm^3	kg
1.044	60	1.496	1561.5



付写真-4. 2. 164 試験施工の仮土層



付写真-4. 2. 165 所定高さの位置出し



付写真-4. 2. 166 1層目 所定高さ 250mm



付写真-4. 2. 167 2層目所定高さ 500mm



付写真-4. 2. 168 施工者の踏み固めによる地盤の沈降

付表-4. 2. 15 鹿島砂の追加投入量を踏まえた相対密度

土槽体積	追加投入質量	合計投入質量	乾燥密度	再計算した相対密度
V	<i>m</i>	<i>m</i>	ρ_d	Dr
m ³	kg	kg	g/cm ³	%
1.044	56.0	1617.5	1.549	80.0

4.2.14 土圧計の設置

杭供試体及びフーチング底面の土圧を計測するため、土圧計を設置した。また、付写真-4.2.169～付写真-4.2.172 に一連の作業状況を示す。



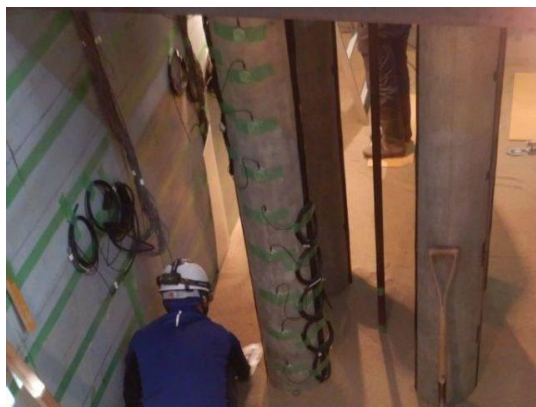
付写真-4.2.169 KDE-500KPA



付写真-4.2.170 KDE-2MPA



付写真-4.2.171 杭供試体への土圧計設置



付写真-4.2.172 フーチング底面への土圧計設置



4. 2. 15 地盤の作製

模型地盤の作製に先立ち、載荷治具のクレビスピン及びロードセル部の養生を行った。クレビス部にはモリブデングリスを塗布し、ブルーシート及び梱包用のストレッチフィルムを用いて砂が嚙まないように養生を行った。また、ロードセル部には同じくブルーシート・ストレッチフィルムを巻きつけ、さらにパネコートをあてがいストレッチフィルムにて養生を行った。付写真-4. 2. 173～写真-4. 2. 178 に一連の作業状況を示す。



付写真-4. 2. 173 クレビス部にグリス塗布



付写真-4. 2. 174 ブルーシートの設置



付写真-4. 2. 175 ストレッチフィルムにて養生



付写真-4. 2. 176 ロードセル部のラップ



付写真-4. 2. 177 パネコートの設置



付写真-4. 2. 178 ロードセル部の養生

(1) 砂質土の作製

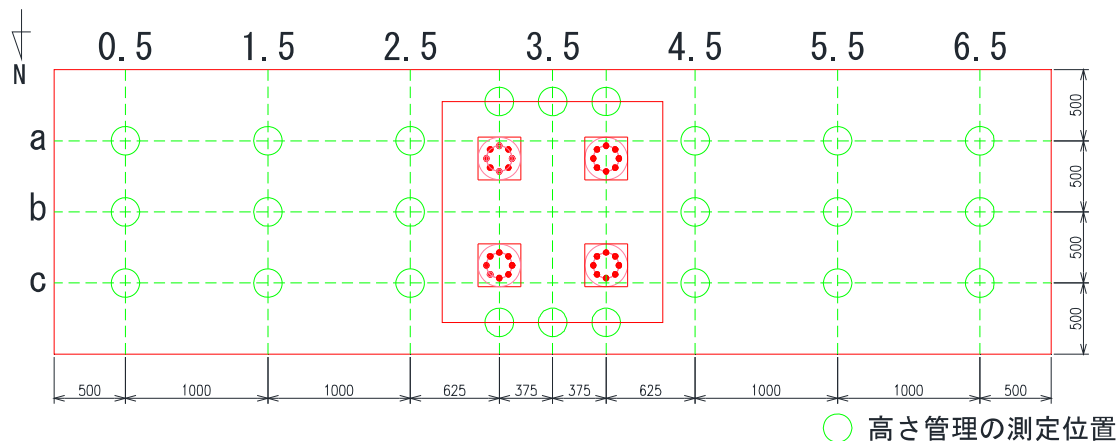
砂質土の地盤作製方法は、全 3case 共通とし、まき出し厚さ：250mm を標準とし、目標相対密度 $Dr=60\%$ に対する所定質量を算出し、所定高さに敷均し作製する締固め法によるものとした。しかし、前述の試験施工の結果から、施工者の踏み固めによる砂質土の沈降および自重沈降が予想されるため、所定質量の投入による出来形高さから投入した体積を算出し、相対密度の算出をするものとした。

鹿島砂の投入の際は、実験棟の天井クレーンに吊下げクレーンスケールを用いて投入質量を記録しながらフレコンバッグを直接吊り入れ、なるべく低い位置から排出口をゆっくり開きながら投入した。また、施工者の踏み固めによる沈降対策として作業足場板（パネコート）を用い、施工者の自重が分散するように注意した。

なお、1 層目（実験土槽底面）については、実験土槽底面の不陸が激しく正確な投入体積の算出が困難なため、所定高さ 250mm（実験土槽天端から 3750mm）高さに一律整形し、投入量を記録し以降の積層地盤の調整層として作製した。2 層目以降の密度管理は、所定乾燥質量を投入、平坦に敷均した後で土槽上端からの高さを測定して得られる各層の体積から、乾燥密度を求めることで行った。また、相対密度はこの乾燥密度から算出した。

各 case における模型地盤作製の密度管理記録を付表-4.2.16～付表-4.2.18 に、投入高さ管理測定位置を付図-4.2.4 に示す。表中 17 層目（case1 は 16 層目）は、目標相対密度 $Dr=60\%$ で算出した全投入質量後の地盤の沈降により不足した分の追加投入分である。case1 は、層厚 400mm のセメント改良土を設置するため、自重沈降等を考慮し、土槽天端より 375mm 下がりまで積層するものとした。付写真-4.2.179～付写真-4.2.186 に一連の作業状況を示す。調整層である 1 層目を除く 2 層目～17(16) 層目の鹿島砂の乾燥密度 pd から算出する相対密度は、それぞれ case2 : $Dr=79.7\%$ 、case3 : $Dr=54.2\%$ 、case1 : $Dr=67.4\%$ である。

なお、鹿島砂を使い回した case3 および case1 については、載荷試験や試験後の鹿島砂の回収作業により、粒子破碎による粒度分布に変化が生じたため case 毎に物理試験・力学試験を実施した。



付図-4.2.4 投入高さ管理測定位置図

付表-4.2.16 密度管理記録表 (ケース1)

[illegible]

付表-4.2.17 密度管理記録表 (ケース2)

投入層数 測定位置	土層試験からの測定値										平均投入高さ mm	投入体積 cm ³	投入質量 kg	乾燥密度 g/cm ³	相対密度 %	1層当たりの吐出層高さ													
	0.5		1.5		2.5		仮1.2		3.5							4.5		5.5		6.5									
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm						mm	mm	mm	mm	mm	mm								
1層目	a	3765	3759	3750	3755	3750	3758	3750	3755	3747						250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
	b	3760	3762	3768	—	—	—	3748	3755	3745	250.0	5130				250	250	250	—	—	250	250	250	250	250	250	250	250	250
	c	3772	3766	3760	3753	3748	3752	3750	3757	3752						250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
2層目	a	3515	3503	3505	3501	3503	3505	3503	3502	3503						250	256	250	249	252	253	247	253	244	253	241	251	211	
	b	3520	3500	3508	—	—	—	3504	3504	3504	249.0	3230676	4850	1.501	62.1	240	262	250	—	—	—	244	241	241	241	241	241	241	
	c	3522	3510	3510	3502	3501	3505	3510	3508	3507						250	256	250	251	247	247	240	249	245	245	245	245	245	
3層目	a	3260	3254	3263	3258	3250	3255	3260	3260	3260						255	249	242	243	253	250	233	237	243	237	243	237	243	
	b	3264	3255	3262	—	—	—	3271	3267	3265	244.5	3254953	4983	1.531	73.3	256	245	246	—	—	—	233	237	239	239	239	239	239	
	c	3268	3258	3257	3253	3265	3255	3273	3268	3272						254	252	253	249	246	250	237	240	240	240	240	240	240	
4層目	a	3024	3020	3018	3015	3012	3015	3015	3028	3026						236	234	245	243	238	240	255	257	238	247	238	247	238	
	b	3022	3021	3025	—	—	—	3018	3025	3026	241.3	3310431	5129	1.549	80.0	242	234	237	—	—	—	253	242	239	246	246	246	246	
	c	3025	3023	3023	3020	3018	3015	3015	3025	3026						243	235	234	233	247	240	258	243	243	243	243	243	243	
5層目	a	2763	2765	2765	2770	2776	2783	2785	2775	2780						261	255	253	245	246	232	230	253	242	242	242	242	242	242
	b	2762	2770	2770	—	—	—	2785	2775	2785	245.6	3368301	5129	1.522	70.1	260	251	255	—	—	—	233	250	241	241	241	241	241	
	c	2775	2763	2770	2775	2780	2777	2782	2785	2785						250	260	253	245	238	238	233	240	241	241	241	241	241	
6層目	a	2527	2522	2545	2521	2520	2531	2523	2523	2523						236	243	220	249	246	252	262	252	257	257	257	257	257	
	b	2524	2522	2545	—	—	—	2531	2524	2527	246.1	3370588	5129	1.519	69.0	238	248	227	—	—	—	254	251	258	258	258	258	258	
	c	2532	2532	2537	2527	2535	2538	2534	2534	2530						243	231	233	248	245	239	248	261	255	255	255	255	255	
7層目	a	2315	2278	2300	2280	2280	2286	2282	2277	2282						212	244	245	241	240	245	241	246	241	241	241	241	241	241
	b	2312	2289	2300	—	—	—	2285	2281	2286	239.2	3281282	5129	1.563	84.9	212	233	243	—	—	—	245	243	241	241	241	241	241	241
	c	2309	2287	2288	2285	2290	2293	2289	2281	2288						223	245	239	242	245	245	243	242	242	242	242	242	242	242
8層目	a	2055	2045	2055	2045	2057	2065	2045	2045	2047						260	233	245	235	223	221	237	235	235	235	235	235	235	235
	b	2057	2047	2047	—	—	—	2053	2042	2050	239.5	3265855	5129	1.561	84.1	255	242	253	—	—	—	231	239	236	236	236	236	236	236
	c	2061	2049	2040	2047	2050	2046	2062	2043	2053						248	238	258	238	240	247	227	238	235	235	235	235	235	235
9層目	a	1816	1819	1798	1805	1817	1823	1810	1807	1815						239	226	237	240	240	242	242	235	235	232	232	232	232	232
	b	1819	1818	1798	—	—	—	1813	1810	1815	237.6	3259563	5129	1.574	88.6	238	229	249	—	—	—	242	242	232	235	235	235	235	235
	c	1823	1818	1802	1807	1817	1810	1815	1812	1815						238	231	238	240	233	236	247	231	238	238	238	238	238	238
10層目	a	1580	1575	1575	1563	1569	1570	1566	1560	1570						236	244	223	242	248	253	244	247	245	245	245	245	245	245
	b	1578	1579	1572	—	—	—	1571	1565	1569	239.7	3287569	5129	1.560	83.8	241	239	226	—	—	—	242	245	246	246	246	246	246	246
	c	1580	1585	1565	1581	1579	1580	1576	1573	1569						243	233	237	226	238	230	239	239	246	246	246	246	246	246
11層目	a	1325	1325	1325	1329	1335	1335	1345	1344	1332						255	250	250	243	234	235	221	216	238	238	238	238	238	238
	b	1325	1325	1325	—	—	—	1343	1345	1339	239.2	3280711	5129	1.563	85.0	253	254	247	—	—	—	228	220	230	230	230	230	230	230
	c	1330	1320	1325	1332	1341	1330	1343	1341	1340						250	265	240	249	238	230	233	232	229	229	229	229	229	229
12層目	a	1090	1087	1065	1068	1103	1100	1090	1079	1085						235	238	250	222	232	235	255	265	247	247	247	247	247	247
	b	1092	1087	1090	—	—	—	1085	1081	1082	244.0	3346439	5129	1.533	73.9	233	238	235	—	—	—	238	264	257	257	257	257	257	257
	c	1090	1085	1085	1080	1100	1097	1090	1088	1096						240	235	240	232	241	233	233	253	241	241	241	241	241	241
13層目	a	857	844	857	855	858	850	843	840	841						233	243	238	243	245	250	247	239	241	241	241	241	241	241
	b	859	846	852	—	—	—	844	840	840	240.5	3269572	5129	1.554	81.8	233	241	238	—	—	—	241	241	242	242	242	242	242	242
	c	860	847	855	849	855	855	847	844	844						230	238	230	231	245	242	243	244	244	244	244	244	244	244
14層目	a	603	606	615	615	692	600	599	600	606						254	238	242	240	256	250	244	240	240	240	240	240	240	240
	b	601	603	614	—	—	—	596	602	602	243.7	3340010	5129	1.534	74.5	258	243	238	—	—	—	248	238	238	238	238	238	238	238
	c	606	607	617	611	612	605	604	605	602						254	240	238	238	243	250	243	239	242	242	242	242	242	242
15層目	a	357	372	379	375	395	355	357	359	364						246	234	236	240	237	245	242	241	242	241	242	241	242	241
	b	365	369	382	—	—	—	355	362	364	238.2	3267565	5129	1.570	87.2	236	234	232	—	—	—	241	240	238	238	238	238	238	238
	c	371	372	378	375	375	375	366	370	364	365					235	235	239	236	237	239	234	241	237	237	237	237	237	237
16層目	a	132	128	135	134	135	126	125	122	130						225	244	244	241	230	229	232	237	234	234	234	234	234	234
	b	134	128	127	—	—	—	126	122	126	239.3	3282425	5129	1.563	84.7	231	241	255	—	—	—	229	240	240	238	238	238	238	238
	c	134	128	121	125	129	130	125	122	129						237	241	257	250	246	236	245	242	242	242	242	242	242	242
17層目	a	117	119	130	134	130	118	125	117	133						117	119	130	134	130	118	125	117	133	133	133	133	133	133
	b	124	116	119	—	—	—	126	117	131	122.5	1680935	2660	1.582	91.7	124	116	119	—	—	—	128	117	131	131	131	131	131	131
	c	112	112	111	122	131	128	125	115	127						112	112	111	122	131	128	125	115	127	127	127	127	127	127
平均相対密度 D _{av}																79.7													
最大密度 ρ _{dmax} 1.697 g/cm ³																1.555 g/cm ³													
最小密度 ρ _{dmin} 1.355 g/cm ³																—													
※室内土質試験より算出																													

付表-4.2.18 密度管理記録表 (ケース3)

[illegible]



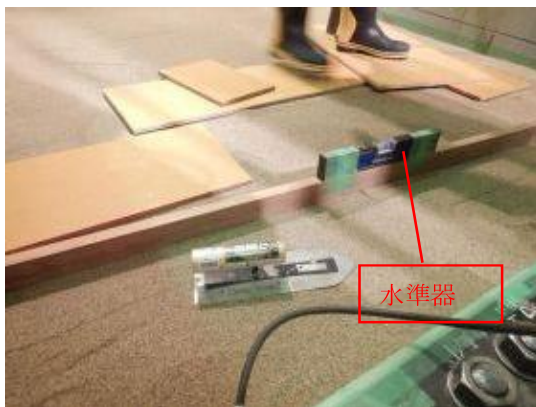
付写真-4. 2. 179 クレーンスケールにて計量



付写真-4. 2. 180 鹿島砂の投入



付写真-4. 2. 181 パネコートの作業足場板



付写真-4. 2. 182 平坦に敷均し



付写真-4. 2. 183 土層天端のすり切り整形



付写真-4. 2. 184 鹿島砂投入完了-01



付写真-4. 2. 185 鹿島砂投入完了-02



付写真-4. 2. 186 鹿島砂投入完了-03

実験土層天端まで地盤を製作後、載荷治具である浮上り防止装置を既設のアンカーボルトに設置し、H 形鋼及びパネコートを用いて上載荷重用の型枠を設置した。その後、上載荷重として 4,224kg の鹿島砂を投入した。付写真-4. 2. 187～付写真-4. 2. 192 に一連の作業状況を示す。



付写真-4. 2. 187 上載荷重の鹿島砂設置



付写真-4. 2. 188 上載荷重用の型枠



付写真-4. 2. 189 実験供試体東側法面



付写真-4. 2. 190 実験供試体西側法面



付写真-4. 2. 191 設置したマーカーピン



付写真-4. 2. 192 マーカーピンの設置状況

(2) セメント改良土の打設

改良地盤は、鹿島砂と普通ポルトランドセメント（製造元：太平洋セメント株式会社）および水を攪拌して作製したセメント改良土を用いた。配合条件は、事前に地盤物性値を確認した付表-4.2.19のとおりとした。地盤材料の攪拌には、コンクリートミキサー（混練容量：100L）を2台準備し、実験棟の天井クレーンにクレーンスケールを用い、鹿島砂を計量しながらフレコンバッグから直接投入し、予め計量しておいた規定量のセメントを投入し、30秒空練りをした後、水を投入し1分半（90秒）練り混ぜた。作製した地盤材料は、コンクリートミキサーの吐出し口にスロープを設置し土槽内へ直接投入するものとした。

改良地盤の打設方法は、付図-4.2.5に示すとおり作製する改良地盤を3分割し、付表-4.2.20に示す投入体積に対し、投入量を打設し締固めることにより改良土の密度管理を行った。付図-4.2.6中①のフーチング直下部位については、フーチング躯体に木製型枠を設置し、投入した改良土を木タコ、型枠バイブレーター等を用いて押し込むことで締固めるものとした。付図-4.2.5中③部位については、出来形高さ400mmを2層に分け作製し、プレートおよび木タコにて締固めを行った。

なお、各部位層間の境界をなくすため、各層の締固め後に層の表面を一旦ほぐしてから次の部位（層）を作製した。また、セメント改良土の載荷試験時における地盤物性値測定のため、地盤材料と同材料にて円柱管理供試体（φ50×100mm）を作製した。改良地盤完成後は、表面が乾燥しないように養生を行った。

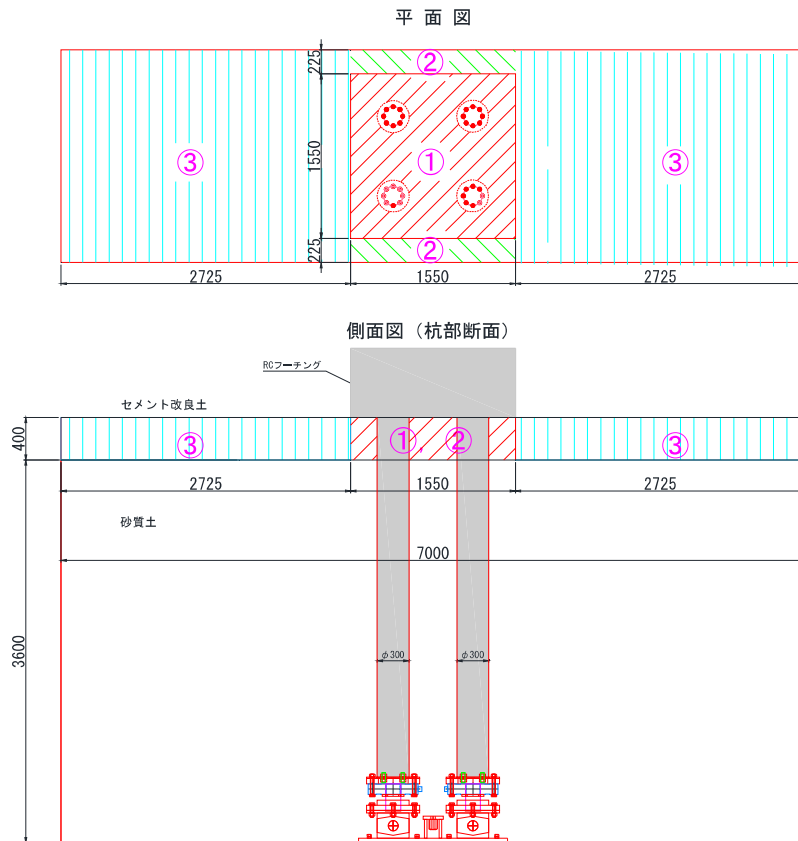
付表-4.2.19 セメント改良土の配合条件

砂 kg	セメント kg	水 kg	相対密度 %	乾燥密度 g/cm ³	水セメント比 %	含水比 %	セメント添加量 %
1000	55	105.5	60	1.496	191.81	10.0	5.5

付表-4.2.20 セメント改良土の投入量

投入部位	番号	投入容量 L	投入体積 m ³	鹿島砂 t	セメント t	水 t	投入量 t	密度 t/m ³
フーチング直下	①	848	0.848	1.27	0.07	0.13	1.47	1.736
フーチング側面	②	279	0.279	0.42	0.02	0.04	0.48	1.736
西面	③	2180	2.180	3.26	0.18	0.34	3.78	1.736
東面	③	2180	2.180	3.26	0.18	0.34	3.78	1.736
全体	-	5487	5.487	8.21	0.45	0.87	9.52	1.736

※フーチング直下①の投入体積は、杭の体積を差し引いたものである



付図-4. 2. 5 セメント改良土作製手順

(3) 上載土の設置

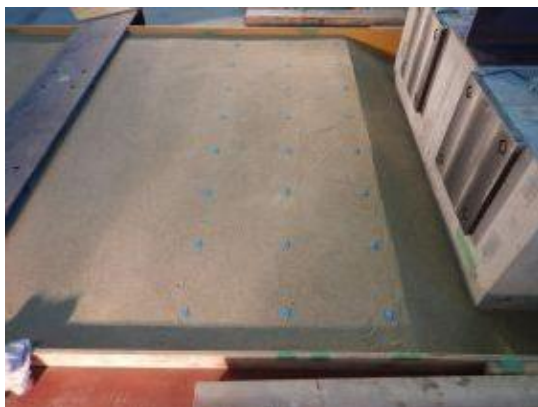
実験土槽天端まで地盤を製作後、載荷治具である浮上り防止装置を既設のアンカーボルトに設置し、H形鋼およびパネコートを用いて上載土設置用の型枠を設置し、鹿島砂を投入した。各 case に設置した上載土の総質量を付表-4. 2. 21 に、上載土の設置状況を付写真-4. 2. 193～付写真-4. 2. 195 に示す。上載土設置後、地盤の相対変位量測定のため付写真-4. 2. 191 に示すマーカープンを設置し、載荷試験前後での不動点となる基準線を設定し(付写真-4. 2. 196)、初期値の計測を行った(付写真-4. 2. 197)。

付表-4. 2. 21 セメント改良土の投入量

case	鹿島砂 kg
case 1	4281.7
case 2	4224.0
case 3	4281.7



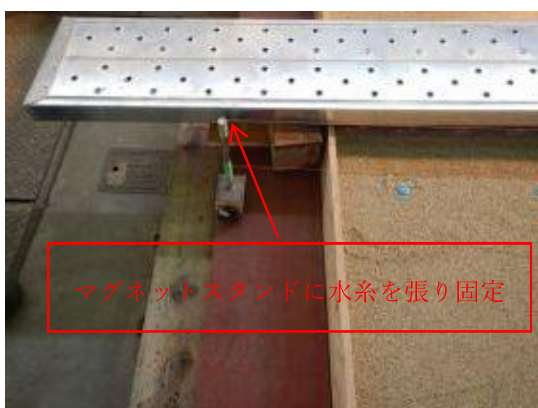
付写真-4. 2. 193 上載土の設置 (case2)



付写真-4. 2. 194 上載土の設置 (case3)



付写真-4. 2. 195 上載土の設置 (case1)



付写真-4. 2. 196 基準線の設置



付写真-4. 2. 197 初期値の計測

4.2.16 載荷治具、油圧ジャッキの設置

図-4.8.2.4～図-4.8.2.6に示すとおり、載荷治具及び油圧ジャッキ等を設置した。使用した載荷装置を付表-4.2.22及び付写真-4.2.198～付写真-4.2.205に示す。

付表-4.2.22 使用した載荷装置一覧

内容	型番	能力	ストローク	数量
		kN	mm	
複動型油圧ジャッキ	RM-10050	1000	500	4
複動型センターホールジャッキ	SLP-7020	700	200	1
手動ポンプ	HPW-5	—	—	4
一定荷重保持機能付電動油圧ポンプ	MS-0.75kW	—	—	1
圧力変換器	PG-700			4
φ6ジャッキホース	6・5m			8
φ6ジャッキホース	6・10m			2

※上記は全てオックスジャッキ株式会社製



付写真-4.2.198 RM-10050 4基



付写真-4.2.199 SLP-7020 1基



付写真-4. 2. 200 HPW-5 4 基



付写真-4. 2. 201 MS-0.75kW 1 基



付写真-4. 2. 202 荷点支圧板の設置



付写真-4. 2. 203 水平荷点ジャッキの設置



付写真-4. 2. 204 鉛直荷点ジャッキの設置



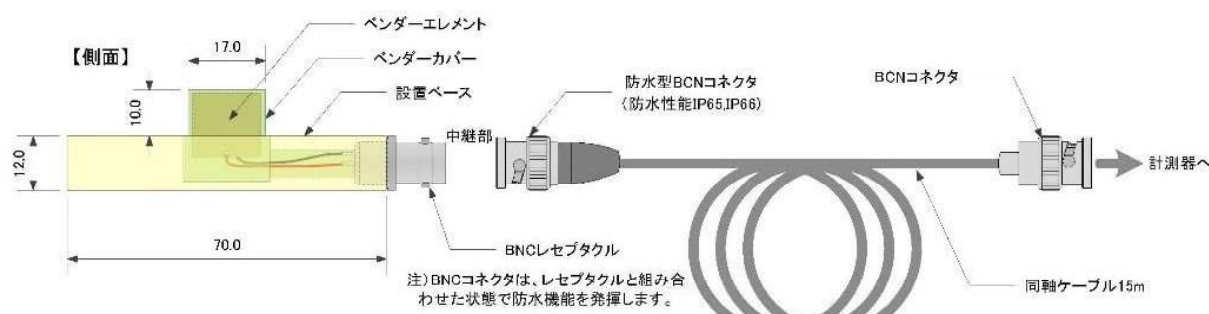
付写真-4. 2. 205 荷点治具の設置

4. 2. 17 ベンダーエレメント (BE) 及び加速度計 (Acc) の設置

模型地盤の剛性評価を目的に地盤の S 波速度を測定するため、ベンダーエレメントおよび加速度計を設置した。センサの概要を付図-4. 2. 6、付図-4. 2. 7 に示す。BE 及び Acc の設置状況及び計測状況を付写真-4. 2. 206～付写真-4. 2. 213 に示す。

<BE 計測の概要>

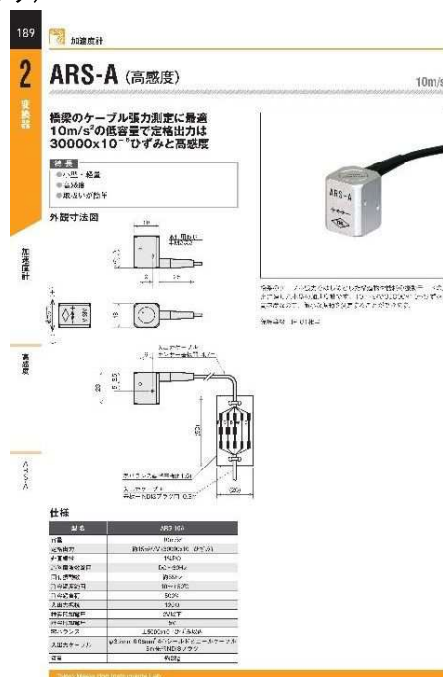
- ・数量：2 セット
- ・発信周波数：5kHz
- ・サンプリング：100000/sec
- ・BE 間距離：100mm
- ・計測時間読み取り位置：start to start
- ・形状（付図-4. 2. 7 のとおり）



付図-4. 2. 6 ベンダーエレメントの形状

<Acc 計測の概要>

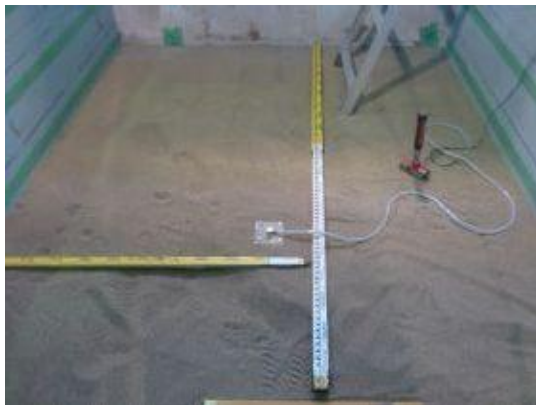
- ・東京測器研究所(株)製，10m/s²，高感度加速度を使用
- ・数量：4 ケ
- ・加速度計はアクリル板に固定し，アクリル板と地盤は 5 寸釘 4 本で固定
- ・形状（付図-4. 2. 8 のとおり）



付図-4. 2. 7 高感度加速度計の仕様



付写真-4. 2. 206 BE の設置 (case3)



付写真-4. 2. 207 加速度計の設置 (case3)



付写真-4. 2. 208 BE 計測状況 (case3)



付写真-4. 2. 209 加速度計の板叩き法による計測状況 (case3)



付写真-4. 2. 210 BE の設置 (case1)



付写真-4. 2. 211 加速度計の設置 (case1)



付写真-4. 2. 212 BE 計測状況 (case1)



付写真-4. 2. 213 加速度計の計測状況 (case1)

4.2.18 荷重計・変位計の設置

載荷試験による載荷荷重および供試体変位の測定のため、付図-4.2.8に示すとおり荷重計および変位計を設置した。なお、載荷点変位計測については、高感度変位計4点に加え、大変位時にも変位計の盛替えの必要のない巻込型変位計を設置し、予備計測をするものとした。設置した荷重・変位計測点数一覧を付表-4.2.23に、準備した荷重計、変位計一覧を付表-4.2.24に示す。鉛直載荷ジャッキへの荷重計の設置状況を付写真-4.2.214に、水平載荷ジャッキへの荷重計の設置状況を付写真-4.2.215に、変位計の設置状況を付写真-4.2.216に、載荷治具の設置状況を付写真-4.2.217～付写真-4.2.219に示す。

付表-4.2.23 荷重・変位計測点数一覧表

計測項目		数量(点)			備考
		case1	case2	case3	
載荷荷重	鉛直	1	1	1	鉛直載荷ジャッキ
	水平	4	4	4	水平載荷ジャッキ
	杭先端	4	4	4	杭先端
変位	鉛直	4	4	4	床版上面
	水平	4(4)	4(4)	4(4)	床版上面(載荷点変位)
	水平	8	8	8	床版側面

※載荷点変位の()内は、予備計測で設置した巻込み型変位計の数量を示す

付表-4.2.24 準備した荷重計・変位計

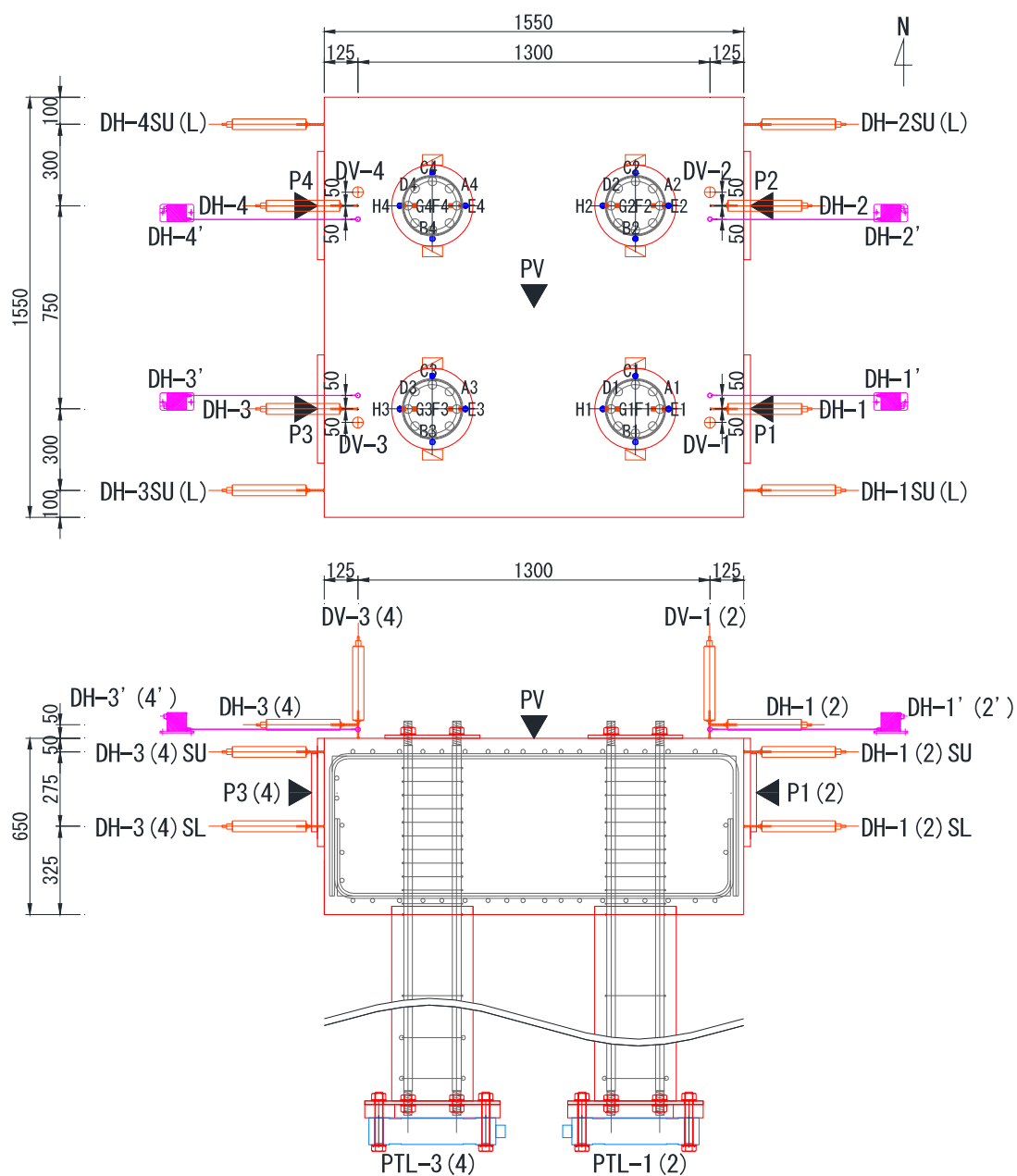
項目	型番	製作者	数量	備考
荷重計	KCM-1MNA	(株) 東京測器研究所	5 台	分解能: 1/3kN
荷重計	TCLY-1.5MNA	(株) 東京測器研究所	4 台	分解能: 3/8kN
高感度変位計	CDP-100	(株) 東京測器研究所	16 台	分解能: 1/100mm
巻込型変位計	DP-500F	(株) 東京測器研究所	4 台	分解能: 1/20mm



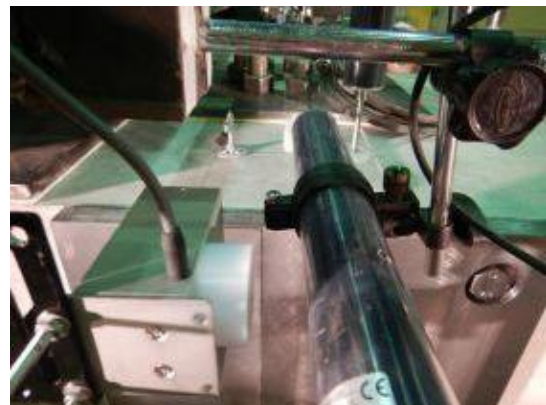
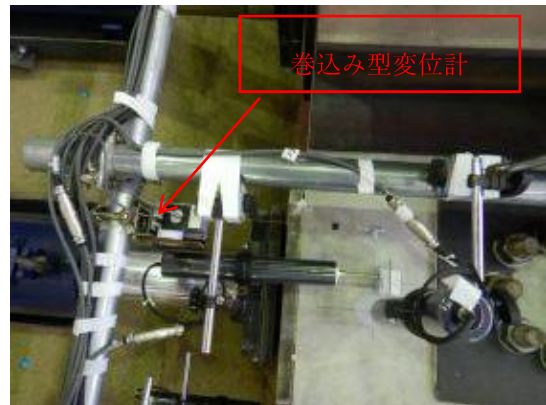
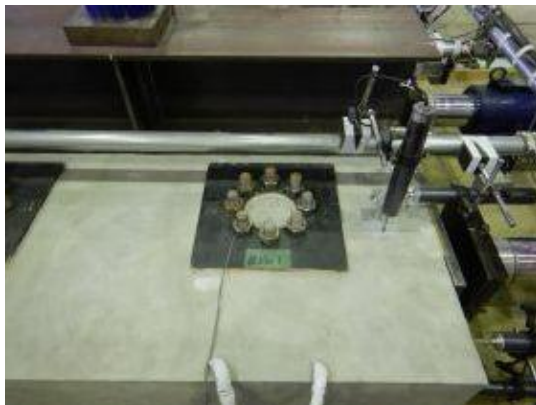
付写真-4.2.214 鉛直載荷ジャッキへの荷重計設置 (1基)



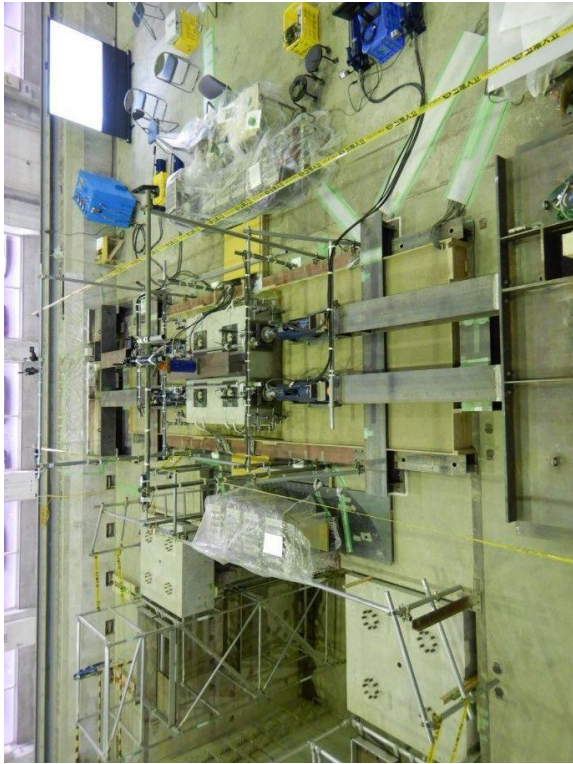
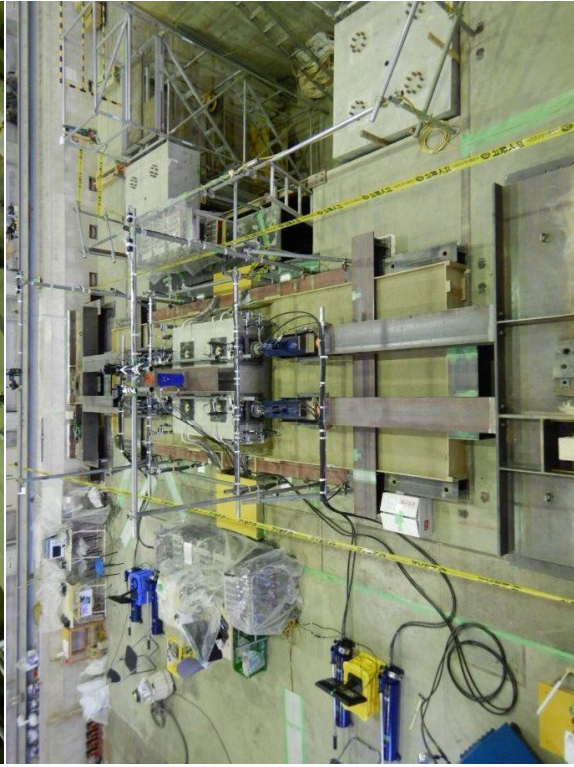
付写真-4.2.215 水平载荷ジャッキへの荷重計設置 (4基)



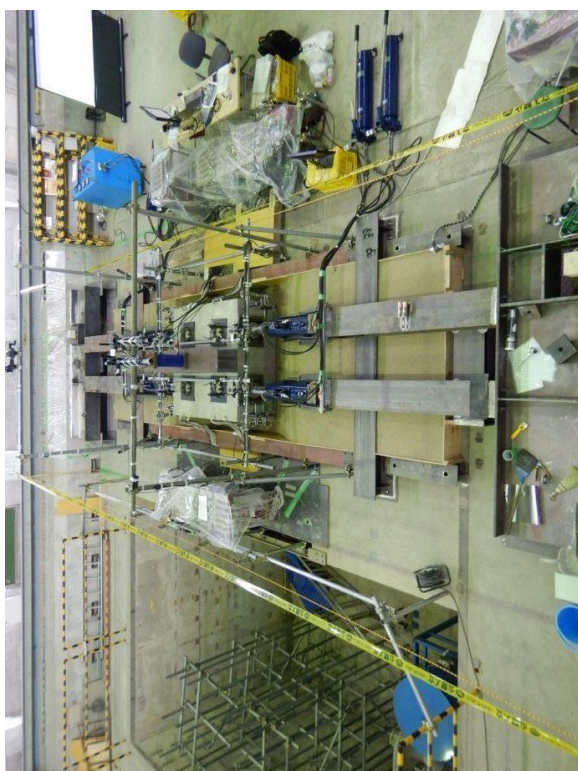
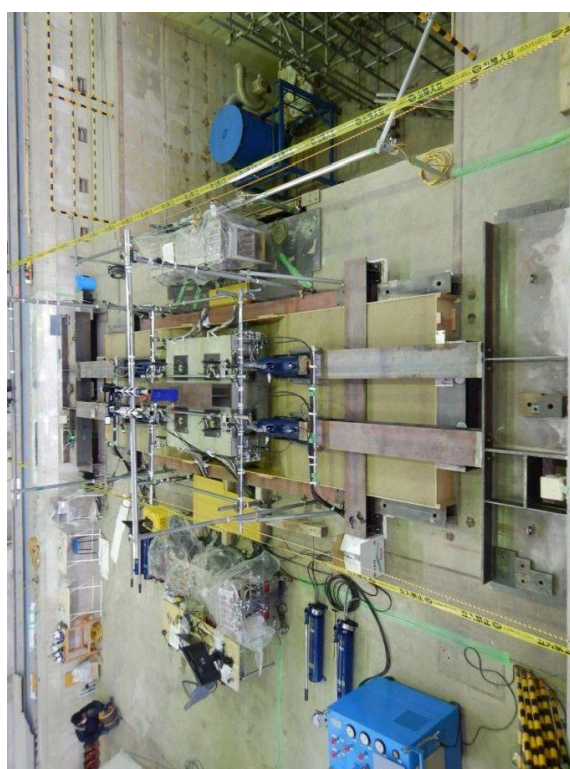
付図-4.2.8 荷重計・変位計の設置位置図



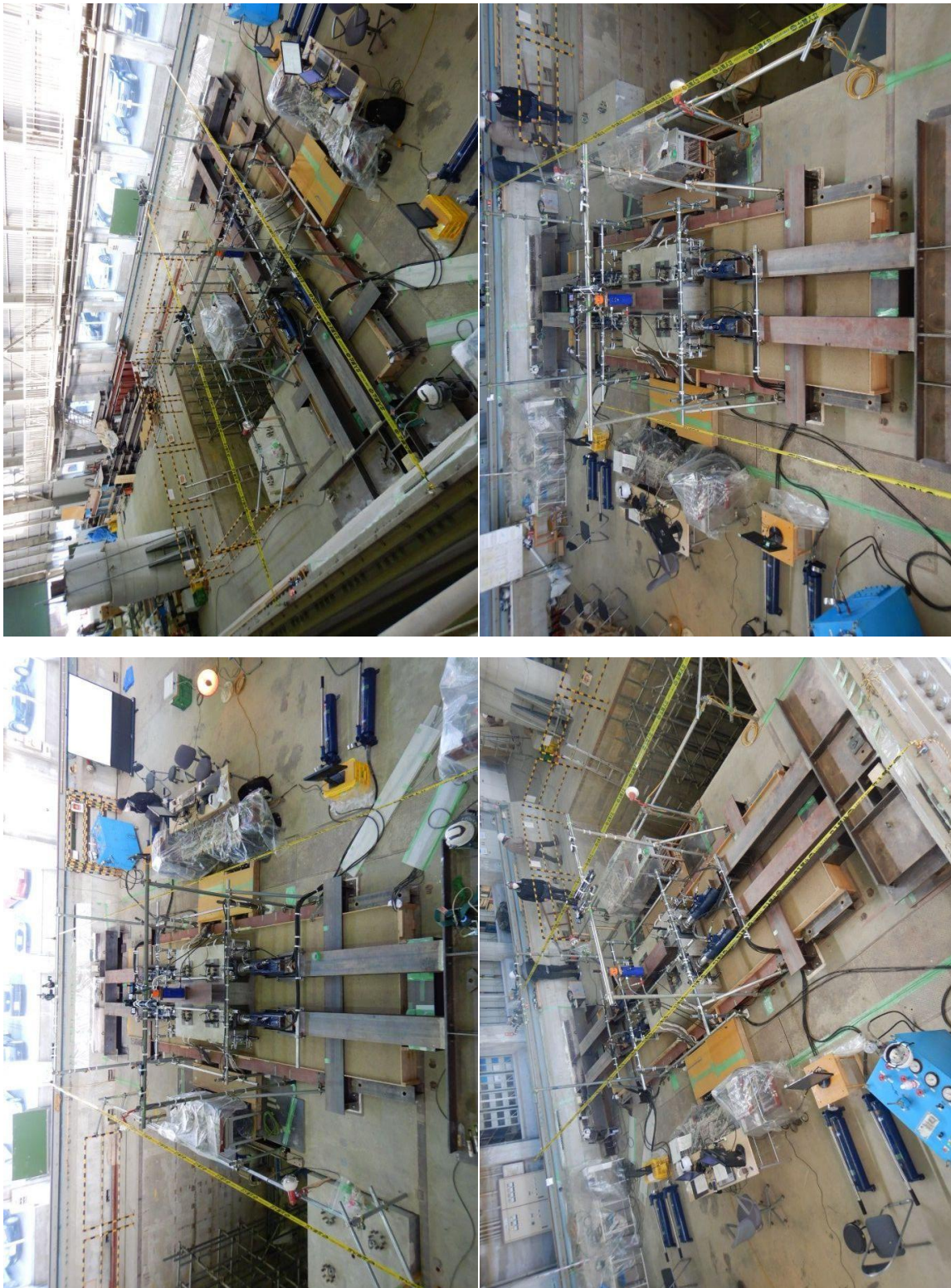
付写真-4.2.216 変位計の設置状況



写真真-4.2.217 ケース 1 載荷治具設置完了状況



付写真-4.2.218 ケース2 載荷治具設置完了状況



写真真-4.2.219 ケース 3 載荷治具設置完了状

付属資料 5. 動的解析を用いた基礎の耐震照査手法の評価

5.1 耐震照査手法の基本的な考え方

静的照査法により照査をした結果、基礎の応答塑性率が許容値を超過することがある。基礎は地中に埋設されており、地震時の地盤と基礎の動的相互作用（地震時の力のやりとり）は基礎の挙動に大きな影響を与えることから、地盤と基礎を一体としたモデルを用いることが考えられる。

前述のとおり地盤と基礎の動的相互作用が基礎の挙動に影響するため、時々刻々の状態を順番に計算していく動的解析の適用が必要と考えられる。ただし、挙動が単純であると予想される場合には静的解析（震度法やプッシュオーバー解析）の適用も考えられる。一方、降伏変位については動的解析で求めることが難しいため、荷重を単純にして静的解析で求めることで実施している。

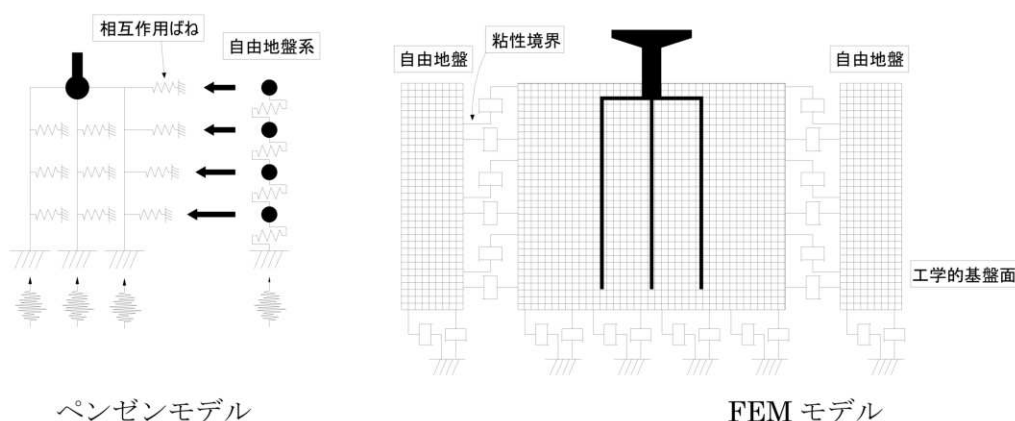
5.2 地盤と基礎のモデル化

基礎の応答塑性率の評価には、原則として地盤と基礎を一体としたモデルを用いる。このような一体モデルには付表-5.2.1 に示す方法がある。

その中より、今回は実用事例の多いペンゼンモデルと FEM モデルを抽出し、検証を行った。

付表-5.2.1 地盤と基礎のモデル化の方法と特徴

モデル	特 徴
ペンゼンモデル	地盤と基礎の動的相互作用を比較的単純なモデルで取り扱う方法である。の考え方やモデル化の範囲で多くのバリエーションがある。3次元解析にも適用可能である。地盤の挙動を考慮できる分だけ、一般に、集約モデルよりも FEM モデルとの整合性が高い。レベル2 地震動に対しては、相互作用に非線形を用いる場合もある。
FEM モデル	上記のモデルよりも一般に精緻なモデル化が可能であるが、解析の負荷が大きく、3次元非線形解析等は現時点でも非常に大きなコストを要する。現状では、橋梁全体系よりも基礎単独を対象とした解析に用いられることが多い。



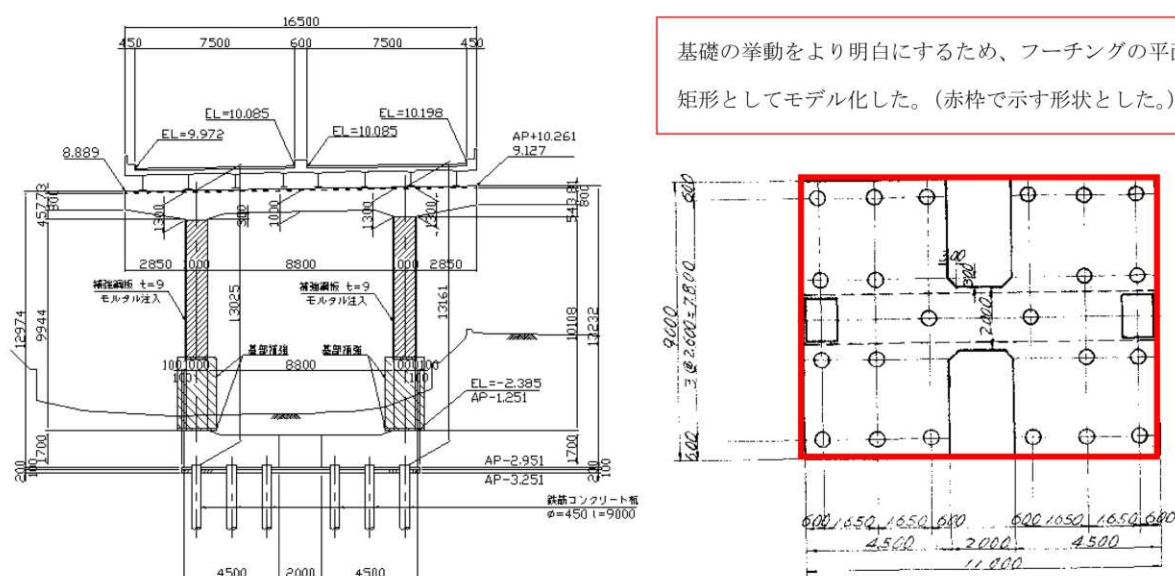
付図-5.2.1 地盤と基礎のモデル化例

5.3 解析条件及びモデル化方針

5.3.1 対象橋脚

本検証のモデル作成に使用した実橋脚の構造一般図を付図-5.3.1 に示す。

静的照査の結果、基礎の応答塑性率が許容塑性率を超えた実橋脚を抽出し、モデル化した。



付図-5.3.1 対象橋脚の構造概要図

5.3.2 下部構造のモデル化

下部構造のモデル化の考え方を以下に示す。

- ・ 橋脚は M-φ モデルとし、非線形の梁要素でモデル化する。
- ・ 配筋は図面を参考に設定し、段落しは定着長分を下げてもデル化する。
- ・ 切欠き部、ハンチ部は重量としてのみ考慮する。
- ・ RC 構造の非線形特性は、トリリニアの武田モデルでひび割れ－初降伏－終局の骨格とする。その際の除荷剛性のパラメータは 0.5 とする。
- ・ 既設橋脚の帯鉄筋・中間帯鉄筋が H29 道路橋示方書での構造細目を満足しない場合におけるコンクリートの応力－ひずみ関係は、①コンクリートの終局ひずみは最大圧縮応力度のひずみとする ($\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc}$)、② σ_{cc} および ϵ_{cc} 算定時の A_h (横拘束筋 1 本あたりの断面積) および d (横拘束筋の有効長) には、最外縁帯鉄筋のみの値を考慮する。
- ・ 柱のねじりは全断面有効剛性とする。
- ・ M-φ モデルにおける節点分割は柱下端、段落し位置、帯筋・せん断補強筋の変化位置で節点を設け、柱下端、段落し位置では 50cm 程度を目処に細かくし、その他の部材は極端に長くならないように分割する。
- ・ 上部構造は慣性力作用位置に集中質量として分担重量を付加することでその影響を考慮する。分担重量は地震時保有水平耐力法の設定値を用いる。

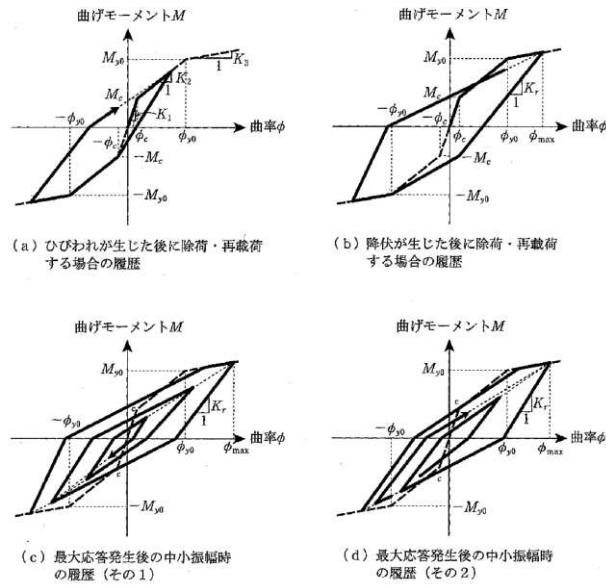
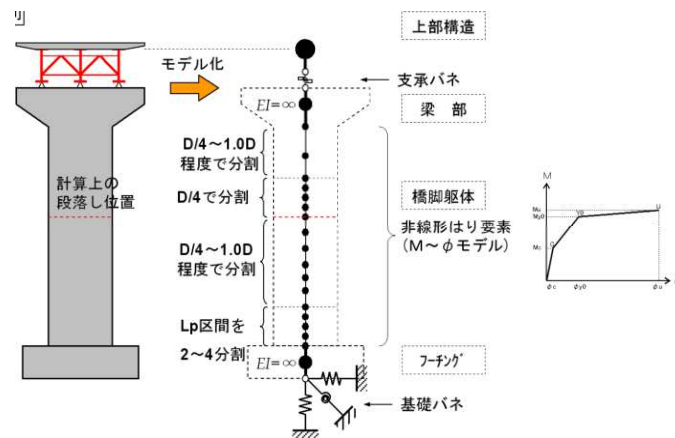


図-参 5.1 鉄筋コンクリート断面の復元力モデル (Takeda モデル) の概念図

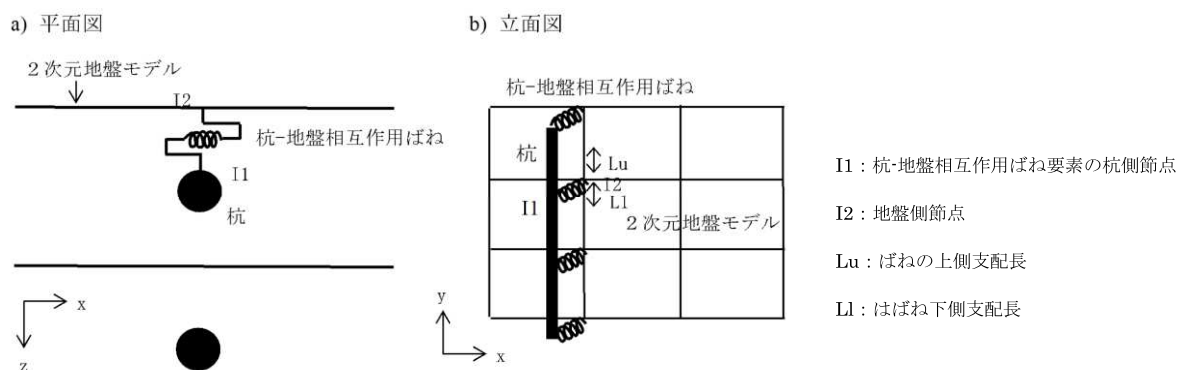
付図-5.3.2 鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性



付図-5.3.3 鉄筋コンクリート橋脚のモデル化 (模式図)

5.3.3 基礎構造のモデル化

杭基礎は、橋脚と同じく 2 次元梁要素として骨組みモデルを作成する。杭部材の非線形特性としては Takeda モデルを用いた。2 次元平面モデルで解析を実施するため、杭基礎は奥行方向の本数分の剛性をモデルに考慮した。杭-地盤相互作用における 3 次元効果を考慮するために、杭と地盤を切り離し、その間をばね要素で接続させる手法を用いた。



付図-5.3.4 基礎-地盤相互作用ばねによる2次元一体解析の杭～地盤モデルの連結方法（模式図）

5.3.4 地盤のモデル化

地盤は、ペンゼンモデルの場合は非線形ばね要素、FEMモデルの場合は平面ひずみ要素（奥行き幅=フーチング幅）でモデル化する。非線形特性は、ペンゼンモデルはR-Oモデル、FEMモデルはマルチスプリングモデル及び井合モデルにより表現する。

(1) ペンゼンモデルにおける非線形特性

R-Oモデルのパラメータは以下に示すひずみ依存曲線を参考に設定する。

土の動的物性は、一般的に土質試験結果を参考に地層毎に平均的な値を用いて設定するが、各層については試験結果が無かったため、建設省土木研究所資料（第1778号）の標準的な砂質土の $G \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$ 曲線を用いて算出した。

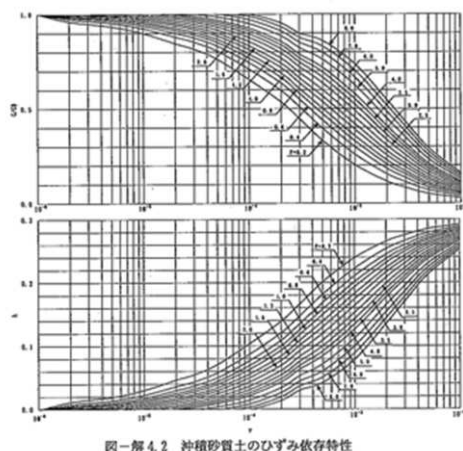


図-解4.2 沖積砂質土のひずみ依存特性

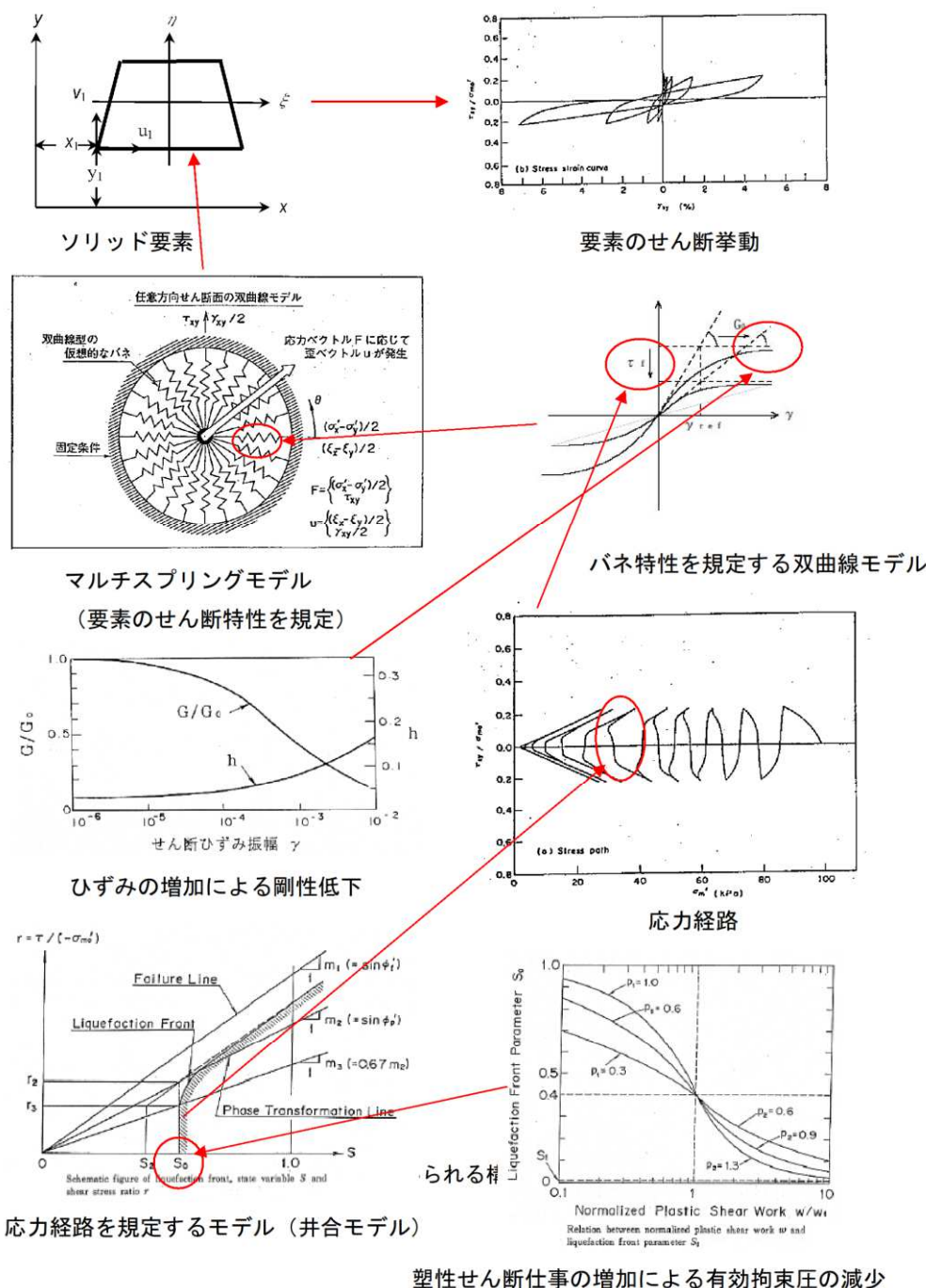
付図-5.3.5 地盤のひずみ依存特性（イメージ図）

地盤のせん断弾性係数は、せん断波速度（ V_s ）と土の単位体積重量から算出する。液状化を考慮する層は土質低減係数 DE で剛性低下を考慮する。土質低減係数 DE が 0.00 の層については数値解析上剛性が 0 であると計算上不安定になることが考えられるため土質低減係数は 1/100 とする。

(2) FEMモデルにおける非線形特性（解析プログラム:FLIP）

FLIP は、有効応力に基づく動的有限要素法解析プログラムである。任意方向の単純せん断を仮想する、せん断応力とせん断ひずみ関係のモデル（マルチスプリングモデル）に、過剰間隙水圧

の発生モデル（井合モデル）を組み合わせた解析方法により、地震時の過剰間隙水圧の発生、剛性の低下を考慮し、地盤の変形を時刻歴で計算することが可能である。



付図-5.3.6 FLIP による解析概要

FLIP で用いる有効応力解析モデルのパラメータは、動的変形特性を規定するものと液状化特性を規定するものから構成されている。動的変形特性は主に土の剛性・変形特性に関するものであり、液状化特性は砂のダイレタンシーによる過剰間隙水圧の発生を表現するものである。

解析パラメータの設定方法を付表-5.3.1 に示す。基本方針として、解析パラメータは既存資料に基づいて設定するものとし、土質調査結果のない解析パラメータについては、「液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法（1977.7、港湾技術研

究所資料 No.869)」(以下、「港研資料 No.869」という)に基づき設定する。

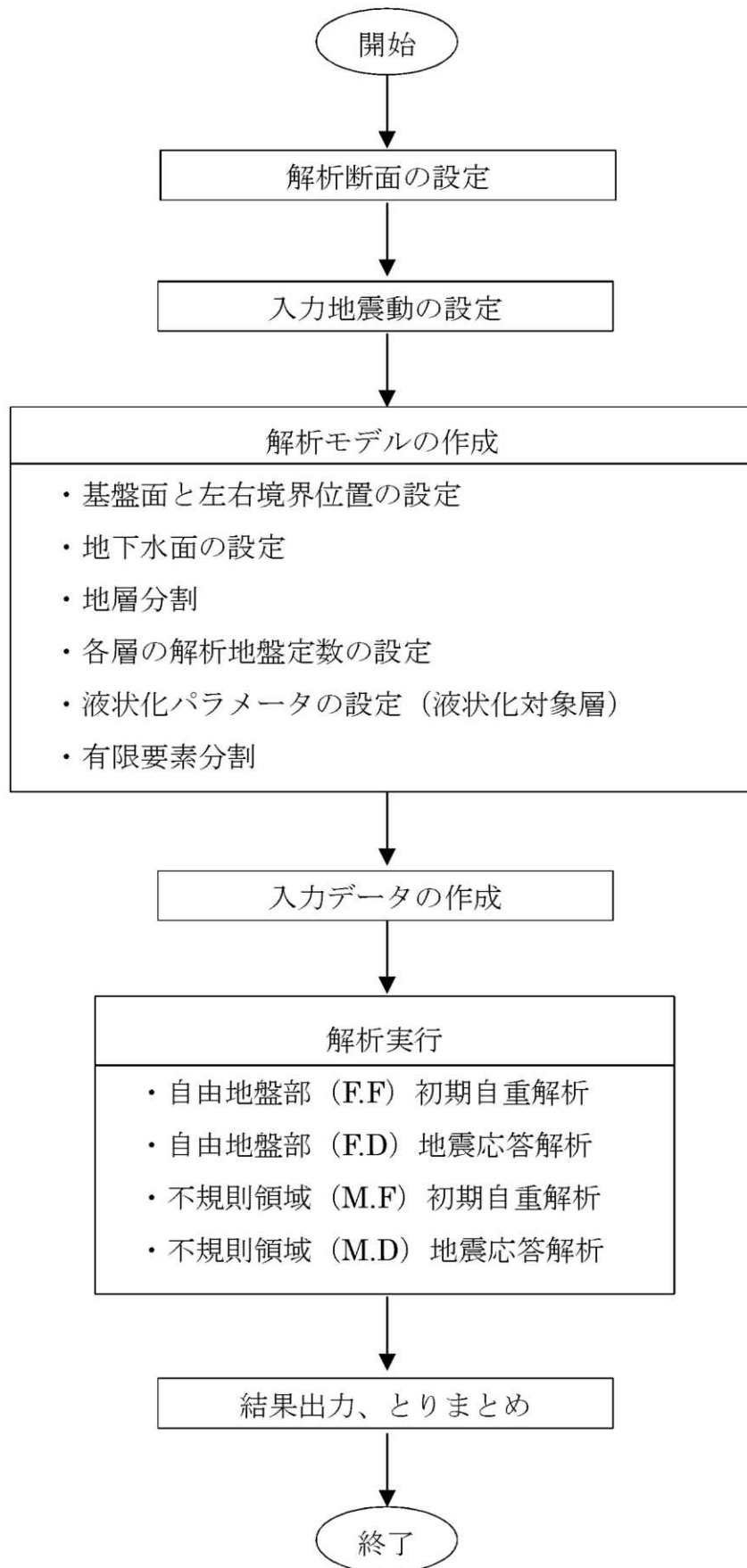
付表-5.3.1 FLIP 解析パラメータ設定方法

分類	パラメータ		設定方法
動的変形特性	湿潤単位体積重量	γ	H14 道路橋示方書第V編 P357 により設定する。
	せん断弾性係数	G_{ma}	せん断剛性：砂質土は簡易設定法（改訂版）より設定する。 粘性土は $G=340 \cdot C$ （ C ：粘着力（ kN/m^2 ））より設定する。
	体積弾性係数	K_{ma}	$K_{ma} = (2/3) \times ((1+\nu) / (1-2\nu)) \times G_{ma}$
	内部摩擦角	ϕ_r	砂質土の内部摩擦角は「港研資料 No.869」P14 に示される試験結果例に準拠して設定する。粘性土の内部摩擦角は $\phi=0^\circ$ とする。
	粘着力	C	粘性土の粘着力は試験結果を用いて圧密判定を行い、設定する。 （試験値が無い土層は、 N 値から推定する粘着力を元に圧密判定） 正規圧密状態の粘着力は、 $C_0 = \sigma_{ma}' \times \sin \phi_r$ より、 $C_0 = 3/8 \sigma_v'$ ・試験結果の粘着力 $c < C_0$ のとき、正規圧密状態で $C = C_0$ とする ・試験結果の粘着力 $c \geq C_0$ のとき、過圧密状態で $C = c$ とする 砂質土の粘着力は $c = 0 \text{ kN/m}^2$ とする。
	履歴減衰の上限値	h_{max}	試験値がない土層は以下の一般値を用いる。 砂質土： $h_{max} = 0.24$ 、粘性土： $h_{max} = 0.20$
	ポアソン比	ν	試験値がない土層は以下の一般値を用いる。 $\nu = 0.33$ （港研資料 No.869、P11）
	間隙率	n	試験値がない土層は以下の一般値を用いる。 砂質土： $n = 0.45$ 、粘性土： $n = 0.55$
液状化特性	変相角	ϕ_p	変相角は一般的に砂の密度に関わらず概ね一定値をとるとされていることから、以下の一般値を用いる。 $\phi_p = 28^\circ$ （港研資料 No.869、P14）
	液状化パラメータ	W_1	液状化層に対して要素シミュレーションを実施し、液状化試験結果とフィッティングするように試行錯誤的に決定していく。 液状化試験結果がない場合は、FLIP における簡易設定法（ N 値、有効拘束圧 σ_v' 、細粒分含有率 F_c から簡易的にパラメータを求める手法）により決定する。（港研資料 No.869、P13～P21） F_c は H14 道路橋示方書第V編 P357 を参考で設定する。
		P_1	
		P_2	
		C_1	
		S_1	

FLIP を用いた検討の解析条件一覧を付表-5.3.2、手順を付図-5.3.7 に示す。

付表-5.3.2 FLIP 解析条件一覧表

項 目	適用した条件
プログラムバージョン	Ver.7.4.3_3
構成則	tmp7 法
非線形反復計算法	改良型
要素積分法	SRI 法（Selective Reduced Integration Method） （偏差成分 2 次、平均成分 1 次）
初期応力状態の評価法	初期自重解析 2 段階
時間積分法	Wilson θ 法（ $\theta=1.4$ ）
時間ステップ間隔	0.01 秒
レーレー減衰行列	質量行列比例係数 $\alpha=0.0$ 剛性行列比例係数 $\beta=0.001$
側方境界	粘性境界（地震応答解析時）、 V_p に乗じる係数 1000 倍
底面境界	粘性境界（地震応答解析時）

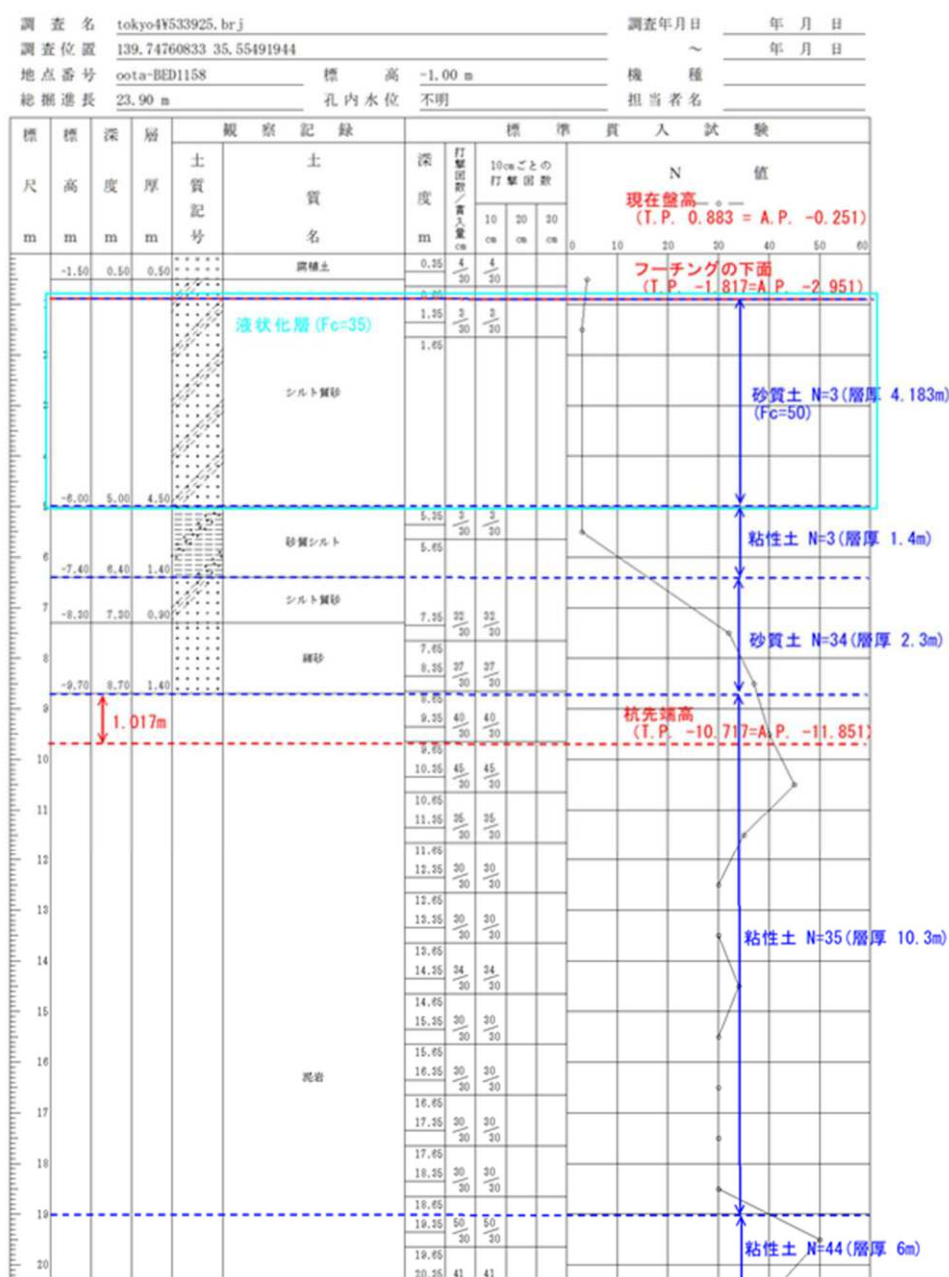


付図-5.3.7 FLIP 検討フロー

土層構成は、検討対象構造物近傍の地盤調査結果に基づき設定する。構造物付近の土質柱状図を以下に示す。解析では、以下の方針で地盤モデルを作成する。

- ・ 地盤モデルは、構造物毎に近傍の土質柱状図に基づいて水平成層構造で作成する。
- ・ 地表面標高は、フーチング下面の標高とする。
- ・ 地下水位は地表面（フーチング下面）に設定する。
- ・ 工学的基盤面は次のいずれかの条件を満足する土層の上面に設定する。
 - ①岩盤もしくはその土層以深が N 値 50 以上の砂質土層であること、または一軸圧縮強さ（ q_u 値）が 650kN/m^2 以上の粘土層であること。
 - ②せん断波速度（Vs）が 300m/s 以上の土層であること（ただし、その地層以深でせん断波速度が 300m/s 未満の地層がないこと）。

首都高速道路 データベースより（羽-1933付近柱状図）



付図-5.3.8 使用ボーリング柱状図

付表-5.3.3 地盤物性値（羽-1933 橋脚）

■表層地盤

土層名	解析上の土質分類	層厚	平均N値	質量密度	有効基準拘束圧	せん断剛性	体積弾性係数
		(m)		ρ (t/m ³)	σ_{ma}' (KN/m ²)	G_{ma} (KN/m ²)	K_{ma} (KN/m ²)
砂質土1	砂質土	4.18	3	1.83	98.0	54918	143218
粘性土1	粘性土	1.40	3	1.83	29.3	48596	126731
砂質土2	砂質土	2.30	34	1.99	98.0	191471	499326
粘性土2	粘性土	10.30	35	1.78	78.9	169124	441049
粘性土3	粘性土	6.00	44	1.78	124.7	170577	444838

土層名	解析上の土質分類	ポアソン比	間隙率	粘着力	内部摩擦角	拘束圧依存性	履歴減衰の上限値
		ν	n	C (KN/m ²)	ϕ_f (度)	mG, mK	hmax
砂質土1	砂質土	0.33	0.45	0.0	38.45	0.5	0.24
粘性土1	粘性土	0.33	0.55	18.8	0.00	0.5	0.20
砂質土2	砂質土	0.33	0.45	0.0	43.36	0.5	0.24
粘性土2	粘性土	0.33	0.55	218.8	0.00	0.5	0.20
粘性土3	粘性土	0.33	0.55	275.0	0.00	0.5	0.20

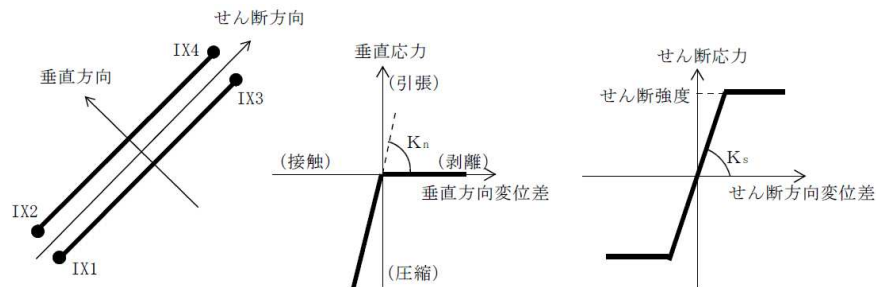
土層名	液状化パラメータ					
	ϕ_p	s1	w1	p1	p2	c1
砂質土1	28.0	0.005	6.214	0.500	0.958	2.470

■工学的基盤

Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρ (t/m ³)
1600	300	1.78

5.3.5 構造物と地盤境界部のモデル化

FEM モデル（FLIP）について構造物-地盤間の剥離・滑動を考慮するため、フーチング底面にはジョイント要素を設定する。ジョイント要素の概念を付図-5.3.9 に示す。



付図-5.3.9 ジョイント要素（概念図）

ジョイント要素の設定値を付表-5.3.4 に示す。

付表-5.3.4 ジョイント要素の設定値

ジョイント要素 設定位置	設定項目	初期自重解析	地震応答解析
フーチング底面	垂直方向初期剛性 K_n (kN/m ²)	1.0E+06	1.0E+06
	接線方向初期剛性 K_s (kN/m ²)	1.0E+06	1.0E+06
	摩擦角 ϕ_j (度)	31	31
	粘着力 C (kN/m ²)	0	0

5.3.6 履歴特性

上部構造の減衰特性は、道示橋示方書第V編を参照に設定する。

地盤については、ペンゼンモデルの場合は、減衰定数は1%、地盤の1次固有周期は層厚とせん断波速度から算出する要素別剛性比例減衰を用いた。FEMモデルの場合は、FLIP（マルチスプリング要素）で考慮する減衰は、要素の履歴によって生じる履歴減衰である。本来であれば、この履歴減衰の考慮により、減衰は十分に考慮できているはずである。しかし、実際上は、数値解析の安定性の確保を目的として、微小な Rayleigh 減衰が導入される。この微小な Rayleigh 減衰は、a.数値計算の安定化（特に、液状化解析時）、b.マルチスプリング要素（特に、液状化考慮時）の粘性減衰の代用、c.線形要素の減衰の代用、として導入されるものである。

本業務は全体 Rayleigh 減衰の $\alpha M + \beta K$ を使用する。中に固定値 $\alpha (=0)$ 以外、 β について「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ」に下記 3 つの計算方が提示している、今回は方法①を用いて試算するが、収束性が悪いため、一般値である $\alpha=0$ 、 $\beta=0.001$ を採用する。

(1) 地盤応答に影響を与えなくなる臨界点に基づく方法

FLIP により自由地盤部の地震応答解析を行う。この際、 β の値を徐々に小さくしていった、それ以上 β を小さくしても最大地震応答の地中分布が変わらなくなる β の臨界点を求め、その β 値を採用する。

(2) 自由地盤部の固有周期と減衰定数に基づく方法

自由地盤部の土層構造を用いて、その 1 次固有周期 TG を求め、それと小さな減衰定数 h から、 $\beta=hTG/\pi$ により算定する。

(3) 等価線形解析結果との比較による方法

SHAKE により自由地盤部の地震応答解析を行う。使用する $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線は、FLIP の構成則と整合するように、双曲線モデルに基づく曲線を使用する。また、FLIP でも、SHAKE の条件と合わせるために、過剰間隙水圧の発生を考慮しない設定にして自由地盤部の地震応答解析を実施する。

5.3.7 入力地震動

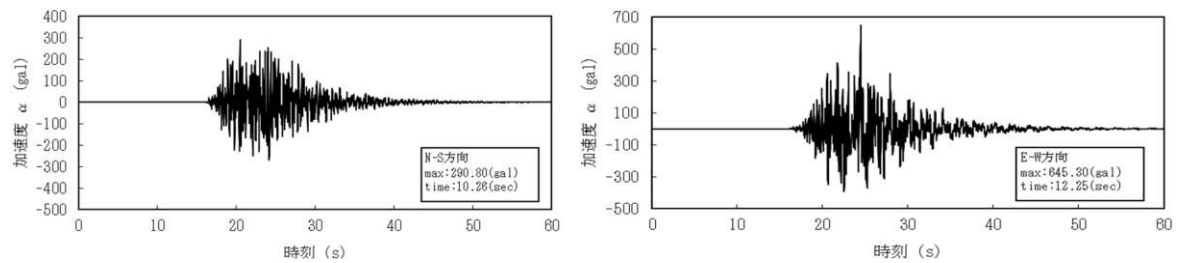
入力地震動（3 ケース）について、選定する橋脚の振動特性を考慮し、道路橋示方書V耐震設計編（平成 29 年 11 月）に示されるI種地盤レベル2 地震動のタイプI及びタイプII地震動を其々1 波選定し、それから「内閣府 首都直下地震モデル検討会」を公表する都心南部直下地震 1 波を加えて、計 3 波を入力地震動とする。

(1) 都心南部直下地震波の設定

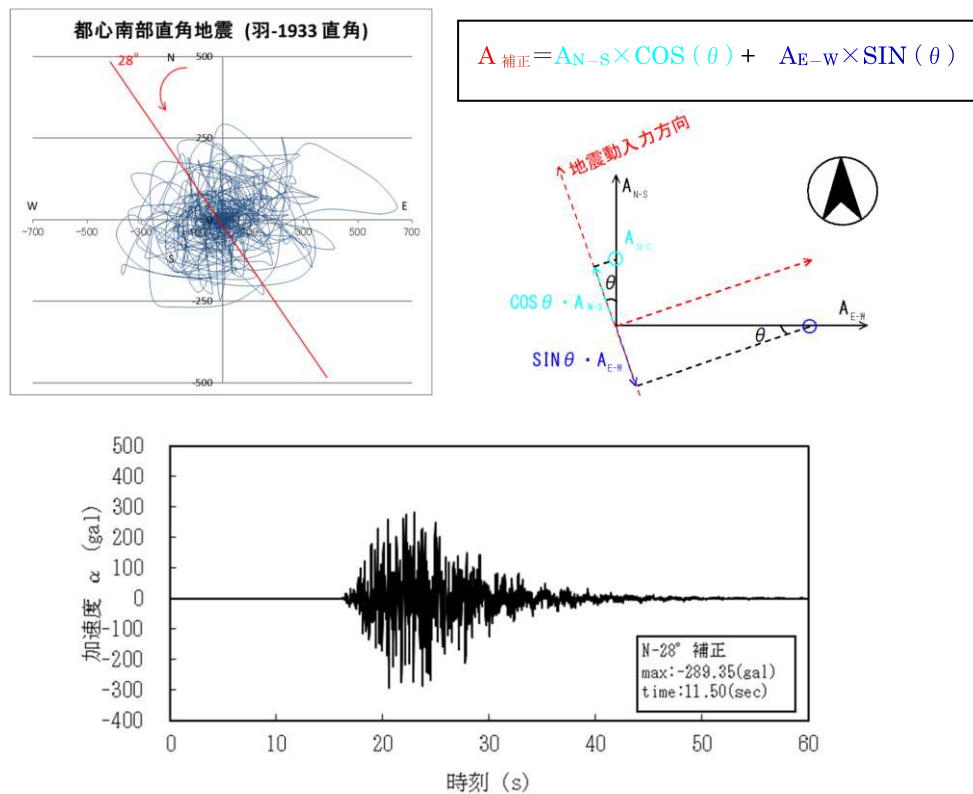
地震図に示すように、検討対象は地域メッシュ 53392569 に位置し、橋軸直角方向は北方向と 28° の角度を形成している。よって、羽-1933 橋脚に使用する都心南部直下地震は地域メッシュコード 53392569 のものを用いる、また、地震動を橋脚直角方向に作用させるため、地震波形の NS 成分と EW 成分を用いて角度補正（ 28° ）を行った。



付図-5. 3. 10 検討対象羽-1933 の位置図（出典：地理院地図）



付図-5. 3. 11 都心南部直下地震（メッシュコード 53392569）

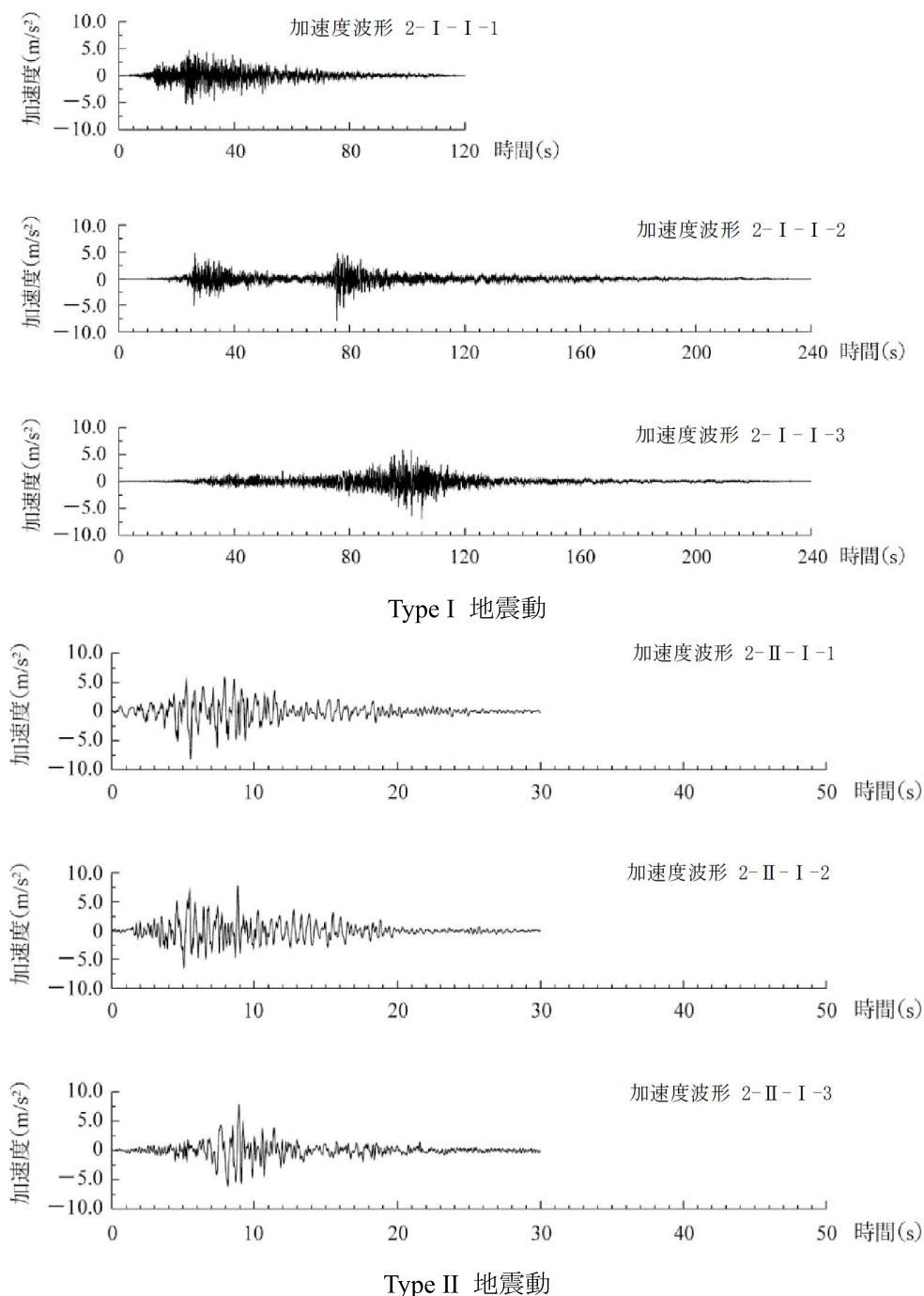


付図-5. 3. 12 都心南部直下地震（角度補正済み）

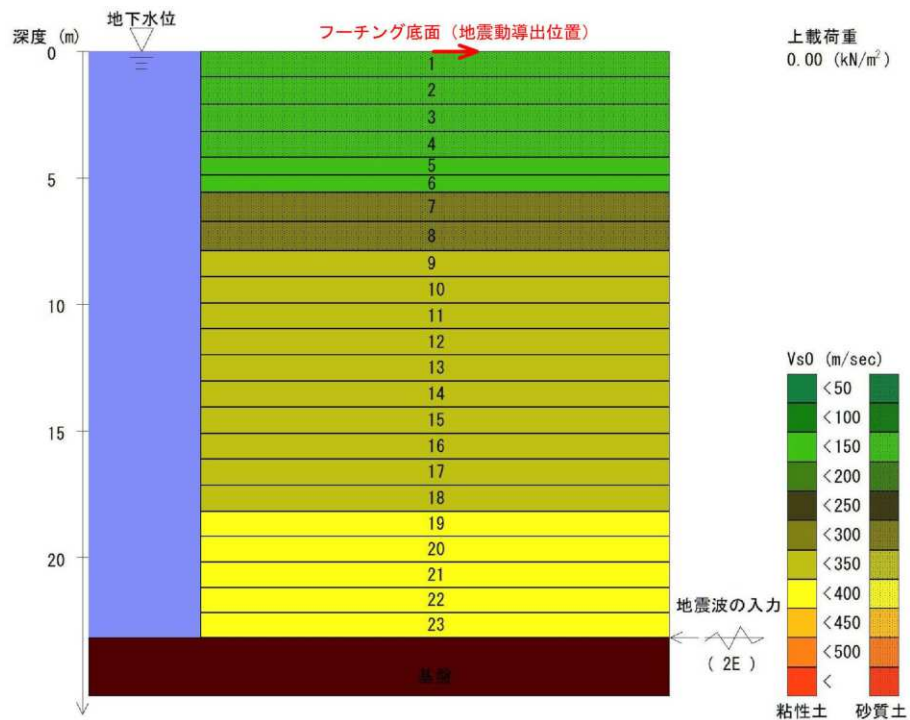
(2) H29 年道路橋示方書提示波の設定

道路橋示方書地震動（以下、道示波と呼ぶ）は、検討対象の地盤条件及び構造物振動特性を考慮して選定を行った。まず、対象橋脚の地盤条件が地震動に与える影響を考慮するために、I種地盤での道示波を基盤波と想定し、その基盤波を一次元解析ソフト **SHAKE** を用いてフーチング底面まで引き上げて地表面波を作成した。その後、その地表面波から地震動の加速度応答スペクトルを計算し、検討橋脚の固有周期帯で加速度が最大となる地震波を確認した。

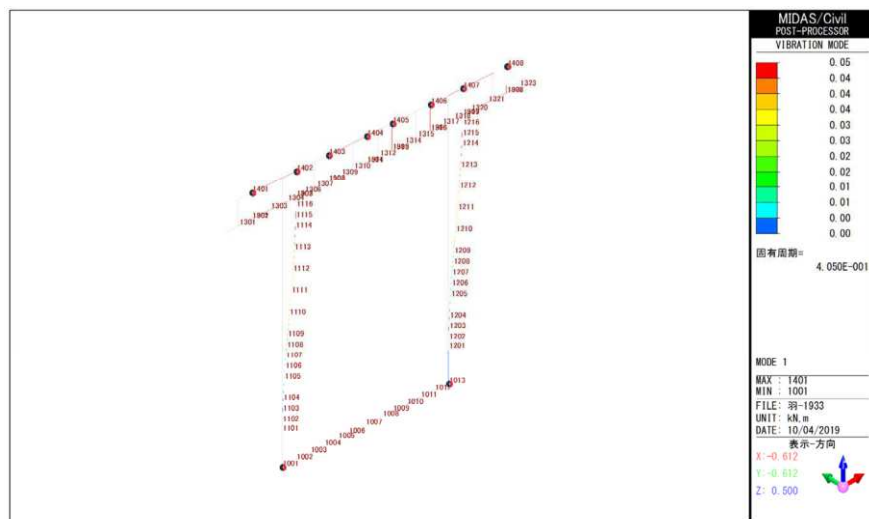
確認の結果、地震動I-I-2 及びII-I-1 を検討対象の入力地震動とした。



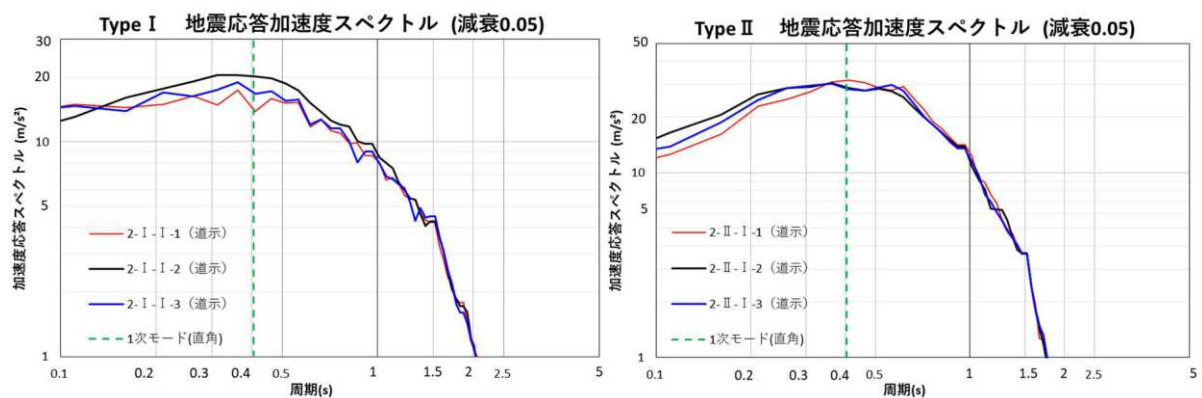
付図-5.3.13 道路橋示方書の標準地震動（I種地盤_H29）



付図-5.3.14 SHAKE 用解析モデル



付図-5.3.15 検討対象橋脚の橋軸直角方向固有周期 (T=0.405 秒)



付図-5.3.16 フーチング底面導出地震動の加速度応答スペクトル (h=0.05)

5.3.8 FEM 解析のモデル化方針

FEM モデルでの各部位のモデル化の概要を以下に示す。

(1) フーチング

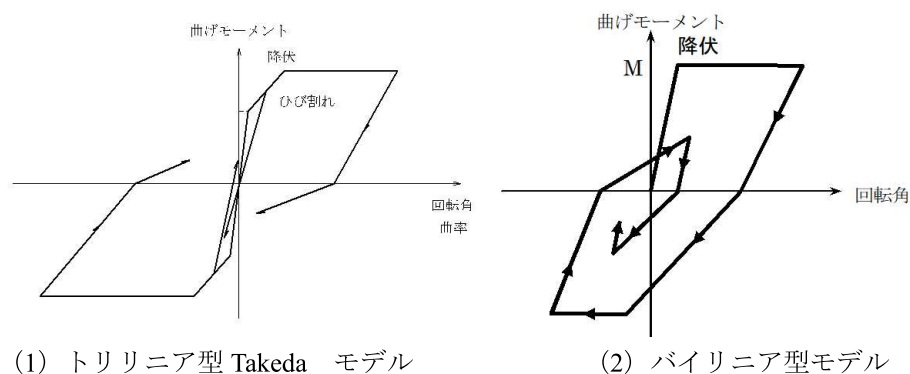
線形はり要素でモデル化する。

(2) 地盤

平面ひずみ要素（非線形）でモデル化し、奥行き方向は基礎の奥行き幅と等しくする。地盤のモデル範囲は、表層地盤厚 h に対して側方に構造物から $3h$ 程度ずつ確保するモデルを目安とする。また、地盤構造は、橋脚位置の地盤構成を基に基本的に水平成層構造でモデル化し、側方の境界条件は鉛直：固定、水平：粘性境界（水平ダンパー）、底面の境界条件は鉛直：固定、水平：粘性境界（水平ダンパー）としてよい。地盤の非線形特性には、マルチスプリングモデルを適用する。本検討では、水平方向の解析領域として、照査対象とする構造物の天端から左右にそれぞれ 100m 以上の範囲をモデル化する。また、深さ方向の解析領域は基盤層を含む範囲までモデル化する。

(3) 杭

非線形の梁要素でモデル化し、奥行き方向の杭本数分の剛性を考慮するモデルとする。また、杭頭と構造物基礎（フーチング）の結合については、フーチング底面部に剛梁を設置することにより表現することとする。杭の非線形特性は、コンクリート杭であれば Takeda モデルやバイリニアモデル、鋼管杭であればバイリニアモデル等の曲げ非線形特性を考慮できるモデルを適用する。



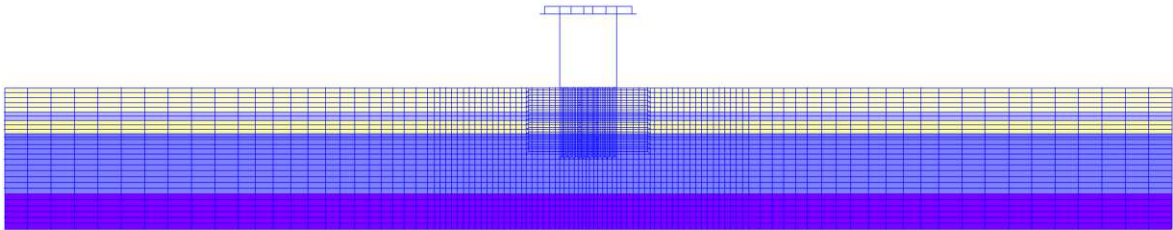
付図-5.3.17 コンクリート杭の非線形特性のモデルの例

5.4 解析結果

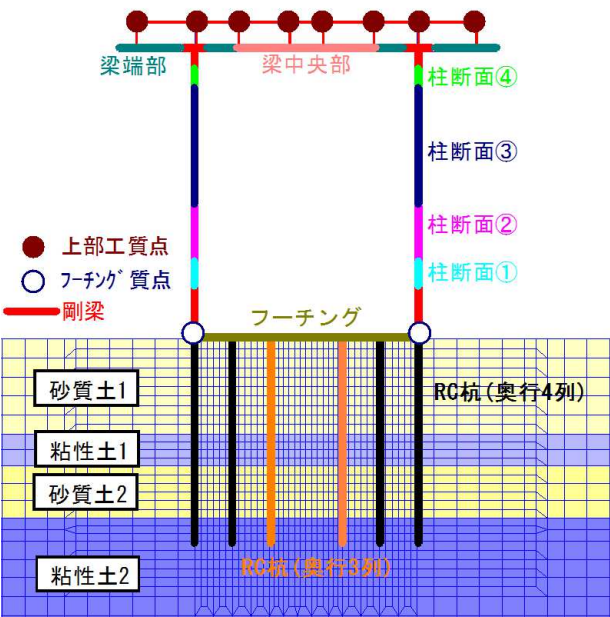
5.4.1 FEM モデルによる解析結果

(1) 解析モデルの概要

P26 橋脚（羽-1933）の解析メッシュ図を付図-5.4.1 に、解析パラメータを付表-5.4.1 に示す。



(a) モデル全体図



(b) 構造物周辺拡大図

付図-5.4.1 FEM 解析モデル概要図（羽-1933 橋脚）

付表-5.4.1 構造物の解析パラメータ（P26 橋脚：羽-1933）

部材	部材厚		弾性係数	ポアソン比	せん断弾性係数	密度	断面積	非線形特性													
	断面方向 (mm)	奥行方向 (mm)						Mc+	My+	Mu+	φ c+	φ y+	φ u+	Mc-	My-	Mu-	φ c-	φ y-	φ u-		
			E (kN/m ²)	ν	G (kN/m ²)	ρ (t/m ³)	A (m ²)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(1/m)	(1/m)	(1/m)	(1/m)	(kN・m)	(kN・m)	(kN・m)	(1/m)	(1/m)	(1/m)	
梁（中央部）	1000	1400	2.50E+07	0.167	1.071E+07	2.50	1.611	583.0	3392.3	3743.6	0.0001558	0.0023633	0.0139680	-563.4	-2485.4	-2699.6	-0.0001505	-0.0021752	-0.0144670		
梁（端部）	1000	-	2.50E+07	0.167	1.071E+07	2.50	1.635	569.5	2534.1	2842.1	0.0001494	0.0021829	0.0204400	-598.7	-3854.2	-4266.1	-0.0001570	-0.0024678	-0.0170230		
柱断面①	1000	1400	2.50E+07	0.167	1.071E+07	2.50	2.332	1217.6	5166.8	6565.7	0.0002594	0.0028262	0.0204160	-1217.6	-5166.8	-6565.7	-0.0002594	-0.0028262	-0.0204160		
柱断面②	1000	1400	2.50E+07	0.167	1.071E+07	2.50	2.332	1555.4	7615.9	10527.8	0.0002383	0.0019930	0.0179040	-1555.4	-7615.9	-10527.8	-0.0002383	-0.0019930	-0.0179040		
柱断面③	1000	1400	2.50E+07	0.167	1.071E+07	2.50	2.162	1492.9	6646.1	8724.0	0.0002404	0.0019312	0.0228520	-1515.3	-6977.1	-9195.0	-0.0002440	-0.0019839	-0.0199780		
柱断面④	1000	1400	2.50E+07	0.167	1.071E+07	2.50	2.162	1136.0	3620.4	4423.8	0.0002596	0.0026064	0.0285330	-1156.5	-4133.9	-5029.0	-0.0002643	-0.0027411	-0.0248150		
フーチング	1700	9000	2.50E+07	0.167	1.071E+07	2.50	14.190	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
RC杭	450	450	3.50E+07	0.167	1.500E+07	1.41	0.159	58.4	95.2	116.2	0.0011051	0.0049582	0.0214151	-58.4	-95.2	-116.2	-0.0011051	-0.0049582	-0.0214151		

※解析パラメータは部材 1 本当たりの値

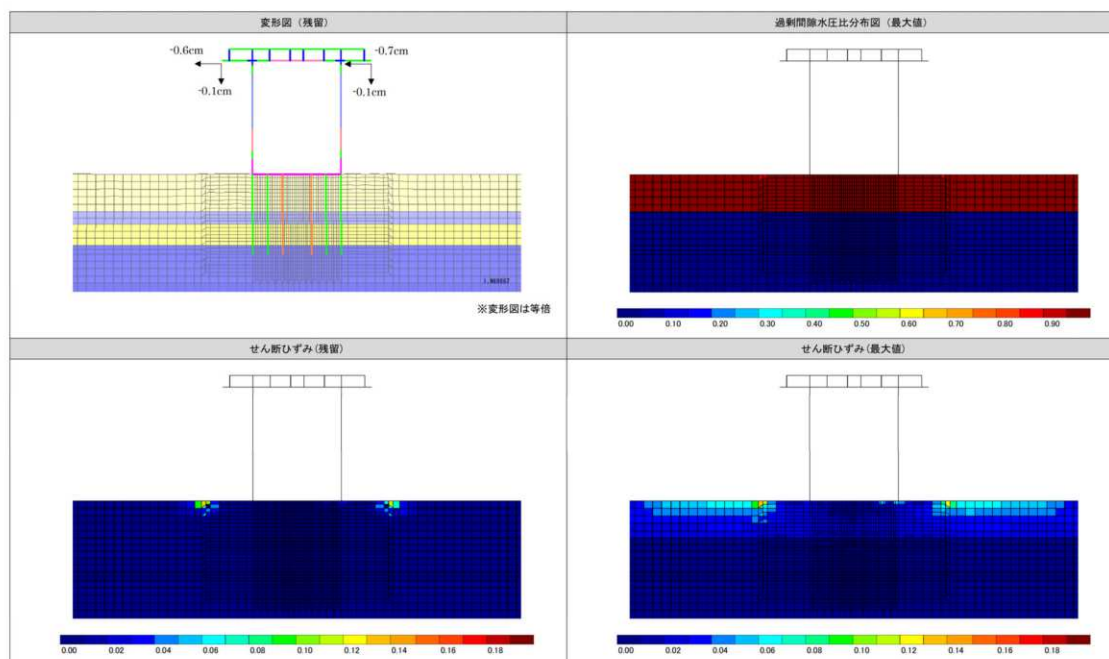
上部工質点	上部工死荷重(kN)	質量(t)
①	521.8	53.2
②	572.7	58.4
③	528.2	53.8
④	477.3	48.7
⑤	477.3	48.7
⑥	528.2	53.8
⑦	572.7	58.4
⑧	521.8	53.2
合計	4200	428.1

フーチング質点	フーチング死荷重(kN)	質量(t)
①	348	35.5
②	348	35.5
合計	696	70.9

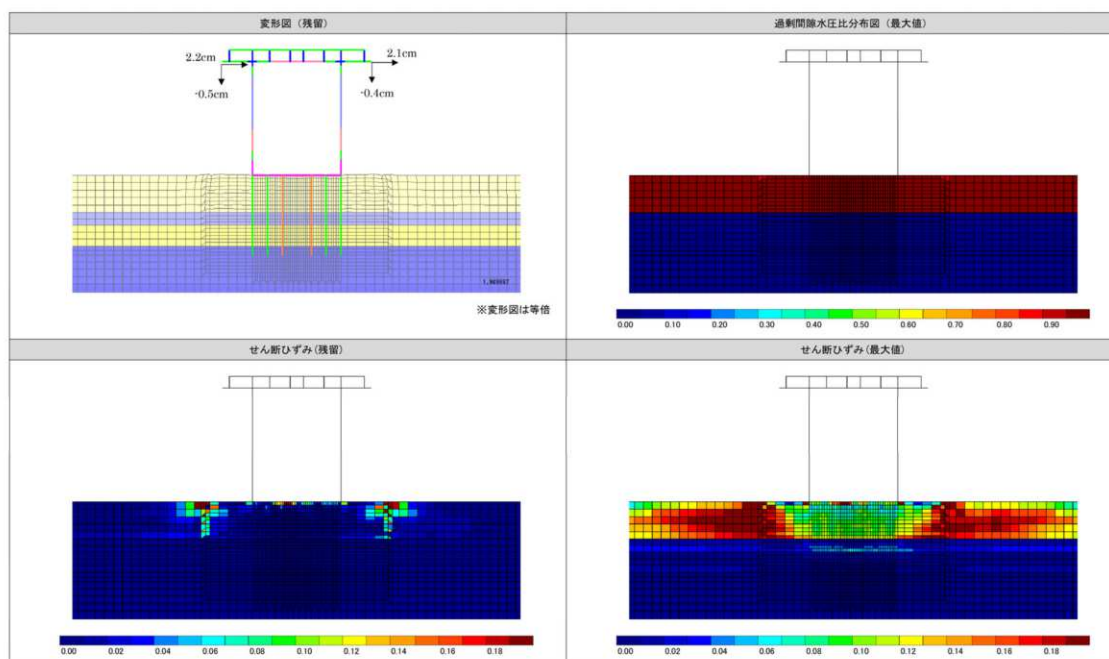
※質点は解析モデル図の左側から順に①②…とする

(2) 動的解析結果

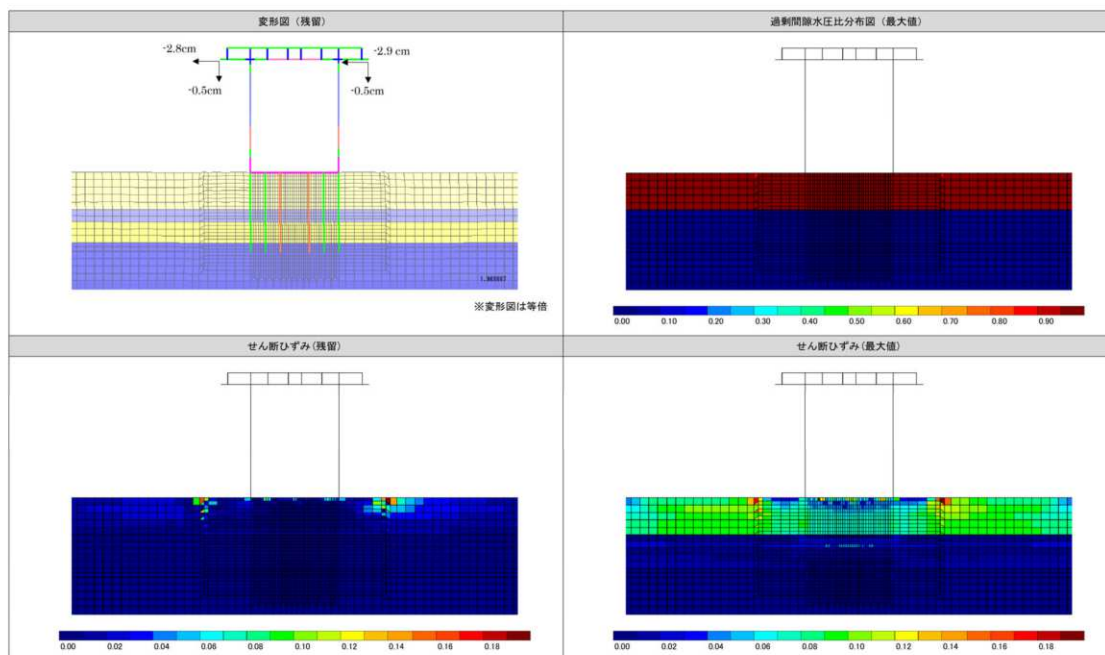
各地震波での解析結果を示す。



付図-5.4.2 解析結果（首都直下地震_53392569）

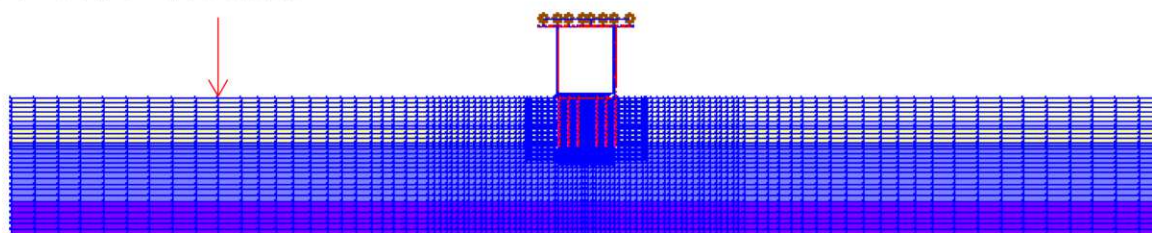


付図-5.4.3 解析結果（道路橋 1-1-2）

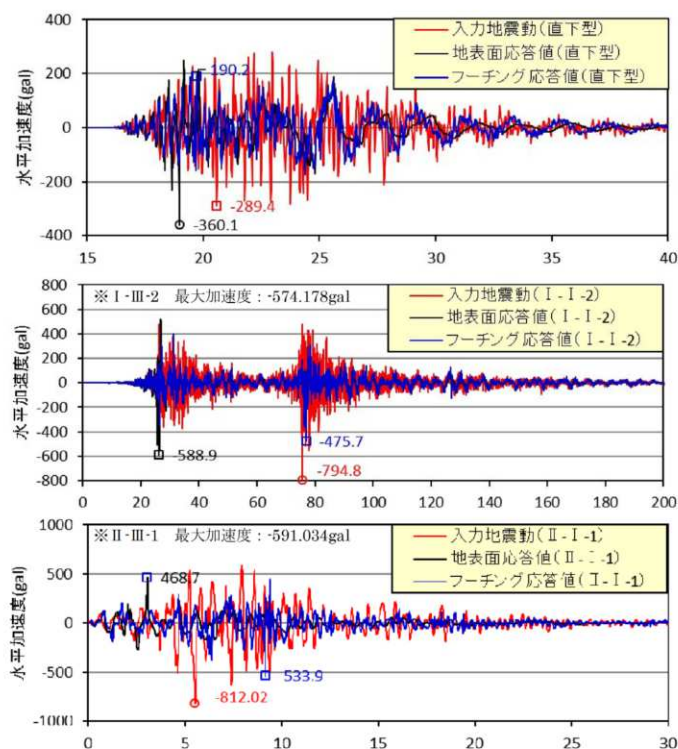


付図-5. 4. 4 解析結果 (道路橋 1-1-2)

(3) 地表面の導出地震動



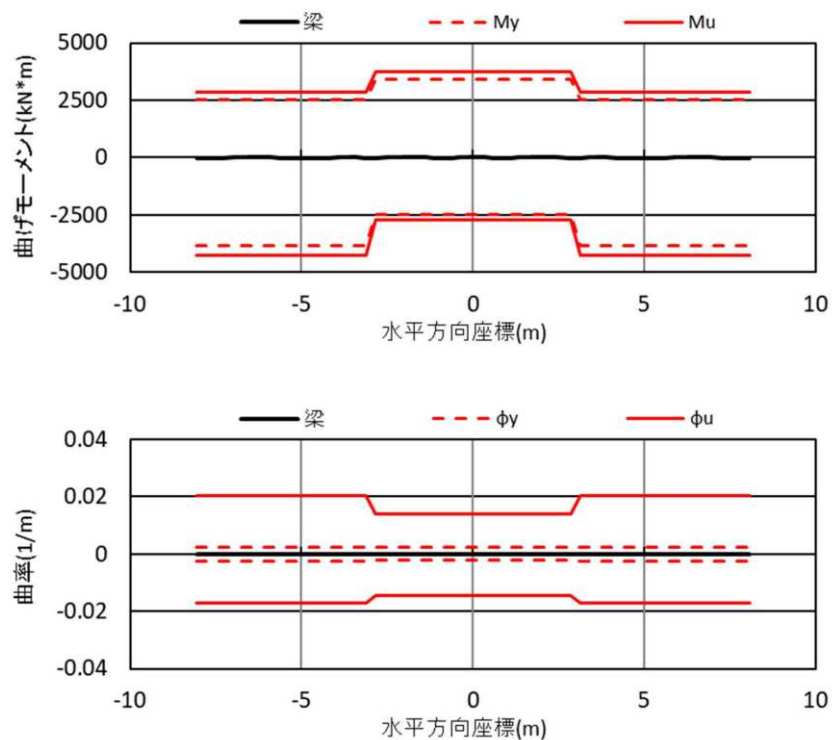
付図-5. 4. 5 地表面応答加速度の導出位置図



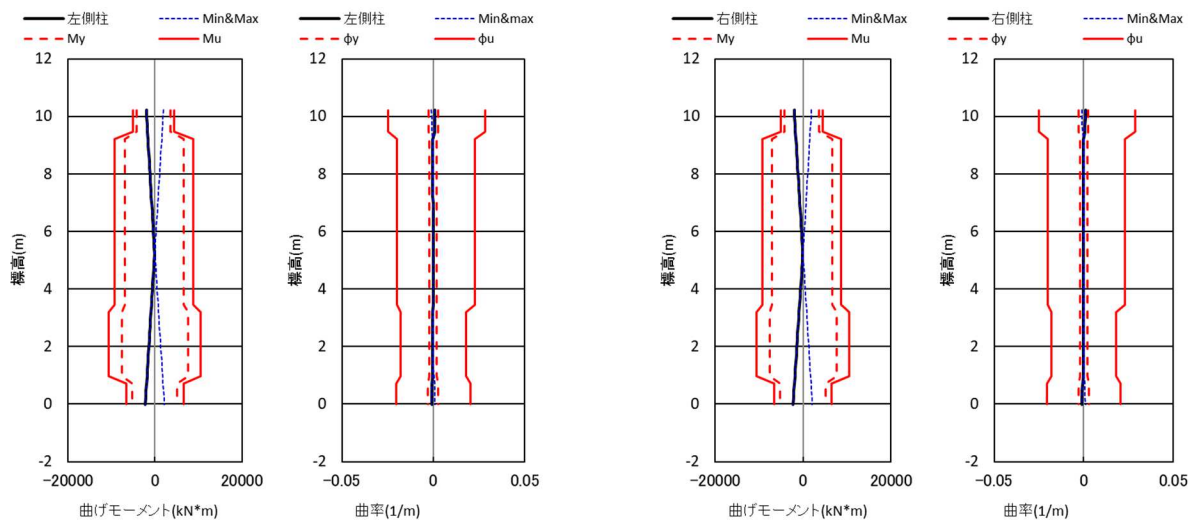
付図-5. 4. 6 解析入力地震動と地表面の応答加速度比較図

(4) 部材耐震性能照査結果

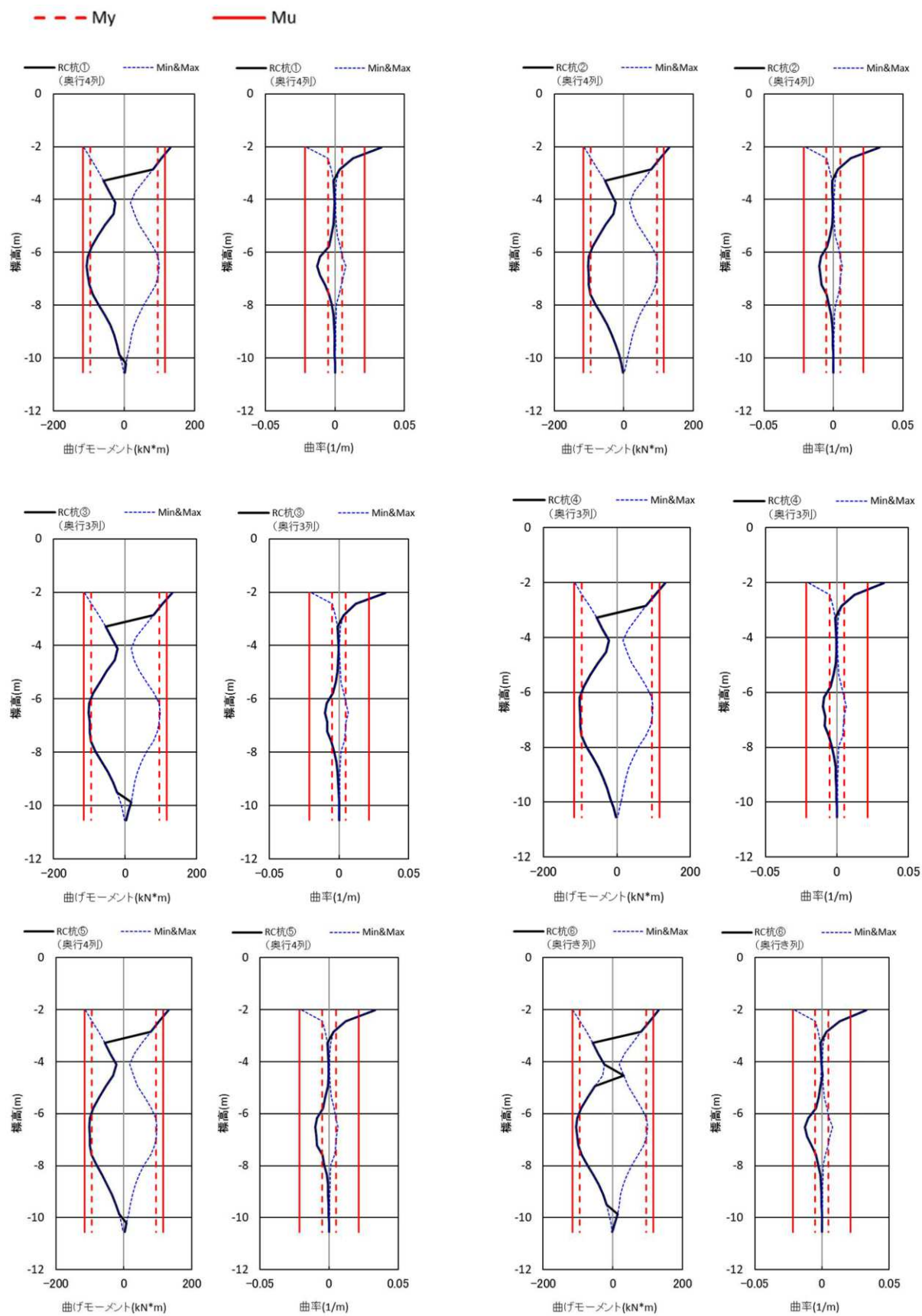
1) 都心南部直下地震（メッシュコード 53392569）



付図-5.4.7 梁の耐震性能結果（都心南部直下地震）

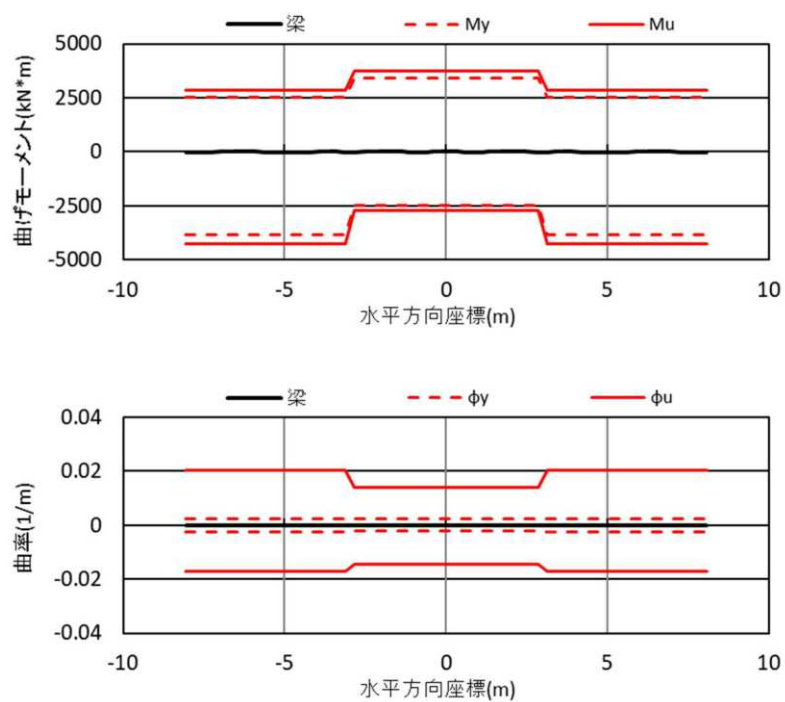


付図-5.4.8 柱の耐震性能結果（都心南部直下地震）

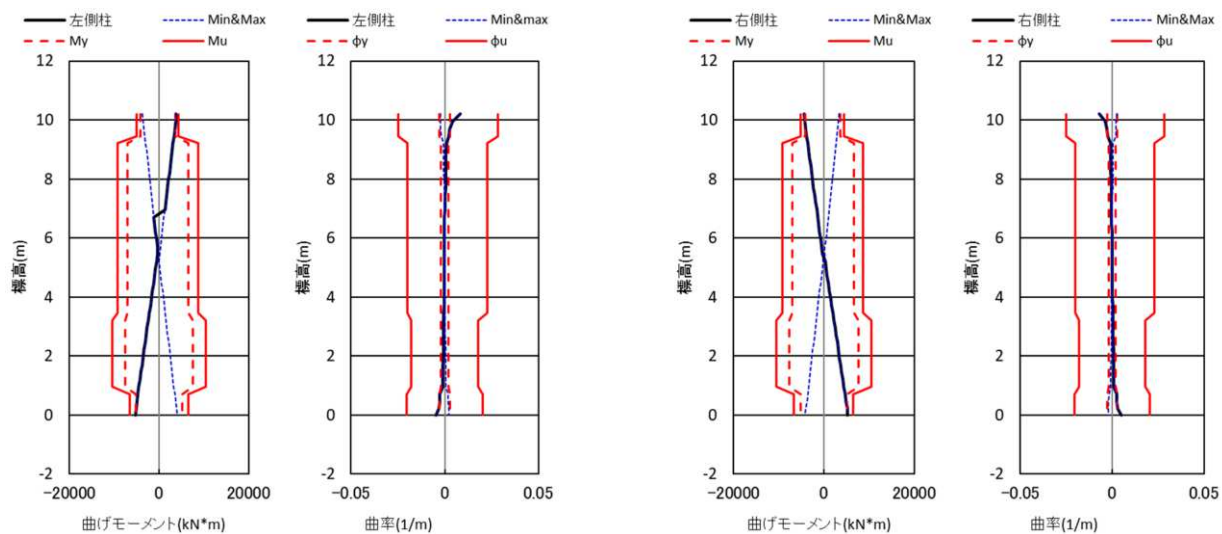


付図-5.4.9 杭の耐震性能照査結果（都心南部直下地震）

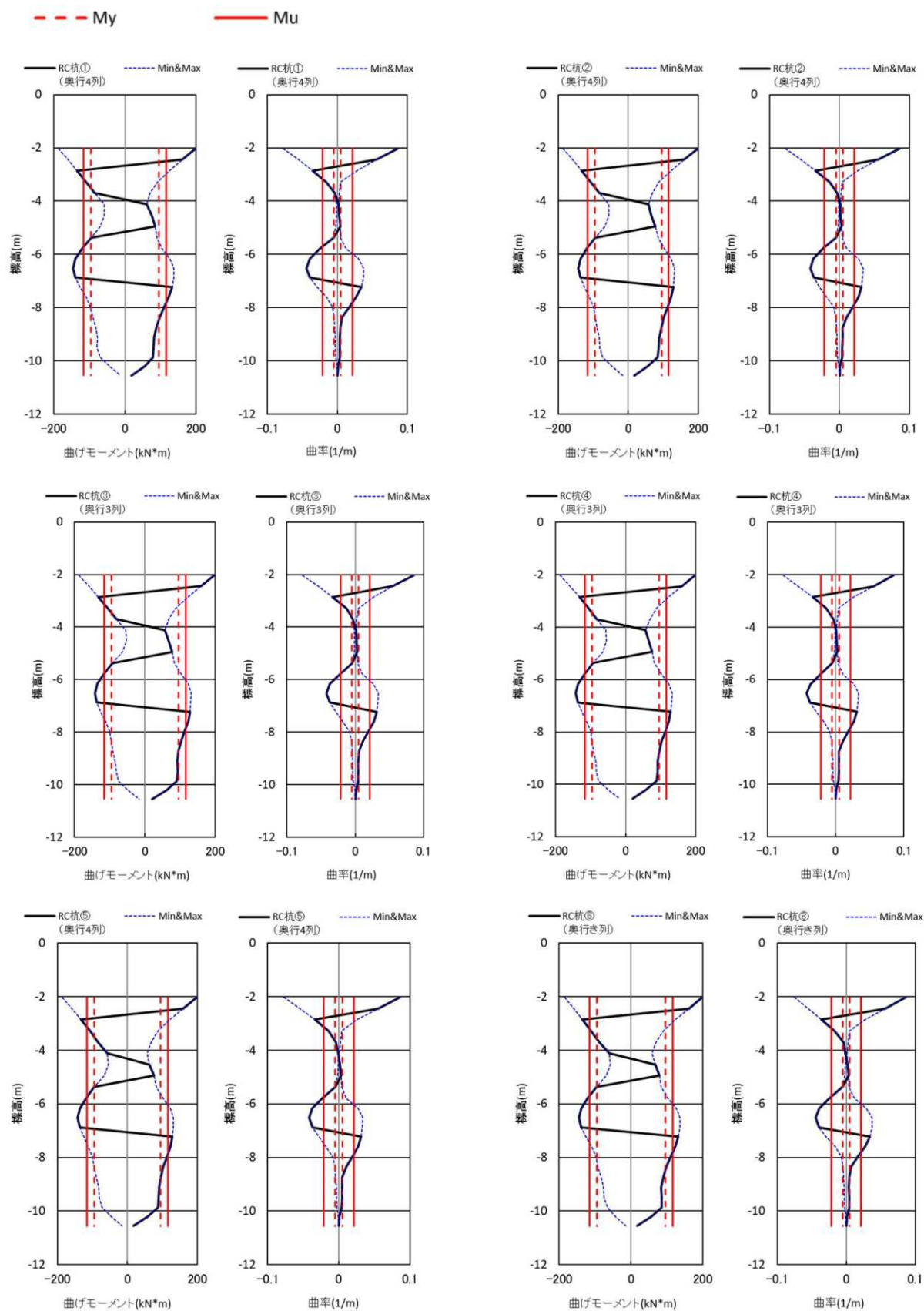
2) 道路橋示方書 TypeI地震動



付図-5. 4. 10 梁の耐震性能結果 (Type I 地震動 I - I - 2)

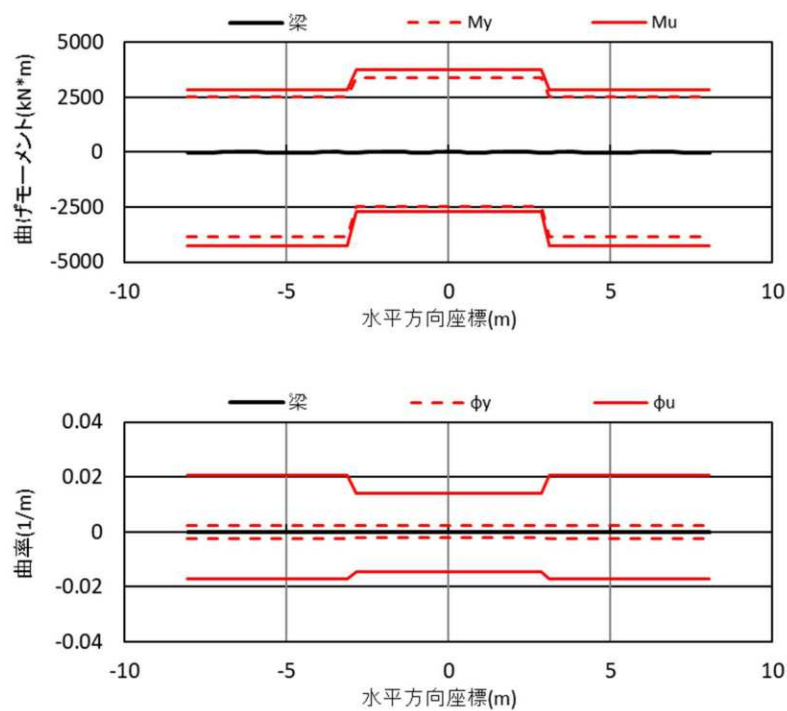


付図-5. 4. 11 柱の耐震性能結果 (Type I 地震動 I - I - 2)

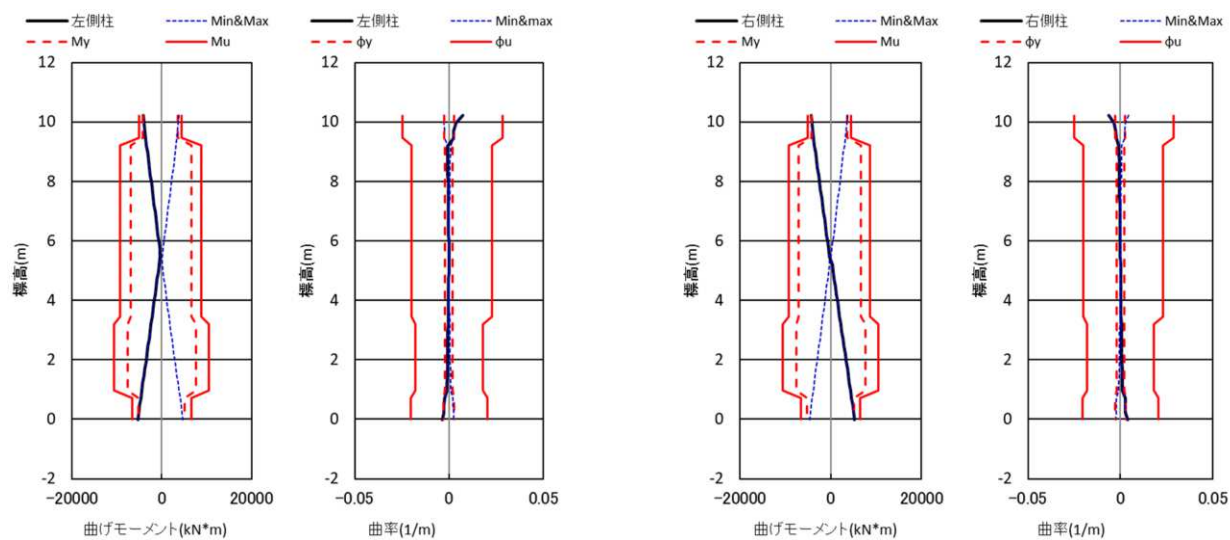


付図-5.4.12 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 I - I -2)

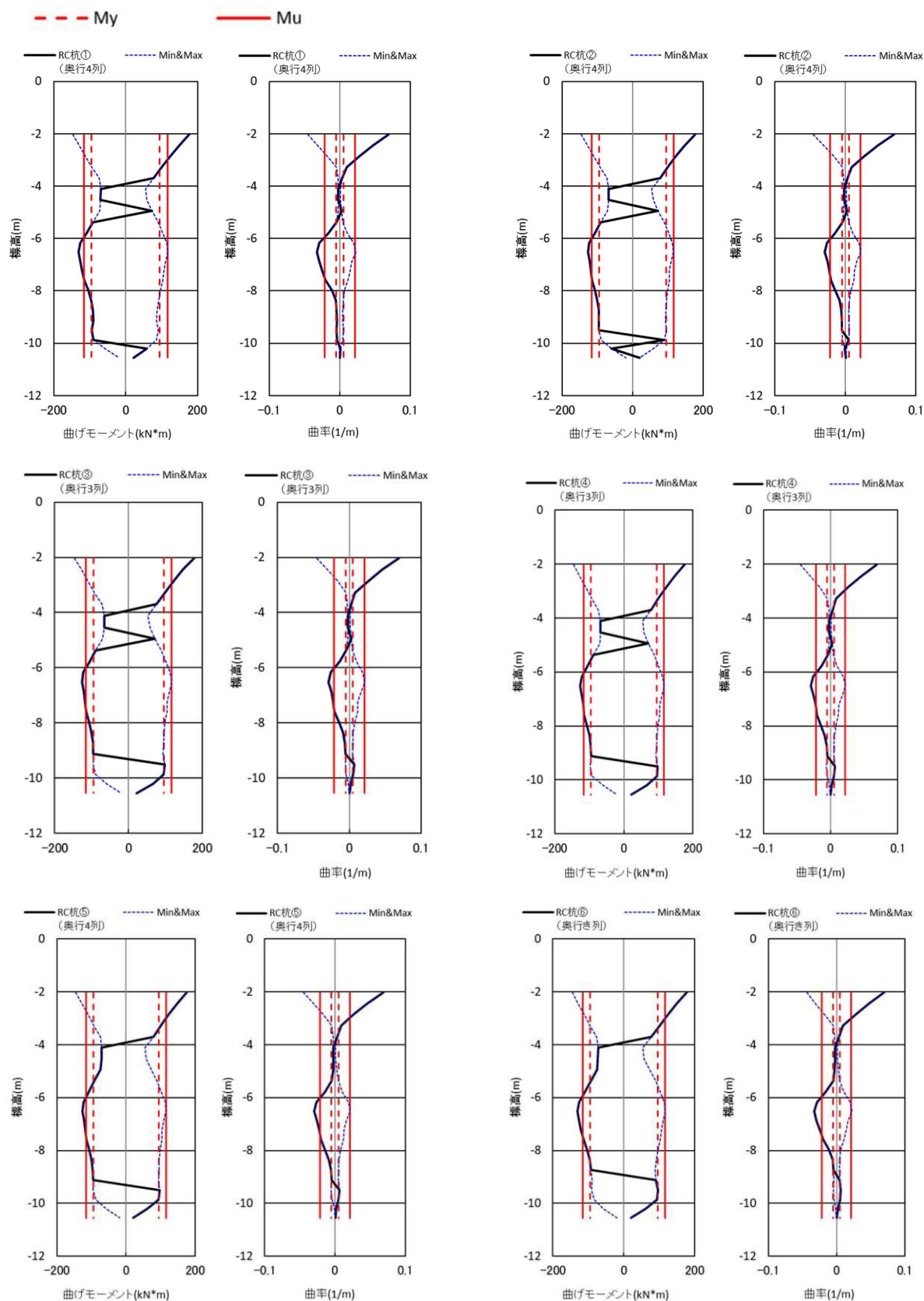
3) 道路橋示方書 Type II 地震動



付図-5.4.13 梁の耐震性能結果 (Type II 地震動 II-I-1)

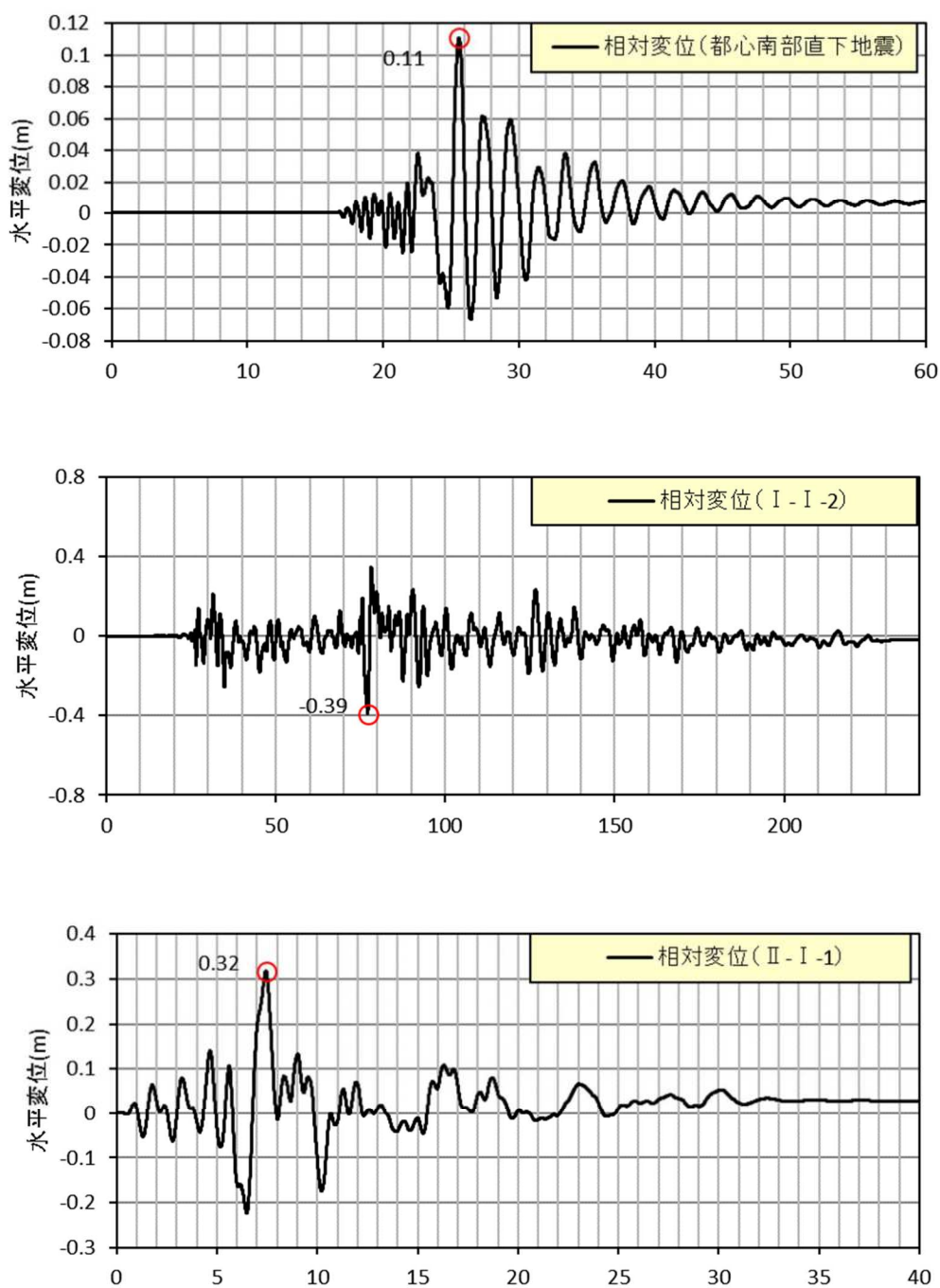


付図-5.4.14 柱の耐震性能結果 (Type II 地震動 II-I-1)



付図-5.4.15 杭の耐震性能照査結果 (Type II 地震動 II-I-1)

(5) FEM 解析による基礎耐震性能照査



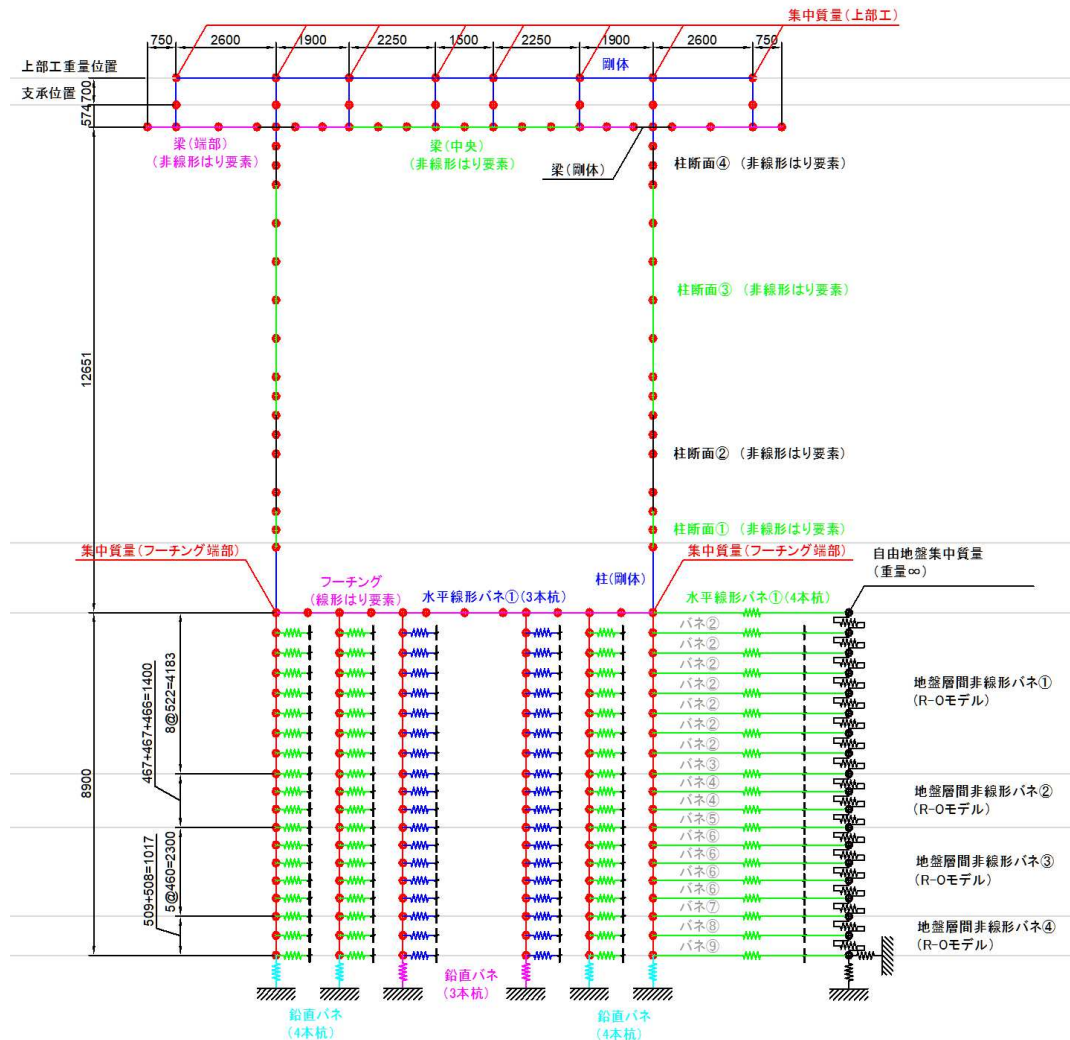
付図-5.4.16 相対変位の時刻歴波形（上部工慣性力作用位置と杭先端）

上部工慣性力作用位置と杭先端との相対変位の最大値は 390mm であった。また残留変位 (20mm) は許容残留変位 139mm（上部工構造の慣性力作用位置までの高さの 1/100）以下である。杭の応答曲率は終局曲率を超過した。

5.4.2 ペンゼンモデルによる解析結果

(1) 解析モデルの概要

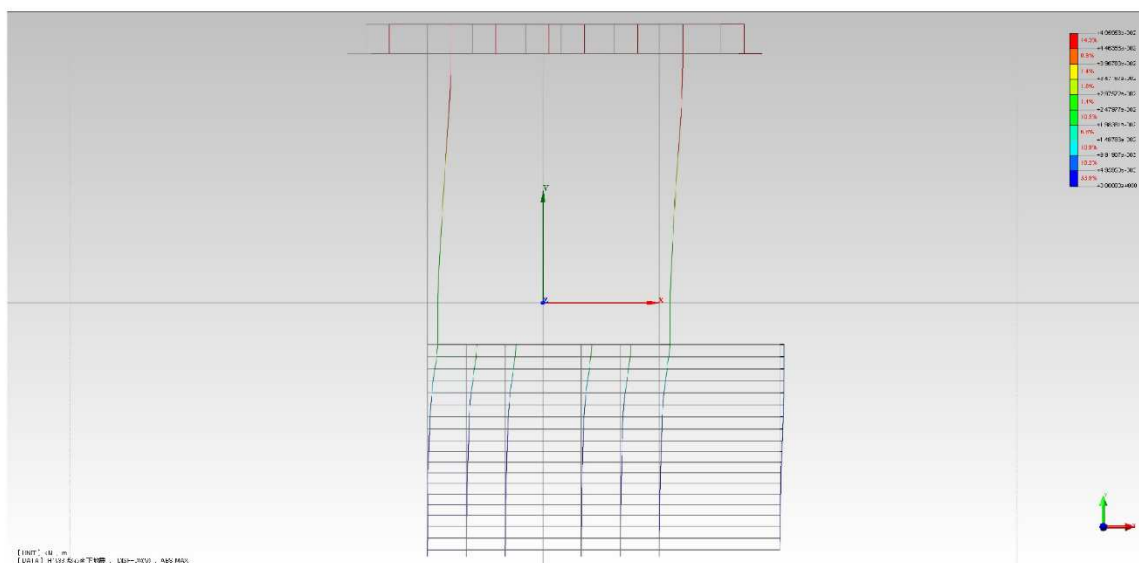
ペンゼンモデルの概要図を以下に示す。橋脚および基礎杭の非線形特性は FEM モデルと同条件とした。



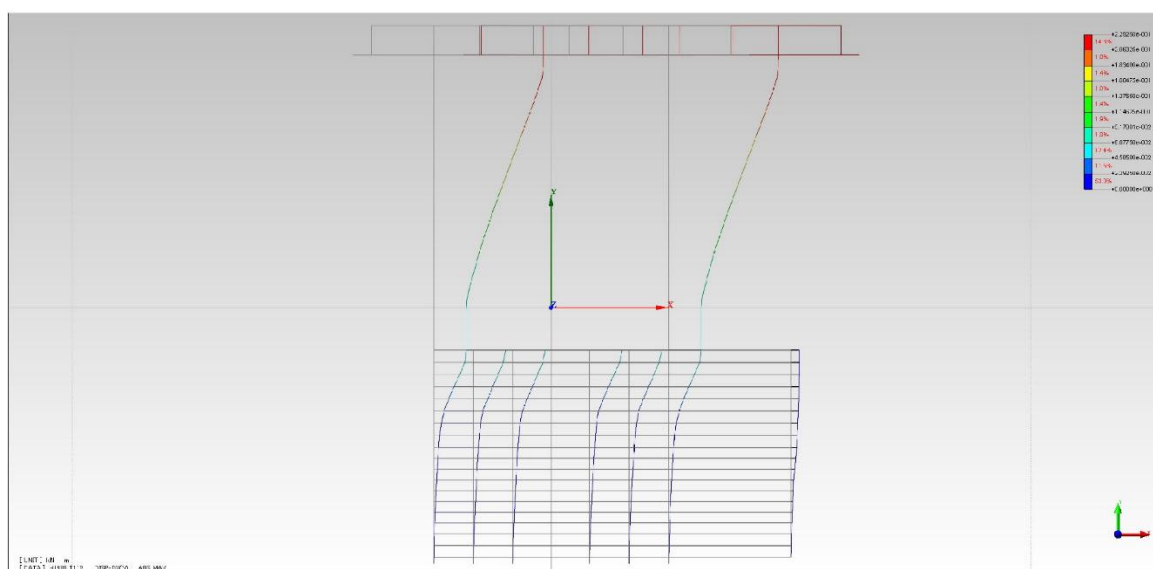
付図-5.4.17 ペンゼンモデルの部材構成概要図（羽-1933 橋脚）

(2) 動的解析結果

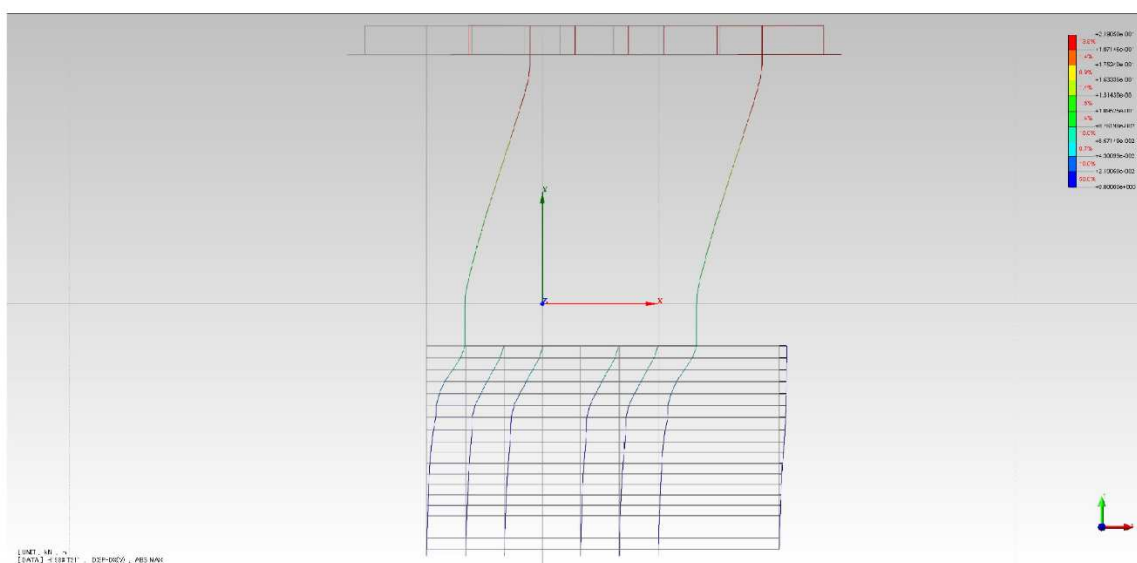
ペンゼンモデルでの解析結果を以下に示す。本検討においては、FEM モデルによる解析結果より液状化が発生することが確認されているため、「液状化考慮」について実施した。



付図-5. 4. 18 変位図 首都直下地震入力時（羽－1933）



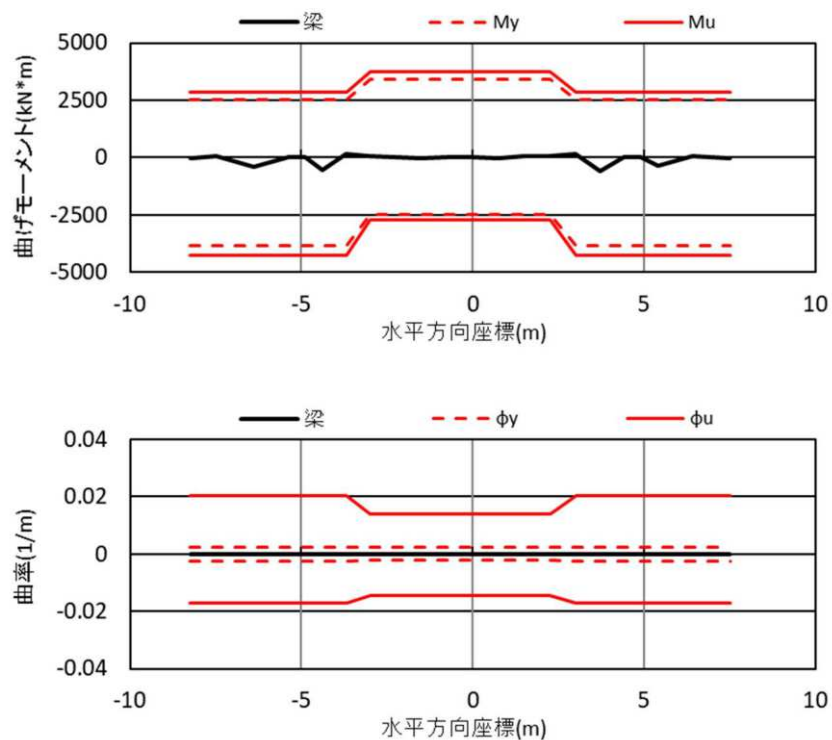
付図-5. 4. 19 変位図 Type I 道路橋 I - I -2 地震入力時（羽－1933）



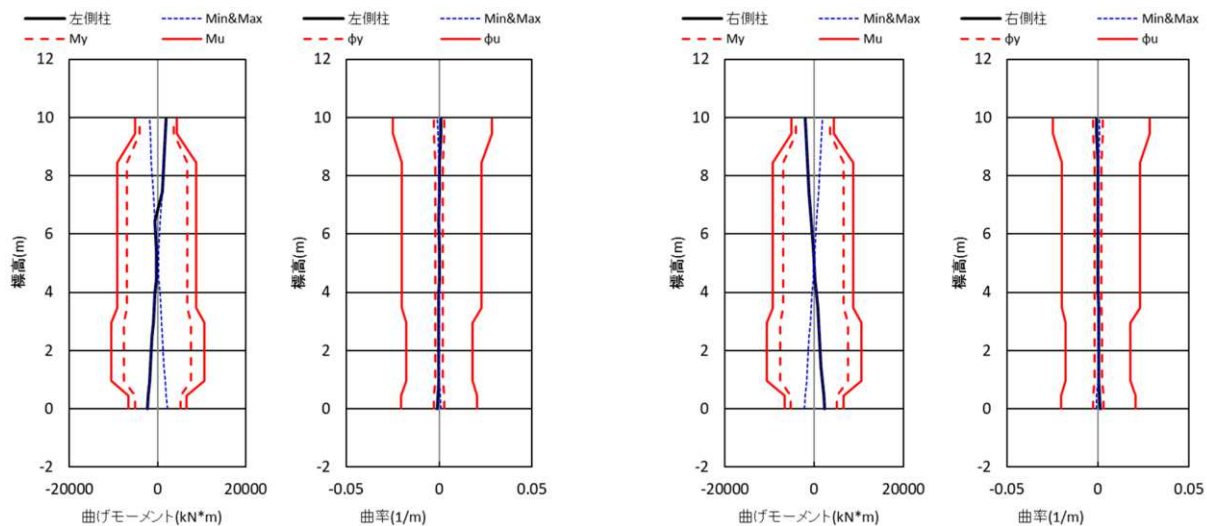
付図-5. 4. 20 変位図 Type II 道路橋 II - I -1 地震入力時（羽－1933）

(3) 部材耐震性能照査結果

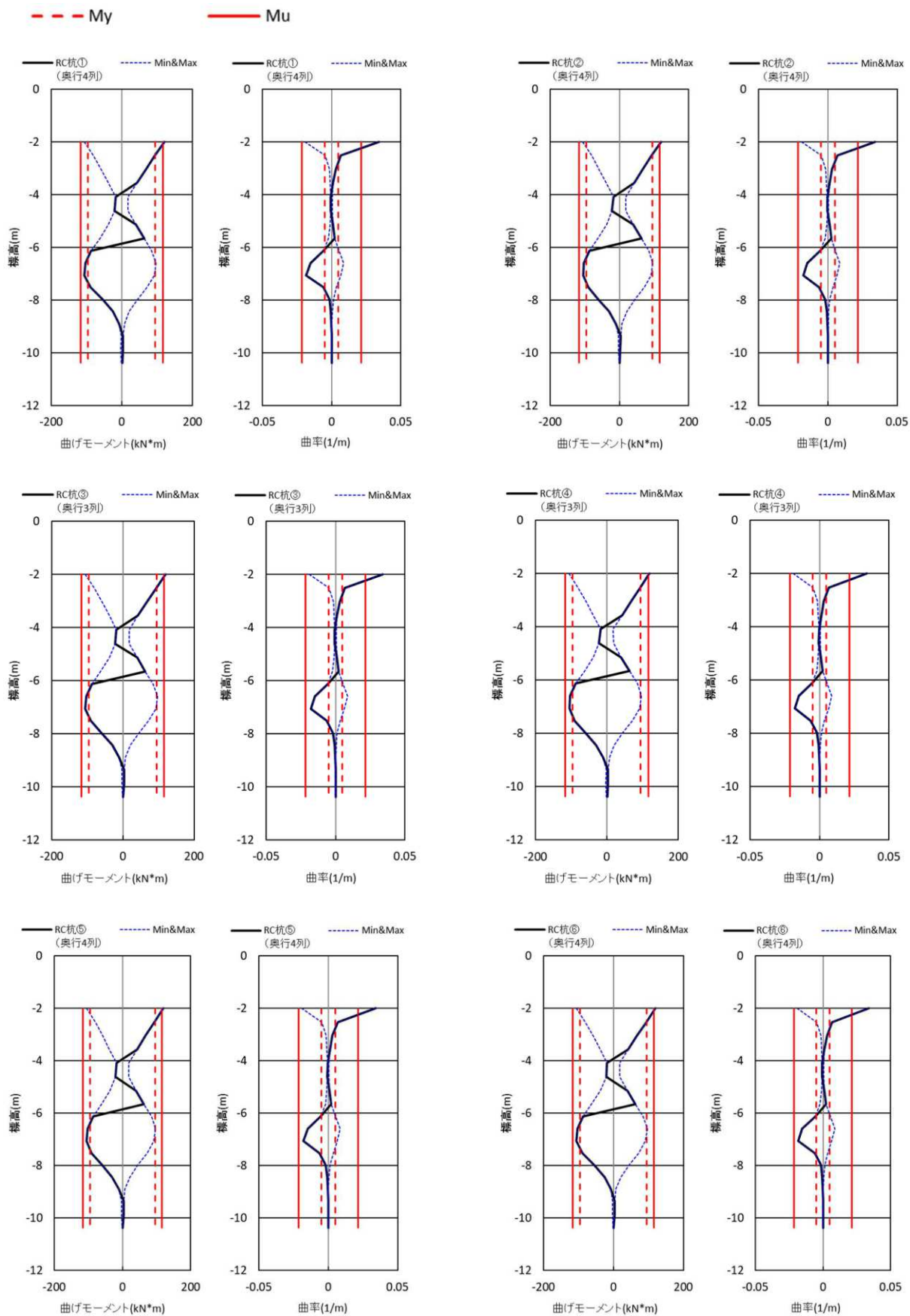
1) 都心南部直下地震（メッシュコード 53392569）



付図-5. 4. 21 梁の耐震性能結果（都心南部直下地震）液状化無視

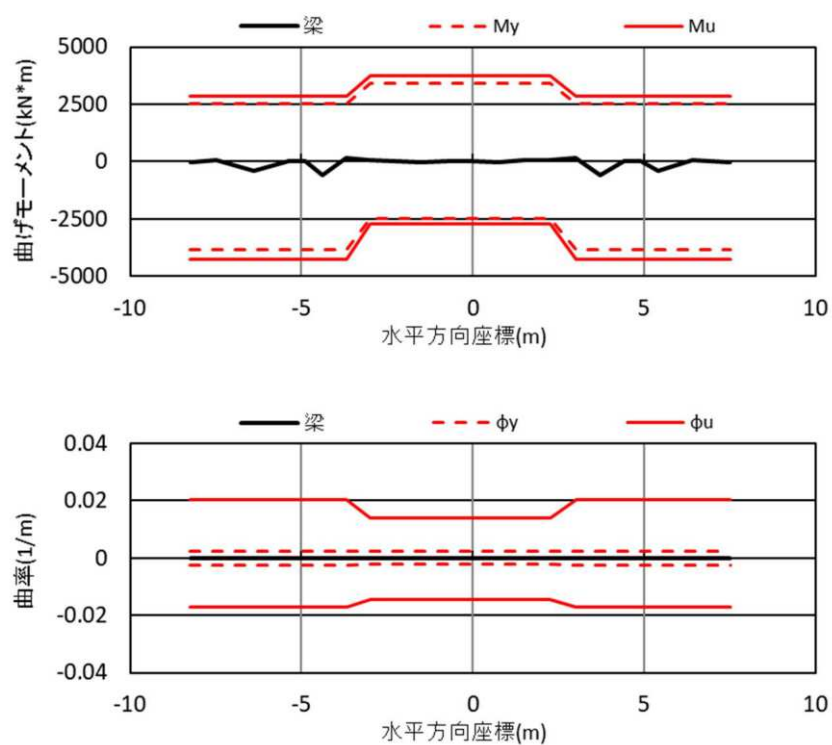


付図-5. 4. 22 柱の耐震性能結果（都心南部直下地震）液状化考慮

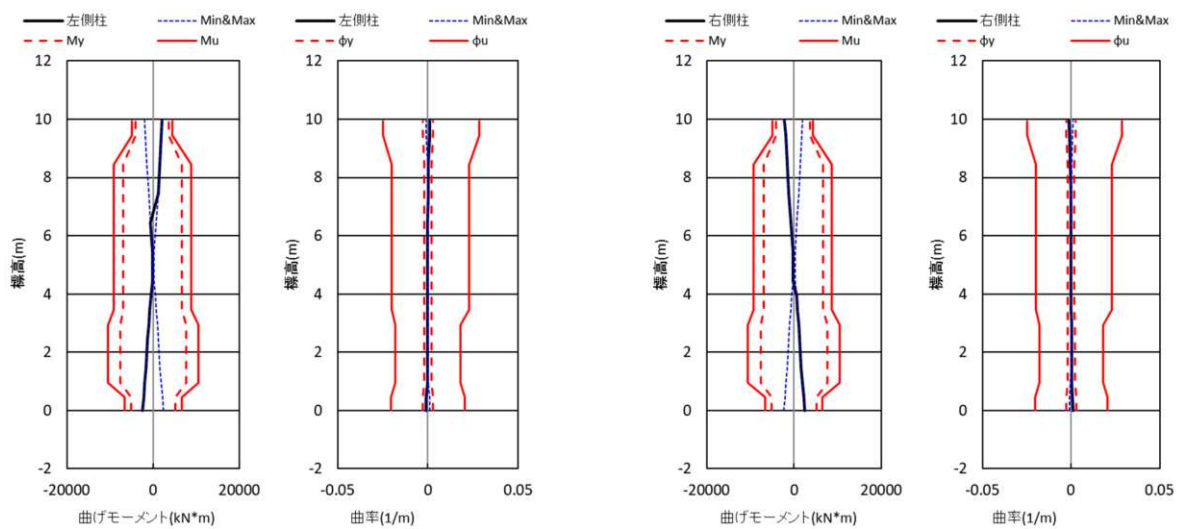


付図-5. 4. 23 杭の耐震性能照査結果（都心南部直下地震）液状化考慮

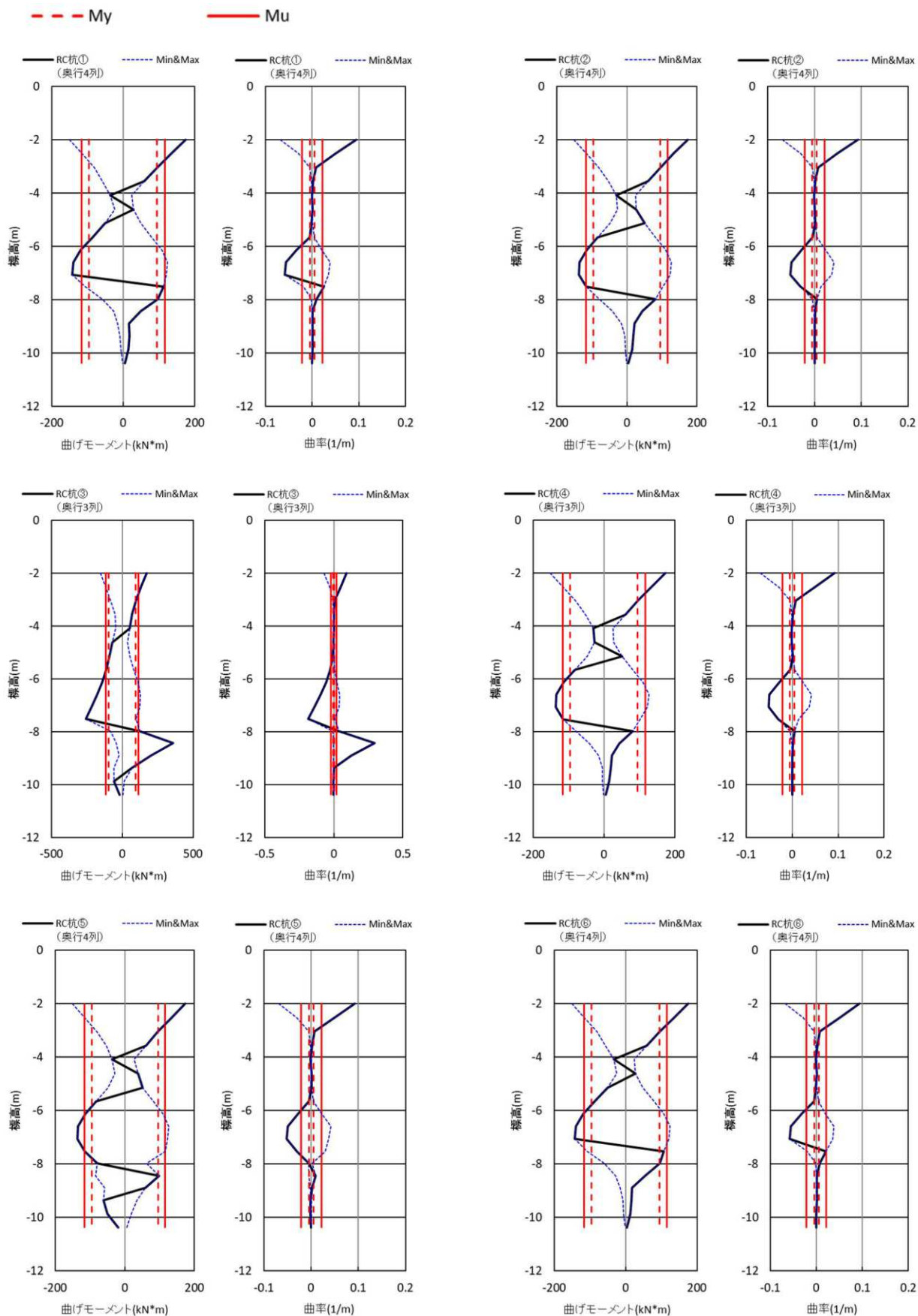
2) 道路橋示方書 Type I 地震動



付図-5. 4. 24 梁の耐震性能結果 (Type I 地震動 I - I -2) 液状化考慮

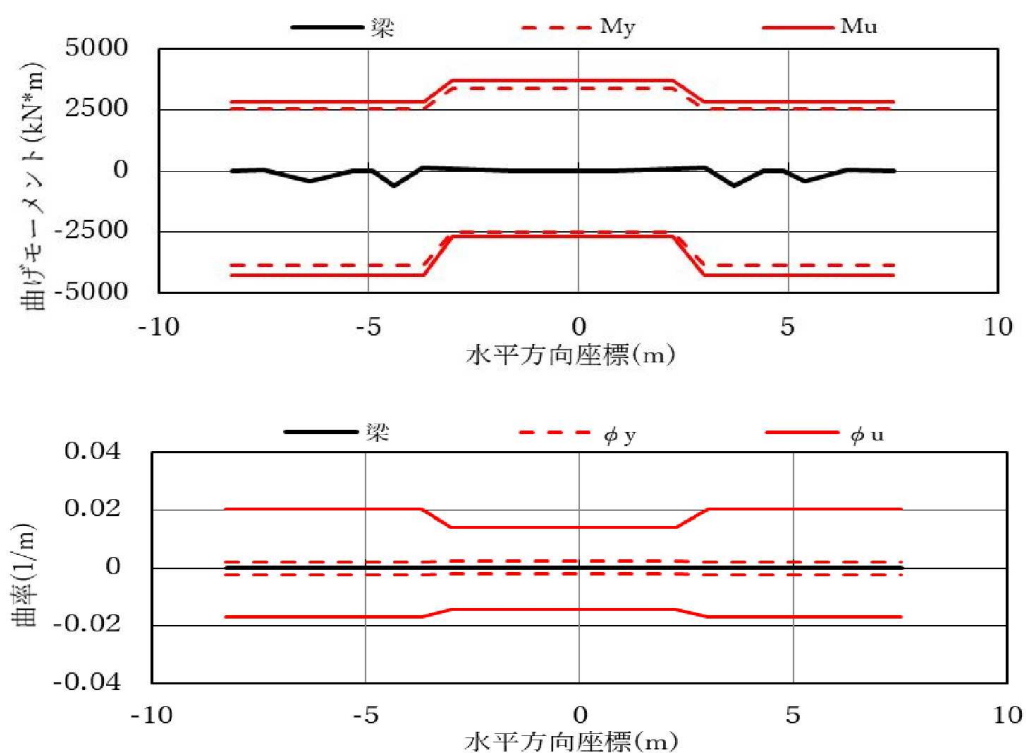


付図-5. 4. 25 柱の耐震性能結果 (Type I 地震動 I - I -2) 液状化考慮

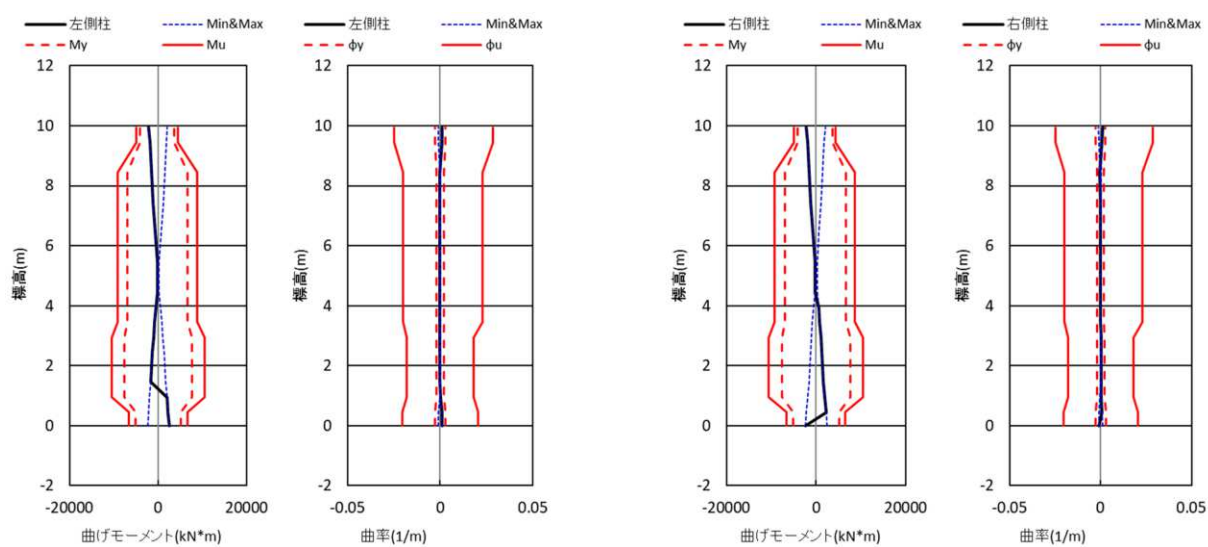


付図-5. 4. 26 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 I - I - 2) 液状化考慮

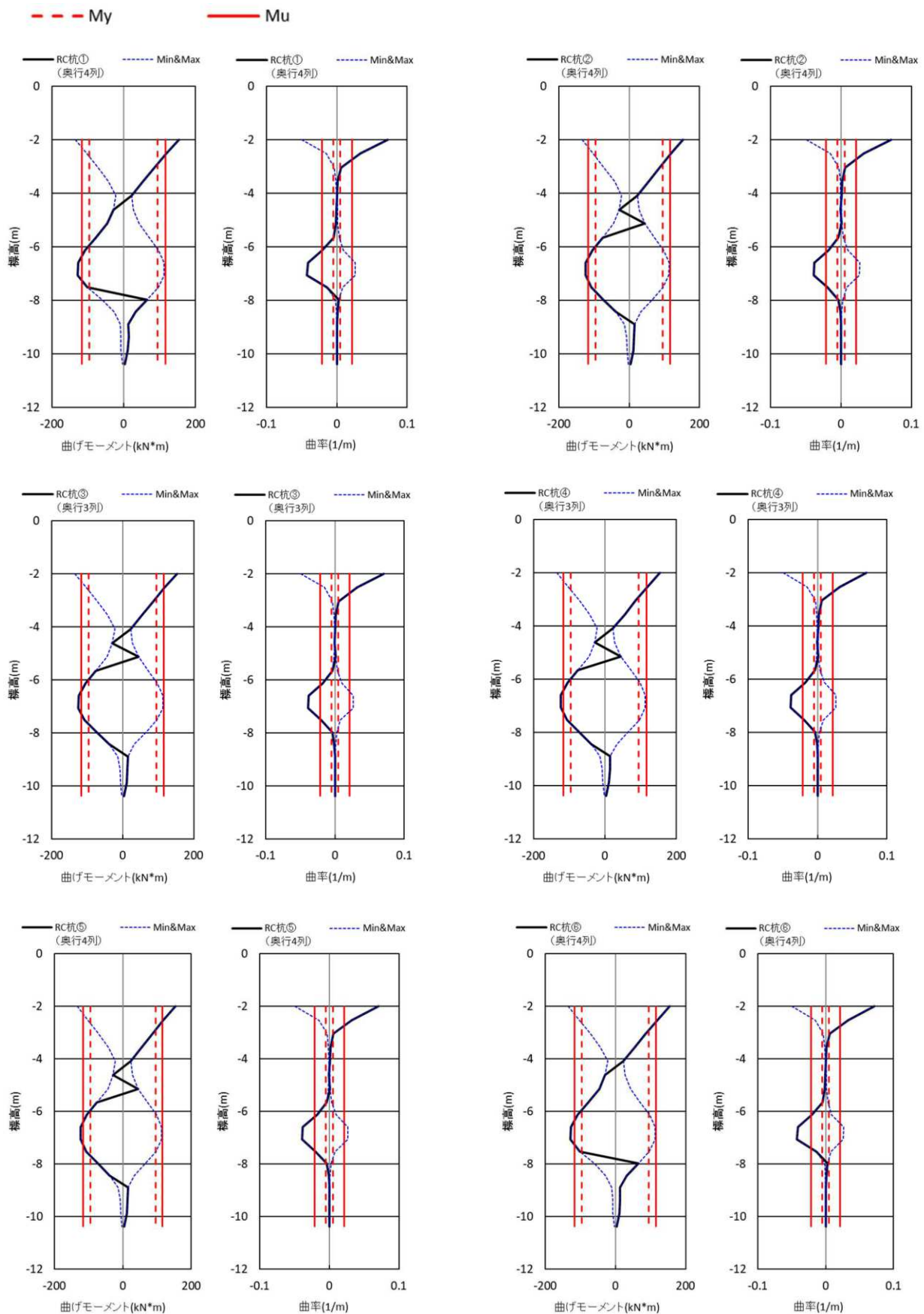
3) 道路橋示方書 Type II 地震動



付図-5. 4. 27 梁の耐震性能結果 (Type II 地震動 II - I -1) 液状化考慮

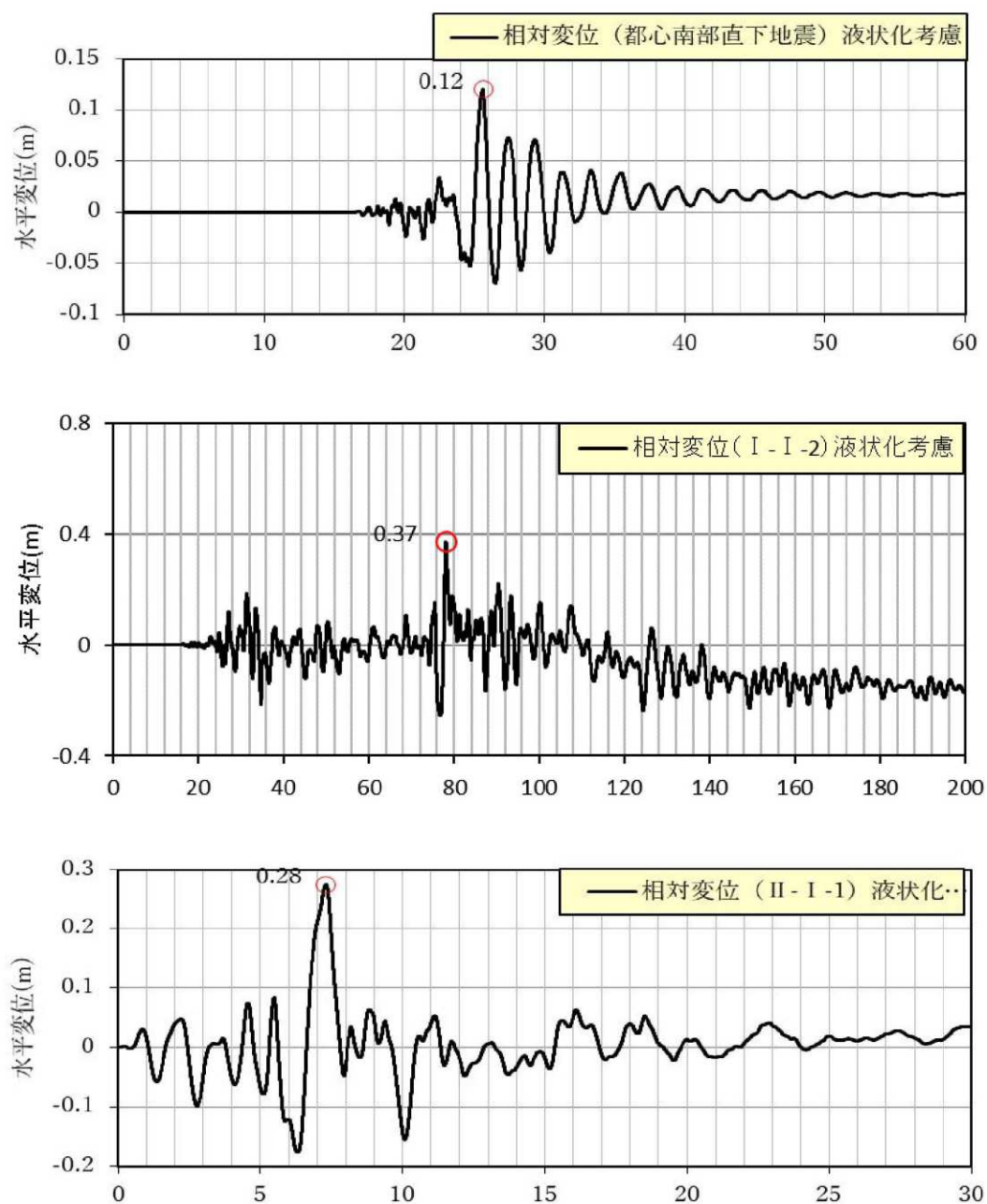


付図-5. 4. 28 柱の耐震性能結果 (Type II 地震動 II - I -1) 液状化考慮



付図-5. 4. 29 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 II - I - 1) 液状化考慮

(4) ペンゼンモデルによる基礎耐震性能照査



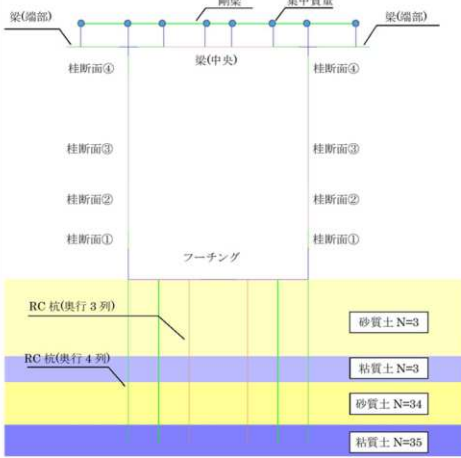
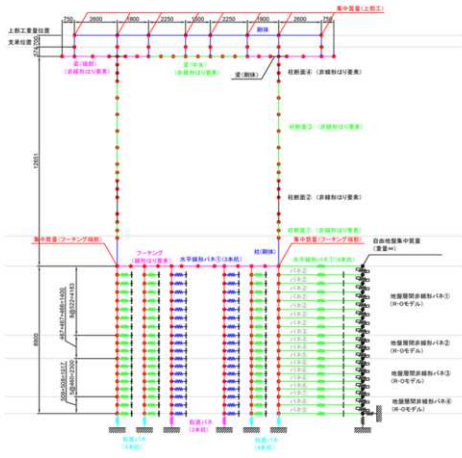
付図-5. 4. 30 相対変位の時刻歴波形（上部工慣性力作用位置と杭先端） 液状化考慮

上部工慣性力作用位置と杭先端との相対変位の最大値は 372mm であった。また残留変位は安定していないため、許容残留変位 139mm（上部工構造の慣性力作用位置までの高さの 1/100）を超過することになる。杭の応答曲率は終局曲率を超過した。

5.5 まとめ

地盤と基礎のモデル化の違いにより、その解析結果にも違いが生じることが確認された。基礎杭の照査結果としては大きな差は生じなかったが、橋脚部の照査結果や応答塑性率の値としては大きな違いが見られた。

付表-5.5.1 解析モデルの違いによる照査結果の比較

検討対象			羽-1933 FEMモデル(液状化考慮)			羽-1933 ペンゼンモデル(液状化考慮)		
								
解析結果	入力地震動		直下型	T112	T211	直下型	T112	T211
	部材状態 (ϕ/ϕ_u)	橋脚	弾性	降伏	降伏	弾性	弾性	弾性
			0.04	0.28	0.25	0.05	0.05	0.05
		杭頭	終局	終局	終局	終局	終局	終局
			1.56	4.03	3.25	1.51	3.22	2.90
		杭頭以外	降伏	終局	終局	降伏	終局	終局
	上部工→杭先端 相対変位(mm)		111	390	318	120	372	275

付属資料 6. 制震デバイスを用いた場合の基礎の耐震性に与える効果に関する検討

6.1 目的

現行道路橋示方書の基礎の耐震性能照査方法は、平成 8 年道路橋示方書から基本的には変わっていない。原則として基礎に塑性化は許容しないこととなっており、平成 8 年道路橋示方書よりも古い基準で設計された基礎は、レベル 2 地震動に対して所要の耐震性能を満足しないことが多い。一方、既設橋脚の基礎については、限定的な塑性化を許容する方針が示されており、現行道路橋示方書を適用した場合に比べると、照査基準を満足するケースが増えた。

このような流れを受けて首都高速道路では、代表的な基礎を数十基選定して解析と模型実験により耐震性評価を行っているが、現況のままでは耐震性が確保できないものが出てくる可能性があり、耐震対策が必要となるものの基礎を直接補強する工法の適用は現実的ではない。

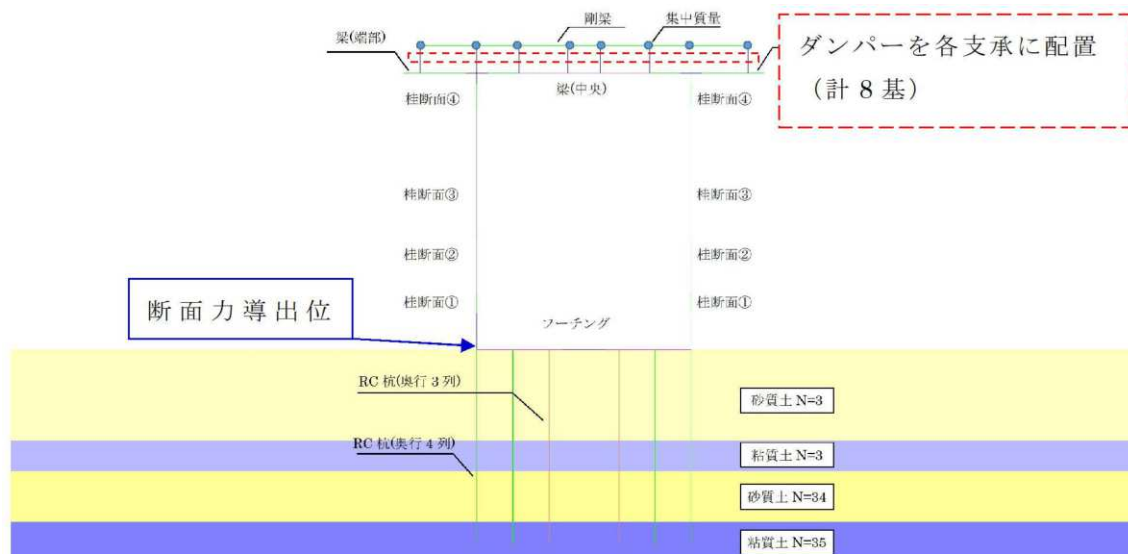
一方、地震時に上部構造に作用する慣性力を制震デバイス等を用いて軽減する工法が開発されているが、これらを適用することが基礎に与える影響については十分な知見が得られていない。

そこで、制震デバイスを用いた場合の基礎の耐震性能評価を実施し、その実現可能性について検証を行った。

6.2 動的解析による検証

6.2.1 解析モデルの設定

FEM 解析モデルを以下に示す。諸条件については「付属資料 5」の解析と同じとした。

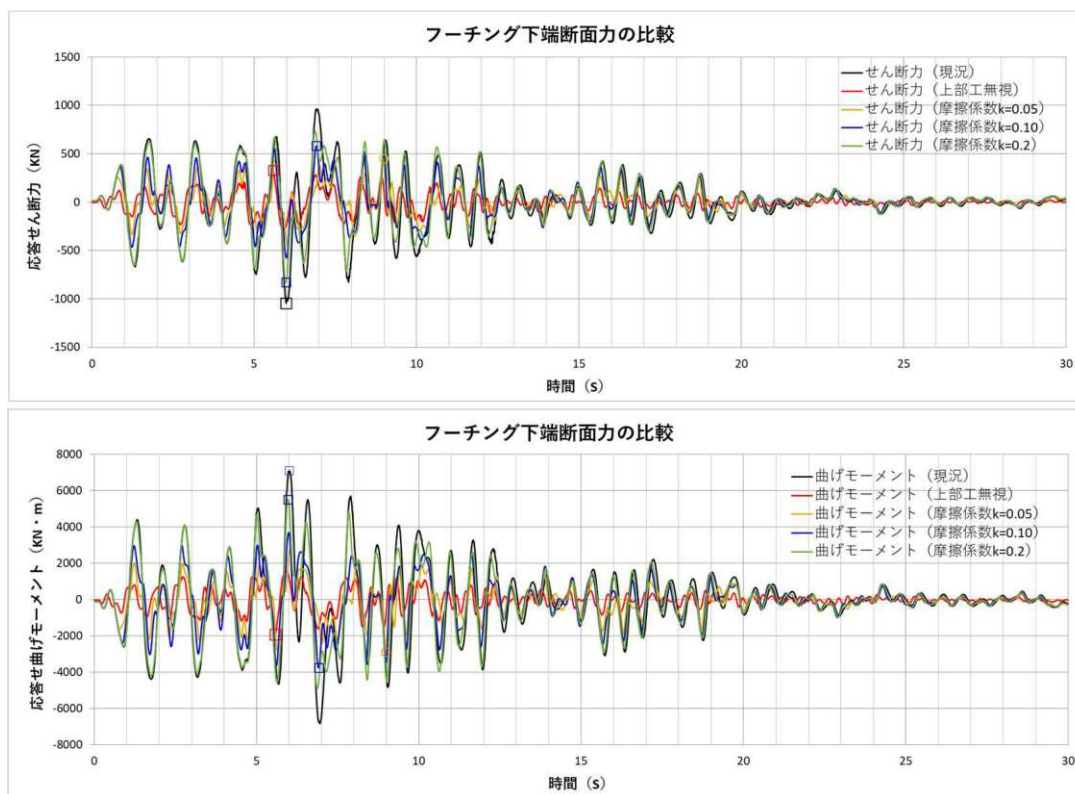


付図-6.2.1 解析モデルの概要図（FEM 解析）

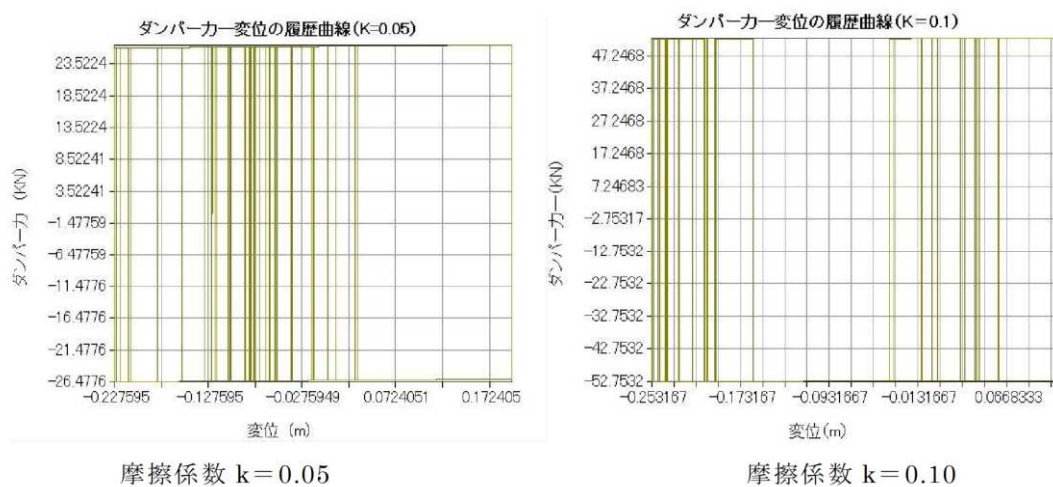
6.2.2 制震デバイスのパラメータ設定

ダンパーの効果を簡単に検証するため、ダンパーはバイリニアモデルを使用した。入力地震動は道路橋示方書 TypeII地震動（T211）を用いた。

解析結果として、フーチング下端断面力の比較を付図-6.2.2 に示す。ダンパー変位に偏りがあるものの、摩擦係数が小さい場合、橋脚基部の断面力も小さくなることが確認できた。



付図-6.2.2 橋脚基部の断面力比較図（入力地震動：T211； $k=0.1$ ； 0.2 ）

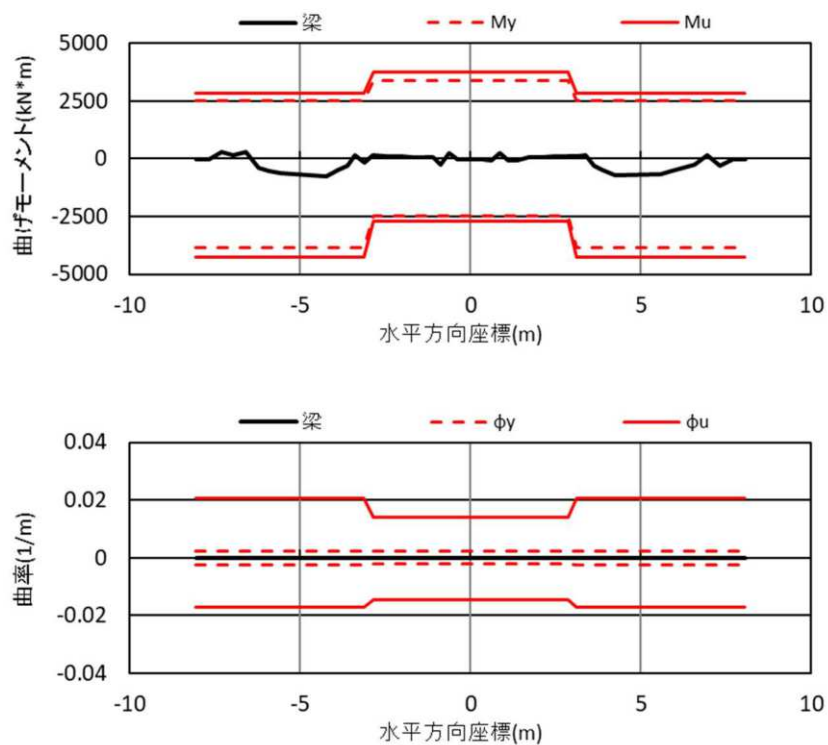


付図-6.2.3 ダンパー力-変位の履歴曲線（入力地震動：T211； $k=0.05$ ； 0.10 ）

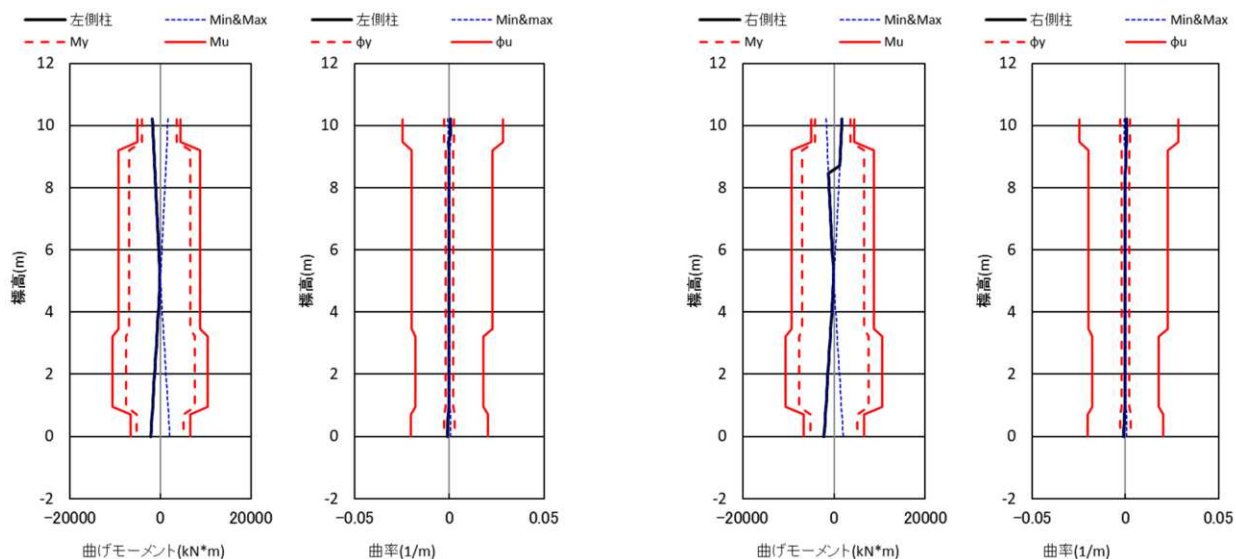
6.2.3 FEM モデルによる解析結果

(1) 超低摩擦ダンパー (K=0.05)

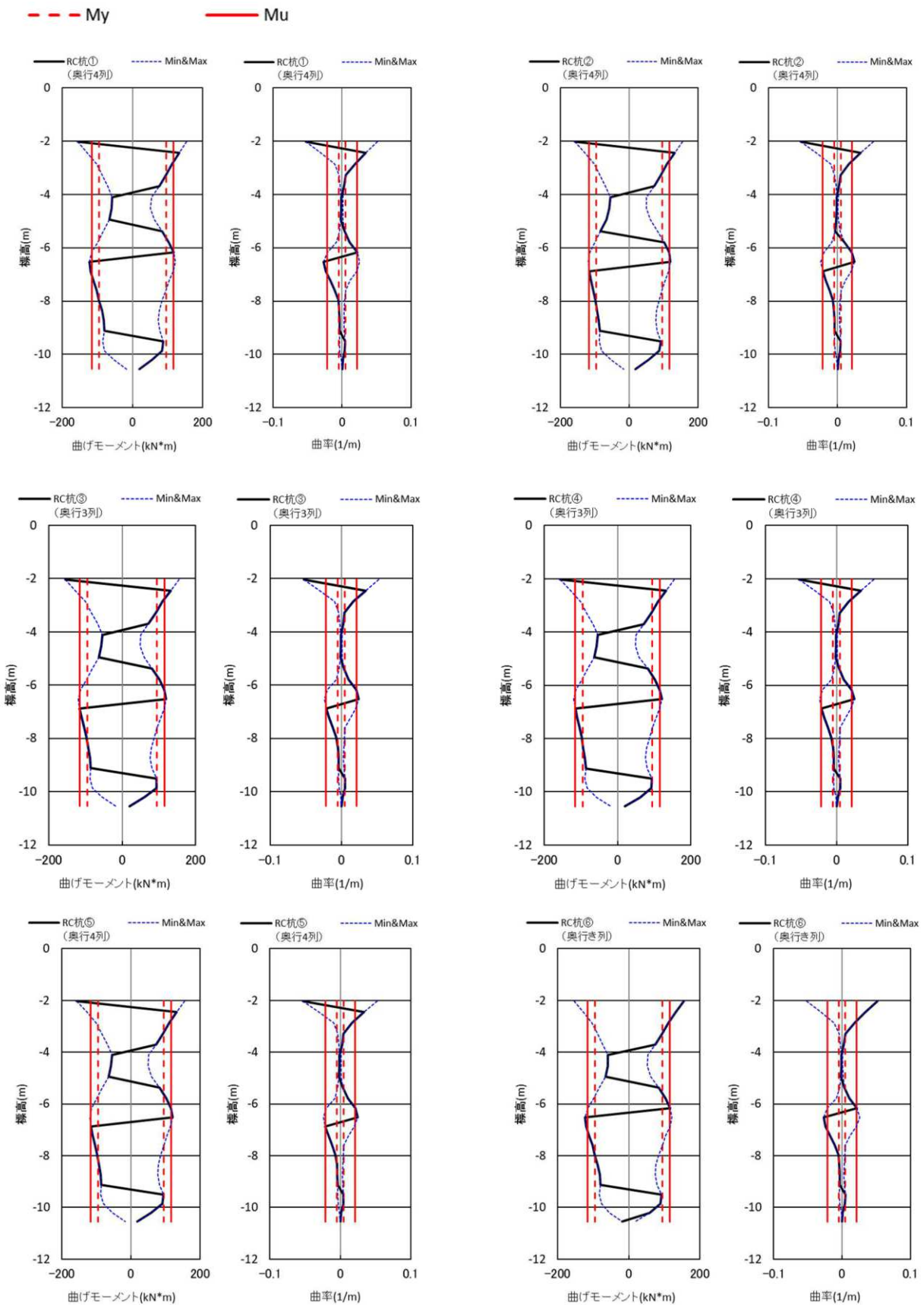
1) 道路橋示方書 Type II 地震動



付図-6.2.4 梁の耐震性能結果 (TypeII地震動 II-I-1) $K=0.05$

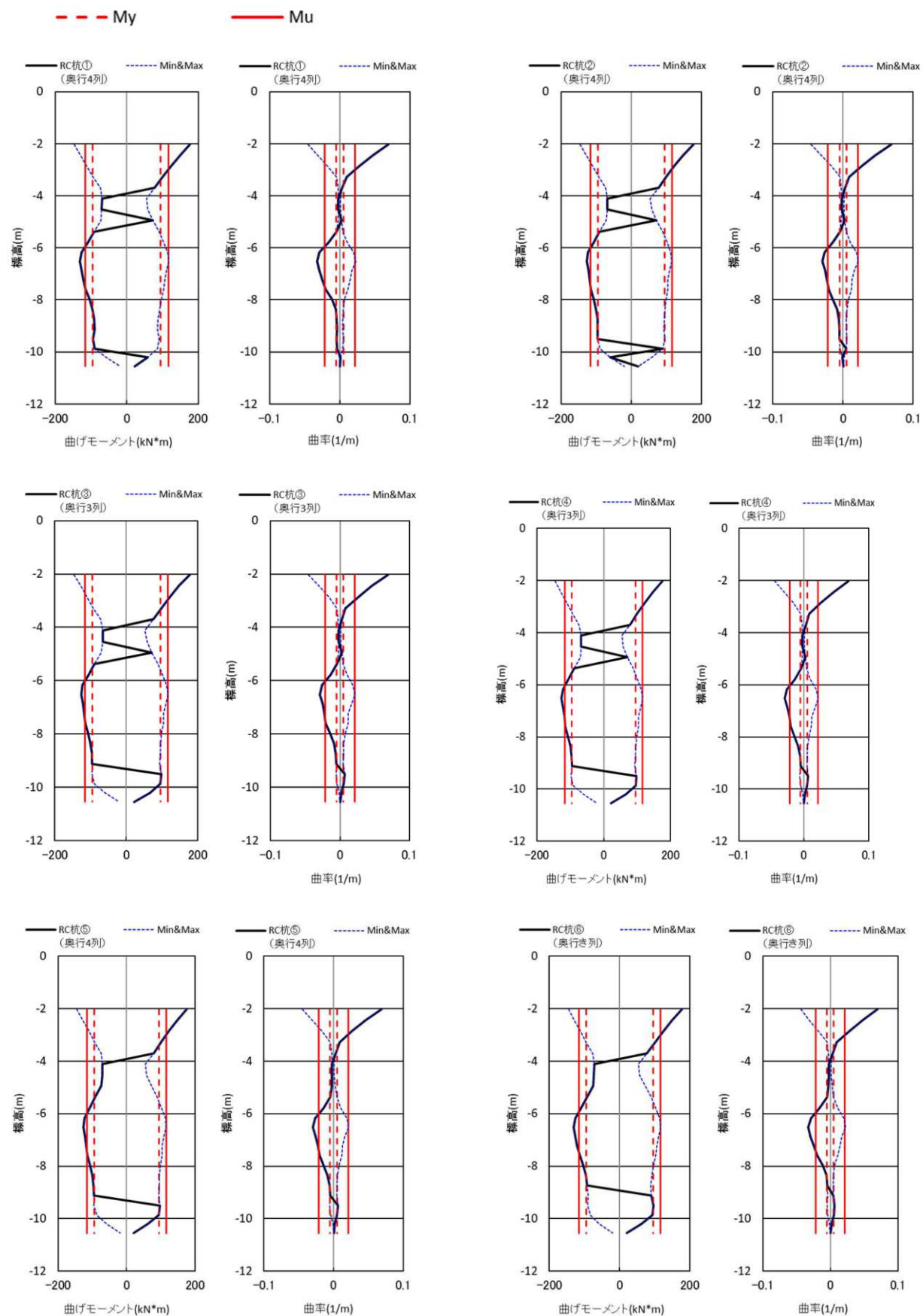


付図-6.2.5 柱の耐震性能結果 (TypeII地震動 II-I-1) $K=0.05$



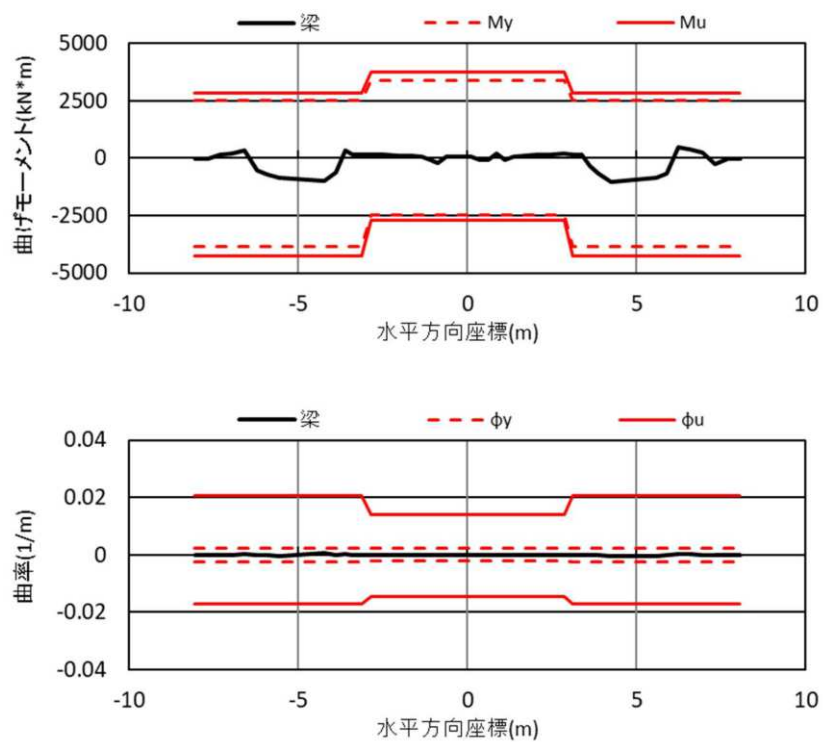
付図-6.2.6 杭の耐震性能照査結果 (TypeI地震動 II-I-1) $_K=0.05$

参考資料：制震デバイスを設置しない場合の杭の耐震性能照査結果

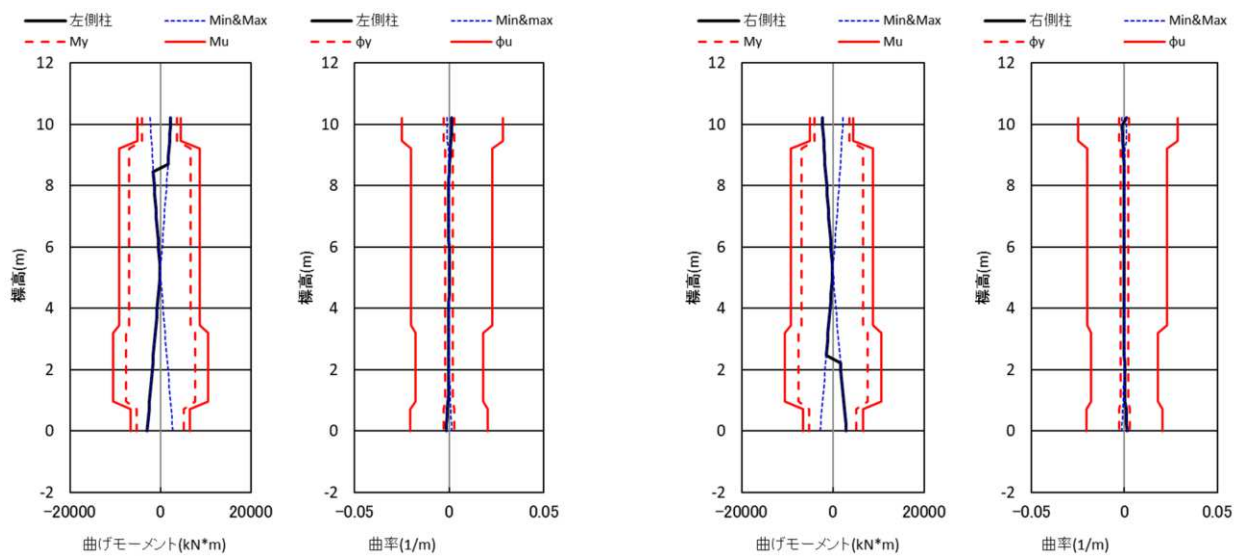


付図-6.2.7 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 II-I-1) _現況

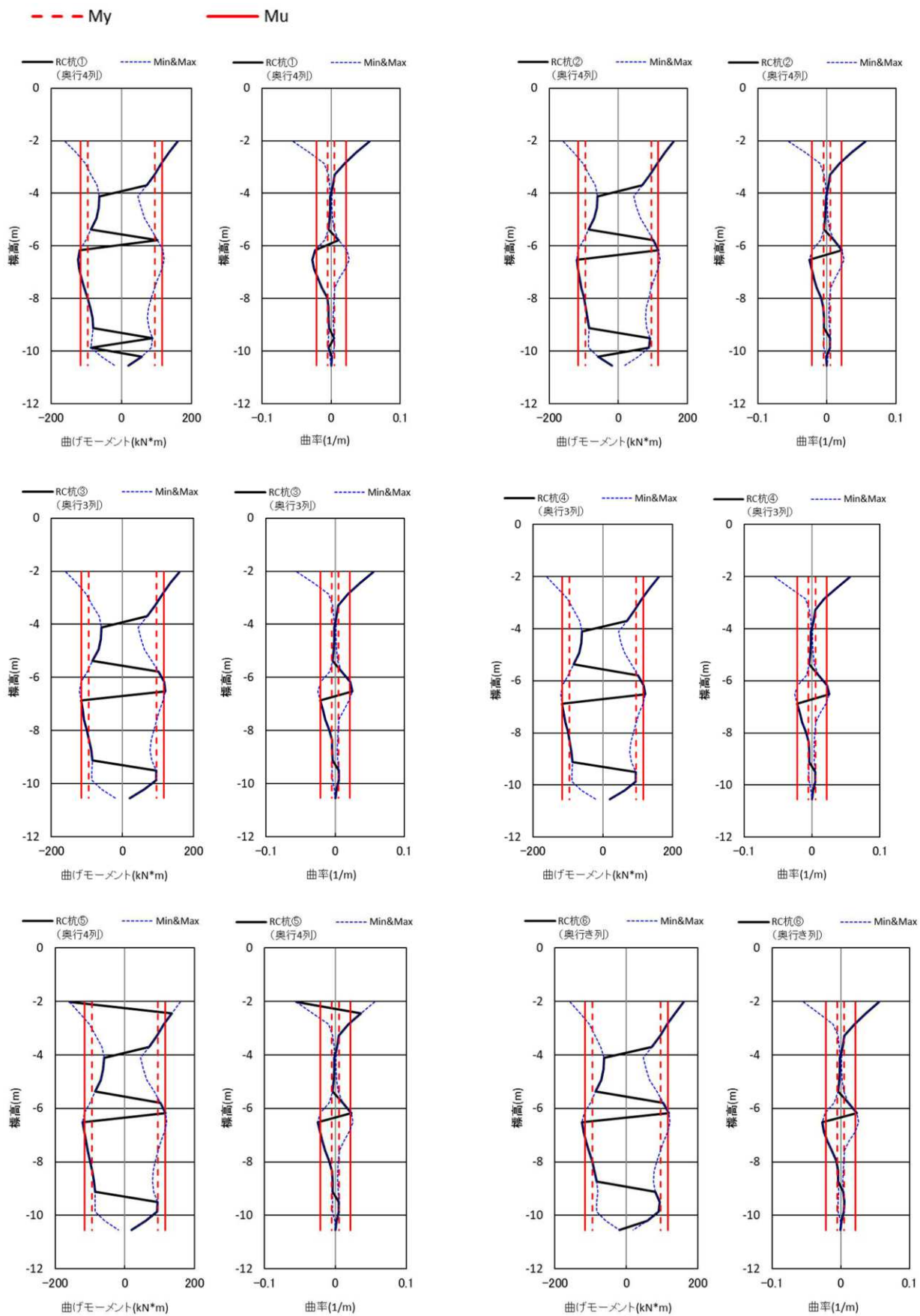
(2) 摩擦ダンパー (K=0.10)



付図-6.2.8 梁の耐震性能結果 (Type II 地震動 II-I-1) $_K=0.10$

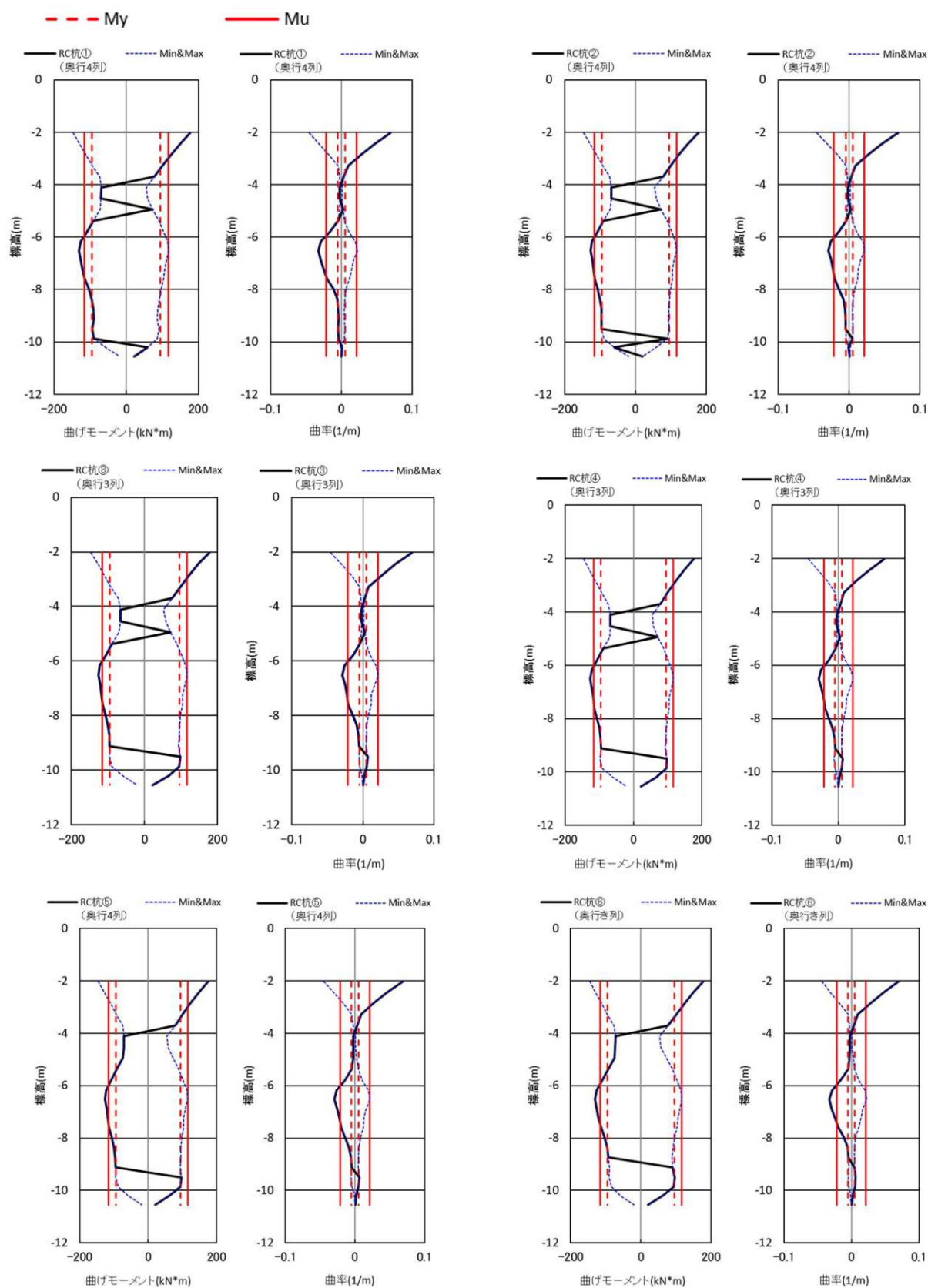


付図-6.2.9 柱の耐震性能結果 (Type II 地震動 II-I-1) $_K=0.10$



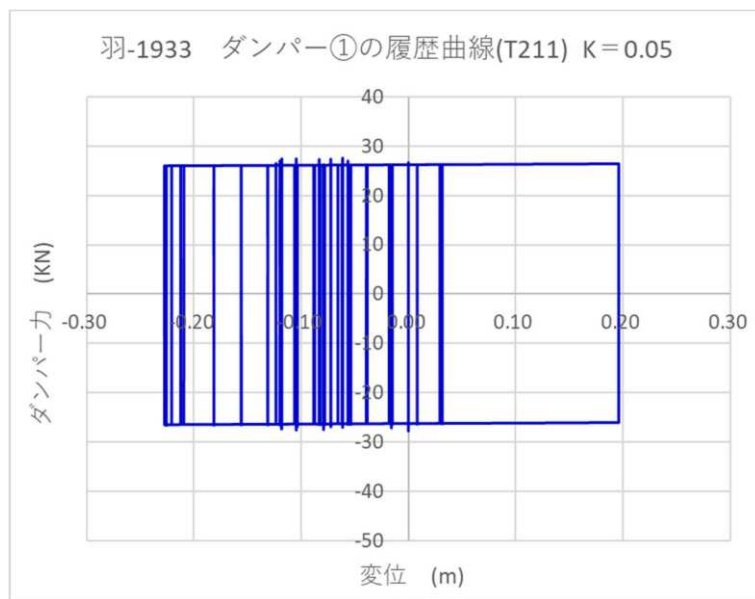
付図-6.2.10 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 II-I-1) $\gamma=0.10$

参考資料：制震デバイスを設置しない場合の杭の耐震性能照査結果

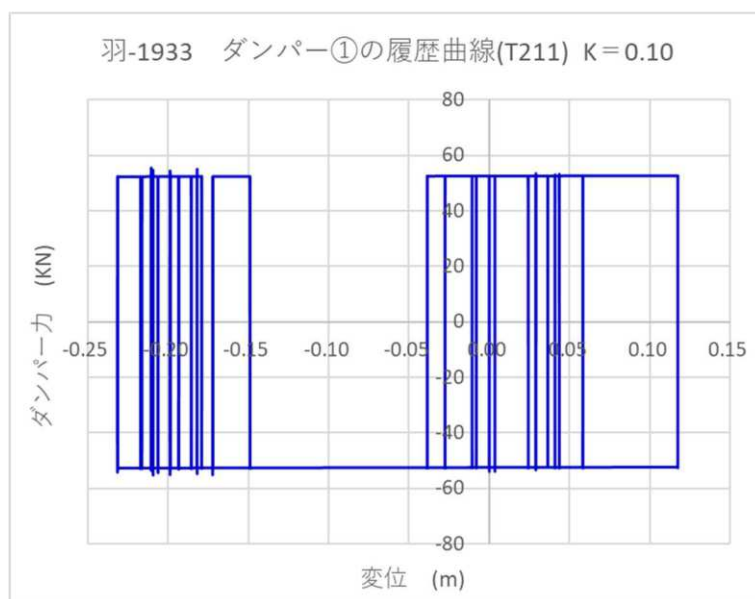


付図-6.2.11 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 II-I-1) 現況

(3) 制震デバイスの荷重-変位関係



付図-6. 2. 12 ダンパー力-変位の履歴曲線 (Type II 地震動 II・I・1) $K=0.05$



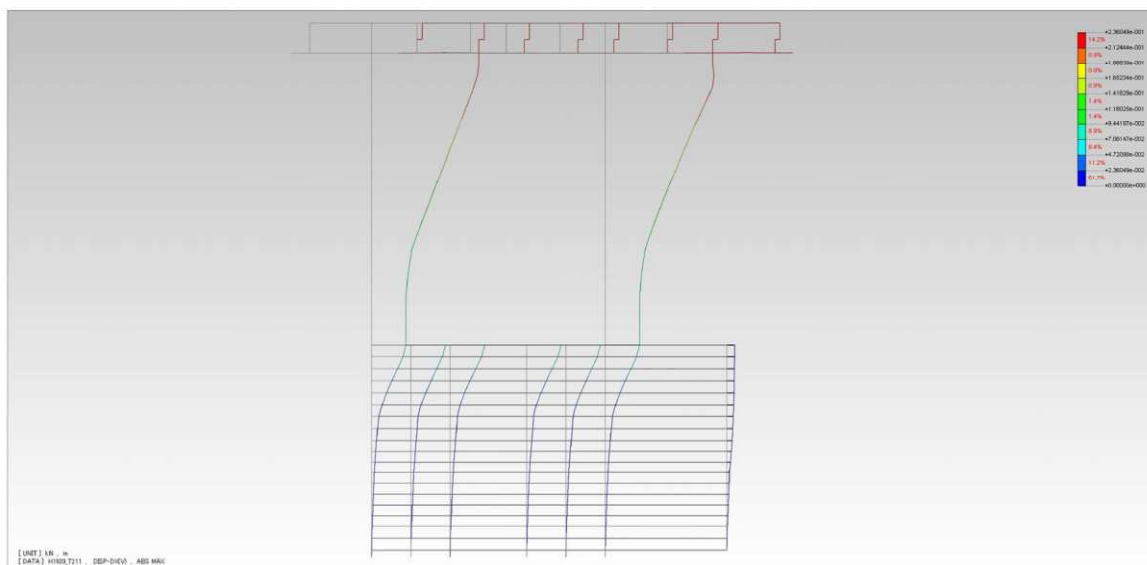
付図-6. 2. 13 ダンパー力-変位の履歴曲線 (Type II 地震動 II・I・1) $K=0.10$

6.2.4 ペンゼンモデルによる解析結果

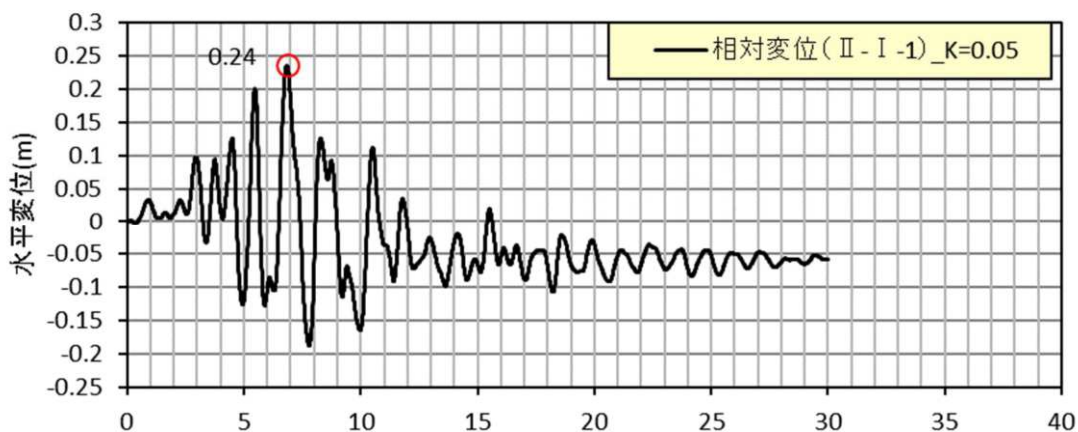
ペンゼンモデルの場合、液状化を考慮すると解析が不安定となる可能性がある、また現実的に液状化発生の可能性が高い橋脚にダンパー等を設置するのはその減衰効果が十分に保証できない可能性もある。以上のことから、本解析では液状化を無視したモデルで制震デバイスの効果検証を行った。

(1) 超低摩擦摩擦ダンパー (K=0.05)

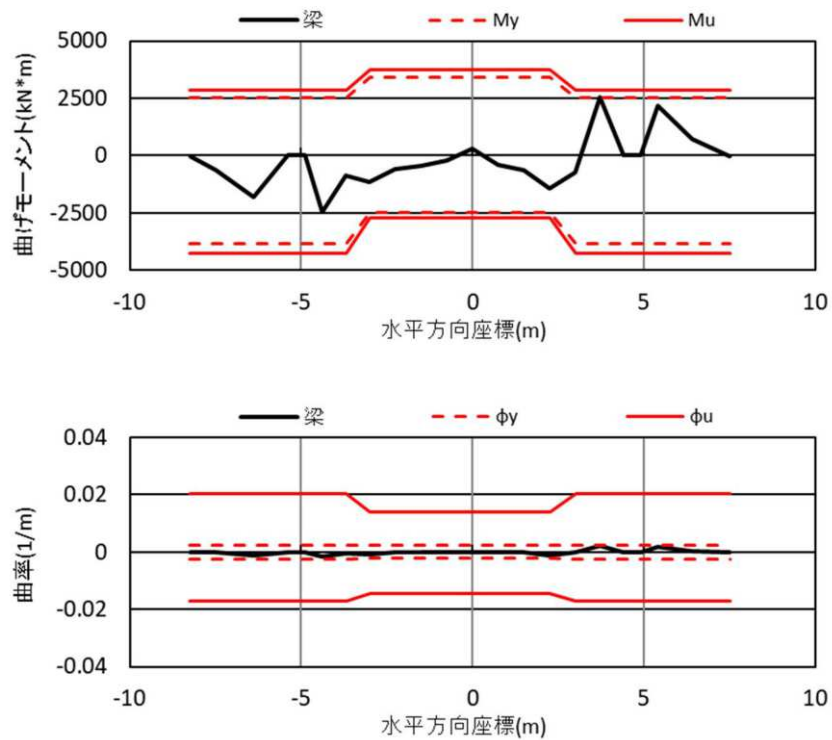
1) 道路橋示方書 Type II 地震動_液状化無視



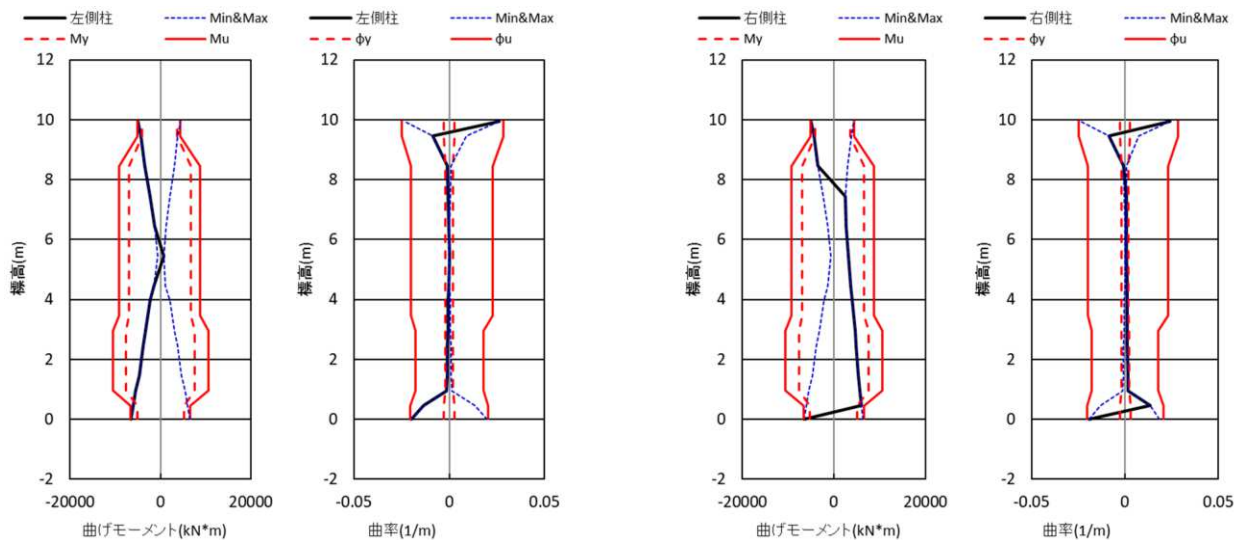
付図-6.2.14 ペンゼンモデル動的解析結果_変位図 (K=0.05) _液状化無視



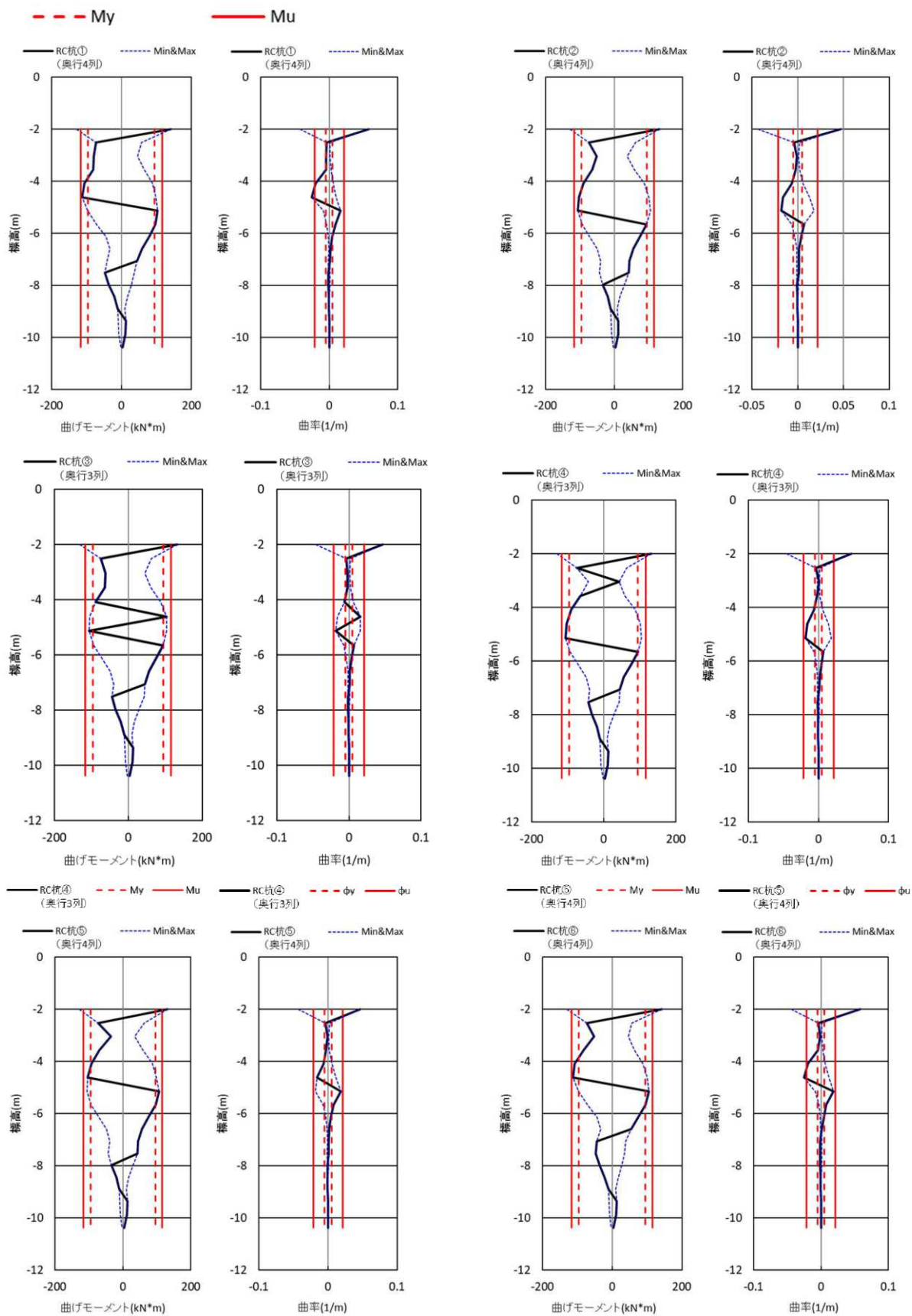
付図-6.2.15 相対変位の時刻歴波形 (上部工慣性力作用位置と杭先端) _液状化無視



付図-6.2.16 梁の耐震性能結果 (Type II 地震動 II-II-1) $_K=0.05$

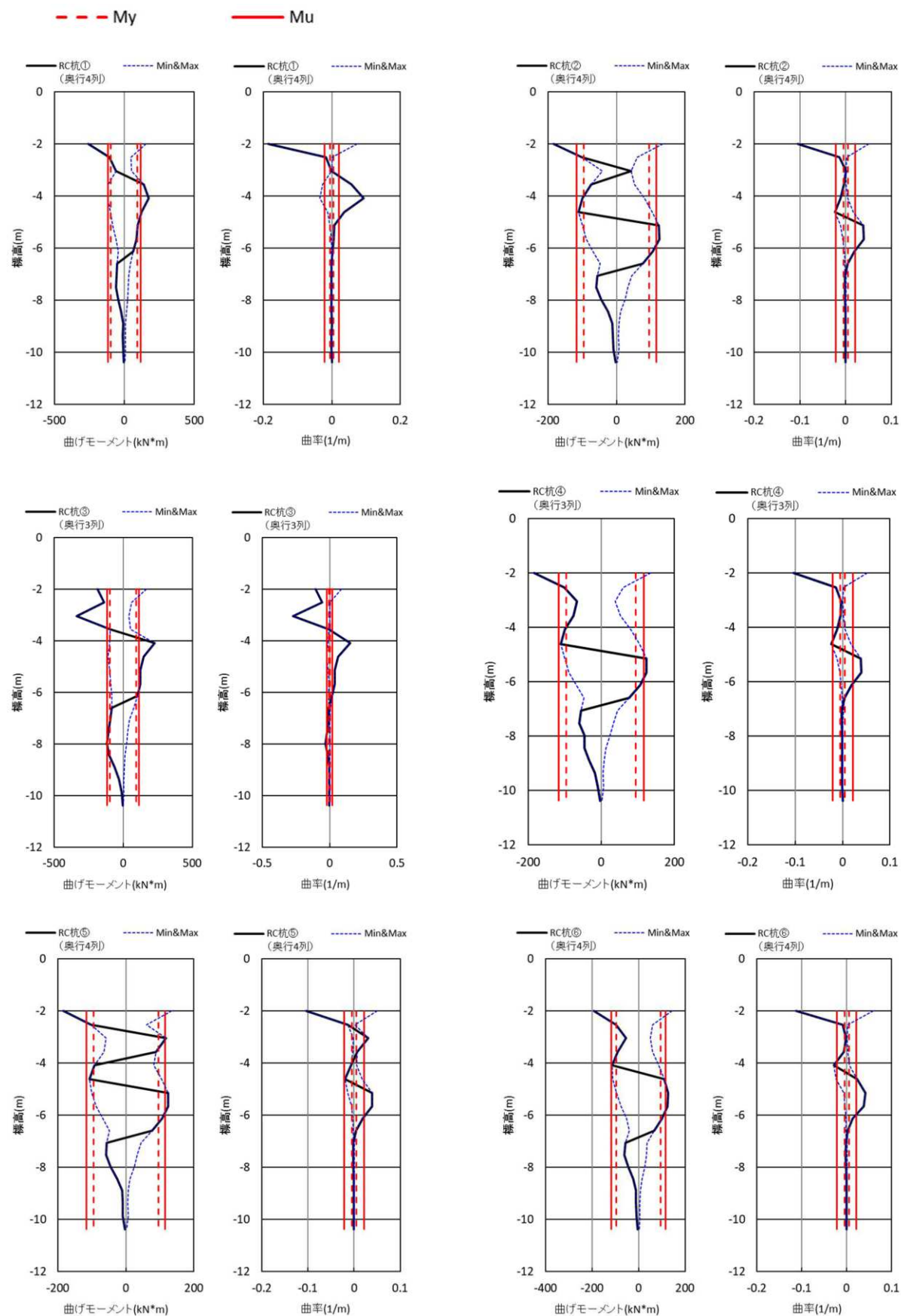


付図-6.2.17 柱の耐震性能結果 (Type II 地震動 II-II-1) $_K=0.05$ 液化化無視



付図-6.2.18 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 II-II-1) $K=0.05$ 液状化無視

参考資料：制震デバイスを設置しない場合の杭の耐震性能照査結果



付図-6.2.19 杭の耐震性能照査結果 (Type I 地震動 II-II-1) _液状化無視

検証の結果、橋脚部については制震デバイス設置の効果により応答値が低減されることが確認できたが、今回の対象橋脚における解析結果からは制震デバイス設置による基礎の応答値低減効果はあまり期待できないと考えられる。この理由としては、地震時の地盤振動作用が上部構造及び橋脚構造の慣性力作用による影響に比べて杭基礎の挙動（変形）に対して支配的になっているということが考えられる。

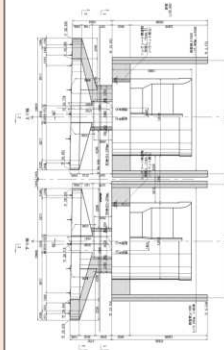
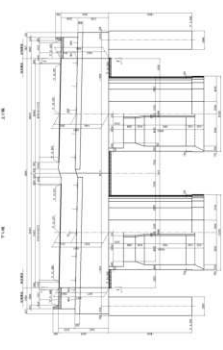
羽-1933 FEMモデル(液状化考慮)

羽-1933 ベンゼンモデル(液状化無視)

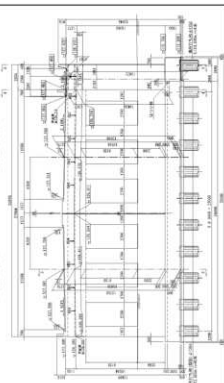
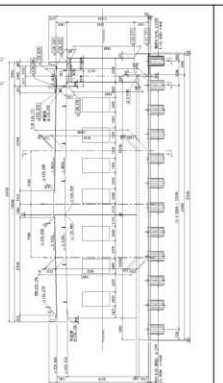
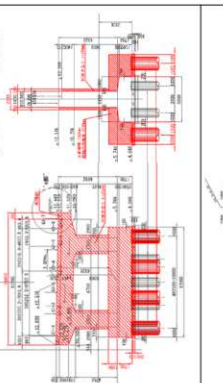
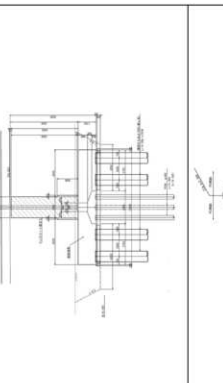
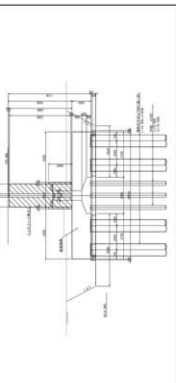
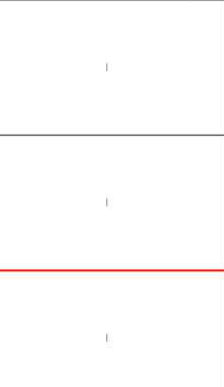
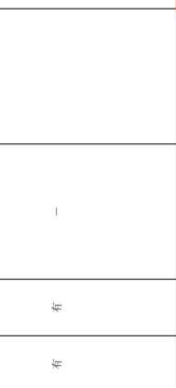
– 683 –

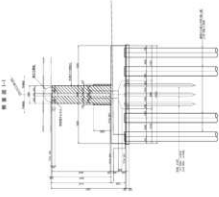
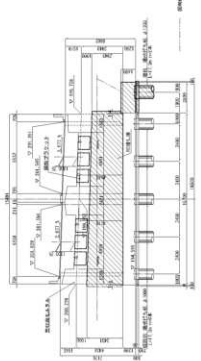
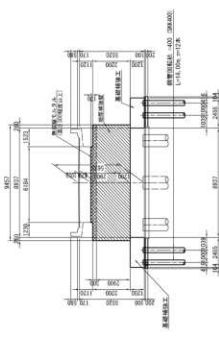
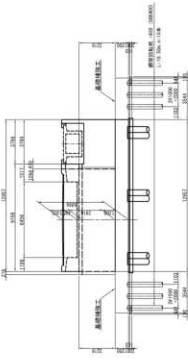
付属資料7 既設杭基礎の補強事例

NEXCO内での既設杭補強の事例（場所打ち杭：24事例/31事例、ケーソン：2事例/31事例、既製杭：4事例/深礎杭：1事例/31事例）

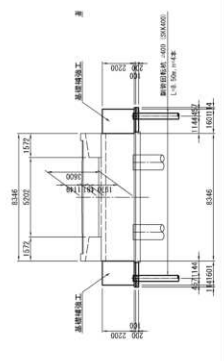
事例No.	路線名	橋梁名	設計目的	対象 下部工	既設基礎		基礎の補強		施工条件			施工方法		一般図		
					基礎形式	径・斜杭	径(mm)	直・斜杭	地盤杭	直・斜杭	監視増厚 有無	空洞制限 有無	その他		選定理由	他施工方法との比較
1	関越自動車道 新潟線	越辺川橋	付加車幅 設置に伴う拡張	橋脚	ケーソン基礎	直杭	Φ1200	直杭	鋼管矢板基礎	直杭	Φ1000	有	・既設地点は全体に硬質層が分布し、支持層は軟弱な土質である。Aa層の最大深さは80mm程度であり、南端部の広い範囲である。	・地下での低空掘削工に対して可能な工法は鋼管を回転注入する工法であり、鋼・玉石の分布、支持層も硬質の地層の露出は不要である。	・既設ケーソン基礎は設計容積を十分に確保している。鋼管杭下端はケーソン基礎底面の応力分散範囲に入らないため、ケーシング支持地盤に形成しない。 ・現地調査からの施工では、既設より下までの高さで掘削することができないため、ケーソン基礎まで掘削し、施工基礎とした。	
2	関越自動車道 新潟線	越辺川橋	付加車幅設置 に伴う拡張	橋台	ケーソン基礎	直杭	Φ1200	直杭	深礎杭	直杭	Φ3000	有	・既設地点は全体に硬質層が分布し、支持層は軟弱な土質である。Aa層の最大深さは80mm程度であり、南端部の広い範囲である。	・既設護岸を一部撤去が必要 ・切削を行い、内部を締め固めることで上部に安定した土質が形成され、掘削の経済性により決定した。	・場所打ち杭による掘削（ワーキング法）は大きく掘削範囲が広い。掘削の経済性に劣る。掘削の安定性により決定した。 ・マイクロナイル工法による掘削は、掘削範囲が狭く、掘削の安定性に劣る。掘削の安定性により決定した。 ・マイクロナイル工法による掘削は、掘削範囲が狭く、掘削の安定性に劣る。掘削の安定性により決定した。	
3	関越自動車道 新潟線	葛川遊設橋	付加車幅設置 に伴う拡張	橋脚	場所打ち杭	直杭	Φ1000	直杭	直杭	直杭	Φ215.1	有	・既設地点は、上位より沖積層、洪積層、第三紀層の順に堆積している。洪積層は砂礫層から形成されており、とどこころに砂礫土が分布する。洪積層は砂礫層から形成されており、とどこころに砂礫土が分布する。洪積層は砂礫層から形成されており、とどこころに砂礫土が分布する。	・小口径であるが高剛い支持力を得ることができ、掘削範囲が狭く、掘削の安定性に劣る。掘削の安定性により決定した。	・場所打ち杭による掘削（1）掘削時の底面の砂礫土を掘削範囲に広げ、掘削範囲を狭くする。掘削範囲を狭	

事例No.		路線名	橋梁名	橋梁形式	直・斜杭	径(mm)	施工方法	基礎の補強			施工条件			選定理由		他施工方法との比較		その他
設計目的		対象	下流工	基礎形式	直・斜杭	径(mm)	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭	直・斜杭
6	関越自動車道 新島橋	高麗川橋	付加車線設置に伴う拡張	橋脚	場所打ち杭	直杭	Φ1200	低空頭機械	場所打ち杭	直杭	Φ1200	有	地盤条件	杭下の上空制限高は3.1m未満となっている。	・実部地盤は付加車線は、付加車線は付加車線は、付加車線は付加車線である。Aa部は、地盤性の高い地盤である。	・施工基面の掘下げについて、掘下げは掘下げ		

事例No.		路線名	橋梁名	橋梁型式	径・斜杭	径(mm)	基礎基礎	施工方法	基礎の補強			施工条件			施工方法		一般図	
設計目的		対象下部工	基礎形式		直・斜杭		径(mm)		基礎埋厚	空洞制限	地盤条件	その他	選定理由	他施工方法との比較	その他			
11	関越自動車道新島線	西川橋	場所打ち杭	直杭	Φ1200	直杭	場所打ち杭	直杭	Φ1200	無	無	地質は、橋名大山起源の水山鳴山物ではおられる。その下部には古利根川が運搬した段丘礫が分布する。また、河川が運搬した玉石、礫及び粗粒砂で構成され、当該地盤の支持層となる。	・新設部の基礎構造は既設部の縦桁構構と同様の構造形式で、新設部と既設部を一体化して一体化する。	—	—			
12	関越自動車道新島線	苦海橋	場所打ち杭	直杭	Φ1200	直杭	場所打ち杭	直杭	Φ1200	無	無	地質は、橋名大山起源の水山鳴山物ではおられる。その下部には古利根川が運搬した段丘礫が分布する。また、河川が運搬した玉石、礫及び粗粒砂で構成され、当該地盤の支持層となる。	・新設部の基礎構造は既設部の縦桁構構と同様の構造形式で、新設部と既設部を一体化して一体化する。	—	—			
13	京葉道路	加曽利高架橋	橋脚	場所打ち杭	直杭	Φ1000	低空宙スライド工法	場所打ち杭	直杭	Φ1500	有	地盤構成は、基土は、沖積土で、支持層は粗砂質土層となっている。A-Cは液状化地盤と判定されている。	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。			
14	名神高速道路	服部高架橋	ロッカー橋脚の耐震補強	PC杭	直杭	Φ1000	低空宙スライド工法	場所打ち杭	直杭	Φ1000	有	—	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。			
15	名神高速道路	島田高架橋	ロッカー橋脚の耐震補強	PC杭	直杭	Φ550	低空宙スライド工法	場所打ち杭	直杭	Φ1000	有	—	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。	・低空宙スライド工法は、低空宙スライド工法、狭小クリアランス、SSR工法などがある。			

事例No.		路線名	橋梁名	設計目的	対象 下部工	原設基礎		基礎の補強			施工条件				選定理由	施工方法		その他	一般図
						基礎形式	直・斜杭 径(mm)	施工方法	補強杭	直・斜杭	径(mm)	底版埋厚 有無	空洞埋塞 有無	地盤条件		その他			
16		名神高速道路	五日月高架橋	ロッキング橋脚 の耐震補強	橋脚	既杭	直杭 Φ350	—	場所打ち杭	直杭	Φ1000	有	無	—	—	—			
17		東北自動車道	片岡第一橋	ロッキング橋脚 の耐震補強	橋台	場所打ち杭	直杭 Φ1000	—	場所打ち杭	直杭	Φ1500	有	無	—	—	—			
18		東北自動車道	松子橋	ロッキング橋脚 の耐震補強	橋台	場所打ち杭	直杭 Φ1000	—	場所打ち杭	直杭	Φ1000	有	無	—	—	—	無	クレーニングのせん断耐力を 確保するために、右側面に 増し杭を設ける。	
19		東北自動車道	牛庭橋	ロッキング橋脚 の耐震補強	橋台	場所打ち杭	直杭 Φ1000	—	鋼管H形杭	直杭	Φ400	無	無	底版の増厚をしない工法を 選定する。	—	—			
20		東北自動車道	大久保橋	ロッキング橋脚 の耐震補強	橋台	場所打ち杭	直杭 Φ1000	—	鋼管H形杭	直杭	Φ400	無	無	底版の増厚をしない工法を 選定する。	—	—			

NEXCO内での既設杭補強の事例（場所打ち杭：24事例/31事例、ケーソン：2事例/31事例、既製杭：4事例/31事例、深礎杭：1事例/31事例）

基礎基礎										施工条件		施工方法との比較		その他		一般図	
事例No.	路線名	橋梁名	橋梁形式	直・斜杭	径(mm)	施工方法	基礎の補強		直・斜杭	径(mm)	既設埋厚有無	地盤条件	その他	選定理由	施工方法	その他	一般図
							補強杭	直・斜杭									
21	東北自動車道	東原橋	橋台	場所打ち杭	直杭	Φ1000	—	鋼管H形杭	直杭	Φ400	有	地盤構成は、GL+0.0m付近までは粘性土と砂質土の互層からなり、それ以降は、N値10～18.5mまでである。N値は10～23.4mまでは、N値30程度の粘性土、砂質土がある。支持層はGL+23.4mからの硬質土でN値50以上となる。	・橋軸直角方向への増し重を基本とする。ただし、張り出し重が大きくなり、底版直下の軟弱な砂質土を22mの軟弱土と仮定し、この20m程度である。N値は10～23.4mまでは、N値30程度の粘性土、砂質土がある。支持層はGL+23.4mからの硬質土でN値50以上となる。	—	—		
22	東北自動車道	北篠崎橋	橋脚	場所打ち杭	直杭	Φ1000	オールケーシング工法	場所打ち杭	直杭	Φ1000	無	地盤面より砂質土、粘性土の互層となっており、GL+9.0～22.0mまでは、N値2程度の軟弱な地盤となっており、第一車線の内側から決定する最大N値30程度の砂質土層が厚い。	・場所打ち杭、深礎杭と同様に、全断面杭（C）Φ1000、鋼管杭（中継り				

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.640 June 2026

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