共同研究報告書
整理番号第278号

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する
共同研究報告書（その２）

平成13年12月

独立行政法人土木研究所
(財)先端建設技術センター
極東工業(株)
(株)鴻池組
三信建設工業(株)
(株)白石
(株)錢高組
東洋建設(株)
利根地下技術(株)
日特建設(株)
日本基礎技術(株)
ヒロセ(株)
(株)フジタ
ライト工業(株)

Copyright© (2001) 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、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、土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第278号 2001年10月

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する
共同研究報告書（その２）

独立行政法人土木研究所　技術推進本部（施工技術チーム）主席研究員　大下　武志
独立行政法人土木研究所　構造物研究グループ（基礎チーム）上席研究員　福井　次郎
（財）先端建設技術センター　研究第三部部長　松田　哲夫
極東工業（株）　技術本部　技術部　課長代理　中田　順憲
（株）鴻池組　土木本部　技術部　部長　吉田　幸司
三信建設工業（株）　常務取締役技術開発部長　大友　孝之
（株）白　石　技術本部　補修・補強事業推進室　室長　天野　明
（株）錢高組　技術本部　技術研究所　主席研究員　水取　和幸
東洋建設（株）　土木技術部　第三技術室　室長　岡　憲二郎
利根地下技術（株）　技術開発部　部長　荻須　一致
日特建設（株）　技術本部　副本部長　大山　廣喜
日本基礎技術（株）　重機事業本部　副本部長　中原　巌
ヒロセ（株）　補強土事業本部　技術部　技術２ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ　妻鹿　誠
（株）フジタ　技術センター技術研究所　土木研究部　部長　斉藤　悦郎
ライト工業（株）　技術本部　法面防災部　部長　長谷川　泉

要　旨

既設構造物の耐震補強のために、桁下空間や近接構造物の影響が少ない効率的な補強工法の開発を目的とし、建設省土木研究所、（財）先端建設技術センター、民間12社により、平成11年度から３ヶ年の予定で「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究を実施している。

本報告書は、平成12年度に行った研究成果を取りまとめたもので、主に異種群杭の荷重分担を明らかにするための静的水平載荷実験、および異種群杭の動的挙動把握のための振動台実験について記述している。

キーワード：橋梁基礎、耐震補強、液状化対策、荷重分担、振動台実験

まえがき

既設構造物の耐震補強や液状化対策に際しては、橋脚部だけではなく基礎部も含めた補強が不可欠である。しかしながら、特に都市部においては桁下空間や近接構造物などによる制約を受け、十分な施工空間のない厳しい現場条件下での作業が要求されることから、増し杭や地盤改良が困難な場合がある。このため、このような条件下でも適用可能な適切な工法の開発が望まれている。

以上から、建設省土木研究所、(財) 先端建設技術センター、民間 12 社により、平成 11 年度から 3 ヶ年の予定で「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究を実施し、既設構造物直下でも現場条件の制約を受けない耐震補強技術および液状化対策技術を開発することを目的としている。平成 11 年度の成果については、すでに共同研究報告書第 246 号「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書 (その 1)」に取りまとめている。本報告書は、平成 12 年度に行った研究成果を取りまとめたものである。

独立行政法人土木研究所
技術推進本部 (施工研究室) 主席研究員　大下　武志
構造物研究グループ (基礎) 上席研究員　福井　次郎

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その２）

目　次

1. 平成12年度研究概要 …… 1
   1.1 研究目的 …… 1
   1.2 研究内容 …… 1
   1.3 研究体制 …… 3
2. 静的模型実験（共通実験①） …… 5
   2.1 目的 …… 5
   2.2 載荷実験 …… 5
      2.2.1 実験ケース …… 5
      2.2.2 実験の方法 …… 9
      2.2.3 実験の結果 …… 15
      2.2.4 実験のまとめ …… 26
   2.3 数値解析 …… 26
      2.3.1 地震時保有水平耐力法に基づくシミュレーション …… 26
      2.3.2 FEMによるシミュレーション …… 38
      2.3.3 実験結果を考慮した感度分析 …… 51
   2.4 遠心水平載荷試験 …… 60
      2.4.1 目的 …… 60
      2.4.2 実験概要 …… 60
      2.4.3 実験結果 …… 61
      2.4.4 実験の考察 …… 64
   2.5 まとめと課題 …… 64
3. 振動台模型実験（共通実験②） …… 66
   3.1 実験による検討 …… 66
      3.1.1 実験の概要 …… 66
      3.1.2 実験の目的 …… 66
      3.1.3 実験方法 …… 66
      3.1.4 結果および考察 …… 70
      3.1.5 まとめ …… 76
      3.1.6 平成13年度模型実験計画（液状化地盤における振動台模型実験） …… 76
4. 研究対象の新工法の研究成果 …… 79
   4.1 高耐力マイクロパイル工法 …… 79
      4.1.1 研究成果 …… 79

4.1.2　研究課題……95
4.1.3　研究計画……97
4.2　ＳＴマイクロパイル工法……99
4.2.1　研究成果……99
4.2.2　研究課題……116
4.2.3　研究計画……117
4.3　ねじ込み式マイクロパイル工法……119
4.3.1　研究成果……119
4.3.2　研究課題……132
4.3.3　研究計画……133
4.4　小径ドレーン工法……135
4.4.1　研究成果……135
4.4.2　研究課題……159
4.4.3　研究計画……160
4.5　ＳＳＰ工法……162
4.5.1　研究成果……162
4.5.2　研究課題……183
4.5.3　研究計画……184
5.　高耐力マイクロパイル工法の施工法に関する研究成果……185
5.1　制約条件下の施工特性……185
5.1.1　制約条件……185
5.1.2　施工シミュレーション……186
5.1.3　シミュレーションによる施工特性の評価……201
5.2　削孔機械の選定基準……202
5.3　施工管理……206
5.3.1　管理基準の検討……206
5.3.2　施工管理手法の開発……212
6.　新工法と併用を検討した液状化対策工法例……223
6.1　液状化対策工法の分類と現状……223
6.2　試設計例（ハイドレーンパイルによる耐震補強工法）……225
6.2.1　工法概要……225
6.2.2　ＨＤＰについて……225
6.2.3　ＨＤＰによる耐震補強に関する一試算……226
6.2.4　ＨＤＰの仕様検討例……229
7.　今後の課題……231

1．平成12年度研究概要

1.1　研究目的

合理的かつ確実な耐震安全性を確保する補強工法の積極的な導入が求められている。本共同研究では、上記のニーズに応える補強技術として高耐力マイクロパイル工法、ＳＴマイクロパイル工法、ねじ込み杭工法、小径ドレーン工法、ＳＳＰ工法の５工法を対象に、各候補の耐震補強効果を明らかにし、設計･施工法を確立することを目的としている。

1.2　研究内容

平成12年度は、「小口径杭による増し杭補強工法」に関して、共同研究参加者全員で以下の２つの共通実験を実施した。

（1）既設杭と小口径杭の荷重分担の解明（静的共通実験）

小口径摩擦杭は、一本の杭で用いられることは少なく、一般的には増し杭として既設杭とフーチングにより結合して用いられる。このような異種の群杭基礎に水平力が作用し、杭が大きく変形した時、地盤内応力を介して各杭が相互に干渉しあうため、単杭に比べて各杭に作用する地盤反力がその位置や杭間隔などによって異なることが知られている。しかし、群杭に関する実験のほとんどは同種杭のものであり、既設橋梁基礎を異種杭で補強した場合の各杭の挙動については未だ解明されていないのが現状である。

そこで、本実験では、ひずみゲージを貼付した既設杭および増し杭の２種類の模型杭を作成し、国土交通省土木研究所内にある深層土槽を用いて異種杭基礎の水平載荷試験を行う。この実験より得られる各杭における杭頭変位、杭体ひずみ等のデータから既設橋梁基礎を小口径摩擦杭で補強する場合の群杭効果、既設杭と小口径摩擦杭の荷重分担等を把握した。

（1）地震時の小口径杭の耐震補強効果の確認（動的共通実験）

近接構造物等の施工上の制約条件を受けるため、従来の工法での対応が難しい場合が多くなっている。近年、狭隘な空間で施工可能な小口径の鋼管杭が注目されているが、地震時の挙動については十分な検討が必要である。そこで、小口径の鋼管杭で補強された杭基礎構造物の動的挙動及び基礎の補強効果を定性的に把握することを目的として振動台による模型実験を実施した。

本実験では、小口径の直杭および斜杭で補強した既設基礎構造物をモデル化し、振動模型実験を実施することで、その補強効果について定性的に確認した。

振動台実験はせん断土槽を用い重力場で実施した。実験は既設杭基礎モデル、小口径の鋼管杭を直杭で増杭したモデル、および斜杭(15度)で増杭したモデルに対し、上部構造重量の有りと無しの状態で行った。

また、各工法についても、以下に示す実験・解析を行った。

（1）高耐力マイクロパイル出来形確認実験

支持地盤における定着部の形状、定着長の違いによる支持力への影響等、マイクロパイルの支持力機構の解明を目的として、模型地盤にてマイクロパイル定着部の出来形の確認と引き抜き試験を実施した。

（2）ＳＴマイクロパイル載荷試験

ＳＴマイクロパイル工法を基礎の耐震補強技術へ適用させるためには、支持力特性や水平抵抗特性を解明し、耐震補強効果を検証する必要があった。そこで、実大規模の試験施工、鉛直押込み載荷試験、引抜き載荷試験、水平交番載荷試験を実施した。

（3）ねじ込み式マイクロパイル載荷試験

ねじ込み式マイクロパイルの支持力式、杭の軸方向バネ定数の評価および施工性能の確認を行うため、実大の施工機を用いてねじ込み式マイクロパイルを打設し、載荷試験を実施した。

（4）小径ドレーン工法振動台実験

小口径ドレーン工法の適用効果およびドレーン材の配置の相違が杭基礎に与える影響を把握するため、液状化対策工法として杭基礎周辺に小口径スクリーン管を配置した模型振動台実験を実施した。

（5）ＳＳＰ工法曲げ試験

ＳＳＰ工法は、パイルベント橋脚の耐震補強として、既設杭外側に補強鋼版を圧入後、無収縮モルタルで一体化させるものである。そこで、その補強された杭の挙動および降伏耐力や終局耐力等の力学的特性を解明するため、補強前、補強後の２種類の杭体で曲げ試験を実施した。

1.3　研究体制

表-1.2.2 に平成 12 年度共同研究担当者名簿を示す。

表-1.2.2　平成 12 年度共同研究担当者名簿

氏　名	所　属
大下　武志	建設省土木研究所　材料施工部　施工研究室　室長
市村　靖光	〃　〃　〃　研究員
井谷　雅司	〃　〃　〃　技官
森脇　正博	〃　〃　〃　交流研究員
福井　次郎	〃　構造橋梁部　基礎研究室　室長
西谷　雅弘	〃　〃　〃　主任研究員
梅原　剛	〃　〃　〃　技官
渡辺　達哉	〃　〃　〃　交流研究員
松田　哲夫	(財) 先端建設技術センター　研究第三部　部長
坂本　悟	〃　〃　主任研究員
武田　康司	〃　〃　主任研究員
中田　順憲	極東工業 (株)　技術本部　技術部　課長代理
岡田　繁之	〃　〃　補修部　補修課　課長
戸川　邦彦	〃　〃　技術部　開発課　課長
山根　隆志	〃　〃　〃　課長
吉田　幸司	鴻池組 (株)　土木本部　技術部基礎担当　部長
谷　善友	〃　〃　〃　課長
田中　幸芳	〃　〃　〃　課長
楠見　正人	〃　大阪本店　土木設計部　主任
井上　光治	〃　土木本部　技術部機電担当　部長
大友　孝之	三信建設工業 (株)　常務取締役技術開発部長
大沢　一実	〃　技術開発部　部長
山崎　淳一	〃　東京第二事業部　課長
仲家　純次	〃　技術開発部
天野　明	(株) 白石　技術本部　補修・補強事業推進室　室長
吉川　信男	〃　〃　技術部　部長
大石　雅彦	〃　〃　開発技術部　課長代理
山本　洋一	〃　第一営業部　技術コンサルタント室　次長
堀江　通	〃　東京支店　第三工事部　部長
水取　和幸	(株) 錢高組　技術本部　技術研究所　主席研究員
渡辺　淳	〃　土木本部　技術部　課長
高津　忠	〃　技術本部　技術研究所　主任研究員
原田　尚幸	〃　〃　〃　研究員
谷野　洋一	〃　土木本部　技術部
岡　憲二郎	東洋建設 (株)　土木技術部　第三技術室　室長
合田　和哉	〃　土木設計部　課長代理
三木　健男	〃　土木技術部　第三技術室　係長
荻須　一致	利根地下技術 (株)　技術開発部　部長
前田　忠重	〃　〃　部長
陳　明	〃　〃　係長
坂本　和巳	〃　〃　部員
村田　道彦	〃　〃　部員

氏　名	所　属
大山　廣喜	日特建設（株）　技術本部　副本部長
山田　浩	〃　営業本部　ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟ長
外崎　亘	〃　技術本部　技術部　主任
田中　頼博	〃　〃　筑波研究所　主任
中原　巌	日本基礎技術（株）　重機事業本部　副本部長
竹石　峰也	〃　〃　技術部　副部長
濱波　敦	〃　〃　〃　課長代理
小野寺　賢	〃　〃　〃　主任
小原　秀夫	〃　技術本部　機材部　課長
妻鹿　誠	ヒロセ（株）　補強土事業本部　技術部　技術２ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ
大谷　義則	〃　〃　〃　〃　副長
斉藤　悦郎	（株）フジタ　技術センター　技術研究所　土木研究部　部長
畑野　俊久	〃　営業総本部　土木営業本部　営業部　次長
中村　正博	〃　〃　〃　〃　主席ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
池水　富美矢	〃　〃　〃　〃　主席ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
江口　孝	〃　土木本部　生産技術部　主査
岸下　崇裕	〃　技術センター　技術研究所　土木研究部　主査
相良　昌男	〃　〃　〃　〃　主査
長谷川　泉	ライト工業（株）　技術本部　法面防災部　部長
横田　弘一	〃　〃　〃　課長代理
石黒　勇次	〃　開発本部　土木開発課　主任
田端　裕司	〃　〃　〃　課員

2.静的模型実験（共通実験①）

2.1　目的

マイクロパイルのような小口径杭によって既設橋の杭基礎を補強する場合には、多数のマイクロパイルを既設杭の周囲に配置し、フーチングと結合することになる。一般に、このような群杭基礎に水平力が作用し杭が大きく変形する場合、地盤内応力を介して各杭が相互に干渉しあい、単杭の時に比べて、各杭に作用する地盤反力がその位置や杭間隔などによって異なる。

これまで群杭に関する実験のほとんどは同種同径の杭で実施されているが、マイクロパイルで既設基礎を補強する場合のように、比較的大口径の既設杭と小口径のマイクロパイルから構成される異種異径の群杭となるときの各杭の挙動については、まだ解明されていない。

そこで、異種異径の群杭となるときの群杭効果を把握するとともに、補強効果（群杭効果を含む）を適切に考慮できる合理的な補強設計法を検討するための基礎資料とするために、マイクロパイルによる補強を想定した異径杭からなる群杭模型の静的水平載荷実験を実施することにした。

また、実験の後、現行の設計基準を基本として、載荷実験の数値シミュレーションを行い、実験結果と数値解析結果とを比較分析することにより、現行の設計法を異種異径の群杭の設計に適用した場合の適用性、問題点などについて検討を行った。

2.2　載荷実験

2.2.1　実験ケース

異種異径群杭基礎となるときの群杭効果を把握するために、**表-2.2.1**に示す７ケースの静的水平載荷実験を行うことにした。実験モデルは、昨年度の共同研究報告書における各試設計結果を参考にして、実物大基礎を約１／５に縮小することにより設定した。既設杭および補強杭の模型として、**表-2.2.2**の諸元を有する鋼管を用いることにした。

表-2.2.1　載荷試験ケース

CASE	内　　容	杭心間隔 (既設杭と補強杭)	斜杭角度	載荷方式
1	単杭（既設杭）	－	－	一方向載荷
2	単杭（補強杭）	－	－	一方向載荷
3	既設杭４本	－	－	一方向載荷
4	既設杭４本＋補強杭６本（直杭）	200mm	－	交番載荷
5	既設杭４本＋補強杭６本（直杭）	400mm	－	一方向載荷
6	既設杭４本＋補強杭６本（斜杭）	200mm	10°	一方向載荷
7	既設杭４本＋補強杭６本（斜杭）	200mm	20°	一方向載荷

表-2.2.2　模型杭諸元

	杭径 (mm)	肉厚 (mm)	断面積 (cm^2)	断面係数 (cm^3)	曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)	$1/\beta$ (cm^{-1})	降伏ひずみ (μ)
既設模型杭	114.3	3.5	12.18	32.7	385.4	73.2	1549
補強模型杭	34.0	2.3	2.291	1.70	5.95	28.5	1903

表－2.2.1において、ケース１およびケース２は、既設杭および補強杭であり、それぞれ単杭に対する載荷実験である。

ケース３は、既設杭４本（２×２に配列）を設置した同種同径の群杭となる場合の載荷実験であり、同種同径の群杭となる場合の群杭効果を確認するために行うことにした。なお、既設杭の中心間隔は40cmである。

ケース４は、ケース３（２×２に配列）を基本として、荷重載荷方向に対し、既設杭の前後に、補強杭をそれぞれ３本ずつ設置したケースである。異種異径群杭基礎となる場合の群杭効果を把握するために行った。なお、ケース４においては、交番載荷により実験を行った。

ケース５は、ケース４に対して、既設杭と、その前後の補強杭の杭中心間隔を２倍にしたケースである。ケース４では、その杭中心間隔が20cmであるが、このケース５では、それを40cmとした。ここで、ケース４およびケース５とも、補強杭は全て鉛直に配置している。

ケース６およびケース７は、ケース４に対して、補強杭を斜杭にしたケースである。ケース６では斜杭の角度は10度、また、ケース７では20度とした。

図-2.2.1に、ケース１～７の実験概要図を示す。

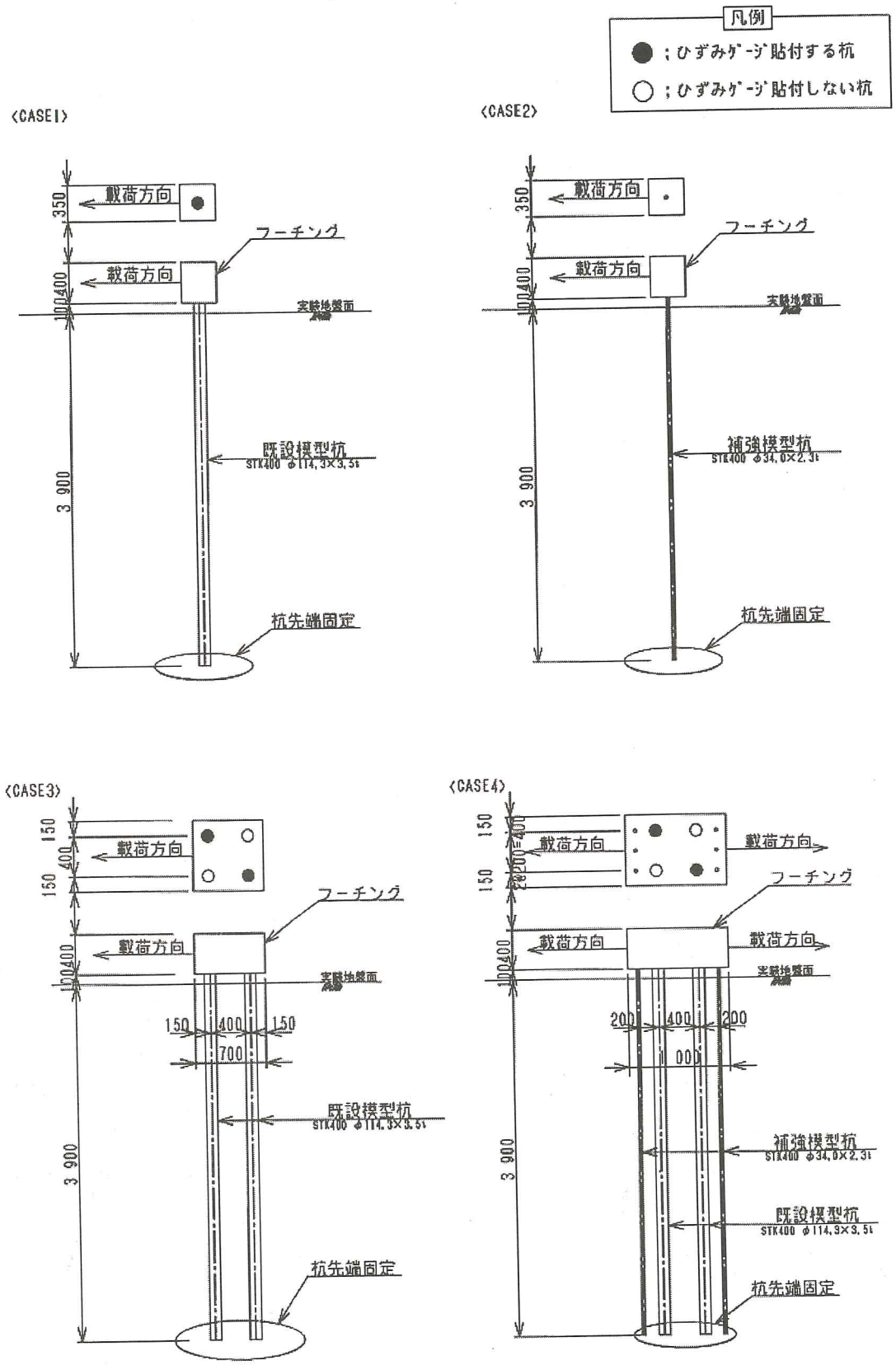


図-2.2.1（1）　実験概要図（ケース１～ケース４）

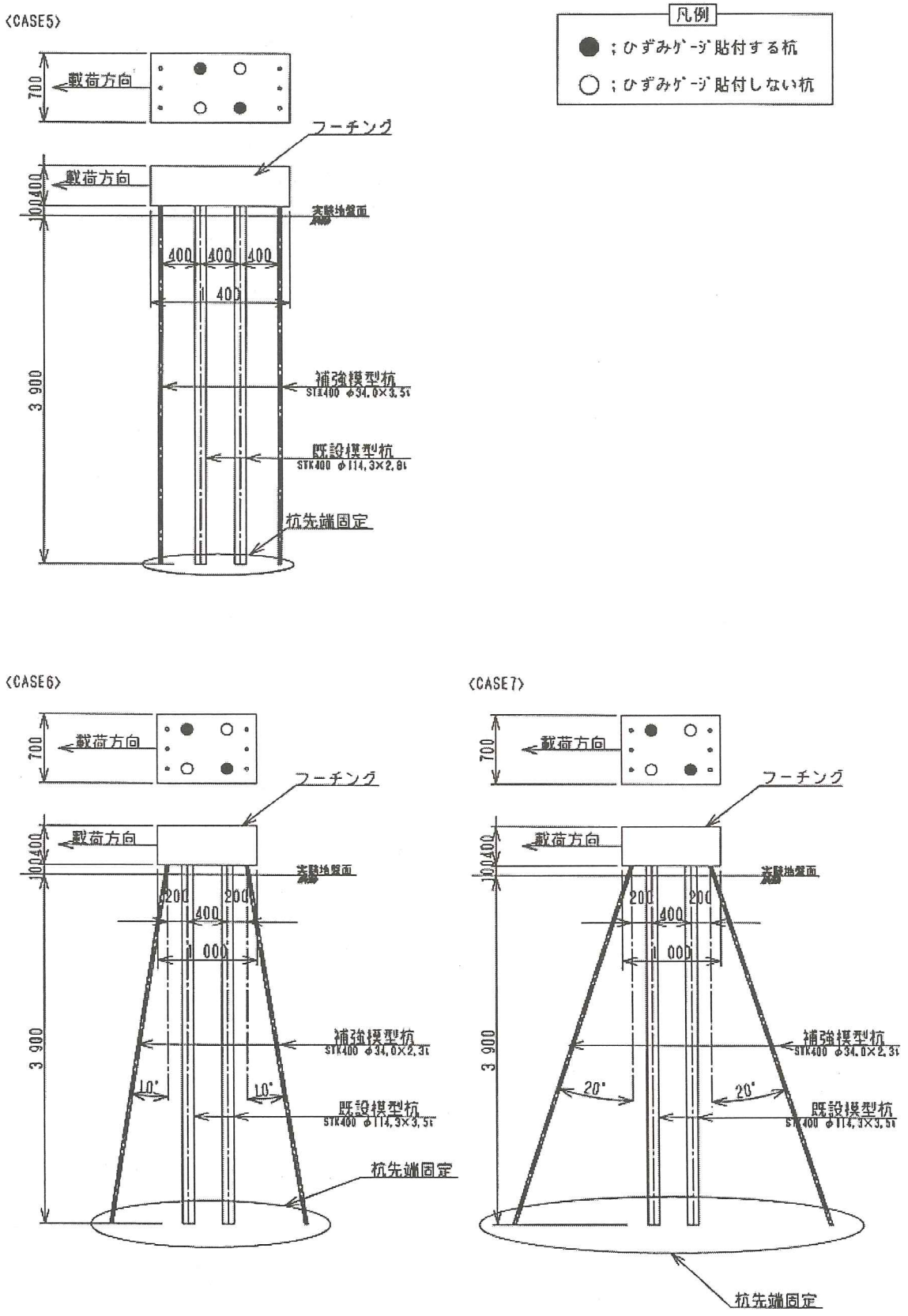


図-2.2.1（2）　実験概要図（ケース５～ケース７）

2.2.2　実験の方法

載荷実験においては、載荷荷重、フーチングの水平変位・鉛直変位、および既設杭・補強杭の杭体ひずみを計測した。杭体のひずみは、図-2.2.2に示すように既設杭および補強杭それぞれに、ひずみゲージを貼付し計測した。なお、杭体ひずみを計測した杭は、図-2.2.1に示す。

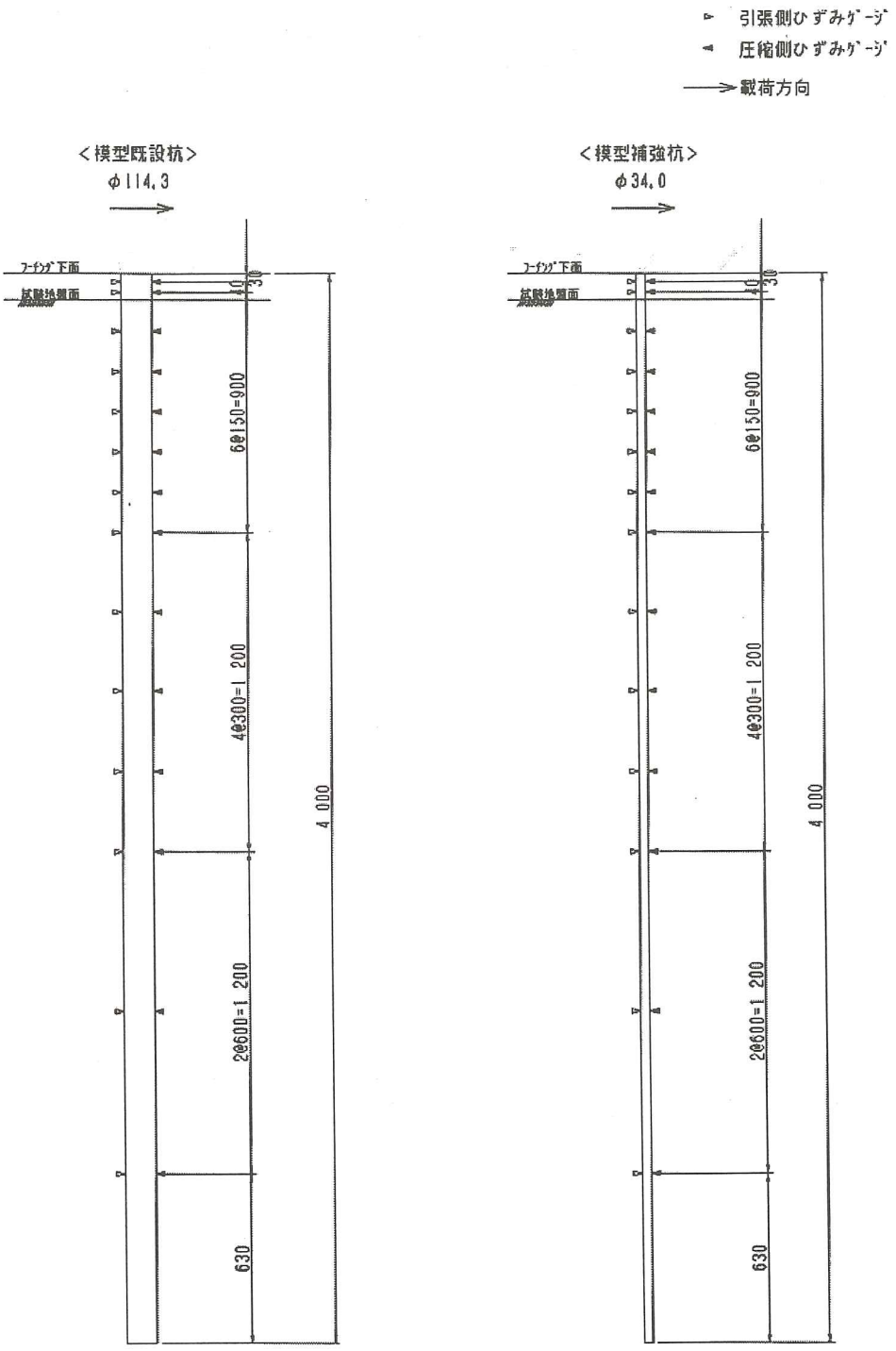


図-2.2.2　ひずみゲージ貼付位置

実験を行うにあたっては、事前に梁～バネモデルによる数値解析を行い、載荷荷重および水平変位の関係を算出し、その結果を踏まえて、また地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」に準拠し、載荷サイクルおよびステップ、荷重保持時間等を設定した。各ケースの荷重サイクルを、**表-2.2.3～2.2.9**に示す。

表-2.2.3　荷重サイクル表（ケース１）

サイクル数	荷重ステップ (kN)
1	0～1.5～3.0～1.5～0
2	0～1.5～3.0～4.5～6.0～4.5～3.0～1.5～0
3	0～1.5～3.0～4.5～6.0～7.5～9.0～7.5～6.0～4.5～3.0～1.5～0
4	0～1.5～3.0～4.5～6.0～7.5～9.0～10.5～12.0～10.5～9.0～7.5～6.0～4.5～3.0～1.5～0
5	0～1.5～3.0～4.5～6.0～7.5～9.0～10.5～12.0～13.5～15.0～16.5～18.0～19.5～21.0～22.5～18.0～13.5～9.0～4.5～0

表-2.2.4　荷重サイクル表（ケース２）

サイクル数	荷重ステップ (kN)
1	0～0.2～0.4～0.2～0
2	0～0.2～0.4～0.6～0.8～0.6～0.4～0.2～0
3	0～0.2～0.4～0.6～0.8～1.0～1.2～1.0～0.8～0.6～0.4～0.2～0
4	0～0.2～0.4～0.6～0.8～1.0～1.2～1.4～1.6～1.4～1.2～1.0～0.8～0.6～0.4～0.2～0
5	0～0.2～0.4～0.6～0.8～1.0～1.2～1.4～1.6～1.8～2.0～2.2～2.4～2.6～2.8～3.0～3.2～3.4～3.6～3.2～2.8～2.4～2.0～1.6～1.2～0.8～0.4～0

表-2.2.5　荷重サイクル表（ケース３）

サイクル数	荷重ステップ (kN)
1	0～7.0～14.0～7.0～0
2	0～7.0～14.0～21.0～28.0～21.0～14.0～7.0～0
3	0～7.0～14.0～21.0～28.0～35.0～42.0～35.0～28.0～21.0～14.0～7.0～0
4	0～7.0～14.0～21.0～28.0～35.0～42.0～49.0～56.0～49.0～42.0～35.0～28.0～21.0～14.0～7.0～0
5	0～7.0～14.0～21.0～28.0～35.0～42.0～49.0～56.0～63.0～70.0～77.0～84.0～91.0～98.0～91.0～77.0～63.0～49.0～35.0～21.0～0

表-2.2.6　荷重サイクル表（ケース４）

サイクル数	荷重ステップ (kN)
1	0～15～30～15～0～-15～-30～-15～0
2	0～15～30～45～60～45～30～15～0～-15～-30～-45～-60～-45～-30～-15～0
3	0～15～30～45～60～75～90～75～60～45～30～15～0～-15～-30～-45～-60～-75～-90～-75～-60～-45～-30～-15～0
4	0～15～30～45～60～75～90～105～120～105～90～75～60～45～30～15～0～-15～-30～-45～-60～-75～-90～-105～-120～-105～-90～-75～-60～-45～-30～-15～0

表-2.2.7　荷重サイクル表（ケース５）

サイクル数	荷重ステップ (kN)
1	0～15～30～15～0
2	0～15～30～45～60～45～30～15～0
3	0～15～30～45～60～75～90～75～60～45～30～15～0
4	0～15～30～45～60～75～90～105～120～105～90～75～60～45～30～15～0
5	0～15～30～45～60～75～90～105～120～135～150～135～120～105～90～75～60～45～30～15～0

表-2.2.8　荷重サイクル表（ケース６）

サイクル数	荷重ステップ (kN)
1	0～15～30～15～0
2	0～15～30～45～60～45～30～15～0
3	0～15～30～45～60～75～90～75～60～45～30～15～0
4	0～15～30～45～60～75～90～105～120～105～90～75～60～45～30～15～0
5	0～15～30～45～60～75～90～105～120～135～150～160～175～190～200～175～150～120～90～60～30～0

表-2.2.9　荷重サイクル表（ケース７）

サイクル数	荷重ステップ (kN)
1	0～20～40～20～0
2	0～20～40～60～80～60～40～20～0
3	0～20～40～60～80～100～120～100～80～60～40～20～0
4	0～20～40～60～80～100～120～140～160～140～120～100～80～60～40～20～0

水平載荷実験は、国土交通省土木研究所内にある大型実験土層にて行った。

実験地盤は、各模型を設置した後、タンパおよび人力により、湿潤状態の鹿嶋砂（含水比約８％）を、約30cmごとに締め固めながら作成した。締め固め状況を**写真-2.2.1**に示す。地盤作成は２回行い、その都度、土層内の４箇所で地盤調査（調査の状況を**写真-2.2.2**に示す）を実施した。その結果を**図-2.2.3**に示すが、ばらつきが小さく、均一な地盤に作成できたものと思われる。

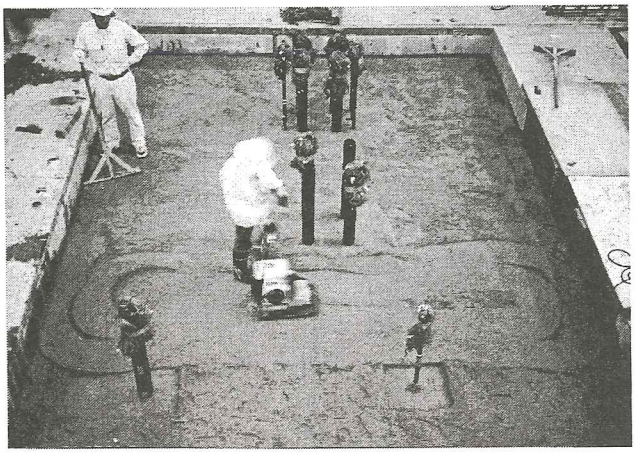


写真-2.2.1　締め固め状況

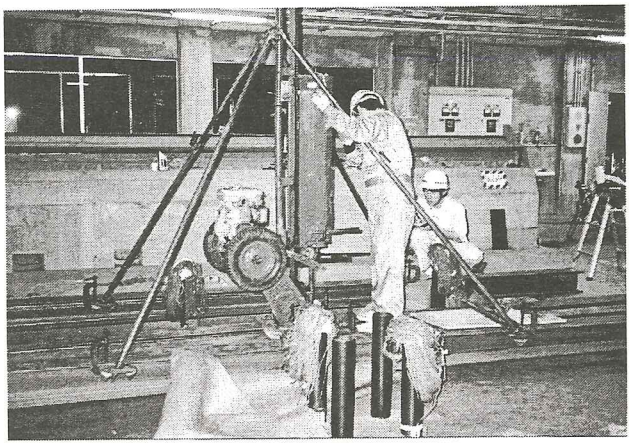


写真-2.2.2　地盤調査状況

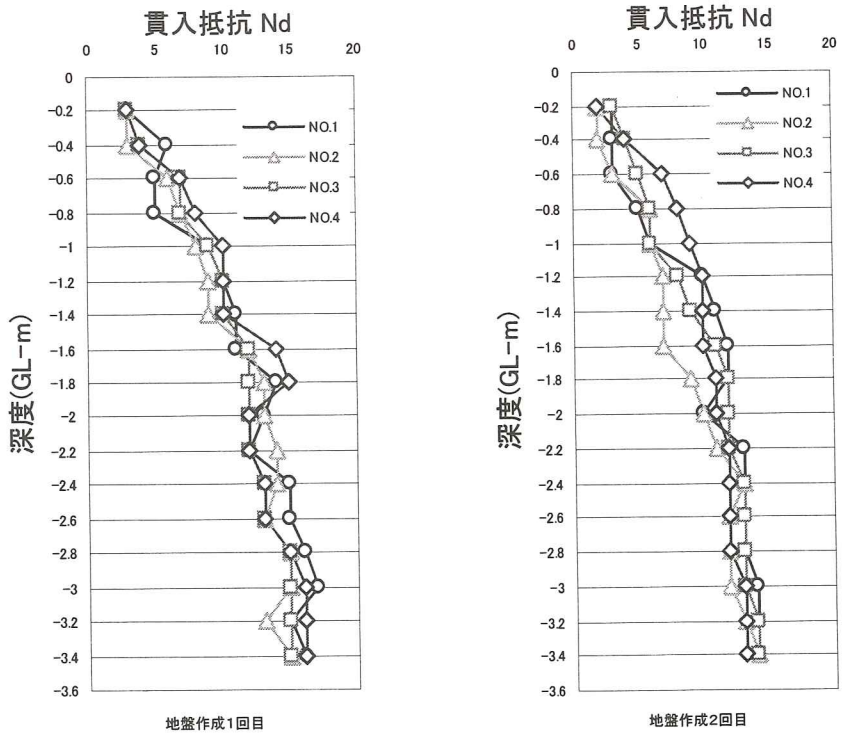


図-2.2.3　地盤調査結果

載荷実験は、フーチングに固定したＰＣ鋼棒をセンターホールジャッキにて引張り、**表-2.2.3～2.2.9**に示す荷重サイクルに従って、水平力を載荷することにより行った。なお、各ケースの最終サイクルにおいて、できる限り極限まで（最大変位、もしくは全杭体が塑性化するまで)、水平力を載荷することにした。ケース１～ケース４の供試体設置状況およびケース５～ケース７の供試体設置状況を**写真-2.2.3～2.2.4**に示す。

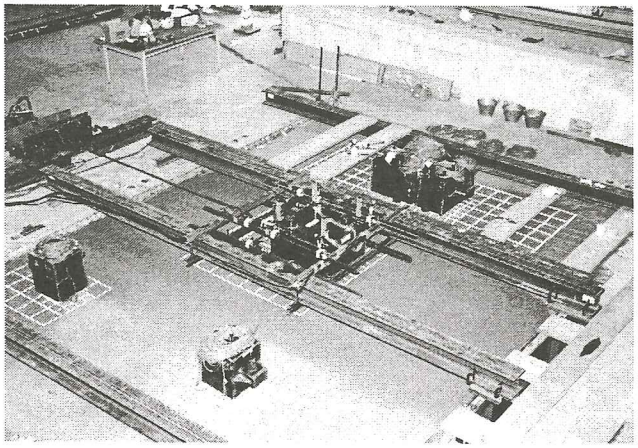


写真-2.2.3　供試体設置状況（ケース１～４）

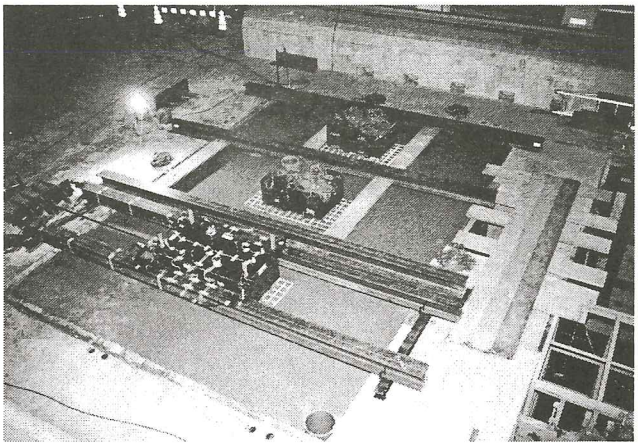


写真-2.2.4　供試体設置状況（ケース５～７）

2.2.3　実験の結果

(1)　荷重～変位関係

図-2.2.4に、各ケースにおいて、フーチング前面で計測した新規荷重載荷時における荷重～変位（フーチングの変位）曲線を示す。また、図-2.2.5に、交番載荷を行ったケース４の荷重～変位曲線を示す。

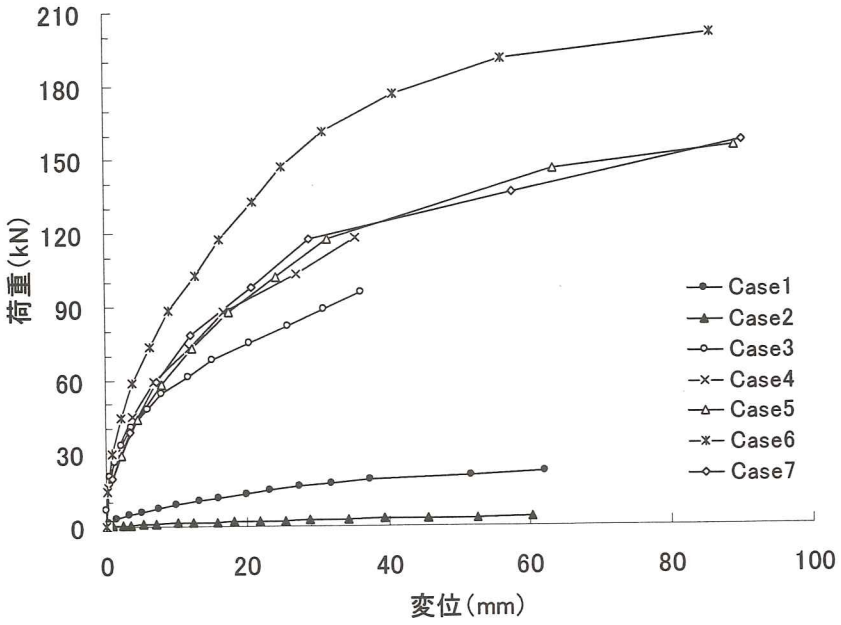


図-2.2.4　荷重～変位曲線

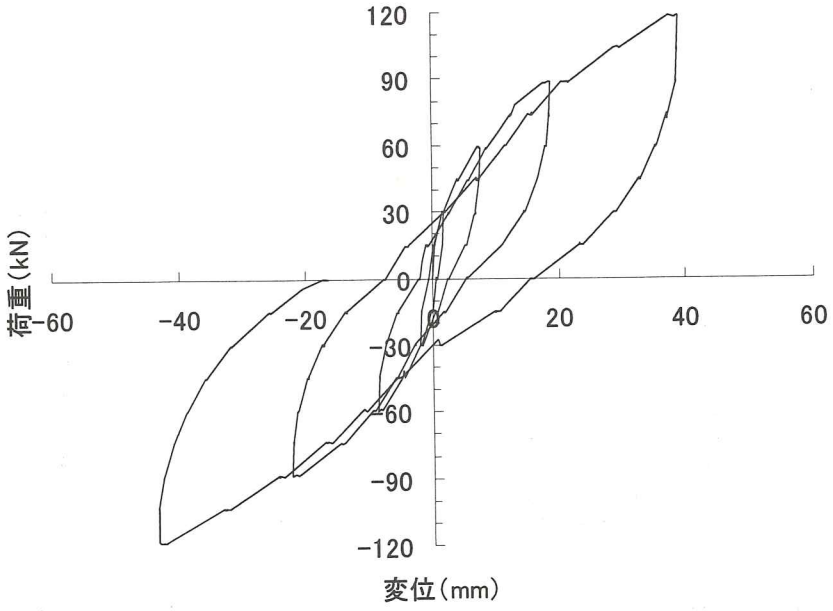


図-2.2.5　荷重～変位曲線（ケース４）

荷重～変位曲線から推察すると、補強杭を配置していないケース３に対して、補強杭を配置したケース４～ケース６においては、補強杭による補強効果が現れている。ただし、異種異径群杭基礎としての群杭効果が現れているかどうかは、**図-2.2.4**からは把握できない。

既設杭と補強杭の間隔が異なるケース４およびケース５を比較すると、その補強効果は、杭間隔ほど顕著には現れていない。

ケース６は、補強杭を斜杭としたケースであるが、ケース３に対し、ケース４あるいはケース５よりも、さらに補強杭による補強効果が顕著に現れている。しかし、ケース７の荷重～変位曲線においては、ケース４とほぼ同等の補強効果しか現れていない。これは、斜杭の角度が増すことによって補強効果が低下することを示すものではなく、実験においてフーチング部と杭頭部の固定が十分ではなかったために、荷重の増加に対して損傷が生じ、変位が急増したためである。

(2) 曲げモーメント分布

図-2.2.6～2.2.8に、ケース３とケース４、およびケース３とケース６の既設杭、ケース４とケース６の補強杭、それぞれの曲げモーメント分布を対比して示す。この曲げモーメント分布は、各杭の前後で計測したひずみから、軸ひずみ分を削除して曲げひずみを求め、杭体の剛性を考慮して求めた。なお、以後の図は、実験において、既設杭および補強杭がそれぞれ曲げ降伏に至る前の荷重状態について整理したものである。

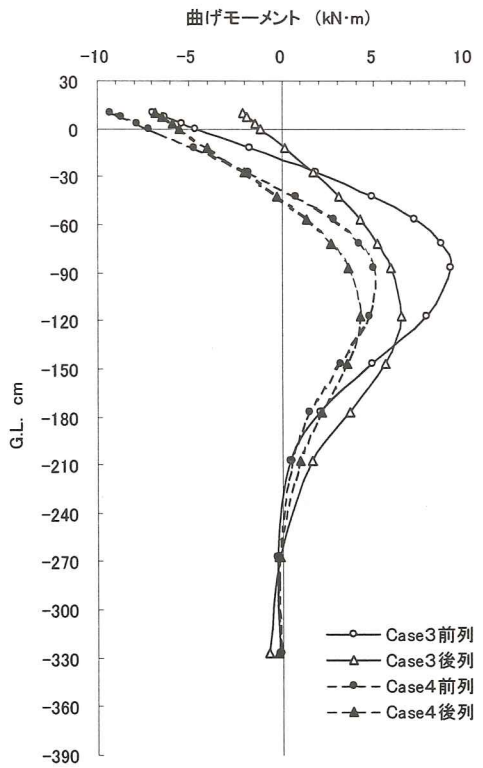


図-2.2.6　曲げモーメント分布（既設杭・ケース３，４）

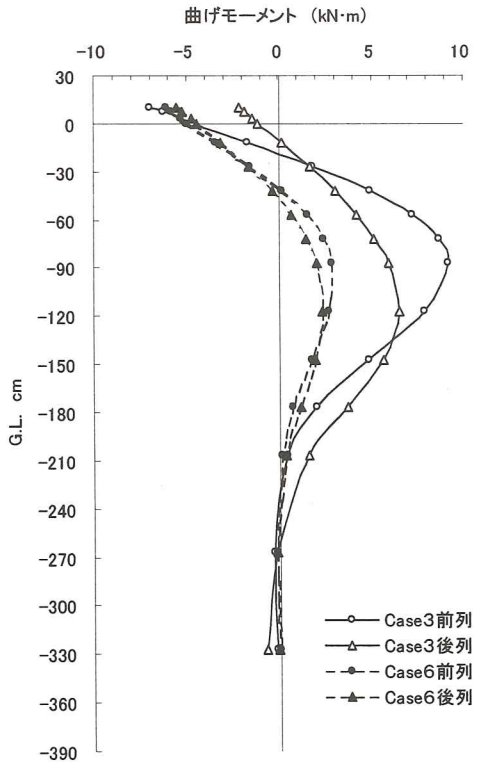


図-2.2.7　曲げモーメント分布（既設杭・ケース３，６）

ケース３（図-2.2.6）は、同種同径の群杭であり、これまでの知見でも指摘されているとおり、杭頭部曲げモーメントおよび地中部最大曲げモーメントとも、前列杭の方が後列杭より大きく、また、地中部最大曲げモーメントの発生深度は、前列杭の方が後列杭より浅い。いわゆる群杭の影響が生じている。このケース３の前列杭と後列杭の傾向に対し、ケース４（図-2.2.6)、あるいはケース６（図-2.2.7）それぞれの既設前列杭と既設後列杭を比較すると、ケース３ほどはっきりした傾向は生じておらず、ほぼ同程度の分布形状を示している。これは、既設前列杭が、最前列の補強杭による影響を受けたことによるものと考えられる。また、ケース３とケース６の曲げモーメントの値を比較すると、ケース６はケース３の半分程度以下となっている。

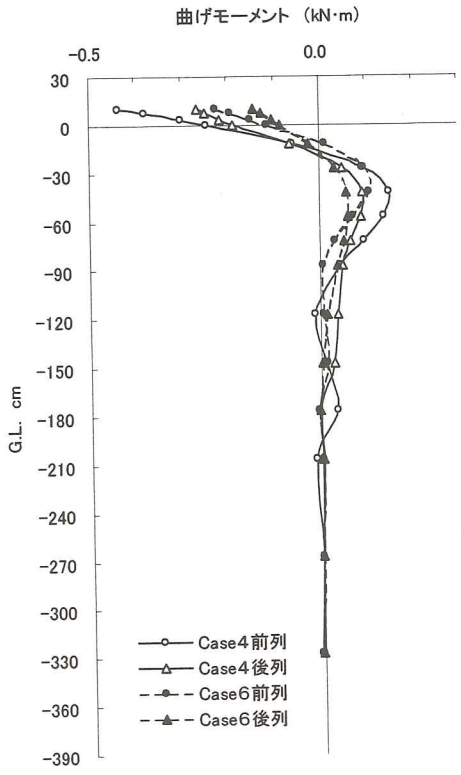


図-2.2.8　曲げモーメント分布（補強杭・ケース４，６）

図-2.2.8に示すように、ケース４およびケース６の補強前列杭（最前列杭）と補強後列杭（最後列杭）の杭頭部曲げモーメントおよび地中部最大曲げモーメントを比較すると、補強前列杭の方が補強後列杭より大きくなっている。これは、補強後列杭が既設後列杭による影響を受けたことに起因するものと考えられる。また、地中部最大曲げモーメントの発生深度はほぼ等しくなっている。

(3)　せん断力分布

図-2.2.9～2.2.11に、ケース３とケース４、およびケース３とケース６の既設杭、ケース４とケース６の補強杭、それぞれのせん断力分布を対比して示す。このせん断力分布は、実験時に計測された曲げひずみ分布を多項式で近似し、１回微分して求めたものである。

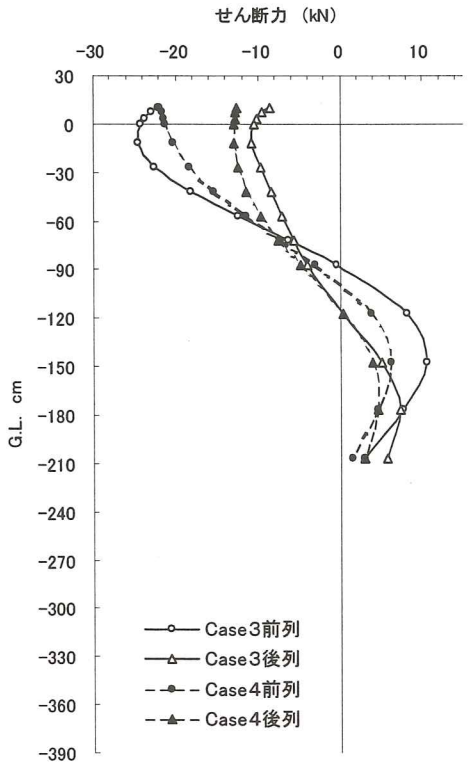


図-2.2.9　せん断力分布（既設杭・ケース３，４）

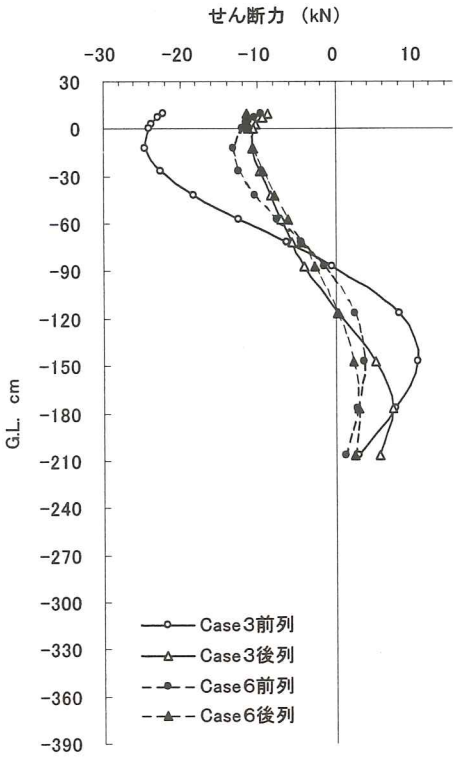


図-2.2.10　せん断力分布（既設杭・ケース３，６）

ケース３（**図-2.2.9**）の前列杭および後列杭の杭頭せん断力を比較すると、前列杭の方が約２倍程度、後列杭よりも大きくなっている。この傾向も既往の研究結果と同様であり、荷重分担率は、前列杭の方が後列杭よりも大きい。このケース３の傾向に対し、ケース４（**図-2.2.9**）は、前列杭と後列杭との差が小さくはなっているが、ほぼ同様の傾向を示していると思われる。また、ケース６（**図-2.2.10**）においては、前列杭と後列杭の荷重分担に大きな差がなく、ほぼ同程度の値を示している。また、同程度の載荷荷重に対し、既設杭の分担量が減少している。これらの傾向が、補強杭によるものか、さらには補強杭を斜杭にしたことによるものかについて、さらに検討が必要である。

図-2.2.11に示すように、ケース４とケース６の補強前列杭と補強後列杭の杭頭せん断力を比較すると、いずれも、補強前列杭の方が補強後列杭よりも約２

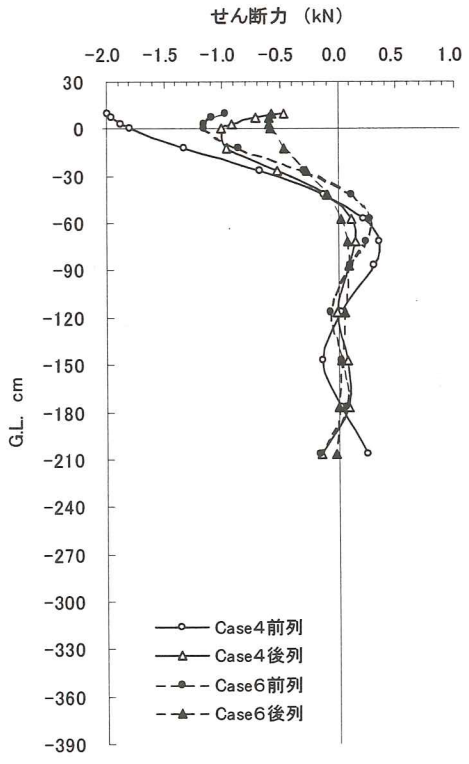


図-2.2.11　せん断力分布（補強杭・ケース４，６）

倍程度大きくなっており、ケース３の既設杭の傾向に類似している。しかし、ケース４とケース６、それぞれの補強前列杭同志、補強後列杭同志の分担量を比較すると、直杭であるケース４の方が、約２倍程度大きくなっている。これはケース６では、補強杭を斜杭にした影響によるものと考えられる。

図-2.2.12～2.2.15に杭頭せん断力～載荷荷重の関係を示す。図中フレーム解析結果とあるのは群杭効果を考慮しない条件で行ったものであり、杭および地盤の非線形性は考慮していない。

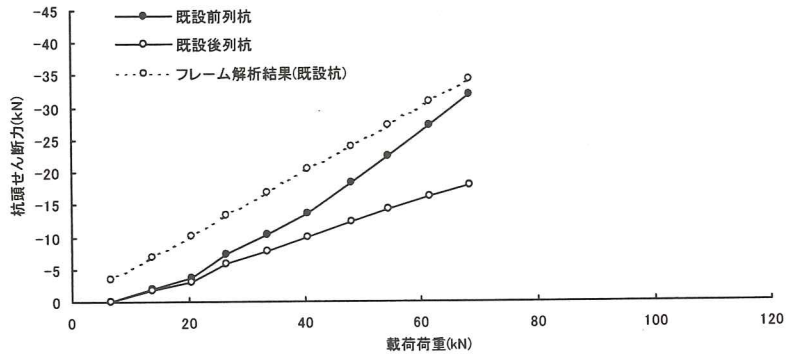


図-2.2.12　杭頭せん断力～載荷荷重の関係（ケース３）

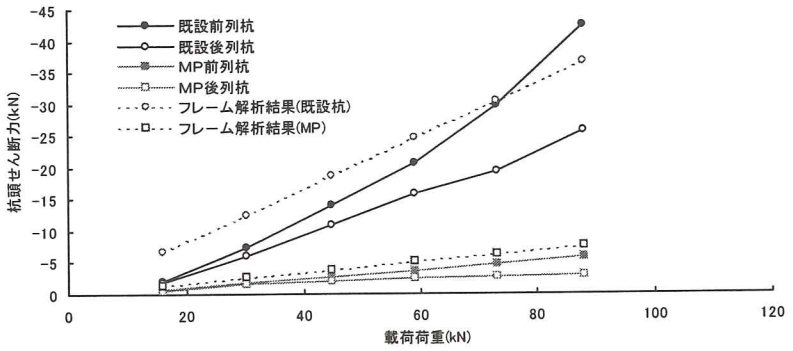


図-2.2.13　杭頭せん断力～載荷荷重の関係（ケース４）

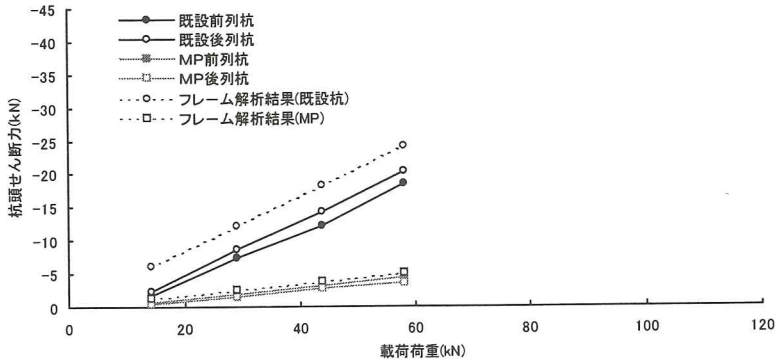


図-2.2.14　杭頭せん断力～載荷荷重の関係（ケース５）

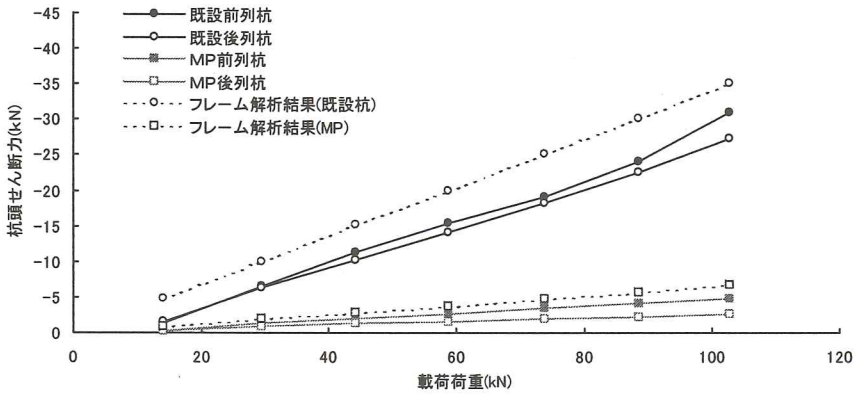


図-2.2.15　杭頭せん断力～載荷荷重の関係（ケース６）

全せん断力に対する全補強杭が分担するせん断力の割合は、ケース４、ケース６において13%程度、ケース５については19%程度であった。その要因としては、既設杭と補強杭の杭間隔が広がったことにより補強杭の水平地盤反力度の低下が緩和されたことが考えられる。フレーム解析結果では補強杭の分担率が21%程度となり実験値を上回る結果となったが、これは地盤の塑性化を考慮していないために生じたものと考えられる。

ケース５、ケース６では既設前列杭と後列杭において水平荷重の分担率はあまり差がない結果となった。これは、既設前列杭が補強前列杭の影響を受け水平地盤反力度が低下したことに伴い水平荷重分担率が低下し既設後列杭に近づいたものと考えられる。一方、ケース４では荷重が増加するに従い既設前列杭の荷重分担率が高まっており補強前列杭による荷重分担率の低下は見られない。また、ケース５においては他ケースとは異なり既設後列杭の水平荷重分担率が前列杭の分担率を上回っている。

(4)　軸力分布

図-2.2.16～2.2.18に、ケース３とケース４、およびケース３とケース６の既設杭、ケース４とケース６の補強杭、それぞれの軸力分布を対比して示す。この軸力分布は、各杭の前後で計測したひずみから、曲げひずみ分を削除して軸ひずみを求め、杭体の剛性を考慮して求めた。

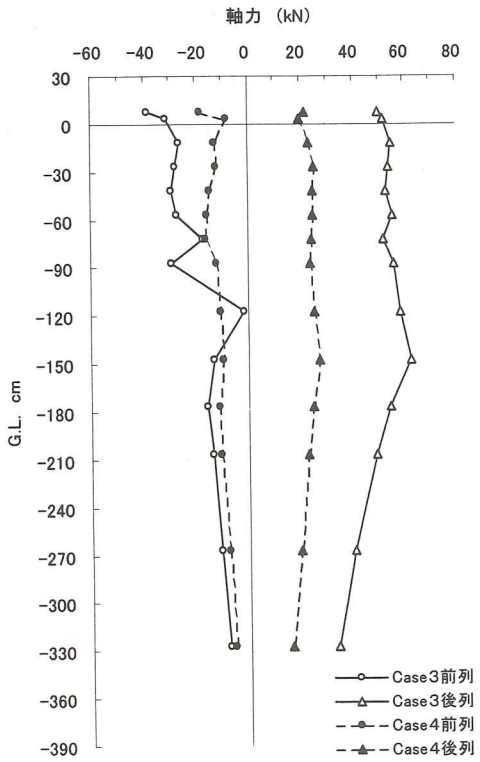


図-2.2.16　軸力分布（既設杭・ケース３，４）

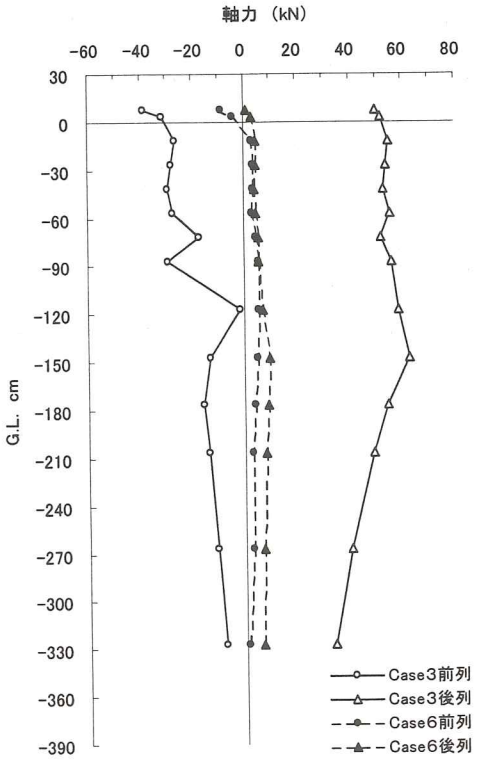


図-2.2.17　軸力分布（既設杭・ケース３，６）

図-2.2.16に示すように、ケース３の既設前列杭および既設後列杭には、それぞれ圧縮力および引張力が作用しており、荷重の増加とともに、その値も大きくなっていく。図-2.2.16には、ケース４を対比して示すが、ケース４に作用している軸力は、ケース３の半分程度である。また、図-2.2.17には、ケース６を対比して示すが、補強杭を斜杭としているケース６では、既設杭にほとんど軸力が作用していない。ケース６の場合、荷重の大きな領域に入ると、わずかではあるが、既設前列杭および既設後列杭とも引張力が作用するようになる。これは、補強前列杭を支点として、フーチング全体が回転することに起因するものと考えられる。いずれにせよ、補強杭を設置すると、既設杭に作用する軸力は軽減される。

図-2.2.18に示すように、ケース４とケース６の補強前列杭と補強後列杭の軸力を比較すると、いず

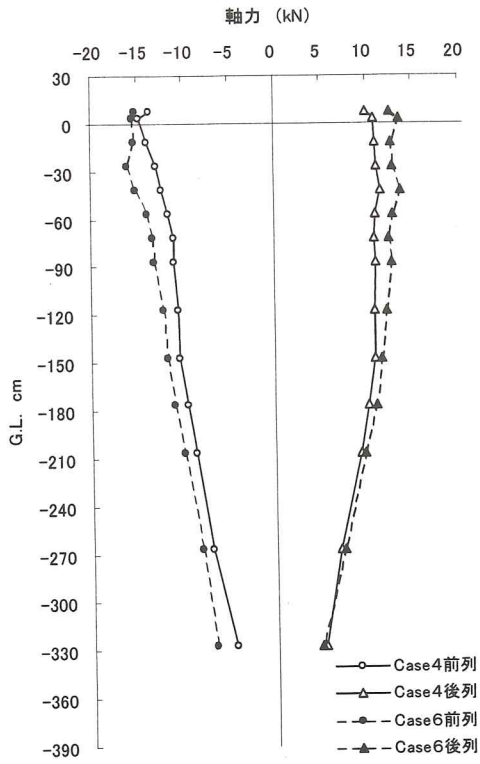


図-2.2.18　軸力分布（補強杭・ケース４，６）

れも、補強前列杭には圧縮力が、補強後列杭には引張力が作用している。また、補強杭は、ケース４では鉛直杭、ケース６では斜杭としているが、いずれのケースもほぼ同じ軸力が作用している。補強杭を設置すると、既設杭に作用する軸力が減少し、また、補強杭を斜杭とすることにより、さらに減少する。しかし、補強杭に作用する軸力は、設置角度にあまり依存しないと考えられる。

(5)　地盤反力度～変位関係

図-2.2.19～2.2.27に、各ケースの地盤反力度～変位関係を対比して示す。

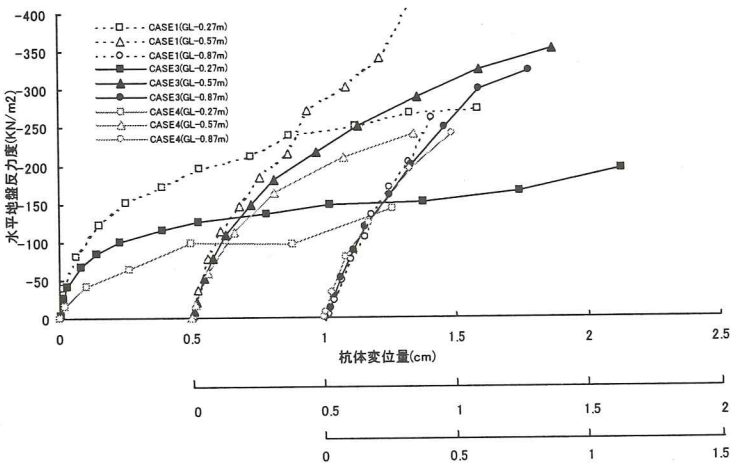


図-2.2.19　地盤反力度～杭体変位量の関係（既設前列杭・ケース１，３，４）

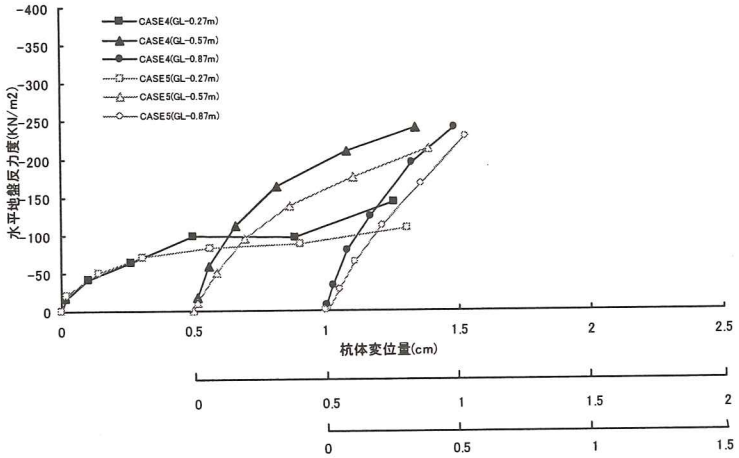


図-2.2.20　地盤反力度～杭体変位量の関係（既設前列杭・ケース４，５）

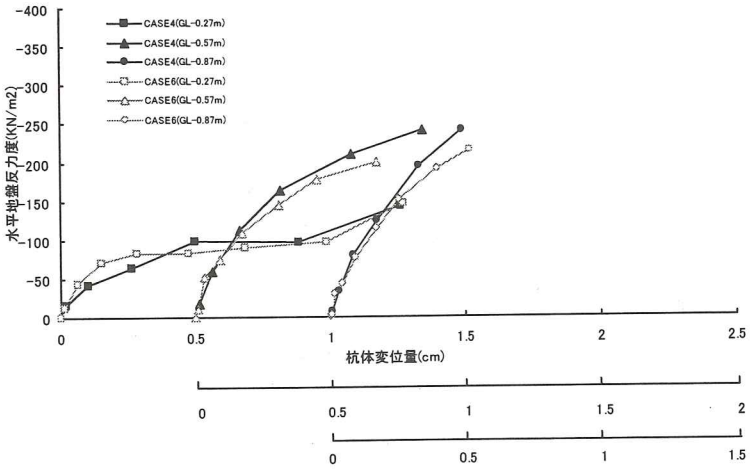


図-2.2.21　地盤反力度～杭体変位量の関係（既設前列杭・ケース４，６）

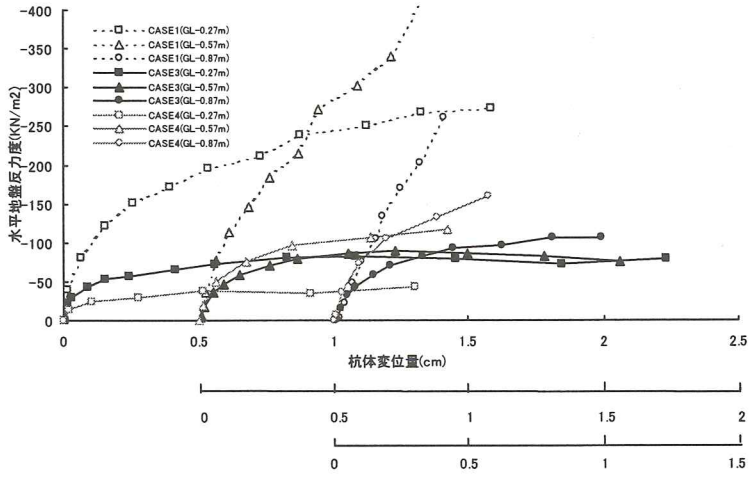


図-2.2.22　地盤反力度～杭体変位量の関係（既設後列杭・ケース１，３，４）

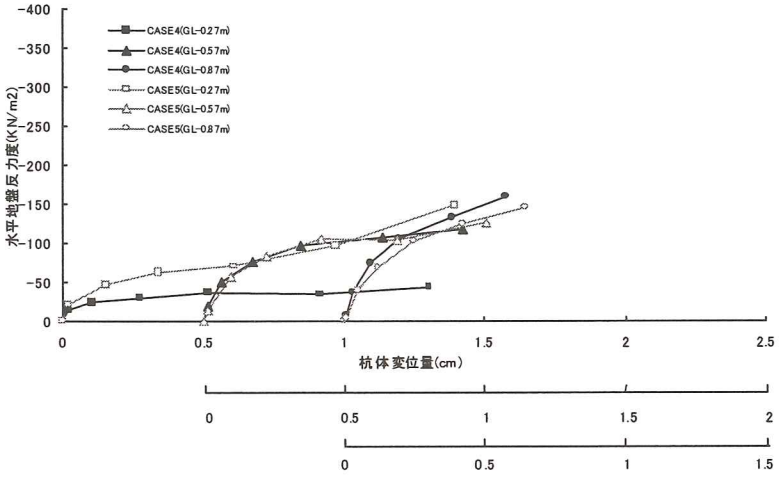


図-2.2.23　地盤反力度～杭体変位量の関係（既設後列杭・ケース４，５）

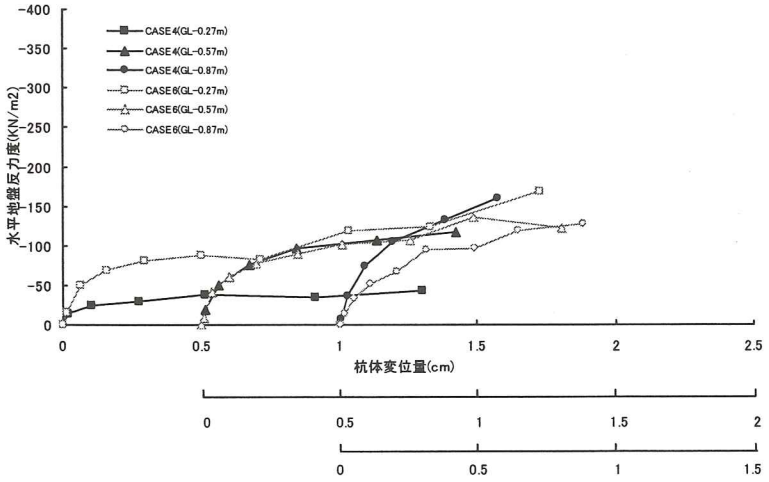


図-2.2.24　地盤反力度～杭体変位量の関係（既設後列杭・ケース４，６）

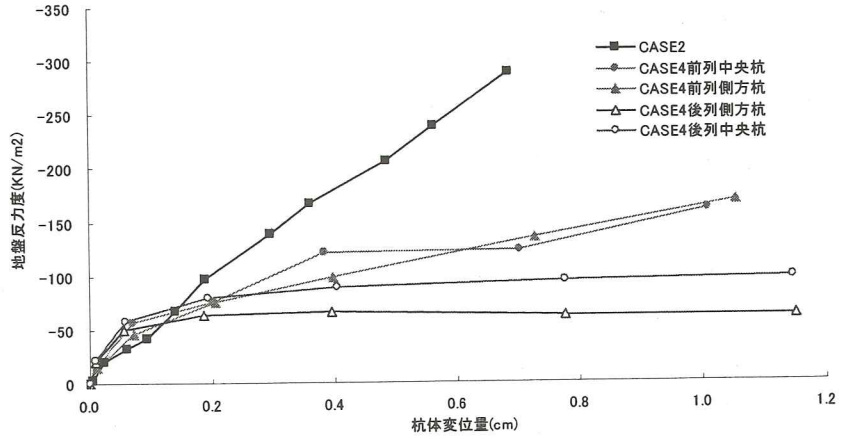


図-2.2.25　地盤反力度～杭体変位量の関係（補強杭・ケース２，４）

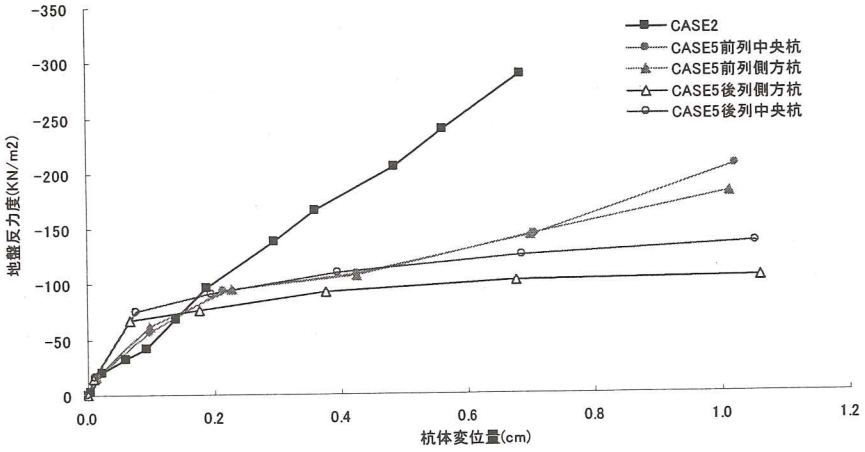


図-2.2.26　地盤反力度～杭体変位量の関係（補強杭・ケース２，５）

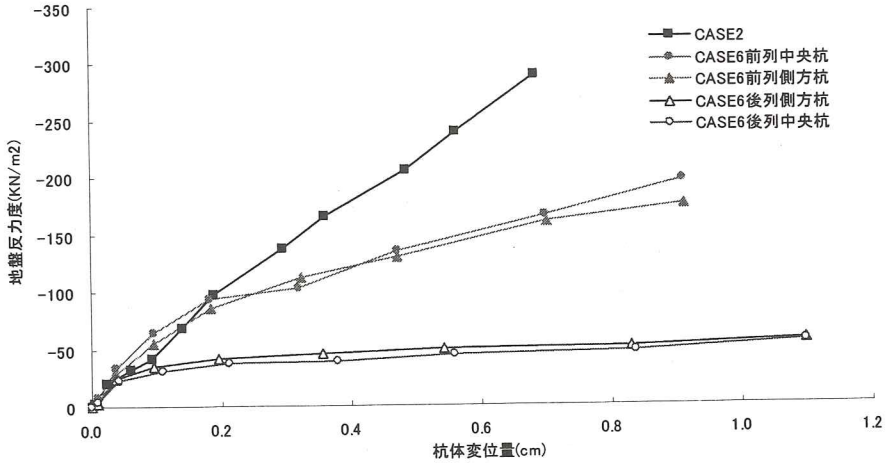


図-2.2.27　地盤反力度～杭体変位量の関係（補強杭・ケース２，６）

既設前列杭の水平地盤反力度は各ケースともそれぞれの深度において変位の小さい領域でほぼ等しい値を示すが、ケース３とケース４を比較すると、地表面付近(GL-0.27m)においては変位が進行するにつれ水平地盤反力度の差が大きくなる。しかし、地表面から深くなるにつれケース３とケース４との水平地盤反力度の差はほとんどなくなる。ケース４における地表面付近の水平地盤反力度の低下は補強前列杭による影響と考えられる。地表面から深い位置において補強前列杭による水平地盤反力度の低下が見られないのは、補強杭の曲げ剛性が既設杭に比べて小さいため、地盤の浅い領域にしかその影響が及ばないためと考えられる。

既設後列杭の水平地盤反力度は、いずれのケースにおいても、変位量の小さい段階で増加がみられなくなる。また、その傾向は浅い領域において顕著である。これは、既設前列杭による影響と考えられ、このことから地表面に近い領域は小さい荷重段階で水平地盤反力度の上限値に達するものと考えられる。

補強前列杭と後列杭は、ケース４と６において変位が進行するにつれ前列杭と後列杭の水平地盤反力度の差が大きくなる傾向にあるが、ケース５においてはある程度変位が進行するまで補強前列杭と補強後列杭はほぼ同等の値を示している。これは、ケース５は補強後列杭と既設後列杭の杭間隔が広いため、既設後列杭による地盤抵抗力の低下の影響が緩和されるためと考えられる。

2.2.4　実験のまとめ

７ケースの載荷実験の結果、荷重～変位関係において、補強杭による補強効果が確認できた。また、補強杭を斜杭にすることによって、鉛直杭として用いる場合よりも補強効果が向上することも確認できた。

また、実験で計測されたひずみから計算で求めたデータを比較すると、異種異径群杭基礎となる場合の群杭効果が確認できたものもあるが、比較できる実験や解析事例など参考になるものがなく、その評価には、今後さらに十分な検討が必要と考えられる。

2.3　数値解析

2.3.1　地震時保有水平耐力法に基づくシミュレーション

(1)　概要

マイクロパイルのような小口径杭によって既設杭基礎を耐震補強する場合においては、その設計に道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に示される杭基礎の地震時保有水平耐力法（以下、「保耐法」と略す）を適用することが考えられる。保耐法では、杭の軸直角方向の抵抗特性は、水平方向地盤反力係数k_{HE}を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値p_{HU}を有する弾塑性型にモデル化されるが、群杭の影響は、このk_{HE}およびp_{HU}を補正することによって考慮されている。これまでの検討によれば、このうち、p_{HU}に関する補正が、補強効果に大きな影響を及ぼすことが確認されている。

本節では、現行設計法を適用して、載荷実験をシミュレーションし、その解析結果と実験結果と

を対比することによって、現行設計法の異種異径群杭の設計への適用性を検討するとともに、その問題点を把握することにした。

(2) 解析の方法

保耐法では、異種異径の群杭となる場合の群杭の影響の算出方法が不明であるため、実験結果のシミュレーションにあたっては、次のように進めることにした。

まず、ケース１の実験結果に整合（荷重～変位関係に着目）するように、単杭に対するk_{HE}およびp_{HU}の補正係数（α_k：単杭におけるk_{HE}の補正係数、α_p：単杭におけるp_{HU}の補正係数）を検討した。次に、その結果を適用し、さらに、ケース３の実験結果に整合（荷重～変位関係に着目）するように、群杭に対するk_{HE}およびp_{HU}の補正係数（η_k：群杭効果を考慮したk_{HE}の補正係数、η_p：群杭効果を考慮したp_{HU}の補正係数）を検討した。その後、これらの補正係数（α_k、α_p、η_kおよびη_p）をそのまま適用して、ケース４、ケース５およびケース６の解析を行うことにした。

なお、解析において、フーチングは剛体として扱い、杭体の非線形モデルは、保耐法の考え方を適用して設定することにした。解析に用いた既設杭および補強杭の曲げモーメントM～曲率φ関係を**図-2.3.1**および**図-2.3.2**に示す。また、実験地盤の特性は、試験時に行われたオートマチックラムサウンディング試験の結果（**図-2.2.3**）を基に設定することにした。ケース４の解析モデルを**図-2.3.3**に示す。

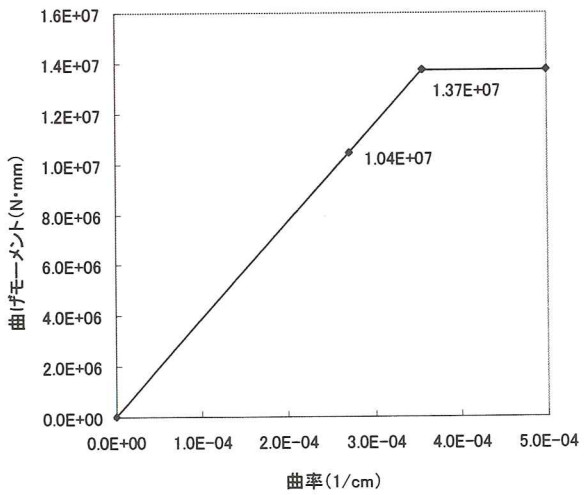


図-2.3.1　M－φ関係（既設杭）

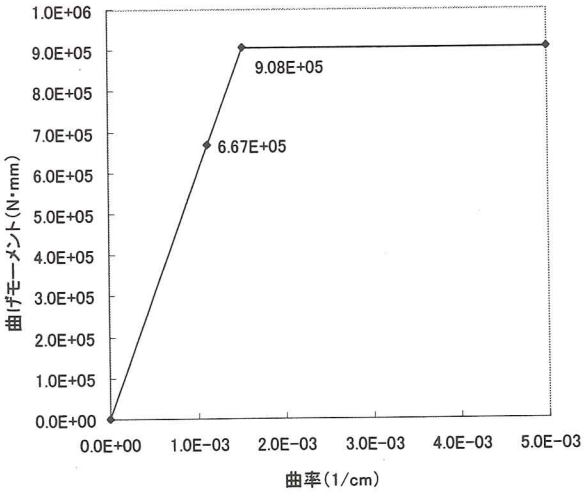


図-2.3.2　M－φ関係（補強杭）

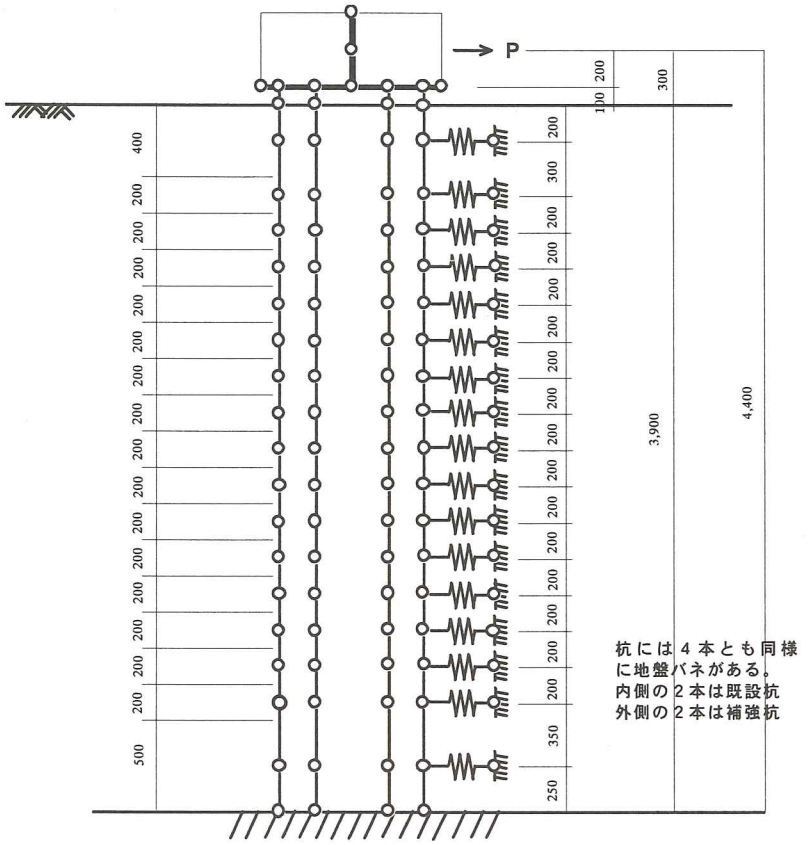


図-2.3.3　解析モデル図（ケース４）

(3)　解析の結果

①　荷重～変位関係

図-2.3.4に、ケース３～ケース６の実験結果と解析結果の荷重～変位曲線を示す。また、表-2.3.1に、本検討にあたり設定した補正係数の一覧を示す。

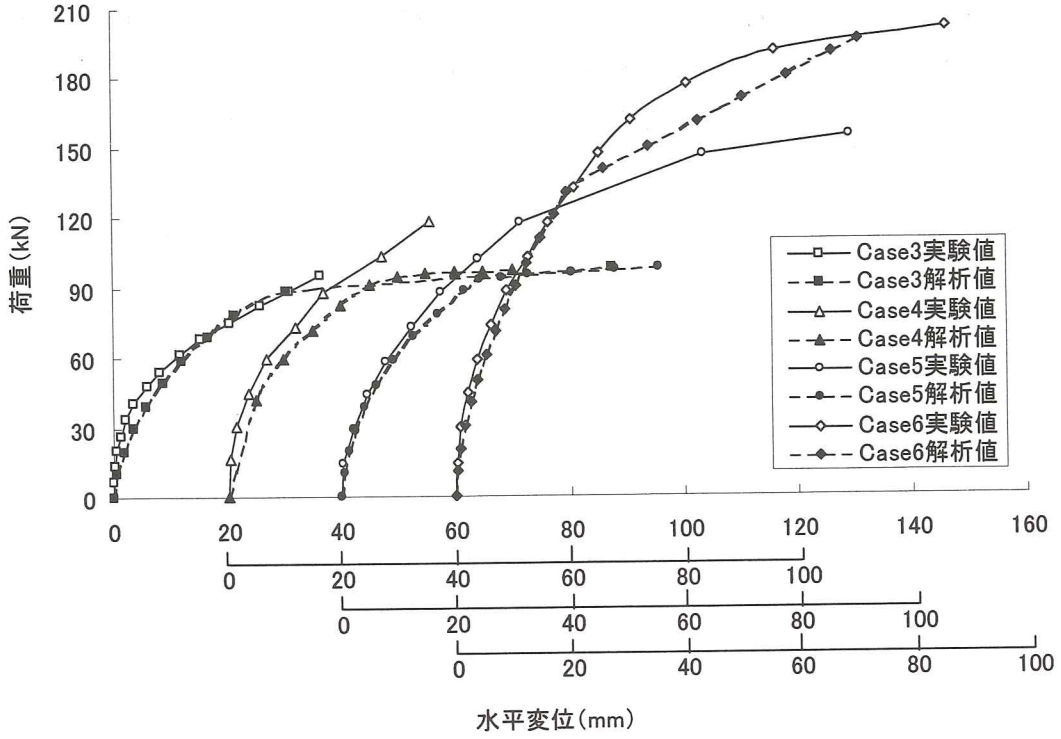


図-2.3.4　荷重～変位曲線（実験結果と解析結果の比較）

表-2.3.1　補正係数一覧

Case	現行基準				補正係数			
	αk	ηk	αp	ηp・αp	αk	ηk	αp	ηp・αp
1,2	1.5	—	3.0	—	3.0 (×2)	—	6.0 (×2)	—
3	1.5	2/3	—	＊1	3.0 (×2)	4/3 (×2)	—	＊2
4,5,6	1.5	2/3	—	＊1	3.0 (×2)	4/3 (×2)	—	＊2

＊1；荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／杭径【ただし、≦αp】
＊2；荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／杭径【上限値なし】

図-2.3.4に示すとおり、ケース３については、補正係数を設定することによって、比較的精度よく荷重～変位関係が再現されている。また、ケース４およびケース５についても、ある程度の再現性が確認できるが、ケース３ほど近似できておらず、また、解析は若干安全側に実験結果を評価している。現段階では、補強杭による補強効果が、保耐法に基づいた数値計算には十分に反映できていないものと考えられる。また、実験結果と同様、解析においても、補強杭と既設杭との間隔を変

えたケース４とケース５との間には、大きな補強効果の違いは生じていない。現段階では、補強杭と既設杭との間隔を大きくすることによる補強効果への影響は小さいものと考えられる。

表-2.3.1に示すとおり、ケース３において、現行の保耐法における杭の軸直角方向の抵抗特性に関する補正係数をさらに２倍程度補正することによって、実験結果とほぼ同等の荷重～変位関係を得ることができる。この倍率は、現行の保耐法が有する数値解析上の安全余裕度と考えることができる。

②　曲げモーメント分布

図-2.3.5～2.3.9に、ケース３、ケース４およびケース６の既設杭および補強杭におけるそれぞれの曲げモーメント分布の実験結果と解析結果を示す。

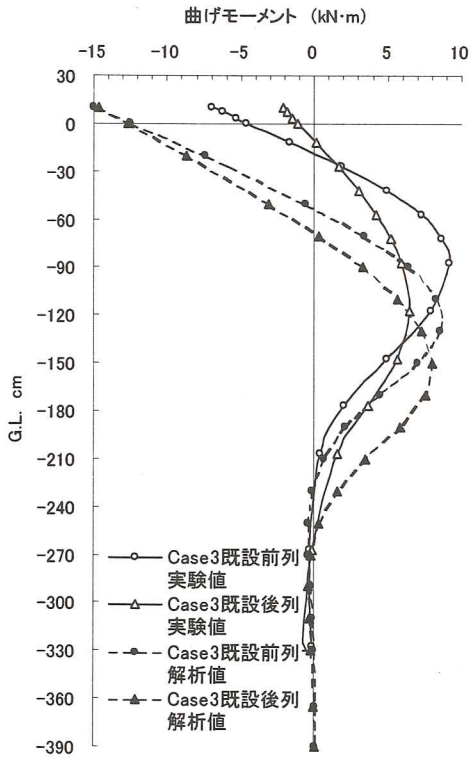


図-2.3.5　曲げモーメント分布（既設杭・ケース３）

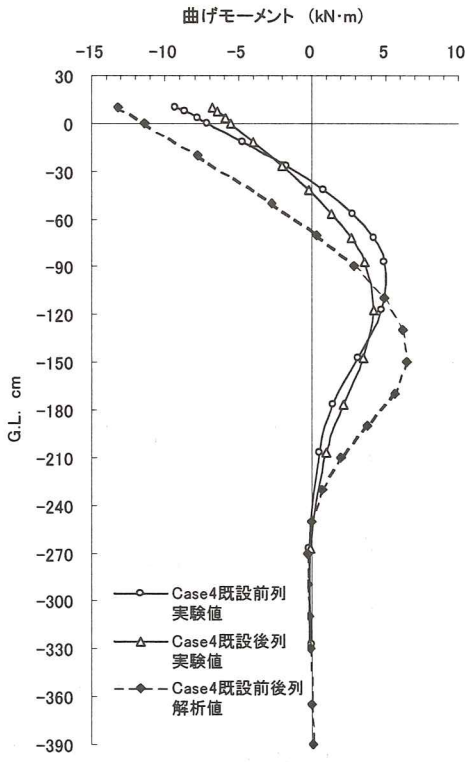


図-2.3.6　曲げモーメント分布（既設杭・ケース４）

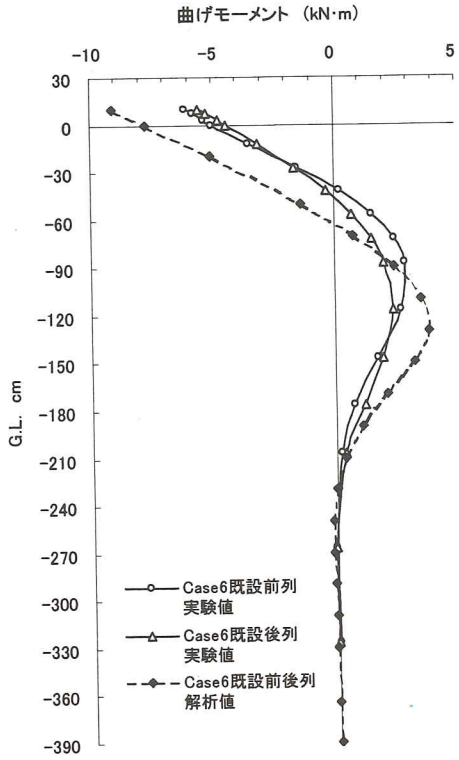


図-2.3.7　曲げモーメント分布（既設杭・ケース６）

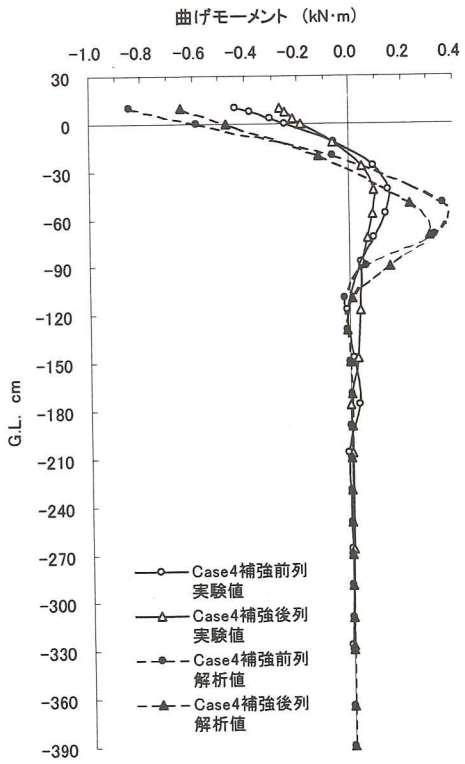


図-2.3.8　曲げモーメント分布（補強杭・ケース４）

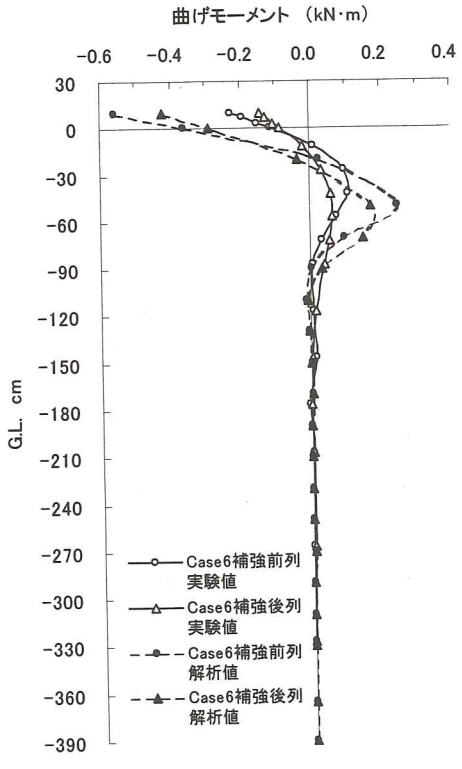


図-2.3.9　曲げモーメント分布（補強杭・ケース６）

図-2.3.5～2.3.7に示すように、既設杭に関する実験結果と解析結果の対比によると、曲げモーメントの分布傾向、最大値の発生位置などについて、いずれも比較的よく近似できているものと思われる。ケース４およびケース６において、解析結果が１本しかないが、これは既設前列杭および後列杭における地盤抵抗を同じとしたためである。

図-2.3.8および図-2.3.9に示すように、補強杭に関する実験結果と解析結果の対比によると、曲げモーメントの分布傾向については、比較的よく近似できているが、杭頭部曲げモーメントおよび地中部最大曲げモーメントの値については、大きく異なる結果となっている。

③　せん断力分布

図-2.3.10～2.3.14に、ケース３、ケース４およびケース６の既設杭および補強杭におけるそれぞれのせん断力分布の実験結果と解析結果を示す。

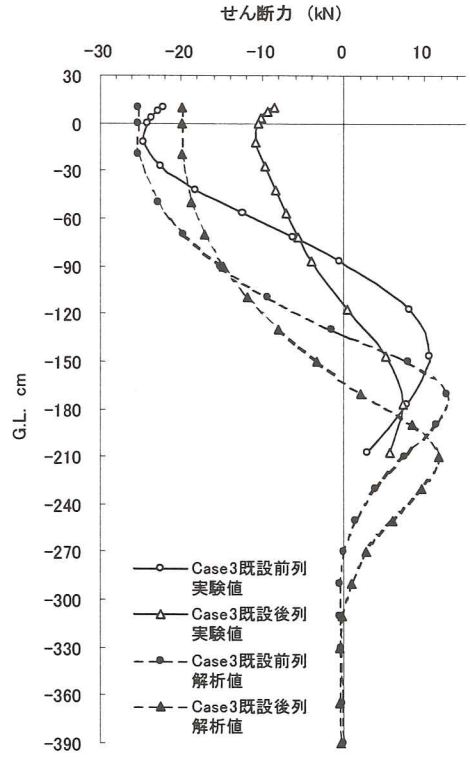


図-2.3.10　せん断力分布（既設杭・ケース３）

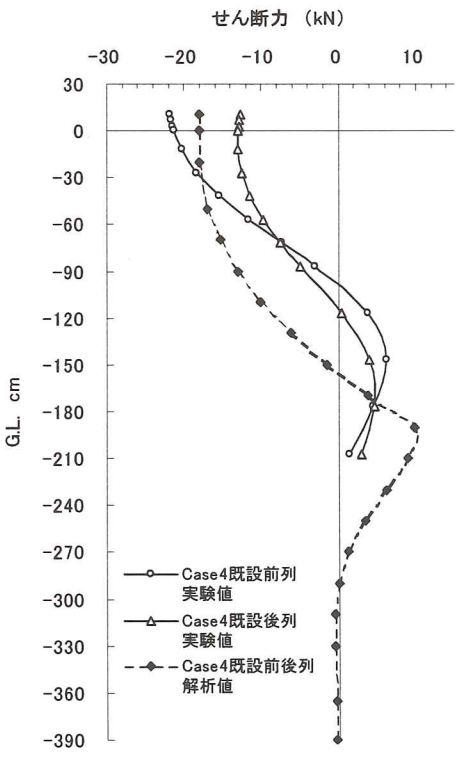


図-2.3.11　せん断力分布（既設杭・ケース４）

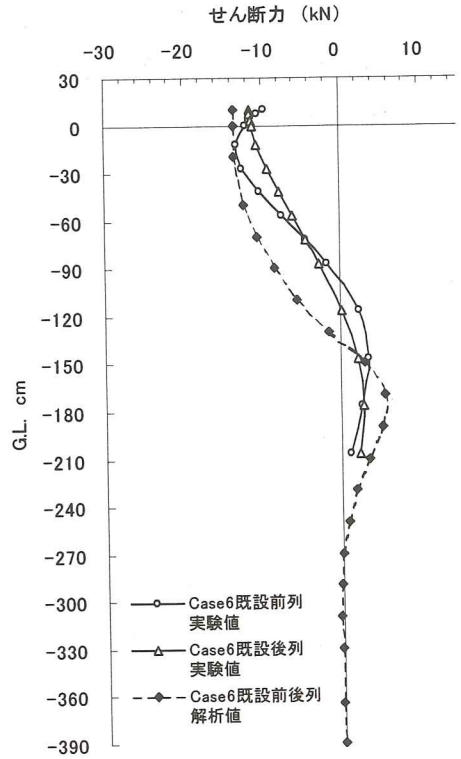


図-2.3.12　せん断力分布（既設杭・ケース６）

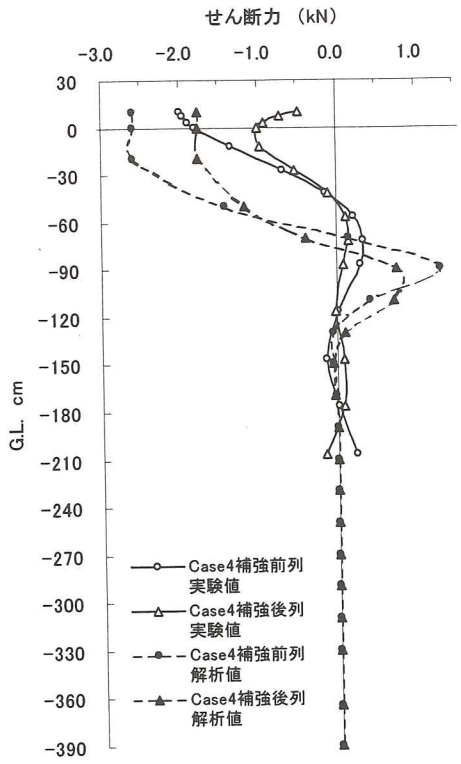


図-2.3.13　せん断力分布（補強杭・ケース４）

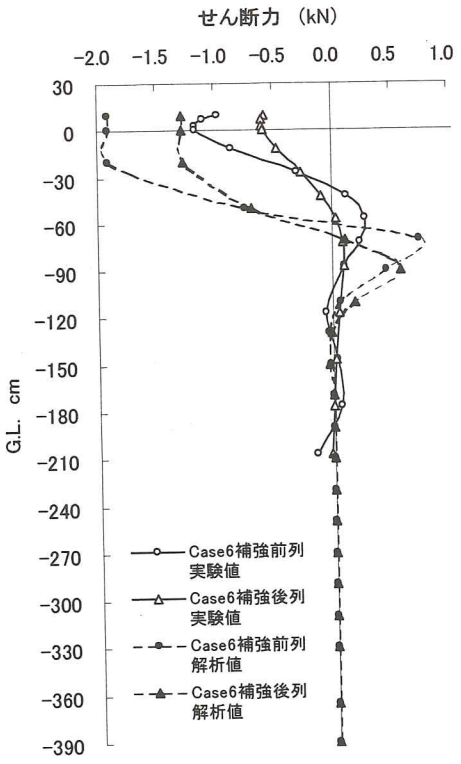


図-2.3.14　せん断力分布（補強杭・ケース６）

図-2.3.10～2.3.12に示すように、既設杭に関する実験結果と解析結果の対比によると、せん断力の分布傾向、杭頭せん断力および地中部最大せん断力の値およびその発生位置などについて、いずれも比較的よく近似できているものと思われる。

図-2.3.13および図-2.3.14に示すように、補強杭に関する実験結果と解析結果の対比によると、せん断力の分布傾向、杭頭部せん断力については、既設杭同様、比較的よく近似できているが、地中部最大せん断力については、再現性に課題があると思われる。

④ 軸力分布

図-2.3.15～2.3.19に、ケース３、ケース４およびケース６の既設杭および補強杭におけるそれぞれの軸力分布の実験結果と解析結果を示す。

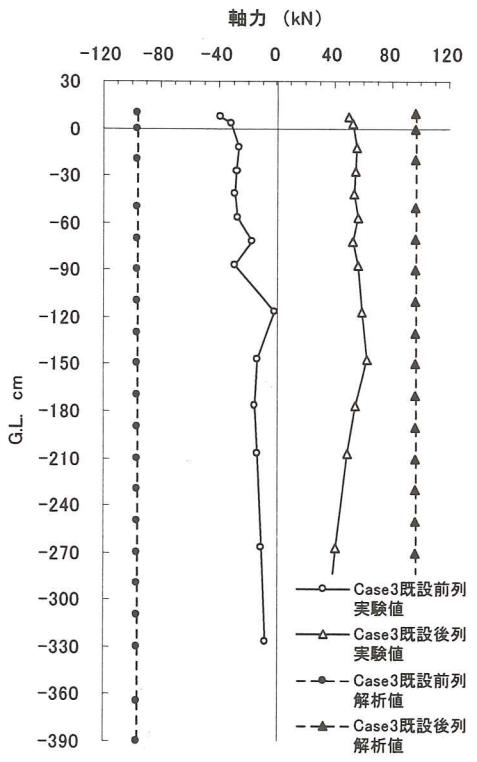


図-2.3.15 軸力分布（既設杭・ケース３）

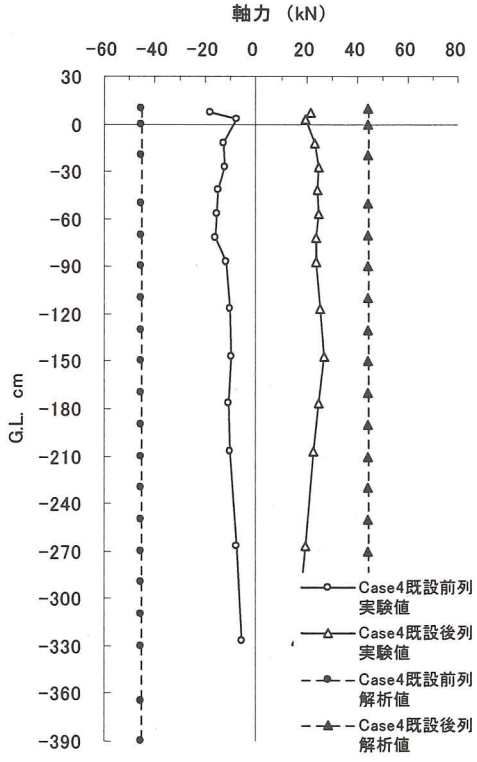


図-2.3.16 軸力分布（既設杭・ケース４）

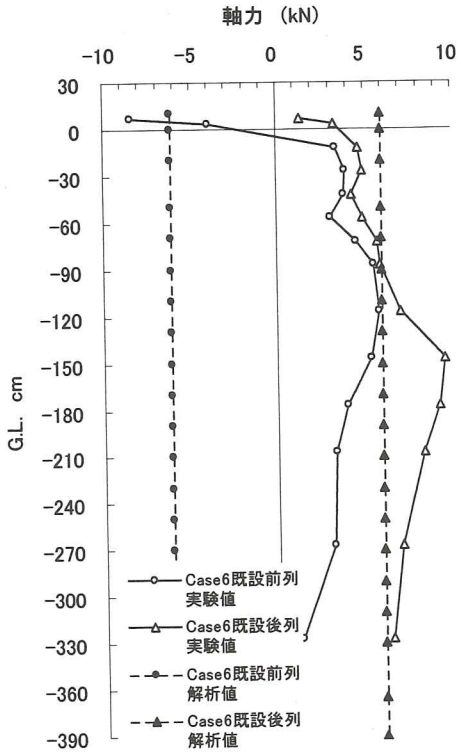


図-2.3.17　軸力分布（既設杭・ケース６）

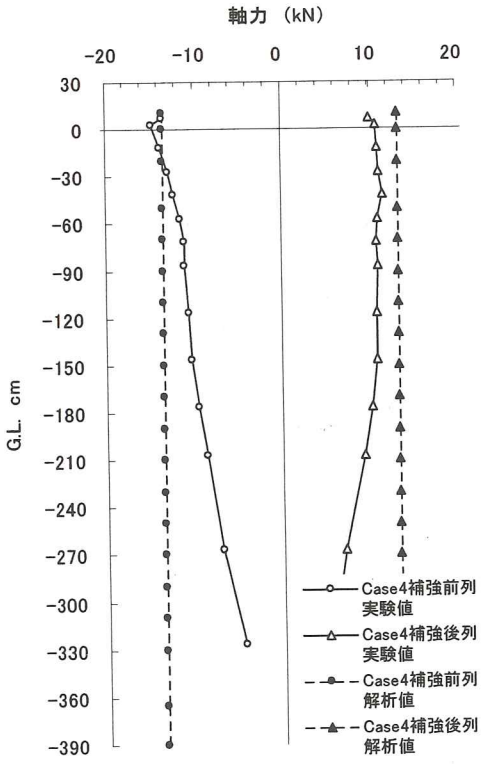


図-2.3.18　軸力分布（補強杭・ケース４）

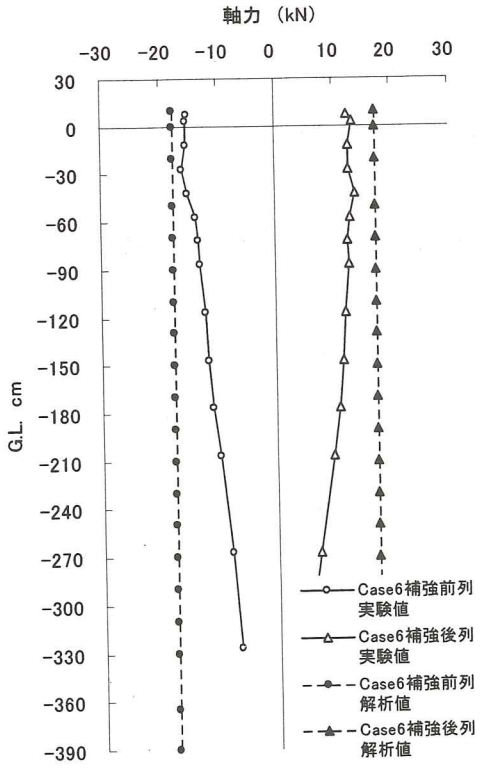


図-2.3.19　軸力分布（補強杭・ケース６）

図-2.3.15～2.3.17に示すように、既設杭に関する実験結果と解析結果の対比によると、ケース３、ケース４およびケース６に関しては、曲げモーメントやせん断力分布ほど再現できていない。ケース６においては、前述のように、荷重の増加とともに、補強前列杭を支点とした挙動を示し、既設杭には、いずれも引張力が作用している。それに対し、解析においては、既設前列杭には圧縮力が、既設後列杭には引張力が作用している。

図-2.3.18および図-2.3.19に示すように、補強杭に関する実験結果と解析結果の対比によると、軸力の分布傾向については、比較的よく近似できていると思われる。

⑤　地盤反力度～変位関係

図-2.3.20～2.3.24に、ケース３、ケース４およびケース６の既設杭および補強杭におけるそれぞれの地盤反力度～変位関係を示す。図中には、解析にあたって設定した地盤の弾塑性モデルも示している。

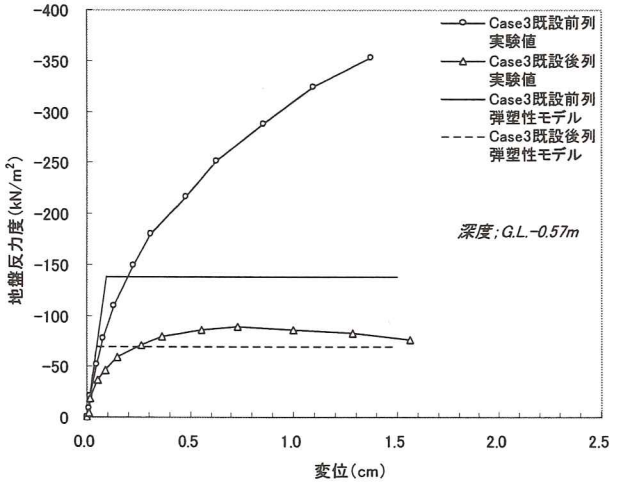


図-2.3.20　地盤反力度～変位関係（既設杭・ケース３）

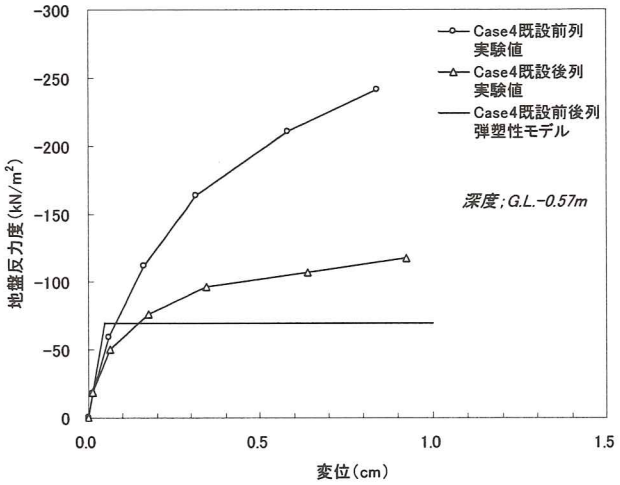


図-2.3.21　地盤反力度～変位関係（既設杭・ケース４）

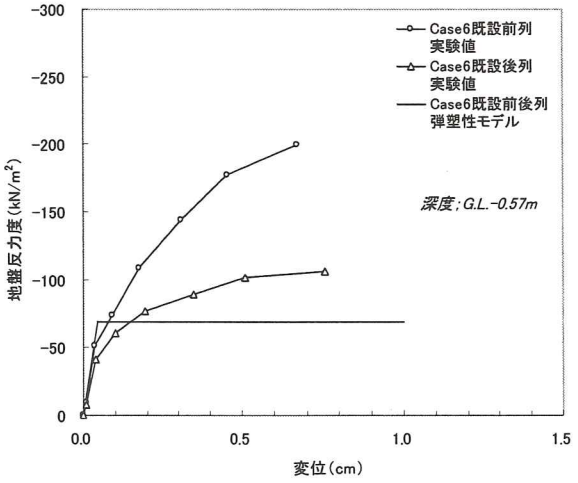


図-2.3.22　地盤反力度～変位関係（既設杭・ケース６）

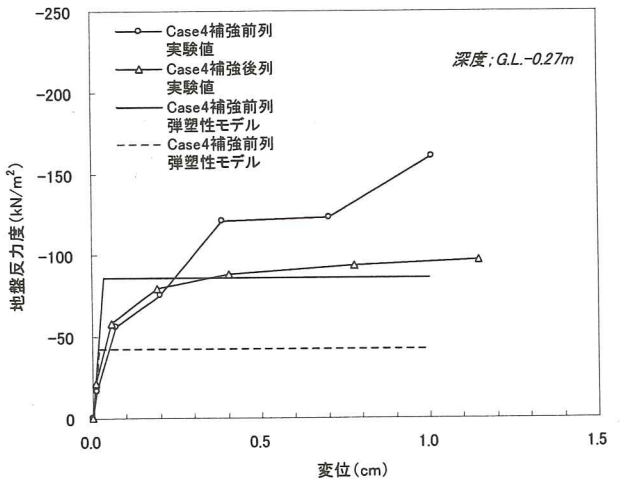


図-2.3.23　地盤反力度～変位関係（補強杭・ケース４）

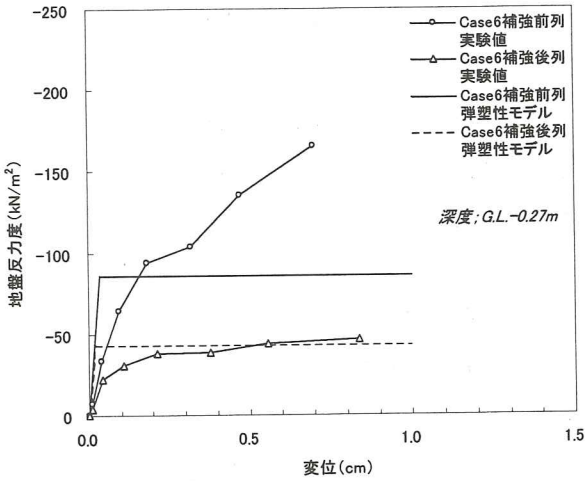


図-2.3.24　地盤反力度～変位関係（補強杭・ケース６）

これらを比較すると、荷重～変位関係に整合するように補正係数を考慮して設定した地盤の弾塑性モデルは、十分適切なものであったことがわかる。

2.3.2　ＦＥＭによるシミュレーション

（1）概要

FEM 解析における目的は，地盤と杭の相互作用を考慮することにより，組杭の挙動を把握し，その結果と静的模型実験の結果と比較することである．FEM 解析では，特に前列杭と後列杭の荷重分担に着目し，解析することにした．

（2）解析の方法

実験結果を再現するために３次元FEM解析を実施することにした．杭ははり要素（弾塑性：von Mises），地盤はソリッド要素（非線形弾性：ダンカン・チャン構成モデル）としてモデル化した．ダンカン・チャン構成モデルは，変形係数Ｅの拘束圧依存およびひずみ依存を考慮でき，降伏付近を精度よくシミュレートでき，非線形弾性で最も一般的なモデルである．ダンカン・チャン構成モデルの概要については後述する．解析には，汎用３次元非線形FEMプログラム（Mr.Soil3D）を用いた．解析に用いたケース１～３のメッシュを**図－2.3.25，2.3.26** に示す．また，メッシュ情報を**表－2.3.2** に示す．

なお，杭体が弾塑性モデルであるため，設計でのM-φモデルと同等になることを単純ばりで確認した．

表－2.3.2　メッシュ情報

	ケース１，ケース２	ケース３
節点数	19,624	23,536
要素数	18,884	22,801
平均解析時間	４時間	24時間

１）ダンカン･チャン構成モデル概要

このモデルは室内実験で得られた応力－ひずみ関係を双曲線で近似するものであり，弾性係数とポアソン比が応力に応じて変化する．ダンカン･チャンモデルは式(2.3.1)で表される．また，典型的な双曲線応力－ひずみ関係を**図－2.3.27** に，交換後の双曲線関係を**図－2.3.28** に示す．

$$q=\sigma_1-\sigma_3=\frac{\varepsilon}{a+b\varepsilon}=\frac{\varepsilon}{\left[1/E_i+\varepsilon/(\sigma_1-\sigma_3)\right]} \quad \cdots\cdots(2.3.1)$$

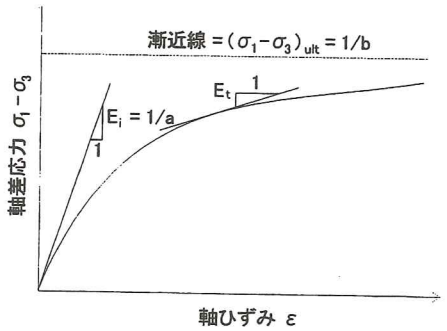
ここで，a および b は定数である．初期の小さなひずみに対しては式(2.3.2)が成立し，

$$q=\frac{\varepsilon}{a} \quad \cdots\cdots(2.3.2)$$

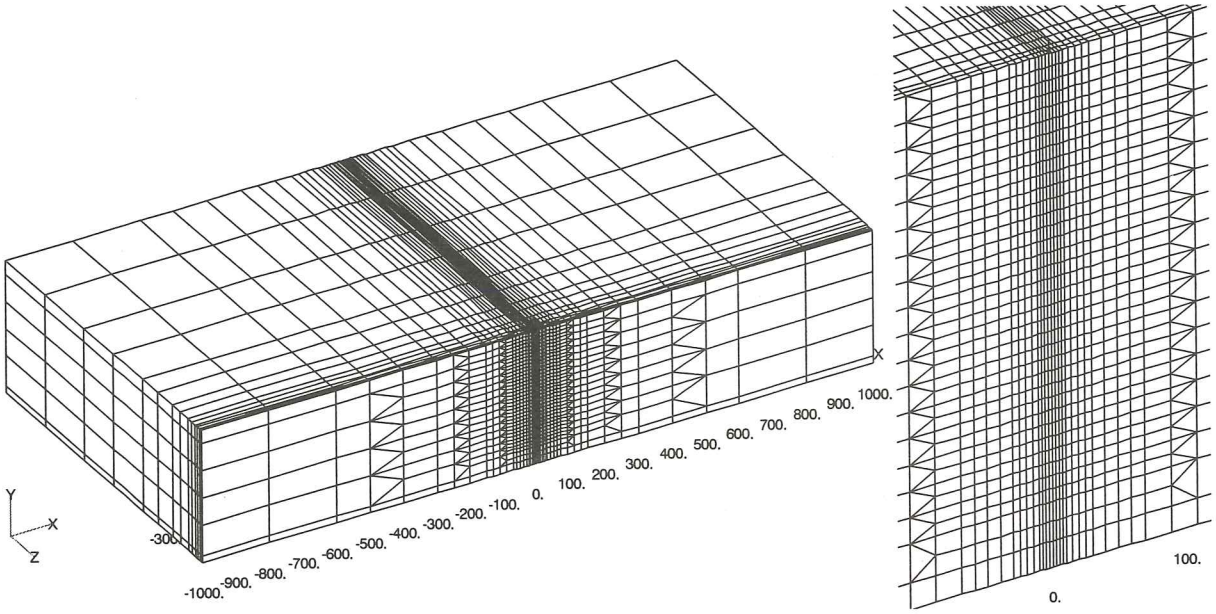
と表される．すなわち，1/a は初期接線弾性係数 Ei を意味している．一方，ひずみが増大した極限状態では，

$$q=\frac{1}{b} \quad \cdots\cdots(2.3.3)$$

と表される．これは，1/b が応力－ひずみ曲線の漸近線になることを示している．

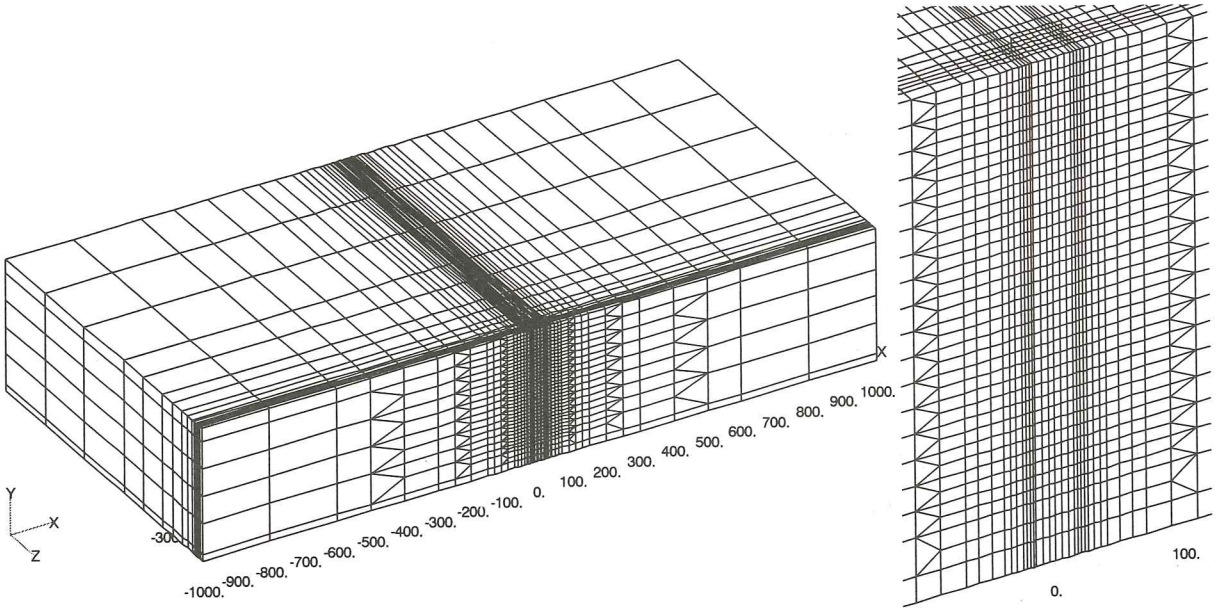


図－2.3.27　典型的な双曲線応力－ひずみ関係



(a)全体図　　(b)拡大図

図－2.3.25　解析メッシュ（Case. 1およびCase. 2）



(a)全体図　　(b)拡大図

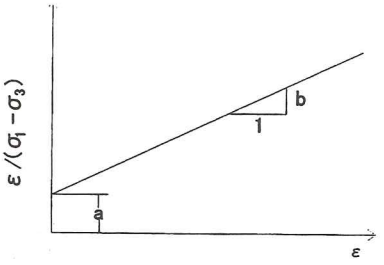
図－2.3.26　解析メッシュ（Case. 3）

圧縮強度Sは，その漸近線の示す値より小さいため，ここでは破壊比Rfを式(2.3.4)で定義する．

$$R_f = bS = \frac{S}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \cdots\cdots (2.3.4)$$

式(2.3.1)から，接線弾性係数Etは式(2.3.5)のようになる．

$$E_t = E_i \times \left(1 - \frac{R_f q}{S}\right)^2 \cdots\cdots (2.3.5)$$



図－2.3.28　交換後の双曲線関係

破壊時における応力状態は，モール･クーロンの式を満足しているものとすれば，式(2.3.6)のようになる．

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2\sigma_3 \sin\phi + 2c\cos\phi}{1 - \sin\phi} \cdots\cdots (2.3.6)$$

ここで，cは粘着力，φは内部摩擦角である．初期接線弾性係数は拘束圧力によって変化するので，

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \cdots\cdots (2.3.7)$$

と表される．ここで，Paは大気圧，KおよびnはTは載荷時の接線弾性係数式を定義するための実験定数である．したがって，接線弾性係数は式(2.3.8)で表される．

$$E_t = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\phi)}{2\sigma_3 \sin\phi + 2c\cos\phi}\right]^2 \cdots\cdots (2.3.8)$$

式(2.3.8)の[ ]内の算定結果がDeより小さいとき接線弾性係数式を式(2.3.9)で求める．

$$E_t = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n [D_e]^2 \cdots\cdots (2.3.9)$$

ここで，Deは破壊時の接線弾性係数式を定義するための定数である．

2）ダンカン・チャン構成モデルのパラメータ算出法

前述したダンカン・チャン構成モデルのパラメータであるc，φ，KおよびnのTは算出方法について，以下に述べる．

(a)c，φ：三軸圧縮試験により求める．

c＝1.5kN/m²，φ＝34.8度

(b)K，nの求め方

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

初期接線弾性係数Ei－拘束圧σ_3曲線を両対数軸上にプロットし，K，nを求める．K，nの値の決め方を**図－2.3.29**に示す．

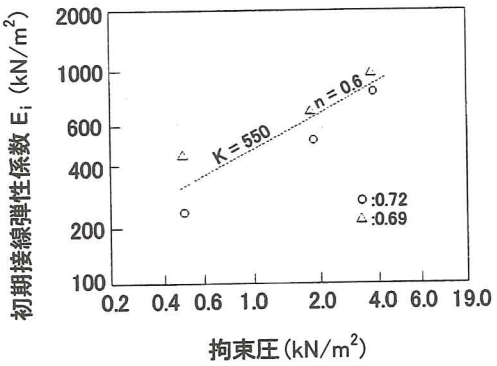
三軸圧縮試験結果では拘束圧が小さいとき，初期接線弾性係数が最大となり，拘束圧が大きくなるにつれ

て，初期接線弾性係数が小さくなるという結果（図－2.3.30 参照）となるため，地盤のＮ値から弾性係数を算出し，それを初期接線弾性係数として，K，n を求めた．また，そのグラフを図－2.3.31 に示す．

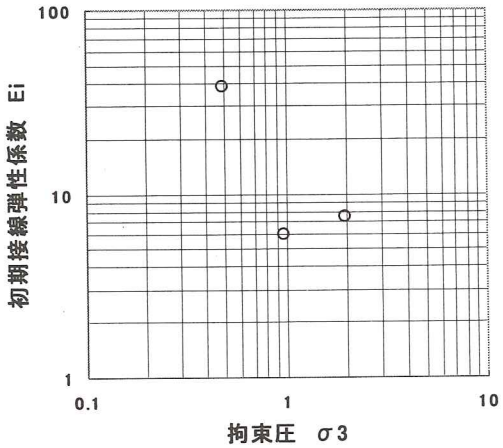
$$V_S = 80N^{1/3}$$

$$G = \rho \cdot V_S^{\,2}$$

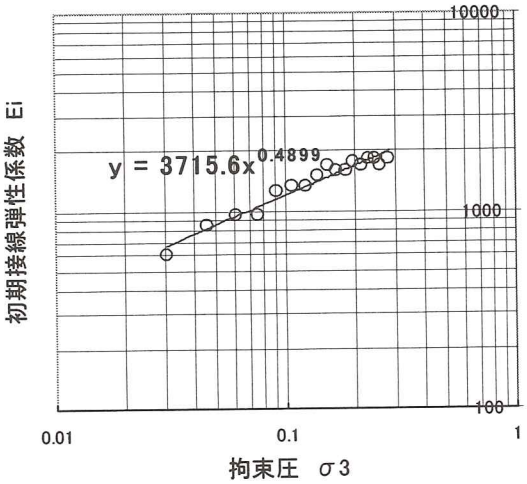
$$E = 2(1+\nu)G$$



図－2.3.29　K，n の値の決め方



図－2.3.30　初期接線弾性係数
－拘束圧曲線（三軸圧縮試験）



図－2.3.31　初期接線弾性係数
－拘束圧曲線（Ｎ値から算出）

3）物性値

FEM 解析に用いた地盤および杭の物性値を表－2.3.3，2.3.4 に示す．

表－2.3.3　地盤の物性値

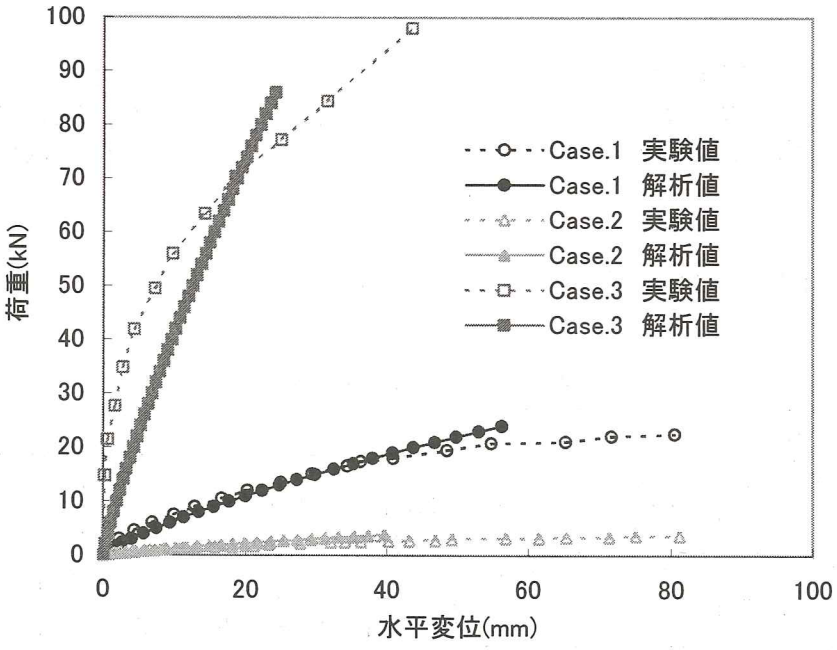
物性			値	物性		値
単位体積重量	γ	kN/m³	18.0	載荷時の接線弾性係数式を定義するための実験定数	K	3667.012
粘着力	c	kN/m²	1.5		n	0.4899
内部摩擦角	φ	°	34.8		Rf	1
ポアソン比	ν		0.4	破壊時の接線弾性係数式を定義するための定数	De	0.05
大気圧	Pa	kN/m²	101.325			

表－2.3.4　杭の物性値

物性			既設杭	マイクロパイル
ヤング率	E	kN/m^2	2.1E^8	
ポアソン比	ν		0.3	
単位体積重量	γ	kN/m^3	78.5	
断面積	A	mm^2	1218.3	229.05
Z 軸回り断面二次モーメント	I_Z	mm^4	1871459.0	28923.0
降伏応力	σ_y	kN/m^2	325300	399700

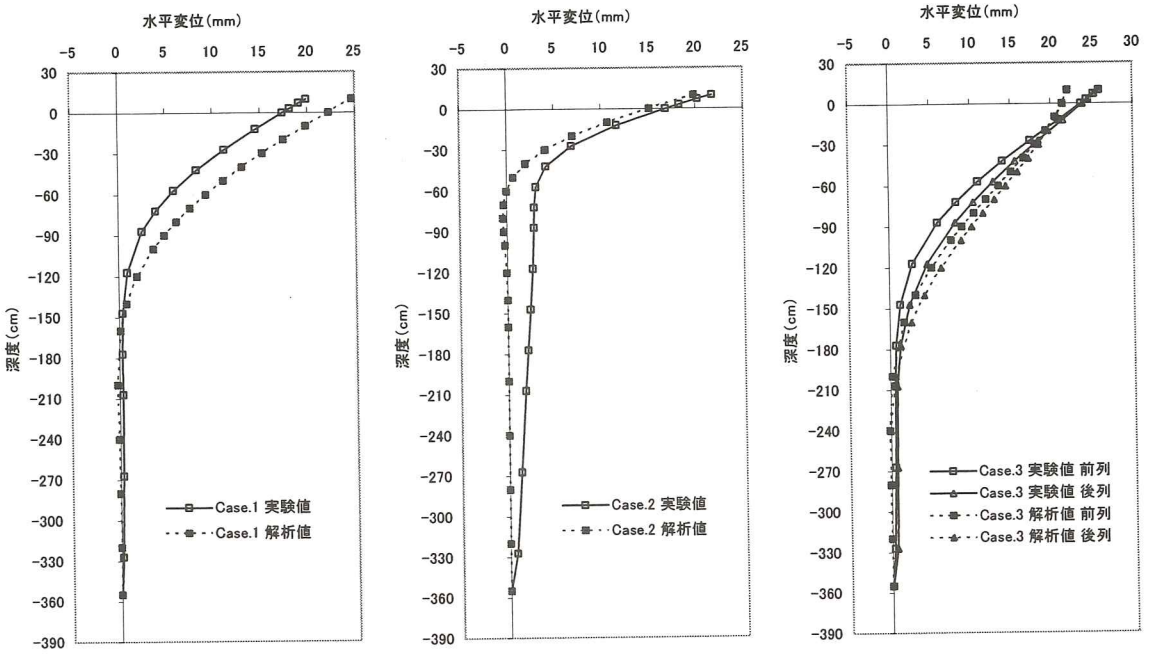
（3）解析の結果

FEM 解析結果と静的載荷実験結果を，以下に対比して示す．荷重点における荷重－変位曲線を図－2.3.32 に，杭体変位量を図－2.3.33 に，曲げモーメントを図－2.3.34 に，せん断力を図－2.3.35 に，軸力を図－2.3.36 に示す．また，ケース１およびケース３の載荷方向応力と安全率に関するコンター図を図－2.3.37～2.3.40 に示す．ここで，安全率とは，モール円中心から破壊基準までの距離をモール円の半径で除したものである．図－2.3.33～2.3.40 は，試験において既設杭および補強杭がそれぞれ曲げ降伏に至る直前の荷重状態のものである．

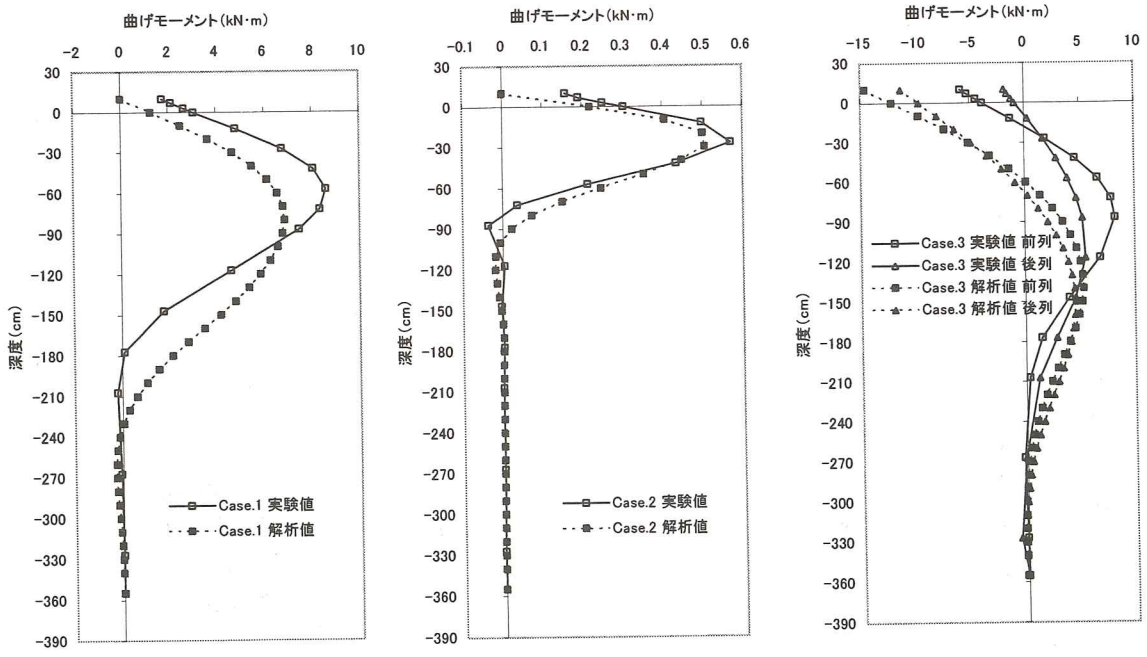


図－2.3.32　荷重点における荷重－変位曲線

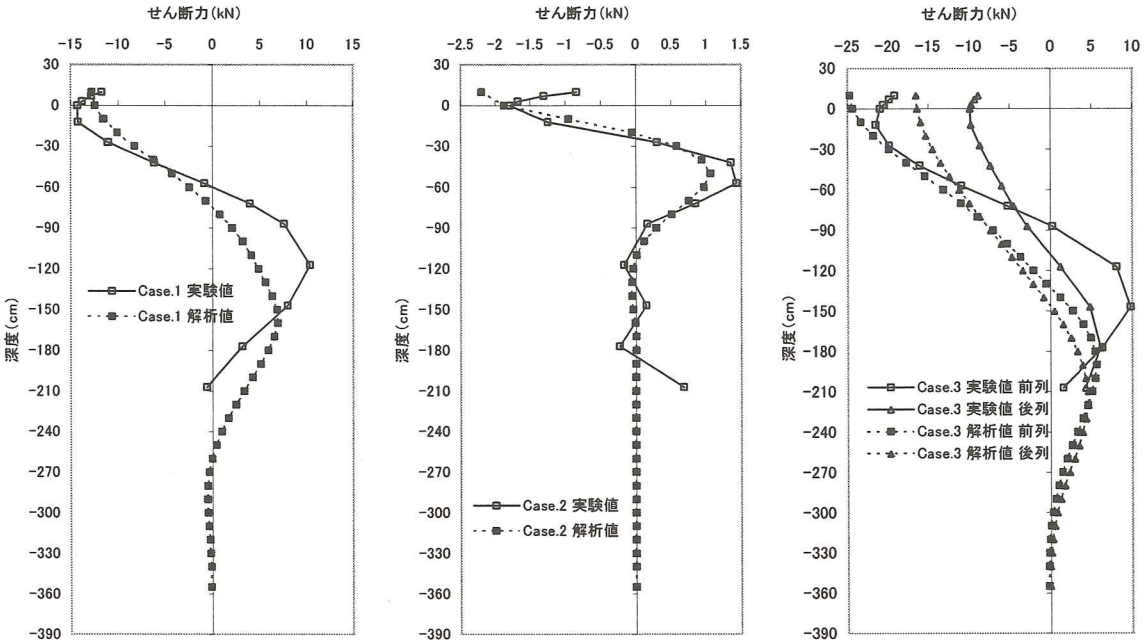
図－2.3.32 に示すとおり，ケース１およびケース２については，比較的精度よく荷重－変位関係が再現されている．しかし，ケース３については，あまり精度よく荷重－変位関係を再現できていない．荷重 70kN 未満では実験値より大きい水平変位を示し，全体的に実験値に比べ解析値は弾性的な挙動を示している．



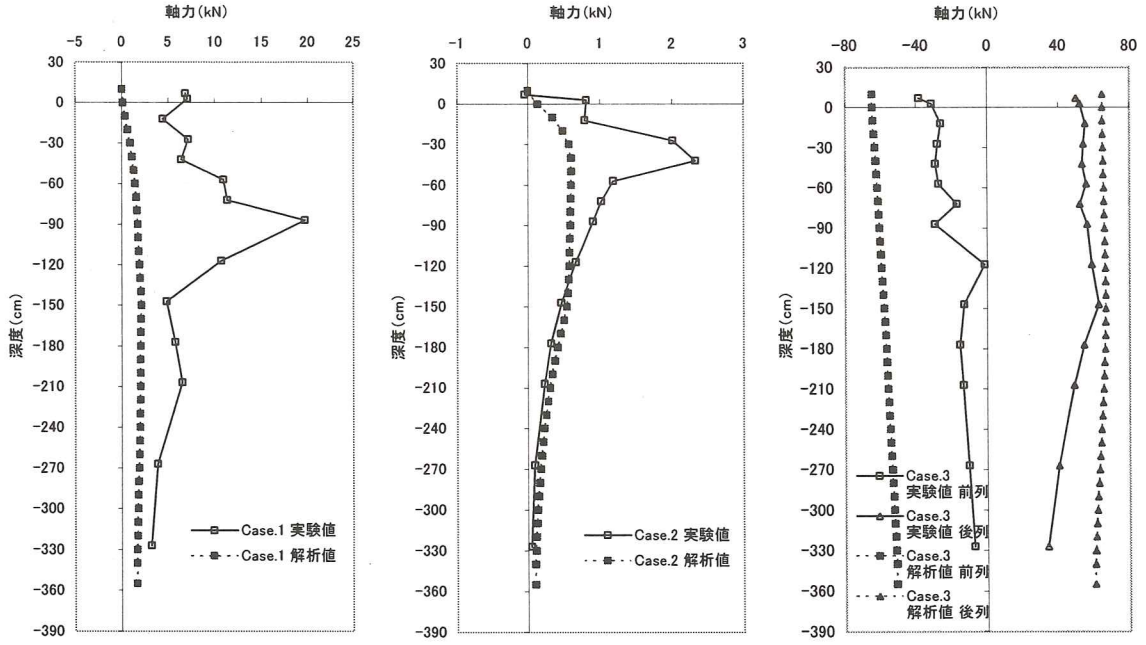
図－2.3.33　杭体変位量図



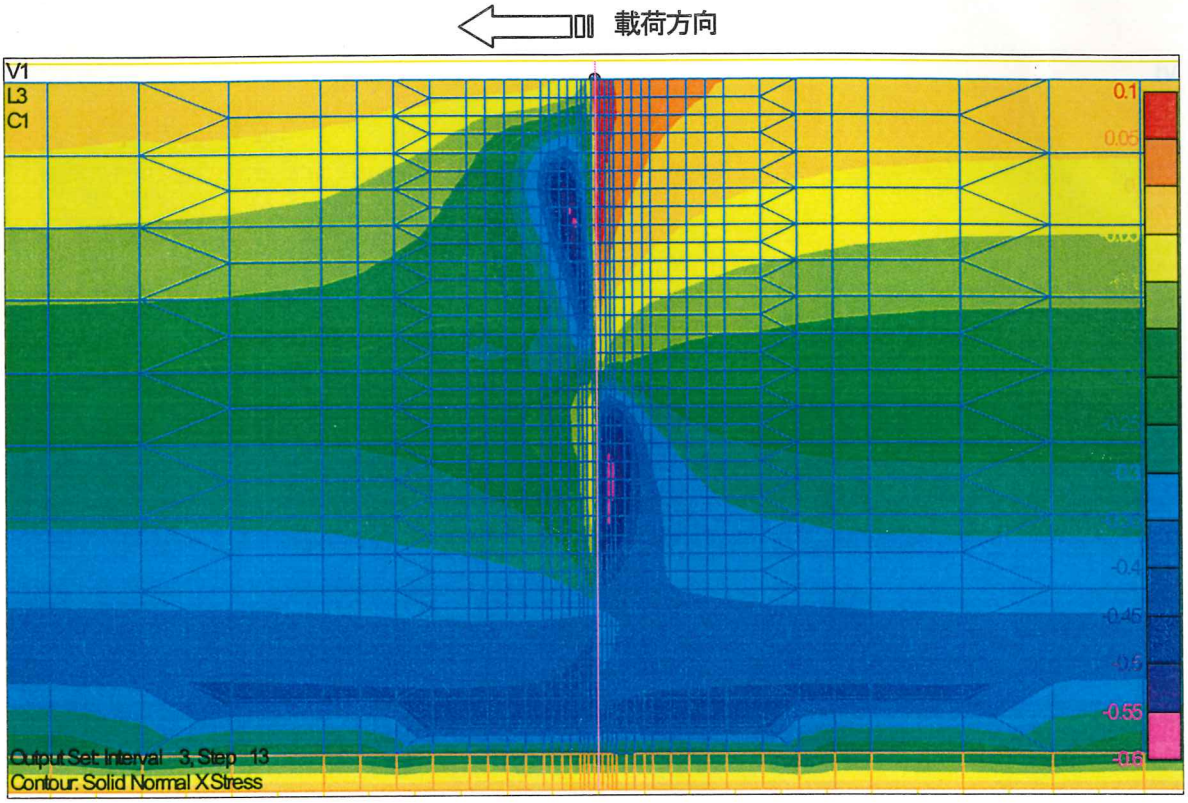
図－2.3.34　曲げモーメント図



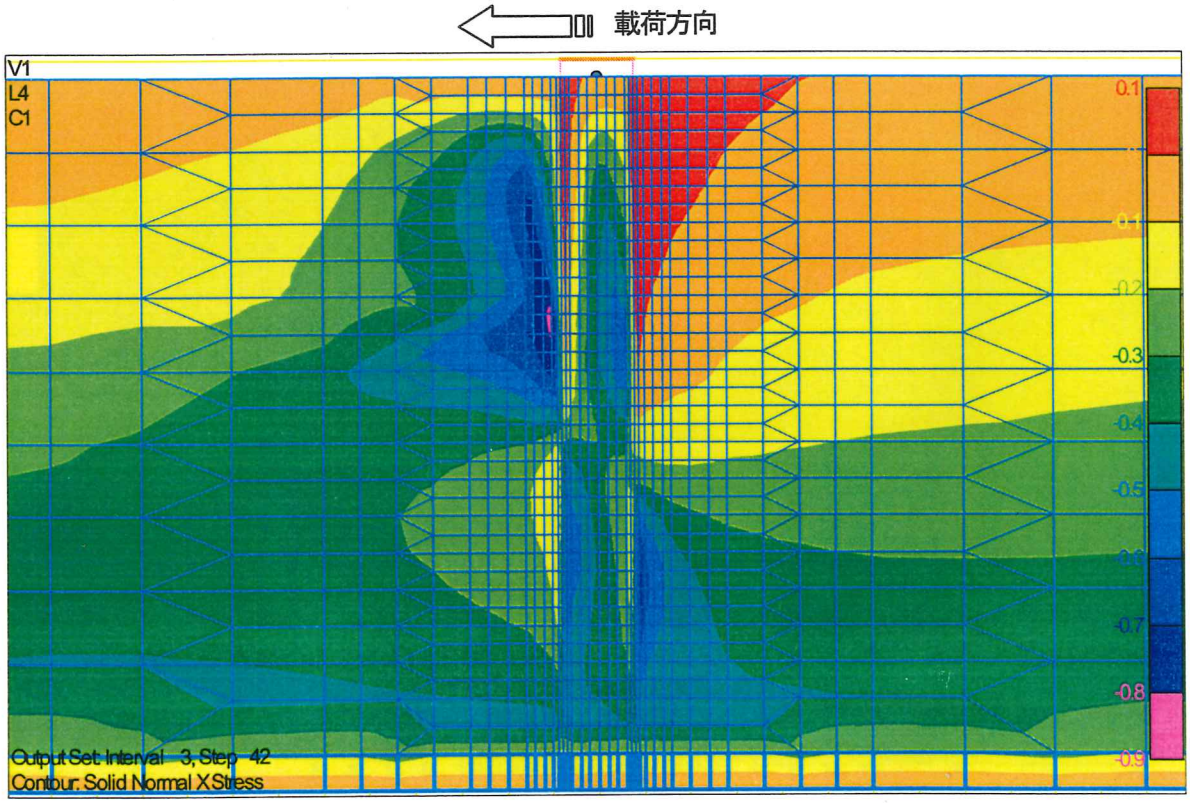
図－2.3.35　せん断力図



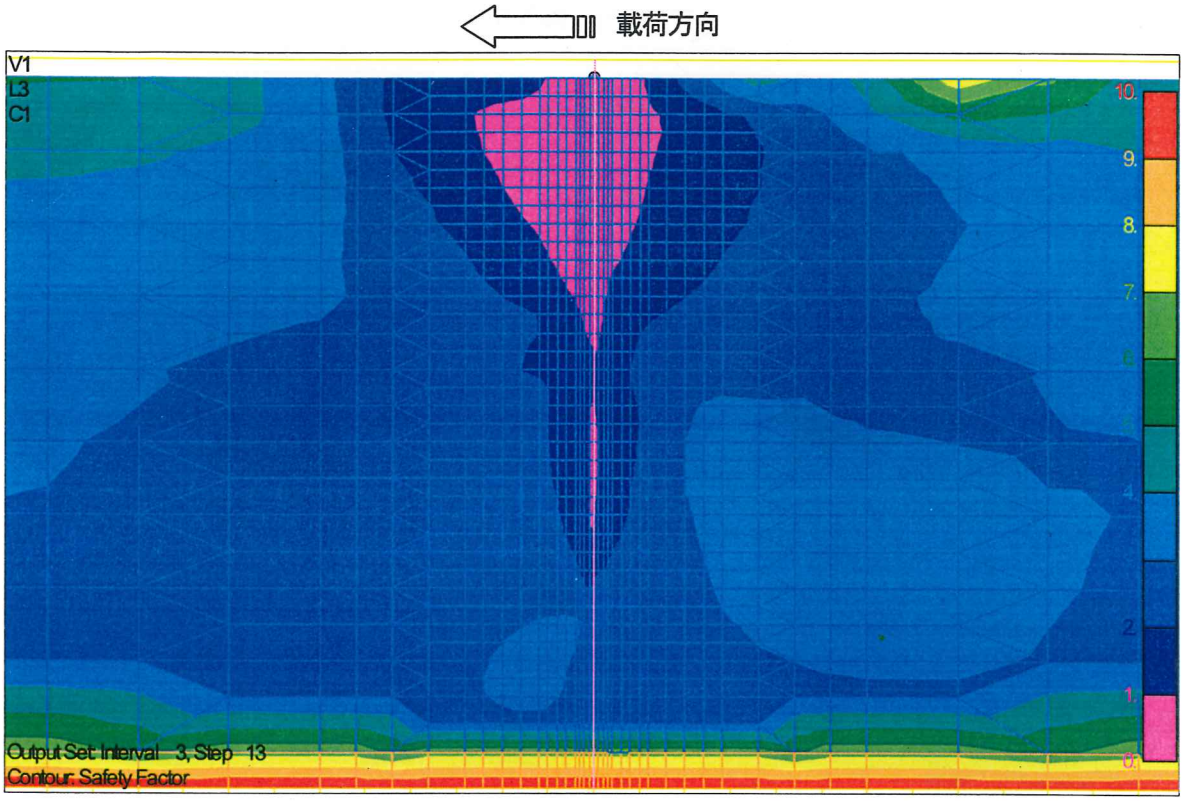
図－2.3.36　軸力図



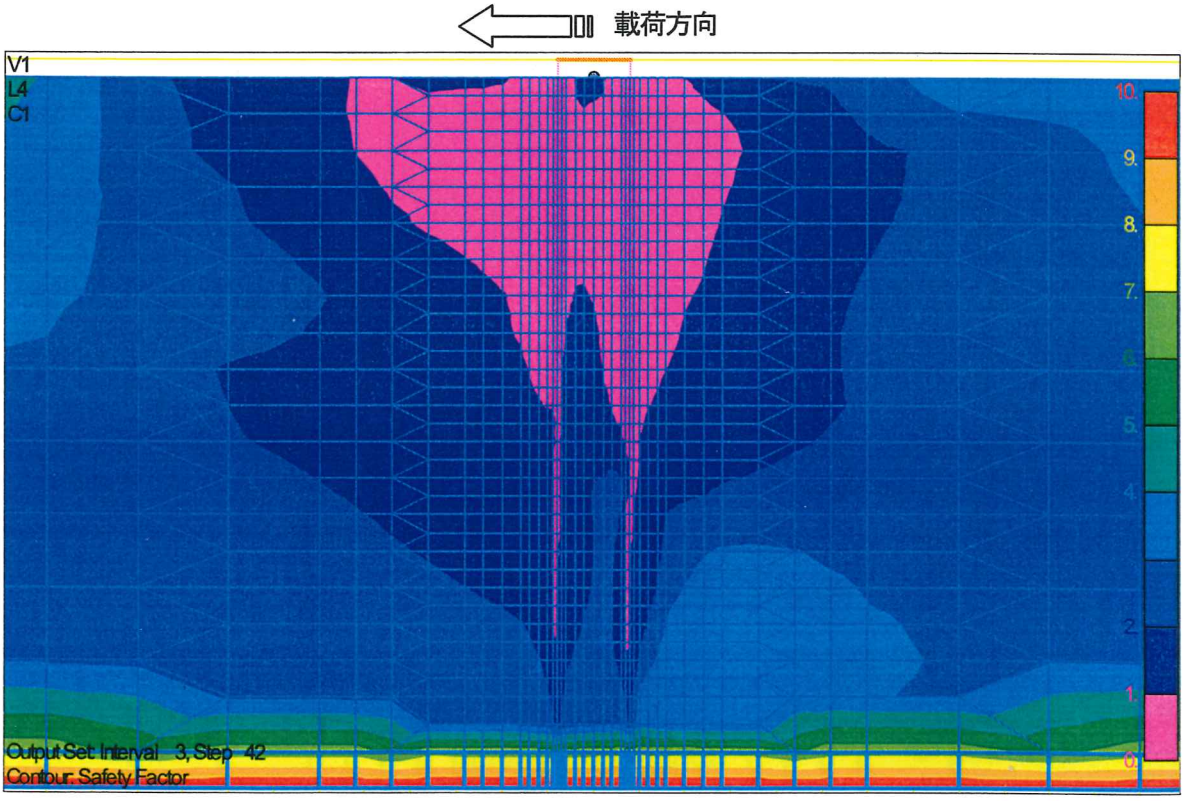
図－2.3.37　載荷方向応力（ケース１）



図－2.3.38　載荷方向応力（ケース３）



図－2. 3. 39　安全率（ケース１）



図－2. 3. 40　安全率（ケース３）

杭体変位量については**図－2.3.33** に示すとおり，いずれのケースにおいても，解析結果は実験結果を比較的よく近似している．ケース１およびケース３については，深度 150cm 以浅において実験値より大きい杭体変位量を示し，ケース２については，全深度において実験値より小さい杭体変位量を示している．

曲げモーメント，せん断力については**図－2.3.34，2.3.35** に示すとおり，いずれのケースにおいても，解析結果は実験結果に近い分布状態を示し，最大値が実験値より小さい値を示している．ケース１およびケース３については，最大値の発生位置が実験値より深い位置を示している．ケース２については，最大値および最大値の発生位置について，解析結果は実験結果を精度よく近似している．

軸力については**図－2.3.36** に示すとおり，ケース２の深度 G.L.-120cm 以深を除いて，十分再現できていない．

載荷方向応力については**図－2.3.37，2.3.38** に示すとおり，ケース１では深度 G.L.-80cm 付近，ケース３では深度 G.L.-130cm 付近で大きな値を示しており，**図－2.3.34** に示す曲げモーメントの最大値の発生位置と一致している．

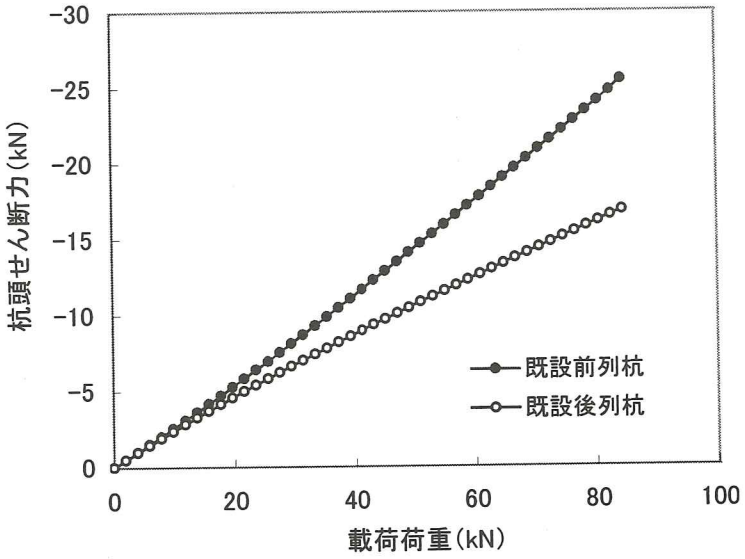
安全率については**図－2.3.39，2.3.40** に示すとおり，ケース１では杭前面 60cm 程度，杭背面 40cm 程度まで地盤が破壊し，ケース３では前列杭前面 110cm 程度，後列杭背面 60cm 程度まで地盤が破壊している．このことから，ケース１に比べてケース３の方が地盤に広範囲に影響を及ぼしていることを示している．

（４）解析の考察

FEM 解析の結果，ケース３の４本組杭の挙動は，（３）に示したとおり，曲げモーメントなど最大値および最大値の発生位置は実験結果と若干異なるが，実験と同じような分布形状となった．また，FEM 解析でも前列杭と後列杭において異なる分布形状を示しており，その要因の定量的評価を試みた．ここでは，杭に作用する杭頭せん断力および荷重方向の地盤応力に着目し検討することにした．その結果を以下に示す．

a）杭頭せん断力～載荷荷重の関係図

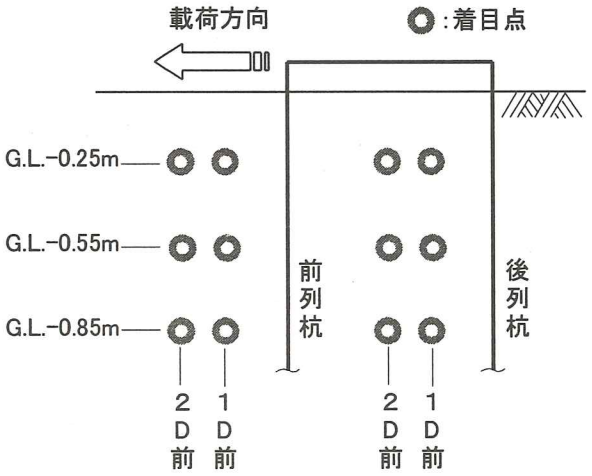
図－2.3.41 に杭頭せん断力～載荷荷重の関係を示す．荷重が増加するに従い既設前列杭の荷重分担率が高まる傾向を示している．載荷荷重が 20kN，40kN，60kN，80kN のとき，既設前列杭の荷重分担率は 53.5%，56.3%，58.5%，59.8%という結果となった．この FEM 解析で得られた傾向は，実験結果でも同様に得られている．



図－2.3.41　杭頭せん断力～載荷荷重の関係図

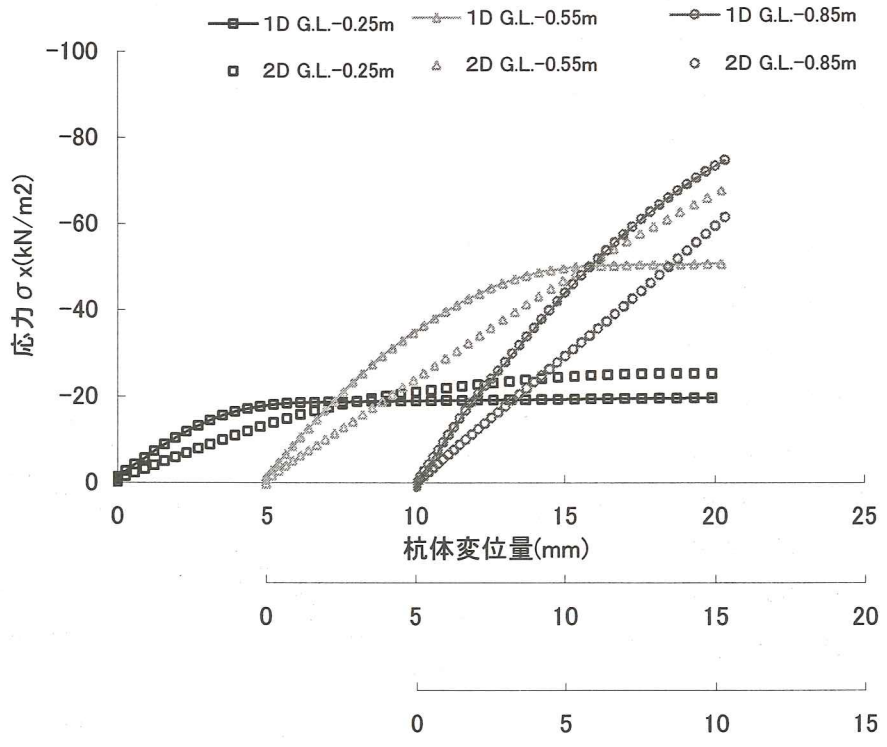
b) 荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係図

図－2.3.43 に前列杭の，**図－2.3.44** に後列杭の荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係図を示す．また，**図－2.3.45～2.3.46** に載荷方向の杭体前面位置毎の地盤応力～杭体変位量の関係図に示す．**図－2.3.42** に示すとおり着目点は深度 G.L.-0.25m，-0.55m，-0.85m の 3 深度と載荷方向の杭体の 1D 前，2D 前の位置としている．また，応力値は初期応力を引いた値を用いている．



図－2.3.42　地盤応力着目点概要図

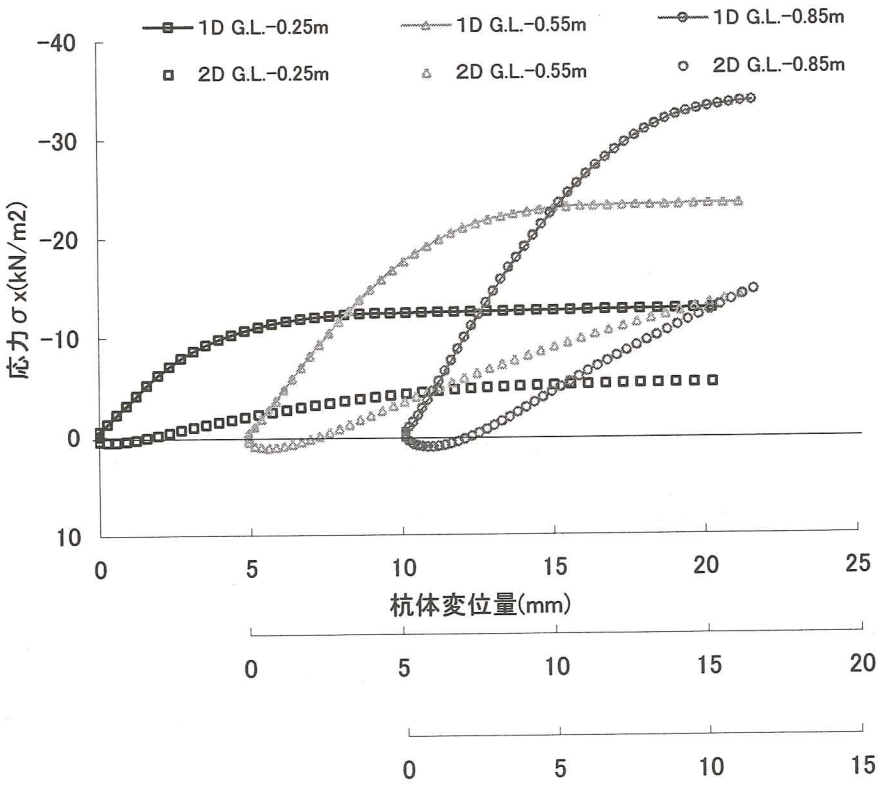
前列杭の荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係については**図－2.3.43** に示すとおり，杭体の載荷方向に 1D 前の地盤および 2D 前の地盤は深度が深くなるにつれて，大きな応力が生じており，1D 前の地盤の G.L.-0.85m 位置，2D 前の地盤の G.L.-0.55m，-0.85m 位置においては杭体変位量の増加にほぼ比例して応力は増加している．また，1D 前の地盤と 2D 前の地盤を比較すると，いずれの深度においても 2D 前の地盤の初期勾配が 1D 前の地盤の初期勾配より小さい値を示しており，影響が小さくなっていることを示している．



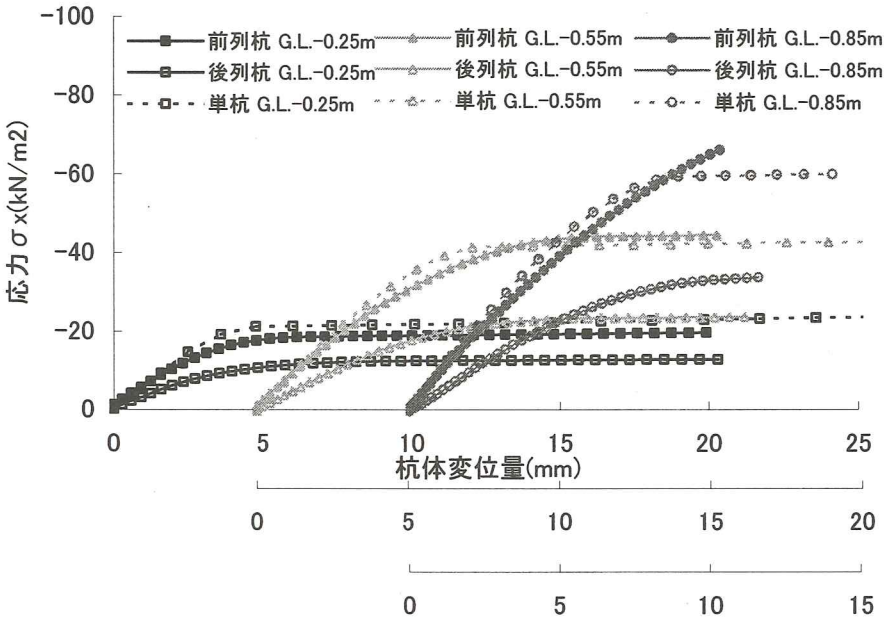
図－2.3.43　荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係図（前列杭）

後列杭の荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係については**図－2.3.44** に示すとおり，杭体の載荷方向に1D 前の地盤は，**図－2.3.45** にも示すとおり応力は小さい値を示すが前列杭の同地盤とほぼ同様の傾向を示している．杭体の載荷方向に 2D 前の地盤は，ほぼ前後列杭の中間に位置し，杭体変位量が生じ始めた初期（1.5～2.2㎜ 程度）までは初期応力より小さい値を示し，その後，杭体変位量の増加にほぼ比例して応力は増加している．これは，前列杭の影響を受けて，杭体変位量が生じ始めた初期においては地盤が杭と一体となって変位し，その後，**図－2.3.33** の Case．3 の杭体変位量図に示すとおり前列杭に比べ後列杭の変位が大きくなるため，応力が増加したと考えられる．

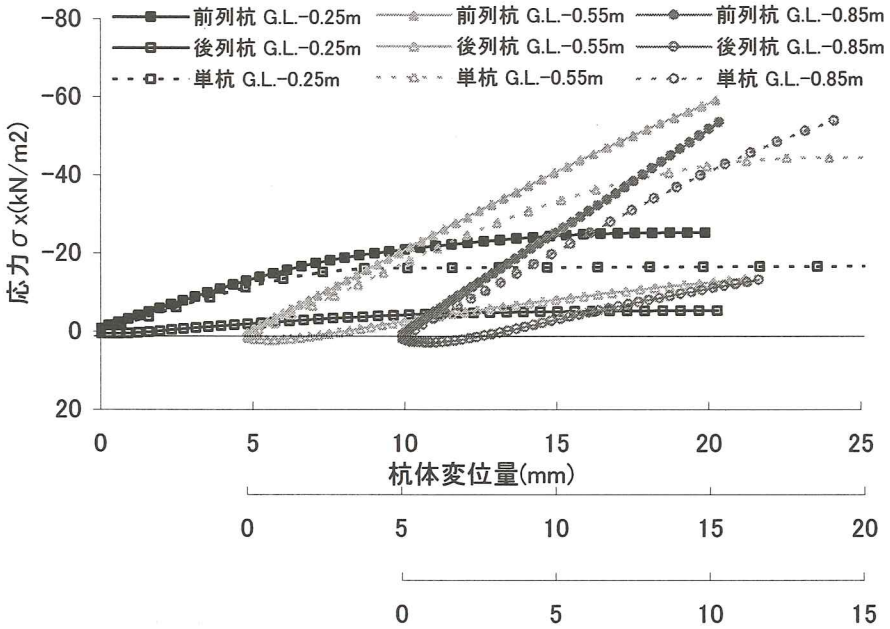
以上から，FEM により組杭（Case．3）静的模型実験を十分にシミュレーションしており，本解析手法が組杭の解析に有用であると考えられる．また，今回の FEM 解析では解析時間の関係で地盤と杭にジョイント要素を用いていないため，引張りの影響が出る結果なったが，今後はそれらを考慮してより実挙動に近づけるように解析することが望ましいと思われる．



図－2.3.44　荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係図（後列杭）



図－2.3.45　荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係図（載荷方向の杭体 1D 前）



図－2.3.46　荷重方向の地盤応力～杭体変位量の関係図（載荷方向の杭体 2D 前）

2.3.3　実験結果を考慮した感度分析

（1）概　要

ここでは、地震時保有水平耐力法に用いる軸直角方向抵抗特性の補正係数に関して、係数を変化させた実大橋梁基礎の非線形解析を行い、補正係数が既設基礎の耐震補強効果に与える影響度を検討した。検討モデルは、後述するような PC 杭（φ600）の既設杭基礎に対して小口径増し杭による耐震補強を想定したものである。検討ケースは**表-2.3.5** に示す５ケースであり、異種・異径杭から構成される群杭の補正係数は本章の模型実験や数値解析などを考慮して設定した。また、増し杭補強パターンとして、鉛直に打設したもの（直杭補強）、斜杭（15 度）で打設したもの（斜杭補強）の２通りの補強方法を検討した。なお、補正係数は模型実験と同じ砂質地盤のみを変化させ、粘性土地盤においては現行の道路橋示方書の補正係数を用いた。

以下に各検討ケースの考え方を示す。

①CASE1

昨年度報告書と同一の補正係数を設定したものである。水平地盤反力度の補正係数$\eta_p\alpha_p$は現行の道路橋示方書と同一の考え方であり、増し杭最前列は水平地盤反力度の上限値を低減させず、それ以外の杭列は全てその 1/2 としたものである。また、水平方向地盤反力係数の補正係数$\eta_k\alpha_k$も現行の道路橋示方書と同一の値（α_k=1.5，η_k=2/3）を用いた。

②CASE2

昨年度報告書（CASE1）に対して、群杭の最前列と最後列以外の$\eta_p\alpha_p$に関する杭径のとり方を変更させるものである。CASE1 では群杭最前列と最後列以外の杭列を［既設杭と増し杭の最小間隔／既設杭径］の関係で一律の補正係数を設定していたが、本ケースは既設杭、増し杭、それぞれの杭間隔／杭径の関係で検討するものである。

③CASE3

CASE1 および CASE2 では増し杭最前列の水平地盤反力度を低減させず、それ以外の全ての杭列は算出された上限値をその 1/2 に低減させていた。本ケースは、増し杭最前列および既設杭最前列は低減させず、それ以外の杭列の水平地盤反力度上限値をその 1/2 とするものである。

④CASE4

本ケースは CASE3 に対して、増し杭最前列の水平地盤反力度上限値もその 1/2 に低減させるものである。

⑤CASE5

本ケースは実験結果とその解析結果を考慮し、水平方向地盤反力係数の補正係数$\eta_k\alpha_k$、水平地盤反力度の補正係数$\eta_p\alpha_p$に関する上限値を無視するものである。ここでは、水平地盤反力係数の補正係数を 2.3.1 解析結果から$\eta_k\alpha_k$=4 と設定し、水平地盤反力度の補正係数（上限値）を模型実験の杭間隔／杭径から$\eta_p\alpha_p$=6 以下と設定した。なお、2.3.1 と同様に、水平地盤反力度の上限値に関しては増し杭最前列は低減させないが、それ以外の杭列はその 1/2 に低減させる。

表-2.3.5　検討ケースおよび考え方

<table>
<tr><th rowspan="3">CASE</th><th rowspan="3">水平方向地盤反力係数補正係数
$\eta_k\alpha_k$</th><th colspan="5">水平地盤反力度の上限値に関する補正係数$\eta_p\alpha_p$（砂質地盤）</th></tr>
<tr><th colspan="3">増し杭</th><th colspan="2">既設杭</th></tr>
<tr><th>増杭最前列</th><th>増杭中列</th><th>増杭最後列</th><th>既設杭最前列</th><th>既設杭中後列</th></tr>
<tr><td>1</td><td rowspan="4">現行道示に準拠
$\eta_k\alpha_k$ =
1.5×2/3
=1</td><td rowspan="3">杭間隔 A／
増し杭径
≦3.0</td><td>杭間隔 min(B,C)
／既設杭径×1/2
≦3.0</td><td rowspan="4">杭間隔 A／
増し杭径×1/2
≦3.0</td><td colspan="2">杭間隔 min(B,C)／既設杭径
×1/2　≦3.0</td></tr>
<tr><td>2</td><td rowspan="3">杭間隔 B／
増し杭径×1/2
≦3.0</td><td colspan="2">杭間隔 C／既設杭径×1/2
≦3.0</td></tr>
<tr><td>3</td><td rowspan="2">杭間隔 C／
既設杭径
≦3.0</td><td rowspan="2">杭間隔 C／
既設杭径×1/2
≦3.0</td></tr>
<tr><td>4</td><td>杭間隔 A／
増し杭径×1/2
≦3.0</td></tr>
<tr><td>5</td><td>現行道示の
$\eta_k\alpha_k$
= 4</td><td>杭間隔 A／
増し杭径
≦6.0</td><td>杭間隔 B／
増し杭径×1/2
≦6.0</td><td>杭間隔 A／
増し杭径×1/2
≦6.0</td><td colspan="2">杭間隔 C／既設杭径×1/2
≦ 6.0</td></tr>
</table>

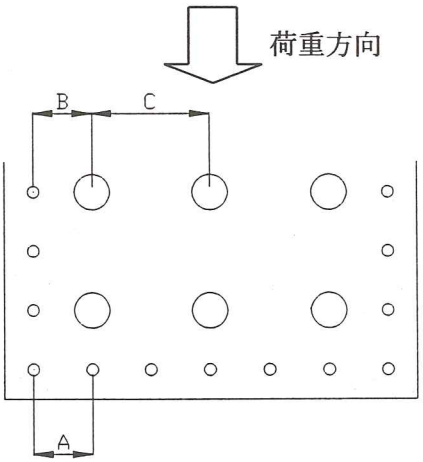


図-2.3.47　杭間隔の考え方

（2）検討方法

検討方法は道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づき、群杭をラーメン構造として非線形フレーム解析を実施した（橋軸方向のみ検討）。なお、構造物諸元や設計条件に関しては、昨年度報告書を参照されたい。検討モデルを図-2.3.48～図-2.3.49 に示す。斜杭に関しては、バネ要素の変わりに杭軸直角方向に非線形トラス要素を設けて地盤抵抗を設定した。また、表-2.3.6 には今回設定した補正係数の一覧を示す。

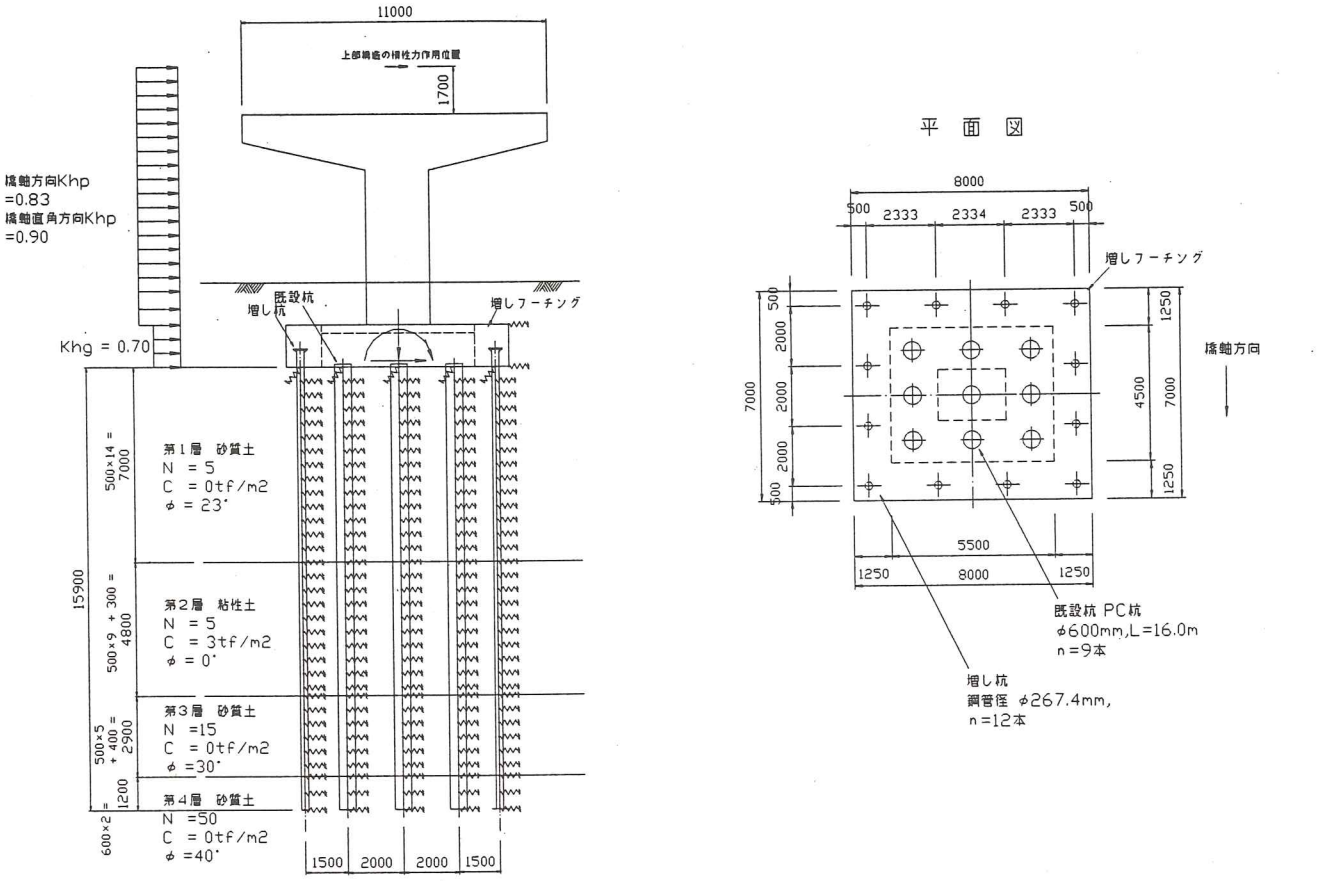


図-2.3.48　小口径増し杭（直杭）による検討モデル

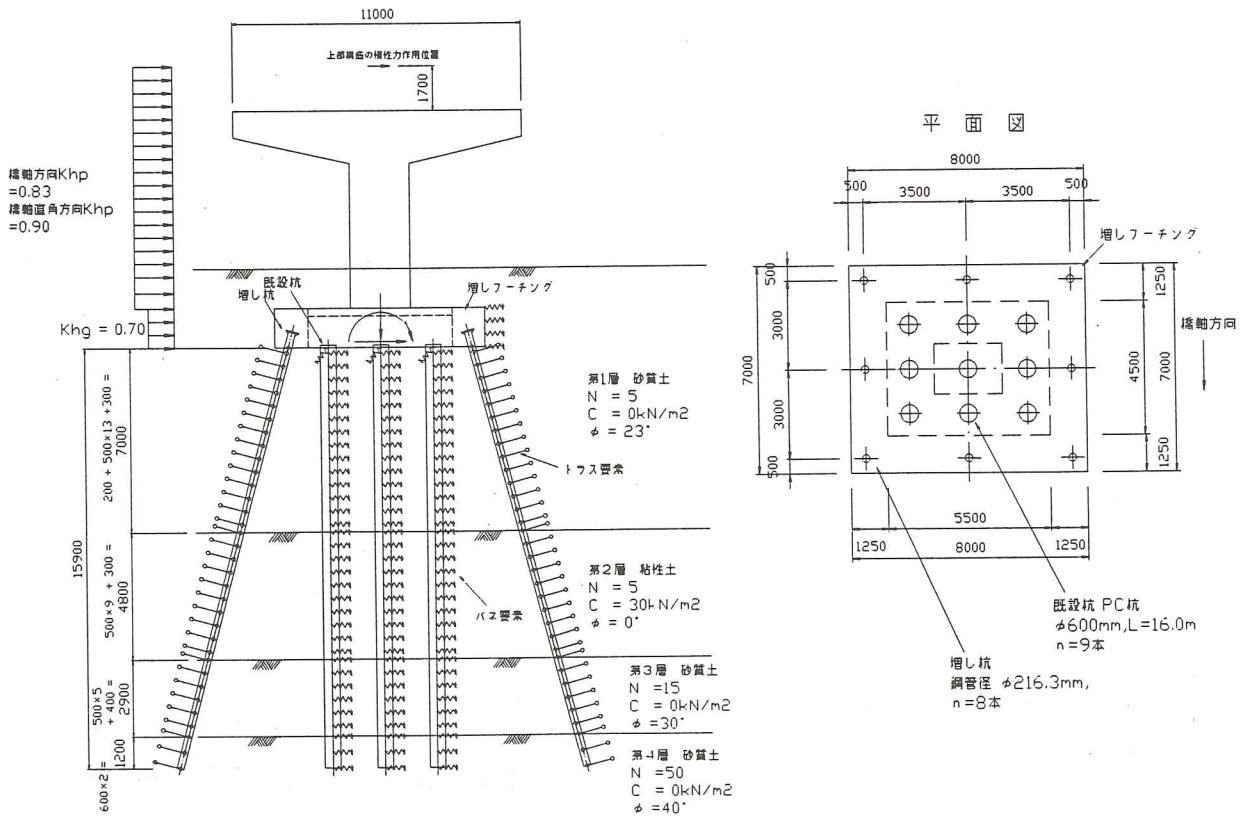


図-2.3.49　小口径増し杭（斜杭）による検討モデル

表-2.3.6　補正係数一覧表

CASE	地盤反力係数の補正係数 $\eta_k \alpha_k$	水平地盤反力度の上限値 $\eta_p \alpha_p$				
	全　杭	増し杭最前列	増し杭中列	増し杭最後列	既設杭最前列	既設杭中後列
1	1.0	3.00 (×1.0)	1.25 (×1/2)	1.50 (×1/2)	1.25 (×1/2)	1.25 (×1/2)
2	1.0	3.00 (×1.0)	1.50 (×1/2)	1.50 (×1/2)	1.50 (×1/2)	1.50 (×1/2)
3	1.0	3.00 (×1.0)	1.50 (×1/2)	1.50 (×1/2)	3.00 (×1.0)	1.50 (×1/2)
4	1.0	1.50 (×1/2)	1.50 (×1/2)	1.50 (×1/2)	3.00 (×1.0)	1.50 (×1/2)
5	4.0	6.00 (×1.0)	2.80 (×1/2)	3.00 (×1/2)	1.67 (×1/2)	1.67 (×1/2)

（ ）内数値は群杭効果によって水平地盤反力度の上限値に乗じる値であり、上段の数値は（ ）内の値を乗じた後の数値である。

（3）検討結果

a）直杭による補強

①荷重～変位関係

検討結果として、図-2.3.50 に基礎に作用させる水平荷重～杭頭における水平変位関係、図-2.3.51 に各杭の主な状態を示す。ここで、基礎の降伏状態とは、既設杭に過大な損傷を与えないという観点から、昨年度報告書と同様に、次のいずれかの状態に先に達する状態とした。

・全ての既設杭が降伏した状態
・増し杭あるいは既設杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達した状態

各検討ケースを比較した場合、補正係数を大きく評価した CASE5 以外、補正係数のとり方を若干変更させても P～δ関係や基礎の降伏荷重に明確な差が生じない結果が得られた。また、基礎の降伏状態を比較すると、CASE1～4 は既設杭が全杭降伏した状態、CASE5 のみが増し杭の押込み支持力で基礎の降伏状態が決定された。

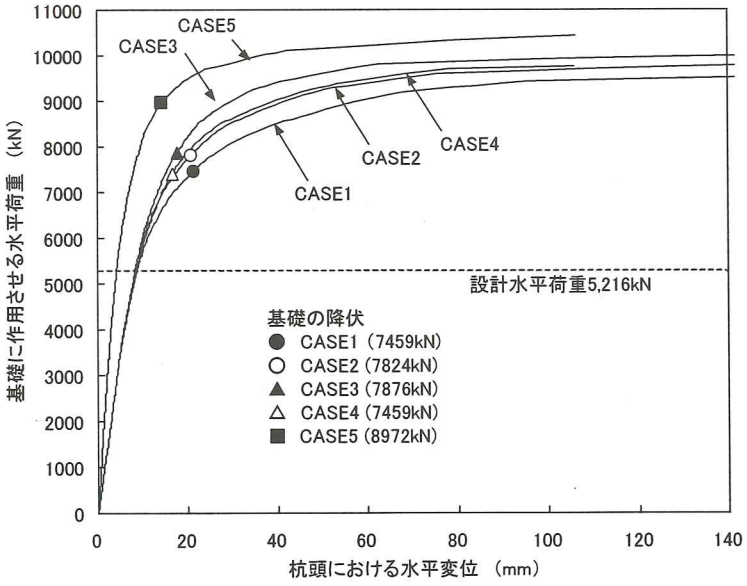


図-2.3.50 荷重～変位関係（直杭補強）

○ CASE1

水平荷重 (kN)	状態
7459	既設杭全杭降伏(基礎の降伏)
8554	増し杭最前列の押込み極限
9650	増し杭全杭降伏

○ CASE2

水平荷重 (kN)	状態
7824	既設杭全杭降伏(基礎の降伏)
8659	増し杭最前列の押込み極限
9963	増し杭全杭降伏

○ CASE3

水平荷重 (kN)	状態
7876	既設杭全杭降伏(基礎の降伏)
8763	増し杭最前列の押込み極限
10119	増し杭全杭降伏

○ CASE4

水平荷重 (kN)	状態
7459	既設杭全杭降伏(基礎の降伏)
8711	増し杭最前列の押込み極限
	増し杭全杭降伏しない

○ CASE5

水平荷重 (kN)	状態
8972	増し杭最前列の押込み極限(基礎の降伏)
10171	既設杭全杭降伏
	増し杭全杭降伏しない

図-2.3.51　各 CASE の杭の主な状態（直杭補強）

②各検討 CASE の比較

各検討結果の比較として、表-2.3.7 に基礎降伏時荷重の比較、表-2.3.8 に設計水平荷重作用時の杭頭の水平荷重分担を示す。基礎の降伏荷重に関しては、CASE1～4 はあまり変化がなく、補正係数を大きく評価した CASE5 のみが 1.2 倍の降伏荷重となった。また、小口径増し杭が負担する水平荷重に関しては、CASE1～4 がほぼ同じ 30%、CASE5 が 40%となった。

表-2.3.7　基礎降伏時の水平荷重比較（直杭補強）

検討ケース	基礎降伏時の水平荷重 (kN)	CASE1 に対する比率	備　考
CASE1	7,459	1.00	既設杭全杭が降伏したとき
CASE2	7,824	1.05	
CASE3	7,876	1.06	
CASE4	7,459	1.00	
CASE5	8,972	1.20	増し杭最前列が押込み極限に達したとき

表-2.3.8　全水平荷重に対する各抵抗分担（直杭補強）

	既設杭		小口径増し杭		フーチング前面バネ	
	荷重(kN)	分担率	荷重(kN)	分担率	荷重(kN)	分担率
CASE1	2436	47%	1539	30%	1241	24%
CASE2	2475	47%	1532	29%	1209	23%
CASE3	2485	48%	1525	29%	1206	23%
CASE4	2569	49%	1421	27%	1227	24%
CASE5	2395	46%	1980	38%	841	16%

図-2.3.52～2.3.57 には、設計水平荷重作用時の杭頭変位、軸力、せん断力、最大曲げモーメントの比較を示す。各ケースを比較した場合、CASE1～4 に若干の変化は認められるものの、CASE5 が変位、発生断面力を低減する結果が得られた。

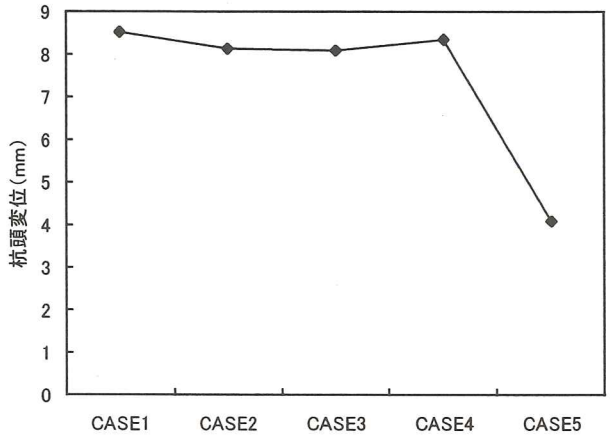


図-2.3.52 杭頭変位の比較

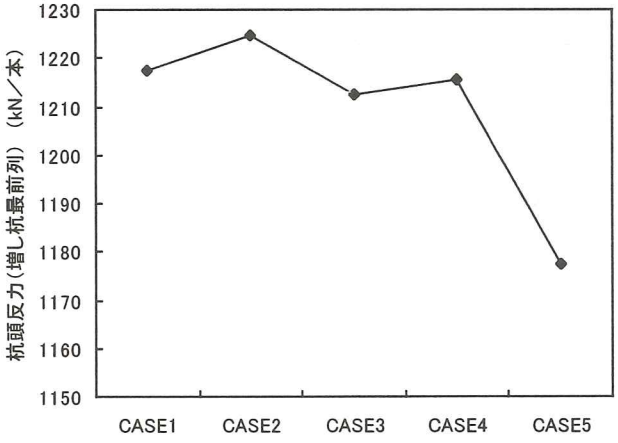


図-2.3.53 杭頭反力の比較（増し杭最前列）

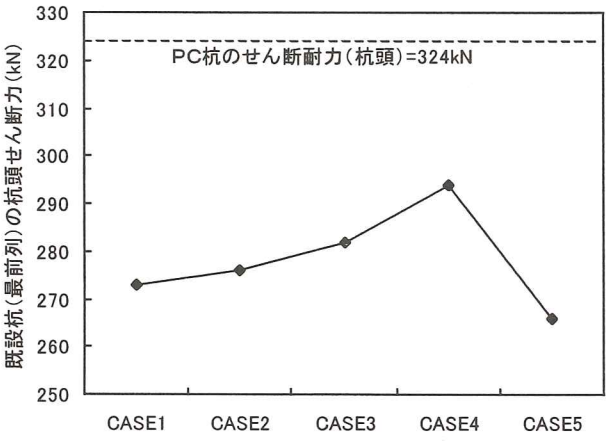


図-2.3.54 せん断力の比較（既設杭杭頭）

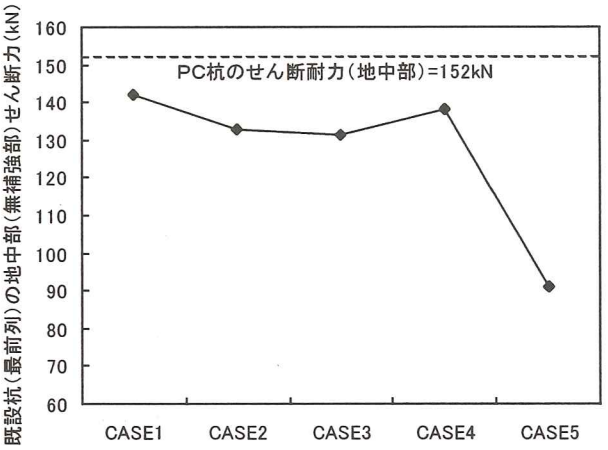


図-2.3.55 せん断力の比較（既設杭地中部）

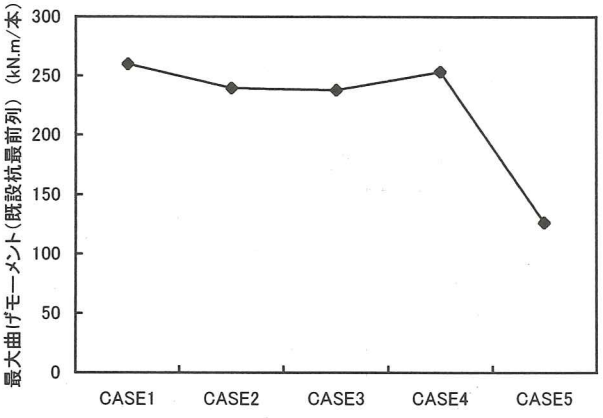


図-2.3.56 最大曲げモーメントの比較（既設杭）

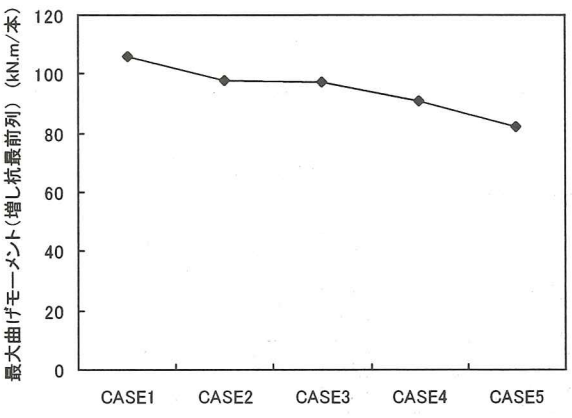


図-2.3.57 最大曲げモーメントの比較（増し杭）

c）斜杭による補強

①荷重～変位関係

検討結果として、図-2.3.58 に基礎に作用させる水平荷重～杭頭における水平変位関係、図-2.3.59 に各杭の主な状態を示す。

各検討ケースを比較した場合、CASE1～CASE4、補正係数を大きく評価した CASE5 とも、P～δ関係や基礎の降伏荷重に顕著な差は生じていない。ただし、CASE5 の P～δ初期剛性は他のケースよりも大きくなっている。また、基礎の降伏状態は、CASE1～CASE5 とも増し杭の押込み支持力で基礎の降伏状態に達した。

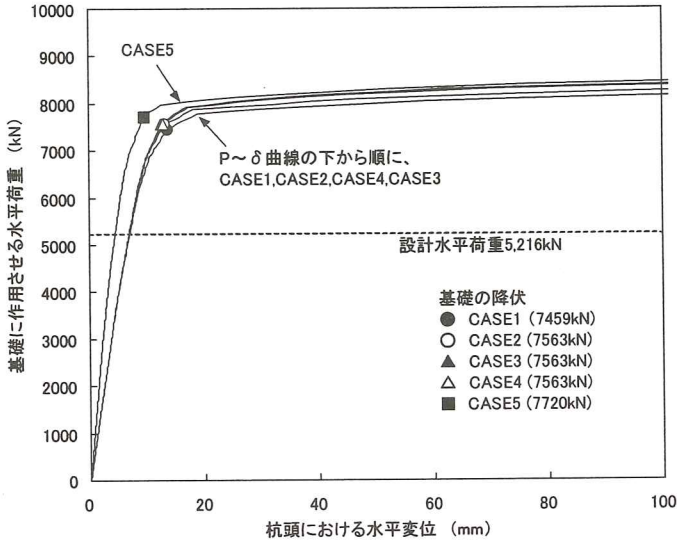


図-2.3.58　荷重～変位関係（斜杭補強）

○ CASE1

水平荷重 (kN)	状態
7459	増し杭最前列の押込み極限(基礎の降伏)
8033	既設杭全杭降伏
	増し杭全杭降伏しない

○ CASE2

水平荷重 (kN)	状態
7563	増し杭最前列の押込み極限(基礎の降伏)
8137	既設杭全杭降伏
8398	増し杭全杭降伏

○ CASE3

水平荷重 (kN)	状態
7563	増し杭最前列の押込み極限(基礎の降伏)
8189	既設杭全杭降伏
8502	増し杭全杭降伏

○ CASE4

水平荷重 (kN)	状態
7563	増し杭最前列の押込み極限(基礎の降伏)
8189	既設杭全杭降伏
8502	増し杭全杭降伏

○ CASE5

水平荷重 (kN)	状態
7720	増し杭最前列の押込み極限(基礎の降伏)
8241	既設杭全杭降伏
8502	増し杭全杭降伏

図-2.3.59　各 CASE の杭の主な状態（斜杭補強）

②各検討 CASE の比較

各検討結果の比較として、表-2.3.9 に基礎降伏時荷重の比較、表-2.3.10 に設計水平荷重作用時の杭頭の水平荷重分担を示す。基礎の降伏荷重および水平荷重の分担も各ケースにほとんど差が生じない結果が得られた。なお、全水平荷重に対する表中の不足荷重は、斜杭の杭頭に配置したバネの水平成分が負担している。

表-2.3.9　基礎降伏時の水平荷重比較（斜杭補強）

検討ケース	基礎降伏時の水平荷重 (kN)	CASE1 に対する比率	備　　考
CASE1	7,459	1.00	増し杭最前列が押込み極限に達したとき
CASE2	7,563	1.01	
CASE3	7,563	1.01	
CASE4	7,563	1.01	
CASE5	7,720	1.03	

表-2.3.10　全水平荷重に対する各抵抗分担（斜杭補強）

	既設杭		小口径増し杭		フーチング前面バネ	
	荷重(kN)	分担率	荷重(kN)	分担率	荷重(kN)	分担率
CASE1	1615	31%	452	9%	1132	22%
CASE2	1626	31%	455	9%	1123	22%
CASE3	1626	31%	455	9%	1123	22%
CASE4	1635	31%	445	9%	1124	22%
CASE5	1829	35%	544	10%	923	18%

図-2.3.60～2.3.65 には、設計水平荷重作用時の杭頭変位、軸力、せん断力、最大曲げモーメントの比較を示す。CASE1～CASE4 はあまり差が生じていないが、変位、杭頭反力を比較した場合、補正係数を大きく評価した CASE5 は他のケースに比べて発生量が少なくなっている。一方、CASE5 の既設杭に発生する曲げモーメントは他ケースに比べて大きくなった。

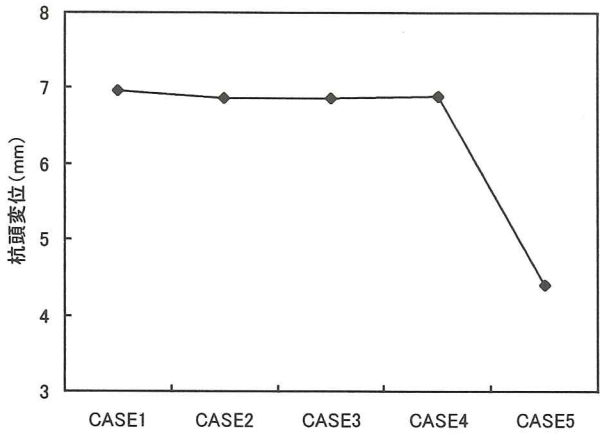


図-2.3.60 杭頭変位の比較

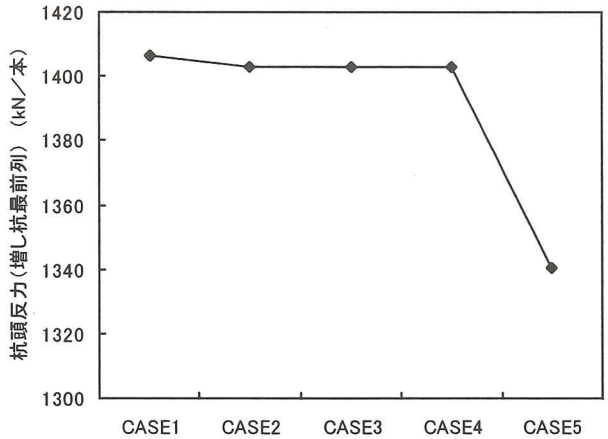


図-2.3.61 杭頭反力の比較（増し杭最前列）

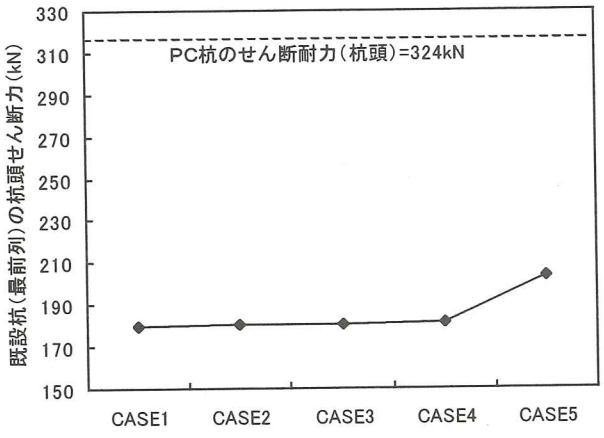


図-2.3.62 せん断力の比較（既設杭杭頭）

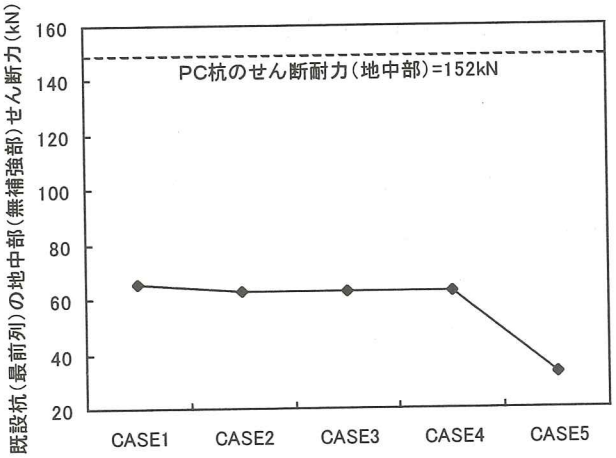


図-2.3.63 せん断力の比較（既設杭地中部）

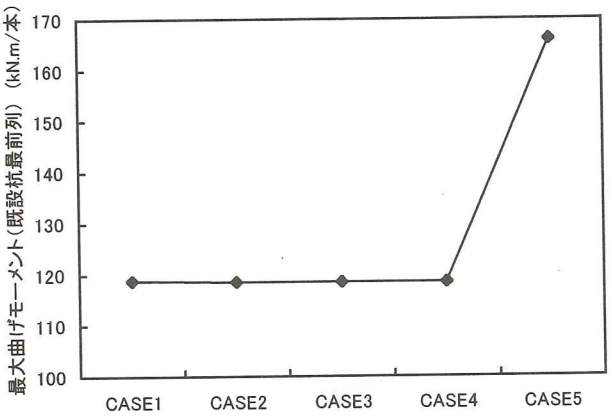


図-2.3.64 最大曲げモーメントの比較（既設杭）

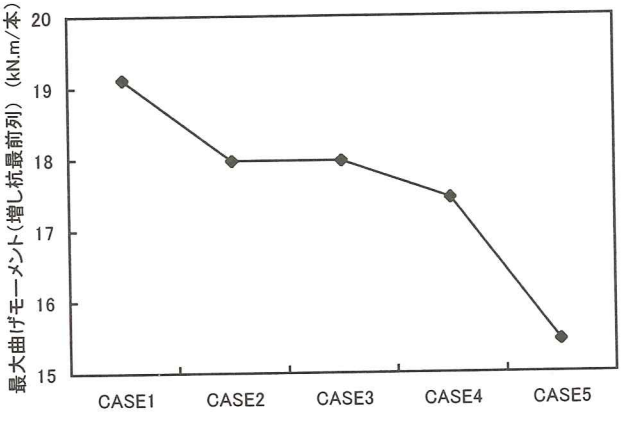


図-2.3.65 最大曲げモーメントの比較（増し杭）

（4）まとめ

・補正係数を変化させた検討を行った結果、直杭および斜杭とも、現行補正係数の考え方をCASE1～CASE4のように若干変化させても補強効果への影響は比較的少ないと考えられた。

・一方、直杭補強の場合はCASE5のように補正係数を大きく評価することにより、変位・杭の断面力の低減、基礎の降伏荷重増加等の影響が生じるものと考えられる。斜杭補強の場合は、水平地盤抵抗より杭軸抵抗の方が卓越するため、CASE1～CASE5の補正係数の差が補強効果への影響は少ないものと考えられた。

2.4 遠心場水平載荷試験

2.4.1 目的

小口径杭を用いた場合の耐震補強効果および荷重分担等を確認することを目的として、遠心場にて異種群杭の水平載荷実験を実施した。

2.4.2 実験概要

（1）概要

実験には国土交通省土木研究所内にある大型遠心力載荷試験装置を用いた。

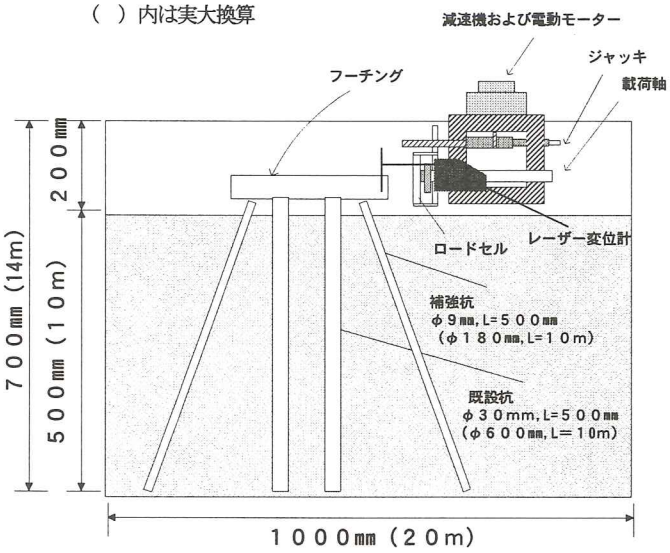
実験土槽および載荷装置の概要を図－2.4.1に示す。実験土槽は、幅1000mm、高さ700mm、奥行き400mmである。載荷にはモーターを用い、載荷スピードは1mm/minとし変位制御にて実験を行った。

遠心実験模型は静的模型実験（共通実験の）と整合を図りながら、実物の1／20モデルとし、遠心加速度は20Gとした。模型杭の諸元を表－2.4.1に示す。模型杭にはステンレス製の中空パイプを用い、管内には珪砂7号を充填した。

既設杭は杭径φ30mm；杭長L=500mとし、補強杭は杭径φ9mm；杭長L=500mmとし、それぞれ実物換算では杭径φ600m；杭長L 10m、杭径φ180mm；杭長L=10mとなる。各杭にはひずみを測定するために、地中部において9箇所、載荷方向両側（圧縮側、引張側）にひずみゲージを貼付した。また、地上部フーチング下面にはロゼットゲージを貼付し、せん断力を求めることにした。各杭の頭部はアルミ製のフーチングに剛結合させた。また、杭下端もアルミ板に剛結合させた。なお、フーチング下面と地盤の接触による影響を除くために、地盤よりフーチングを30mm浮かしてセットした。杭頭変位の測定は不動梁に取り付けたレーザー変位計により行った。

実験地盤は珪砂7号を用い、一定の高さ（1.0m）から自由落下させ、各層（1層t=50mm）ごとに木づちおよびバイブレータにより締め固め、

（ ）内は実大換算



図－2.4.1 実験装置概要

表－2.4.1 模型杭の諸元

		杭径 D(mm)	肉厚 t(mm)	ヤング率 E(kN/m2)	曲げ剛性 EI(N·m2)
1G場	既設杭	30	1	1.93E+08	1.85E+03
	補強杭	0.09	0.5	1.93E+08	2.33E+01
プロトコル換算（20G）	既設杭	600	20	1.93E+08	2.96E+08
	補強杭	18	10	1.93E+08	3.74E+06

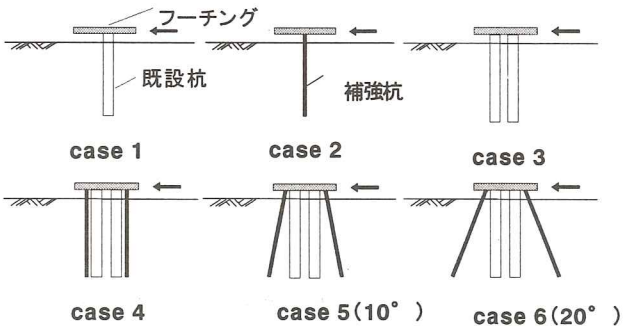


図-2.4.2 実験ケース

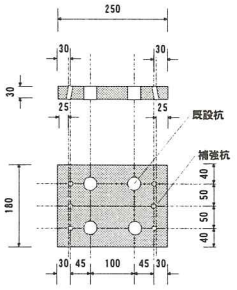


図-2.4.3 フーチング模型図

一様で密な地盤（相対密度85％前後）を作成した。

（2）実験ケース

実験ケースは、**図－2.4.2** に示す6ケースとした。ケース3は既設杭4本のみ、ケース4は既設杭4本を補強杭（直杭）6本で補強したもの、ケース5は既設杭4本を補強杭6本（斜杭角度10°）で補強したもの、ケース6は既設杭4本を補強杭6本（斜杭角度20°）で補強したものである。杭の配置図を**図－2.4.3** に示す。

2.4.3 実験結果

（1）荷重－変位関係

図－2.4.4 は各ケースの載荷荷重と水平変位（フーチング変位量）の関係を示したものである。

水平変位は既設杭の杭径で規準化し、荷重は実大換算している。この結果にもとづき、同一変位時（4%、10%）における各ケースの荷重を比較し、群杭の影響を求めたものが**表－2.4.2** である。ケース3では、群杭の影響が表れており、杭径の10%変位時には、荷重が単杭のときの4倍よりも約30%程度低下している。しかし、ケース4では、ケース3に対し、補強効果（荷重の増加）が見られる（4%、10%変位時約20%増加）。また、ケース5、6においてはケース4よりさらに約30%以上補強効果が向上している。これらのことから、小口径杭で補強する場合には、補強効果が効果的に得られることが、また、補強杭を斜杭とすることによりさらに補強効果が向上することが確認できた。

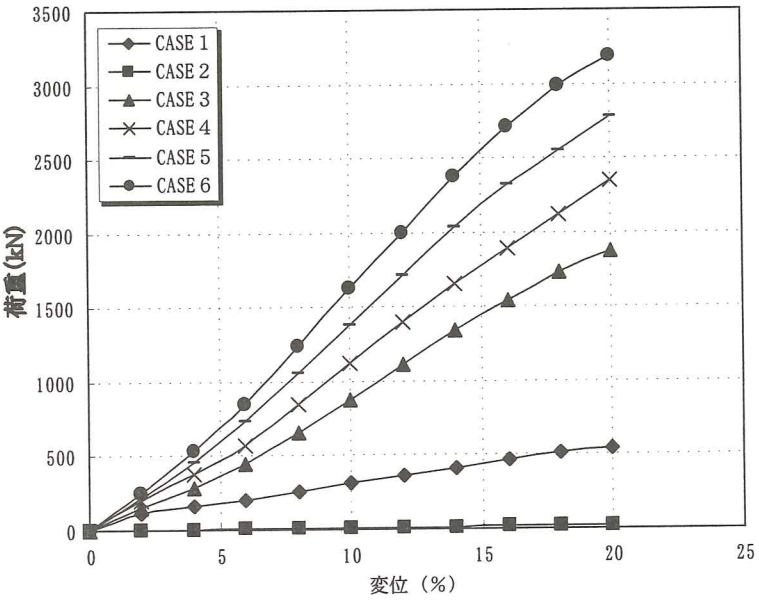


図-2.4.4 荷重－変位関係

表-2.4.2 群杭効率

Case	変位4%			変位10%			推定荷重の算出方法
	水平荷重(kN)	推定荷重(kN)	群杭効果(%)	水平荷重(kN)	推定荷重(kN)	群杭効果(%)	
1	135.44	－	－	314.65	－	－	－
2	2.92	－	－	10.05	－	－	－
3	213.09	541.76	39.3	875.63	1258.6	69.6	Case1×4
4	292.85	559.28	52.4	1124.8	1318.9	85.3	Case1×4+Case2×6
		230.61	127.0		935.93	120.2	Case3＋Case2×6
5	406.84	559.28	72.7	1377.4	1318.9	104.4	Case1×4+Case2×6
		230.61	176.4		935.93	147.2	Case3＋Case2×6
6	461.68	559.28	82.5	1623.9	1318.9	123.1	Case1×4+Case2×6
		230.61	200.2		935.93	173.5	Case3＋Case2×6

（2）せん断力－変位関係

図－2.4.5 は、各ケースにおける杭頭せん断力－変位関係を示したものである。**図－2.4.6** は、各ケースにおける変位20％時における杭頭せん断力の分担率を示したものである。補強杭の角度が大きくなるにつれて、補強前列杭の荷重分担率が14％～30％程度に増加しているのがわかる。それに伴い、既設前列杭の荷重分担率が50％程度から35％程度に低下している。既設後列杭および補強後列杭は、荷重分担率の変化があまり見られない。これらより、補強杭を斜杭にすることにより前列の補強杭の分担するせん断力が増加すると言える。

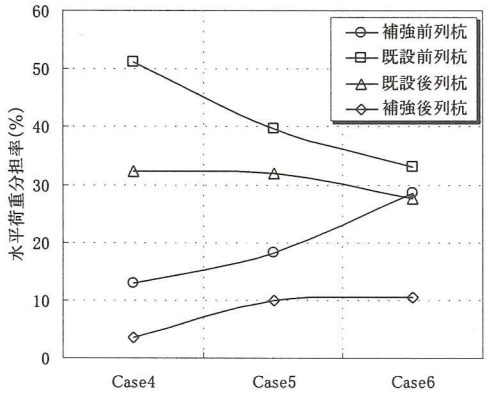


図-2.4.6　各ケースの荷重分担率

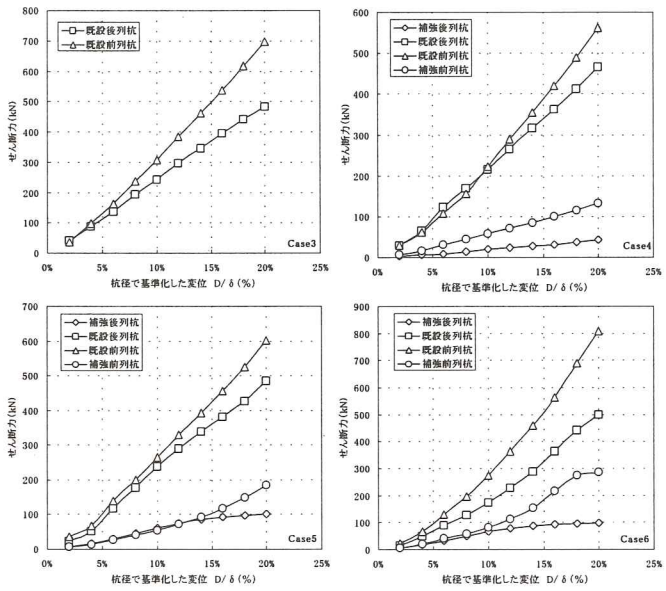


図-2.4.5　杭頭せん断力-変位関係

（3）曲げモーメント分布

図－2.4.7 は各ケースの前列・後列杭の曲げモーメントを比較したものである。各ケースともに最大曲げモーメントは後列杭に比べ前列杭の方が大きい。また、その傾向は既設杭、補強杭ともに同様に現れている。

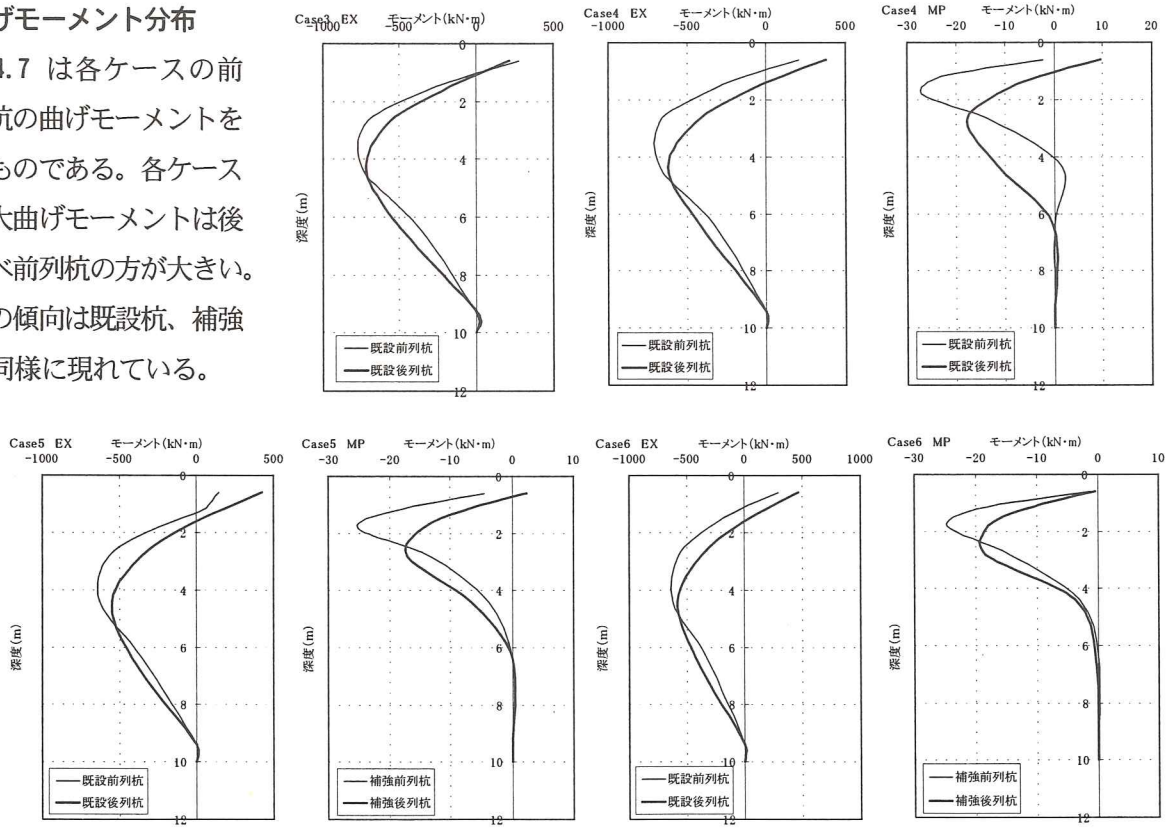


図-2.4.7　モーメント分布

（4）軸力

図－2.4.8 はケース４～６における杭頭軸力～杭体位変位関係図である。補強前列杭は、斜杭の角度が増すにつれ、軸力が大きくなることがわかる。また、ケース 4 では既設後列杭に大きな引張力が作用しているが、補強杭を斜杭にしたケースでは補強前列杭に大きな軸力が作用し、既設後列杭にはケース４のような大きな引張力は作用していない。これらのことは補強杭を斜杭として用いることにより、補強前列杭の軸力分担が高まり、変形抑制効果が増大することに起因している。

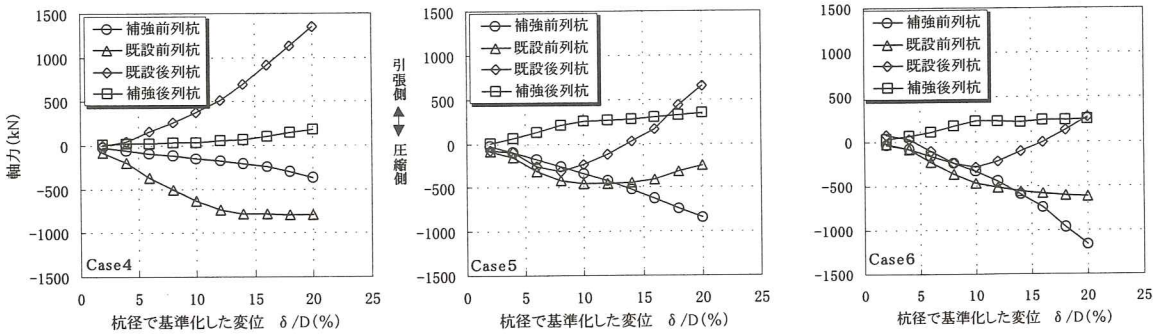


図-2.4.8 軸力分布

（5）地盤反力度

図－2.4.9 は地盤反力度－変位関係を示したものである。地盤反力度は、計測された曲げひずみから曲げモーメントを算出し、それを２回微分することにより求めている。変位 20％（降伏直前）における各ケースの地盤反力度の最大値は深さ 1.2m付近で発生している。

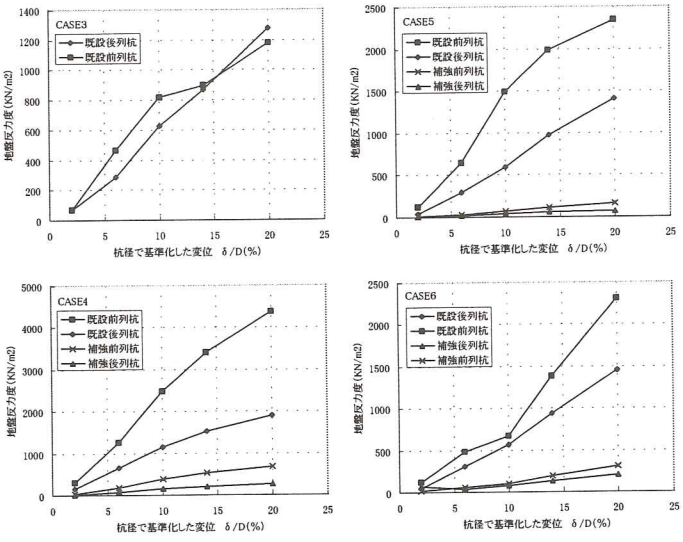


図-2.4.9 各ケースの地盤班力度-変位

表－2.4.3 に変位 20％時の地盤反力度を既設前列杭で規準化して示す。既設後列杭の地盤反力度は群杭の影響により既設前列杭の 1/2 程度に低下している。補強後列杭の地盤反力度も、補強前列杭に対して 1/2 程度に低下しているが、これは、既設後列杭からの影響と思われる。

表-2.4.3 既設杭前列で基準化した地盤反力度

	Case4(%)	Case6(%)
既設前列杭	100.0	100.0
既設後列杭	43.3	62.9
補強前列杭	52.4	45.1
補強後列杭	20.0	29.6

表－2.4.4 に各ケースの既設前列杭の地盤反力度を比較したもの（ケース３の既設前列杭で規準化）を示す。いずれの場合も補強前列杭の影響による地盤反力度の低下は少ないものと考えられる。

表-2.4.4 各ケースでの既設前列杭の地盤反力度の比較

	地盤反力度比較(%)
Case3	100
Case4	256.6
Case6	135.6

2.4.4　実験の考察

今回の遠心載荷実験の結果、以下のことが確認された。

①既設杭をマイクロパイルのような小口径杭で補強した場合にも、補強効果が得られる。

②補強杭を直杭とした場合、既設杭に比較して剛性が小さいため、水平力の分担率は小さい。

③補強杭を斜杭とすることにより、直杭とする場合よりも補強効果は増加する。

④補強杭を斜杭とすることにより、補強前列杭の荷重分担率が増加する。

⑤斜杭の角度が増加するにつれ、補強前列杭に作用する軸力が増加する。

これらのことから、補強杭を斜杭にして用いることにより変形抑制効果が発揮され、既設杭の荷重分担が低減されることが確認できたので、既設基礎の耐震補強には有効であることが確認された。

2.5　まとめと課題

マイクロパイルによる補強を想定した杭径の異なる群杭模型の静的水平載荷実験を実施した。水平載荷実験の結果、荷重～変位関係において、補強杭による補強効果が確認できた。また、既設杭と補強杭の間隔の違いが補強効果に及ぼす影響は小さいが、補強杭を斜杭として用いることによって、鉛直杭として用いる場合よりも補強効果が期待できることや、既設杭の曲げモーメント、せん断力、軸力が減少することが確認できた。これは、水平荷重の一部が斜杭の軸力として分担されたためであり、補強杭のせん断力も減少することが確認できた。

数値解析として、現行の保耐法に基づくシミュレーション解析、ＦＥＭ解析および実物大基礎を想定した感度分析を行った。現行の保耐法に基づくシミュレーション解析では、水平載荷実験の結果をある程度再現することができ、小口径杭によって既設基礎を補強する場合でも、現行の設計法の適用が可能であることが確認できた。ＦＥＭ解析では、単杭の挙動に関しては、水平載荷実験の結果をある程度再現できた。群杭の挙動に関しては、あまり精度良く再現できなかったものの群杭時における地盤応力の発生状況を確認することができた。また、感度分析の結果、群杭効果を考慮するための補正係数の影響は、補強設計上、小さいことが確認できた。

静的水平載荷実験とほぼ同様の条件で行った遠心場水平載荷実験の結果、補強効果に関して、ほぼ同様の傾向が得られることが確認できた。

今後、これまでの実験や解析で十分把握できなかった補強杭と既設杭の杭間隔、若しくは、補強杭どうしの杭間隔が補強効果に及ぼす影響について、解析的にその効果を検討するとともに、遠心実験の結果と静的水平載荷実験の結果を比較しながら、斜杭の角度が補強効果に及ぼす影響について解析的に検討していく予定である。また、引き続きＦＥＭ解析により群杭時の杭の挙動をシミュレーションし、実験の検証を実施していく予定である。そして、それらの結果を基に、マイクロパイルのような小口径杭によって既設基礎を補強する場合の補強設計を合理的に行うための設計手法を検討する予定である。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所：群杭模型の水平方向載荷実験、土木研究所資料　第3079号、1992年3月

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、1996年12月

3) 建設省土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その1）、2000年5月

4) （社）土質工学会：土質工学会基準　杭の水平載荷試験方法・同解説、昭和58年10月

5) 西谷・福井・梅原他：異種混合杭の荷重分担に関する検討、第55回土木学会年次学術講演会、2000年9月

3． 振動台模型実験（共通実験②）

3.1 実験による検討

3.1.1 実験の概要

既設基礎の耐震補強においては、空頭制限や近接構造物等の施工上の制約条件を受けるため、従来工法での対応が困難な場合が多い。近年、狭隘な空間で施工可能な小口径杭を用いた杭工法が注目されている。しかしながら、それら杭工法の地震時の挙動については、未解明な部分が多く十分な検討が必要である。本実験では、小口径鋼管杭を用いた杭により既設基礎を補強した杭基礎構造物の動的挙動および基礎の補強効果を定性的に把握すること目的として、振動台による模型実験を実施した。

3.1.2 実験の目的

小口径杭の増し杭工法による既設基礎構造物の耐震補強効果の確認を目的として、振動台模型実験を行う。本実験では、小口径の直杭および斜杭で補強した既設基礎構造物をモデル化し、振動模型実験を実施することで、その補強効果について定性的に確認する。

主な確認事項を下記に示す。

・増し杭（直杭・斜杭）による耐震補強効果の確認

・地震時における杭挙動の把握

・液状化地盤における耐震補強効果の確認⇒平成 13 年度に実施予定

3.1.3 実験方法

実験は、大型振動台の上に設置したせん断土槽を用いて重力場で実施した。図-3.1.1 に実験装置

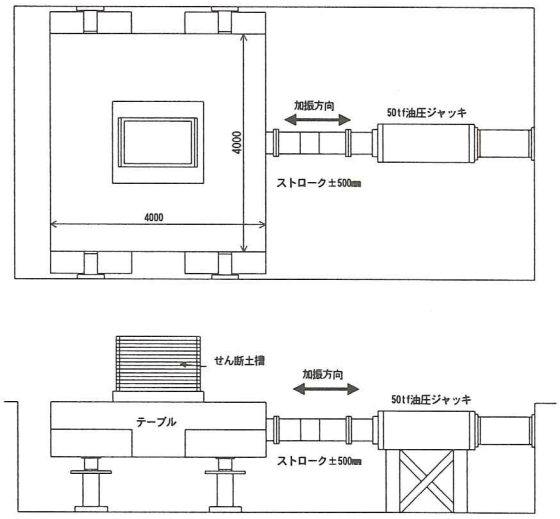


図-3.1.1 大型振動台

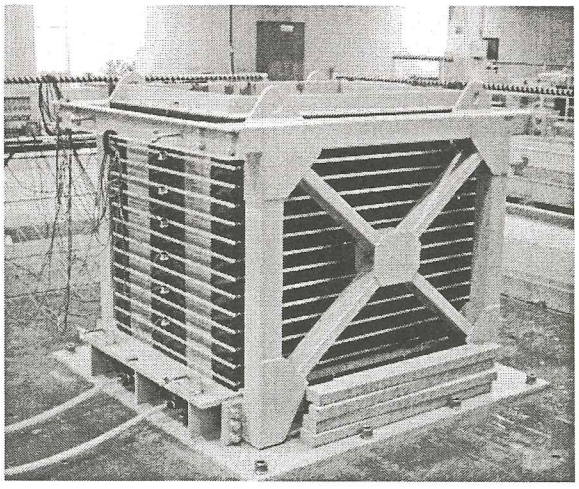


写真-3.1.1 せん断土槽

の概略図を、**写真-3.1.1** にせん断土槽を示す。せん断土槽は、加振方向にせん断変形する 15 段の独立した鋼製枠からなっている。その内側寸法は、幅 1.2m、奥行き 0.8m、高さ 1.0m である。

(1)模型地盤

模型地盤には、遠州浜岡砂を使用した。**表-3.1.1** に浜岡砂の物性値を、**図-3.1.2** に粒径加積曲線を示す。図で示されるように浜岡砂は、粒径が良く揃った砂である。模型地盤は、あらかじめ模型杭を設置したせん断土槽内に、空中落下法を用い、フーチング下面まで作成した。落下高さは、初期の相対密度が 60%になるように 1.5m とした。**写真-3.1.2** に空中落下法にて模型地盤を作成している状況を示す。

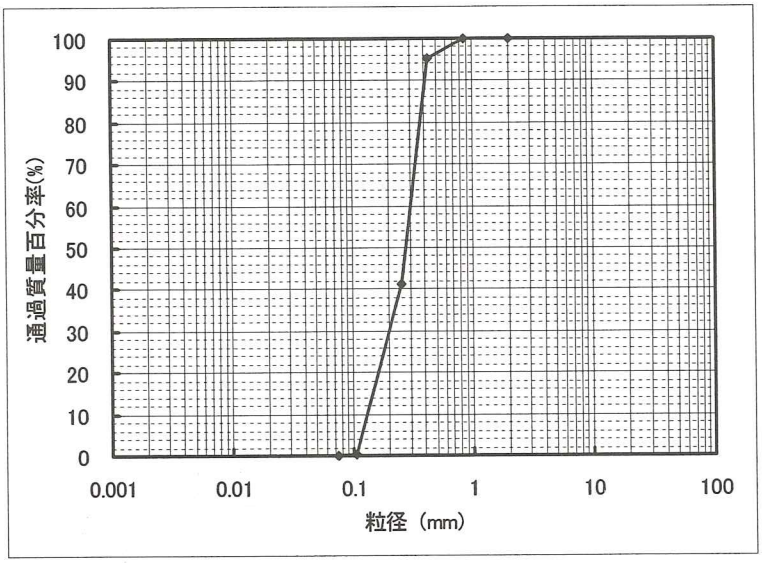


図-3.1.2 浜岡砂の粒度分布

表-3.1.1 浜岡砂の物性値

土粒子の密度	ρs	2.699 g/cm^3
粒度	礫分	0%
	砂分	100.00%
	シルト分	0.00%
	粘土分	0.00%
	均等係数	2.31
	曲率係数	1.03
最大乾燥密度	ρd max	1.694 g/cm^3
最小乾燥密度	ρd min	1.396 g/cm^3

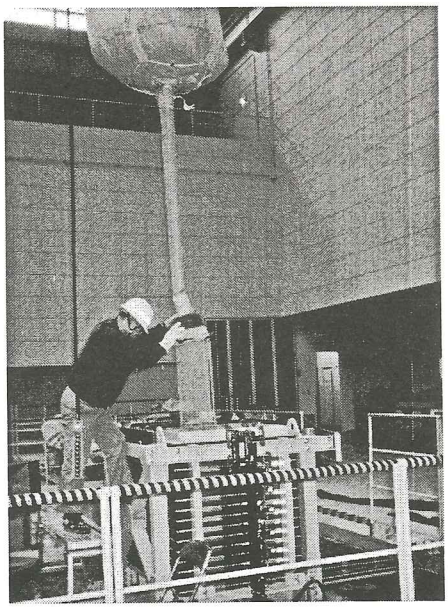


写真-3.1.2 作成状況

(2)杭模型

杭模型は、既設杭はφ600mm の PC 杭を、補強杭はφ177.8mm の小口径鋼管杭をモデル化し、実物大の 1/20 スケールで作成した。表 3.1.2 に既設杭および補強杭の諸元を示す。なお、本実験は、補強効果を定性的に把握することを目的としているので、模型杭の曲げ剛性は、相似則により求められた曲げ剛性をさらに 1/10 にした。既設杭模型は、幅 30mm、厚さ 5mm のステンレス製平板を、小口径杭模型は幅 10mm、厚さ 2mm の平板を用いた。表-3.1.3 に模型杭の諸元を示す。既設杭モデルは、４本を群杭としてフーチング部に剛結させ、杭先端部はピン結合とした。補強杭は、片側 5 本づつの計 10 本とした。図-3.1.3 に模型杭の概略図を示す。

表-3.1.2 実物大モデル杭の諸元

	杭形式	杭径 φ(mm)	肉厚 (mm)	曲げ剛性 EI(kN・m^2)
既設杭	PHC杭 B種	600	90	2.00E+05
補強杭	高強度鋼管	177.8	12.7	2.47E+03

表-3.1.3 模型杭の形状

杭模型	材質	幅 (mm)	厚さ (mm)	曲げ剛性 EI(N・cm^2)
既設杭	ステンレス SUS304	30	5	5.52E+05
補強杭		10	2	1.18E+04

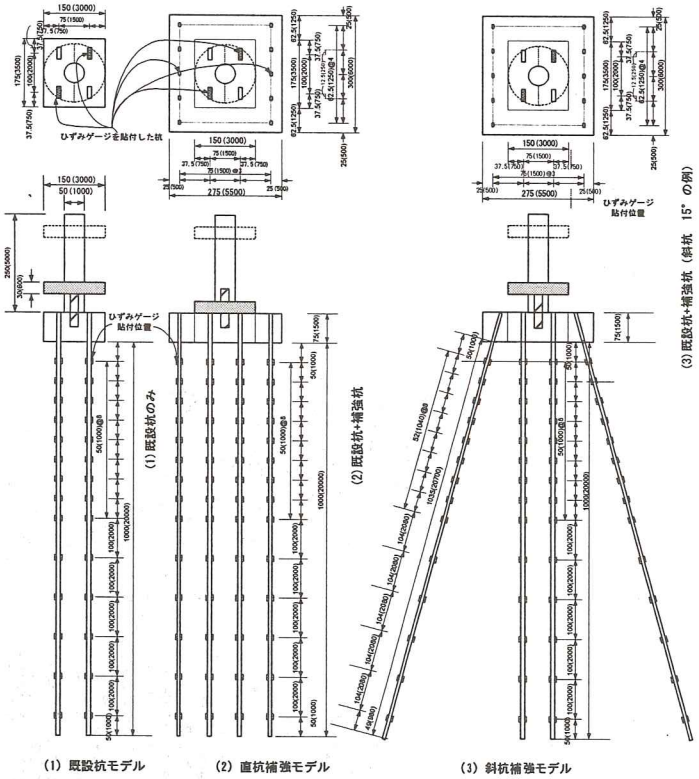


図-3.1.3 模型杭概略図

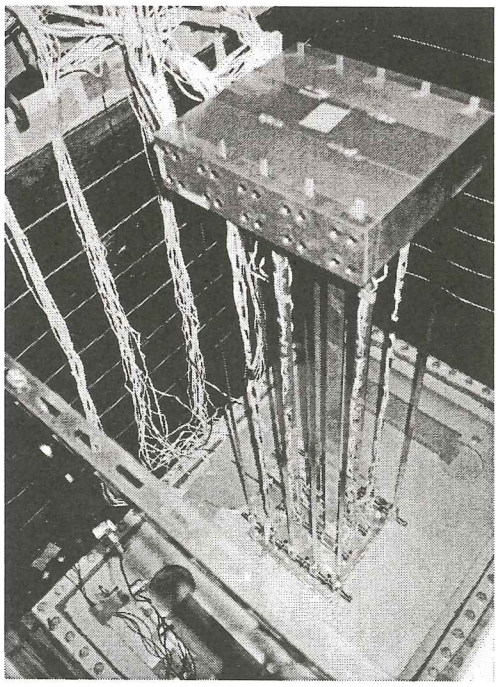


写真-3.1.3 杭模型設置状況

(3)実験方法

実験は、既設杭モデル、小口径の鋼管杭を直杭で増杭したモデルと斜め(15度)に増杭したモデルで検討を行った。また、各々のモデルに対し上部荷重の影響についても検討を行った。

入力加速度は、地盤模型の固有周期が0.104秒に相当するので、周波数10Hz、最大加速度100gal～300galの正弦波とした。図-3.1.4に入力加速度100gal時の波形を示す。実験では、加振毎に地盤が沈下するので、模型地盤の表面がフーチング下面の位置になるように砂を入れて実験を行った。写真-3.1.4に加振終了後の沈下状況を示す。

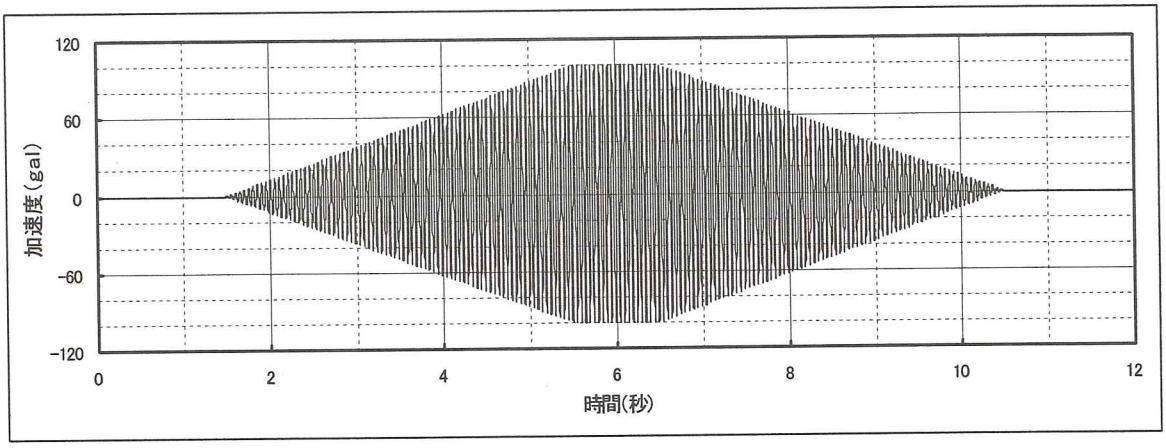


図-3.1.4 入力加速度波形

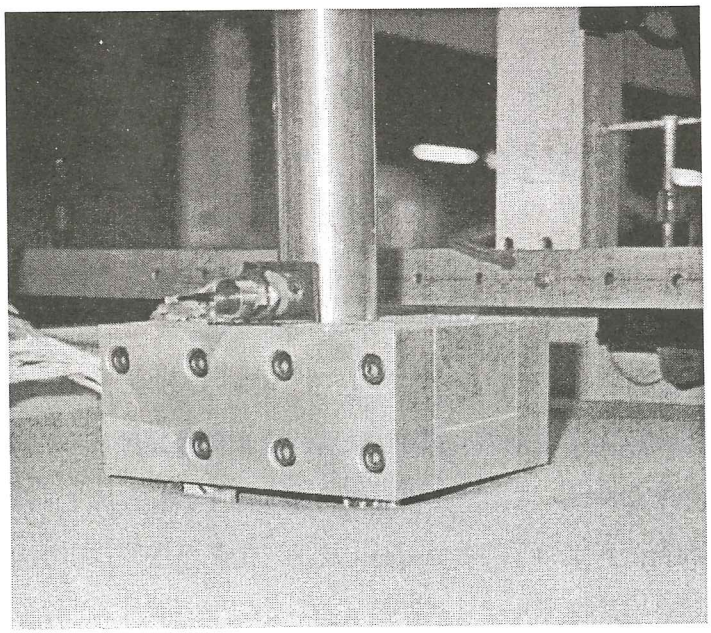


写真-3.1.4　加振後の沈下状況

(4)計測方法

計測は、加速度計、レーザー変位計およびひずみゲージのセンサー類を用いて行った。加速度計は、せん断枠、フーチング、構造物上端および地中に設置し絶対加速度量を計測した。レーザー変位計は、せん断枠、フーチングおよび構造物上端に設置し相対変位量を計測した。ひずみゲージは、既設杭模型および補強杭模型に設置し、加振時に発生する軸力と曲げモーメントを計測した。図-3.1.5 に計測位置概略図を示す。

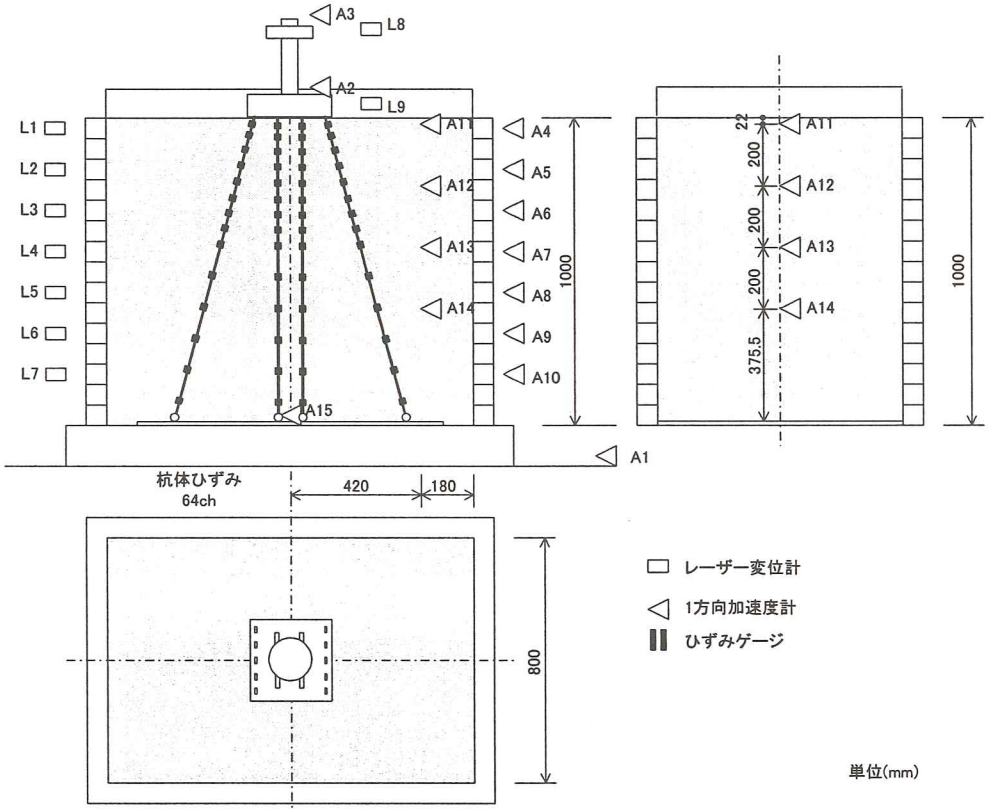


図-3.1.5　計測位置図

3.1.4 結果および考察

(1)最大加速度応答

図-3.1.6 に最大加速度応答を示す。図中の上段は、上部重量無し、下段は上部重量有りの結果を示している。図に示すように、せん断土槽の加速度応答（100cm 以下）は同じ値を示しており、同じ地盤条件で実験が行われていることが確認できた。上部重量無しの場合、橋脚上端およびフーチングの加速度応答は、既設モデルと直杭補強モデルでほぼ同じ傾向を示しているのに対し、斜杭補強モデルは両モデルに比べ小さくなっている。これは、地盤の水平変位の増加に伴い斜杭の前杭が起きあがり、後杭が倒れ込む状態になるため、橋脚躯体が地盤変位と逆方向に変位する回転が生じ

る。そのため、応答加速度が小さくなったものと考えられる。上部重量有りの場合、入力加速度が200gal までは、既設モデルに比べ直杭補強モデルの加速度応答が小さくなっている。これは、上部重量の慣性力により生じるフーチングの回転に対して補強杭が抵抗しているためである。

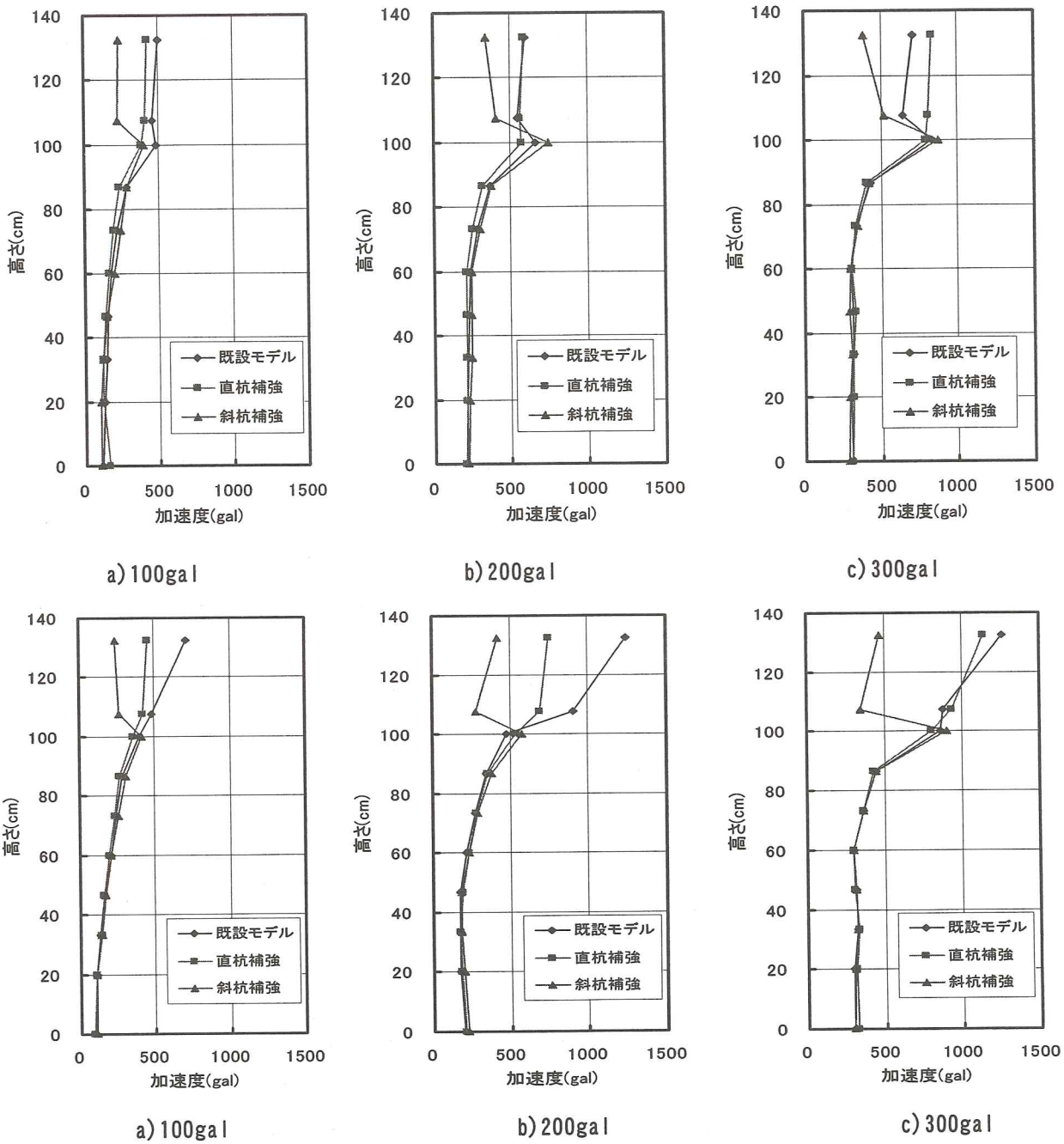


図-3.1.6　最大加速度分布（上段：上部重量無し、下段：上部重量有り）

(2)変位分布

図-3.1.7 に既設杭の変形量と橋脚上端およびフーチングの変位量を示す。図の上段は上部荷重無

しの結果を、下段は上部荷重有りの結果を示している。図は、既設杭の杭頭部における曲げモーメントが最大となる時刻の値を示している。既設杭の変形量は、曲げモーメントの値を積分して求めた。その際曲げモーメントは、実験より求められた値をスプライン関数により補間して用いた。上部重量がないケースの直杭補強モデル変位は、既設モデルに比べ大きくなっている。これは、補強後のフーチングが大きくなり、慣性力が大きくなったためと考えられる。しかし、補強後の模型全体重量が補強前に比べ 2.8 倍（上部構造重量無し時）であるのに対し、杭頭での変位が 1.4 倍程度であることから、小口径杭を補強することにより基礎の水平抵抗力が増加したことが確認できた。斜杭補強モデルは、加速度の挙動と同様に杭頭部や橋脚躯体の応答を抑える効果があることが確認できた。また模型上部とフーチングの変位がほぼ同じ値を示していることから、上部重量のないケースは、橋脚模型がサイドスェーしていることが分かる。上部重量がある場合の直杭補強モデルの変位は、既設モデルに比べ小さくなっている。上部重量があるケースは、ないケースに比べ上部重量の慣性力が増えるため、フーチングには水平力に加え回転力（鉛直力）が作用することになる。既設杭の周りに補強杭を配置している補強モデルでは、既設杭モデルに比べ水平方向および鉛直方向の抵抗力が増しているため、上部重量が無い場合の結果に比べ顕著に補強効果が現れたものと思われる。なお上部構造重量があるケースの既設モデルにおいて、橋脚上部で変位が著しく大きくなっているのは、上部構造の慣性力により生じる橋脚基部の回転力に対して、既設基礎が耐えられなくなり傾いたためである。**写真-3. 1. 5** に構造物模型が実験後傾いた状況を示す。

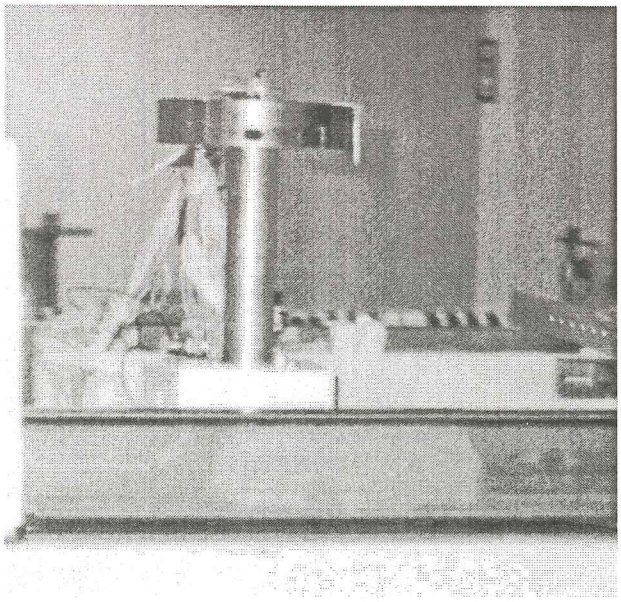


写真-3. 1. 5　模型の傾き状況

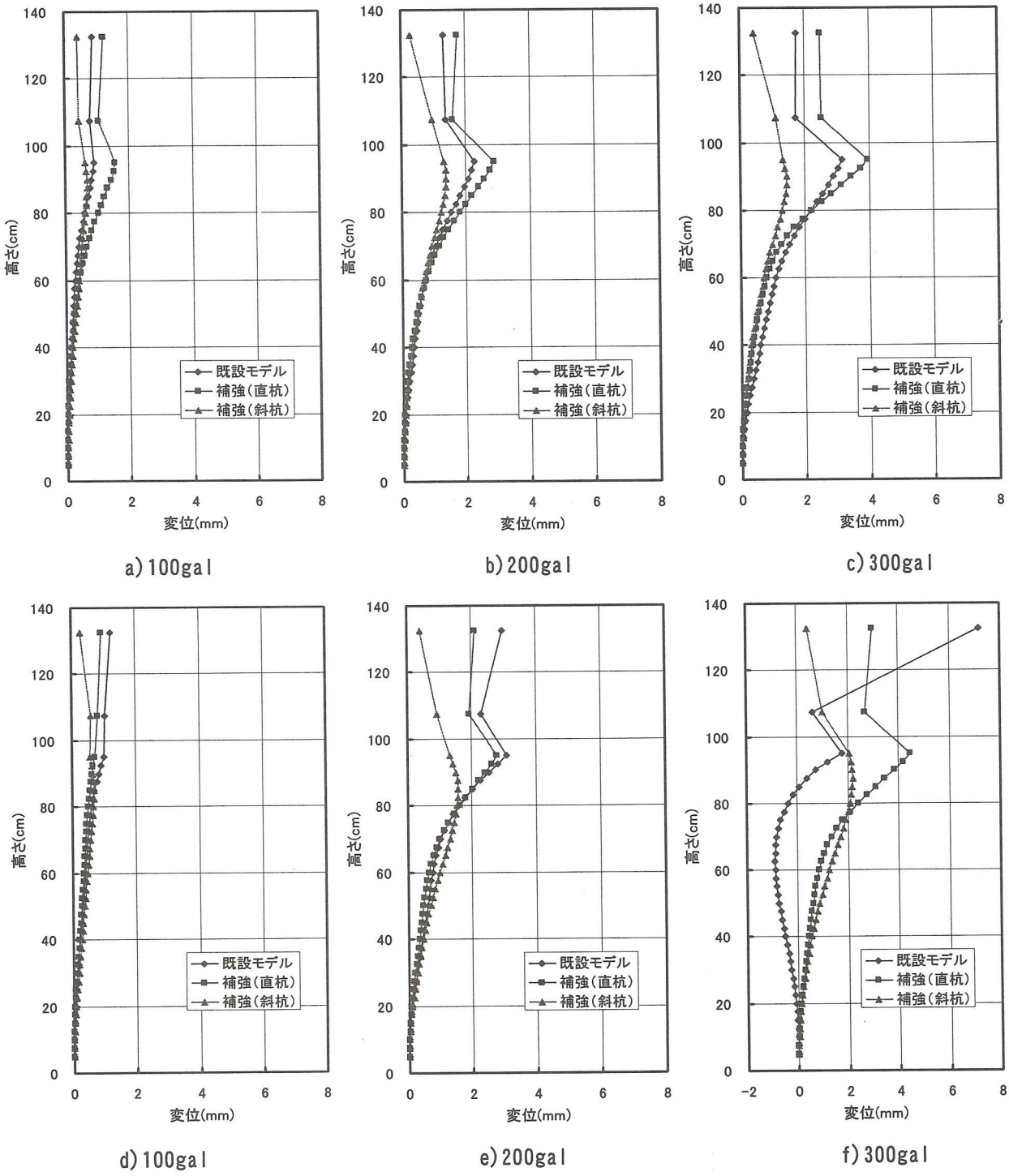


図-3.1.7　変位分布（上段：上部重量無し、下段：上部重量有り）

(3)最大曲げモーメント分布

図-3.1.8 に既設杭に作用する最大曲げモーメントの絶対量を示す。上部重量が無いケースでは、既設モデルの結果に比べ、直杭補強モデルにおいて大きな値を示している。これは変位分布で示したように、補強に伴いフーチング重量が増えたためである。上部重量があるケースでは、変位分布

と同様の傾向が得られた。また曲げモーメントの分布は、既設モデルと直杭補強モデルと同じ分布傾向を示した。また変位分布においても同じ傾向を示していた。このことから、小口径杭による増し杭補強された基礎は、既設基礎モデルと同等の変形状態にあることが確認された。斜杭補強の曲げモーメント分布は、杭頭部から 15cm の範囲に分布している。加速度分布や変位分布の傾向と同様に作用力方向に対して前面の斜杭が抵抗しフーチングの応答が抑止されたためである。

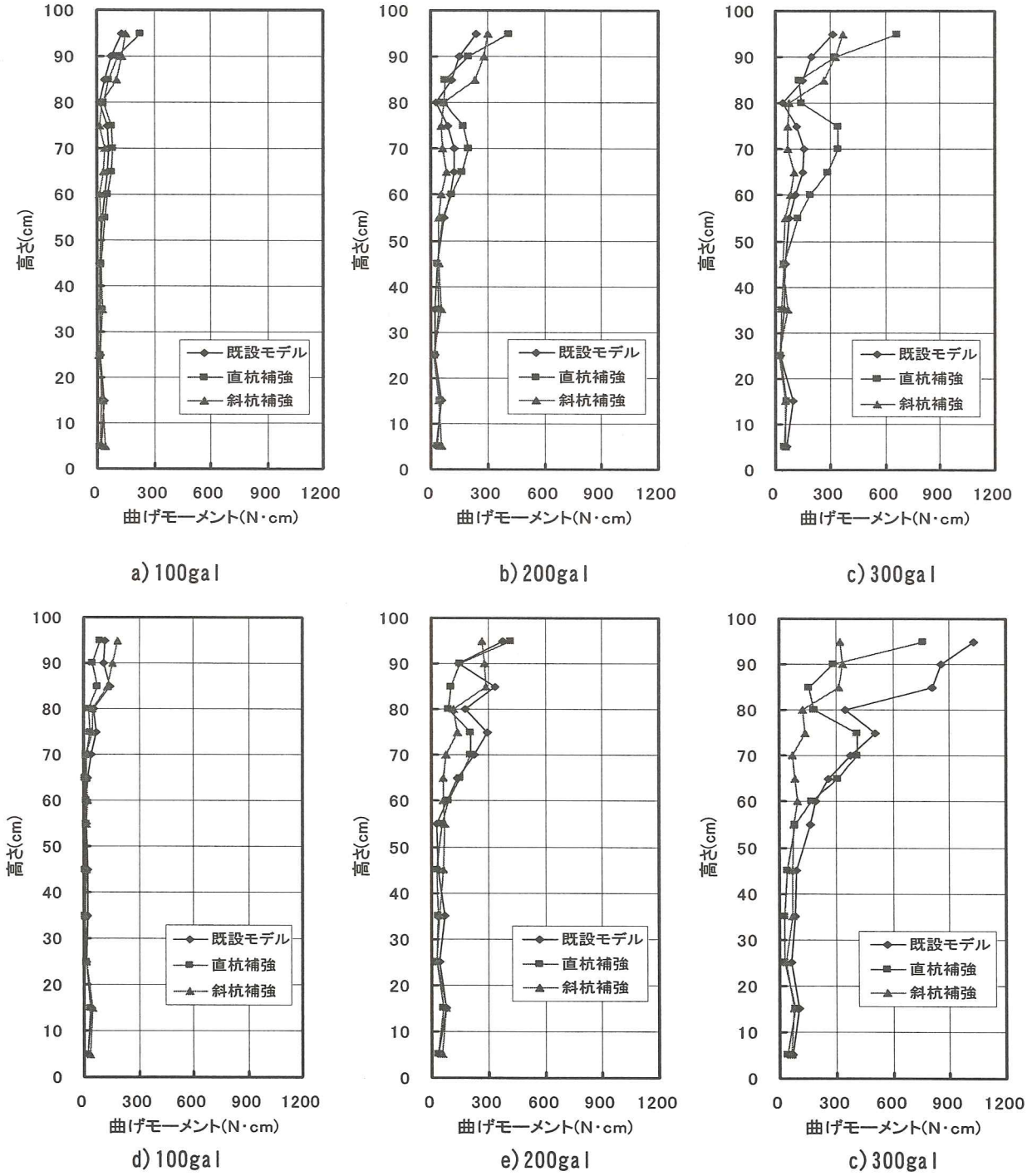
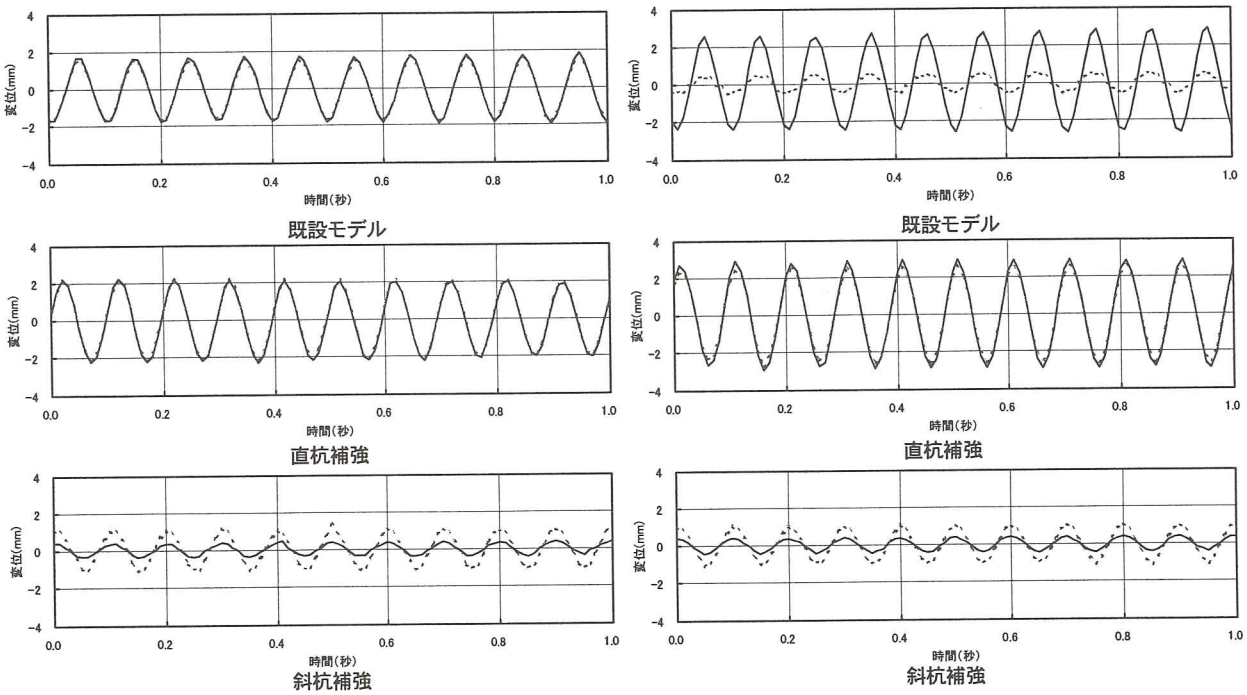


図-3.1.8　最大曲げモーメント分布（上段：上部重量無し、下段：上部重量有り）

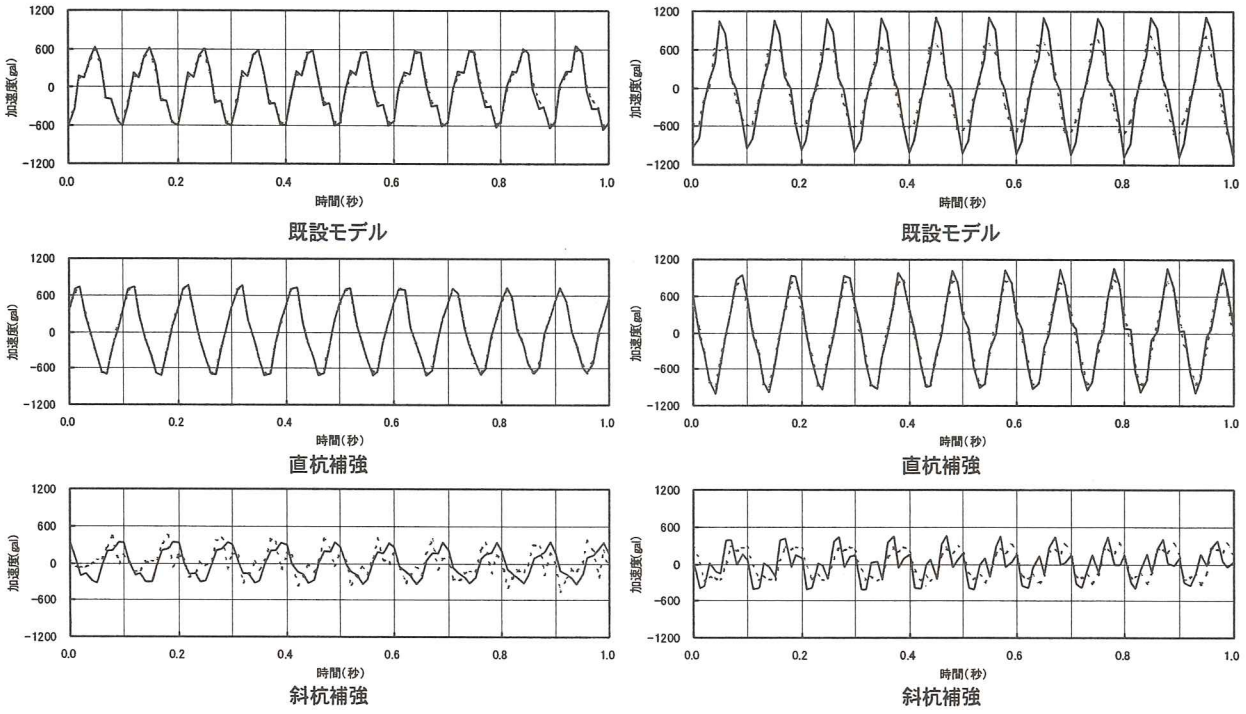
(4)時刻歴応答

図-3.1.9に模型上端とフーチングの変位応答を図-3.1.10に加速度応答を示す。図中の実線は、模型上端の応答を、破線はフーチングの応答を示している。図で示されるように、既設モデルおよび直杭補強モデルでは、変位応答、加速度応答ともに同位相に応答している。それに対し斜杭補強モデルは、変位応答において同位相の応答を示すものの、加速度応答においては位相のずれや作用外力とは反対方向の加速度が生じている。これは、水平変位量が大きくなるにつれ斜杭の前杭が立ち上がり、後杭が倒れこむことにより、フーチングが作用外力とは逆方向に回転を起こすために生じたものと考えられる。



a)上部重量無し　　b)上部重量あり

図-3.1.9　変位時刻歴応答（実線：模型上端部、破線：フーチング部）



a)上部重量無し　　b)上部重量あり

図-3.1.10　加速度時刻歴応答（実線：模型上端部、破線：フーチング部）

3.1.5 まとめ

本振動台実験により、定性的であるが以下の効果が確認された。

・異種杭で補強された基礎の動的応答特性には、問題が無い事が確認された。

・小口径の鋼管での増し杭は、補強効果があることが確認された。

・斜杭による補強では、斜杭の変形性能による構造物の応答を抑える効果が確認された。

3.1.6 平成 13 年度模型実験計画（液状化地盤における振動台模型実験）

(1)実験目的

小口径杭の増し杭工法による既設基礎構造物の耐震補強効果（液状化時）の確認を目的として、振動模型実験を行う。本実験では、小口径の直杭および斜杭で補強した既設基礎構造物をモデル化し、振動模型実験を実施することで、その補強効果について定性的に確認する。

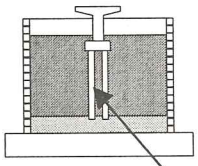
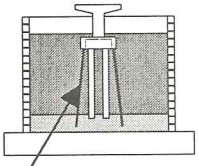
主な確認事項を下記に示す。

・液状化地盤における耐震補強効果の確認

(2)実験ケース

表-3.1.4 に本実験で検討する実験ケースを示す。液状化地盤における振動台模型実験では、既設杭モデルと斜杭により補強されたモデルの二つのモデルで実施する。

表-3.1.4　検討ケース

模型地盤	既設杭のみ	小口径杭による補強
実験ケース名⇒	Ⅱ-a	Ⅱ-c
液状化する地盤		

液状化地盤

(3)模型地盤

模型地盤は、上部の液状化層と下部の非液状化層の二層地盤とする。液状化層厚は、実地盤の液状化層厚を 10m とし、相似則により 50cm とした。非液状化層には、砕石を用いる。

(4)入力加速度

入力加速度波形は、平成 12 年度に実施した１０Hz の sin 波を用いて行う。入力加速度は、100gal、200gal、300gal で行う予定である。

(5)計測項目

測定には、加速度計、レーザー変位計、ひずみゲージ、間隙水圧計のセンサー類を用いる。

加速度計は、加振時におけるフーチング、模型地盤中の加速度を測定する。

レーザー変位計により、せん断土槽の変位、およびフーチングの水平方向の変位を測定する。

既設杭および補強杭には、それぞれひずみゲージを貼付して、杭の曲げひずみ等を測定する。加振時に生じる過剰間隙水圧を、間隙水圧計で測定する。

図-3.1.11 に、計測位置の概略図を示す。

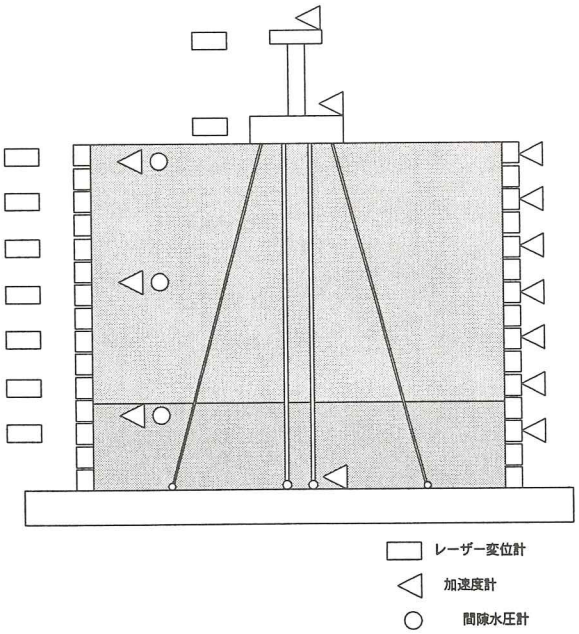


図-3.1.11　計測位置図

(6)実験工程

表-3.1.5 に概略の実験工程を示す。

表-3.1.5　概略工程表

	8月				9月			
実験準備	■	■						
液状化強度試験		■						
上部重量が無い場合								
Ⅱ-a			■					
Ⅱ-c				■				
上部重量が有る場合								
Ⅱ-a					■			
Ⅱ-c						■		
公開実験							■	

4. 研究対象の新工法の研究成果

4.1 高耐力マイクロパイル工法

4.1.1 研究成果

本年度の研究成果として、以下の内容を報告する。

① 高耐力マイクロパイル出来形確認実験
② 大変形理論による解析検討結果

（1）高耐力マイクロパイル出来形確認実験

a)実験目的

高耐力マイクロパイル(以下、HMP)の構造は、図-4.1.1に示すように、杭頭結合部、非定着部、定着部（定着部は鋼管定着部および非鋼管定着部に分けられる）で構成されている。HMP の基礎においては、上部構造物から作用する荷重は、高強度鋼管および異形棒鋼により定着部に圧縮力および引張力として伝達され、さらにグラウトを介して地盤へと伝達される。定着部のグラウトは、一般に加圧注入あるいはポスト・グラウト処理により築造されており、定着部と周辺地盤との摩擦強度は増強されている。このように HMP の構造においては、グラウト定着部が支持力伝達のために特に重要な部位と考えられる。

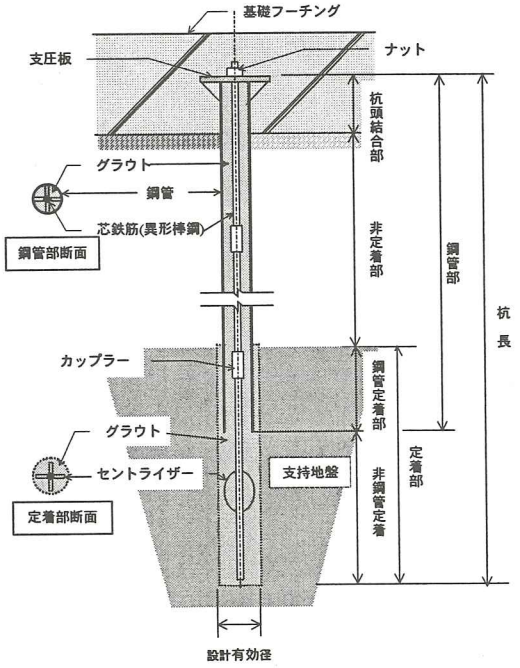


図-4.1.1 高耐力マイクロパイルの構造

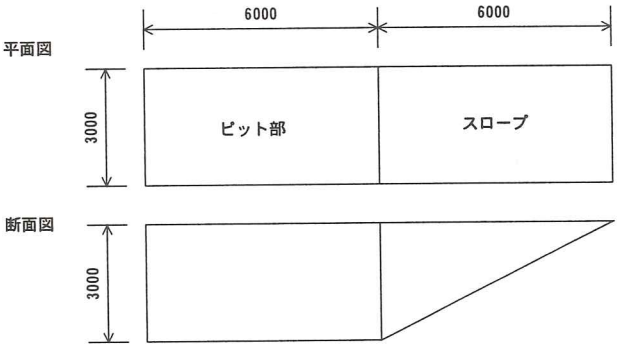


図-4.1.2 大型地下ピット概略図

本実験では支持力機構の解明を目的として HMP 定着部に着目し、模型地盤において HMP 定着部の出来形の確認と引抜試験を実施し、定着部と摩擦強度の関係について検討した。

以下に、本実験における着目点を示す。

① 支持地盤における HMP 定着部の形状確認
② 引抜き試験による周面摩擦係数の把握
③ 定着長の違いによる支持力への影響

b)実験施設

本実験では、幅 3.0m×長さ 6.0m×深さ 3.0m の大型ピットを用いる。

図-4.1.2 および写真-4.1.1 に、大型ピットの概

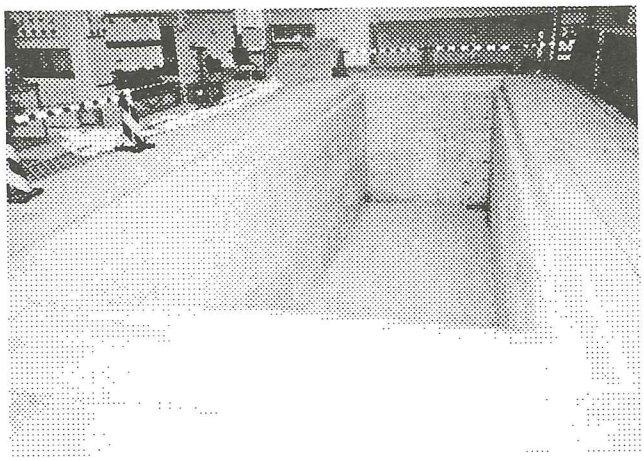


写真-4.1.1 大型地下ピット

要を示す。

c)模型地盤

模型地盤は、N 値 30 程度の強度を目標に作成することとした。模型地盤の材料は、遠州浜岡砂に普通セメントを重量比で 5%、水道水を重量比で 3%混合して作成したソイルセメントを用いることとした。これらの配合については、事前の室内試験結果から決定した。

模型地盤の作成は、ランマー等を用いて締固め、湿潤密度と一軸圧縮強さにより管理する。1 層を 10cm とし、各層毎に所定の土量を投入後、締固めを行った。

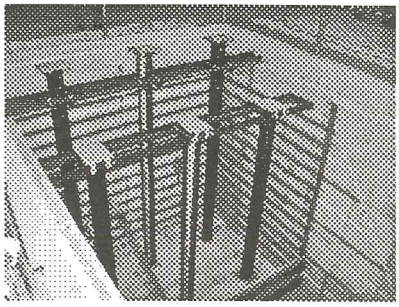
地盤作成方法を①～⑤に、また、その状況を写真-4. 1. 2 に示す。



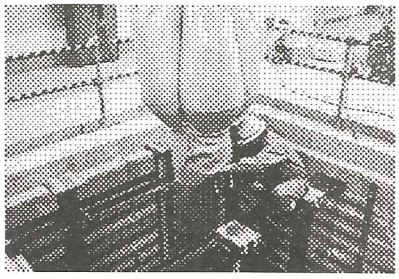
(a)盛土材料の混練り



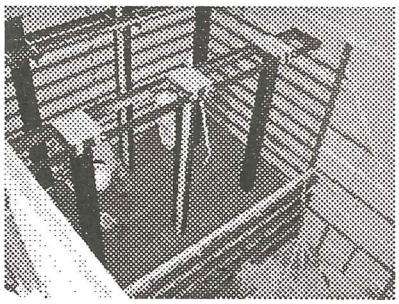
(b)盛土材計量



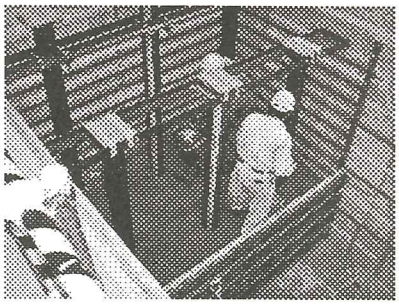
(c)杭設置



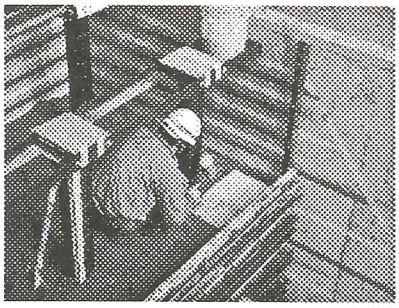
(d)盛土材の投入



(e)盛土材料敷均し



(f)締固め状況



(g) 締固め状況

写真-4. 1. 2　模型地盤作成状況

①盛土材料の作成（砂+セメント+水の混練り）

所定量の遠州浜岡砂をミキサー車に投入後、回転攪拌させながら所定量のセメントを投入する。次に、水道水を投入した後、約 30 分間以上回転攪拌し、混練を行う。

②運搬

練混ぜ後、ミキサー車から 1m^3 詰用砂袋に盛土材料を積み、クレーンを用いて土槽内に投入する。

③盛土材料の敷均しおよび締固め

投入された盛土材料は、人力によって敷均し、ランマーを用いて締固める。杭間はランマー等での締固めが困難であるため、締固め用に準備した木板およびプラスチックハンマーを用いて締固めを行うこととした。

④養生

各層打継ぎ面の養生については、締固め後、熊手等により粗し、次層との密着を図る。また、盛土が翌日になる際には、水道水を散布して材料になじみを与えることで、盛土材料の打ち継ぎ面が生じないように配慮した。

⑤品質管理

各盛土施工日に、一軸圧縮試験および含水比試験を実施して、盛土の品質管理を行った。

d)模型杭

図-4.1.3 に模型杭の概略図を、図-4.1.4 に試験に供した模型杭のひずみゲージ貼付け位置を示す。模型杭は、定着長の支持力への影響を比較・検討するため、定着長 500mm の杭と 1000mm の杭を 1/1 のスケールで作成した。

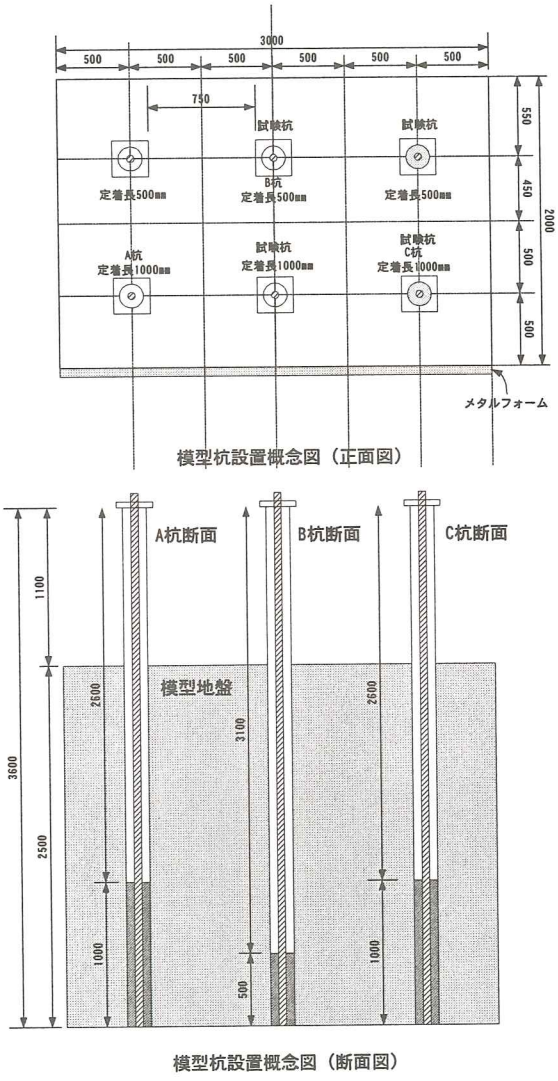


図-4.1.3 模型杭 概略図

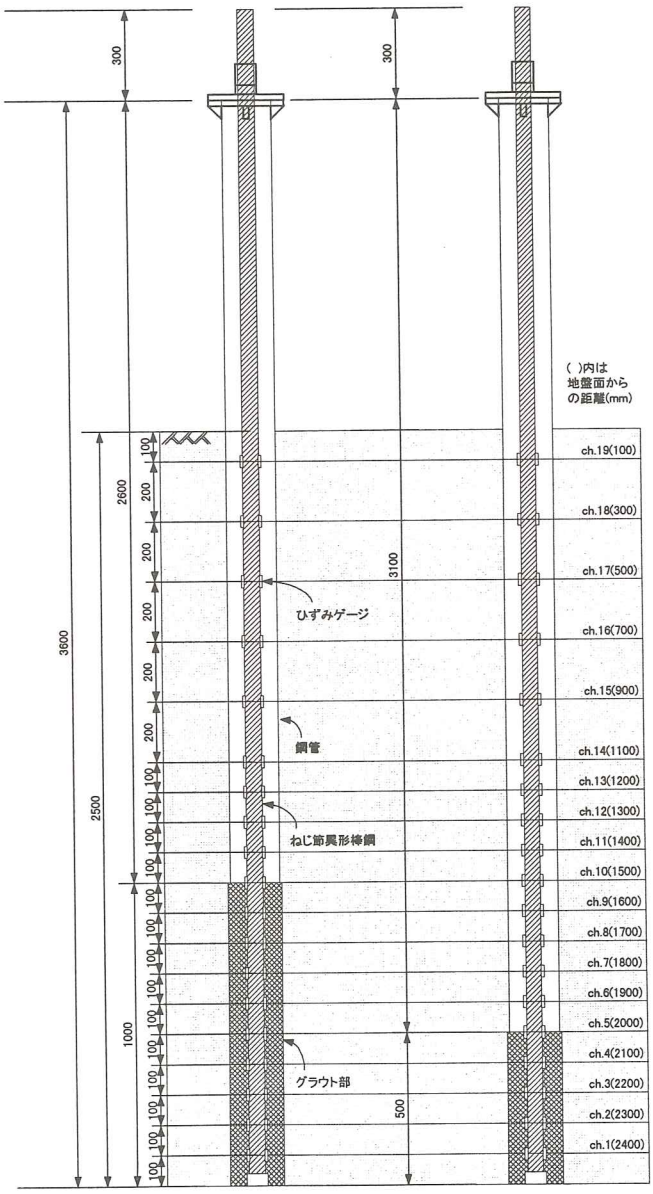


図-4.1.4 ひずみゲージ貼付け位置図

e)実験フローおよび模型杭施工手順

実験フローを図-4.1.5 に、模型杭(定着長 500 mmの例)の施工手順を図-4.1.6 に示す。

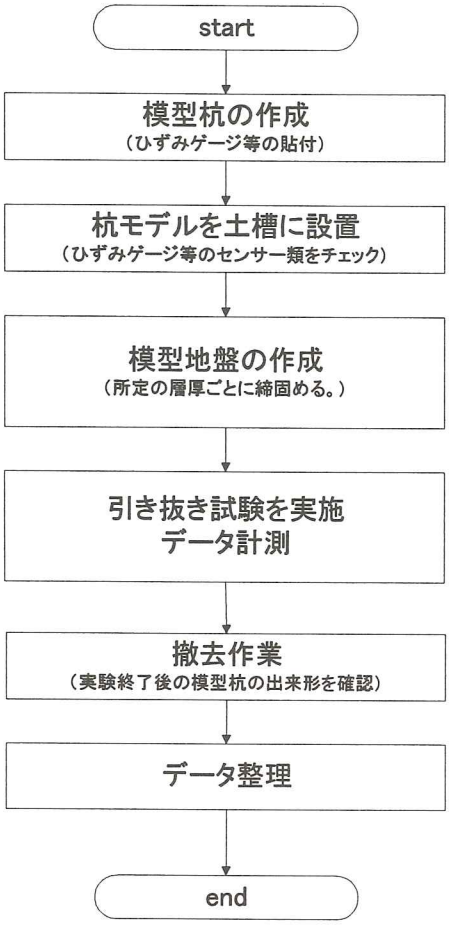


図-4.1.5　実験フロー

また、定着長 500 ㎜を例として模型杭の施工手順を下記に示す。

① 模型地盤に鋼管の建込みが完了(鋼管の引抜き準備)。

② 鉛直に 500㎜（または 1000 ㎜）引抜く（引抜きスピードは 100㎜/分。

③ 鉄筋を杭の中心に挿入（スペーサーは、鉄筋の先端から 1000㎜、2600㎜ の位置に設置。セメントミルク注入用のホースも同時に挿入。）

④ セメントミルクの注入（モノポンプを利用)。

⑤ 鋼管の口近くまでセメントミルクを注入。注入終了後、ホースを引抜く。

⑥ 圧力用の蓋をして、0.49N/㎟(5kgf/㎠)の空圧で 5 分間保持。

⑦ 圧力用の蓋を取って鋼管内のセメントミルクを確認し、セメントミルクが減少していたらセメントミルクを鋼管の口近くまで、再度投入する。

⑧ 再度、圧力用の蓋をして、0.49N/㎟(5kgf/㎠)の空圧をかける。

⑨ 蓋を取って鋼管内のセメントミルクを確認。セメントミルクの減少が確認されなければ、模型杭の完成。万一、減少が確認された場合は、⑦⑧の作業を繰り返す。

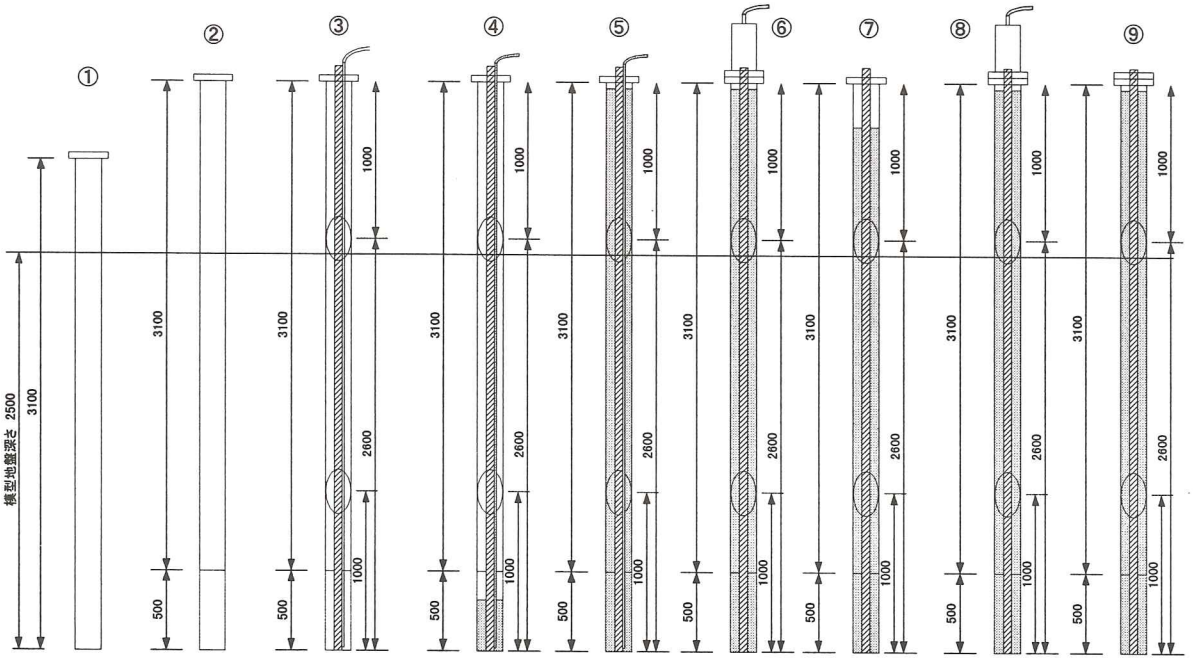


図-4.1.6　杭模型施工手順(定着長 500 ㎜の例)

f)実験結果および出来形確認

図-4.1.7 に定着長さ 1000mm の荷重-時間、荷重-変位、変位-時間の関係を示す。本実験においては、約 3 ㎜の引抜き変位時に、200kN の引抜き抵抗力を示した。この値は、模型地盤を N 値 30 程度の砂礫層程度と想定して求めた 152kN(周面摩擦強度 340kN/m^2 で算出)よりも大きな値であった。

次に、図-4.1.8 に定着長さ 1000mm の軸方向のひずみと軸力の分布および周面摩擦力度と変位の関係を示す。軸力算出には、以下の式を用いた。

$$P = \varepsilon \cdot (Ac \cdot Ec + As \cdot Es)$$

ここに、　ε ；ひずみ量

Ac ；グラウト部断面積

Ec ；グラウトの弾性係数

As ；鋼管部および異形鉄筋部の断面積

Es ；鋼材の弾性係数

ただし、グラウト部の弾性係数はひずみの進行に伴いその値が低下することが予想される。また、グラウト部のクラックにより鉄筋に応力が集中することも予想され、杭材料の弾性係数の非線形性を考慮する必要があると考えられる。そこで、本実験においては、比較的地盤の影響を受けない計測断面(地盤深さ 100 ㎜)のひずみ量と引抜き荷重の関係から、グラウトの弾性係数(Ec)および鋼材の弾性係数(Es)を求める。

グラウトの弾性係数(Ec)は、次式から求めた。

$$Ec = \frac{P - (\varepsilon \cdot Es \cdot As)}{\varepsilon \cdot Ac}$$

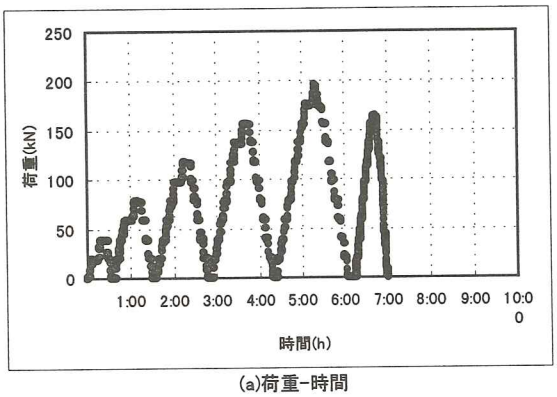
ここに、　P ；引抜き荷重

ただし、クラックによりグラウトの弾性係数(Ec)が消失したと考えられた場合(Ec≦0)には、次式により鋼材の弾性係数(Es)を求めることとした。

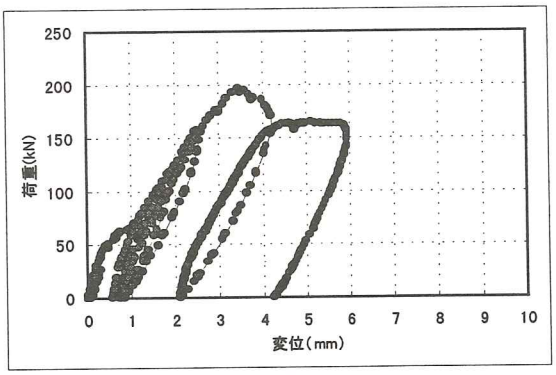
$$Es = \frac{P}{\varepsilon \cdot As}$$

なお、任意のひずみ量に対する各々の弾性係数は、既知のひずみ量と弾性係数の関係から、近似式を求めて算出した。

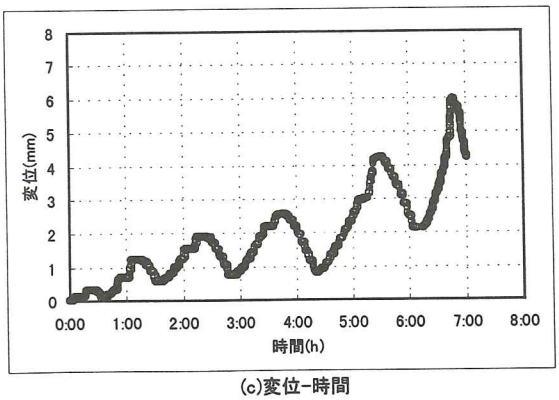
図-4.1.8(a)からも分るように、深さ 1000 ㎜付近でひずみ量が増大しており、グラウト部にクラック等が生じたも



(a)荷重-時間



(b)荷重-変位



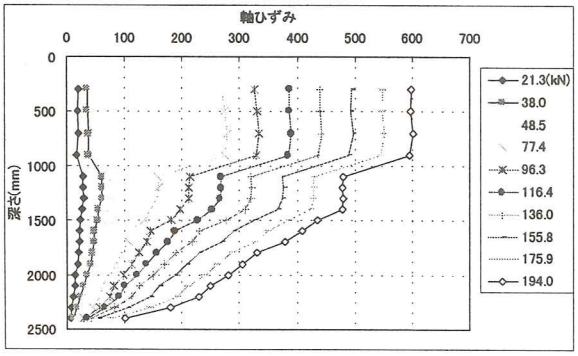
(c)変位-時間

図-4.1.7　実験結果 1(定着長 1000mm)

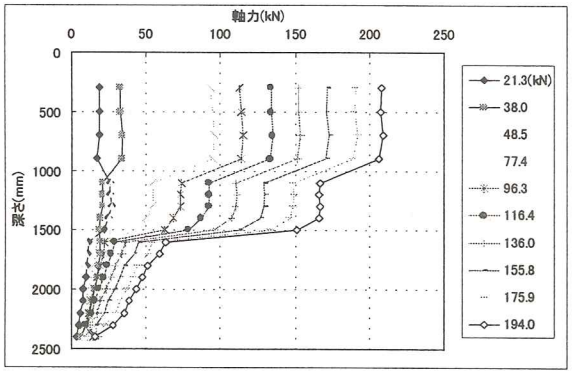
のと思われる。また、(b)図では、グラウトと鋼管の継ぎ目部分である深さ 1500 ㎜付近で、軸力に大きな変化しており、摩擦抵抗がその部分に集中していることが分る。定着部の平均の周面摩擦力度は、200～300kN/m² で、この値は地盤工学会の「グランド・アンカー設計施工基準」では、N 値 30 の砂礫層に相当しており、模型地盤の設計強度とほぼ一致していた。

杭径の出来形の計測結果を表-4. 1. 1、図-4. 1. 9 に、写真-4. 1. 3 に出来形状況を示す。

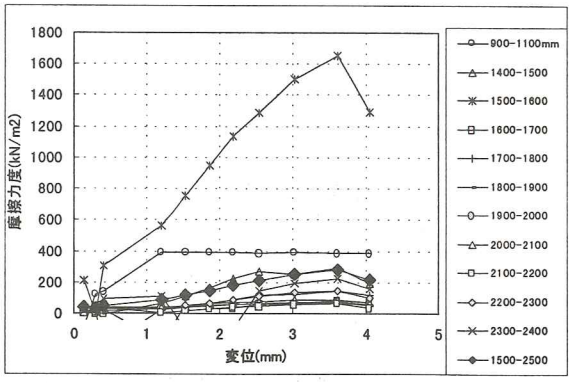
本実験では、比較的硬い模型地盤にグラウトに約 0.5N/mm² の加圧を加えて模型杭を築造した。図および表から分るように、削孔径 165 ㎜に対して杭径が



(a)軸方向ひずみ分布

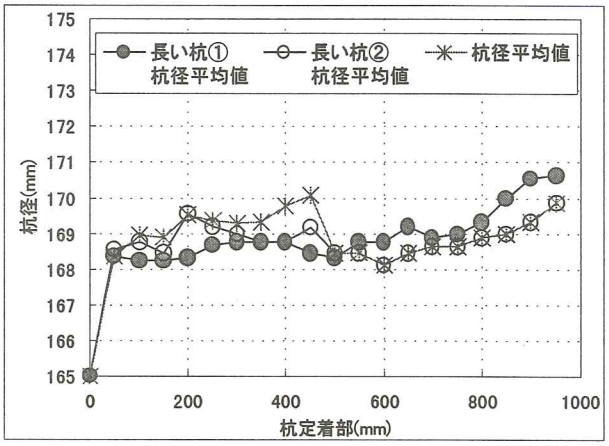


(b)軸方向力分布

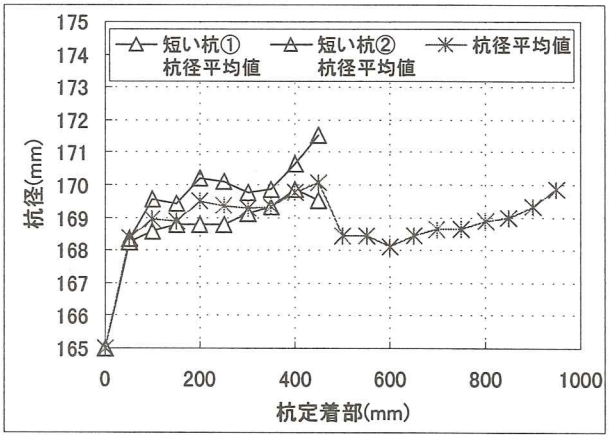


(c)周面摩擦力度-引抜き変位量

図-4. 1. 8　実験結果 2(定着長 1000㎜)



(a)定着長1000㎜



(b)定着長500㎜

図-4. 1. 9　杭径分布

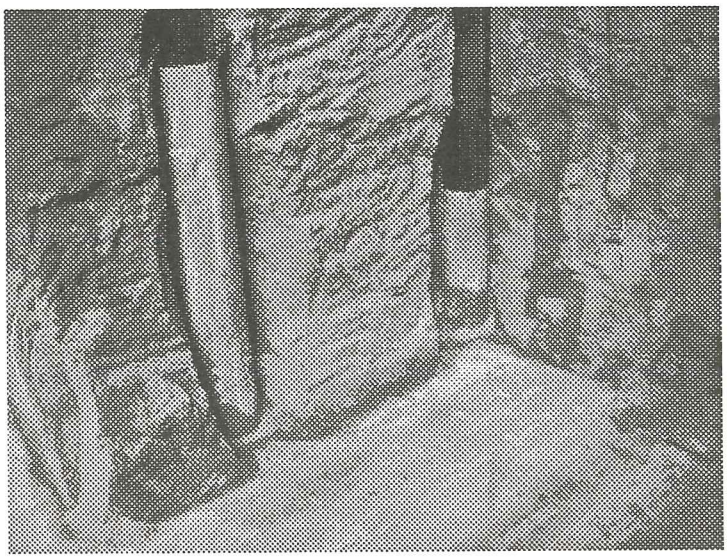
表-4. 1. 1　杭径測定結果

	杭径		
	長い杭	短い杭	平均値
max	170.26	170.70	170.48
min	168.17	168.29	168.23
平均値	168.90	169.47	169.18

鋼管径　165.2mm

170 ㎜とおよそ 5 ㎜程度の拡大があり、僅かではあるが加圧の効果が確認された。

一方、図示はしていないが定着長 500 ㎜においても、その引抜き抵抗力は定着長さ 1000mm の場合とほぼ同様の結果を示し、本実験では定着長の明確な違いは確認されず、結果として大きな周面摩擦力度が確認された。これについては、同一深さの位置から定着長さを確保出来ないなど、実験の都合上の理由等も考えられるが、今後、更に詳細データの分析に勤めたい。



(a)　出来形確認



(b)　出来形確認

写真-4. 1. 3　出来形確認状況

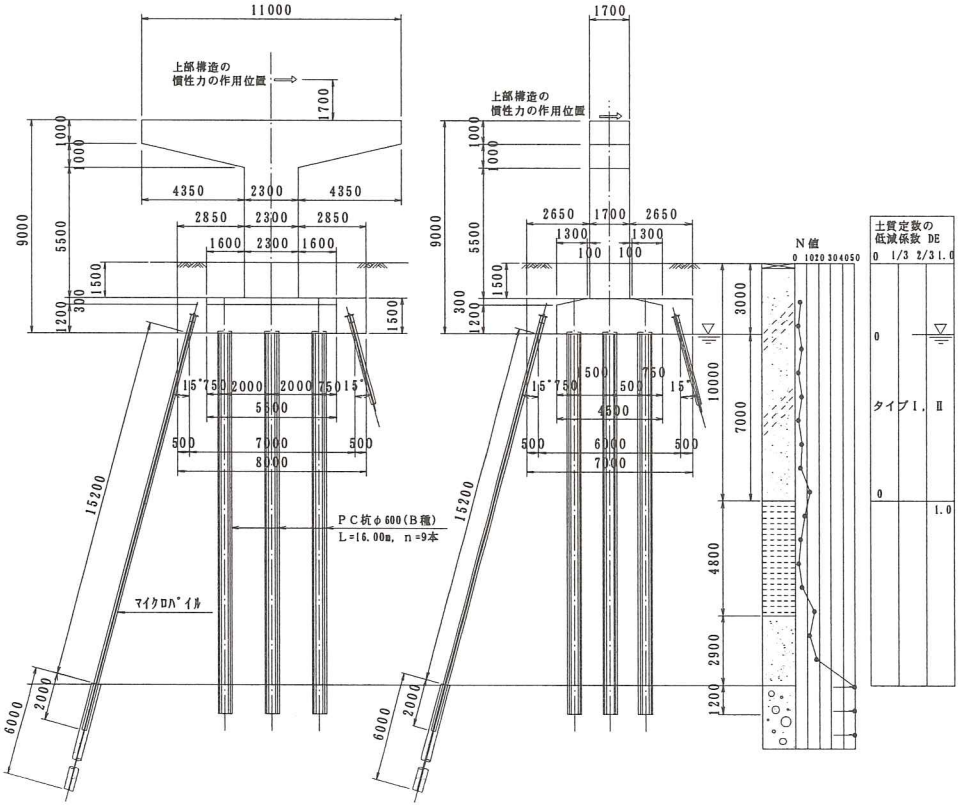
（2）大変形理論による解析検討結果

a） 液状化地盤を有する既設基礎の高耐力マイクロパイルによる補強

高耐力マイクロパイルは、外径178mmの油井管を主材料とした小口径杭であり、その耐震補強効果は既往の研究[1)]により確認されている。しかし、液状化する砂質地盤内に構築された既設基礎を同工法により補強した場合、地震時において液状化層の水平抵抗が失われ、杭体が突出した状態で細長な増杭部材に大きな軸圧縮力と曲げが同時に作用することになる。このため、座屈による増杭の耐力低下が生じ、期待している耐震性能が得られない可能性がある。そこで本検討では、大変形理論による解析を行い、変形に伴う増杭の軸剛性低下を考慮した場合の杭基礎の挙動を定量的に把握することを試みた。

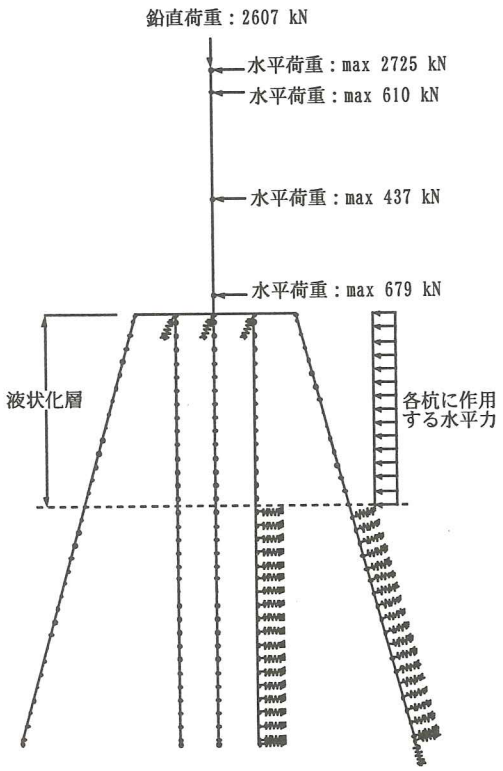
b） 検討概要

図－4.1.10に本検討に用いた補強構造を示す。なお、設計条件や構造部材の諸元などについては、共同研究報告書「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その１）平成１２年８月」に記述されているので参考にされたい。



図－4.1.10　補強構造図

本検討では、構造部材の変形が引き起こす付加モーメントによる軸剛性の低下を評価するため、大変形理論による解析を行った。また、その結果を一般の設計に使用されている微少変形理論による解析結果と比較した。解析モデルとしては、図－4. 1. 11 に示すように液状化層区間の杭軸直角方向の設定バネをすべて除去し、増杭部フーチング下面位置の杭軸方向バネを除去して杭先端バネを付加した。



図－4. 1. 11　非線形解析モデル図

c)　解析

①構造モデル

本検討では、図－4. 1. 10 に示す補強構造を、2次元の梁構造を用いてモデル化し汎用の非線形有限要素法プログラム（LUSAS Ver.13.3：FEA 社開発）を用いて解析した。解析は①材料非線形のみ考慮した解析（微小変形理論）と②材料および幾何学非線形を考慮した解析（Updated Lagrangian 法）の2ケースとした。

各部材は、梁材を Beam 要素（3節点の高次要素）とし、地盤バネを Truss 要素（2節点）でモデル化した。

既設杭の軸方向バネは、杭頭に設置した。これは従来設計で用いられている方法であり、今回実施した解析結果と従来設計を比較するために同じモデルとしたものである。一方、高耐力マイクロパイルによる増し杭には、杭体に生じる軸力の影響を評価するため杭先端に軸方向バネを設置した。

モデル規模は、

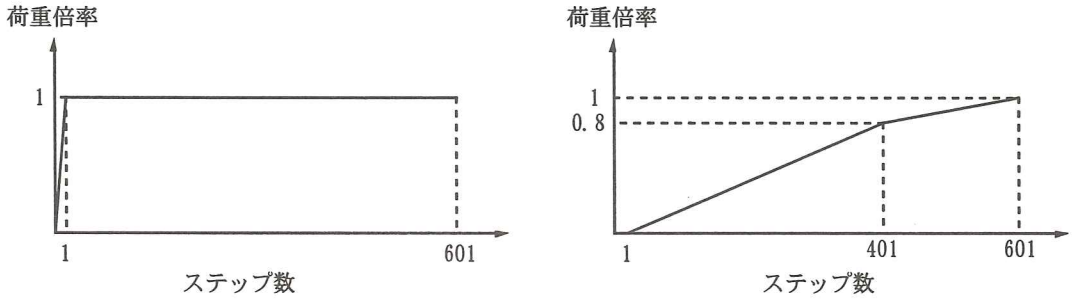
総節点数：　367

総要素数：　218（beam：148、truss：70）

とした。

②荷重ステップ

非線形解析における各ステップでの荷重は、図－4. 1. 12 に示す関数で制御した。まず、鉛直荷重は地震時にも持続的変化せずに作用する永久荷重であることから、考慮する鉛直荷重を第1ステップにおいて 100%載荷し、以後その荷重を持続させた（図－4. 1. 12(a)。水平荷重については、第一ステップで載荷せず、第2ステップ以降、基礎の剛性低下が始まるまで一定の割合で荷重を増加させていった（第 401 ステップ）。基礎が剛性低下していくと、同一の荷重増分に対する変形量が飛躍的に増大するため、基礎崩壊時の荷重特定が困難になる。このため、401 ステップ以降は、図－4. 1. 12(b)に示すように1ステップ当たりの荷重増分量を小さくした。



(a) 鉛直荷重　　(b) 水平荷重

図－4.1.12　鉛直荷重に対する関数テーブル

③材料特性

梁材の材料特性を、図－4.1.13 に示す。

④地盤ばねの材料特性

地盤ばねの材料特性

地盤ばねは、truss 要素でモデル化を行い、

ばね剛性 ＝ E・A／L

E：truss 要素のヤング係数

A：　〃　の断面積（＝1）

L：　〃　の長さ　（＝1）

より、A＝1、L＝1 とし、

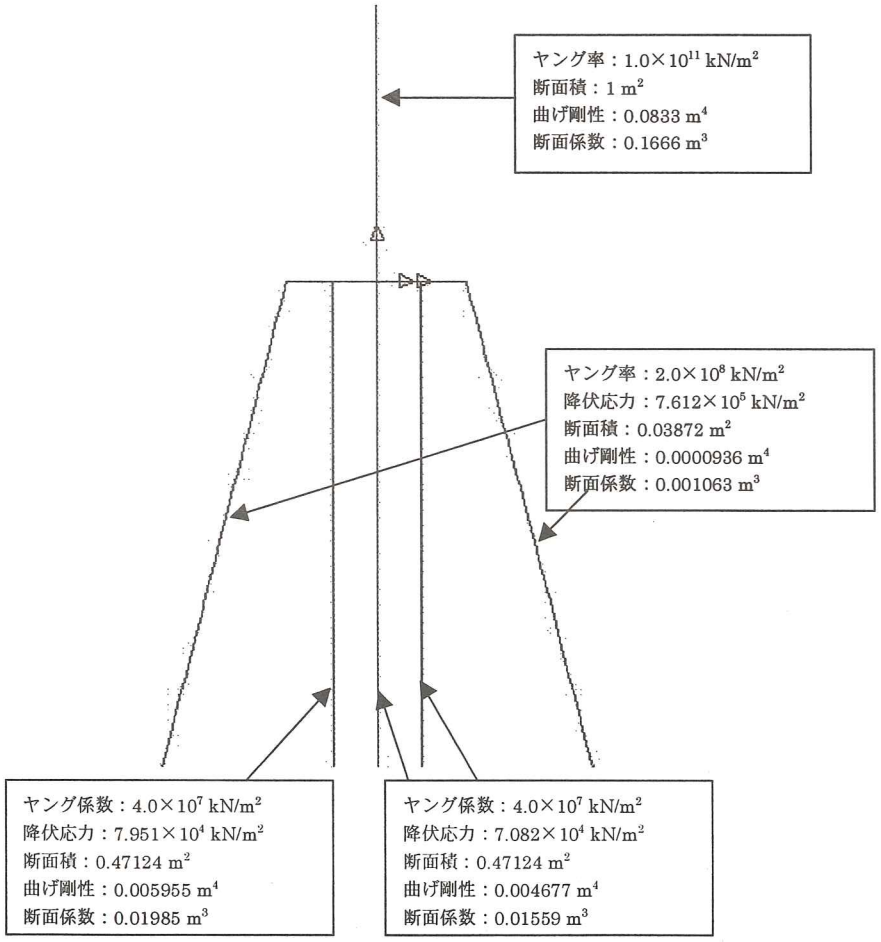
ばね剛性 ＝ E　(kN/m²)

降伏応力 σy：　kN/m²

とした。

また、地盤ばねの有効な上限変位は、（truss 要素の降伏応力 ＝ E・上限変位／L）で表現することができる。

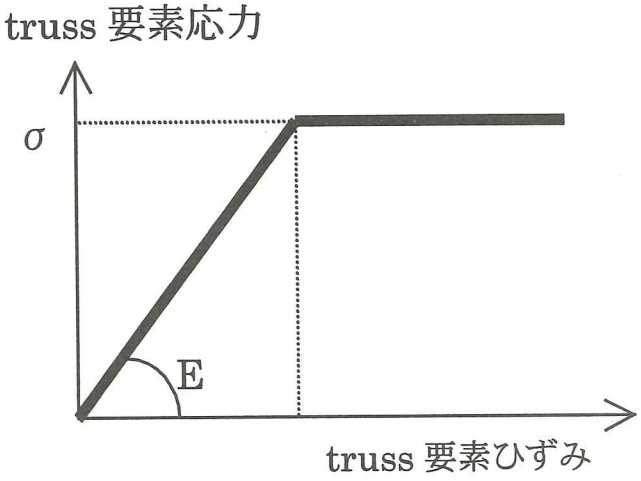
図－4.1.15 に地盤バネおよび材料特性をまとめた図を示す。



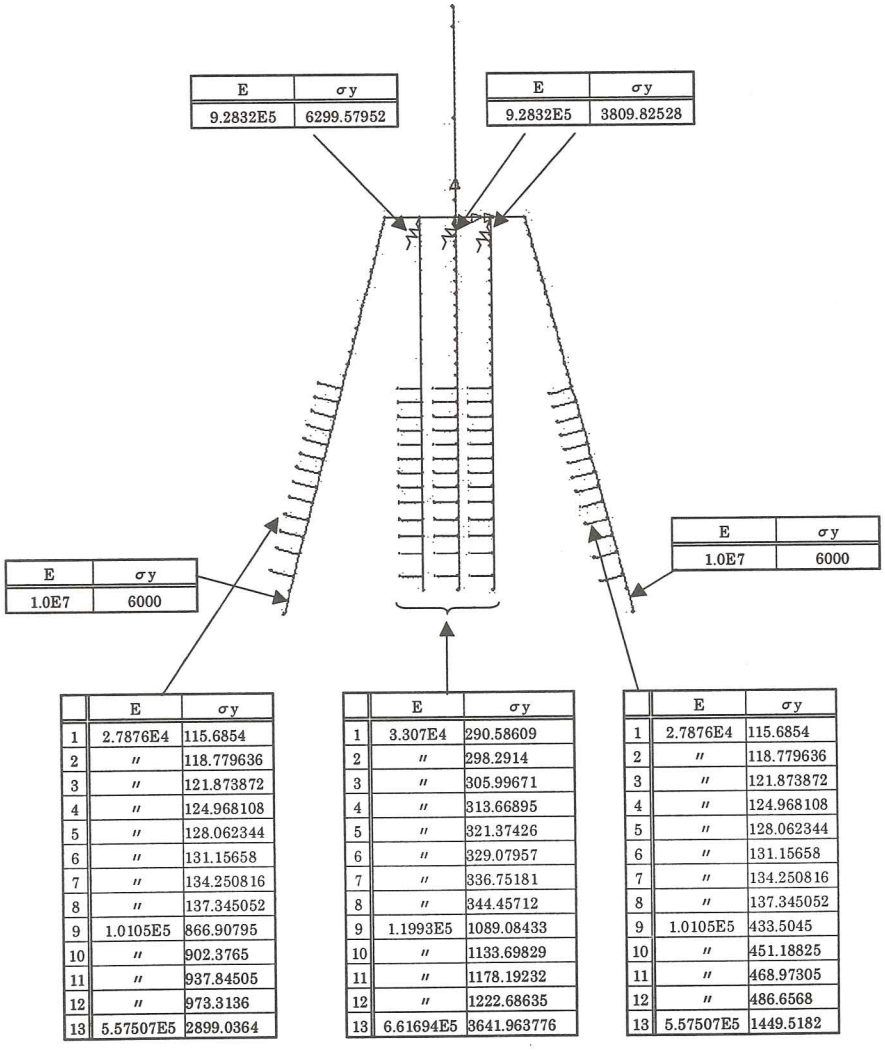
図－4.1.13　梁材の材料特性図

d) 解析結果と考察

杭基礎の骨組解析は、一般に、変形前の形状をベースにした微小変形理論に拠っている。地震時保有水平耐力法ではさらに材料非線形性が与えられ、部材やバネの非線形領域への逐次到達によって全体構造の非線形挙動が評価される。これに対し、大変形理論では、材料非線形性に加え、変形した部材に作用する軸力により付加される曲げ変形とそれに伴う圧縮部材の軸剛性低下が評価される。したがって、高耐力マイクロパイルのような細長い自由部材を有する構造体を解析する場合に



図－4. 1. 14　地盤ばね特性



	E	σy
1	2.7876E4	115.6854
2	〃	118.779636
3	〃	121.873872
4	〃	124.968108
5	〃	128.062344
6	〃	131.15658
7	〃	134.250816
8	〃	137.345052
9	1.0105E5	866.90795
10	〃	902.3765
11	〃	937.84505
12	〃	973.3136
13	5.57507E5	2899.0364

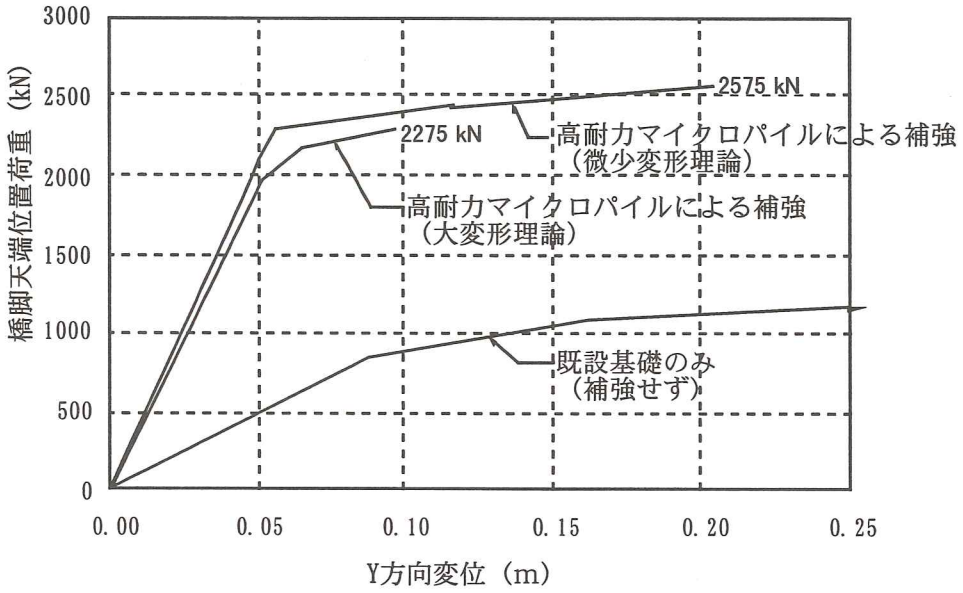
	E	σy
1	3.307E4	290.58609
2	〃	298.2914
3	〃	305.99671
4	〃	313.66895
5	〃	321.37426
6	〃	329.07957
7	〃	336.75181
8	〃	344.45712
9	1.1993E5	1089.08433
10	〃	1133.69829
11	〃	1178.19232
12	〃	1222.68635
13	6.61694E5	3641.963776

	E	σy
1	2.7876E4	115.6854
2	〃	118.779636
3	〃	121.873872
4	〃	124.968108
5	〃	128.062344
6	〃	131.15658
7	〃	134.250816
8	〃	137.345052
9	1.0105E5	433.5045
10	〃	451.18825
11	〃	468.97305
12	〃	486.6568
13	5.57507E5	1449.5182

図－4. 1. 15　地盤ばね材料特性図

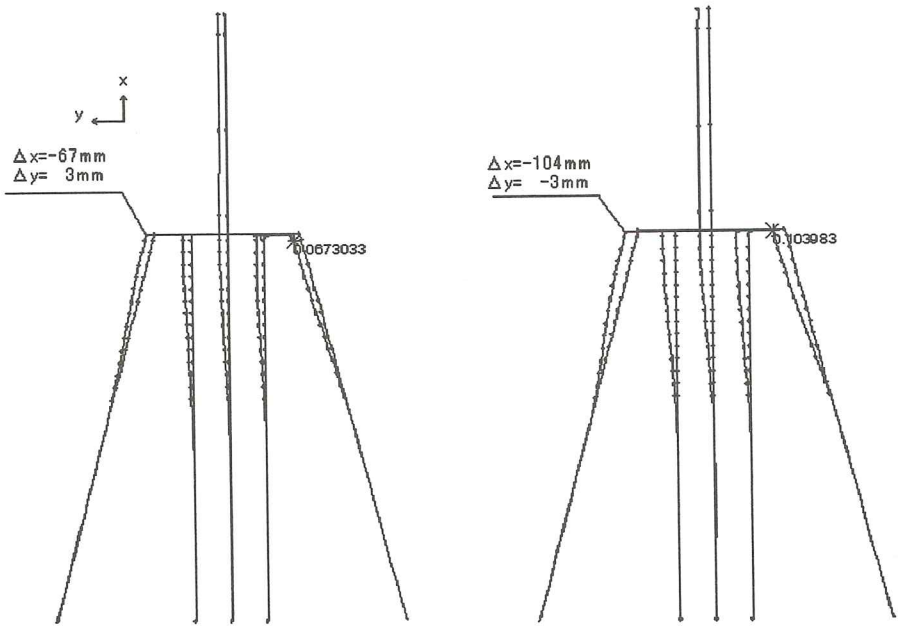
は、より実挙動を反映した結果が得られる。本検討では、これらの理論を用いて地震時保有水平耐力法に基づいた解析を行い、耐力、変形性能、杭体の断面力等に着目して計算結果を比較した。

図－4. 1. 16 は、微小変形理論と大変形理論の両解析による上部工慣性力作用位置での荷重～変位曲線を対比して示したものである。両者ともに 7m の液状化層を有する場合でも良好な補強効果が得られることを示唆しているが、大変形理論の方が、基礎の降伏荷重を 10%程度小さく、さらに降伏後の変形性能も低く評価している。これは、明らかに曲げと同時に大きな軸力を受けた高耐力マイクロパイルの剛性低下によるものであると考えられる。そこで、圧縮側マイクロパイル、既設杭、および引張側の高耐力マイクロパイルの変形と断面力をそれぞれ図化し、比較してみる。



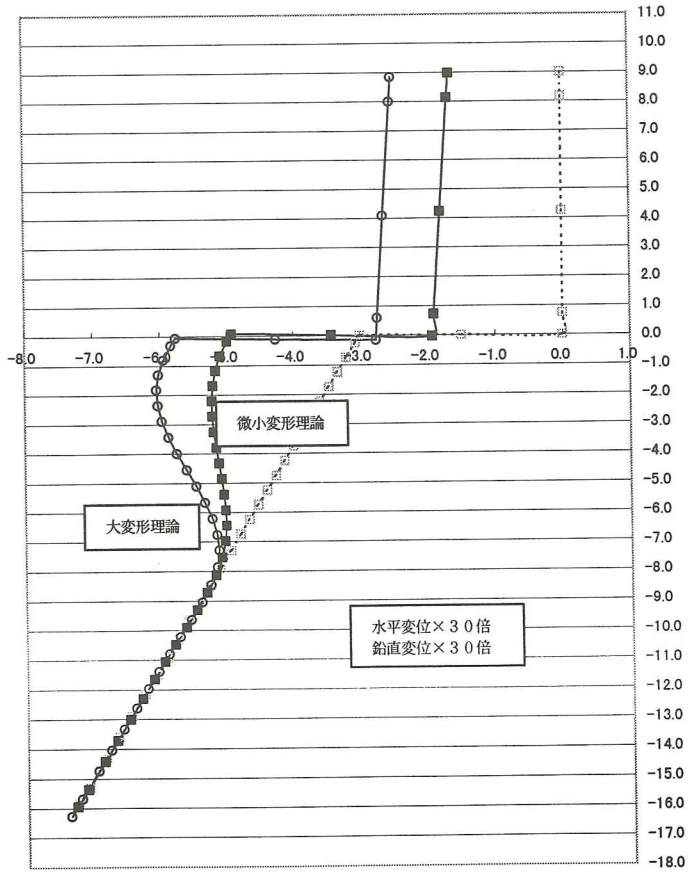
図－4. 1. 16　荷重～変位曲線

図－4. 1. 17 および**図－4. 1. 18** は、大変形理論において構造系全体が安定を失う載荷レベル（橋脚天端荷重 2275kN）で抽出した部材の変形図を比較したものである。大変形理論により得られた水平変形量は、微小変形理論によるものに比べて約 2 倍の値で評価されているうえ、押込側マイクロパイル杭頭部の鉛直変位も、微小変形理論とは逆方向（下向き）の値を示している。これは、曲げ変形の増大に伴う軸力の偏載荷により節点の移動が増長される現象を、大変形理論による解析が正確に評価した結果であると考えられる。



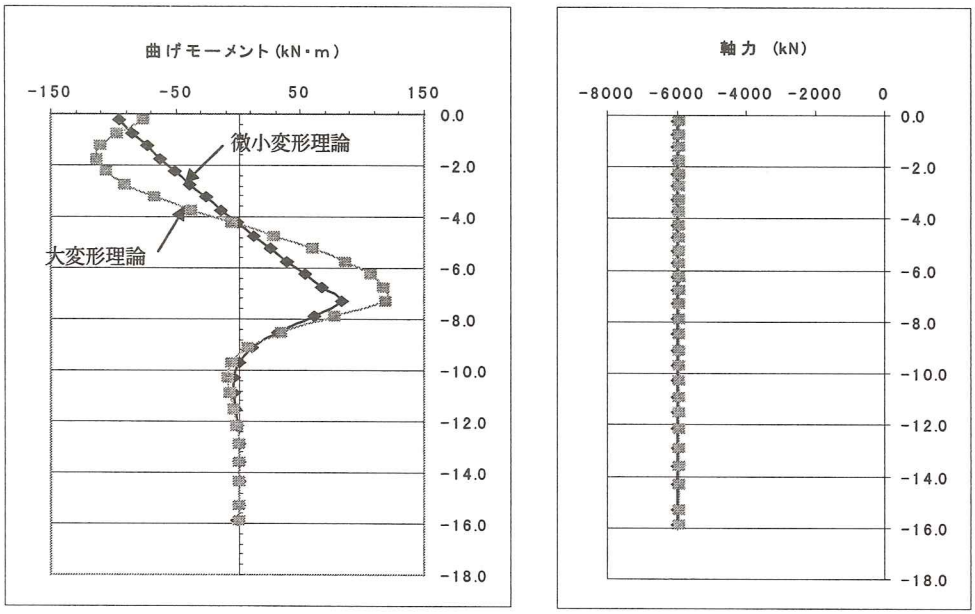
(a) 微少変形理論　　(b) 大変形理論

図－4.1.17　部材の変形(橋脚天端水平力=2275kN 時)

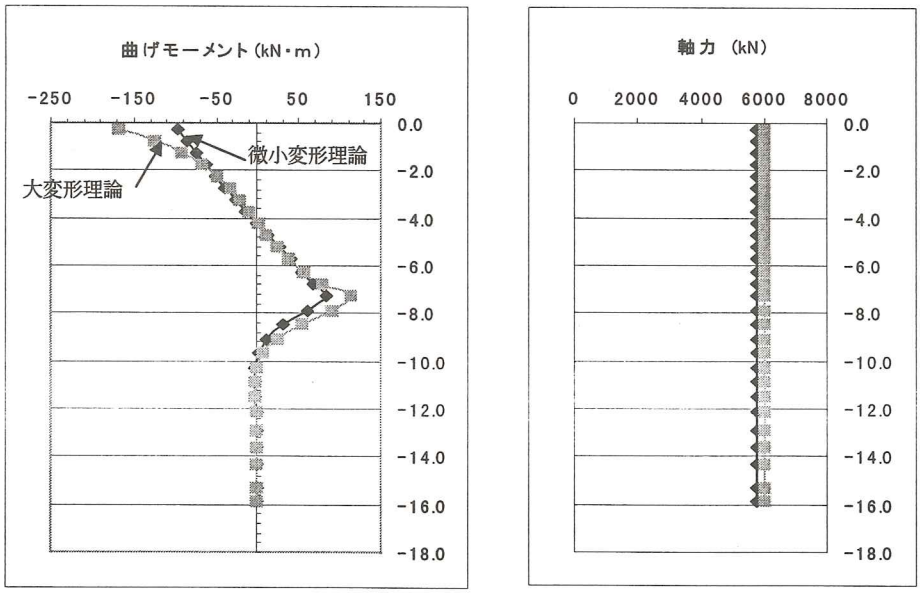


図－4.1.18　マイクロパイル変形図(橋脚天端水平力=2275kN 時)

一方、図－4. 1. 18 と同様の載荷レベルで発生する押込側増杭（高耐力マイクロパイル）の断面力に着目したものが図－4. 1. 19 である。大変形理論による曲げモーメントの分布をみると、大変形時の偏心軸力による付加曲げの影響が顕著に現れていることがわかる。杭頭部において、微小変形理論による曲げモーメントの絶対値が大変形理論により解析したものより小さくなるのは、斜杭の杭頭に鉛直下向き変形により発生する曲げモーメントと側方移動によって生じる曲げモーメントが相殺されることによるものである。また、深度 2m および 7m 付近で現れている曲げモーメントのピーク値は、図－4. 1. 18 の変形図からもわかるように、軸力による付加曲げの影響を含んだものであると考えられる。



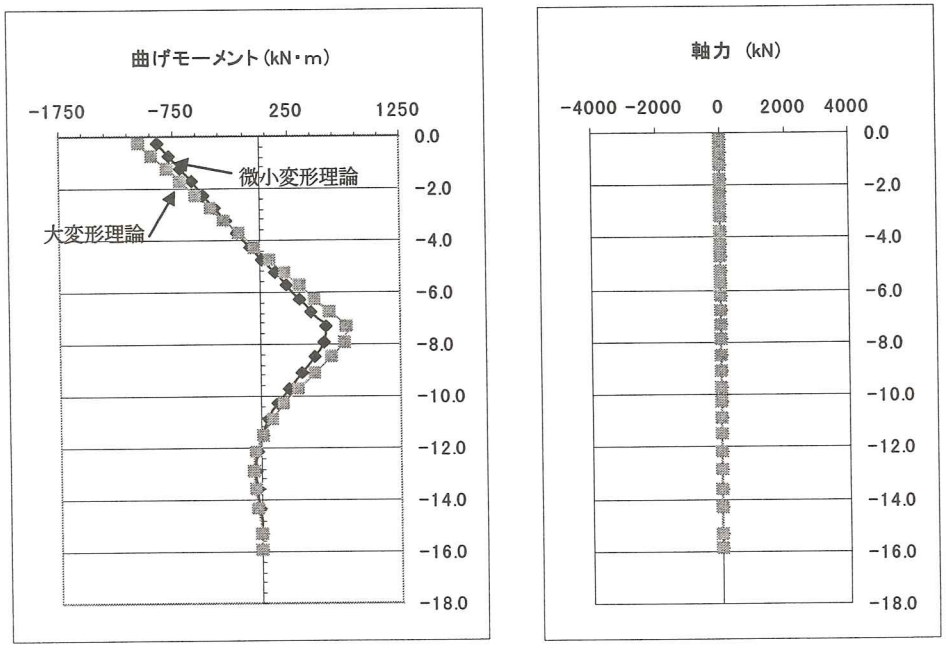
図－4. 1. 19　押込側マイクロパイルの断面力　（橋脚天端水平力=2275kN 時）



図－4. 1. 20　引張側マイクロパイルの断面力　（橋脚天端水平力=2275kN 時）

図－4. 1. 20 は、引張側増杭（高耐力マイクロパイル）の断面力を示したものである。この部材は、圧縮側増杭とは逆に、大変形理論によって評価した杭頭曲げモーメントの絶対値が、微小変形理論によって評価した値よりも卓越している。これは、杭頭の鉛直下向き変位による曲げモーメントと構造物全体の横方向移動による曲げモーメントが同方向に発生するためであると考えられる。

図－4. 1. 21 は、既設杭中央列の断面力を示したものである。曲げモーメントは、水平移動量の増大により大変形理論により算出した値がやや大きく評価されたが、増杭（高耐力マイクロパイル）ほどの差異は認められない。



図－4. 1. 21　既設基礎（中央列）の断面力

（橋脚天端水平力=2275kN 時）

圧縮側増杭の軸力に着目すると、微小変形理論では地盤から決まる極限支持力（1500kN×4 本=6000kN）に達しているのに対し、大変形理論では変形量の増加に伴う軸剛性低下が先行し、より低い圧縮場で支持能力を失なうこと、また、このことが全体構造系を不安定にする直接的要因となる結果を導いている。これは、杭頭反力を比較することにより明確に説明できる。表－4. 1. 2 および表－4. 1. 3 は、解析結果から抜粋した杭頭反力を表にまとめたもので、前者が微小変形理論によるもの、後者が大変形理論によるものである。押込み側増杭の杭頭反力に着目すると、微小変形理論による解析結果ではステップ 416（橋脚天端荷重 2221kN）で押込みの上限値に達している一方、大変形理論では基礎全体が不安定になったステップ 436（橋脚天端荷重 2275kN）付近でも押込み上限値に達していない。これは、曲げ変形と軸力を同時に受けた高耐力マイクロパイルの軸剛性低下が、大変形理論解析によって、より正確に評価された結果である。

この傾向は、液状化層厚が大きいほど顕著になり、自由突出部が長くなることによる押込み側増杭（高耐力マイクロパイル）の剛性低下によって、基礎の耐力低下を引き起こすことが容易に予想できる。

本検討により、高耐力マイクロパイル(斜杭)による耐震補強は、深度 7m にわたる地盤の液状化とこれに

付随する座屈の影響を考慮した場合でも効果的であることが判明した。しかし、その一方で、微小変形を前提とした保有水平耐力法では、補強後の基礎の耐力や変形性能を過大に評価する傾向にあることも認められた。今後、様々な液状化地盤を想定したケーススタディを重ね、座屈理論等を取り込んだ設計法を確立することが必要であると思われる。

表－4.1.2　杭頭反力の比較（微小変形理論による解析結果）　　単位：kN

ステップ番号	橋脚天端水平力	押込側増杭	既設杭(第１列)	既設杭(第2列)	既設杭(第3列)	引抜側増杭
185	1003	-2918	18.71	668.01	1317.14	2293
350	1902	-5254	-563.47	668.01	1899.32	4630
416	2221	-6000	-696.05	716.24	2128.39	5524
436	2275	-6000	-607.58	797.10	2201.66	5775
515	2491	-6000	414.29	869.01	1323.65	6000
546	2575	-6000	822.15	869.01	915.80	6000

表－4.1.3　杭頭反力の比較（大変形理論による解析結果）　　単位：kN

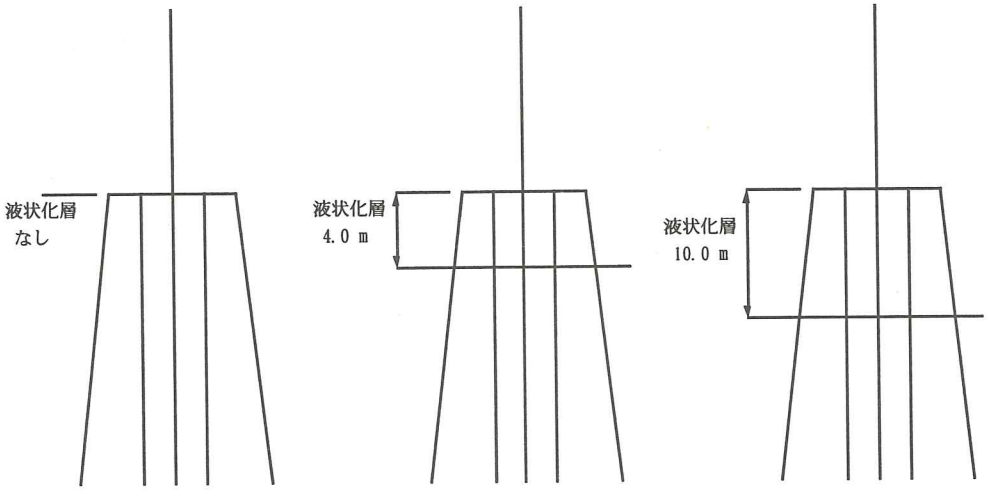
ステップ番号	橋脚天端水平力	押込側増杭	既設杭(第１列)	既設杭(第2列)	既設杭(第3列)	引抜側増杭
185	1003	-3108	-170.08	588.98	1345.98	2241
350	1902	-5772	-1000.95	391.50	1777.41	4302
416	2221	-5960	-655.80	806.31	2261.34	5788
436	2275	-5921	-406.21	890.73	2182.08	6000

e)　今後の課題

①今後の課題と13年度の予定

液状化時に突出杭となる状況を想定した杭基礎の耐力を評価する方法として、オイラーの理論を利用する方法が考えられる。これは、オイラーの長柱座屈公式を使って、液状化区間における高耐力マイクロパイルの限界軸圧縮耐力を評価し、設計計算に用いる設計押込極限支持力を補正する方法である。しかしながら、オイラーの長柱座屈公式は純軸圧縮力を受けた部材にのみ適用できるため、橋脚基礎のような、側方移動による横方向変位と軸力が同時に発生するような場合には、マイクロパイルの軸方向剛性および耐力を過大評価することになる。

そこで、来年度は解析的検討によるパラメトリックスタディーを実施し、液状化地盤において増杭補強した基礎の挙動について解明することとする。まず、昨年度実施した液状化層厚７ｍの場合の解析結果をさらに細密に検討・考察し、液状時の挙動、設計上の課題を明確にする。その上で、液状化層の区間長を変えて解析し（図－4.1.22 参照）、その結果を分析して液状化時のマイクロパイル軸剛性および耐力の評価方法を提案する予定である。



図－4.1.22　パラメトリックスタディーに採用する予定の解析モデル

②平成13年度 業務工程

項　　目	平成13年4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	平成14年1月	2月	3月
液状化層厚7mの検討												
液状化層厚0, 4, 10mの解析												
解析結果の総括・考察												
液状化時の評価法提案												

4.1.2　研究課題

本年度までの研究成果と今後の研究課題を表-4.1.4に示す。

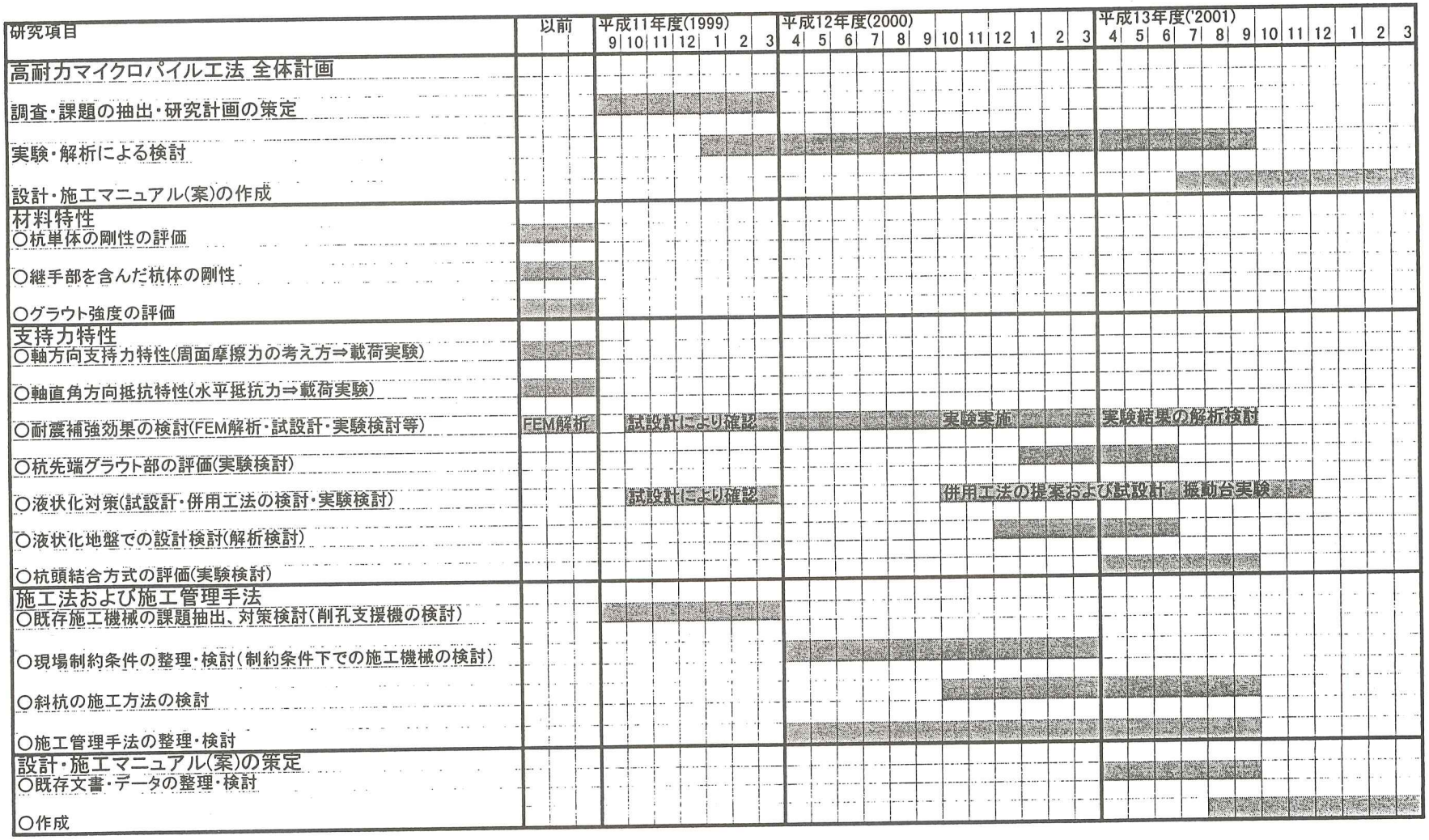
表-4.1.4 高耐力マイクロパイル工法の研究成果と研究課題

分類	項目	実施した研究内容	得られた知見・成果	残されている課題および対応策
材料特性	杭体の剛性	杭体の曲げ試験(交番載荷試験)を実施。	材料特性を把握。(M-φ曲線、曲げ剛性等)	設計・施工マニュアル化に向けた整理
	継手部を含んだ杭体の剛性	継手部を含んだ杭体の曲げ試験(交番載荷試験)を実施。	材料特性を把握。(M-φ曲線、曲げ剛性等)	設計・施工マニュアル化に向けた整理
	グラウトの強度	現場および室内においてグラウト材(セメントミルク)の強度試験を実施。	強度特性を把握。(現場において、W/C=50%程度の配合で所定の圧縮強さを確認)	設計・施工マニュアル化に向けた整理
支持力特性	軸方向支持力特性(周面摩擦力の考え方)	実大規模の鉛直載荷試験を実施し、支持力特性等を把握(3例)。	土丹層およびN値50程度を支持層とする砂礫地盤における支持力、周面摩擦力を確認。現段階においては、設計上、安全側を考えグランドアンカーの周面摩擦力の考え方を適用している。	設計・施工マニュアル化に向けた整理
	軸直角方向抵抗特性(水平抵抗力)	水平載荷試験を実施。	土丹層およびN値50程度を支持層とする砂礫地盤における水平抵抗力を確認。	設計・施工マニュアル化に向けた整理
	耐震補強効果	過去に動的解析を実施。共同研究において、振動台実験、保耐法による試設計を実施。	耐震補強効果を確認。また、斜杭の優位性についても把握。	振動台実験のシミュレーション解析を実施予定。設計・施工マニュアル化に向けた整理。
	液状化対策	平成11年度に試設計を実施。	斜杭の増し杭補強により対応可能であることを確認。更に排水機能付き矢板工法の併用を提案し、液状化地盤での耐震補強効果を検討中。	振動模型実験により補強効果を確認予定。液状化対策工の試設計を実施および振動台実験を予定。設計・施工マニュアル化に向けた整理。
	液状化地盤での設計検討	座屈を考慮した大変形理論による解析検討を実施。	地盤の液状化地盤(深度7m)とこれに付随する座屈の影響を考慮した場合でも、HMP(斜杭)による耐震補強は効果的であった。しかしながら、微小変形を前提とした保有水平耐力法では、補強後の基礎の耐力や変形性能を過大に評価する傾向にあると考えられた。	更に、座屈を考慮した大変形理論による解析検討を実施予定。
	杭頭結合方式	支圧板方式を標準とする。	平成12年度の静的模型実験・振動台実験から、斜杭を適用した場合には特に杭頭処理が重要であることが確認された。	杭頭結合部の模型実験を実施し、結合部の押込み引抜き抵抗力を確認、検討する。設計・施工マニュアル化に向けた整理。
施工方法	斜杭の施工方法	既往の施工実績から施工可能と判断。	±1度の範囲内で精度よく施工(削孔)することが可能と判断(国内(地盤補強が多)と海外の施工実績から)。	施工実績の整理。制約条件下での施工シミュレーションを実施(共同研究)。適用性の検討。設計・施工マニュアル化に向けた整理。
	施工管理方法	グランドアンカー等の施工管理方法等を参照。	当工法に適用するように施工管理方法をまとめた。	施工管理方法および基準値等を見直し。施工管理シートの作成。設計・施工マニュアル化に向けた整理。

4.1.3 研究計画

表-4. 1. 5に高耐力マイクロパイル工法の研究成果と今後の予定を示す。

表-4.1.5 高耐力マイクロパイル工法 研究成果と今後の予定



【参考文献】

1)建設省土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その1)、平成12年5月

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、平成12年2月

3)地盤工学会基準：杭の引抜き試験方法・同解説、平成4年11月

4.2 STマイクロパイル工法

4.2.1 研究成果

本年度の研究成果として、以下の内容を報告する。

(1) 試験施工報告

(2) 引抜き載荷試験および支持力特性の検討

(3) 水平載荷試験および水平抵抗特性の検討

(4) 載荷試験結果を考慮した耐震補強に関する解析的検討

(5) 改良体の出来形・品質に関する検討

（1）試験施工報告

本工法は、セメントミルクの高圧噴射攪拌による改良体の中に、芯材として節付き高張力鋼管を挿入し、小口径鋼管で大きな支持力を期待する工法である。これまで鉛直押込み載荷試験[1),2)]を実施してきたが、ここでは、本工法の引抜き支持力・水平抵抗特性を検討するため、実大規模の試験施工を行った。

a）試験杭の構造

試験杭の構造一般図を**図-4.2.1**、構造諸元を**表-4.2.1**に示す。施工場所の土質条件は、比較的ゆるい細砂層と良く締まった砂礫層で構成されている。改良体は $1m^3$ 当たりのセメント量が 1,000kg、W/C=68%のセメントミルクを高圧噴射攪拌[3)]で施工したものである。後述するように、改良体造成径は杭頭付近の細砂層でφ1,000mm、杭先端付近の砂礫層ではφ900mm程度の出来形であった。また、改良体中に挿入した芯材鋼管はφ165.2mm,t=11mmの高張力鋼管で、改良体との荷重伝達機能を向上させるために表面にビード突起（h=2.5mm以上）を施したものである。なお、鋼管内および鋼管と削孔壁間に充填する注入グラウトは、W/C=50%、圧縮強度 $30N/mm^2$ 以上のセメントミルクを注入した。

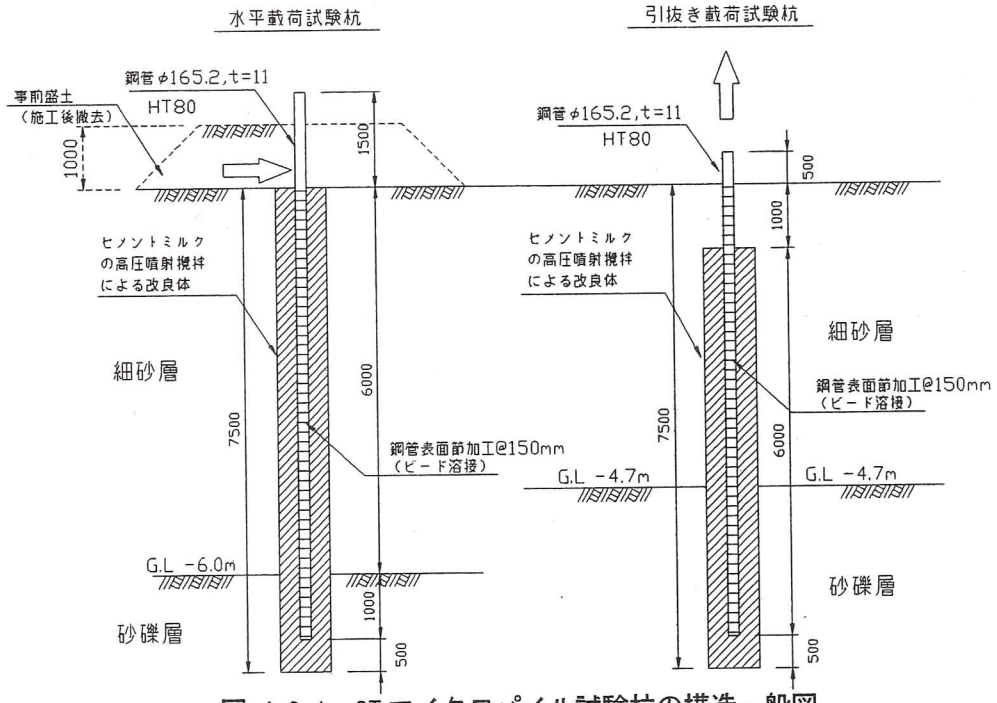


図-4.2.1 STマイクロパイル試験杭の構造一般図

表-4.2.1　試験杭の構造諸元

項　　目	規　　格	諸　　元	備　　考
鋼　　管	機械構造用高張力鋼管 HT80	耐力（$\sigma_{0.2}$）＝690N/mm^{2}以上 引張強さ　＝790N/mm^{2}以上	ビード溶接(h=2.5mm 以上) による節加工 150mm 間隔
注入グラウト	セメントミルク W/C=50%	圧縮強度　＝30N/mm^{2}以上	鋼管内および鋼管と削孔壁 間に充填
改　良　体	セメントミルク W/C=68%	実測造成径 ϕ1,000mm～ϕ900mm	セメントミルクの高圧噴射 攪拌による改良体

b）試験杭の施工方法

図-4.2.2 に施工手順を示す。施工はセメントミルクの高圧噴射攪拌によって円柱状の改良体を造成後、オーガ削孔し鋼管を建込み、鋼管と孔壁間をセメントミルクで充填・定着した（写真-4.2.1～4.2.4）。

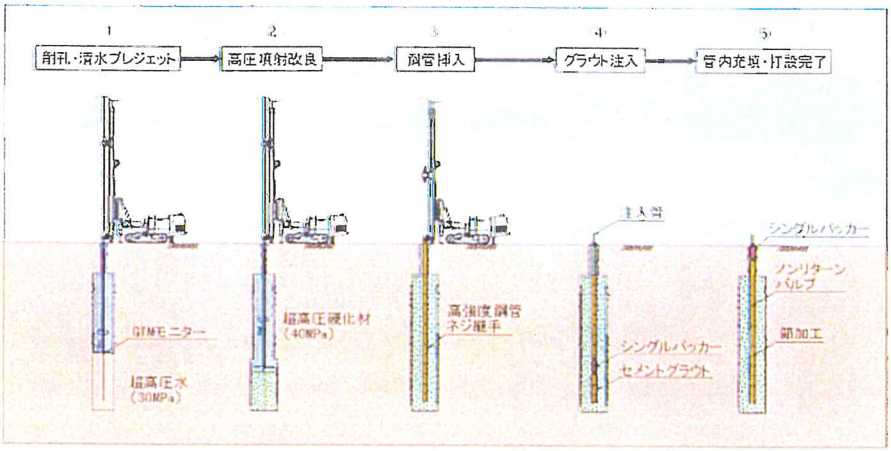


図-4.2.2　標準施工手順図



写真-4.2.1　噴射テスト



写真-4.2.2　改良体造成状況

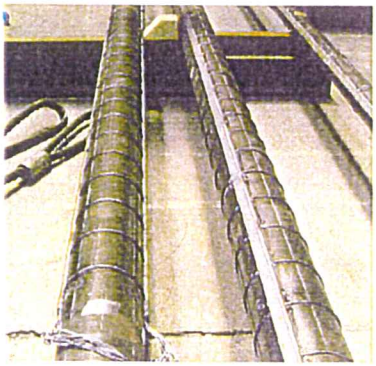


写真-4.2.3　芯材鋼管（節加工）



写真-4.2.4　セメントミルク注入

c）試験杭の施工仕様

①高圧噴射攪拌による改良体造成

高圧噴射攪拌による造成システム[3)]を図-4.2.3に、造成仕様を表-4.2.2、硬化材（セメントミルク）の配合を表-4.2.3に示す。

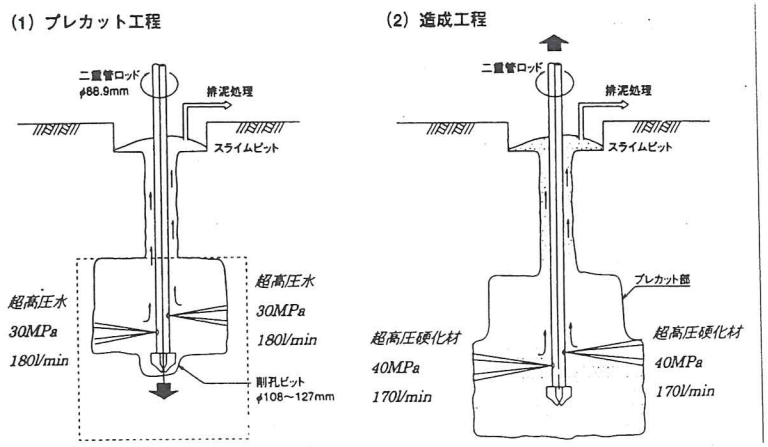


図-4.2.3　高圧噴射攪拌による造成システム（MONO）

表-4.2.2　高圧噴射攪拌による造成仕様（MONO）

工　　程	項　　目	設　定　値
プレカット工程 (清水噴射)	プレカット速度	1分／m
	清水吐出圧力	30MPa
	清水吐出流量	180ℓ／min
造成工程 (硬化材セメントミルク噴射)	引き上げ速度	4分／m
	硬化材吐出圧力	40MPa
	硬化材吐出流量	170ℓ／min

表-4.2.3　硬化材（セメントミルク）1m³当たりの配合

水セメント比 W/C	セメントC (普通セメント)	水 W	混和材	備考
68%	1,000kg	668kg	15kg	

②注入グラウト

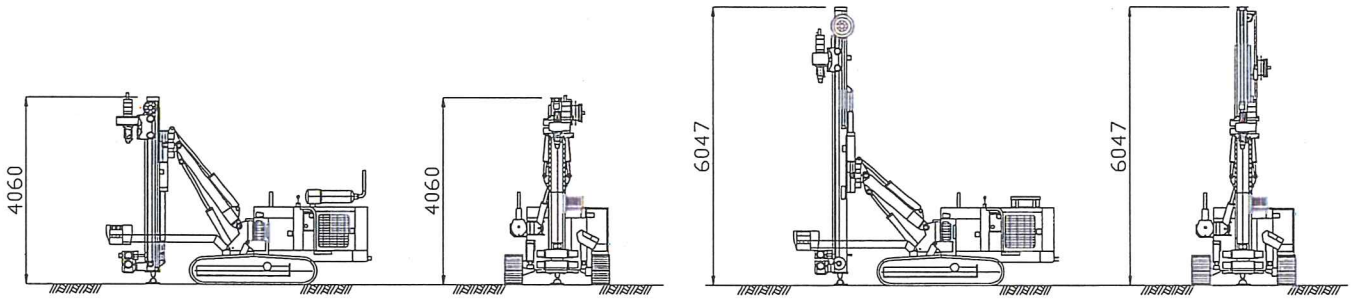
鋼管および鋼管と削孔壁間に充填・注入するセメントミルクの配合を表-4.2.4に示す。

表-4.2.4　注入グラウト（セメントミルク）1m³当たりの配合

水セメント比 W/C	セメントC (普通セメント)	水 W	混和材	備考
50%	1,230kg	595kg	18kg	

d）ベースマシン仕様

今回の試験施工では、図-4.2.4 に示すような標準マスト（H=6m）と低空間用のショートマスト（H=4m）のベースマシン２台を使用した。



（ショートマスト）　　（標準マスト）

図-4.2.4　試験施工に用いたベースマシン（SOILMEC SM-400）

e）改良体出来形

改良体出来形を写真-4.2.5～写真 4.2.7 に示す。引抜きおよび水平載荷試験杭とも、杭頭付近の改良体造成径は約 1,000mm であり、杭先端付近（砂礫層）では約 900mm の出来形であった。

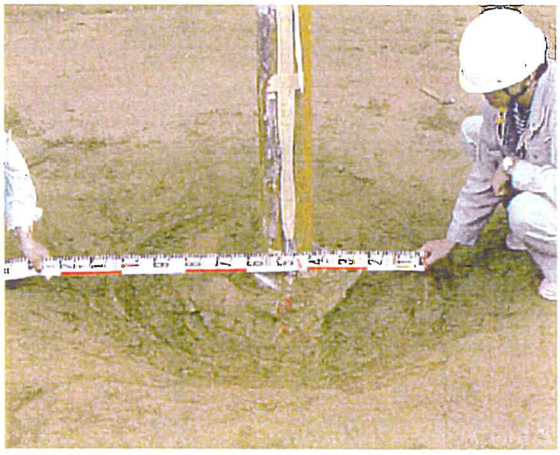


写真-4.2.5　水平載荷試験杭杭頭

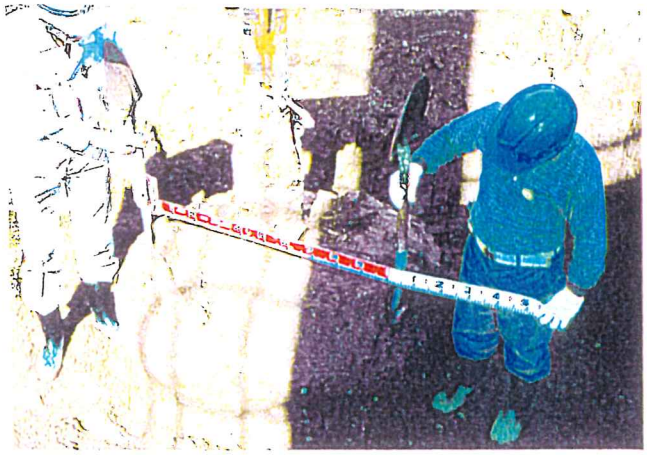


写真-4.2.6　引抜き載荷試験杭杭頭

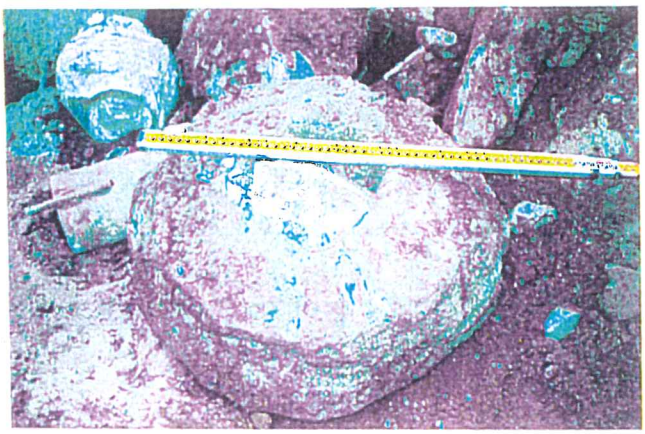


写真-4.2.7　引抜き載荷試験杭先端

（2）引抜き載荷試験および支持力特性の検討[4)]

a）計測位置図および試験状況

図-4.2.5 に試験杭の計測位置図を示す。計測項目としては、杭頭の鉛直変位、杭体のひずみ計測として鋼管表面に 8 断面ひずみゲージを貼付した。

引抜き載荷試験状況を写真-4.2.8 に示す。載荷は 2,500kN ジャッキ 2 台にて、450kN ピッチで引抜き荷重を与えた。

写真-4.2.9 には載荷試験終了時の杭頭付近の地盤状況を示す。地表面のひび割れや隆起の観測から、改良体直径 1m に対し、周辺地盤への影響は約 2.5m であった。

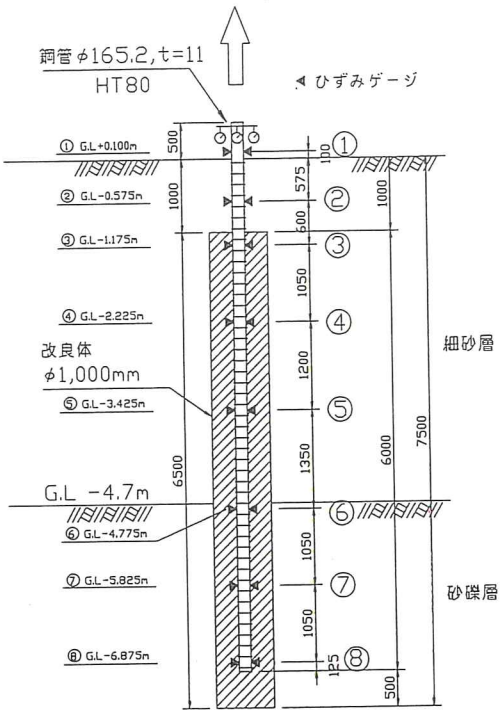


図-4.2.5　引抜き載荷試験　計測位置図

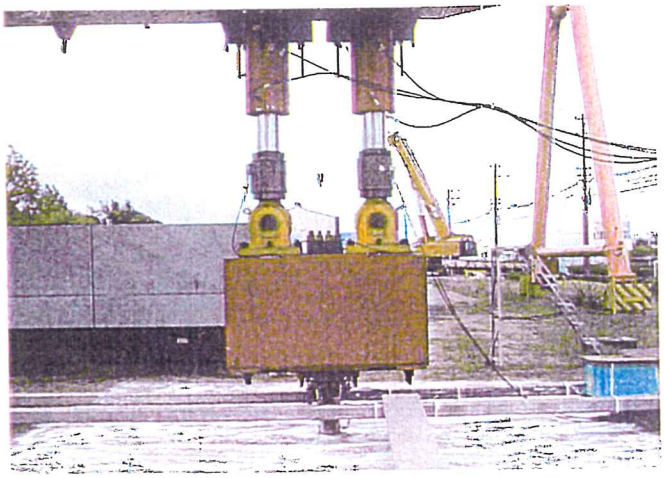


写真-4.2.8　引抜き載荷試験状況

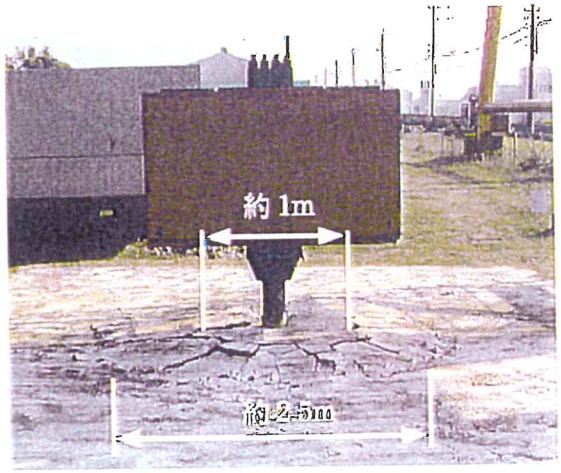


写真-4.2.9　載荷試験終了時の杭頭地盤状況

b）試験結果

①荷重～変位関係

引抜き荷重～杭頭鉛直平均変位の関係を図-4.2.6 に示す。1,800kN 付近から変位の増分が大きくなり、最大荷重は 2,565kN となった。別途整理した LogP～LogS 関係の勾配変化点から降伏支持力は 1,800kN、変位の進行程度から杭の極限支持力は 2,565kN と判定した。

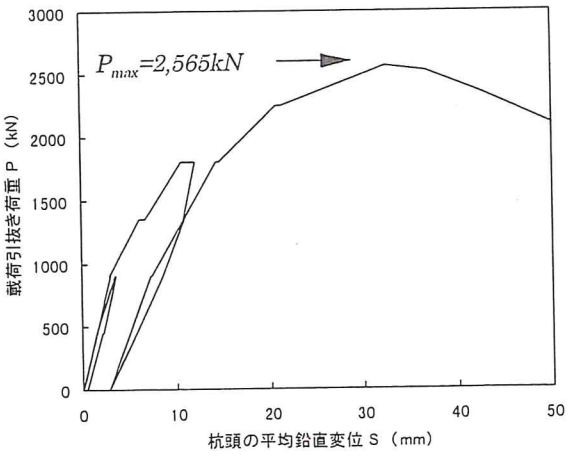


図-4.2.6　引抜き荷重～杭頭変位関係

②軸力分布

鋼管の平均軸ひずみに、鋼管軸剛性 EA を乗じて求めた軸力分布を図-4.2.7 に示す。改良体天端から深度に応じて、ほぼ三角形状に軸力が低下していることから、試験杭の摩擦抵抗が改良体全長に渡って発揮していることが分かる。

③周面摩擦力度分布

図-4.2.8 には上記軸力から、改良体の直径（実測値 φ 1m）で整理した周面摩擦力度～各区間の平均相対変位の関係を示す。また、図-4.2.9 には周面摩擦力度の深度分布と、以下の式より算出した最大周面摩擦力度の推定値（太線）を示す。

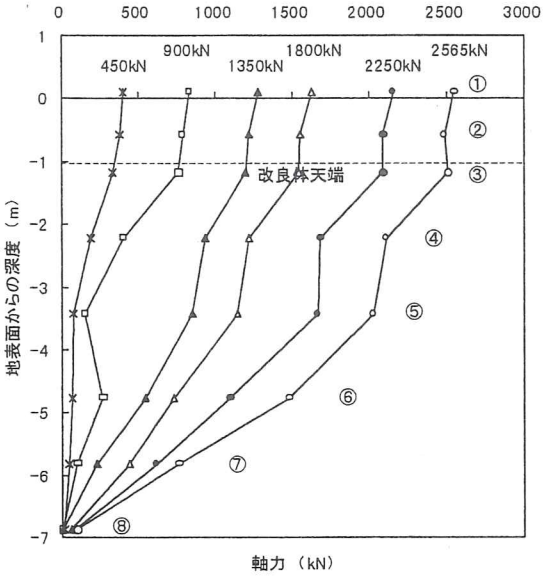


図-4.2.7 軸力分布

$$\tau_{max} = 5N \ (kN/m^2) \quad \text{（ただし、上限値 } 200kN/m^2\text{）} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式 4.2.1）}$$

最大周面摩擦力度の推定値は道路橋示方書Ⅳ[5]の「場所打ち杭」を準用したものであり、押込み載荷試験に加えて引抜き載荷試験においても、試験時の最大周面摩擦力度は概ね推定値を満足しているものと考えられた。

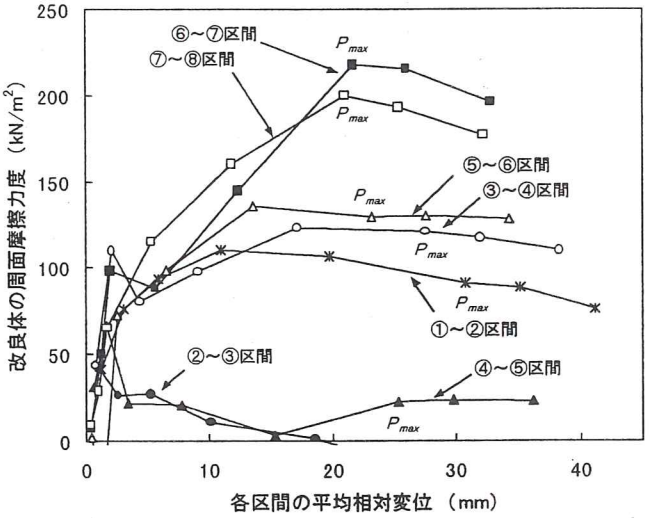


図-4.2.8 改良体周面摩擦力度～区間平均変位の関係

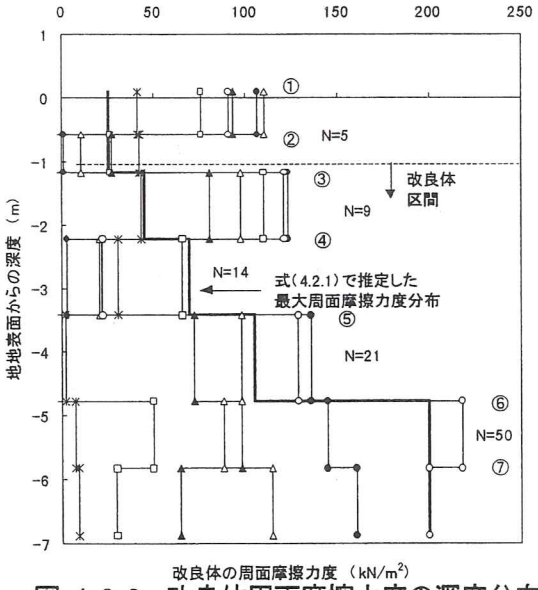


図-4.2.9 改良体周面摩擦力度の深度分布

④鋼管の付着性能

図-4.2.10 は室内試験から提案した節付鋼管の付着強度の上限値を表したものである。室内試験は、節突起間隔、溶接高さ、セメントミルク強度をパラメータとした棒鋼の付着性能試験[6]を実施したものであり、付着曲線（τ～δ）における見かけの降伏

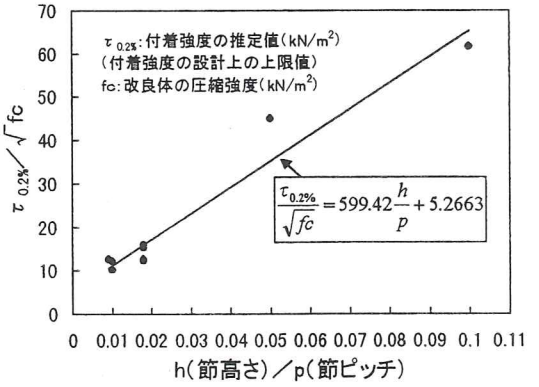


図-4.2.10 付着強度（設計上の上限値）の推定方法

付近の付着強度（$\tau_{0.2\%}$）を設計上の上限値とした。

ここでは、引抜き載荷試験中に発生した鋼管付着応力と室内試験により推定した付着強度の上限値（図-4.2.10）との比較を行う。図-4.2.11に各区間において鋼管周面に発生した付着応力の最大値を示す。同図より、試験中の最大値が推定した付着強度の上限値よりも小さく、また、試験終了後の杭体試掘において鋼管のずれ跡などがないことから、十分な鋼管の付着性能を発揮していることが確認できた。

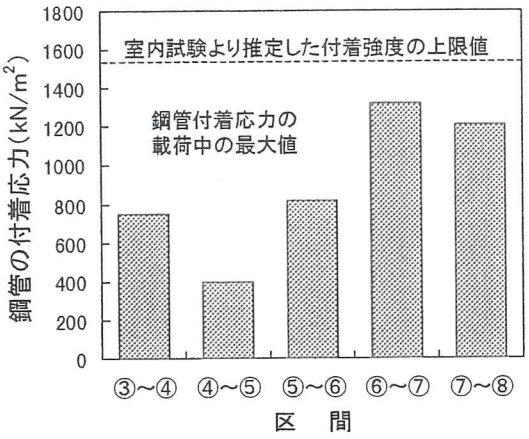


図-4.2.11　載荷中の鋼管の付着応力（最大値）

c）杭頭の軸方向バネ定数K_vの検討

今回を含めた本工法の載荷試験結果（5例：表-4.2.5）から、杭頭の軸方向バネ定数K_vの推定方法について検討する。今回の検討方法としては、試験時の実測K_v（降伏支持力時の荷重～変位の割線勾配）を基に、鋼管のみの軸剛性EA、杭長Lを用いてa値を逆算した。本来は改良体（剛性や改良体の有無区間の影響）を考慮したK_v推定方法を検討すべきだが、ここでは、簡便的な方法で初期検討を行った（図-4.2.12）。

表-4.2.5　STマイクロパイルの載荷試験例

	試験場所	載荷試験	杭長L（鋼管長）	鋼管径D	L/D	備　考
NO.1	茨城県鹿島郡	引抜き載荷	7.0m	0.165m	42.4	
NO.2	茨城県鹿島郡	押込み載荷	5.0m	0.165m	30.3	
NO.3	兵庫県西宮市	押込み載荷	8.5m	0.165m	51.5	*
NO.4	兵庫県西宮市	押込み載荷	11.5m	0.165m	69.7	*
NO.5	兵庫県西宮市	押込み載荷	14.5m	0.165m	87.9	*

＊ 極限支持力までの載荷を行っていないため、ワイブル曲線から推定した降伏支持力、降伏変位で検討を行った

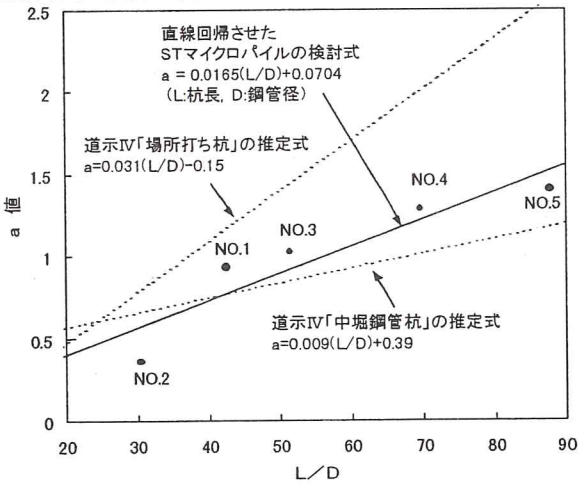


図-4.2.12　杭頭バネ定数Kvの検討

$$K_v = \mathrm{a}\frac{A_p E_p}{L} \quad (kN/m) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{（式 4.2.2）}$$

A_p：鋼管断面積　(m^2)

E_p：鋼管の弾性係数　(kN/m^2)，L：杭長（鋼管部）(m)

$\mathrm{a} = 0.0165(L/D) + 0.0704$（検討式），$L$：杭長（鋼管部）$(m)$，$D$：鋼管径$(m)$

d）引抜き載荷試験のまとめ

①本工法の引抜き方向の支持力特性は、押込み方向と同じく、道路橋示方書Ⅳ「場所打ち杭」を準用して推定した改良体の最大周面摩擦力度を確保できた。

②節付鋼管の付着性能は、押込み載荷時と同じく、室内試験結果から設定した付着強度を確保できた。

③本工法の軸方向バネ定数K_vを推定するための初期検討として、鋼管の諸元のみを対象としたK_vの推定方法を検討した。今後の載荷データの積み重ねによって、さらなる検討が必要と考えられる。

よる地盤の塑性化と改良体の局部的な破壊によるものと考えられる。また、杭頭変位の小さな範囲では、改良体の一部の曲げ剛性も杭の水平抵抗に寄与し、解析結果に比べて試験結果の初期剛性が高いものと考えられた。**図-4.2.17**には、杭体降伏時の試験結果（P=160kN）と非線形解析による曲げモーメント分布を示す。ひずみが測定できた断面が少ないため、十分な整合性は確認できないものの、杭の水平抵抗に大きな影響を及ぼす範囲の分布形状は概ね一致していると考えられた。

ｄ）水平載荷試験結果のまとめ

①改良体による水平地盤抵抗の増大効果により、杭の降伏耐力を増加させ、水平変位を大幅に低減させることができる。

②水平抵抗の評価手法としては、改良体の曲げ剛性は期待しないが、改良体のある範囲が水平地盤抵抗を負担できるものと考えられた。この地盤抵抗幅（水平抵抗に関する計算上の杭径）としては、今回は改良体出来形φ1,000mm、鋼管径φ165.2mmに対して500mmと考えられる。

③上記の考え方で非線形解析を行った結果、載荷点の水平変位が100mm程度までは解析と試験結果の整合性を確認できた。この時の地表面での水平変位は約70mmであり、改良対出来形の7%、地盤抵抗幅（計算上の杭径）の約15%に相当した。

（４）載荷試験結果を考慮した耐震補強に関する解析的検討[9]

昨年度も既設基礎の耐震補強に関する試設計を報告[10]したが、本工法の水平抵抗については、改良体まで含めた抵抗特性を考慮していなかった。今回は、試験施工～水平載荷試験を考慮した増し杭（STマイクロパイル）の水平抵抗等をモデル化し、既設基礎の補強効果について検討を加えた。

ａ）試算検討モデル

検討モデルは旧基準で設計された単柱式T型道路橋脚（PC杭基礎）であり、既設基礎を囲むように増し杭補強を想定した（**図-4.2.18**）。検討方法としては道路橋示方書Ⅳ[5]の地震時保有水平耐力法に基づき、既設杭と増し杭を含めたラーメン構造として非線形フレーム解析を行った（解析コード：RESP-T）。なお、既設基礎の設計条件や、荷重分担等の補強設計の考え方に関しては昨年度報告書[11]を参照されたい。検討ケースとしては非液状化時を対象とし、前報と同様に改良体の水平抵抗を期待しないCASE1、改良体の水平抵抗を期待するものとしてCASE2、CASE3とした（**表-4.2.7**）。

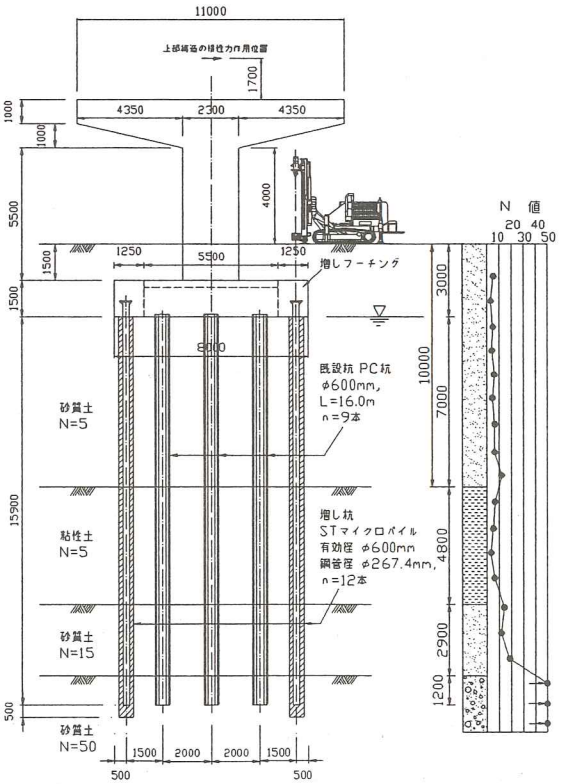


図-4.2.18　既設基礎の耐震補強検討モデル

表-4.2.7　検討ケースおよびモデル

解析ケース	鋼管径 (mm)	鋼管肉厚 (mm)	改良体直径 (mm)	水平地盤抵抗幅　(mm) (水平抵抗に関する計算上の杭径D)	増し杭本数
CASE1	267.4	15	600	D = 267.4 (改良体の水平地盤抵抗無視)	12
CASE2	267.4	15	600	D' = 450 (改良体の水平地盤抵抗考慮)	12
CASE3	216.3	12	600	D' = 350 (改良体の水平地盤抵抗考慮)	12

b）増し杭の各抵抗特性のモデル化

ラーメン構造による非線形解析モデルを図-4.2.19 に示す。

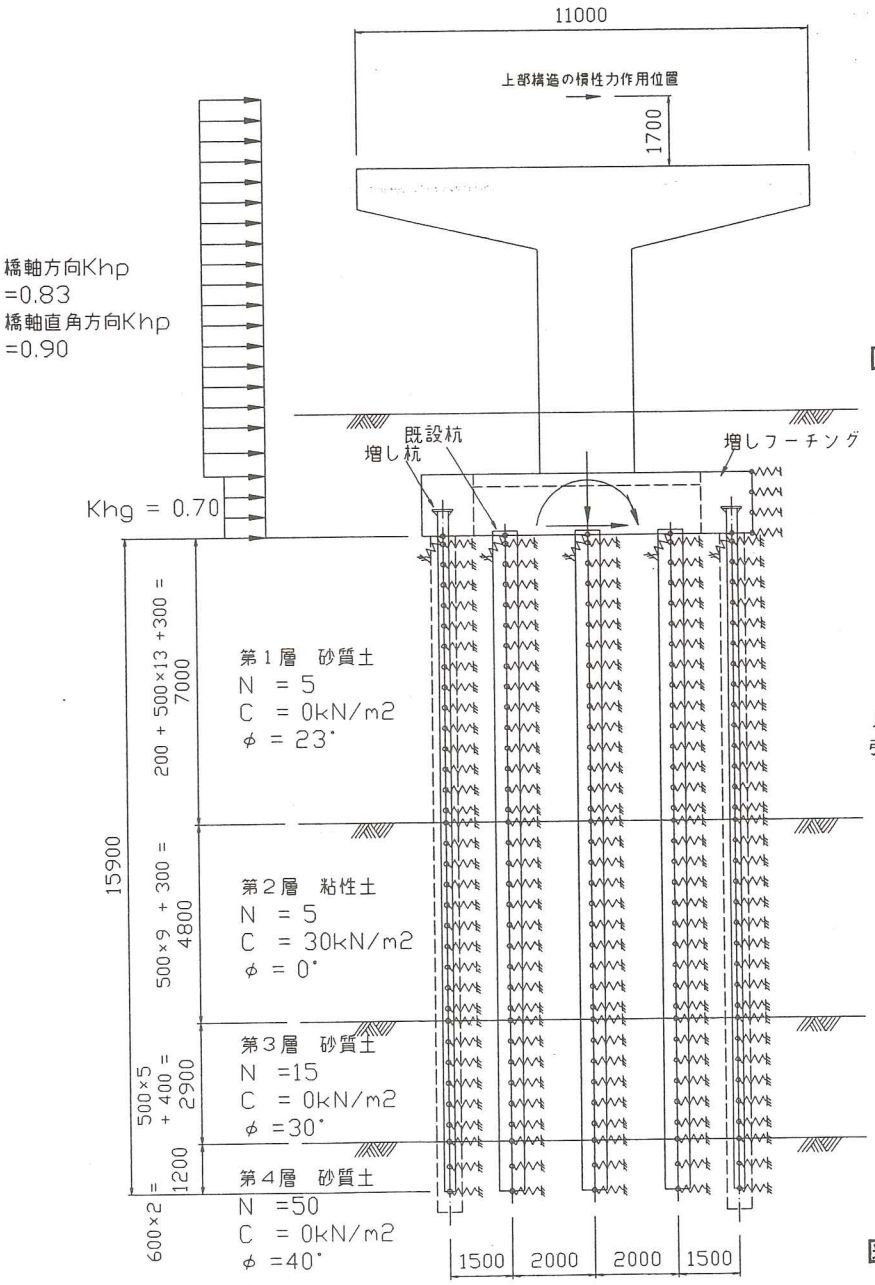


図-4.2.19　ラーメン構造の解析モデル

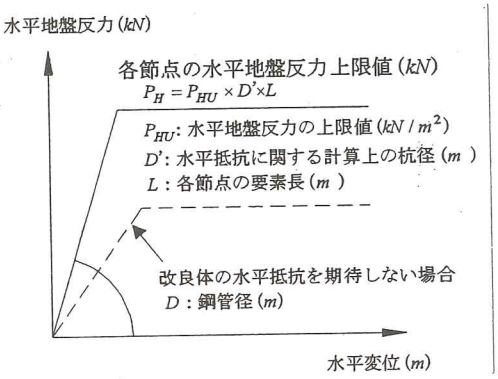


図-4.2.20　増し杭の各節点水平バネ

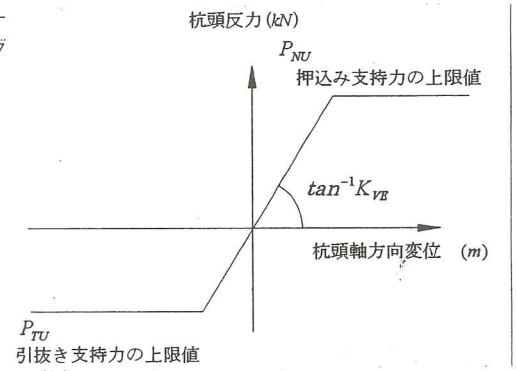


図-4.2.21　杭軸方向の抵抗特性
（杭頭軸方向バネ）

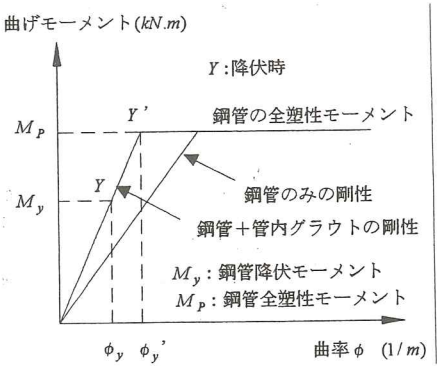


図-4.2.22　杭体の M～φ関係（増し杭）

①増し杭の軸直角方向抵抗特性

今回の水平載荷試験および解析結果を考慮し、杭の曲げ剛性には改良体を期待しないが、改良体のある範囲を水平地盤抵抗の増大要素（水平バネの増大）として期待するものとし、軸直角方向の抵抗特性を**図-4.2.10** に示すようにモデル化した。ここで、改良体による水平地盤抵抗幅（水平抵抗に関する計算上の杭径）は鋼管径や改良体直径によって変化すると考えられるが、試験結果を考慮し、今回は**図-4.2.23、表-4.2.7** のように設定した。

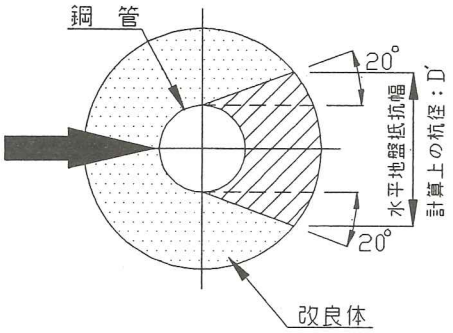


図-4.2.23 改良体の水平地盤抵抗の設定

②増し杭の軸方向抵抗特性

増し杭の軸方向抵抗特性は**図-4.2.21** のようにモデル化した。支持力の上限値に関しては、押込みおよび今回の引抜き載荷試験結果から、改良体直径を杭径とする道路橋示方書Ⅳ「場所打ち杭」支持力推定式を準用して求めた。また、軸方向バネ定数 Kv に関しては、これまで実施してきた載荷試験結果を参考に、（1） c）で簡便的に求めた推定式により設定した。

③杭体の曲げモーメントM～曲率φ関係

杭体のM～φ関係を**図-4.2.22** に示す。杭の水平変位が増加すると改良体にひび割れが生じ、改良体自体の曲げ抵抗はあまり期待できないため、杭体の曲げ剛性EIは芯材鋼管と鋼管内に充填したグラウトを考慮するものとした。算定方法としては、道路橋示方書Ⅳのバイリニア型の鋼管杭を基準とし、鋼管部材のみを評価した降伏モーメント M_y および全塑性モーメント M_u を求め、鋼管内のグラウトを考慮した曲げ剛性 EI によって曲率 ϕy、$\phi y'$ を算定する。これは鋼管内にグラウトを充填した杭体の曲げ試験結果[12]から、鋼管内のグラウトは杭体の曲げ剛性 EI の増加としては効果があることを考慮したものである。

$$\phi_y' = M_p / EI \quad \cdots\cdots \text{（式 4.2.3）}$$

$$\phi_y = M_y / EI \quad \cdots\cdots \text{（式 4.2.4）}$$

M_p: 鋼管のみを考慮した道示Ⅳから求まる全塑性モーメント$(kN.m)$

M_y: 鋼管のみを考慮した道示Ⅳから求まる降伏モーメント$(kN.m)$

EI : 鋼管および管内グラウトも考慮した曲げ剛性$(kN.m^2)$

ϕ_y': グラウトの曲げ剛性も考慮した勾配変化点の曲率$(1/m)$

ϕ_y: グラウトの曲げ剛性も考慮した降伏時の曲率$(1/m)$

c）試算検討結果

検討結果として、**図-4.2.24** に荷重～変位関係（橋軸直角方向）を示す。改良体の水平抵抗を無視したCASE1に対して、CASE2の基礎の降伏時荷重（既設杭全列が降伏したとき）は1.2倍程度増加しており、改良体の水平地盤抵抗を考慮する有効性が確認できた。

図-4.2.25 には設計水平荷重作用時に、各杭に生じたせん断力を示す。本検討においては、設計水平

荷重（5,534kN）に対して、基礎の降伏状態には余裕があるものの、既設ＰＣ杭のせん断耐力照査で増し杭諸元が決定されており、増し杭が負担できるせん断力のオーダーが設計上大きなポイントとなっている。検討結果では、CASE2 のように増し杭が受け持つ水平地盤反力の増加により既設杭に生じるせん断力を大幅に低減させ、CASE3 のように鋼管径を１ランク下げても設計照査を満足する結果が得られた。

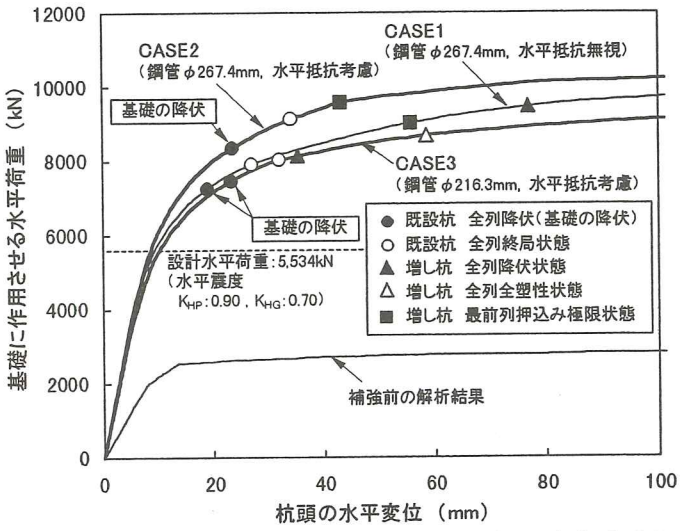


図-4.2.24　補強検討結果：P～δ関係（橋軸直角方向）

d）試算検討結果のまとめ

今回の試算検討により、改良体の水平地盤抵抗を考慮することによって基礎の水平耐力をさらに増加できることが分かった。また、旧基準で設計・構築された既設基礎の補強では、既設杭のせん断耐力照査も重要な事項であり、その場合、既設杭と増し杭の水平荷重分担が大きなポイントとなる。今回の検討では、改良体の水平地盤抵抗を考慮することによって、増し杭が負担できる水平荷重が増加し、既設ＰＣ杭に作用するせん断力を低減できることが分かった。

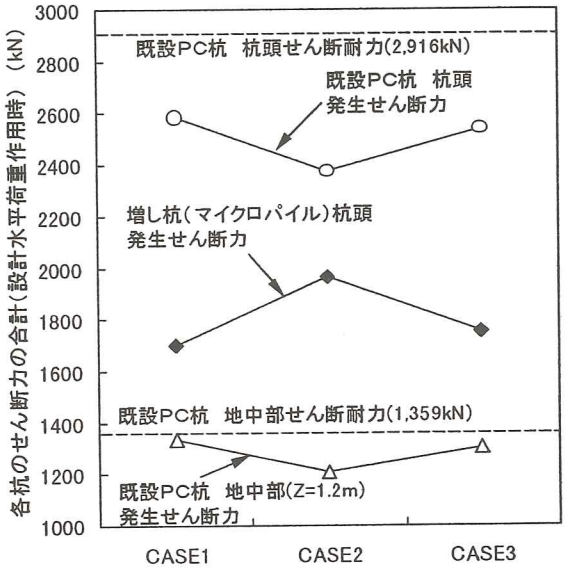


図-4.2.25　補強検討結果：各杭のせん断力（橋軸直角方向）

（５）改良体の出来形・品質に関する検討

本工法はセメントミルクの高圧噴射攪拌による改良体に小口径鋼管を設置する新工法であるが、様々な地盤条件に対する改良体の出来形・品質に関しては、試験施工やチェックボーリング等によって確認していく必要があると考えられる。ここでは、これまでの試験施工による改良体の造成径・圧縮強度のデータを収集し、設計・計画時の目安となるようなデータ整理を実施した。

ａ）高圧噴射攪拌による改良体造成径

①造成方法の分類

本工法に併用する高圧噴射攪拌工法[3)]は、以下に示すように３つの造成（改良）方法がある。

- 材料噴射系（ MONO ）
- 空気・材料噴射系（ DOUBLE ）
- 清水・空気・材料噴射系（ TRIPLE ）

DOUBLE、TRIPLE の方法は地盤改良工事に適用されており、大きな噴射エネルギーを与えることによって、大きな改良体造成径を確保するものである。一方、材料噴射系（MONO）は、造成時に硬化材（セメントミルク）のみを噴射する方法であり、DOUBLE、TRIPLE と比べて改良体の造成径は小さくなるが、比較的高い強度の改良体を造成することが可能である。したがって、ST マイクロパイルに併用する高圧噴射攪拌は、材料噴射系（MONO）による施工を基本としている。

②改良体の造成径

図-4. 2. 26 は改良体造成径へ影響を与えるパラメータである。影響因子としては、施工時に地盤へ与えるエネルギー、対象地盤の特性、硬化材の特性等が挙げられるが、ここでは、噴射エネルギーと改良体造成径の関係を整理することとする。

改良体単位長さ当たりに与えられる総噴射エネルギーは以下のように表される。

総噴射エネルギー　$E_{it} = E_{ig} + E_{iw} + E_{ia}$ ……（式 4.2.5）

E_{it}: 総噴射エネルギー(MJ/m)

E_{ig}: 硬化材噴射エネルギー(MJ/m)

E_{iw}: 清水噴射エネルギー(MJ/m)

E_{ia}: 圧縮空気の噴射エネルギー(MJ/m)

ここに、各エネルギー $E = P \times Q \times V$

P：吐出圧力　(MPa)

Q：吐出流量　$(m^3/\min)$

V：ロッド速度　$(\min/m)$

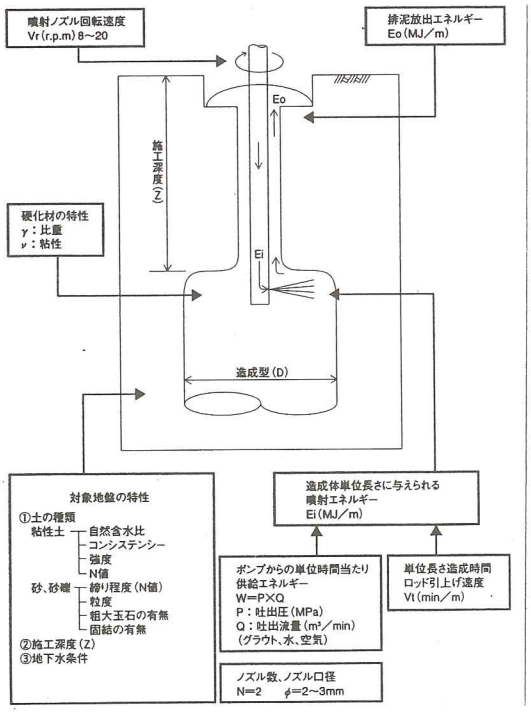


図-4. 2. 26　改良体造成径に影響を与えるパラメータ

図-4.2.27 に、主として海外での施工実績に国内の実績を追加した総噴射エネルギーと改良体造成径の関係を示す。施工実績（●）はDOUBLE、TRIPLEによる造成方法のデータであり、STマイクロパイルに併用するMONOの試験施工データ（○）を追加したものである。これらのデータに地盤特性のパラメータを追加していく必要があるが、噴射エネルギーの増減による改良体造成径の傾向が把握できる。また、TRIPLE、DOUBLEと比較して、圧縮空気の有無が造成径に与える影響が大きく、同エネルギーに対してMONOの造成径が小さくなることが分かる。

表-4.2.8 には材料噴射系（MONO）で造成された試験施工の一覧、**図-4.2.28** に噴射エネルギーと改良体造成径の関係を示す。STマイクロパイルの改良体造成径はφ600mm～1000mm程度を想定している。さらなるデータ収集が必要であるが、これらの施工データが設計・計画時の資料とすることができると考えられる。なお、今後は支持力や水平抵抗特性を考慮し、鋼管径に対する改良体造成径のバランス、標準仕様などを設定していく予定である。

表-4.2.8　試験施工一覧表（造成方法 MONO：STマイクロパイル仕様）

NO	試験場所	対象土質	N値	地下水位	プレカット	硬化材仕様 (W/C)	総噴射エネルギー (MJ/m)	実測改良体造成径(mm)
1	長崎県	粘性土	3～5	有り	無し	100	27.2	900
2	兵庫県	砂　礫	15	有り	無し	83	20.4	700
3	兵庫県	砂　礫	15	有り	有り	83	25.8	800
4	兵庫県	砂　礫	15	有り	無し	70	18.0	700
5	兵庫県	砂　礫	15	有り	有り	70	23.4	800
6	茨城県	細　砂	5～15	無し	無し	68	27.2	1000
7	茨城県	砂　礫	30～50	有り	有り	68	32.6	900

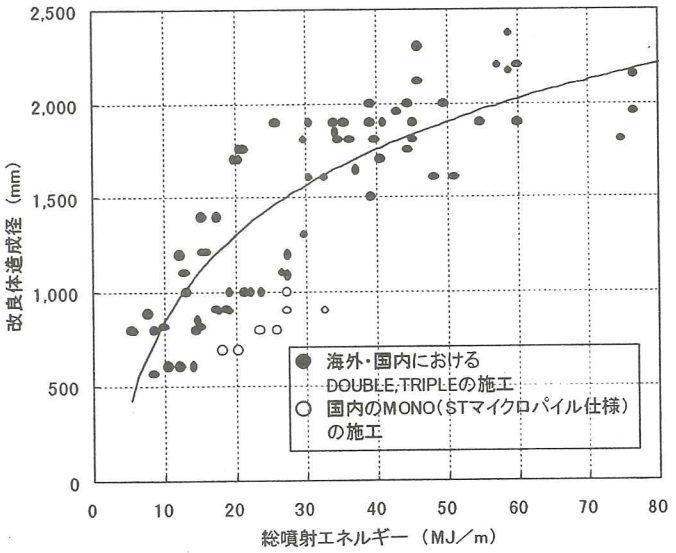


図-4.2.27　噴射エネルギー～改良体造成径の関係
（DOUBLE, TRIPLE, MONO）

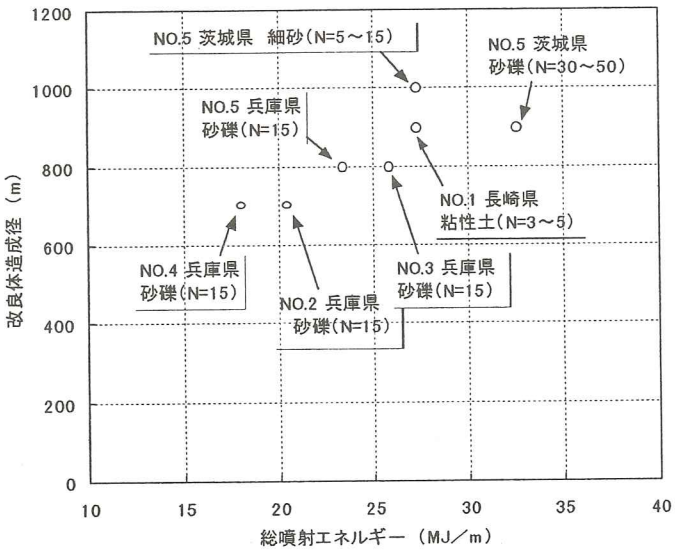


図-4.2.28 噴射エネルギー～改良体造成径の関係
（造成方法 MONO：STマイクロパイル仕様）

b）改良体の圧縮強度

改良体の圧縮強度は鋼管の付着性能など、杭の支持力等との関係があり、設計時には改良体圧縮強度の設定が必要である。ここでは、これまでの試験施工データを整理することにより、設計・計画時の圧縮強度の推定資料について検討する。

① 改良体の圧縮強度試験結果

ST マイクロパイルの試験施工で実施した改良体の圧縮強度試験結果を**表-4.2.9～4.2.11** に示すが、深度に応じて改良体の圧縮強度は大きくなる傾向が確認できる。また、ばらつきはあるものの、支持層である砂礫層では 10N/mm^2 以上の圧縮強度を確保している。

表-4.2.9　兵庫県（平成 10 年実施：試掘頭部コア採取）改良体圧縮強度試験結果

NO	深度 (m)	造成方式	硬化材（セメントミルク）配合		地盤条件	造成径 (mm)	一軸圧縮強度 (N/mm^2)
			W/C (%)	セメント量 (kg/m^3)			
A	-1.5	MONO	83	860	砂　礫	700	9.4
B	-1.5					800	5.5
C	-1.5		70	960		700	10.6
D	-1.5					800	7.4

表-4.2.10　茨城県（平成 11 年実施：コアボーリング）改良体圧縮強度試験結果

NO	深度 (m)	造成方式	硬化材（セメントミルク）配合		地盤条件	造成径 (mm)	一軸圧縮強度 (N/mm^2)
			W/C (%)	セメント量 (kg/m^3)			
E	-1.7	MONO	68	1,000	細　砂	1,000	4.1
F	-2.1						6.1
G	-2.5						7.0
H	-3.1						7.8
I	-3.7						9.4
J	-4.1						12.0
						平均	7.7
K	-4.7	MONO	68	1,000	砂　礫（支持層）	1,000	12.5
L	-4.8						35.1

表-4.2.11　茨城県（平成 12 年実施：ブロックサンプル）改良体圧縮強度試験結果

NO	深度 (m)	造成方式	硬化材（セメントミルク）配合		地盤条件	造成径 (mm)	一軸圧縮強度 (N/mm^2)
			W/C (%)	セメント量 (kg/m^3)			
M	-3.0	MONO	68	1,000	細　砂	1,000	11.7
N	-5.5				砂礫(支持層)	900	18.2

②セメント添加量と圧縮強度の関係

図-4.2.29～4.2.30 に改良体の対象土量 1m³ 当たりのセメント添加量と改良体圧縮強度の関係を示す。これらのデータは国内において施工した高圧噴射攪拌工法のデータ（MONO,DOUBLE,TRIPLE）である。なお、セメント添加量は実測の改良体造成径に対して、以下のように算出した。

$$\text{セメント添加量}(kg/m^3)=\frac{1m\text{当たりセメント噴出量}(kg)}{1m\text{当たり改良対象土量}(m3)}=\frac{\text{流量}(m^3/\min)\times\text{速度}(\min)\times\text{単位セメント量}(kg/m^3)}{(\text{（改良体実測径）}^2\times\pi/4)\times 1m}$$

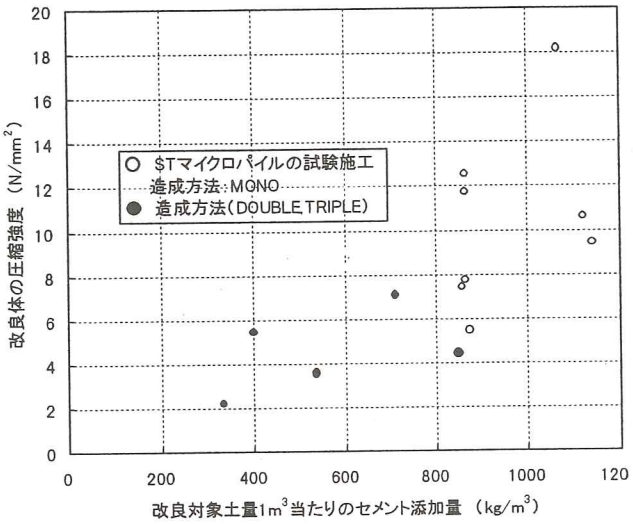


図-4.2.29　セメント添加量～圧縮強度（砂質土）

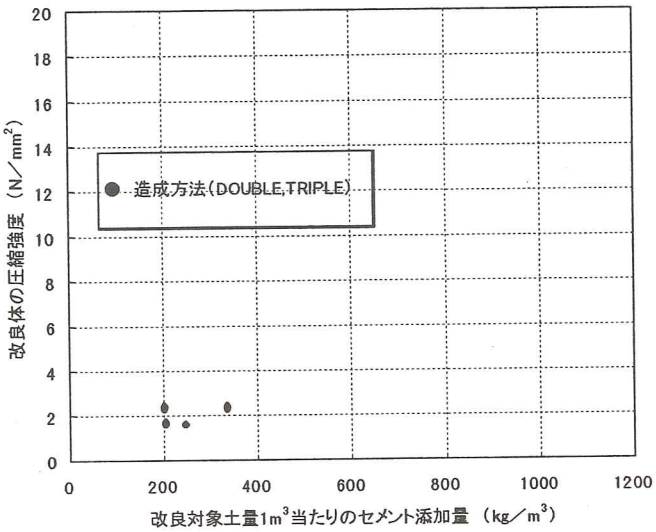


図-4.2.30　セメント添加量～圧縮強度（粘性土）

砂質土の結果に着目すると、造成方法（MONO,DOUBLE,TRIPLE）に関わらず、対象土量に対するセメント添加量が多いほど改良体の圧縮強度が大きくなることが分かる。特に、ST マイクロパイルの試験施工に用いた造成方法（MONO）は硬化材の単位セメント量およびセメント添加量が多いことから、比較的大きな強度が確保できる。一方、現段階では粘性土において、セメント添加量を増加させた MONO の施工実績がないため、今後の試験施工等による確認が必要である。いずれにせよ、改良体強度はセメント添加量との関係が強く、設計時の改良体強度の推定に関しては、このようなデータを参考に、安全側となるように設定することが考えられる。また、前述したように、改良体強度は支持力特性にも関係するため、支持力性能から求められる標準的な改良体の設計基準強度・施工仕様（流量・造成速度等）を設定していく予定である。

表-4.2.12　STマイクロパイル工法の研究課題

分　類	項　目	実施した検討方法	確認された知見・成果	残されている研究課題
材料性能	杭体の圧縮・引張耐力、曲げ剛性・M～φ関係	杭体（高張力鋼管＋グラウト）の圧縮試験、引張試験、曲げ試験を実施した	・圧縮耐力は高張力鋼管＋グラウトの耐力、引張耐力は高張力鋼管の耐力で評価 ・杭体曲げ剛性は高張力鋼管とグラウトの剛性で評価 ・M_y,M_uは高張力鋼管で評価（バイリニア）	・鋼管諸元と改良体のバランス、標準仕様の設定 ・成果の整理とマニュアル化
	継手部（ネジ継ぎ手）含んだ杭体の圧縮・引張耐力、曲げ剛性・M～φ関係	継手部を含んだ杭体（高張力鋼管＋グラウト）の圧縮試験、引張試験、曲げ試験を実施した	圧縮・引張・曲げ試験の結果、カップリングネジ継手を有する杭体においても、上記の考え方で耐力・剛性を評価できることを確認した	
	節加工鋼管の付着性能	セメントミルク固化体の中に定着させた節加工鋼管の室内付着性能試験を実施した	室内試験結果から、節突起仕様（間隔）～セメントミルクの圧縮強度と付着強度の関係式を提案し、鉛直載荷試験杭において付着性能を検証した	・節突起間隔の標準仕様の設定 ・成果の整理とマニュアル化
支持力・水平抵抗	軸方向支持力特性	実大規模の鉛直押込み載荷試験（5本）、引抜き載荷試験（1本）を実施した	改良体造成径を杭径とし、道示Ⅳ「場所打ち杭」を準用して推定した極限支持力を確保できることを確認した（極限状態まで載荷した3例）	・成果の整理とマニュアル化 （・載荷試験データの蓄積）
	軸方向バネ特性	過去5例の鉛直載荷試験結果（P～δ関係）から推定式を検討した	鋼管のL/D,EAを用いて簡便的に推定式を設定した	・成果の整理とマニュアル化 （・載荷試験データの蓄積と推定式の見直し）
	軸直角方向抵抗特性	実大規模の水平載荷試験を実施した	改良体の曲げ剛性は考慮しないが、試験状況から改良体のある範囲が水平地盤抵抗を負担するような評価方法を検討し、試験結果と解析結果の整合性を確認した	・鋼管諸元と改良体のバランス、標準仕様の設定 ・水平地盤抵抗幅の設定手法 ・杭頭結合部の補強仕様の検討 ・成果の整理とマニュアル化
	耐震補強効果	上記載荷試験、実験結果を考慮し、保有水平耐力法による試設計を実施した	改良体の水平地盤抵抗を考慮することによって、基礎の水平耐力をさらに増加できることを確認した	・試設計、補強効果の追加検討（適用範囲の検討）
施　工	改良体造成径	数例の試験施工（試掘）により改良体造成径を確認した	総噴射エネルギーと改良体造成径の関係をデータ整理した	・鋼管諸元と改良体のバランス、標準施工仕様の設定 ・施工仕様・管理基準マニュアル （・施工データの蓄積）
	改良体圧縮強度	試験杭改良体のコアを採取、一軸圧縮強度試験を実施した	セメント添加量と改良体圧縮強度の関係をデータ整理した	・鋼管諸元と改良体のバランス、標準施工仕様の設定 ・施工仕様・管理基準マニュアル （・施工データの蓄積）
	注入グラウトの圧縮強度	試験施工において、プラント採取したグラウト（セメントミルク）の圧縮強度試験を実施した	W/C=50%のセメントミルクで圧縮強度特性を確認した	・成果の整理とマニュアル化
	斜杭の施工方法	類似工法の施工事例調査（高圧噴射改良）	トンネル脚部補強等での高圧噴射改良（斜杭）を参考できるが、杭長の長い施工実績はない	・実試験施工による施工性の確認が必要

4.2.3　研究計画

表-4.2.13にSTマイクロパイルの研究経過と計画を示す。

表-4.2.13　STマイクロパイルの研究経過と計画

	以前	平成11年度	平成12年度	平成13年度
①材料特性				
・高張力鋼管の杭体性能の検討				
・カップリングネジ継手の開発・性能検討				
・節加工鋼管の付着性能の検討				
・鋼管、改良体諸元の標準仕様の設定				
②支持力・水平抵抗				
・押込み載荷試験と支持力特性の検討				
・引抜き載荷試験と支持力特性の検討				
・水平載荷試験と水平抵抗特性の検討				
・耐震補強効果の検討（試設計等）				
・改良体の水平地盤抵抗幅の設定手法				
・杭頭結合部の補強仕様の検討				
③施工方法・管理				
・試験施工による出来形、品質確認				
・改良体造成径のデータ整理、検討				
・改良体強度のデータ整理、検討				
・標準施工仕様、管理基準の設定				
・制約条件に対する施工シュミレーション				
④設計・施工マニュアル（案）				
・研究成果、全体の整理				
・設計・施工マニュアル（案）の作成				

【参考文献】

1) 赤本、岡：埋立地におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験結果，第 34 回地盤工学研究発表会，1999.

2) 村田、黒崎、岡、三木、斉藤：砂質地盤におけるマイクロパイルの鉛直載荷試験（その２），第 35 回地盤工学研究発表会，2000.

3) NIJ 研究会：GTM 工法（高圧噴射攪拌工法）技術資料，1997.

4) 村田、黒崎、小林、岡、三木：地盤改良併用型マイクロパイルの引抜き載荷試験，第 36 回地盤工学研究発表会，2001.（投稿中）

5) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編，1996.

6) 村田、小林、芦原、黒崎：高張力鋼を用いたマイクロパイルの芯材用鋼管の開発（その１）－付着性能試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.

7) 三木、岡、村田、黒崎、小林：地盤改良併用型マイクロパイルの水平載荷試験，第 36 回地盤工学研究発表会，2001.（投稿中）

8) 三木、岡、村田、黒崎、小林：砂質地盤におけるマイクロパイルの水平載荷試験，第 35 回地盤工学研究発表会，2000.

9) 三木、岡、大下、市村：既設基礎の耐震補強に関する検討（その６）－改良体の水平抵抗を考慮したＳＴマイクロパイル工法の試設計－，土木学会第 56 回年次学術講演会，2001.（投稿中）

10) 三木、岡、大下、市村：既設基礎の耐震補強に関する検討（その４）－ＳＴマイクロパイル工法－，土木学会第 55 回年次学術講演会，2000.

11) 建設省土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その１），2000.

12) 村田、小林、芦原、黒崎：高張力鋼を用いたマイクロパイル芯材用鋼管の開発（その２）－材料性能試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会，1999.

4.3 ねじ込み式マイクロパイル工法

4.3.1 研究成果

本年度の研究成果として、以下の内容を報告する。

(1) 載荷試験報告

(2) 施工試験報告

(3) 設計値の検討

(4) 低空頭施工機の検討

(1)載荷試験報告

載荷試験は、ねじ込み杭の押込み、引抜き支持力および杭の軸方向バネ定数のデータ収集を目的として行った。また、杭径の異なる杭を施工し、支持力の比較を行った。試験ケースを表-4.3.1 に示す。

表-4.3.1 試験ケース

試験ケース	杭径(mm)	試験種類
ケース1	φ216.3	押込み試験
ケース2	φ267.4	
ケース3	φ216.3	引抜き試験
ケース4	φ267.4	

a)試験地盤

図-4.3.1 に試験地盤と杭の位置関係を示す。本地盤は、標準貫入試験およびコーン貫入試験結果から、地盤の強度にバラツキのある地盤であるといえる。

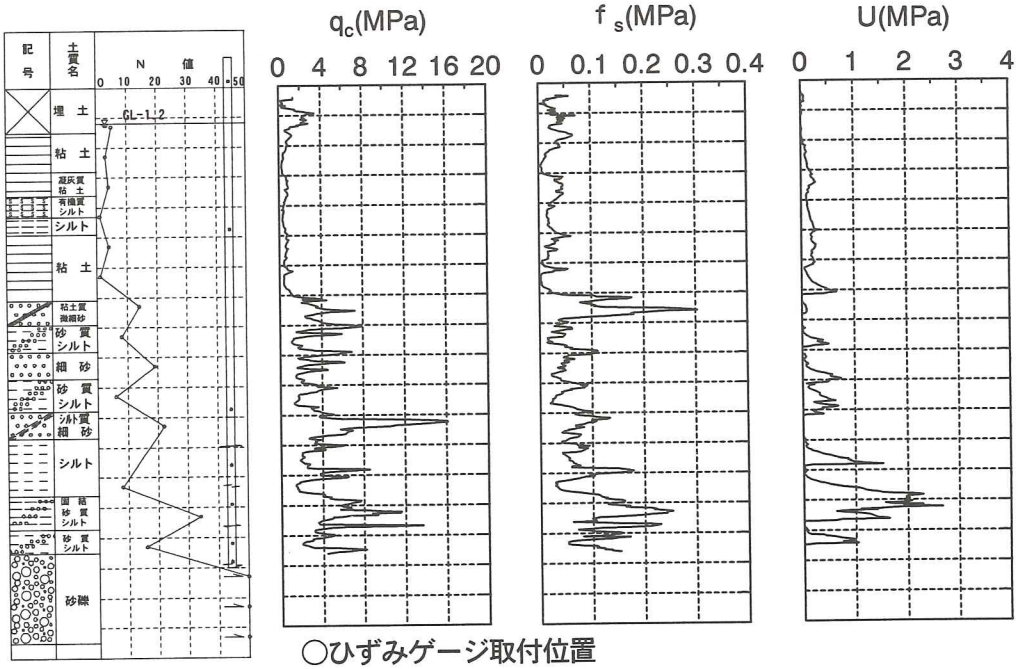


図-4.3.1 試験地盤と杭の位置関係

b)施工機械および杭の諸元

施工機械は、図-4.3.2 および写真-4.3.1 に示す、ねじ込み杭専用機械を用いて行った。載荷試験杭の施工手順を図-4.3.3 に示す。

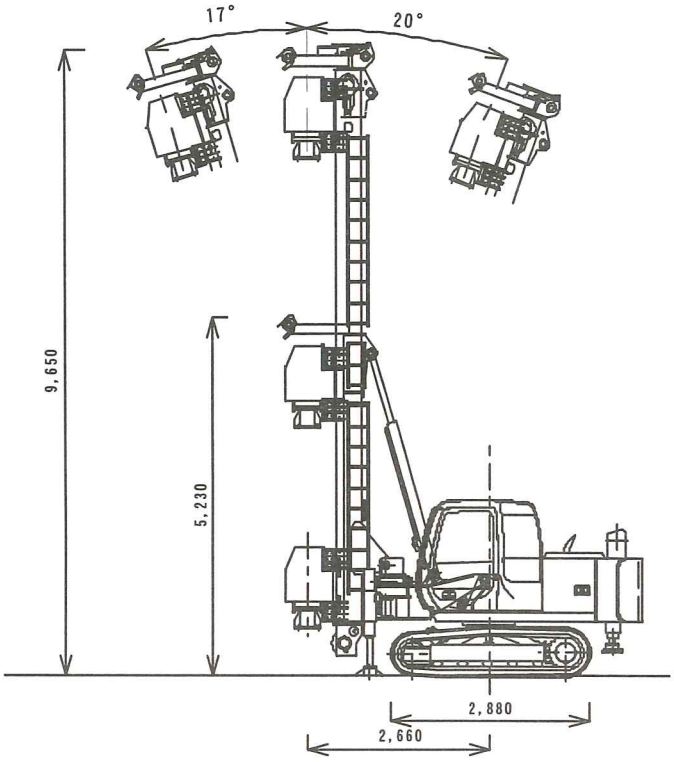


図-4.3.2　施工機械

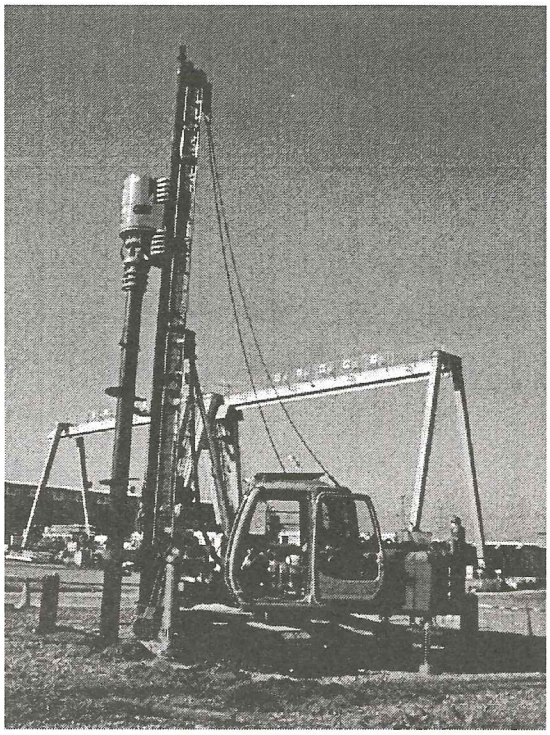


写真-4.3.1　施工機械全景

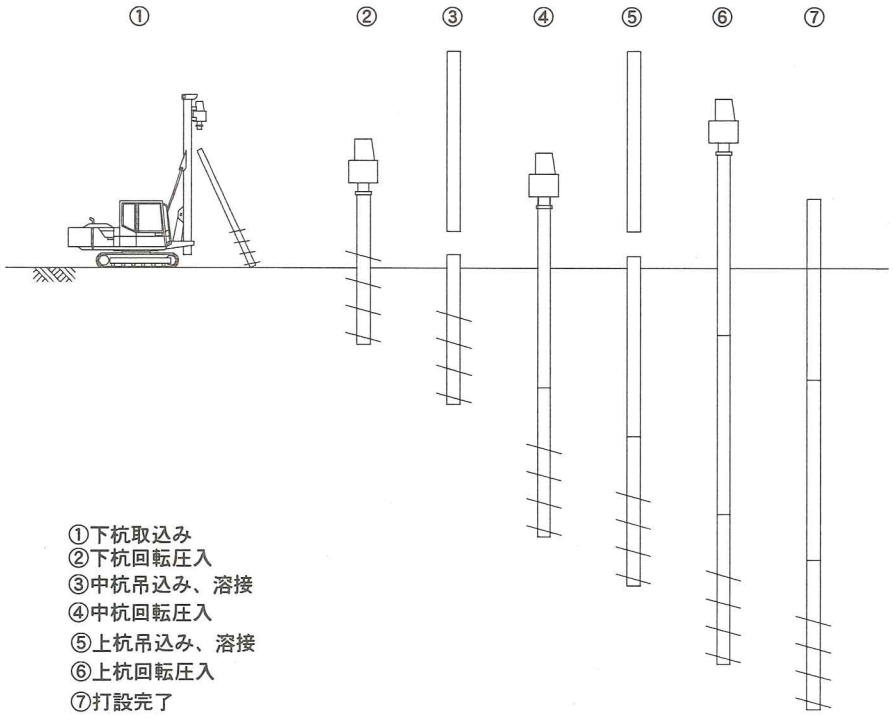


図-4.3.3　施工手順

試験に使用した、ねじ込み杭の諸元を表-4.3.2 に示す。載荷杭の翼厚については、地盤調査結果から算出した[1)]。

表-4.3.2　試験杭の諸元

	本数 (本)	軸部				翼部			
		杭径 D_0 (mm)	杭長 L (m)	肉厚 t (mm)	材質	翼径 D_w (mm)		翼厚 t_w (mm)	材質
載荷試験杭	2	216.3	17 (6+6+5)	18.0	STK490	4翼	600	16	SS490
						3翼	550	16	
						2翼	500	16	
						1翼	450	25	
	2	267.4	17 (6+6+5)	18.0	STK490	4翼	650	16	SS490
						3翼	600	16	
						2翼	550	16	
						1翼	500	25	
反力杭	15	267.4	17 (6+6+5)	12.7	STK400	4翼	650	12	SS400
						3翼	600	16	
						2翼	550	19	
						1翼	500	22	

c)施工配置

図-4.3.4 に載荷試験杭および反力杭の施工配置を示す。

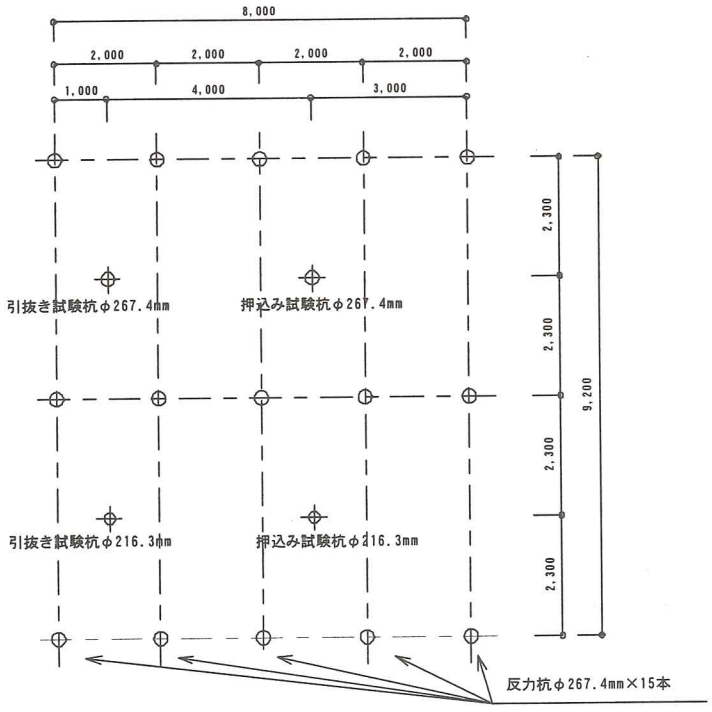


図-4.3.4　試験杭の施工配置

d)押込み試験結果

押込み試験結果を図-4.3.5 に示す。平均翼径の 10%沈下量（φ216.3mm：52.5mm，φ267.4mm：57.5mm）における支持力は、φ216.3mm で 2,330kN、φ267.4mm で 2,470kN となった。支持力の比率としては、φ267.4mm の結果がφ216.3mm の結果の 1.06 倍である。また、4 枚の翼部と先端部の純抵抗面積は、φ216.3mm で 0.765m²，φ267.4mm で 0.880m² となり、両杭の純抵抗面積比は 1.15 倍である。両杭の支持力比と純抵抗面積比を比較すると、支持力はφ267.4mm がφ216.3mm に比べてやや小さな比率を示した。これは、周囲のボーリング結果と比較した結果、先端地盤の性状がやや異なっていたためと考えられる。図-4.3.6 に軸力分布図を示す。これより、軸部での周面摩擦力は、ほとんど得られていないことが判る。

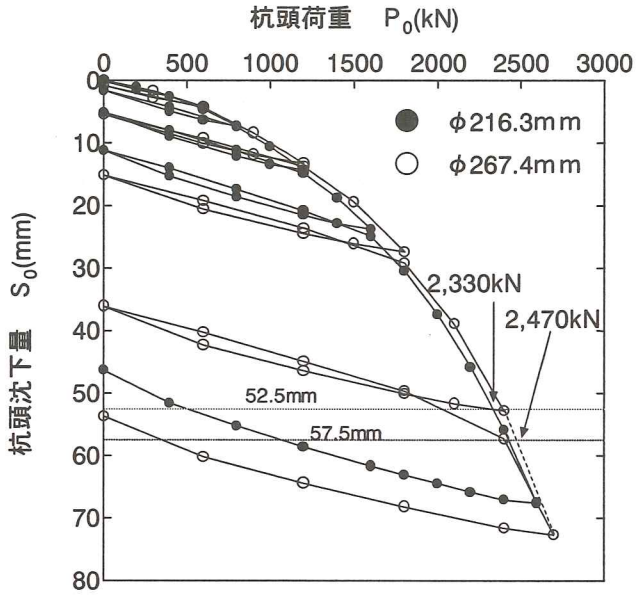


図-4.3.5　押込み試験結果

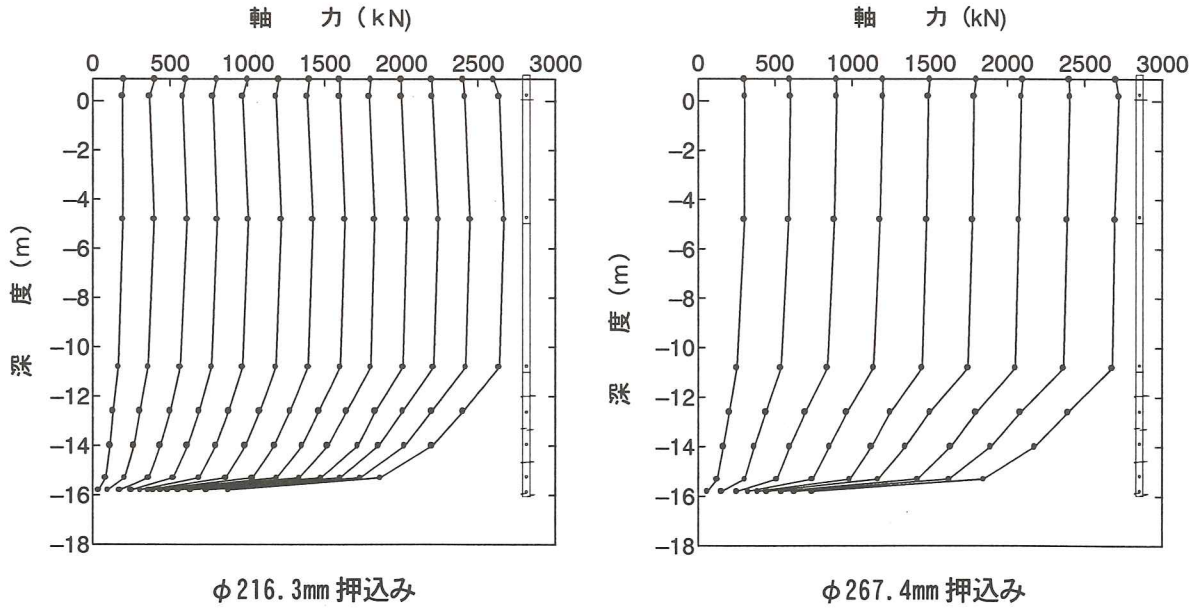


図-4.3.6　軸力分布（押込み試験）

e)引抜き試験結果

引抜き試験結果を図-4.3.7 に示す。平均翼径の 10%引抜き量（φ216.3mm：52.5mm，φ267.4mm：57.5mm）における支持力は、φ216.3mm で 1,200kN、φ267.4mm で 1,340kN となった。支持力の比率としては、φ267.4mm の結果がφ216.3mm の結果の 1.12 倍である。この結果は、4 枚の翼部の純抵抗面積比 1.13 倍（φ216.3mm：0.729m²，φ267.4mm：0.824m²）とほぼ同等の比率を示した。図-4.3.8 に軸力分布図を示す。この結果、押込み同様に軸部での周面摩擦力がほとんど得られていないことが判る。

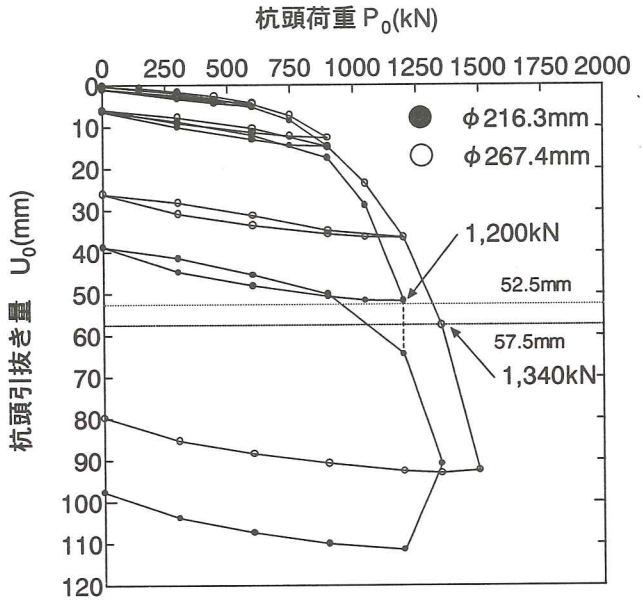


図-4.3.7　引抜き試験結果

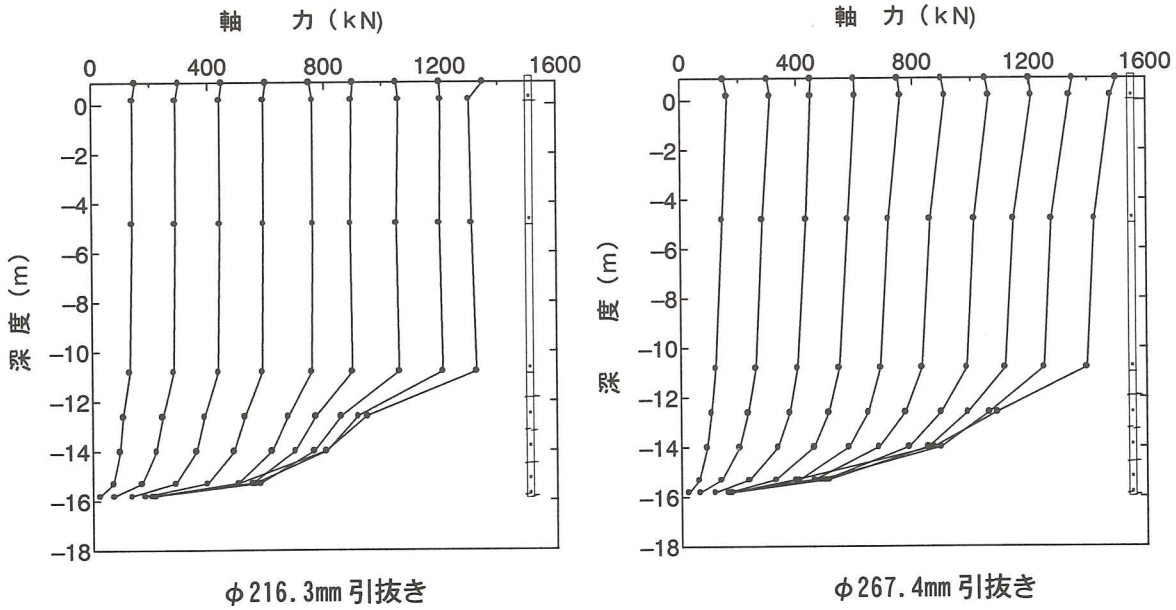


図-4.3.8　軸力分布（引抜き試験）

f)載荷試験結果のまとめ

今回の載荷試験における支持力は、軸部の周面摩擦力がほとんど得られなかったため、翼部の抵抗により支持されていた。また、杭径の違いによる支持力の変化は、純抵抗面積でほぼ表現できることが判った。今後は、中間層が砂質地盤で軸部の周面摩擦力が得られる地盤で載荷試験を行い、支持力の把握を行う必要がある。

(2)施工試験報告

載荷試験の試験杭および反力杭（直杭）を施工する際に加え、昨年度の試設計[2)]において有効であった斜杭の施工試験を行った。今回の施工試験において、ねじ込み杭の施工性と施工精度について確認した。

a)直杭の施工性能

直杭の施工記録と施工精度を**表-4.3.3**に示す。施工時間および打ち止め時の貫入量は地盤によりバラツキが見られたが、施工精度は良好であった。また、施工時の貫入トルク（油圧値）と地盤の関係の代表例を**図-4.3.9**に示す。この関係は、地盤性状をよく表しており、支持層の管理に用いることができると考えられる。

表-4.3.3　施工記録と施工精度（直杭）

施工記録			施工精度		
施工時間 (分)	最終貫入トルク Tr(kN・m)	打止め時の貫入量 (mm)	打設深度の誤差 (mm)	偏芯量 (mm)	傾　斜
72～114	99	32～100	−6～+6	3～38	0～1/100

※　施工深度は16.0m、溶接個所は2箇所、傾斜は杭頭部で測定した

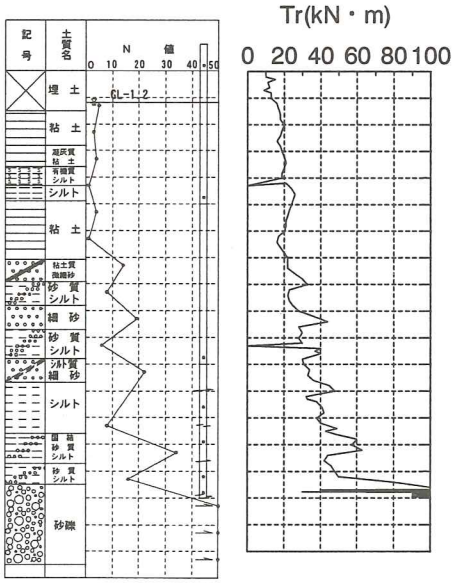


図-4.3.9　地盤と貫入トルク

b)斜杭の施工性能

斜杭は直杭と同様に**図-4.3.2** に示す施工機により施工した。本施工機は、施工機前方に 17 度、施工機方向に 20 度までリーダを傾かせての斜杭の施工ができる。今回、斜杭の施工性能を確認するため、0 度、10 度 15 度の 3 ケースの施工を行った。斜杭の施工手順を**図-4.3.10** に施工状況を**写真-4.3.2** に示す。

斜杭の施工記録と施工精度を**表-4.3.4** に示す。施工記録および施工精度については直杭とほぼ同等の結果が得られた。また、施工角度の精度は、挿入式傾斜計（**写真-4.3.3** 参照）により測定した。この傾斜計は、鋼管の内空をガイドとして計測できるものである。施工角度の計測結果を**図-4.3.11** に示す。この結果、設定斜角の水平位置と実測の水平位置がほぼ一致している。杭先端部の最大変位も 14㎜～78㎜ 程度で、斜杭が良好な精度で、施工が可能であることが確認できた。

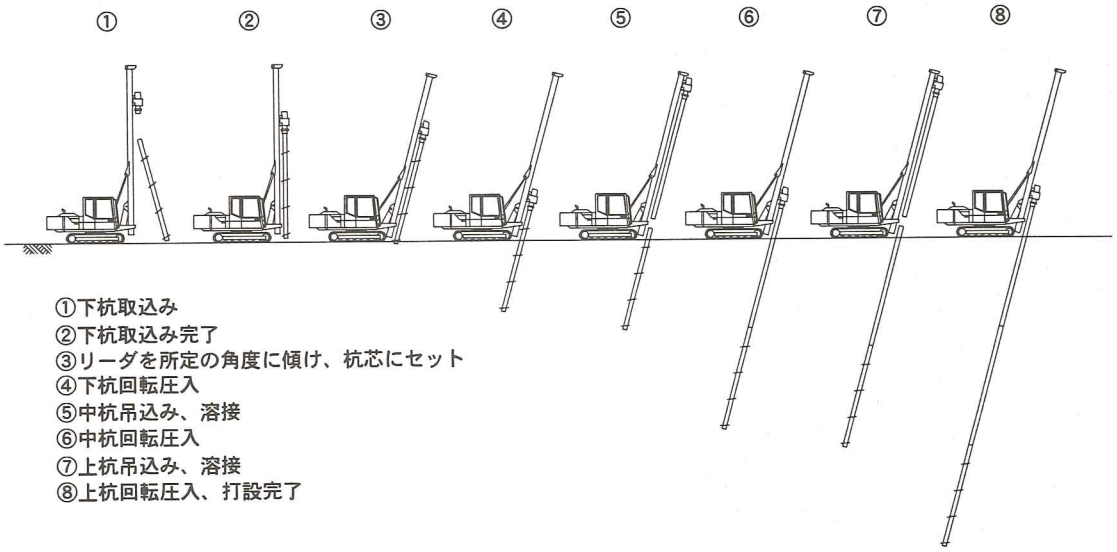


図-4.3.10　斜杭の施工手順

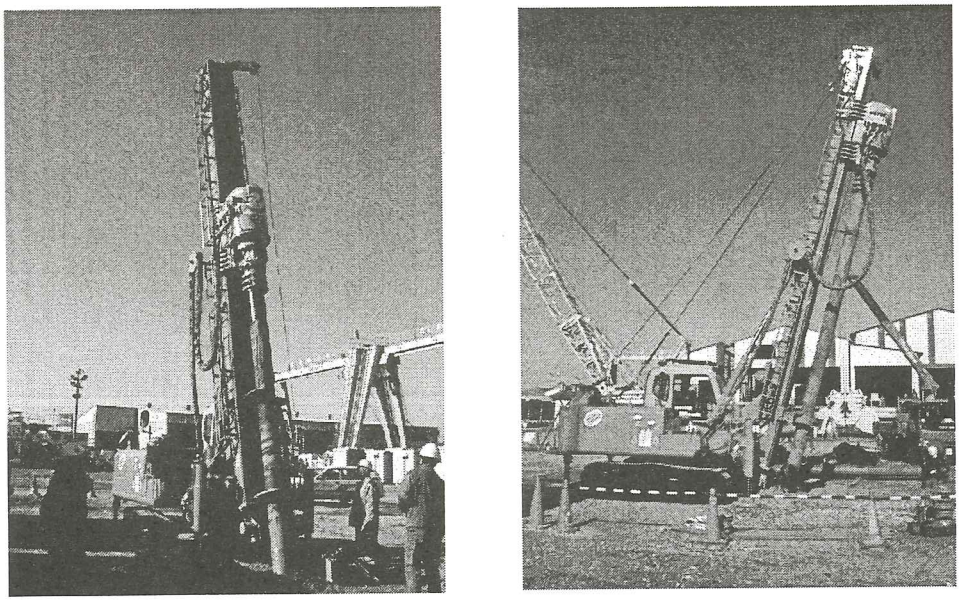


写真-4.3.2　斜杭施工状況

表-4.3.4　施工記録および施工精度（斜杭）

施工記録			施工精度	
施工時間 （分）	最終貫入トルク Tr(kN・m)	打止め時の貫入量 (mm)	偏芯量 (mm)	傾斜
72～89	99	40～60	25～31	1/217～1/1,1295

※　施工深度は16.0m、溶接個所は2箇所、傾斜は傾斜計の測定結果から算出した

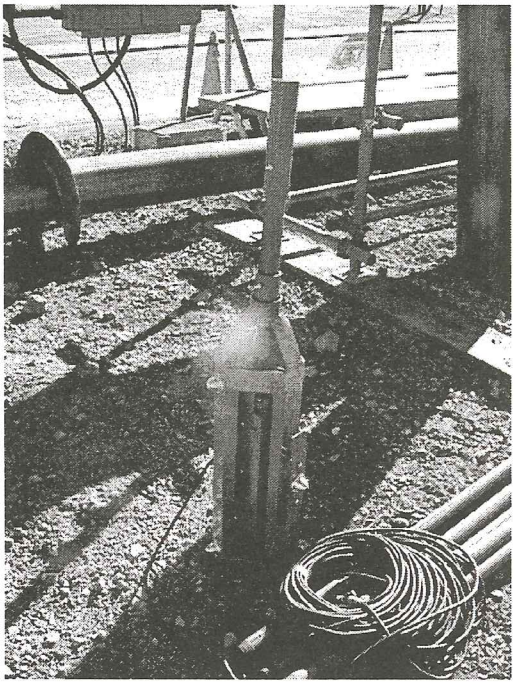


写真-4.3.3　挿入式傾斜計

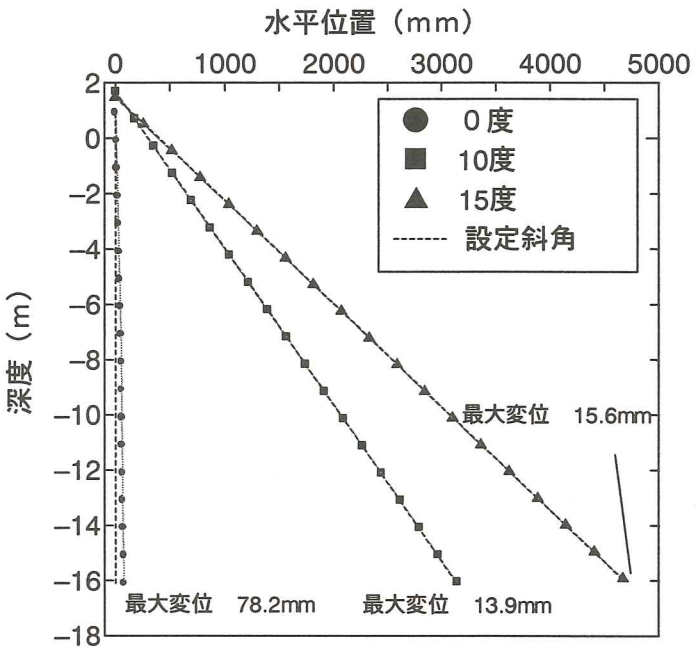


図-4.3.11　斜杭傾斜角度測定結果

c)施工試験のまとめ

施工試験の結果、施工時間および打止め時の貫入量については地盤によってバラツキがあることが確認された。施工精度は、直杭および斜杭ともに良好な精度で施工が可能であることが確認できた。今後は、実施工に向けてのマイクロパイルとしての管理値を設定する必要があると思われる。

(3) 設計値の検討

今回の載荷試験結果と過去の載荷試験結果を合わせて支持力式の推定を行った。押込み支持力、引抜き支持力および杭の軸方向バネ定数について推定結果をそれぞれ示す。

a)押込み支持力

押込み支持力は、式 4.3.1 により求められる。

$$R_u = \sum q_{wi} A_{wi} + U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots (4.3.1)$$

ここで、q_{wi}：各翼および底面の支持力度(kN/m²)

A_{wi}：各翼および底面の抵抗面積(m²)

U ：軸部の杭周長(m)

L_i ：周面摩擦力を考慮する層厚(m)

f_i ：各層の最大周面摩擦応力度(kN/m²)

支持力係数の設定は、杭先端部（底板,1 翼）と一般部（2～4 翼）に分けて算定した。既存のデータは、杭先端部が砂質土に根入れされたものを用いた。算出結果は図-4.3.12 に示すように、先端部砂礫層で 150N～200N 程度の範囲になると推定されるが、データ数が少ないため特定はできない。また、一般部では 50N となった。なお、一般部の支持力度の評価は、下限値により算定した。また、軸部の周面摩擦力についてはデータが少ないため、今回は評価しなかった。

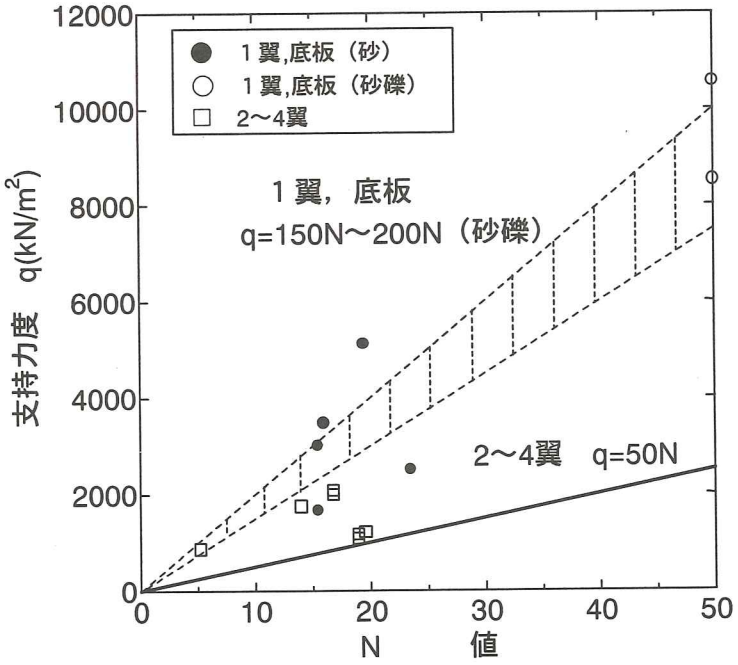


図-4.3.12　押込み支持力度の算出結果

b)引抜き支持力

引抜き支持力は、押込み支持力と同様に式 4.3.1 により求められる。ただし、先端部底板の抵抗は評価できない。支持力係数の設定は、押込み支持力同様に杭先端部（1 翼）と一般部（2～4 翼）に分けて算定した。既存のデータは、杭先端部が砂質土に根入れされたものを用いた。算出結果は図-4.3.13 に示すように、先端部で 70N～80N 程度、一般部で 50N となった。なお、一般部の支持力度の評価は、下限値により算定した。また、軸部の周面摩擦力についてはデータが少ないため、今回は評価しなかった。

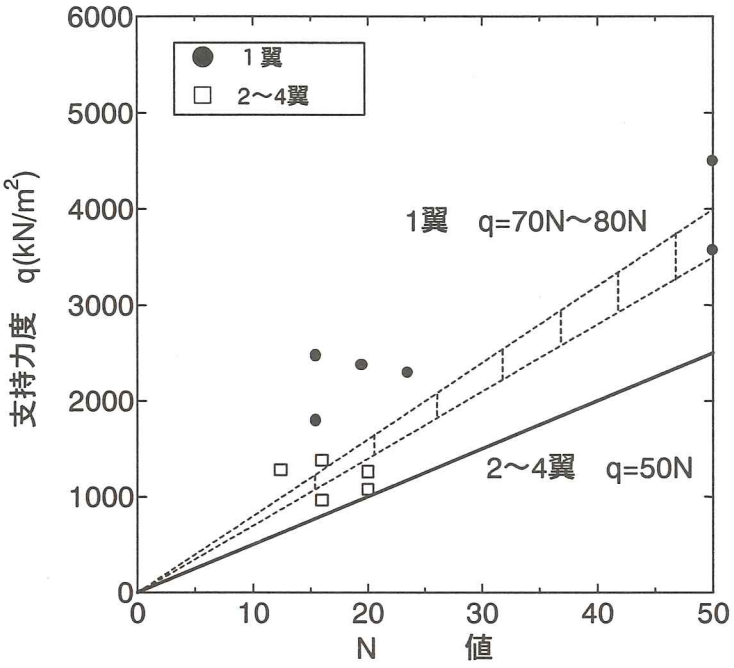


図-4.3.13 引抜き支持力度の算出結果

c)杭の軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数は翼部の効果により、軸部と軸力が大きく変化するため、翼部における軸力と翼部長さ（仮根入れ長）によりバネ定数を評価した。係数 a と根入れ比の算出結果を図-4.3.14 に示す。ただし、この係数は翼部のみに対して算出されるものであるので、実際に設計を行う場合は、軸部のバネ値と合わせて算出する必要がある。

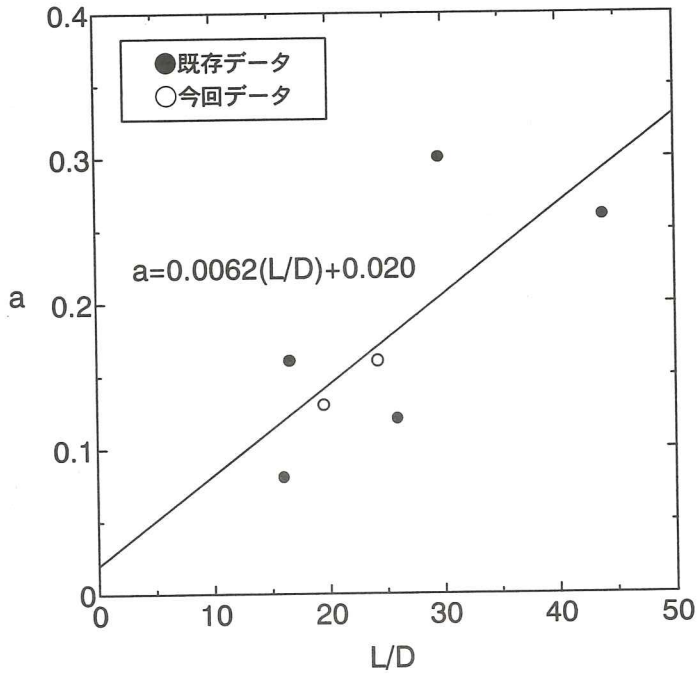


図-4.3.14　杭の軸方向バネ定数の算出結果

d)支持力推定式のまとめ

今回の支持力推定結果のまとめを以下に示す。

①押込み支持力

1翼・底面：q＝150N～200N(kN/m²)

2翼～4翼：q＝50N(kN/m²)

②引抜き支持力

1翼　　：q＝70N～80N(kN/m²)

2翼～4翼：q＝50N(kN/m²)

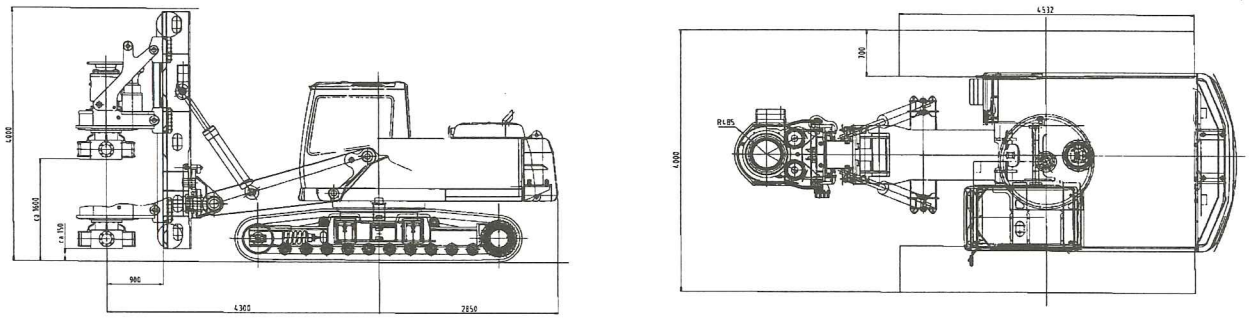
③杭の軸方向バネ定数（翼部以深の杭の軸方向バネ定数に関する係数a値）

a＝0.0062(L/D)+0.020

今回の検討により、支持力推定式を提案することができた。しかし、N値50以上の層に支持させた場合の載荷試験結果が少ないため、今後はこれらのデータを蓄積し、設計値を再評価する必要があると考えられる。また、軸部の周面摩擦力の推定式を設定し、支持力の機構を解明したいと考えている。

(4)施工機の検討

既存の施工機（図-4.3.2 参照）は、空頭制限 5.3m以上ないと施工できないため、空頭制限 4.0m まで施工が可能な施工機の検討を行った。低空頭用施工機の概念図を図-4.3.15 に示す。なお、本施工機は直杭および斜杭の施工（15 度まで）が可能である。斜杭は、施工機前方、施工機方向および施工機左右方向に施工が可能である。施工パターンを図-4.3.16、図-4.3.17 に示す。



側面図　　平面図

図-4.3.15　低空頭用施工機

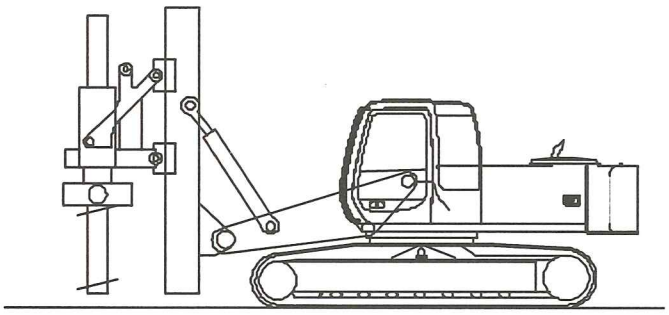


図-4.3.16　施工パターンⅠ　　（直　　杭）

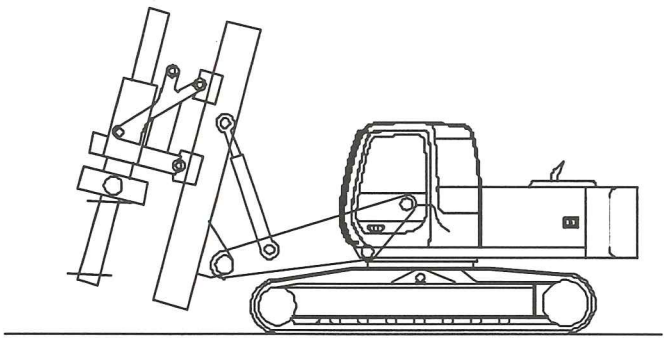


図-4.3.17(a)　施工パターンⅡ（斜杭：施工機前方）

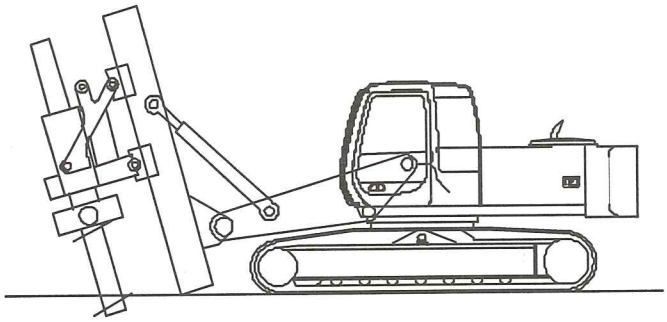


図-4.3.17(b)　施工パターンIII（斜杭：施工機方向）

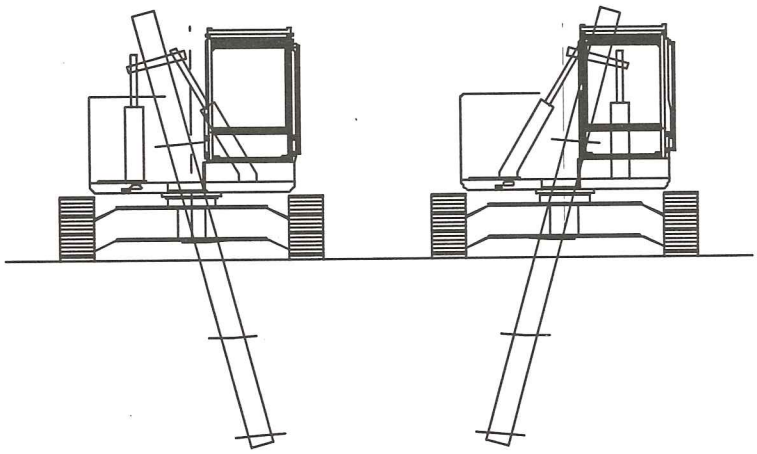


図-4.3.17(c)　施工パターンIV（斜杭：施工機左右方向）

本年度は、低空頭用施工機と施工パターンについて検討を行った。今後は、低空頭用施工機を完成させ、施工試験を行い施工性等について検討したいと考えている。また、施工シミュレーションを行い、制約条件の検討を行う必要があると考えている。

4.3.2 研究課題

本年度までの研究成果と今後の研究課題を**表-4.3.5** に示す。

表-4.3.5 ねじ込み杭工法の研究課題

分　類	項　目	基本的な考え方	確認された知見・成果	残されている課題
材料性能	杭体の耐力	杭体は軸部のみで考える。翼部については考慮しない。	一般の鋼管杭の考え方で設計を行う。	マニュアル化
	翼部の強度	翼部に作用する曲げーモーメントに抵抗できる板厚を決定する。	翼部厚さを決定する算定式を提案。	マニュアル化
	継手部の検討	溶接の場合は、一般の鋼管杭と同様。	無溶接継手を検討中で杭体の圧縮･引張耐力、曲げ剛性・M～φ関係の確認が必要。	無溶接継手の載荷試験の実施。
支持力特性	押込み支持力	載荷試験結果より押込み支持力式を推定する。	押込み支持力算定式を提案。	マニュアル化（載荷試験データの蓄積と算定式の見直し）
	引抜き支持力	載荷試験結果より引抜き支持力式を推定する。	引抜き支持力算定式を提案。	マニュアル化（載荷試験データの蓄積と算定式の見直し）
	杭の軸方向バネ定数	載荷試験結果より杭の軸方向バネ定数を推定する。	杭の軸方向バネ定数算定式を提案。	マニュアル化（載荷試験データの蓄積と算定式の見直し）
	水平支持力	一般の鋼管杭の考え方で設計を行う。	類似工法の設計法[3)]と同様に、一般の鋼管杭の考え方で設計を行う。	マニュアル化
	杭頭処理方法	杭をフーチングに一定長さ埋込み、剛結合する。	定着方法をどうするか検討が必要。	定着方法の検討を行う。
施　工	低空頭用施工機の開発	空頭制限 4m以上で施工ができ、斜杭の施工も可能な施工機を開発する。	低空頭用施工機の図面を作成。	低空頭用施工機を作製し、施工確認を行う。
	斜杭の施工	傾斜角 15 度で施工が可能な施工機を検討する。	現有の施工機により、施工試験を実施し、良好な精度で施工ができることを確認した。	低空頭用施工機を作製し、施工確認を行う。

4.3.3　研究計画

表-4.3.6 にねじ込み杭の研究経過と計画を示す。

表-4.3.6　ねじ込み杭の研究経過と計画

項　　目	以　前	平成 11 年度	平成 12 年度	平成 13 年度
①　材料特性				
・杭体の耐力				
・翼部の厚さ				
・継手部				
②支持力特性				
・押込み載荷試験と支持力特性の検討				
・引抜き載荷試験と支持力特性の検討				
・杭の軸方向バネ特性				
・耐震補強効果の検討				
・水平支持力				
・杭頭処理方法				
③施工方法・管理				
・施工試験による施工性・品質確認				
・標準施工仕様、管理基準の設定				
・制約条件に対する施工シミュレーション				
④設計・施工マニュアル(案)				
・研究成果、全体の整理				
・設計施工マニュアル(案)の作成				

【参考文献】

1)土屋，大杉，稲，吉田：「翼付鋼管杭の軸力測定」，土と基礎　Vol.48　No.8　Ser.No.511，pp17～19，2000.8

2)橋立，福井，吉田，谷：「既設基礎の耐震補強に関する検討（その３）－ねじ込み杭工法－」，土木学会第55回年次学術講演会，2000.9

3)日本鋼管㈱：「先端翼付き回転貫入鋼管杭（名称：つばさ杭）の鉛直支持力」，建設省東住指発第244号，平成12年5月31日

4)土屋，吉田，大杉：「多翼部を有する小径鋼管杭工法の開発」，日本建築学会技術報告集，第10号，pp57～60，2000.6

5)橋立，福井，谷：「ねじ込み式マイクロパイルの支持力性能」,第36回地盤工学会研究発表会，pp1555～1556，2001.6

6)橋立，福井，谷：「既設基礎の耐震補強に関する検討（その7）－ねじ込み式マイクロパイルの支持力－」，土木学会第56回年次学術講演会，2001.10

4.4 小径ドレーン工法

4.4.1 研究成果

本年度の研究成果として、以下の内容を報告する。

（1）対策効果に関する振動台実験

a）実験概要

b）小径ドレーンの排水性能

c）ドレーン設置間隔

d）杭基礎の水平変位抑制効果

（2）設計法に関する解析的検討

a）マイクロパイルとの併用効果

b）改良範囲の検討

（3）施工性に関する要素実験

a）ドレーン打設時の騒音

b）フーチング削孔方法の検討

（1）対策効果に関する振動台実験

小径ドレーンなどの間隙水圧消散工法による液状化対策は、ドレーン材の排水性能が大きくても地震動レベルが高い場合には急激に間隙水圧が上昇し、排水が間に合わず液状化に至ると考えられている。

しかし、上部構造物や杭基礎の被害低減に効果があることが確認できれば、合理的な液状化対策工法へつながる可能性がある。そこで、模型振動台実験を実施し、小径ドレーン工法による対策効果を確認する。

a）実験概要

①模型の相似則

本実験では、井合が提案した１ｇ場における地盤－構造物－流体連成系の相似則[1)]が成り立つとして、相似比λ（実物／模型）25で模型の諸元を定めた。

想定した構造物は、昨年度試設計に用いた既設橋脚[2)]である。各物理量に対する相似則を**表－4.4.1**に示す。

表－4.4.1　各物理量に対する相似則

長　さ	λ	25
土の透水係数	$\lambda^{0.75}$	11.18
応　力	λ	25
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	1.95E6
時　間	$\lambda^{0.75}$	11.18
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5
加速度	λ^{0}	1

②実験装置および使用材料

実験装置概要を写真－4.4.1に示す。

実験に用いた振動台は、平面形 3.0m×2.0m、最大7,000kgの実験機器類を搭載して最大加速度約1.2gで水平２方向同時加振が可能な動電型の試験装置である。土槽には、高さ 8cm のせん断フレームを 11 段積層したせん断土槽（内寸法：幅 1.0m×奥行き 0.5m×高さ 1.0m）を用いた。測定はディジタル動ひずみ測定器（DRA-101）６台により、加速度計(ASW-2A)、間隙水圧計(P310AV)、レーザー変位計(LB-040 他)、ひずみゲージ(FLA-5)を同時計測した。

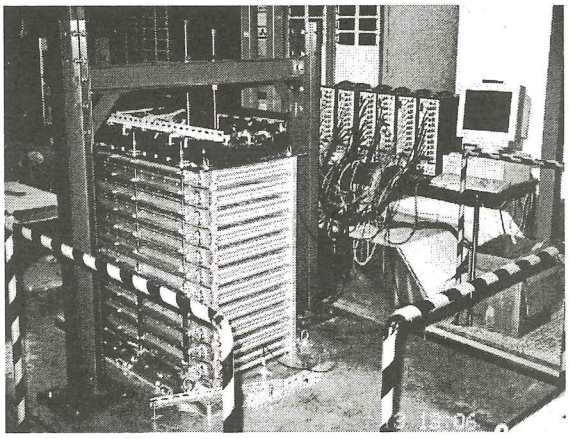
地盤模型は、実地盤に則して上層を液状化層、下層を非液状化層の２層系地盤とした。地盤材料には、市販の７号珪砂（G_s=2.62, D_{50}=0.18 ㎜, Fc=5%）を使用し、上層の液状化層は水中落下法にてD_r=40%を目標に、下層の非液状化層は空中落下法（多重ふるい法）にてD_r=80%を目標に管理し作成した。

間隙流体は原位置での透水性を模型で再現するため、水の約 11 倍の粘性を持つメチルセルロース水溶液を用いた。なお、液状化層の表面には、振動中に過剰間隙水圧が地表方向へ消散するのを防ぐためビニールシートを敷設し、その上に砕石を置いた。

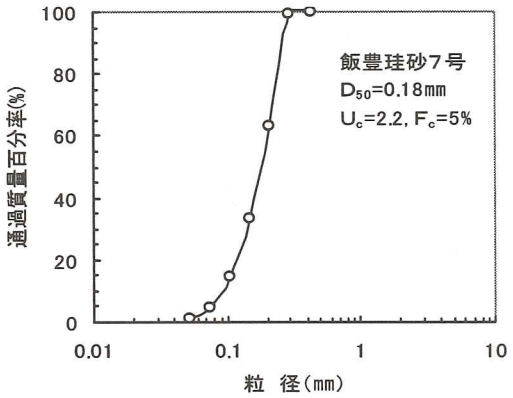
杭基礎モデルは、上部構造物の重量をフーチング（鋼製プレート）により模擬し４本の杭で支持させた。杭頭はボルトによる剛結合とし、杭先端はピン支持とした。フーチングの重量は 80N で RC 橋脚１基分に相当する（実物換算約 1,250kN）。また、杭モデルは加振中に十分変位させるため平鋼（B=38 ㎜、t=4.5 ㎜、L=800 ㎜）を用い、曲げ剛性は相似則によるモデル目標値の 1/4 程度とした。

表－4.4.2　杭モデルの曲げ剛性

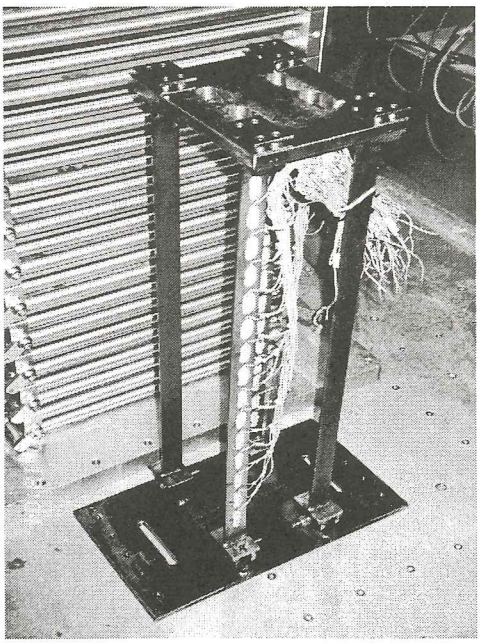
曲げ剛性 EI (kN/㎟)			備　考
実 物	目標値	現実値	
2.04E11	2.35E5	5.90E4	PHC 杭



写真－4.4.1　実験装置概要



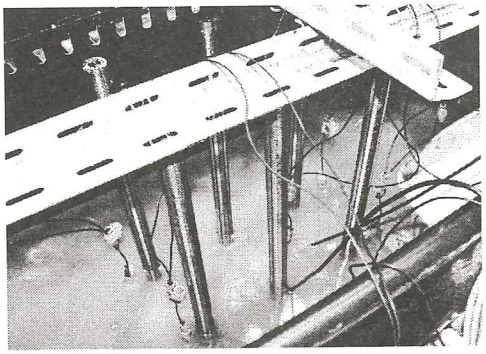
図－4.4.1　使用砂（飯豊珪砂）



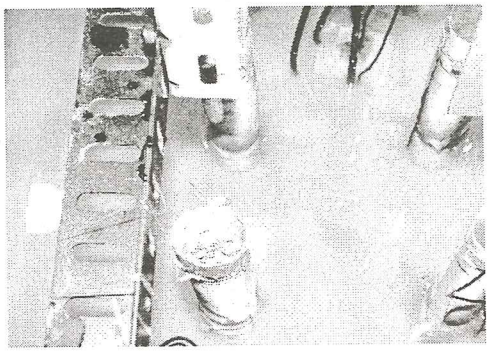
写真－4.4.2　杭基礎モデル

ドレーン材はステンレス製の小径ドレーンモデルと7号砕石（G_s=2.55, D_{50}=3.5 ㎜）で作成したグラベルドレーンモデルを用いた。また、ドレーン材周面の水みちの影響を把握するため小径ドレーンモデルにビニールテープを巻き透水性をなくした場合についても実験を行っている。

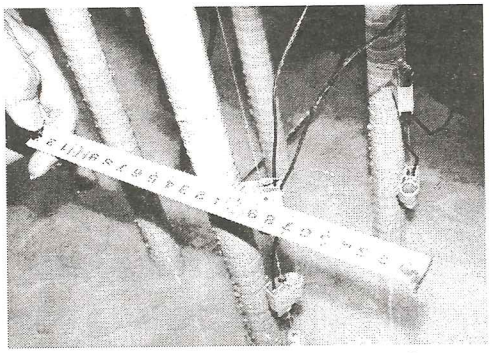
小径ドレーンモデルの直径は 22 ㎜であり、スクリーンスロットサイズは既往の実験結果[3)]に基づき 0.1 ㎜とした。グラベルドレーンモデルは、柔らかいステンレスメッシュ（#100）を巻いた外直径 30 ㎜のアクリル製ケーシング内に砕石を投入し、ケーシングのみを抜き取りながら所定の密度となるよう突き固めることにより作成した。砕石は入念に水洗いし微細な土粒子、ごみ等は取り除いてから投入した。



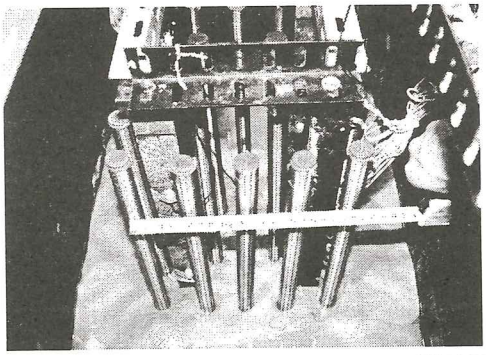
写真－4.4.3　小径ドレーンモデル



写真－4.4.4　グラベルドレーンモデル



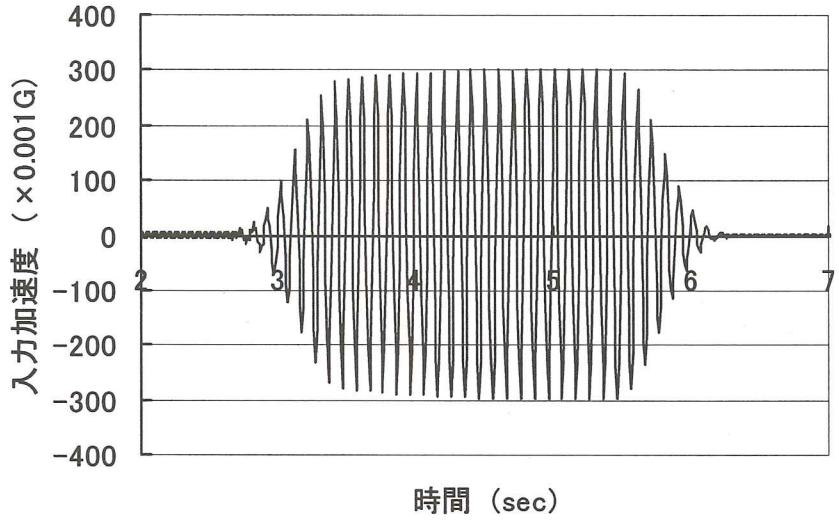
写真－4.4.5　パイルモデル



写真－4.4.6　杭基礎周辺への設置状況

③加振方法

加振方法は、波形のはじめと終わりにそれぞれ10波のテーパーをつけた10Hzの正弦波を4秒間継続させた。加速度振幅は段階的にあげていくステップ載荷方式である。計測された入力波（台加速度）の一例を図－4.4.2に示す。



図－4.4.2　入力加速度の一例（300gal）

④計測項目

計測項目は、入力加速度、地盤の応答加速度、過剰間隙水圧、地表面沈下量、フーチングの応答加速度、水平変位および杭の曲げひずみである。地盤の加速度計と間隙水圧計は杭基礎に囲まれた地盤（杭間地盤）と杭基礎の外の地盤（周辺地盤）に設置した。杭の曲げひずみは、加振方向に平行に深度方向の15断面にひずみゲージを貼付け計測した。計測時間は、加振停止後の間隙水圧消散の状況も把握するため300秒間とした。

b）小径ドレーンの排水性能評価[3)]

①実験目的

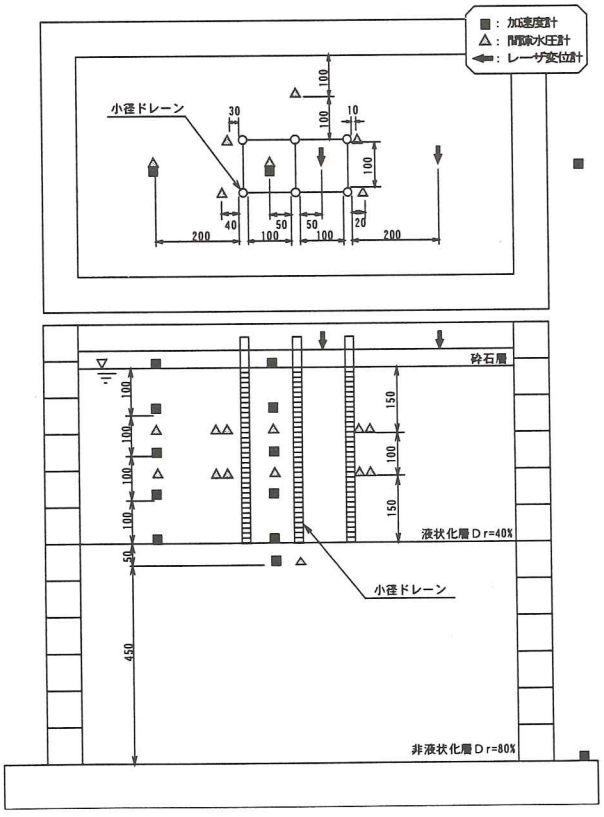
小径ドレーンの排水性能をグラベルドレーンモデルと比較検討し評価する。

②実験ケース

実験ケースを表－4.4.3 に示す。実験は、実験ケース毎に入力波の加速度振幅を 50gal～600gal まで段階的に上げて行った。なお、再加振は、加振時に発生した過剰間隙水圧が完全に消散した後に行っている。

表－4.4.3　実験ケース（排水性能評価）

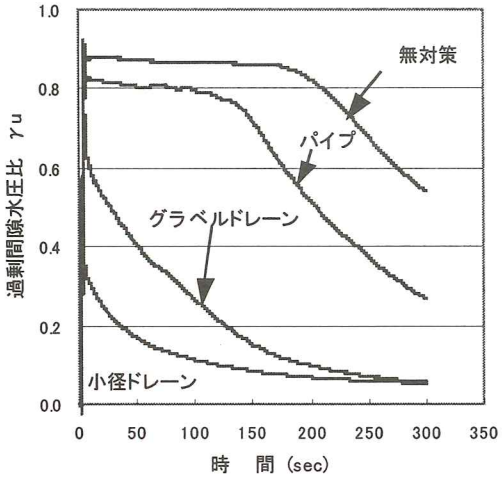
	種　類	設置間隔	入力波
1	無対策	－	正弦波 10Hz 50 gal 100 gal 200 gal 300 gal 500 gal 600 gal
2	グラベル ドレーン	正方形６本 @10cm	
3	小径ドレーン		
4	パイプ		



図－4.4.3　実験概要（排水性能評価）

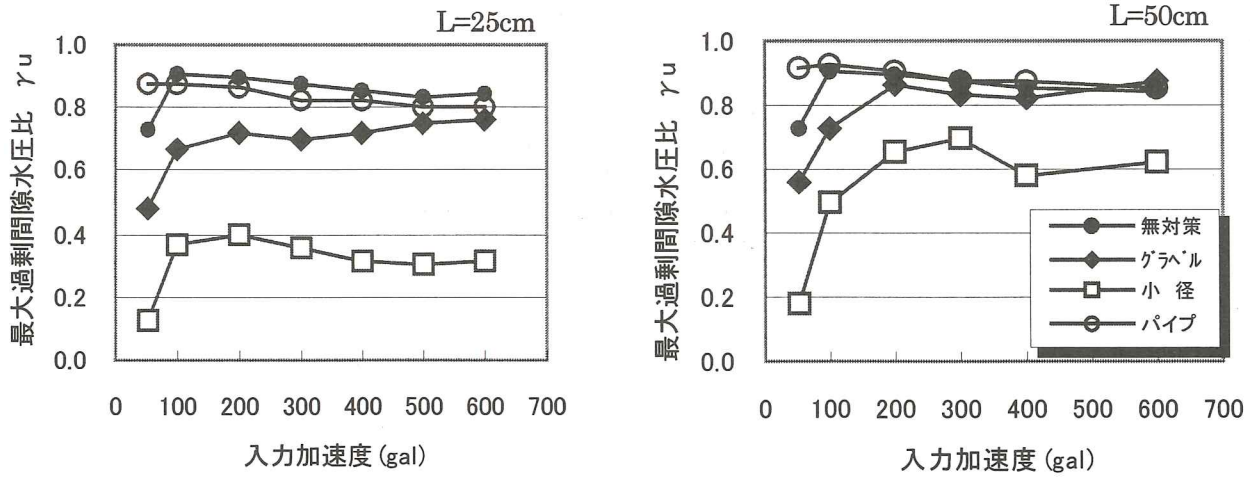
③実験結果および考察

入力加速度 300gal 時の過剰間隙水圧比の経時変化を図－4.4.4 に示す。ここでの過剰間隙水圧比は、液状化層表面から深さ 25cm 位置の間隙水圧計により得られた間隙水圧を、同位置の加振前鉛直有効応力で除したものとした。また、過剰間隙水圧比が 0.8 に達した時点を液状化したものとみなし、間隙水圧の挙動について整理した。ドレーン打設地盤では間隙水圧の上昇が抑制され、また加振終了後速やかに消散している。特に、小径ドレーンはグラベルドレーンよりもその効果は大きかった。



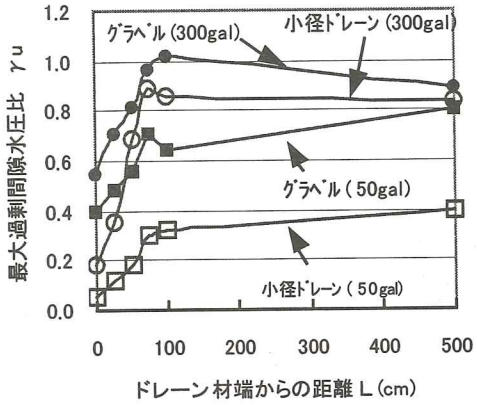
図－4.4.4　過剰間隙水圧比の経時変化

入力加速度と最大過剰間隙水圧比の関係を図－4.4.5 に示す。小径ドレーンはグラベルドレーンよりも間隙水圧抑制効果が高く、ドレーン材端から 10mm（実スケールでは L=25cm）位置の最大過剰間隙水圧比は 0.4 程度、また、20mm(同 L=50cm)位置では 0.7 程度に抑制されている。ドレーン打設地盤での間隙水圧抑制効果は、排水距離が長くなるにしたがい小さくなり、実スケール L=75cm,100cm 位置では 100gal を越えるとその効果は無くなり、無対策地盤の場合と同様であった。



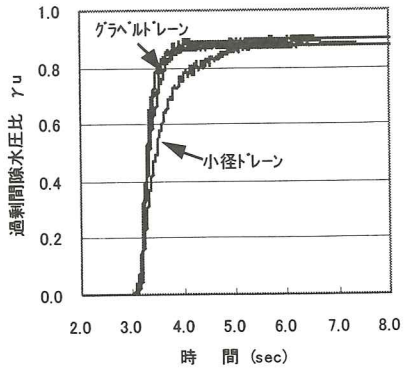
図－4.4.5　入力加速度と最大間隙水圧比の関係

ドレーン内およびドレーン近傍地盤の最大過剰間隙水圧比分布を図－4.4.6 に示す。いずれの場合もドレーン内には過剰間隙水圧が発生しているが、小径ドレーン内の間隙水圧の上昇量は、300gal 加振時でもグラベルドレーンの 1/3 程度と低く抑えられ、より大きな動水勾配で排水されている。この両者の挙動の違いは、ドレーン内への砂の混入が実験終了後にも認められなかったことから、砂の流入による目詰まりではなく、主にドレーン材料の排水抵抗の大きさによるものと考えられる。

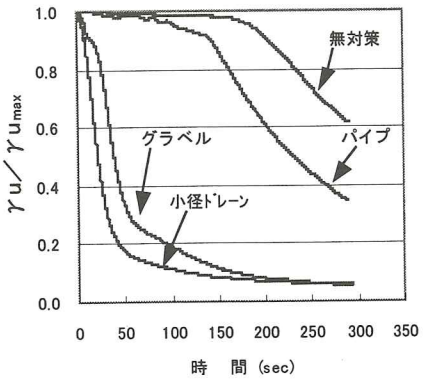


図－4.4.6　過剰間隙水圧比の分布（50gal、300gal）

ドレーン材で囲まれた中央（実スケールでは L=175cm）位置における 300gal 加振時の、間隙水圧上昇過程における経時変化を図－4.4.7 に、消散過程（消散時の間隙水圧を最大間隙水圧で除した比率）の経時変化を図－4.4.8 に示す。グラベルドレーンで囲まれた場合、間隙水圧は無対策地盤と同様な上昇過程をたどっている。一方、小径ドレーンの場合は最終的には無対策地盤と同程度の過剰間隙水圧が発生するが、排水されながら徐々に上昇している。また、ドレーンに囲まれていない場合には、実スケール L=100cm の位置でも無対策地盤と同様な上昇傾向を示した。消散過程においては、小径ドレーンはグラベルドレーンの 2 倍、無対策地盤の 18 倍程度の消散速度となった。また、この消散速度は小径ドレーンおよびグラベルドレーンともに、囲まれていない L=100cm の場合よりもそれぞれ大きかった。したがって、ドレーン材で囲まれることにより排水効果が向上すると考えられ、特に、消散過程ではこの傾向が顕著に現れている。

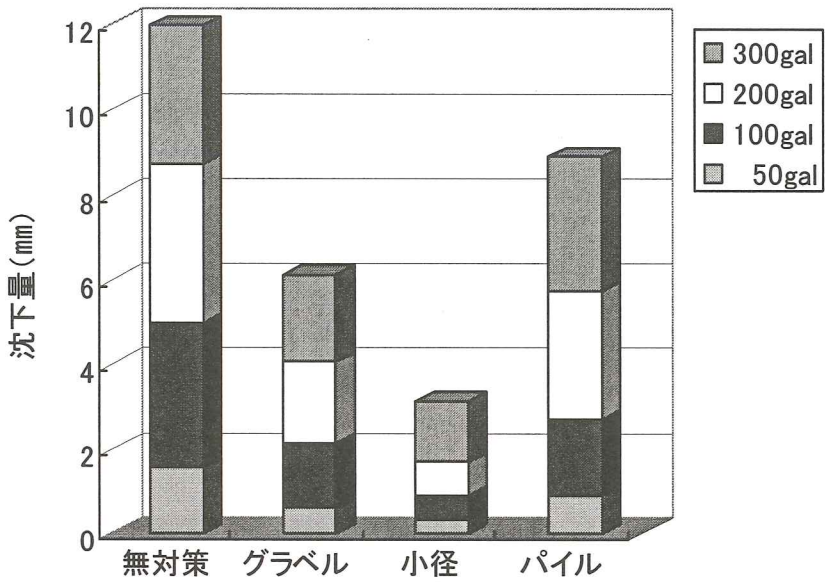


図－4.4.7　間隙水圧の上昇過程



図－4.4.8　間隙水圧の消散過程

ドレーン材に囲まれた中央位置の沈下量を図－4.4.9 に示す。沈下量は排水効果と相関性を示し、間隙水圧の上昇が抑えられ消散の早いものほど小さくなっている。



図－4.4.9　地表面沈下量の比較

以上のことより、小径ドレーンは、比較的大きな入力加速度においてもグラベルドレーンと比較して最大過剰間隙水圧の発生を抑制でき、発生した過剰間隙水圧を速やかに消散させられることがわかった。

また、小径ドレーンの集水範囲はドレーン材端から 25～50cm 程度が期待でき、実施工においては設置間隔 50～100cm の正方形配置で有効に機能すると考えられる。

c）小径ドレーンの設置間隔[4)]

①実験目的

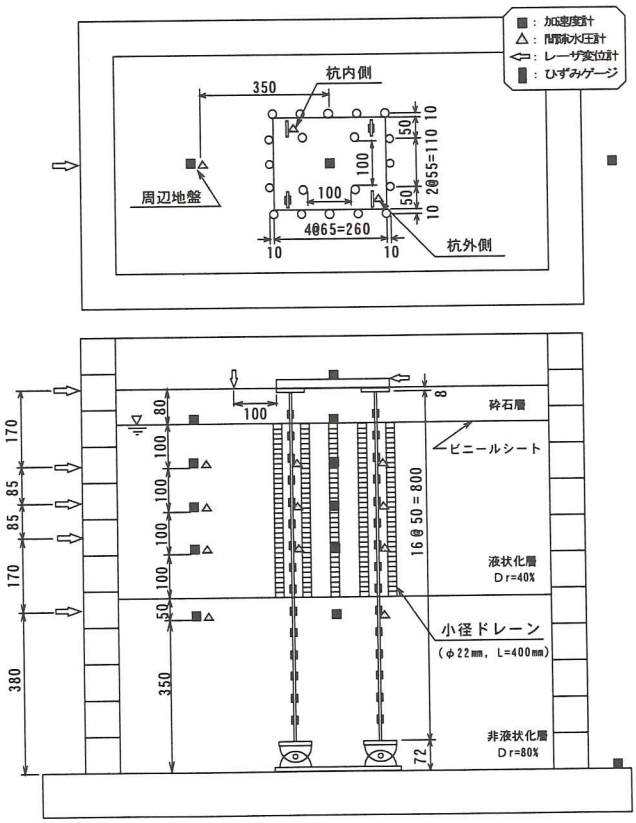
小径ドレーンの配置・設置間隔の相違が、杭基礎におよぼす影響について把握する。

②実験ケース

実験ケースを**表－4.4.4** に示す。実験は、実験ケース毎に入力波の加速度振幅を 50gal～500gal まで段階的に上げて行った。なお、再加振は、加振時に発生した過剰間隙水圧が完全に消散した後に行っている。

表－4.4.4　実験ケース（設置間隔の影響）

	種　類	ドレーン材 設置間隔	入力波
1	無対策	－	正弦波 10Hz 50 gal 100 gal 200 gal 300 gal 500 gal
2	粗配置	内側 4@10cm 外側 12@10cm	
3	密配置	内側 4@10cm 外側 16@ 6cm	
4	周囲配置	内側　－ 外側 16@ 6cm	



図－4.4.10　実験概要（設置間隔の影響）

③実験結果および考察

ここでは、実験結果の代表例として入力加速度 300gal の場合について述べる。液状化層中心位置の過剰間隙水圧の時刻歴を**図－4.4.11** に示す。無対策の場合、杭間地盤も周辺地盤も一様に液状化に達しており、曲げモーメントの最大値は液状化進行中の入力波 6 波目で発生している。これに対し、ドレーン材を配置することにより間隙水圧の上昇は抑制され、曲げモーメントは粗配置では 8 波目、周囲配置では 9 波目、密配置では 15 波目で最大値を示した。このとき杭間地盤の間隙水圧の変動は、配置・設置間隔によって異なり、密配置の杭内側、杭外側および周囲配置の杭外側では間隙水圧の上昇量が、周辺地盤の 70%程度までに抑制されていた。また、いずれの場合も過剰間隙水圧は、加振終了と同時に速やかに消散された。

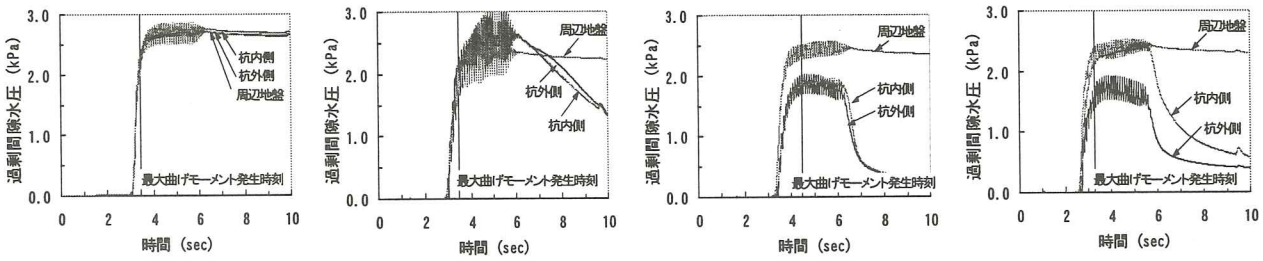
杭基礎に作用するフーチング慣性力の時刻歴を**図－4.4.12** に示す。入力加速度の杭基礎への応答（慣性力）は、無対策の場合すぐに完全液状化状態となりほとんど応答していないが、ドレーン設置地盤では粗配置＜周囲配置＜密配置の順で応答値が大きくなっている。これはドレーン材の設置により、杭間地盤の液状化の発生が抑制されたことを示すものと考えられる。

最大曲げモーメント発生時の深度分布を**図－4.4.13** に示す。最大曲げモーメントは、ドレーン材設置の有無で異なり、無対策では液状化直後に層境界で発生し、ドレーン設置地盤ではいずれもフーチング慣性力が最大となった時点で杭頭部に発生した。

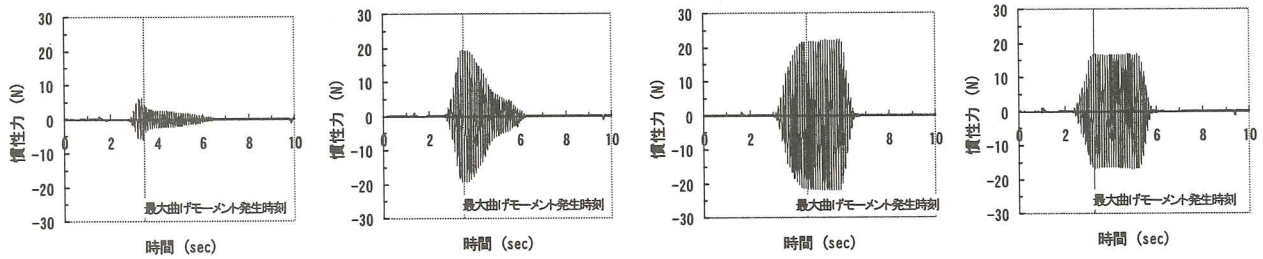
杭変位と地盤変位の深度分布を**図－4.4.14** に示す。杭変位は曲げモーメント分布を 3 次のスプライン関数により近似処理し 2 階積分して推定した。境界条件は杭頭部を固定端、杭先端をヒンジとした。また、地盤変位は地盤内に設置した加速度記録を 2 階積分して求めた分布である。無対策では、層境界で液状化直後に地盤変位が杭変位より大きく変位し、地盤が杭を回り込むように杭と地盤は独自の動きを示した。一方、ドレーン設置地盤では杭変位が地盤変位より大きく、過剰間隙水圧上昇後も杭と地盤が一緒に挙動し、地盤の剛性低下が抑えられていることが示された。また、周囲配置の杭変位と地盤変位は密配置の場合とほぼ同様な挙動を示し、フーチング周辺部の排水効果の影響が大きいことがわかった。

振動台実験の結果、比較的大きな入力加速度においても小径ドレーンの排水効果は認められ、杭基礎の液状化被害軽減に有効である可能性が示された。また、対策効果にはフーチング周辺のドレーン材設置間隔が重要であることがわかった。

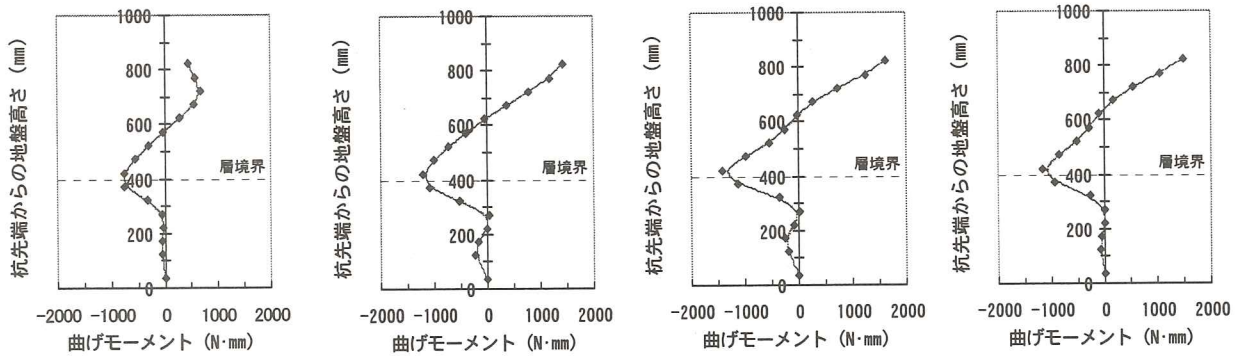
（1）無対策　　（2）粗配置　　（3）密配置　　（4）周囲配置



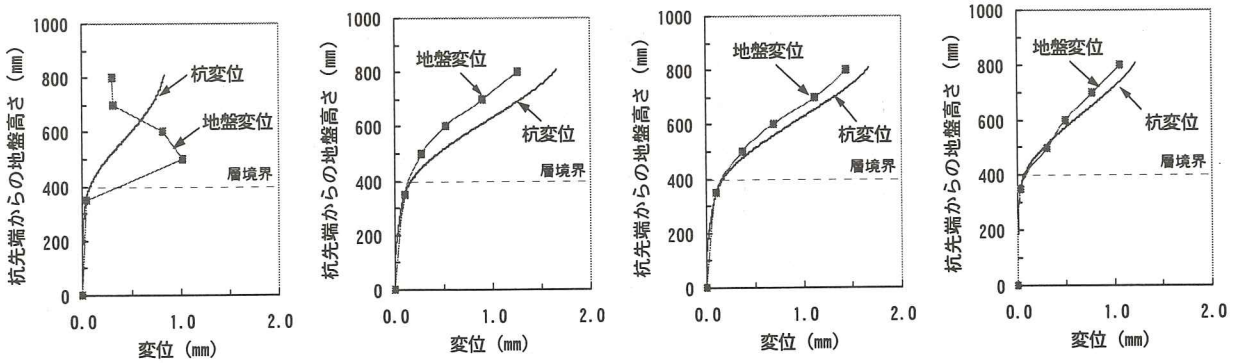
図－4.4.11　過剰間隙水圧比の時刻歴（G.L-250 mm）



図－4.4.12　杭基礎に作用する慣性力の時刻歴



図－4.4.13　最大曲げモーメント発生時の深度分布



図－4.4.14　杭変位と地盤変位の深度分布

d）杭基礎の水平変位抑制効果[5)]

①実験目的

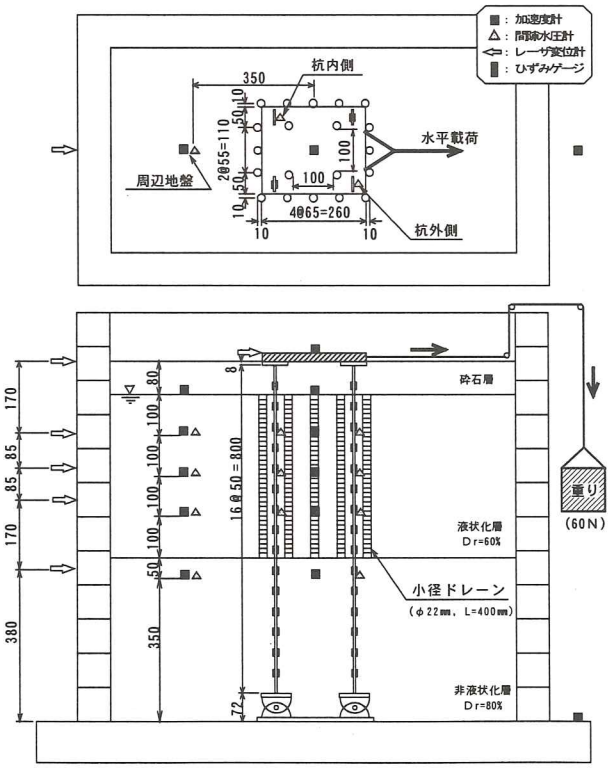
小径ドレーンの排水効果により、液状化時の杭基礎の水平変位がどの程度抑制されるか確認する。

②実験ケース

実験ケースを**表－4.4.5** に示す。実験はワイヤーと重りを用い、杭頭部への一定荷重を水平載荷した条件下で行った。

表－4.4.5　実験ケース（水平変位抑制効果）

	種　類	ドレーン材 設置間隔	水平荷重	入力波
1	無対策	－	60N	正弦波 10Hz 500gal
2	粗配置	内側 4@10cm 外側 12@10cm		
3	密配置	内側 4@10cm 外側 16@ 6cm		
4	周囲配置	内側　－ 外側 16@ 6cm		

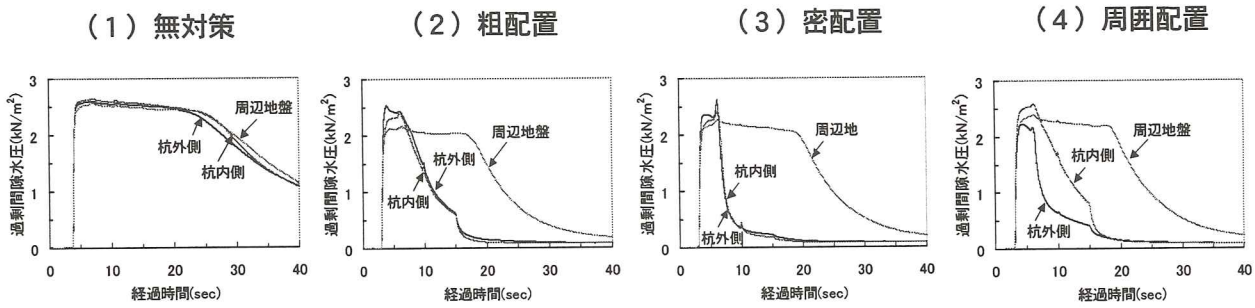


図－4.4.15　実験概要（水平変位抑制効果）

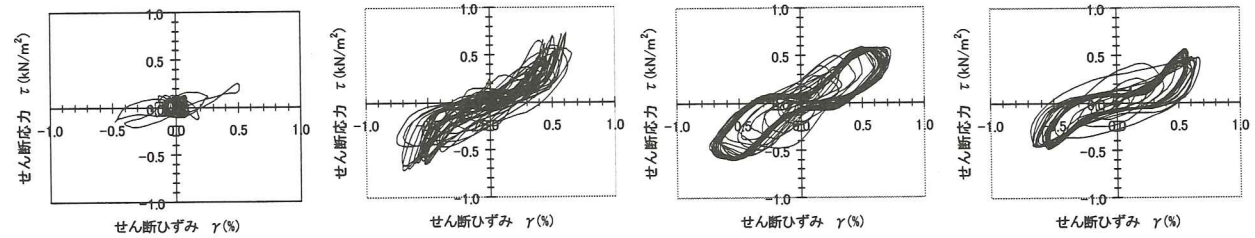
③実験結果および考察

液状化層中心位置の過剰間隙水圧(漸増成分)の時刻歴を図－4.4.16 に示す。500gal という大きな加振に対して、いずれの場合も加振中の間隙水圧の上昇量および上昇過程は杭内側、外側とも周辺地盤とほぼ等しく、ドレーン材を設置しても過剰間隙水圧の抑制効果はみられず完全に液状化していた。一方、加振後においては、ドレーン材の配置が密なほど消散速度が速いことが認められた。

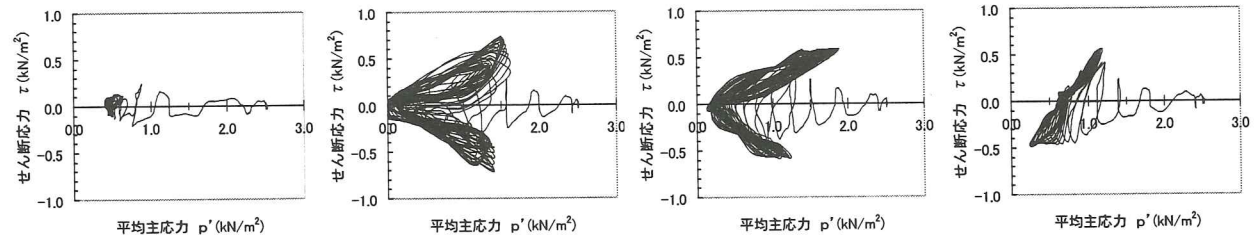
加振時の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を図－4.4.17 に、有効応力経路を図－4.4.18 に示す。せん断応力は２深度の加速度記録の平均値に密度、層厚を乗じて求め、せん断ひずみは加速度記録を２階積分した変位から２深度間の相対変位量を求め層厚で除した値とした。図よりドレーン設置地盤では、間隙水圧が有効上載圧まで上昇した後も応力～ひずみ関係が逆Ｓ字形になる密な地盤特有のサイクリックモビリティと同様な挙動がみられ、地盤は繰返しせん断に対して剛性を保持していることがわかる。これは地盤中を水がドレーンに向かって流れたためであり（排水状態）、流れない場合（非排水状態）とは異なった地盤挙動を示したと考えられる。すなわち、排水条件下では体積減少が生じ正のダイレイタンシーが強まることで地盤のせん断剛性が繰返し回復しているが、非排水条件下では体積変化がないため有効応力の減少に伴いせん断剛性が著しく低下したと考えられる。



図－4.4.16　過剰間隙水圧の時刻歴（G.L-250 mm）



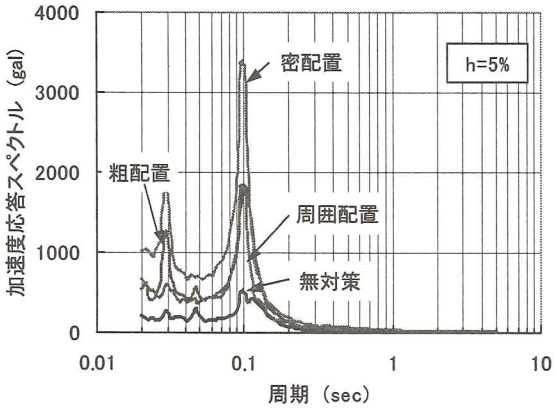
図－4.4.17　せん断応力～せん断ひずみ関係（G.L-280～-380 mm）



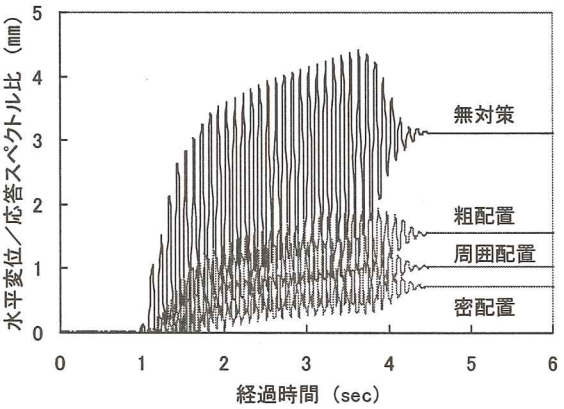
図－4.4.18　有効応力経路（G.L-280～-380 mm）

一方、設計を意識した場合、杭の変位量や作用する外力を定量的に評価することが重要となる。そこで、フーチングの応答スペクトルをみると**図－4.4.19**のように無対策地盤では上層地盤が完全液状化しているために加速度応答は大きくならないが、ドレーン設置地盤では、特に、密配置、粗配置で地盤のサイクリックモビリティの影響で短周期成分が増幅し通常の地盤と同様、構造物に対して大きな影響を与えていることがわかる。

フーチング（杭頭部）水平変位の経時変化を**図－4.4.20**に示す。ここで、水平変位量は無対策地盤の加速度応答スペクトル（周期 0.1sec）で基準化したスペクトル比で除した値とした。図よりフーチングが同じ加速度応答の場合、ドレーン設置地盤は杭周辺地盤の水平方向地盤反力が確保されているため、無対策地盤と比較し水平変位量、変位振幅とも大幅に低減できると考えられる。



図－4.4.19　加速度応答スペクトル



図－4.4.20　フーチング（杭頭部）水平変位

振動台実験の結果、ドレーン設置地盤では、応答加速度の増幅に伴いせん断応力も大きくなったが、正のダイレイタンシー効果により完全液状化には至らなかった。したがって、ドレーン設置地盤は、地震動レベルが高い場合でも排水効果によって密な地盤と同様なサイクリックモビリティが生じ、杭周辺地盤の水平抵抗が保たれるため水平変位量を小さく抑えられると考えられる。

（2）設計法に関する解析的検討

a）マイクロパイルとの併用効果[6)]

①解析目的

小径ドレーン工法による増し杭（マイクロパイル）必要本数の低減効果について把握する。

②解析条件と解析ケース

検討モデルを図－4.4.21 に示す。検討対象とした既設基礎は、昨年度試設計で検討した単柱式Ｔ型道路橋脚で、地盤は地下水面以下の 7.0m 区間で液状化（土質定数の低減係数D_E=0）する。増し杭補強時の設計条件、基礎の降伏基準等は昨年度[7),8)]と同様にし、既設ＰＣ杭降伏時の応答塑性率の制限値はμ_{FR}=2.0 とした。増し杭はφ178 ㎜の高強度鋼管を主部材とするマイクロパイルで、Ｍ～φ関係はバイリニア型である。検討方法は静的非線形解析（道路橋示方書：基礎の地震時保有水平耐力法[9)]）で、モデルは既設杭と増し杭の杭基礎を地盤バネで支持したラーメン構造とした。解析コードはTDAPⅢである。

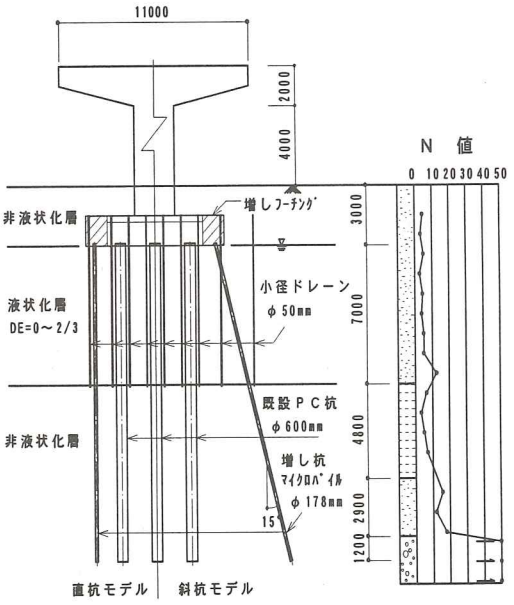
解析条件を表－4.4.6、4.4.7 に示す。解析は、小径ドレーンの排水効果による土質定数の低下抑制が増し杭本数にどの程度の影響を与えるか検討したケースと、地盤バネの配置が耐震補強効果に及ぼす影響について検討したケースとした。

表－4.4.6　増し杭本数の検討

ケース	増し杭角度	D_E	ケース	増し杭角度	D_E
①	0°（直杭）	0	⑦	15°（斜杭）	1/10
②		1/3	⑧		1/6
③		1/2	⑨		1/3
④		2/3	⑩		1/2
⑤		1	⑪		2/3
⑥	15°	0	⑫		1

表－4.4.7　地盤バネ配置の検討

ケース	配置部のD_E	タイプ	バネ配置箇所
①	0		なし（無配置）
②	1/3		増し杭部分のみ
③			増し杭＋既設外側杭
④			既設杭部分のみ
⑤			全杭配置



図－4.4.21　検討モデル

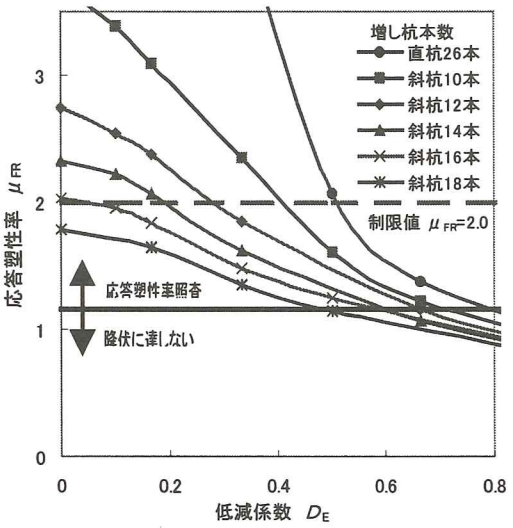
③解析結果および考察

ｉ）増し杭本数の検討

Ｌ２地震動 TypeⅡを想定した場合の解析結果を**表－4.4.8** に示す。同表によると直杭補強の場合、D_Eが 1/3 までは増し杭本数が 50 本以上となりD_Eを向上させた効果がみられない。一方、斜杭補強の場合は、D_Eが 0～1/3 間でD_Eの向上に応じて増し杭の必要本数を減少することが可能であった。また、いずれの場合もD_Eを 1/2 以上に向上させても、それ以上増し杭本数は減少せず、非液状化時と同本数で補強可能であった。すなわち、斜杭は荷重の大部分を軸力で負担するため少ない本数で水平荷重を分担できるが、直杭ではD_Eを向上させてもその数倍の本数が必要となることが示された。また、既設杭と増し杭の水平荷重の分担率についてみると、D_Eが小さいと既設杭の耐力も小さく水平荷重の大部分を増し杭が負担しなければならないが、D_Eが大きくなると既設杭の耐力も上がり、既設杭も水平荷重を負担できるようになることがわかった。したがって、D_Eが小さな範囲では、D_Eの向上が増し杭本数に大きく影響すると考えられる。

表－4.4.8　保耐法による試算結果

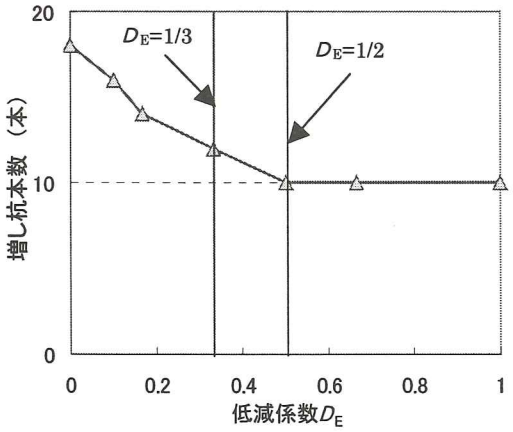
低減係数 D_E			0	1/10	1/6	1/3	1/2	2/3	1
直杭補強	増し杭本数(本)		－	－	－	50以上	26	26	26
	水平荷重分担率	既設杭	－	－	－	－	52%	50%	44%
		マイクロパイル	－	－	－	－	39%	39%	34%
		フーチング	－	－	－	－	9%	11%	22%
	μ_{FR}		－	－	－	－	2.06	1.37	耐力OK
斜杭補強	増し杭本数(本)		18	16	14	12	10	10	10
	水平荷重分担率	既設杭	23%	24%	29%	35%	48%	51%	39%
		マイクロパイル	77%	75%	69%	61%	44%	37%	39%
		フーチング	-	1%	2%	4%	8%	12%	23%
	μ_{FR}		1.78	1.95	2.06	1.84	1.6	1.22	耐力OK



図－4.4.22　低減係数～ 応答塑性率の関係

低減係数D_Eと応答塑性率μ_{FR}の関係を**図－4.4.22** に示す。D_Eが小さい場合、増し杭本数が補強効果に与える影響の度合いは大きいが、D_Eが大きくなるにしたがいその割合は小さくなっている。今回の検討ではD_Eが 0.8 以上の場合には、増し杭本数によらず杭体は降伏に至らないことがわかった。したがって、増し杭本数とD_E（小径ドレーン工法の排水効果）との組み合わせは、応答塑性率の制限値を目標に、状況に応じて適切に選定できると考えられる。

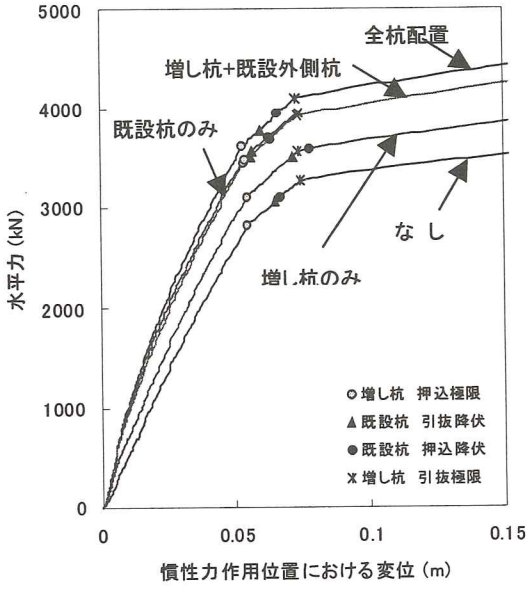
低減係数D_Eと必要増し杭本数の関係を**図－4.4.23** に示す。図から完全液状化するような地盤（D_E=0）を小径ドレーン工法の排水効果でD_E=1/3 程度まで引き上げることで、増し杭の必要本数は 18 本→12 本と 30%程度減少させられることがわかった。



図－4.4.23　低減係数～ 増し杭本数の関係

ii）地盤バネ配置の検討

斜杭(15°)12 本、D_E=1/3 のケースを基に、地盤バネの配置が基礎の保有耐力に及ぼす影響について検討した。解析結果を図－4.4.24 に示す。地盤バネがない場合と比較し、いずれの場合も、地盤バネで支持されることにより基礎の耐力は向上している。特に、既設杭部分、増し杭＋既設外側杭部分に地盤バネを配置した場合は、全杭に地盤バネを配置した場合と比べ保有耐力に顕著な差は認められなかった。しかし、増し杭部分のみに配置した場合、耐力は大きく低下した。また、基礎の破壊形態は、まず全ケースともほぼ同じ水平変位で増し杭の押込みが極限に達した。その後、既設杭の降伏、増し杭の引抜きが極限に至った。したがって、地震時水平荷重は、主に斜杭の軸力と既設外側杭の地盤バネで負担していると考えられる。



図－4.4.24　地盤バネ配置の解析結果

以上、試算結果から基礎は杭本数を 30%程度減少（18 本→12 本）させても低減係数D_Eの向上（0→1/3）により十分な耐力を有していた。また、地盤バネは既設外側杭への影響が大きいことがわかった。したがって、小径ドレーン工法のＬ２地震動 TypeⅡへの適用は、増し杭工法と併用し、低減係数D_Eを 1/3 程度見込めるように過剰間隙水圧を消散させることで有効であると考えられる。

b）改良範囲の検討[10)]

①解析目的

昨年度行った小径ドレーン工法の適用効果に関する試設計[11)]では改良効果を地盤バネ値に反映させたが、改良範囲の影響を考慮することは困難であった。そこで2次元 FEM 解析を用い、改良範囲、改良形態が構造物にどのような影響を与えるか検討する。

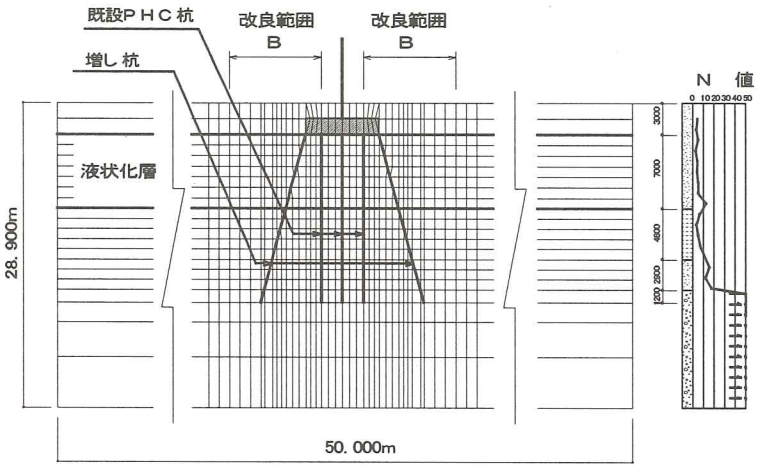
②解析条件と解析ケース

解析モデルを**図－4.4.25** に示す。解析は全応力解析による遂次非線形解析とした。液状化の影響は、GL-3～GL-10m の中砂層を液状化層とし、この層のせん断弾性係数を低減させることで表現した。

地盤の非線形特性は H-D モデルを用い、G/G_0～γ 関係、h～γ 関係は安田・山口の式[12)]より導いた。構造物は昨年度[2)]と同様とし、既設 PHC 杭の M～ϕ 関係はトリリニア型、増し杭マイクロパイルの M～ϕ 関係はバイリニア型の非線形はり要素とした。フーチングおよび上部構造物は剛体とし、上部構造の作用位置に質点をおいた。境界条件は、側部を水平ローラー、底面を固定とした。入力波形には道路橋・標準入力地震波 OGAS FUKIAI N27W を用いた。

検討ケースを**表－4.4.9** に示す。改良形態は、直下型、両脇型の2タイプを考えた。改良範囲は、杭に受働土圧が働く領域、受働・主働の両崩壊領域（1/β 区間）、受働・主働の両崩壊領域（液状化層全体）を基本に表に示すとおりとした。

せん断弾性係数 G_0 の低減率は、液状化部で 1/100、小径ドレーンによる改良範囲部で 1/3 と仮定した。



図－4.4.25　解析モデル

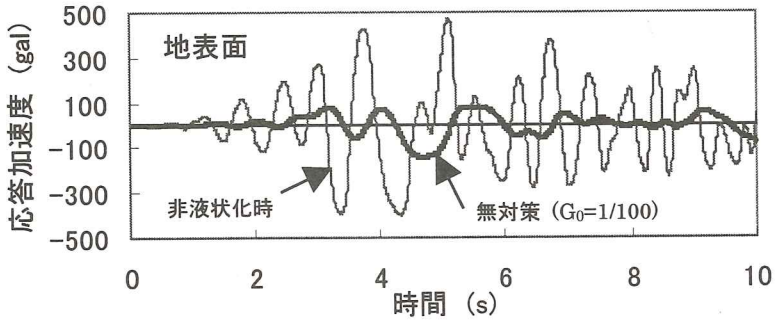
表－4.4.9　検討ケース

ケース	改良形態	改良範囲 B		備　考
1	無対策	全範囲 G_0の低減率 1/100		－
2	非液状化時	G_0の低減 なし		－
3	直下型	1.0 m	－	既設杭周辺
4		3.0 m	－	既設杭＋増し杭周辺
5		5.0 m	$B=h\tan\alpha_1$	受働土圧部
6		10.0 m	$B=h\tan\alpha_1+H\tan\alpha_2$	受働＋主働土圧部
7		15.0 m	$B=H\tan\alpha_1+H\tan\alpha_2$	受働＋主働土圧部（液状化層全体）
8	両脇型	1.0 m	－	既設杭周辺
9		3.0 m	－	既設杭＋増し杭周辺
10		5.0 m	$B=h\tan\alpha_1$	受働土圧部
11		10.0 m	$B=h\tan\alpha_1+H\tan\alpha_2$	受働＋主働土圧部
12		15.0 m	$B=H\tan\alpha_1+H\tan\alpha_2$	受働＋主働土圧部（液状化層全体）

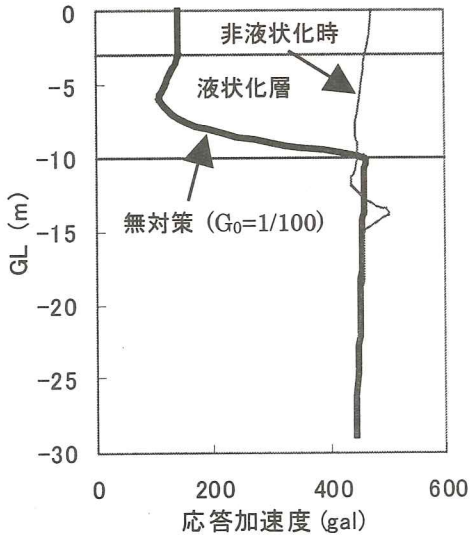
③解析結果および考察

無対策、非液状化時の時刻歴応答加速度を図－4.4.26 に示す。無対策の場合、応答加速度は非液状化時と比べ小さく、長周期化している。また、図－4.4.27 に示す最大応答加速度分布をみると、無対策の場合、液状化層を境に急激に応答加速度が減衰している。このときの既設杭の最大曲げモーメント分布を図－4.4.28 に示す。無対策時には杭頭部および層境界で最大値を示し、既設杭は構造物からの慣性力に加え地盤変形による強制外力の影響を強く受けることがわかった。

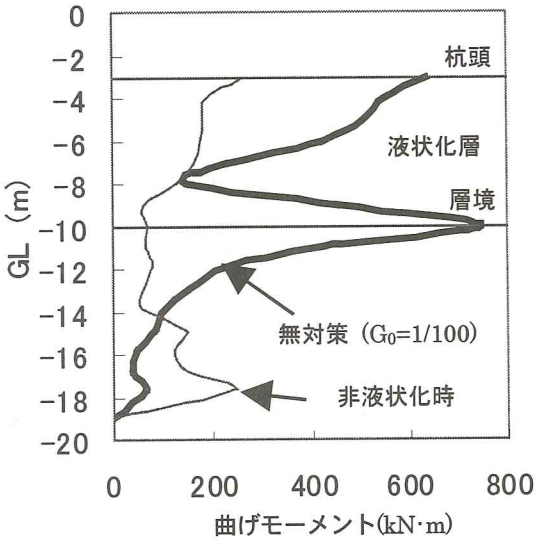
したがって、せん断剛性を 1/100 程度に低下させることで全応力解析においても簡易的に液状化現象が表現できていると考えられる。



図－4.4.26　時刻歴応答加速度



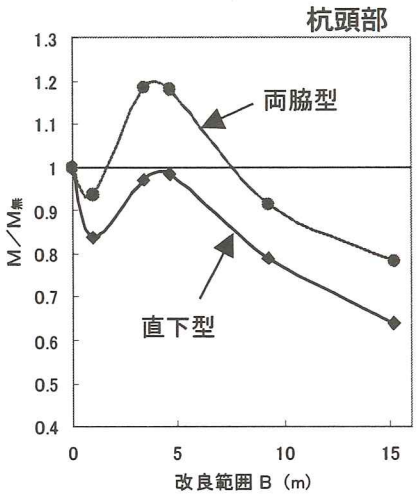
図－4.4.27　最大応答加速度分布



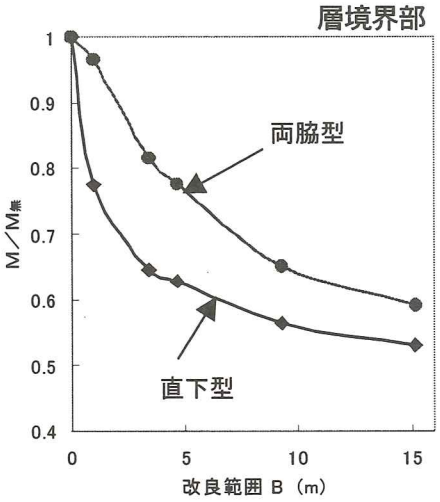
図－4.4.28　最大モーメント分布

改良範囲と最大曲げモーメントの関係を図－4.4.29（杭頭部）、4.4.30（層境界部）に示す。ここで、各ケースのモーメントは無対策時のモーメントで正規化して示した。杭頭部に働くモーメントは改良範囲 1m では無対策時に比べ低減されるが、3、5m では逆に増加し、10m で再び低下する傾向がみられた。一方、層境界については改良範囲が大きくなるほどモーメントは小さくなり、直下型（改良範囲 1m）では無対策時の20%程度の低減が可能であった。このとき、杭体の塑性化の程度は図－4.4.31 に示すように大きく抑えられていた。また、改良による低減効果は、いずれの場合も直下型が両脇型より大きいことがわかった。

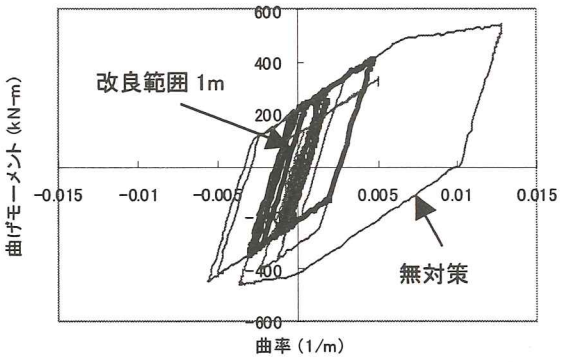
改良範囲とフーチングの最大水平変位の関係を図－4.4.32 に示す。直下型の水平変位量は改良範囲 1m で無対策時の 60%程度に低減され、それ以上改良範囲を拡げても低減効果が少ないことが認められた。



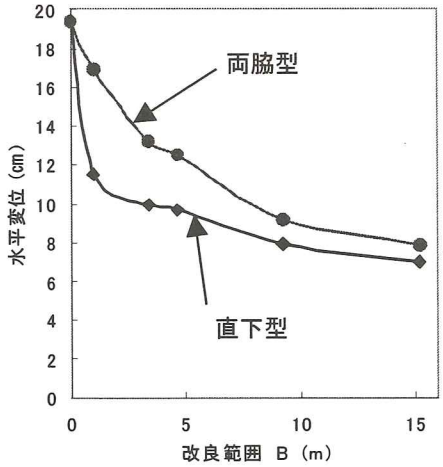
図－4.4.29　改良範囲～最大モーメント



図－4.4.30　改良範囲～最大モーメント比



図－4.4.31　M～φ関係（層境界部）



図－4.4.32　改良範囲～最大水平変位（フーチング）

検討の結果、杭基礎の水平変位量は、構造物からの慣性力の他に地盤変位による杭体の塑性化の程度に影響されることが示された。また、構造物への応力低減効果は改良範囲にしたがい大きくなるが、地盤－杭基礎－構造物の固有周期との関係に影響されるため、必ずしも改良範囲を拡げることが構造物にとって有利にならないことがわかった。

（3）施工性に関する要素実験

a）ドレーン打設時の騒音

①測定目的

騒音・振動問題は工法の選定に当たっての重要な要因である。このため、小径ドレーン打設時の騒音による周辺環境への影響を現場実測データにより確認する。

②測定条件

建設騒音レベルの測定はJIS Z 8731（騒音レベル測定法）に準拠し、騒音計（JIS C 1502）とレベルレコーダーを用いて行った。一般に地盤改良工事における騒音レベルの基準値は、騒音規制法により敷地境界線から30mの地点で85dB以下である。

測定条件を**表－4.4.10**に示す。

表－4.4.10　騒音測定条件

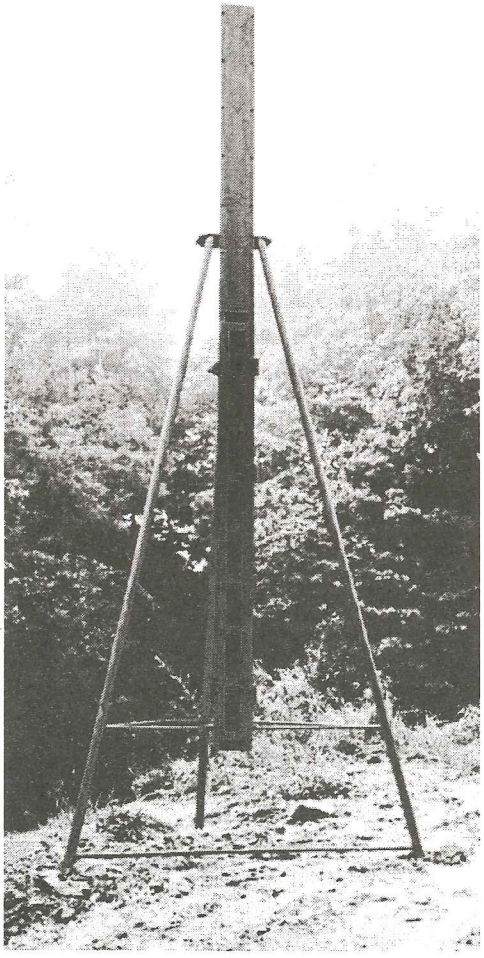
種　　類	建設工事騒音
測定対象	小径ドレーン打設時
性　　質	周期的あるいは、間欠的であるがレベルはほぼ一定
測定方法	等価騒音レベルLeq：計測時間中（10sec）の各周波数での騒音レベルのエネルギー平均値
測定点	・打設地点からの距離：2.5m、5m、10m、20m ・コンプレッサー稼働時騒音：5m地点 ・暗騒音
備　考	・測定場所：圃場 ・天　　候：晴れ ・気　　温：20℃ ・地　　質：道路盛土の路肩部　N値5～10

③測定結果

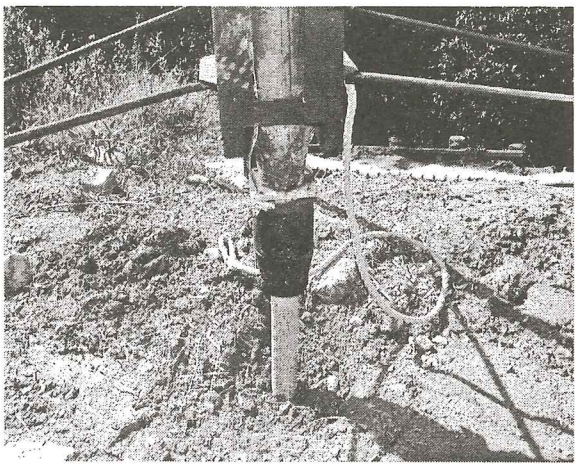
小径ドレーン打設状況を**写真－4.4.7、4.4.8** に示す。小径ドレーンは、長さ 2m のものを３本継ぎとし用いた。

測定結果を**図－4.4.33** に示す。図より、小径ドレーン工法は打設地点から 5m 程度離れることで騒音規制値 85dB 以下であり、市街地における近接構造物付近での施工にも適していると考えられる。

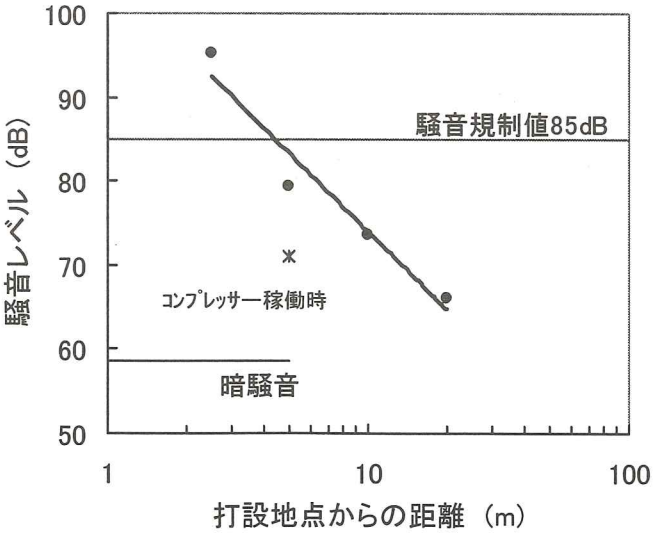
また、打撃機（インパクトモール）の振動による周辺環境への影響はみられなく、打設ガイドも安定して施工可能であった。なお、打設速度は 1m/min であり、鉄筋挿入による鉛直性調査ではドレーン管の極端な曲がりや折れは認められなかった。



写真－4.4.7 小径ドレーン打設状況



写真－4.4.8 小径ドレーン打設状況



図－4.4.33 打設時の騒音測定結果

b）フーチング削孔方法の検討

①実験目的

構造物直下に小径ドレーン工法を適用する場合、フーチング下面鉄筋を損傷させないことが重要となる。そこで、φ50、φ100 のコアカッターを用いた二重削孔方法を提案し、その有用性について要素実験を行い確認する。

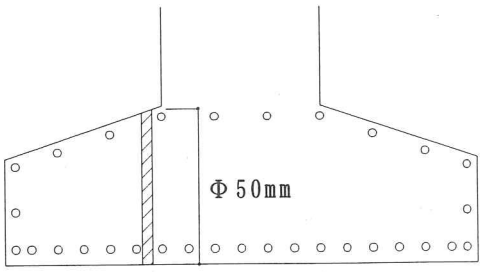
②実験条件

実験ケースを**表－4.4.11** に示す。

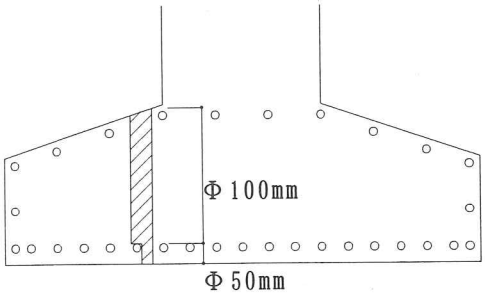
試験体にはＲＣ試験体（□750×750×750、設計強度 21N/mm²）を作成し用いた。

表－4.4.11　フーチング削孔方法に関する実験ケース

	削孔方法		コア径（㎜）	確認項目	備　　考
1	単削孔	－	φ50	・鉄筋の損傷状態 ・削孔精度 ・削孔速度 ・ラップ孔の精度	φ50 でフーチング下面まで削孔
2		ラップ式			φ50 でフーチング下面までラップ削孔
3	二重削孔	－	φ100＋φ50		φ100 でフーチング下面鉄筋上部まで削孔し、その中を鉄筋を避けφ50 で削孔
4		ラップ式			φ100 の中でφ50 のラップ削孔



図－4.4.34　単削孔方法（鉄筋位置－確認可）

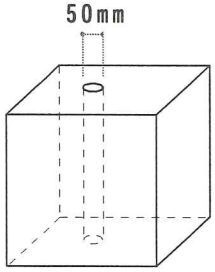
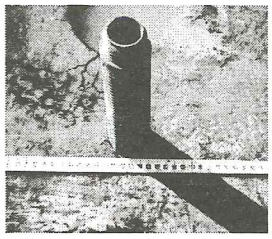
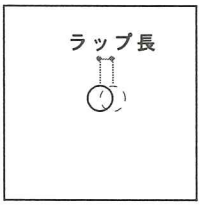
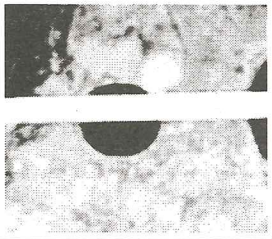
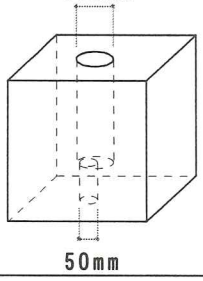
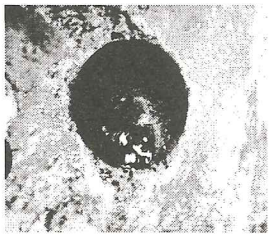
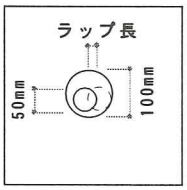
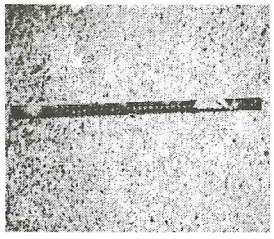


図－4.4.35　二重削孔方法（鉄筋位置－不明）

③実験結果

実験状況および実験結果を**表－4.4.12** に示す。実験結果より、二重削孔方法、磁石探査方法はフーチング下面鉄筋位置が不明確な場合においても、鉄筋を損傷させることなく削孔できることがわかった。

表－4.4.12　実験結果

	削孔方法	実験状況	削孔速度	削孔精度	実験結果
1			40 ㎜/min	1/400	コア径φ50 の削孔径は 53 ㎜となり、小径ドレーン（φ50 ㎜）は容易に挿入可能である。
2					試験体上面からのラップ削孔の場合、ラップ長 40 ㎜で精度よく削孔できた。
3					二重削孔方法（φ100 中のφ50 削孔）におけるφ50 削孔位置は、任意に選定可能であった。
4		－			二重削孔方法においてラップ長 10 ㎜程度でも削孔可能であったが、それ以下では、前孔にケーシングが逃げてしまうため困難であった。
鉄筋位置・損傷	・二重削孔方法において鉄筋位置（下筋）は、一段削孔（φ100 ㎜）後に磁石を用いることで簡易的に確認できた。 ・また、磁石を用いない場合でも試験体に埋設された鉄筋位置は、コアカッター・オペレータの感覚で容易に確認できた。 ・しかし、鉄筋には 0.7 ㎜程度の損傷があった。（コアカッターが鉄筋に触れた時点ですぐに停止した） ・この損傷は、削孔機にセンサーを取り付けることで防止できると考えられる。				

4.4.2 研究課題

本年度までの研究成果と今後の研究課題を**表－4.4.13** に示す。

表－4.4.13 小径ドレーン工法の研究課題

分　類	項　目	実施した検討方法	確認された知見・成果	残された課題
材料性能	スクリーン仕様	ボイリング試験によるスクリーン材選定（開口率、スロットサイズ、パイピング比）試験の実施	小径ドレーンの排水性能・防砂効果は、開口率よりもスロットサイズに支配されることがわかった。スロットサイズ選定方法を提案した。	小径ドレーン標準仕様の設定 マニュアル化
	排水性能	模型振動台実験の実施	小径ドレーンの排水性能は、グラベルドレーンと同等以上であることを確認した。	原位置における排水性能の確認
設計法	排水効果	模型振動台実験の実施	小径ドレーン仕様は、従来の間隙水圧消散工法と同様の設計法を用いることができる。	マニュアル化
	Ｌ２地震動	道示・保耐法による試設計（マイクロパイル工法との併用についても検討）	L1 地震動、Ｌ２地震動 TypeⅠには小径ドレーン工法のみで、L2 地震動 TypeⅡには小径ドレーン工法にマイクロパイルを併用することで対策効果があることが示された。	試設計・対策効果の追加検討 成果の整理とマニュアル化
	改良範囲	２次元 FEM 解析	改良範囲を拡げることが必ずしも構造物にとって有利とならないことがわかった。	
施工法	施工性能	フーチング削孔方法の検討	２重削孔方法、磁石探査方法でフーチング削孔を簡易に確実に行えることを確認した。	実試験施工による施工性の確認 標準施工仕様、管理基準のマニュアル化
	周辺環境への影響	打設時の騒音計測	打設地点から5m位置で騒音規制値 85dB 以下であることを確認した。	

4.4.3 研究計画

小径ドレーン工法の研究経過と計画を表－4.4.14 に示す。

表－4.4.14 小径ドレーン工法の研究経過と計画

	以前	平成 11 年度	平成 12 年度	平成 13 年度
①材料特性				
・スクリーン仕様の検討				
・振動台実験による排水性能の確認				
・原位置振動実験による排水性能の確認				
・小径ドレーン標準仕様の設定				
②設計法				
・振動台実験による水平抵抗性能の検討				
・有効応力解析による対策効果の検討				
・試設計による対策効果の検討				
・マイクロパイル工法との併用効果についての検討				
・改良範囲の検討				
③施工方法・管理				
・試験打設による騒音測定				
・フーチング削孔方法の検討				
・試験施工による施工性の確認				
・標準施工仕様、管理基準の設定				
・制約条件に対する施工シミュレーション				
④設計・施工マニュアル（案）				
・研究成果、全体の整理				
・設計施工マニュアル（案）の作成				

【参考文献】

1）Susumu IAI:Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, 港湾技術研究所報告，第 27 巻，第 3 号，1988.9.

2）建設省土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その 1），2000.8.

3）原田、高津、坂本：排水機能付き小径鋼管を用いた既設構造物基礎の液状化対策工法，第 34 回地盤工学研究発表会，1999.7.

4）渡辺、原田、角田、谷野、東畑、Sesov：模型振動台実験に基づく小口径スクリーン管の排水性能評価，第 36 回地盤工学研究発表会，2001.6.（投稿中）

5）原田、角田、高津、渡辺、東畑、Sesov：ドレーン工法による杭基礎の液状化被害軽減効果に関する模型振動台実験，第 36 回地盤工学研究発表会，2001.6.（投稿中）

6）原田、角田、水取、谷野、東畑、Sesov：小径ドレーン工法による杭基礎の水平抵抗性能に関する振動台実験，土木学会第 56 回年次学術講演会，2001.10.（投稿中）

7）角田、原田、高津、谷野、大下、市村：既設基礎の耐震補強法の検討－ドレーン工法の適用効果について－，第 36 回地盤工学研究発表会，2001.6.（投稿中）

8）市村、大下、福井、西谷：既設基礎の耐震補強に関する検討（その 1）研究概要と試設計条件，土木学会，第 55 回年次学術講演会，2000.9.

9）中田、相良、大下、福井：既設基礎の耐震補強に関する検討（その 2）高耐力マイクロパイル工法の試設計，土木学会第 55 回年次学術講演会，2000.9.

10）（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成 8 年 12 月

11）角田、原田、高津、渡辺、大下、市村：既設基礎の耐震補強に関する検討（その 8）－小径ドレーン工法の改良範囲について－，土木学会第 56 回年次学術講演会，2001.10.（投稿中）

12）谷野、渡辺、大下、市村、高津、原田：既設基礎の耐震補強に関する検討（その 5）－小径ドレーン工法の液状化対策効果の試算－，土木学会第 55 回年次学術講演会，2000.9.

13）安田、山口：種々の不攪乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会講演集，1985.

4.5　ＳＳＰ工法

4.5.1　研究成果

（1）曲げ載荷試験結果解析

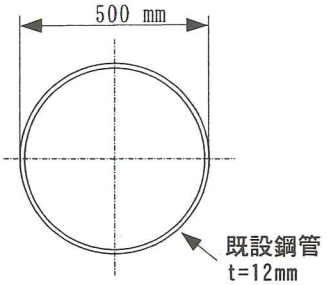
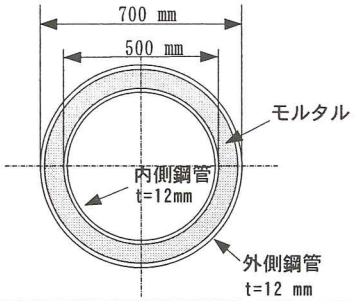
本工法の今までの研究成果は，平成 11 年度に実物大での施工性を目的とした実証実験が行われ良好な施工性が確認されている．よって，本年度は，降伏耐力や終局耐力等の力学特性を解明する事を目的として，補強前と補強後を想定した供試体を製作し，曲げ載荷試験を行った．以下にその内容を報告する．

ａ）実験方法

① 実験供試体

載荷試験に用いた供試体は既設鋼管（単管）と補強後鋼管（2 重鋼管）の 2 体である．既設鋼管の断面はφ500mm，鋼管厚さｔ＝12mm，供試体の全長は 6.0m であり，実物大のパイルベント橋脚における鋼管杭を仮定したものである．次に補強後鋼管の断面は，内側鋼管の外径はφ500，鋼管厚さｔ＝12mm，外側鋼管の外径はφ700，ｔ＝12mm，供試体全長 6.0mであり SSP 工法により補強された補強杭を想定して，2 重鋼管の隙間にモルタル（水中不分離型無収縮モルタル）を打設した複合構造物とする．各供試体の鋼管の材質は SS400 を使用し，材料試験結果および充填モルタルの組成表については，**表－4.5.1・表－4.5.2** に示すとおりである．

表－4.5.1　供試体諸元

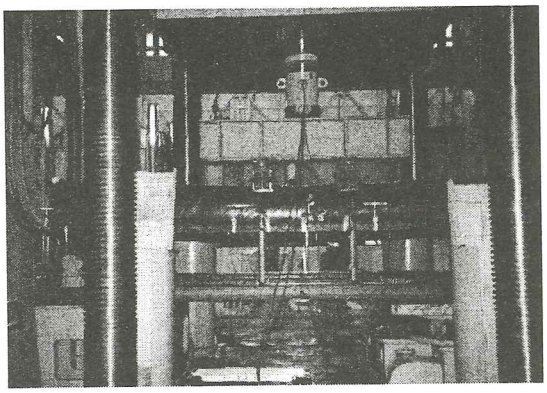
	既設鋼管断面	補強後鋼管断面
断面形状		
鋼管の材質	ＳＳ４００	
鋼材の強度	$\sigma y = 334 N/mm^2$	$\sigma y = 287 N/mm^2$
モルタル強度	－	$\sigma u = 60 N/mm^2$
鋼材の弾性係数	$E = 2.0 \times 10^5 N/mm^2$	
モルタルの弾性係数	－	$E = 2.2 \times 10^4 N/mm^2$

表－4.5.2 充填モルタル組成表

成　分　名	重量（%）	備　考
特殊セメント	37.0	早強セメント＋CAS 系膨張材
添　加　剤	0.5	ポリカルボン酸塩系流動化剤＋水溶性セルロースエーテル＋アルミ粉系発泡剤
珪酸質骨材	45.8	5 号珪砂
水	16.7	－
合　計	100	－

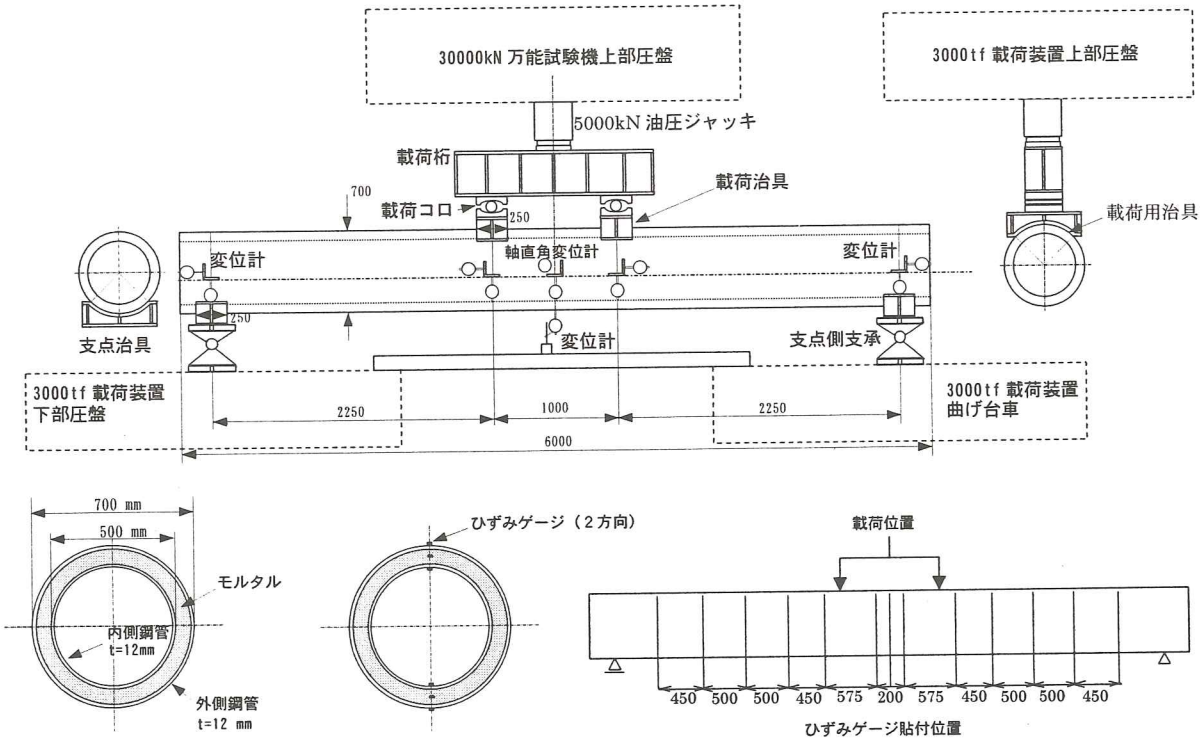
② 載荷実験方法

載荷実験方法を**写真－4.5.1**，実験装置を**図－4.5.1** に示す．載荷は 30000kN 万能試験機を反力台とし，5000kN 油圧ジャッキにより 2 点載荷で行う．支点間の距離は 5.5m で，載荷点間の距離は 1.0m とする．支点治具は，鋼管に局部座屈が生じないよう 90° の角度で試験体に接するよう 1/4 円の面で幅 25cm の治具を用い，かつ，変形を拘束しないように支承を配置する．また，載荷点は，試験体の変形を拘束することなく均等に載荷するため，載荷治具と載荷梁の間にコロを設置する．



写真－4.5.1　曲げ載荷実験状況

また，計測機器として，荷重計を荷重点に 1 ヶ所，鉛直変位計を供試体の中心に 2 ヶ所（中立軸，下部），荷重点と支承点の 4 ヶ所（中立軸）に設置した．ひずみゲージは，圧縮側，引張側それぞれに，鋼管の外側と内側，およびモルタル注入部の 1 断面に各 6 ヶ所設置した．表－3 に計測項目と数量を示す．



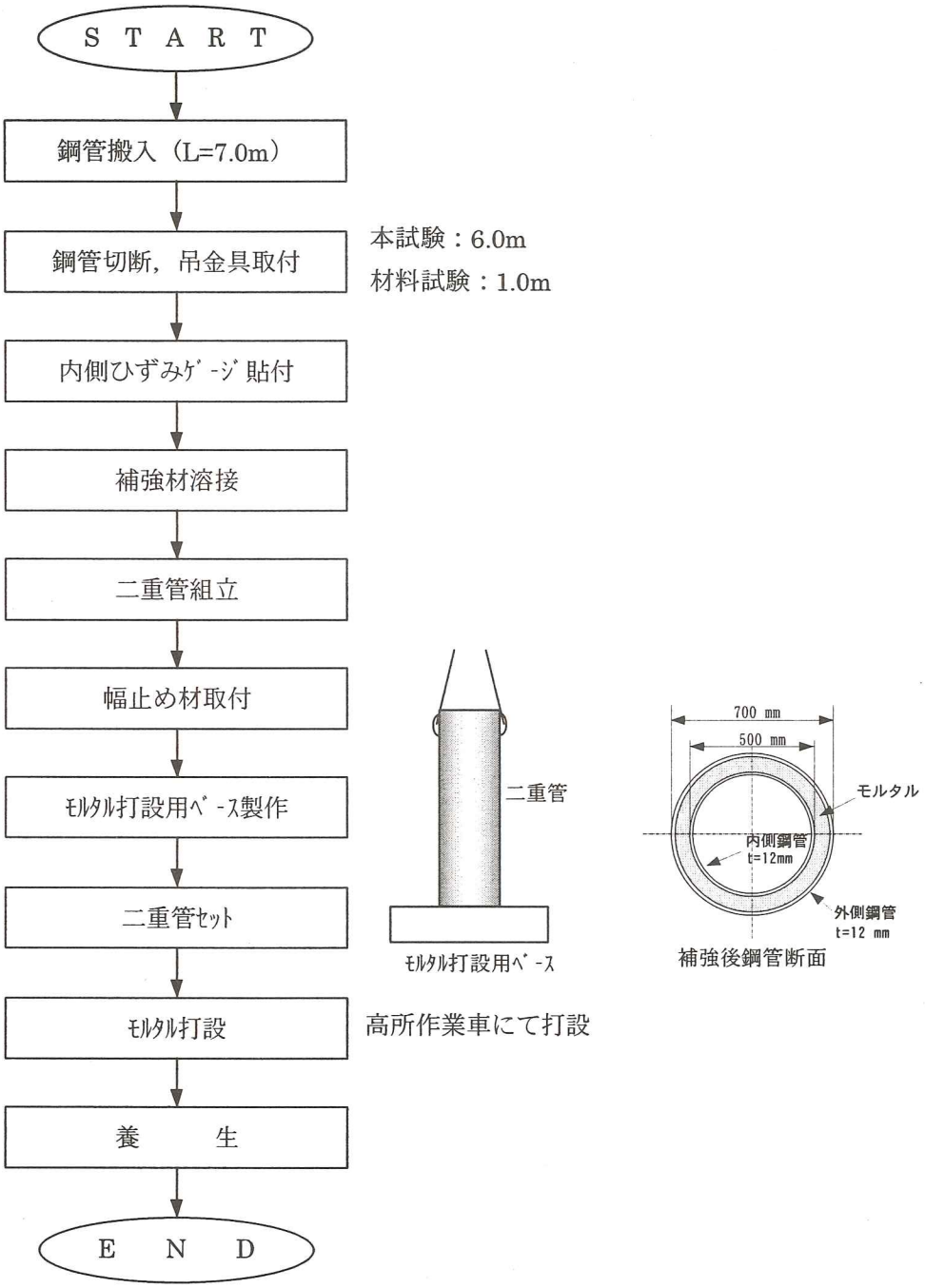
図－4.5.1　実験装置図

表－4.5.3　計測項目と数量

試　験　項　目	計　器	数　量
荷重	荷重計（ロードセル）	1
水平変位	変位計	5
鉛直変位	変位計	6
ひずみ	ひずみゲージ（2方向）	78

③ 供試体作成

供試体の製作フローを，**図－4.5.2** に示す．供試体は，内側鋼管（φ500，t＝12mm）の荷重点と支点となる４ヶ所に補強リングを溶接し，外側鋼管（φ700，t＝12mm）には実際の補強状態を想定し，スペーサーガイドとウォータージェット配管ガイドとなる補強材を溶接する．2 重鋼管組立後，モルタルを打設する．



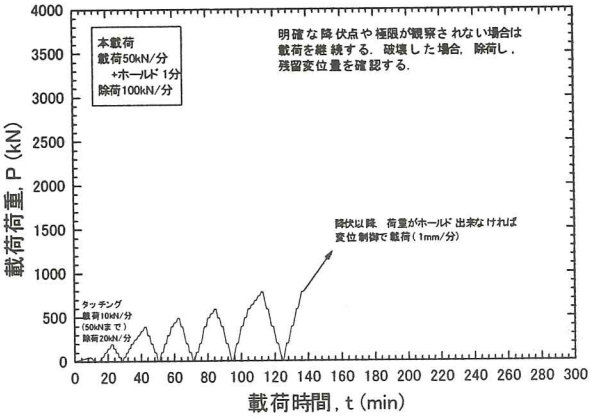
図－4.5.2　供試体作成フロー

b）曲げ載荷実験結果

① 載荷方法

-1 既設鋼管の載荷サイクル

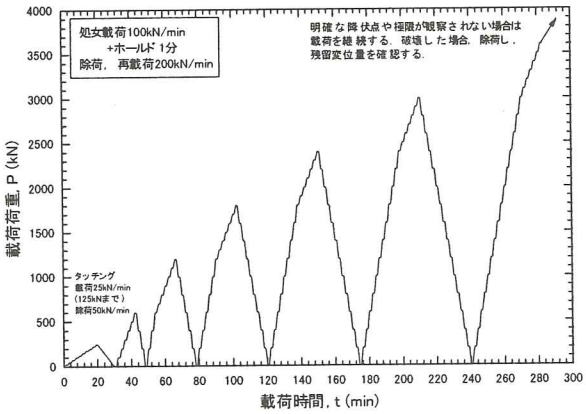
載荷は 2 点載荷で一方向に静的で行い，荷重制御で行う．載荷方法は，Pu（約 1000kN）を基準とし，1/5Pu，2/5Pu，3/5Pu，4/5Pu，Pu を最大荷重とする多サイクル方式で行う．載荷速度は，処女載荷時 50kN/min，除荷・再載荷時 100kN/min とし，各荷重段階における荷重保持時間を 1 分とする．その後、明確な降伏点や破壊が観測されない場合は、載荷を継続する．



図－4.5.3 既設鋼管の載荷サイクル

-2 補強後鋼管の載荷サイクル

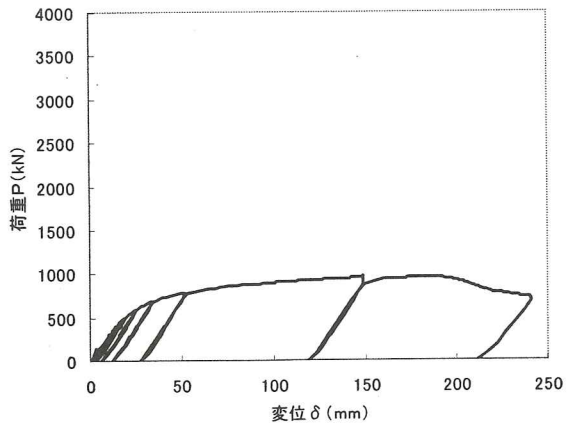
既設鋼管と同様，2 点載荷で一方向に静的で行い，荷重制御で行う．載荷方法は，Pu（約 3000kN）を基準とし，1/5Pu，2/5Pu，3/5Pu，4/5Pu，Pu を最大荷重とする多サイクル方式で行う．載荷速度は，処女載荷時 100kN/min，除荷・再載荷時 200kN/min とし，各荷重段階における荷重保持時間を 1 分とする．明確に降伏点や破壊が観察されない場合は，載荷を継続する．



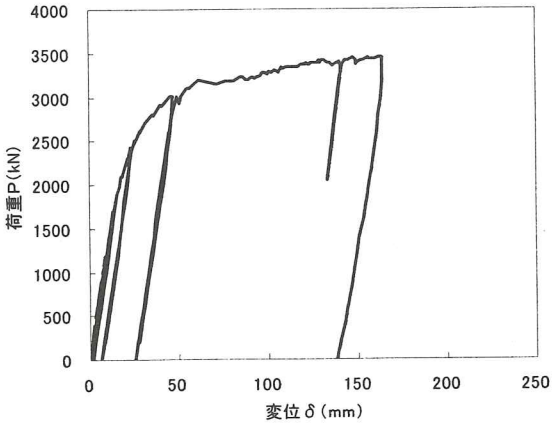
図－4.5.4 補強後鋼管の載荷サイクル

② 既設鋼管・補強後鋼管における荷重～変位曲線

図－4.5.5 は既設鋼管の荷重～変位曲線を，**図－4.5.6** は補強後鋼管の荷重～変位曲線をそれぞれ示す．着目した変位は各供試体の中央下端部に設置された変位計を用いた．**図－4.5.5** の既設鋼管は，載荷荷重 958.4kN 時以降において荷重が減少し，鋼管が終局を迎えた事がわかる．また，終局点を迎える前に降伏点である変位の急増点が確認できた．また，**図－4.5.6** の補強後鋼管は，載荷荷重 3440kN の時点にて測定計器の限界で載荷を断念したが，既設鋼管と同様に変位の急増点を確認できた．また，試験終了後の供試体は，鋼管の圧縮側に座屈が確認されたことから，ほぼ終局を迎えていたと推定できる．



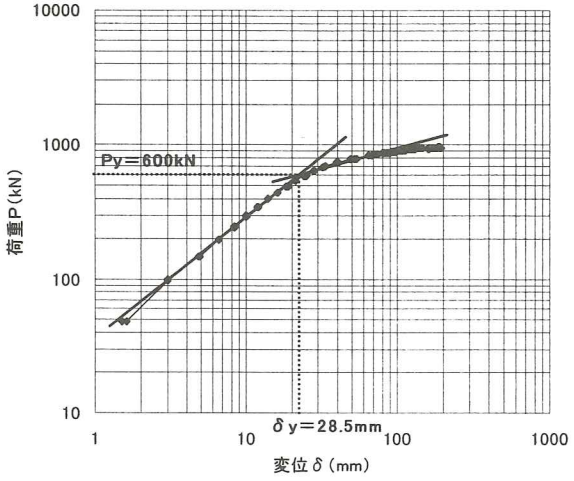
図－4.5.5　既設鋼管の荷重～変位曲線



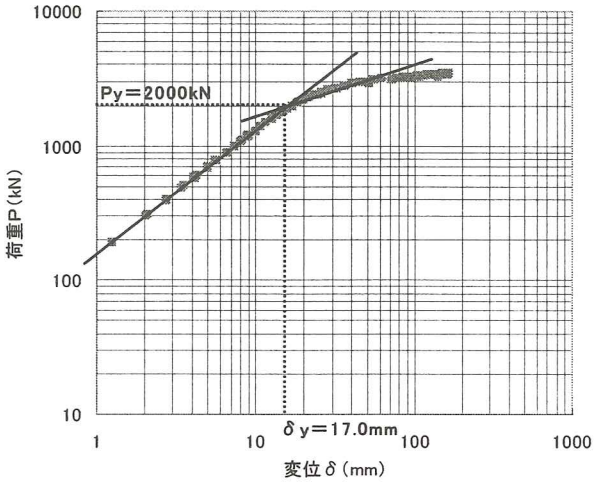
図－4.5.6　補強後鋼管の荷重～変位曲線

③ 両対数グラフによる供試体の荷重～変位曲線

既設鋼管および補強後鋼管の荷重～変位関係を両対数グラフにより**図－4.5.7・図－4.5.8** に示す．この時，変位の急増点を求めることで，供試体の降伏点を算出した．



図－4.5.7 既設鋼管の両対数グラフ



図－4.5.8 補強後の両対数グラフ

④ 既設鋼管の挙動および塑性率

一般的に，コンクリートを充填しない円形断面における鋼製橋脚のタイプⅠとタイプⅡの地震動に対する許容変位は，それぞれ5δy，6δy とされている．ここでは，パイルベント橋脚に使用されている鋼管杭においても鋼製橋脚と同様の塑性率を得られるかを検討する．また，実験に使用した既設鋼管φ500，t＝12mm の径厚比R/t は，**式－4.5.1** より，式の条件を満たすことから，既設鋼管は，脆性的破壊を起こさないと判断できる．

$$\frac{R}{t}\frac{\delta_y}{E}\sqrt{3(1-\nu^2)} = 0.057 \le 0.08 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式－4.5.1}$$

ここに，R：板厚中心での半径（cm）

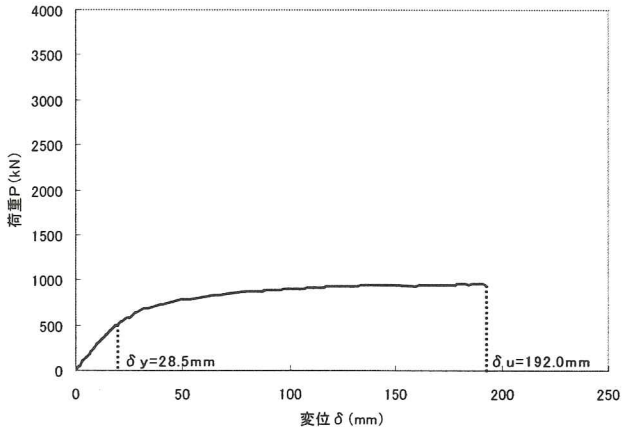
t：板厚（cm）

σy：鋼材の降伏点（N/mm²）

E：ヤング係数（N/mm²）

ν：ポアソン比（＝0.3）

既設鋼管の検討方法は，曲げ載荷実験により得られた荷重～変位関係より，既設鋼管の降伏以降の挙動を解析することで行う．**図－4.5.9** に既設鋼管の荷重～変位曲線を示す．

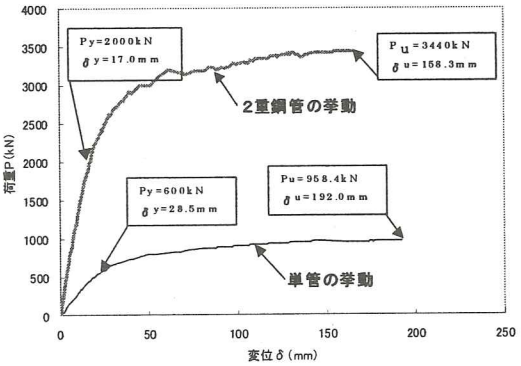


図－4.5.9　既設鋼管の塑性率

図－4.5.9 より既設鋼管の実験値における降伏変位は，6.9δy となった．これは，先に述べた鋼製橋脚の許容変位を上回っていることから，鋼製橋脚と同様な塑性領域を得られることが分かる．

⑤ 補強後鋼管の耐力

既設鋼管と補強後鋼管の耐力の比較を図－4.5.10 に示す．この時，各供試体の降伏荷重Ｐｙは，両対数グラフ上において変位の急増する点とする．図－4.5.10 より補強鋼管と既設鋼管の耐力の比較した結果，補強鋼管の耐力は，既設鋼管より降伏時で 3.33 倍，終局時で 3.59 倍とそれぞれ増加しており，一定の補強効果を得られることを確認することができた．



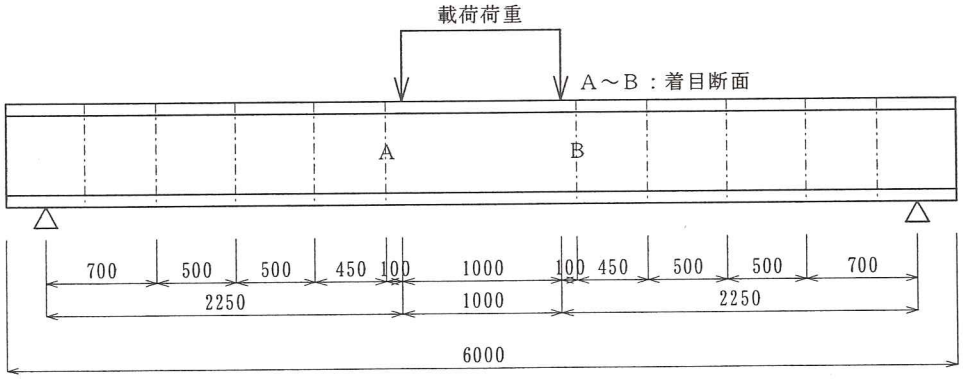
図－4.5.10　補強前と補強後の比較

⑥ 補強後断面のひずみ分布

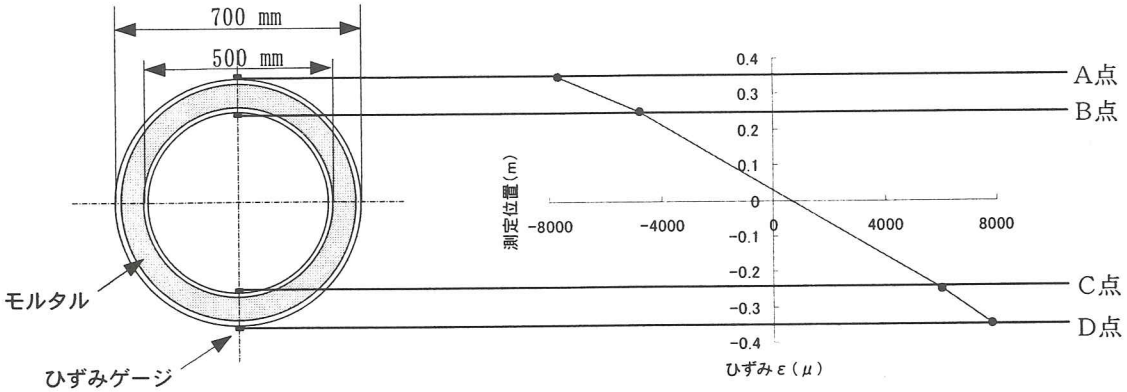
部材の耐力等を算出する場合，断面の平面保持が成り立っていることを前提に導かれている．補強後断面は 2 重鋼管の隙間にモルタルを充填した構造のため，大変形時に平面保持が成り立つかが問題となる．ここでは，計測されたひずみを基に検証する．

-1 ひずみ分布の表示方法

ひずみ分布は，補強後鋼管の内側鋼管と外側鋼管のそれぞれに設置されたひずみ計の値を用いた．グラフの標記方法は，ひずみは負の値を圧縮領域，正の値を引張領域としている．図－4.5.11 に測定位置，図－4.5.12 にひずみ分布の表示方法をそれぞれ示す．



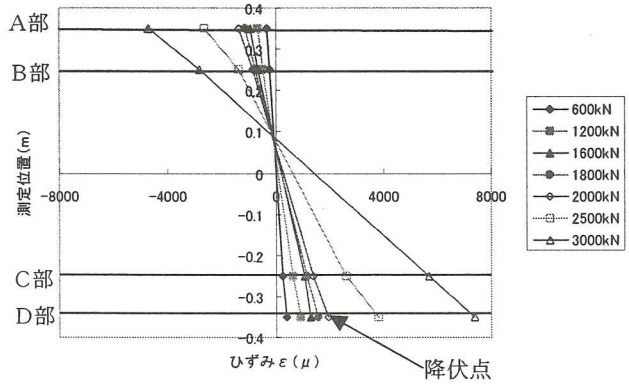
図－4.5.11　測定位置



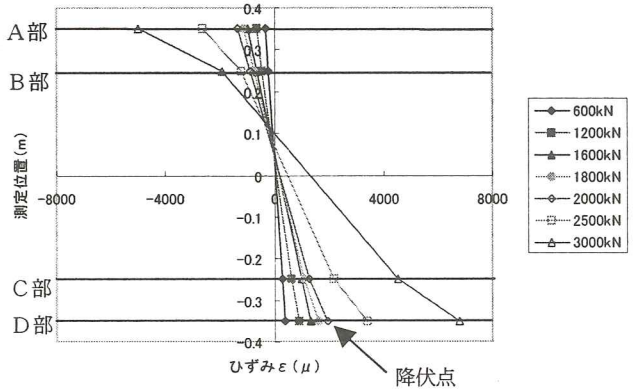
図－4.5.12　ひずみ分布の表示方法

-2 解析結果

載荷点におけるひずみ分布を**図－4.5.13・図－4.5.14** に示す．各図より載荷荷重約 2000KN 付近が降伏点であるが，それ以前はもちろんのこと，終局点付近の荷重強度まで平面保持が成り立っていることが分かる．これは，隙間に充填したモルタルが有効に働き，外側鋼管と内側鋼管を一体化していることが証明された．



図－4.5.13　A断面



図－4.5.14　B断面

c）補強断面の挙動および塑性率

SSP 工法による補強断面において，曲げ載荷実験により得られた荷重～変位関係をもとに，降伏点以降における供試体の挙動を解析する．その際，材料試験結果より得られた，供試体の物理特性値を基に計算値を算出し，実験値との比較検討を行う．

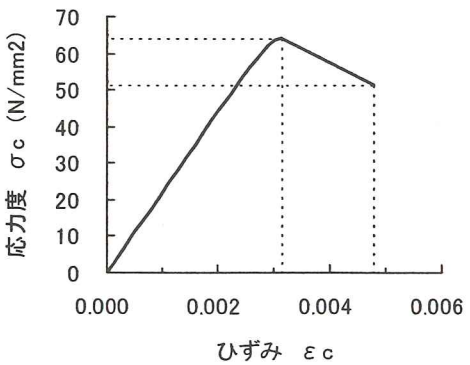
① 計算値の算出

材料試験結果をもとに，補強後鋼管のM－φ関係を算出する．算出方法は，以下の 3 ケースを想定し比較を行った．

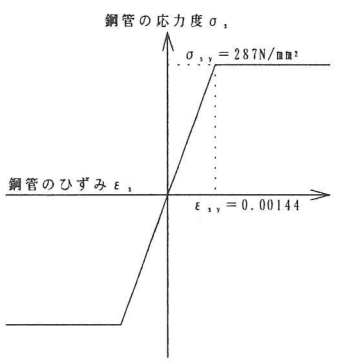
-1 ケース 1（モルタル考慮時）

ケース 1 は，補強後鋼管の内側鋼管および外側鋼管を鉄筋に見立て，RC 理論により算出する．ここで，降伏状態は外側鋼管の引張最外縁が降伏ひずみ εsy となる状態，終局状態はモルタルの圧縮最外縁がコンクリートの終局ひずみ εcu となる状態としてM－φ関係を算出した．この時，**図－4.5.15・図－4.5.16** に示す鋼管とモルタル部の応力～ひずみ関係は，鉄筋と帯鉄筋に拘束されたコンクリートをモデルとし，横拘束筋の体積比 ρs は，上限値である 1.8％を使用した．

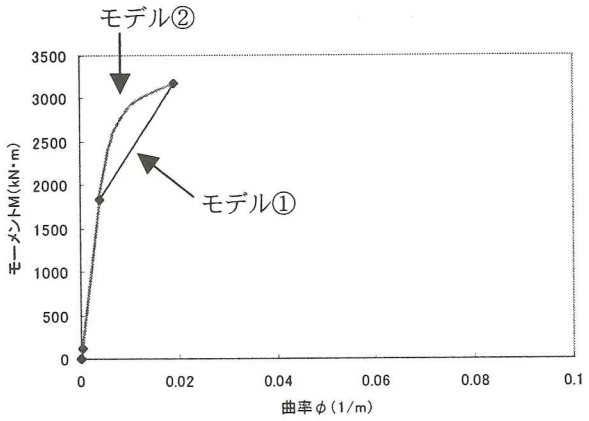
なお，通常，設計では簡易的にモデル①のトリリニヤ型として評価するが，ここでは，実挙動との整合性を図るため，降伏以降も忠実に評価したモデル②を使用する．



図－4.5.15　モルタル部の応力～ひずみ関係



図－4.5.16　鋼管の応力～ひずみ関係



図－4.5.17　ケース１Ｍ－φ関係

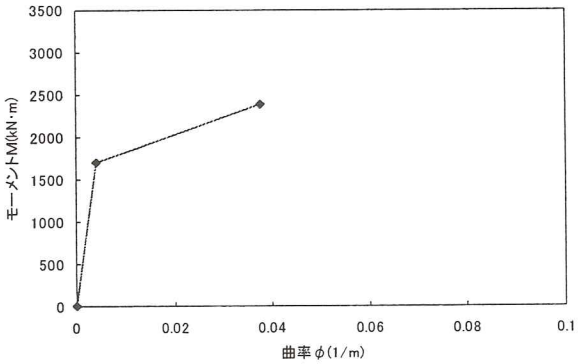
表－4.5.4　Ｍ－φ関係（ケース１：トリリニヤ型）

	M (kN・m)	φ (1/m)
ひび割れ時	122.8	0.000214
降伏時	1808.7	0.003750
終局時	3170.1	0.019020

-2 ケース２（モルタル無視時）

ケース２は，まず，降伏耐力を内側鋼管と外側鋼管の間のモルタル強度を無視し，平面保持した２重鋼管と考えて算出した．また，終局モーメントの算出においては，２重鋼管が全塑性した状態と仮定して算出した．この時，終局曲率φｕは，**図－4.5.10** の補強後鋼管の実験値より，終局変位が 9.2δｙであることから，終局曲率φｕ＝9.2φｙと仮定して算出した．

これらの条件をもとに，算出したＭ－φ関係を**図－4.5.18** に示す．



図－4.5.18　ケース２Ｍ－φ関係

表－4.5.5　Ｍ－φ関係（ケース２）

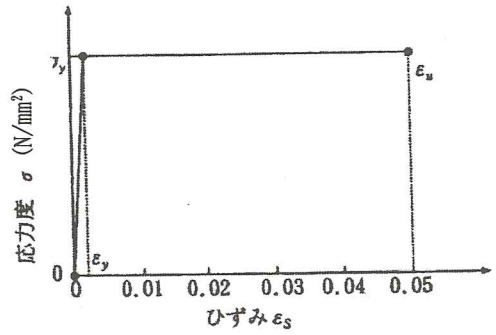
	M (kN・m)	φ (1/m)
降伏時	1707.7	0.004099
終局時	2390.7	0.037711

-3 ケース３（モルタル考慮時）

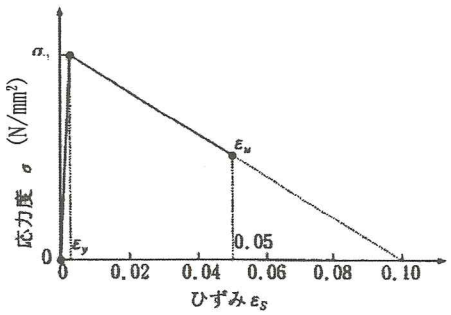
ケース３は，２重鋼管により拘束されたモルタルに対し拘束効果を考慮した応力～ひずみ関係を用いて算出する．ここで，降伏状態は外側鋼管の引張最外縁が降伏ひずみεsy となる状態，終局状態は，鋼材の圧縮ひずみεsu が 5％となる状態とした．

これらの条件をもとに算出したＭ－φ関係を**図－4.5.22** にモデル③として示す．

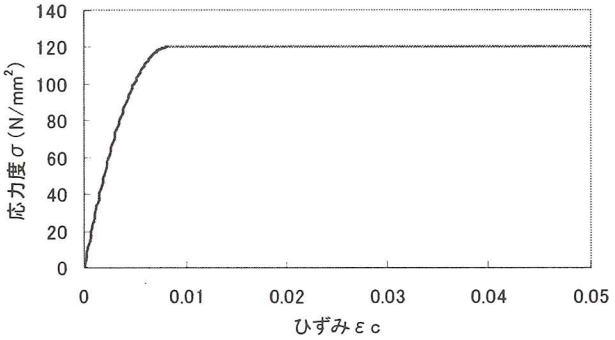
また，ケース１と同様，実挙動との整合性を図るため，降伏以降も忠実に評価したモデル④を使用する．



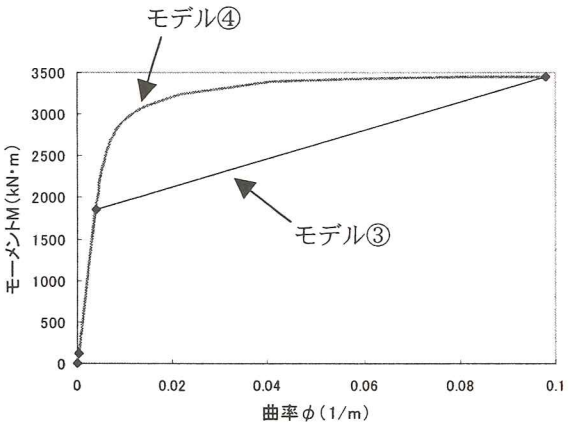
図－4.5.19　引張側鋼管の応力～ひずみ関係



図－4.5.20　圧縮側鋼管の応力～ひずみ関係



図－4.5.21　モルタル部の応力～ひずみ関係



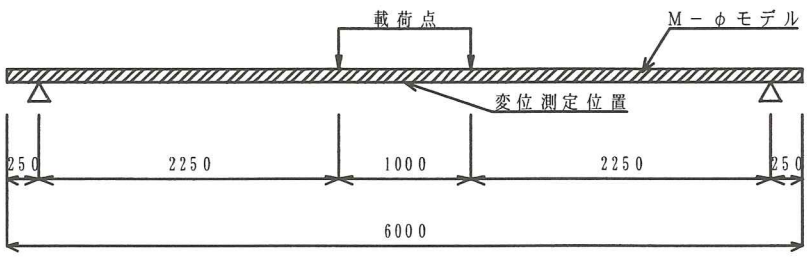
図－4.5.22　ケース３Ｍ－φ関係

表－4.5.6 Ｍ－φ関係（ケース３：トリリニヤ型）

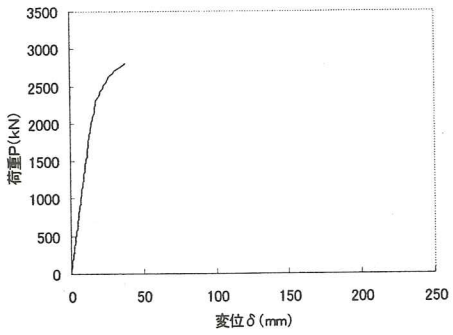
	M (kN·m)	φ (1/m)
ひび割れ時	122.8	0.000214
降伏時	1808.7	0.003750
終局時	3170.1	0.019020

② 計算値の荷重～変位関係の算出

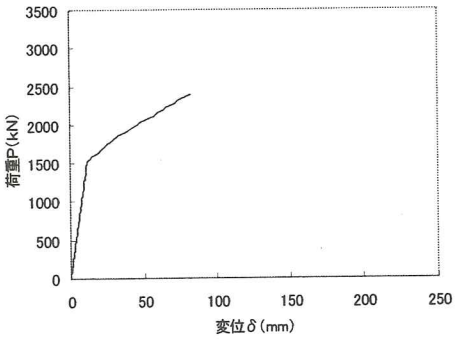
各ケースのＭ－φ関係をもとに，計算値による荷重～変位関係を算出した算出モデルを図－4.5.23，算出結果を図－4.5.24～図－4.5.26 に示す.



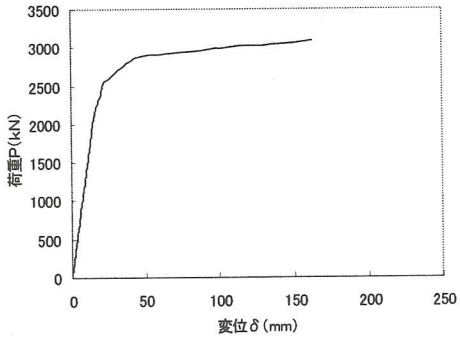
図－4.5.23　算出モデル



図－4.5.24　ケース１
荷重～変位曲線



図－4.5.25　ケース２
荷重～変位曲線

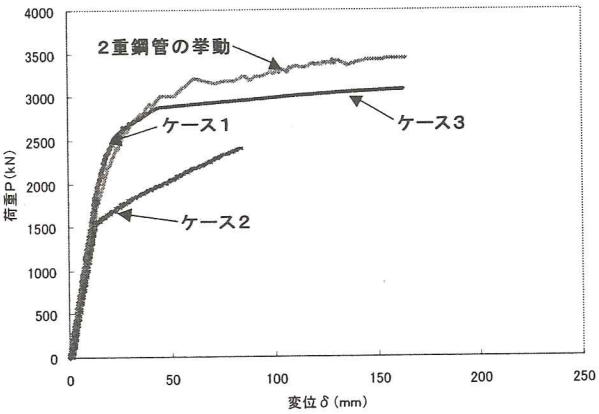


図－4.5.26　ケース３
荷重～変位曲線

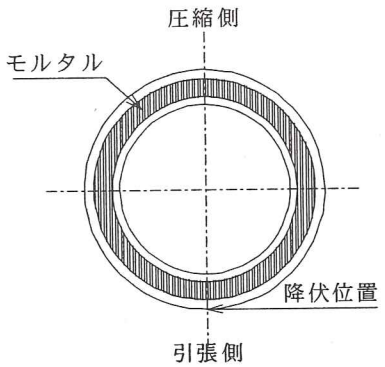
d）実験値と計算値の比較

ＳＳＰ工法による補強後鋼管の実験値と各ケースの計算値を比較した結果を，**図－4.5.27** と**表－4.5.7** に示す．なお，**表－4.5.7** における実験値・計算値の降伏荷重は，**図－4.5.28** に示すように，引張側の最外縁が降伏ひずみ ε_{sy} となった状態として統一して算出したものである．

表－7 より，実験値と計算値の降伏荷重の比率を見ると実験値を 1.00 とした場合，計算値が 0.95～1.00 となりほぼ一致することが分かる．これは，いずれの手法を用いて推定しても，降伏荷重は精度よく算出することができると考えられる．また，実験値の降伏以降の挙動は，ケース３が最も近い挙動を示している．これは，一体化を目的としたモルタルが塑性変形時に拘束効果を示していると考えられ，それにより，じん性に富んだ複合構造物となっていることが証明された．



図－4.5.27　実験値と計算値の比較



図－4.5.28　降伏荷重の定義

e）解析結果

パイルベント橋脚の地震時保有水平耐力法による照査を満足する耐震補強工法としてＳＳＰ工法を提案し，その概要を説明するとともに，その補強効果を確認するため曲げ載荷試験を行った．その結果をまとめると以下の通りである．

表－4.5.7　各ケースの降伏点と終局点

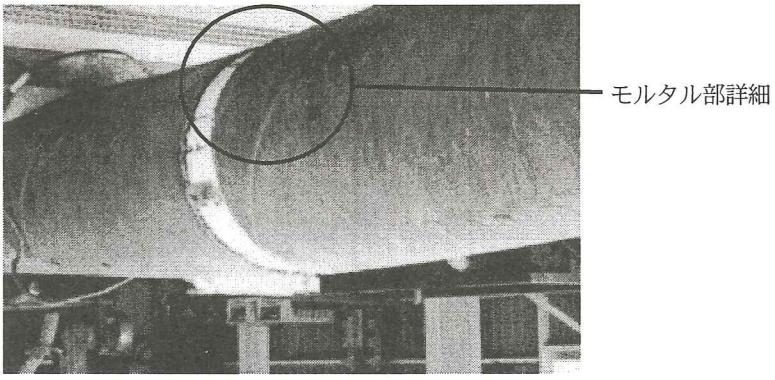
	降伏荷重Py (kN)	終局荷重Pu (kN)	降伏変位δy (mm)	終局変位δu (mm)	変位塑性率	降伏荷重の比率
ケース1	1584	2818	10.9	37.8	3.5	0.99
ケース2	1518	2344	11.8	77.1	6.5	0.95
ケース3	1604	3066	11.2	153.3	13.7	1.00
実験値	1600	3440	12.5	158.3	12.7	1.00

① 既設鋼管の実験により得られた荷重～変位関係より，降伏後の挙動を解析した結果，コンクリートを充填しない鋼製橋脚の許容変位を上回る塑性率を確認できた．よって，既設鋼管は，鋼製橋脚と同程度の塑性率を有していると判断できる．

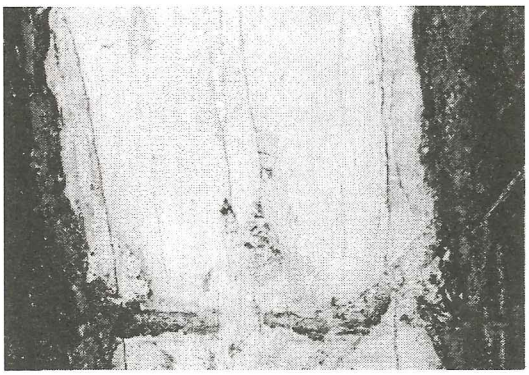
② 既設鋼管と補強後鋼管の耐力を比較すると，降伏荷重・終局荷重ともに３倍以上の耐力の向上が確認できた．ここで，従来の震度法で用いた震度 kh を 0.2 とし，保耐法で用いられるⅡ種地盤の最大震度 khc を 1.75・塑性率μを 5 と仮定すると等価水平震度 khe は 0.58 となる．単純に，震度法と保耐法の震度を比較すると，その比率は約３倍程度である．鋼管の許容応力と降伏耐力の違いもあるが，３倍程度の耐力増加が可能と確認されたことは，大規模地震時にも十分な補強が可能な工法であると言える．

③ 補強鋼管では，終局点近くの荷重強度まで断面の平面保持が成り立っていることが確認できた．

④ 曲げ載荷試験により得られた荷重～変位関係と，モルタルの効果を変えた計算値 3 ケースの荷重～変位関係を比較した．その結果，モルタルを考慮し，なおかつ，拘束効果も考慮したケースの挙動が実験値と最も良く整合することが分かった．これは，モルタルが拘束されていることによって，ひずみが増加してもモルタルが圧壊することなく応力が保持されていると考えられる．実験後，補強後鋼管の中心付近でモルタルの状況を確認した結果，**写真－4.5.2・4.5.3** に示すように，ひび割れは発生しているもののモルタルは破壊に至っていないことでも証明できる．
これにより，補強鋼管のじん性が向上し，実験値では塑性率μ_δ＝１０程度確保することができた．



写真－4.5.2 実験後のモルタル



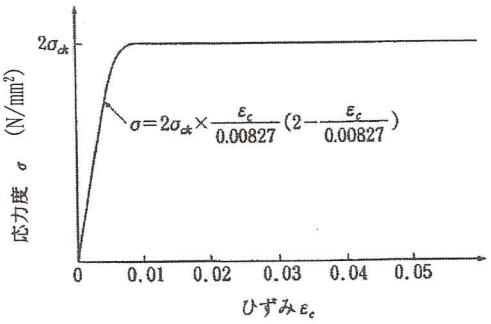
写真－4.5.3 モルタル部詳細

f）試験結果の設計法への反映

実験値と計算値の比較により得られた結果をもとに、パイルベント橋脚のＳＳＰ工法による補強設計を行う場合、以下の設計手法を提案する。

① 設計におけるＭ－φ関係

実験値の全体的な挙動は，解析結果よりモルタルを考慮し，なおかつ，拘束効果も考慮したケース３の挙動で近似できることが確認された．したがって，設計に使用する降伏耐力および終局耐力は，**図－4.5.29** に示すの応力ひずみ関係を用いて算出する．また，降伏時は引張縁の鋼管が降伏応力度に達した状態とし，終局時は圧縮縁の鋼管のひずみが 5%となる状態とする．なお、Ｍ－φ関係は，ひび割れ時の与える影響が小さいことから，降伏時と終局時を評価したバイリニヤ型のモデルを用いることとする．



図－4.5.29　応力～ひずみ関係

② 基礎の許容塑性率

実験値より，変位による塑性率(終局変位/降伏変位)は，μ＝10 程度確保することができた．この値より，許容塑性率を以下の式により算出する．この時，安全率αは，基礎の安全系数 1.8 を用いるものとする．

$$\mu a = 1 + \frac{\delta u - \delta y}{\alpha \delta y} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式－4.5.2}$$

上式より求めた許容塑性率はμa＝5.6 となる．

ここで，杭基礎の塑性率の制限値は，μa＝4 程度とされている．今回，地盤の影響は考慮していないが，補強鋼管自体の塑性率がμa＝4 を上回る値で確認されたため，設計上は杭基礎と同様にμa＝4 を用いることとする．

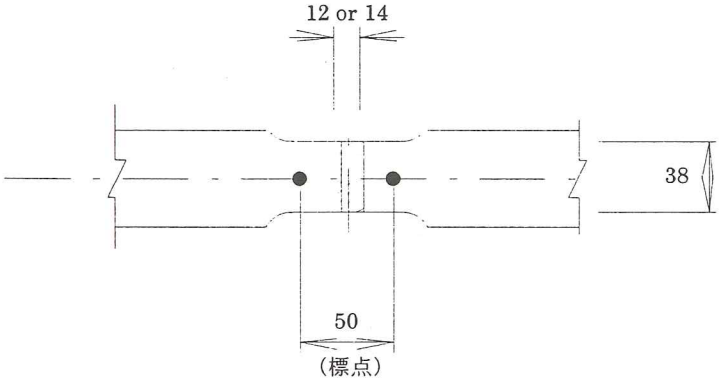
g）参考資料

① 材料試験結果

試験時における試験体の挙動および載荷荷重の最大値の推定を行うため，既設・補強鋼管の引張試験およびモルタル部の圧縮試験・静弾性係数試験を行う．

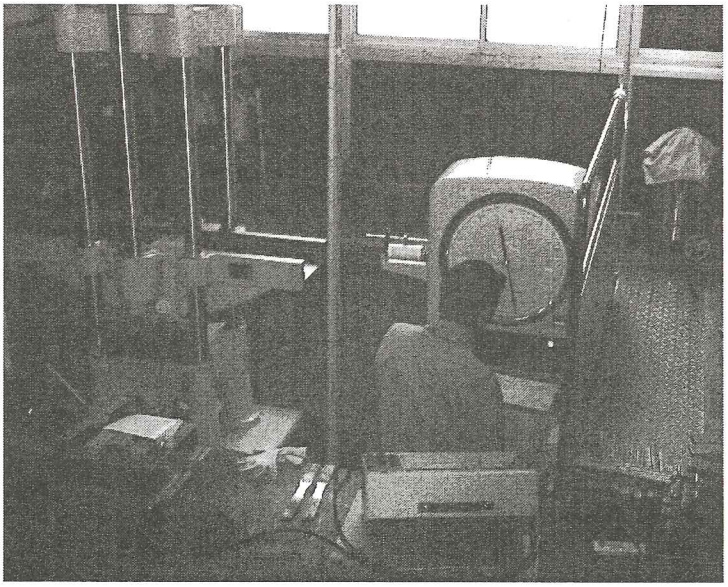
-1 鋼材の試験方法

試験方法は，JIS に規定された方法を用いて行う．試験片の形状を図－4.5.30 に示す．



JIS Z 2201　12 号 C 試験片

図－4.5.30　試験片の形状



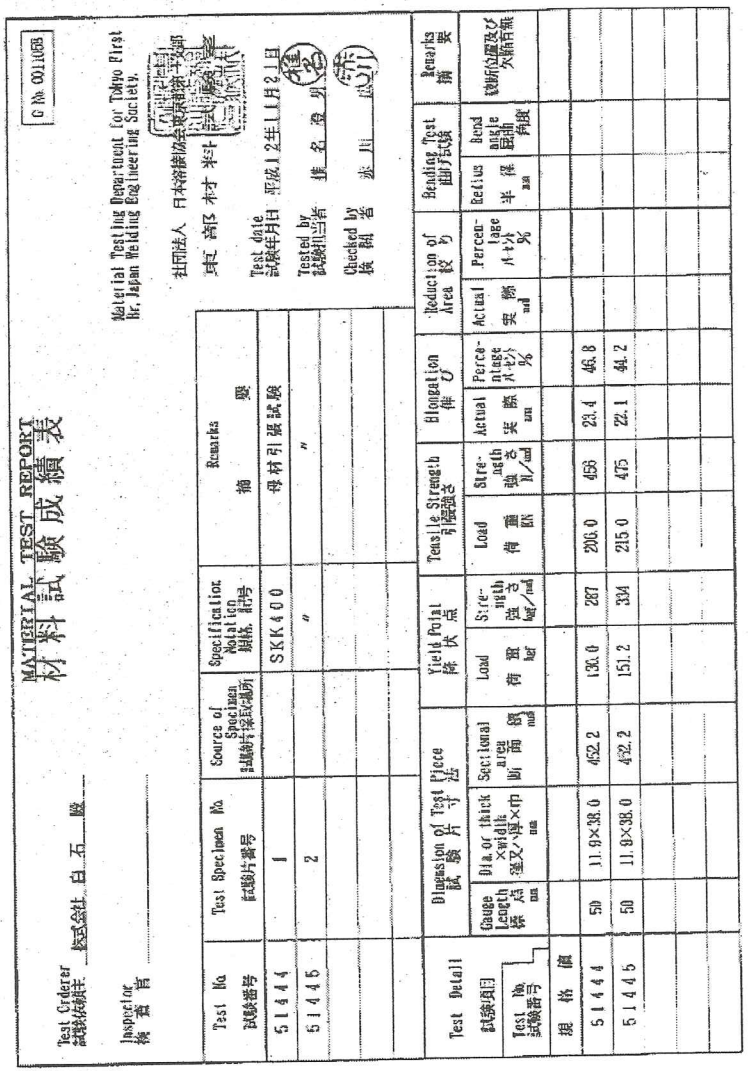
写真－4.5.4　引張試験状況

-2 試験結果

鋼材の引張試験結果を，**表－4.5.8 および図－4.5.31** に示す.

表－4.5.8　引張試験結果表

試験 NO	試験片 断面積 (mm^2)	降伏点		引張強さ	
		荷重 (kN)	強さ (kN/mm^2)	荷重 (kN)	強さ (kN/mm^2)
補強鋼管	452.2	130.0	287	206.0	456
既設鋼管	452.2	151.2	334	215.0	475



MATERIAL TEST REPORT
材料試験成績表

Material Testing Department for Tokyo First Br. Japan Welding Engineering Society.
社団法人 日本溶接協会東京第一支部 材料試験部

Test Orderer 試験依頼者：株式会社 白石 殿
Inspector 検査者：

Test date 試験年月日 平成12年11月21日
Tested by 試験担当者 佐名 澄男
Checked by 検印者 並川 忠

C No 00116B

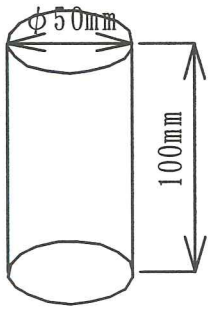
Test No 試験番号	Test Specimen No 試験片番号	Source of Specimen 試験片採取場所	Specification Notation 規格・符号	Remarks 摘要
51444	1		SKK400	母材引張試験
51445	2		〃	〃

Test Detail 試験項目	Dimension of Test Piece 試験片寸法			Yield Point 降伏点		Tensile Strength 引張強さ		Elongation 伸び		Reduction of Area 絞り		Bending Test 曲げ試験		Remarks 摘要
Test No 試験番号	Gauge Length 標点間距離 mm	Dia or thickness×width 径又は厚さ×巾 mm	Sectional area 断面積 mm²	Load 荷重 kgf	Strength 強さ kgf/mm²	Load 荷重 kgf	Strength 強さ kgf/mm²	Actual 実際 mm	Percentage パーセント %	Actual 実際 mm²	Percentage パーセント %	Radius 半径 mm	Bend angle 曲げ角度	試験位置及び欠陥状況
規格値														
51444	50	11.9×38.0	452.2	130.0	287	206.0	456	23.4	46.8					
51445	50	11.9×38.0	452.2	151.2	334	215.0	475	22.1	44.2					

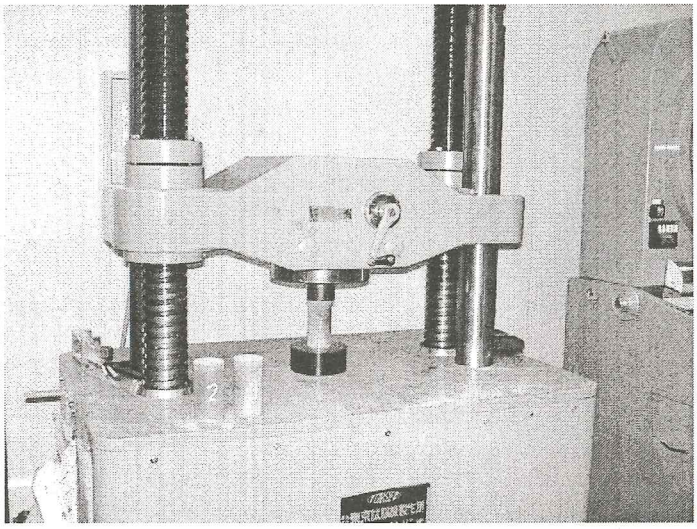
図－4.5.31　結果シート

・ -3 モルタルの試験方法

モルタルは，**写真—4.5.5** に示すように圧縮試験機による単調増加載荷により圧縮強度および静弾性係数を算出する．供試体の形状は，φ50mm 高さ 100mm とする．（**図—4.5.32**）



図—4.5.32　供試体形状



写真—4.5.5　試験状況

-4 モルタルの圧縮試験および静弾性係数試験結果

各試験の結果を,**表－4.5.9・表－4.5.10** に示す．各試験につき 3 回に試験を行い，試験結果の平均値を採用する．

表－4.5.9 圧縮試験結果表

圧縮強度（N/mm²）				
1	2	3	平均	採用値
62.1	59.2	58.7	60.0	60.0

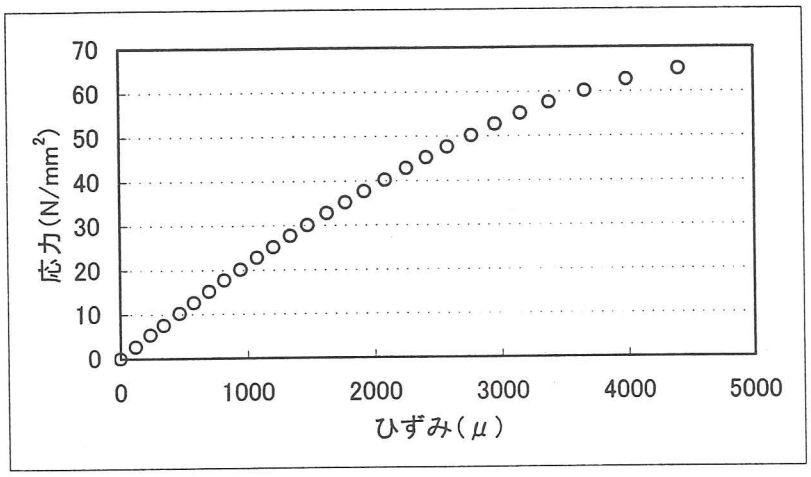
表－4.5.10 静弾性係数試験結果表

弾性係数（kN/mm²）				
1	2	3	平均	採用値
22.7	22.5	21.4	22.4	22.0

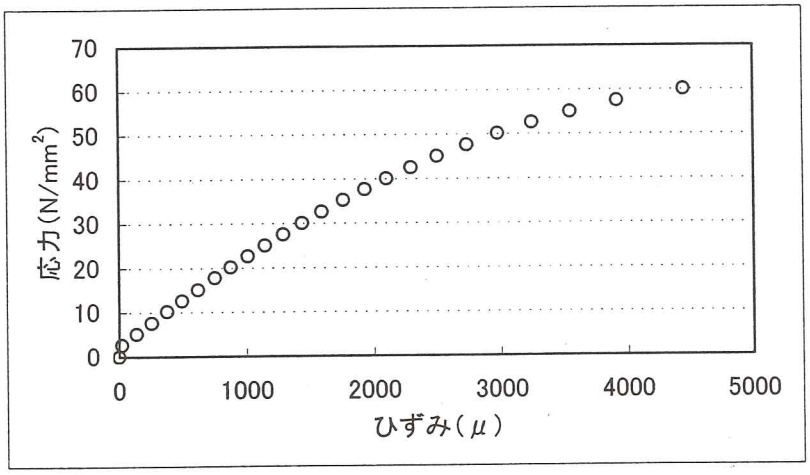
-5 モルタルの応力―ひずみ曲線

SSP工法用注入モルタルの静弾性係数試験時の応力―ひずみ曲線

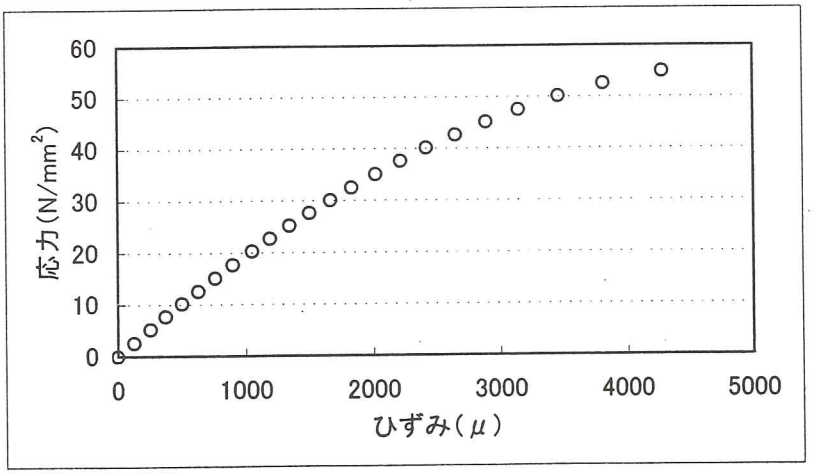
供試体 No.1



供試体 No.2



供試体 No.3



h）参考文献

a）秋山ほか　：既設基礎の耐震補強に関する検討（その 6），土木学会第 55 回年次学術講演会
平成 12 年 9 月

b）建設省土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その 1）
平成 12 年 8 月

c）日本道路協会　：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編，Ⅴ耐震設計編，平成 8 年 12 月

（2）施工要素実験

a）目　的

ＳＳＰ工法の施工においてN値 20～50 程度の固結シルト相当地盤でも，ウォータジェット（以下，ＷＪとする.）併用により圧入可能であることを確認するため模擬地盤を作成し，ＷＪの削孔効果を確認する.

b）試験項目

① 模擬地盤配合強度試験

・ 一軸圧縮強度試験

② ＷＪノズルの吐出圧（流量）と削孔効果の確認試験

・ 掘削深さ，幅の測定

c）模擬地盤の作成

① 模擬地盤強度の推定

今回モデルとした地盤は，平成１３年５月より実施工する横浜市中区近辺に分布している新第三紀三浦層群の土丹層（固結シルト）の土質データをもとに，qu＝2.0 N/mm^{2}と 4.0 N/mm^{2}とした.

② 配　合

模擬地盤の作成方法は気泡モルタルによる検討も行ったが，打設時の気泡の管理や一様な強度の発現は困難であることから早強セメントにベントナイトを添加し作成した．配合は試験練り実施後，以下のとおりとした.

表－4.5.11　模擬地盤モルタルの配合（1m^{3}当り）

目標強度 (N/mm^2)	早強セメント (kg)	ベントナイト (kg)	水 (l)
2.0	500	80	810
4.0	600	80	780

③ 圧縮強度試験

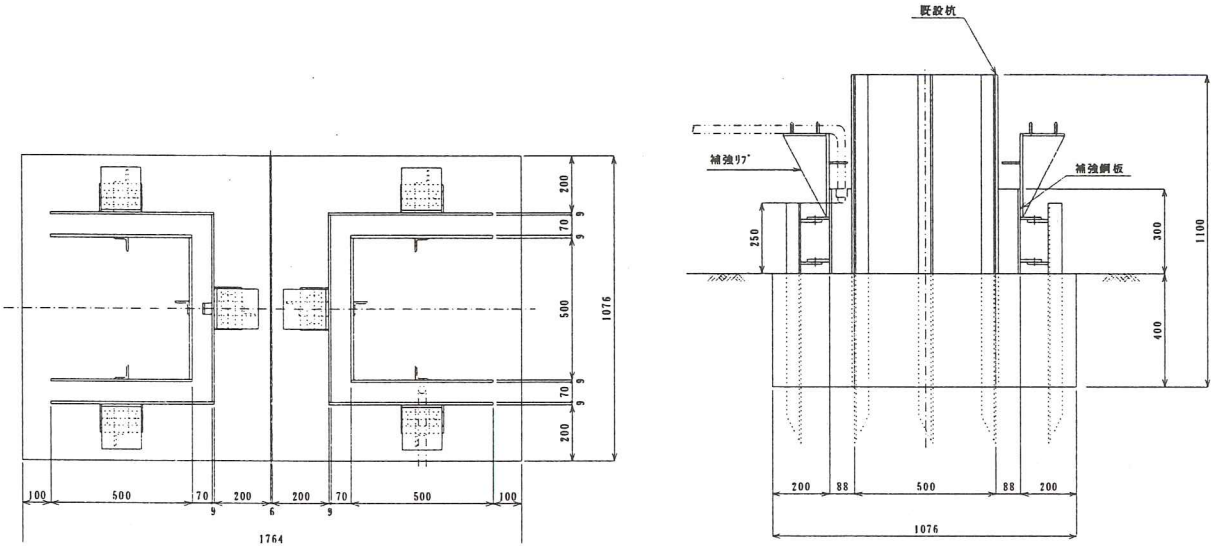
模擬地盤の圧縮強度試験を本実験実施日に合せて実施した．その結果を以下に示す.

表－4.5.12　圧縮試験結果（平均）

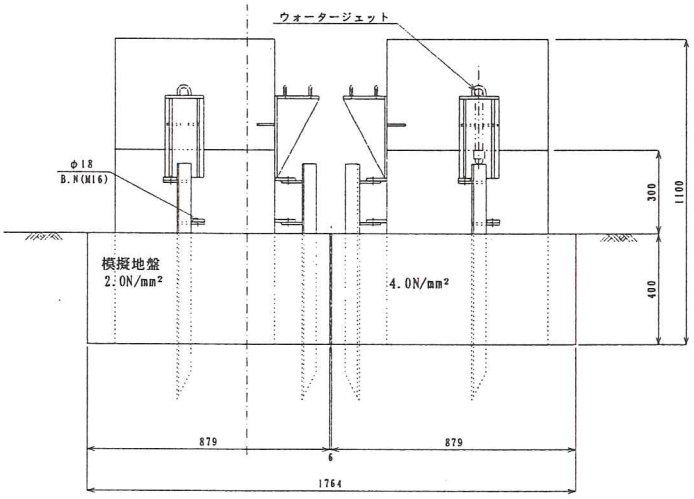
目標強度 (N/mm^2)	3 日強度 (N/mm^2)	7 日強度 (N/mm^2)	16 日強度 (N/mm^2)
2.0	1.25	2.24	—
4.0	2.66	—	7.70

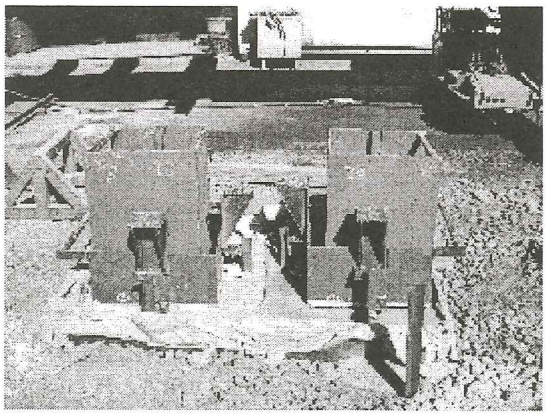
d）実験装置の概要

実験装置は図－4.5.33 のとおり 1,076×1,764×400 の模擬地盤に各辺 500mm の鋼鈑を 2 重に建て込み，その間にＷＪをセットした．



図－4.5.33　実験装置図





写真－4.5.6 実験装置全景

① 使用機械

ＷＪカッター（SJ－125E）：1 台

水槽（5m³）：1 台

ノッチタンク：1 台

水中ポンプ：2 台

e）実験結果とまとめ

今回の実験では土丹相当の模擬地盤（qu＝2，4 N/mm²）を作成し，ＷＪの削孔効果を確認した．ＷＪにより補強鋼管圧入時の先端抵抗を低減するためには現在予定しているＷＪの配管ピッチより，掘削幅を350mm かつ掘削深さ 50mm 程度が必要とされる．今回は 10 種類のノズルを製作し実験を行った．その評価結果を**表－4.5.13** に示す．

表－4.5.13　ノズル形状評価結果一覧表

ノズル No.	掘削幅	掘削深	総合評価
①	×	×	×
②	×	×	×
③	△	△	△
④	×	○	×
⑤	×	△	×
⑥	△	○	△
⑦	△	△	△
⑧	×	○	△
⑨	○	○	○
⑩	△	○	△

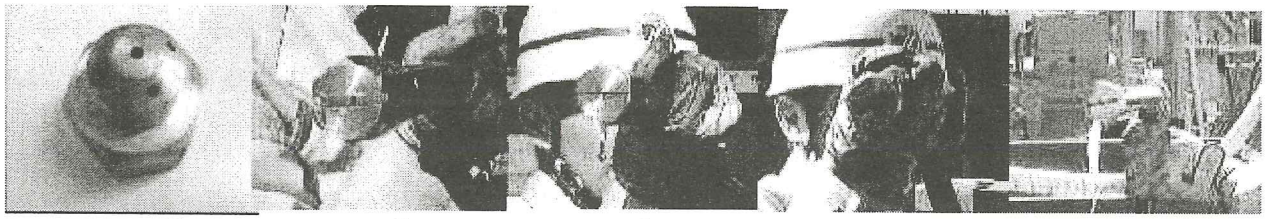
（※No.⑥はNo.⑤にスリットを追加したもの．
No.⑦はNo.③にスリットを追加したもの．）

ほとんどの場合水圧は，ノズル直下では大きく掘削効果を発揮するが，その水圧を 350mm 幅に作用させることは困難であった．しかし実験状況写真に示すノズル No.⑨は，模擬地盤の材齢が 37 日であり，qu＝4.0 N/mm² を大きく上回っていることが予想される地盤においても掘削幅は 250mm 程度であり，水流の形状，水圧から最も適していると考える．さらに，常設のＷＪのみでは十分な削孔効果が得られず，圧入が困難となった場合，円周方向へ手動式のＷＪを移動させることにより対応する．

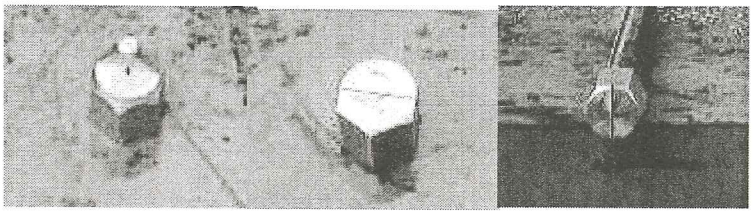
今回の実験結果から，常設のＷＪにはノズル No.⑨を採用し，手動式のＷＪには No.⑩を採用する予定である．次に，ＷＪの吐出圧と流量についてであるが，吐出圧に関しては今回の実験から 10 N/mm² 程度で十分であると考えるが，流量については今回 1 台のＷＪカッターに 1 個のノズルを取り付けており 100 ℓ/min 以上と流量が多く設定されていた．実施工では 1 台のＷＪカッターを 6 分岐することとなり，流量が足りなくなるケースも考えられる．その場合，WJ カッターを増設するかまたは，2～3 本づつ交互に吐出させるなど施工時の対応が必要である．

今回の実験結果ではＳＳＰ工法が硬質のシルトおよび土丹においても十分対応できる成果を得た．

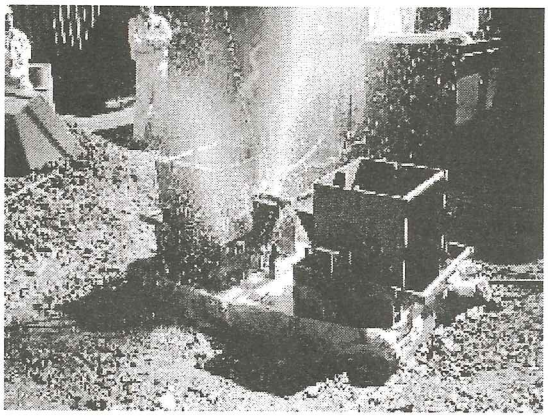
① 実験状況写真



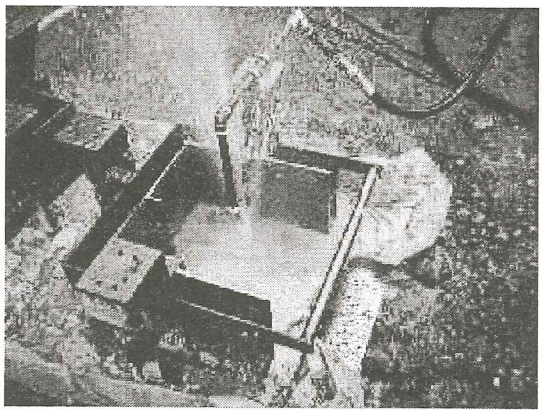
No.① No.② No.③ No.④ No.⑤



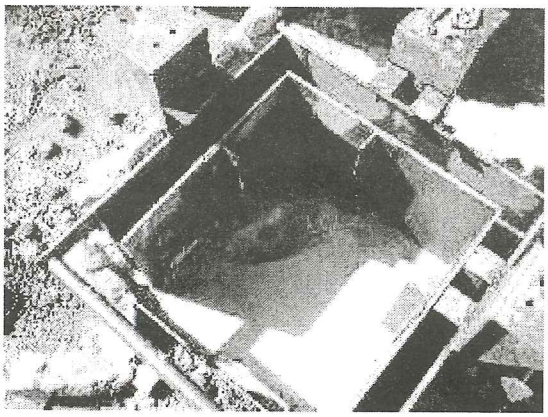
No.⑧ No.⑨ No.⑩



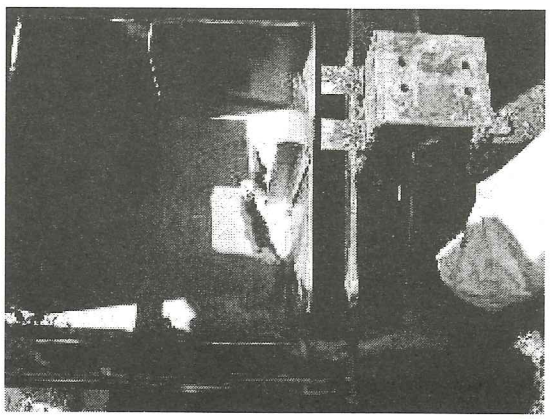
実験状況



実験状況



削孔状況（ノズル No.②）



削孔状況（ノズル No.③）

写真－4.5.7

4.5.2 研究課題

（1）設計法

設計法における課題の補強部曲げ剛性の算出方法等は曲げ載荷試験によりほぼクリアできた.

試設計においては現在，既設杭がＰＣ杭の場合の試設計を実施している．また，液状化地盤を考慮した杭の突出長が長いケースも必要であり，13 年度には試設計を実施する予定である.

（2）施工法および施工管理法

平成 12 年度末には，当工法を採用した工事が受注され該当模擬地盤を想定したウォータジェットの先端ノズル要素実験を実施した．また，圧入装置については 2 号機を製作し始めた．その工事も含め今後の課題を列記する.

ａ）今後の課題

① 圧入装置の改良

装置自体の軽量化を図り，作業性の効率化を目指した圧入装置 2 号機を製作し，作動・耐圧状況試験及び実施工により確認する.

② 固結シルト層への補強鋼板圧入

要素実験はしたものの実際の工事における確実な圧入について実施工を通し検討する.

③現場溶接試験

④補強鋼板の塗装仕様の決定

⑤斜杭における補強鋼板の真円保持

実証実験は鉛直杭であり，スペーサの働きより良い精度が確認されたが，斜杭の場合にはスペーサが摩擦抵抗となり圧入力の不足や真円保持が出来なくなるケースが考えられる．ローラスペーサなどの開発が必要とされる.

4.5.3 研究計画

ＳＳＰ工法の研究活動は，平成 11 年度には圧入装置の試作機を製作し，作動・耐圧試験，実規模の実証実験を実施し，12 年度は二重鋼管での曲げ載荷試験及びその解析及び施工要素実験などの研究活動をし成果を得てきた．12 年度に終える予定であった設計・施工マニュアルや積算資料（案）について，積算資料（案）についてはできあがっているが実施工によるフィードバックなどまだまだ完成とは言い切れない．

平成 13 年度は共同研究の最終年度であり，設計・施工マニュアル・積算資料（案）や施工における問題点など残された課題を取りこぼしなく研究・整理し工法の確立を目指したい．

平成 13 年度の研究計画を**表－4.5.14** に示す．

表－4.5.14　研究計画

年度	研究項目	平成12年			平成 13 年度（2001）												平成14年		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
平成13年度																			
	施工管理法の課題整理・実践	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			
	施工マニュアルの作成	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■						
	積算資料(案)作成	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■								
	液状化地盤試設計						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			
	圧入装置 2 号機設計・製作		■	■	■	■	■	■	■										
	現場溶接試験							■	■	■	■								
	設計マニュアルの作成						■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			
	その他設計・施工・施工管理に関	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			
	する問題点の整理																		
	年度報告														■	■			

5．高耐力マイクロパイル工法の施工法に関する研究成果

5.1　制約条件下の施工特性

5.1.1　制約条件

既設基礎の耐震補強として増杭補強を行う場合、新設基礎の場合と異なる施工上の制約を受け、工費・工期及び周辺環境に影響を与える。従来の杭工法に対して制約条件下において小口径杭ですることにより優位性を持つ高耐力マイクロパイルの適用に際し、耐震増杭補強を想定した制約条件を整理し、当工法の従来工法に対する優位性・適用の限界を明確にする。現在、供用されている既設橋梁基礎を対象にＨＭＰ工法を適用する際に、想定される具体的な制約条件をその要因子と数値化した指標値により**表-5.1.1**に示した。制約条件は、現行法律の規制や従来工法の適用限界として設定され、本共同研究による制約条件下の補強工法の開発における解決課題と位置付けられる。

表-5.1.1　制約条件の指標

施工条件		制約指標	要因子	指標値
作業空間	桁下の空頭制限	桁下高さ(m)	施工機械の機械高 機械作動時の作業高 材料搬入時のクレーン作業高	5.0m
		張出部高さ(m)		4.0m
	桁下構造物による平面的なヤードの制約	占有境界線	道路部と橋梁部の管理者間による管理協定に基づく占有境界	車道側溝と中央分離帯境界
				一車線規制
		占有時間	使用用途による施工に関する占有時間 桁下構造物の用途 (街路･店舗･駐車場･公園)	23:00～5:00 公共交通運行時間外
		占有時期		休業保証・代替施設条件 1ヶ月
近接構造物・地下埋設物による構造条件	地下埋設物	許容施工ｸﾘｱﾗﾝｽ	重要度(送電線・送信線・導水路) 地下埋設位置・形状 構造物の構造	0.3m～0.5m
		許容変形量 (施工時)		埋設物により設定
	近接構造物	許容施工ｸﾘｱﾗﾝｽ	重要度 形状・基礎形態 地盤条件＜掘削＞	0.5m
		許容変形量 (施工時)		近接構造物により設定
環境条件	騒音	騒音規制(ホーン)	周辺地域の住居・病院・学校等の立地	85 ホーン
		作業時間		9:00～17:00
	振動	振動規制(dB)	周辺構造物の用途 精密作業への障害 住宅家屋の傾斜・窓戸の開閉障害 地盤条件	75dB
	水質汚濁・産業廃棄物	排水規制(pH)	水質利用 漁業協定 注入材品質	pH：5.8～8.6
河川内の水位による制約条件		河川水位	潮位 降雨記録 河川利用	河川計画による
交通アクセス条件		近接道路からの距離	道路に付随しない構造物(鉄塔) 山岳部の橋梁	20.0m
		傾斜等の条件		30°

5.1.2　施工シミュレーション

国土交通省関東整備局管内における既設橋梁基礎部に増杭補強を施す場合に、施工制約を受けることが予想されるプロジェクトを選定した。

６件のプロジェクトで９現場の制約条件は表-5.1.2 に示す通りであり、３プロジェクトに対してＨＭＰの増杭施工を想定した施工計画を立案するシミュレーションを行った。

①北首都国道工事事務所：東京外かく環状道路

②首都国道工事事務所：金町立体交差道路

③横浜国道工事事務所：保土ヶ谷バイパス（横浜ＩＣ）

現場毎に立案したシミュレーション結果を具体的な制約条件、対応策、施工計画図について表-5.1.3～5.1.9 にまとめた。

表-5.1.2　関東整備局管内実現場での制約条件

	制約条件	川縦	外かん	金町立体	蔵波橋	保土ヶ谷BP	山北ＢＰ
①	桁下などの空頭制限			側径間部		道路	
②	高架橋など道路構造による平面的な施工ヤードの制約	道路	公園 (川口市)	駐車場			
③	近接構造物(地下構造物など)による制約	臨海鉄道 共同構	放水路 (八潮)				
④	周辺環境に対する制約(振動・騒音)						
⑤	河川内での水位による制約				干潮河川		
⑥	山岳地などサクセス条件の制約						斜面上の 橋　台

表-5.1.3　施工シミュレーションによる検討結果（八潮立体国道 298 号下り線）

施工制約条件

・制約条件（数値，留意点）

工事箇所は、埼玉県八潮市八条の県道 29 号・102 号が交差し、さらに国道 298 号と交わる 6 差路に、東京外環自動車道が通っている交差点である。また、東京外環自動車道の両脇に横瀬川放水路が平行している。この国道 298 号は交差点で陸橋となっており、その 298 号下り線陸橋下部工（図 1）の耐震補強工事を行うものとして施工シミュレーションを行った。

施工に関しての制約条件を以下に示す。

①空頭制限

②平面的な制約

③構造物による障害

各ピアの作業条件は、A1、P1、A2 は空頭が 0m なため、橋脚補強する場所が道路縦断方向に限られる。P10 は空頭 1.5m 程度と比較的低い。他の橋脚は余裕があるためそのまま施工を行うことができる。P3 は県道が立体交差しており、P4、P6 は歩道橋があるため一部 HMP を施工できない箇所が発生すると考えられる。P5 は交差点内にあるため大規模な交通規制が必要である。また、国道 298 号と横瀬川放水路とは 3.55m 離れており、施工ヤードは確保できるため特に対策は必要がないと考えられる。

具体的な対応策

①空頭制限

・A1、P1、A2 は橋脚部が無いため補強を行わない。

・空頭を制限される箇所に対しての作業は、橋脚下まで掘削してから覆工板を敷き、その上から削孔することになる。P10 は、覆工板を取り除き、橋脚下のレベルに削孔機を設置することで 1.3m の余裕が生まれるが、それでも空頭は 2m 程度であり、施工は難しい。

②平面的な制約

・P1、P4、P5、P6 は県道、迂回路の占有が必要である。占有区間を図 4 に示す。

③構造物による障害

・立体交差や歩道橋による障害も①と同様に橋脚下のレベルから行うことで、施工できない箇所は少なくなると考えられるが、完全に解決はできないので設計上の見直しが必要である。

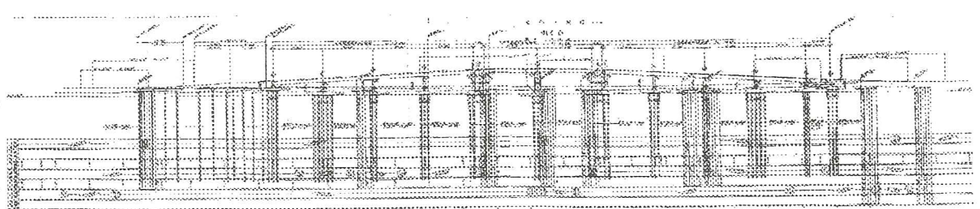
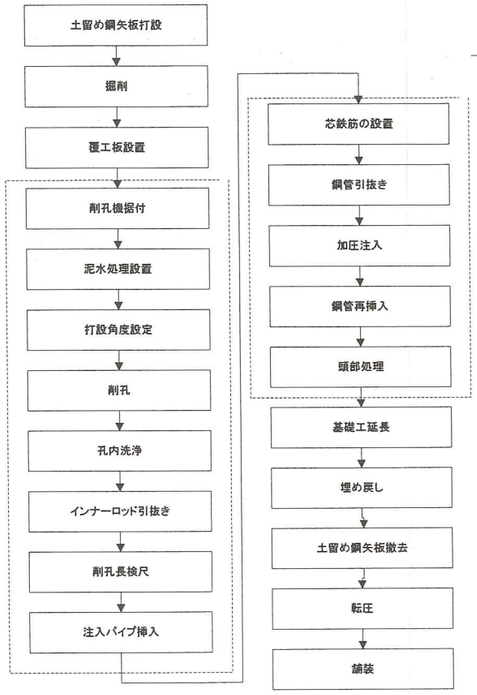


図 1　八潮立体国道 298 号下り線

施工計画図（工程フロー）



※点線は HMP の従来フロー

図 2　施工フロー

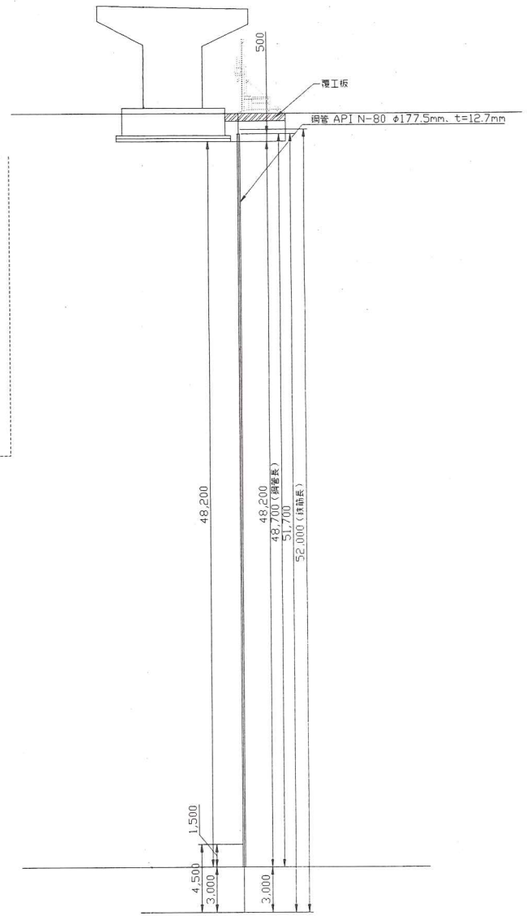


図 3　施工のイメージ

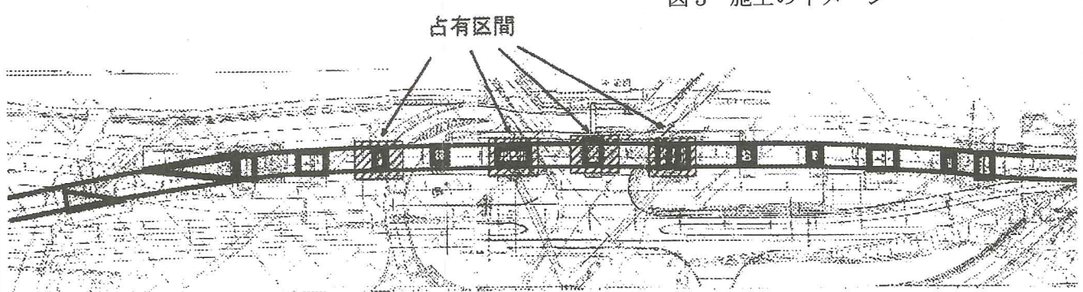


図 4　道路占有区間

表-5.1.4　施工シミュレーションによる検討結果（八潮立体）

施工制約条件

・制約条件（数値，留意点）

近接距離

車道（幅員 5.5m）　橋脚端部より 0.50m
放水路　　橋梁端部より 8.75m
　　車道より　　2.75m

分離帯、車道路の占有

削孔機の据付け
プラント設置（2.5m×20m＝50m²）
分離帯ガードレール撤去（片側１車線占有）

放水路への泥排水の流入防止

地表部での遮水隔壁の設置

放水路、分離帯のプラント設置

放水路上の足場設置

各橋脚に対する空頭制限　　単位：mm

	L	A	B	C	H
P1	7300	2400	2200	164	2536
P2	8400	2435	1800	108	4057
P3	9900	2438	1800	102	5560
P4	11822	2438	2000	110	7274
P5	13336	2868	3000	618	6850
P6	11822	2438	2000	110	7274
P7	9800	2438	1800	102	5460
P8	8300	2435	1800	108	3957
P9	7200	2400	2200	164	2436

具体的な対応策

空頭制限による削孔機の選定　　単位：mm

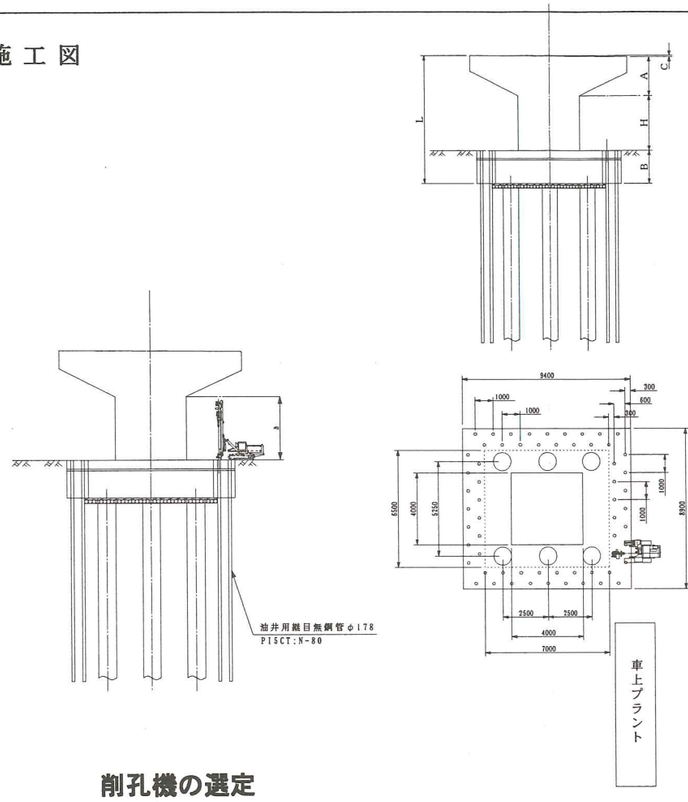
	空頭制限H	A Type	B Type	C Type	D Type
P1	2536	×	×	×	×
P2	4057	×	×	×	○
P3	5560	×	×	○	○
P4	7274	○	○	○	○
P5	6850	○	○	○	○
P6	7274	○	○	○	○
P7	5460	×	×	○	○
P8	3957	×	×	×	○
P9	2436	×	×	×	×

A Type　MKD１０６（三井造船）　H=6500
B Type　RPD１３０（鉱研工業）　H=5900
C Type　RPD１００SL（鉱研工業）H=4770
D Type　RPD　７５SL（鉱研工業）H=3250　　*最大削孔径φ157

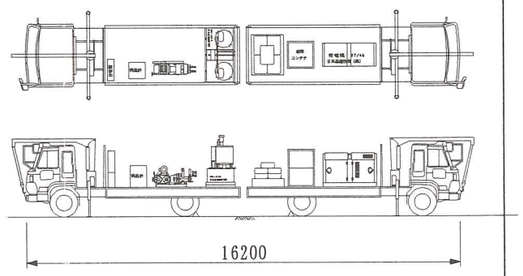
・ロータリーパーカッション
クローラータイプ（h=6.50～5.90m）
スキットタイプ　（h=4.80～3.25m）

施工計画図（工程フロー）

施 工 図



プラント詳細図（車上プラント）



削孔機の選定

A Type(MKD106)　B Type(RPD130)　C Type(RPD-100SL)　D Type(RPD-75SL)

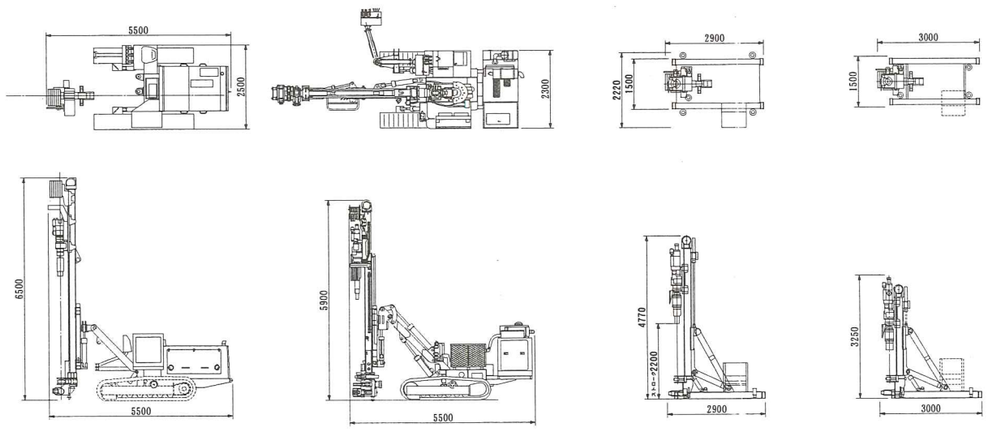


表-5.1.5　施工シミュレーションによる検討結果（外かん放水路＜八潮＞）

施工制約条件

・制約条件（数値，留意点）

①車道路・分離帯の専有（W＝9.0m）
　橋脚基礎フーチングでの増杭施工の為、道路通行の遮断を最小限とする必要がある。

②近接放水路への削孔泥排水の流入防止処置
　削孔時の削孔水・スライム及び注入材等の放水路への流出を防止する必要がある。

③放水路・分離帯の上空間の利用
　放水路・中央分離帯の有効利用を考慮した機械・プラント配置とする。

具体的な対応策

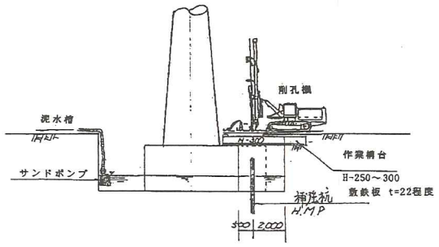
1）地表部での削孔水及びスライム等の流出防止の為、図－1のように施工する杭頭下まで、全面的に掘削し溜まり場を設ける。施工面には釜場を設けサンドポンプにて沈殿槽へ圧送する。更に掘削面の外周には、土のうを積みトラブルに備える。

2）分離帯のプラントその他設置（図－2）
　グラウトミキサー・グラウトポンプ・発電機・コンプレッサー・清水タンク・泥水タンク・余剰タンク・送水ポンプ・材料置場又仮詰所及び工具倉庫等の設置

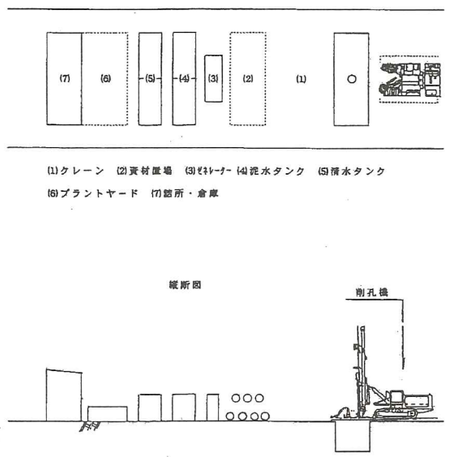
3）分離帯・車道路の占用（図－3）
　占用区分は、ネットフェンスで前面仮囲いし、作業範囲を明確にする。又プラント及び補強杭築造範囲は、養生シートを張り飛散防止対策する。車道側は、道路管理者の許可条件に基づき、看板・標識・点滅灯等の安全管理を施す。
　放水路については、機械との離れが9m以上ある為特に影響はない。

4）その他
　プラントでの余剰水は、既設道路排水溝に放出する。
　放出にあたっては、ＰＨ測定し基準値確認後(5.8～8.6)処分する。
　尚沈殿槽内の沈殿物及びグラウト材の残等は固形化し、産業廃棄物運搬許可業者経由で処理業者の許可処分場に投棄処理する。

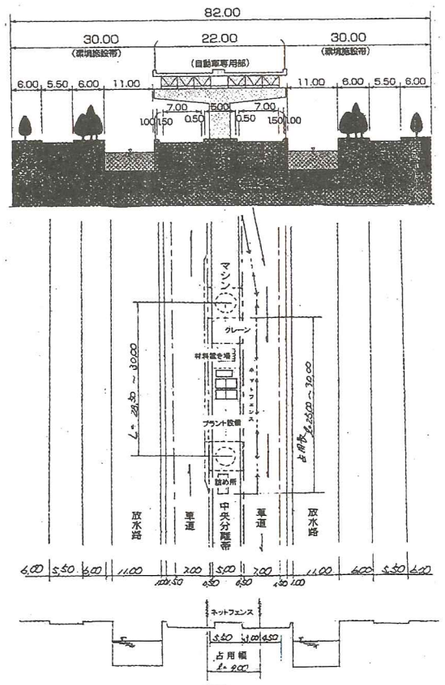
施工計画図（工程フロー）



図－1



図－2



図－3

表-5.1.6　施工シミュレーションによる検討結果（金町立体橋脚補強工事）

施工制約条件

・制約条件（数値，留意点）

1．空頭制限　：最低桁下高さ 4.0m
2．地下埋設物：基礎内部に共同溝
3．分離帯・車道路の占有
　・　掘削機の据え付け
　・　プラント設置

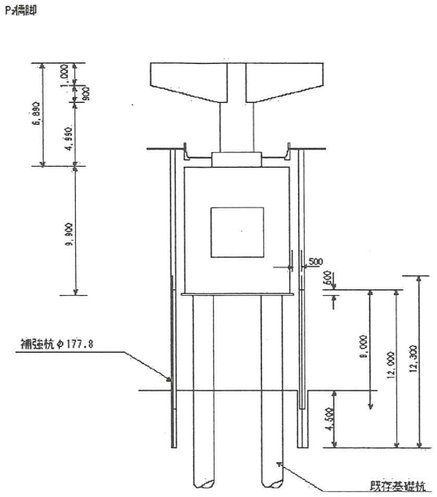


図１　橋脚の概要

具体的な対応策

1．低空頭型掘削機ＴＢＨ－ＳＤ（図２）を使用(作業時機体高さ 3.1m)。
2．共同溝形状の確認。
3．片側１車線を規制し施工、車上プラントの設置。

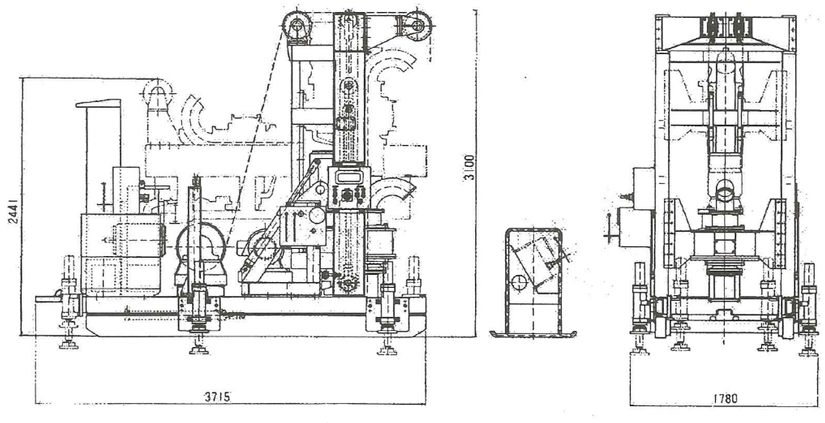


図２　掘削機（TBH-SD）

施工計画図（工程フロー）

表１　使用機器

作業区分	名称	仕様	数量	備考
削　孔	掘削機	TBH-SD	1台	低空頭型掘削機
	残土タンク		1台	
	バックホウ		1台	
注　入	グラウトミキサー		1台	横型2槽式
	グラウトポンプ	横型2連動	1台	37～100l/min
	水量計		1台	
	流量計		1台	必要に応じて使用
載荷試験	油圧ジャッキ		1セット	
	電動油圧ポンプ			
共通機材	コンプレッサー	18～19m³/min	各1台	
	発動発電機	75kVA	1台	
	特殊クレーン		1台	低空頭仕様

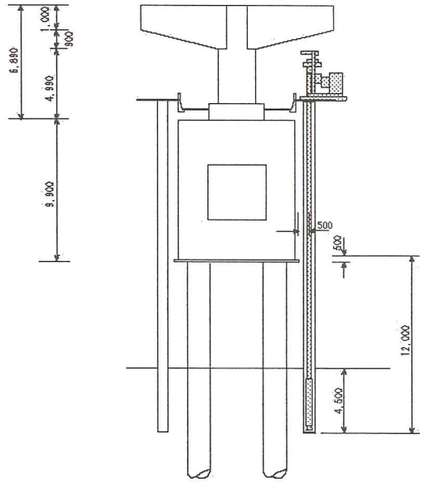


図３　掘削機据付状況

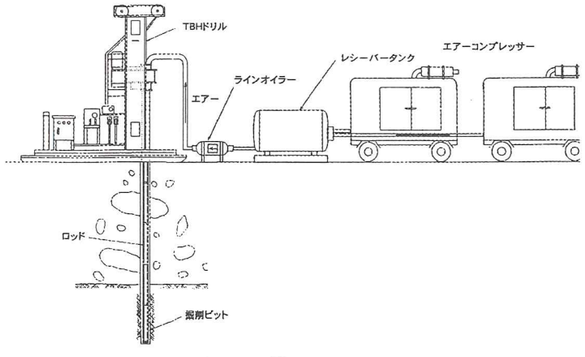


図４　施工フロー

表-5.1.7　施工シミュレーションによる検討結果（金町立体）

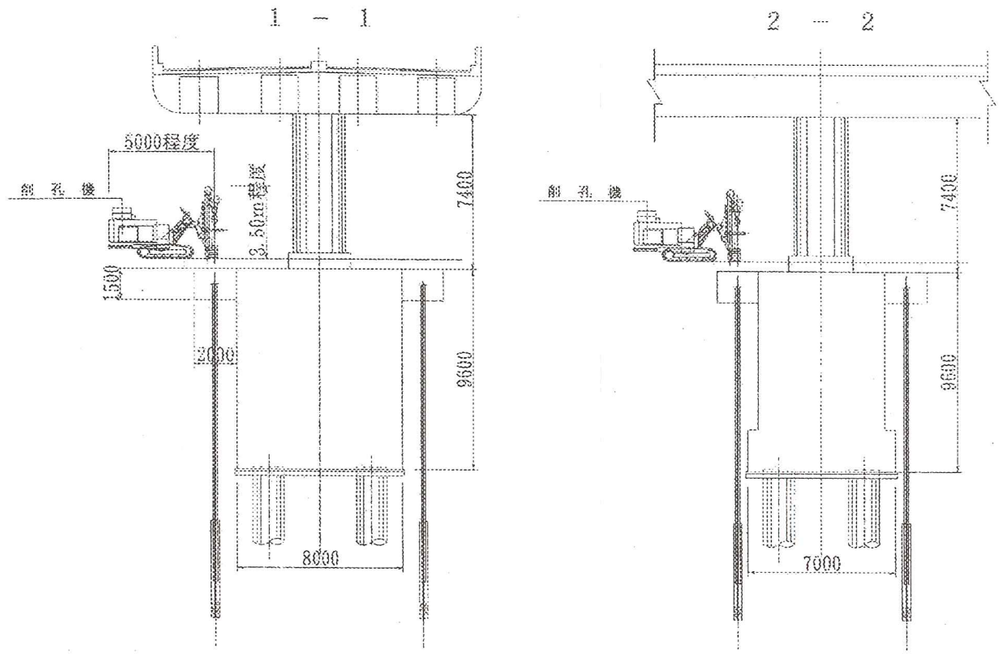
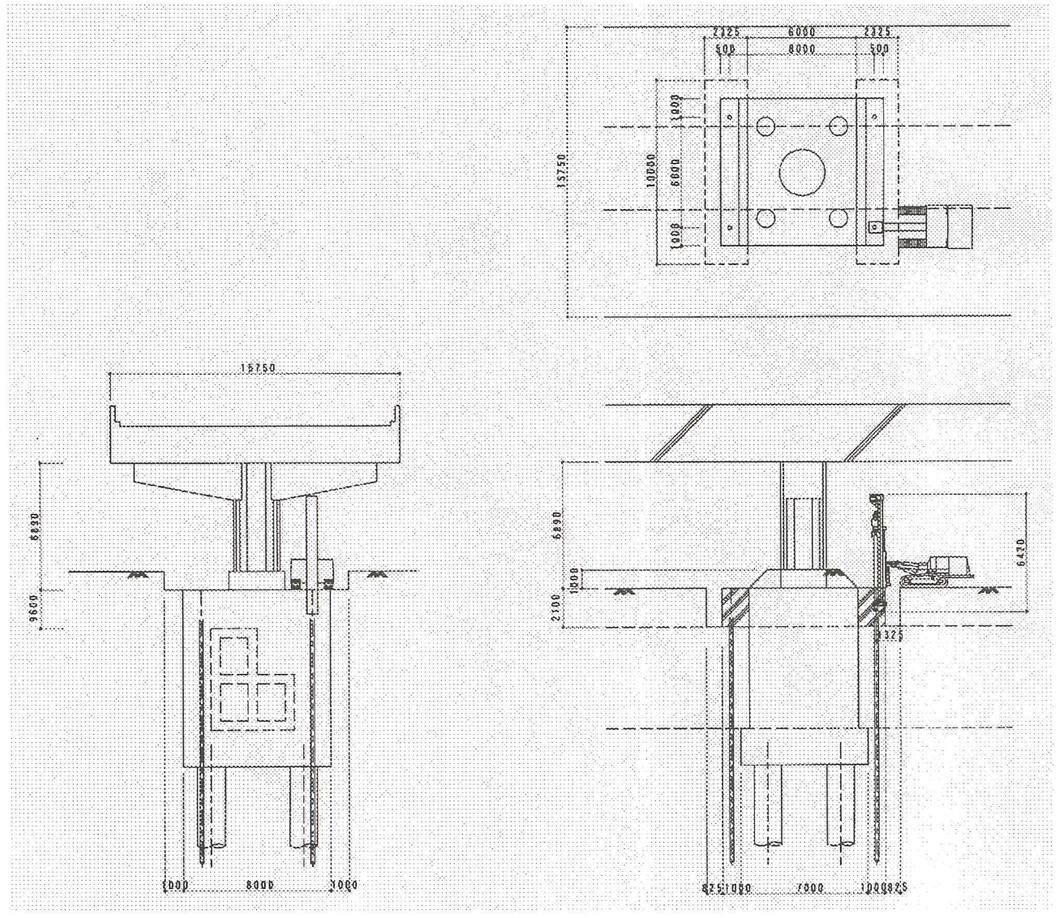
施工制約条件	施工計画図（工程フロー）
・制約条件（数値，留意点） 1．空頭制限 空頭制限高は約７m。 2．平面スペース 共同溝を施工するための車道拡幅により、杭基礎施工に必要なスペースが確保される。また、鉄道が隣接し道路に平行して走っているが、これが制約となることはない。 3．振動・騒音 市街地内での施工となるため、無振動・低騒音工法が要求される。 4．工期 現状交通を切り回しながらの施工となるため、工期の短縮が要求される。	施　工　要　領　図 
具体的な対応策 1．空頭制限 右図に示すようなｸﾛｰﾗｰ式の削孔機を現地に搬入し、２重管削孔方式にて削孔する。このとき、鋼管の１本長は1.5m とし、機械式継ぎ手で接続しながら削孔し約7mの空頭制限をクリアーする。 2．平面スペース 削孔機の配置は問題ない。プラントの設置は桁下空間を利用して配置する。プラントからの余剰水は、既設排水施設を利用する。 3．振動・騒音 可能であれば掘削時にパーカッションを使わず、２重管掘削のみで対応する。 4．工期 １本/日のペースで施工を実施。現場条件により、さらに急速施工を求められる場合には、削孔機の追加投入などによって工期の短縮が可能となる。	

表-5.1.8 施工シミュレーションによる検討結果（金町立体側径間部）

施工制約条件	施工計画図（工程フロー）
・制約条件（数値、留意点） 1．空頭制限 空頭制限高の最低は約 6.0m。 2．平面的なヤードの制約 施工ヤードの確保が困難なため、車線規制が必要。 3．地下埋設物 基礎内部に共同溝あり。	Ｐ３橋脚　施工図 

具体的な対応策
1．空頭制限が約 6.0mなので、作業盤を 1.0m掘り下げることにより、汎用の施工機（ガイドセル全長：6.420mm）で施工が可能。 2．平面的なヤードの制約があるため、道路を１車線規制し、プラント設備は車上プラントにて施工を行うことにより対応する。 3．地下埋設物があるため、削孔の際には埋設企業者と協議の上施工を行う。

表－5.1.9　施工シミュレーションによる検討結果（保土ヶ谷バイパス）

施工制約条件

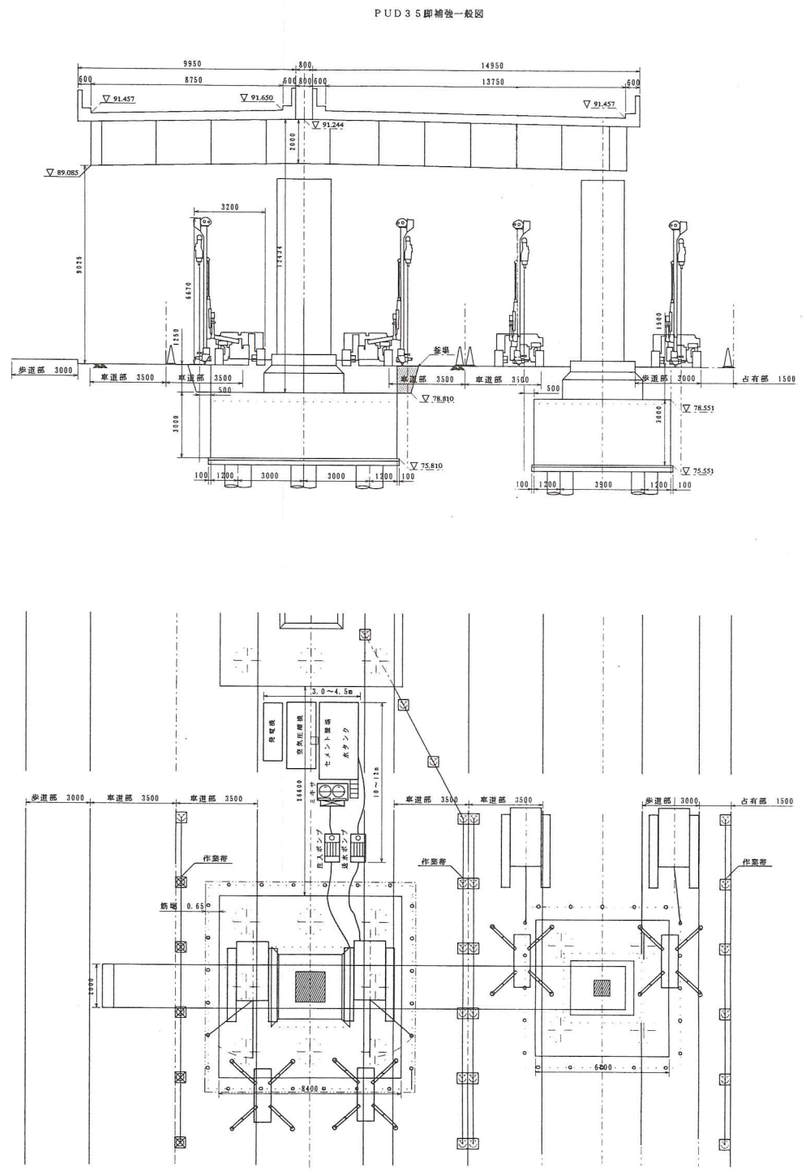
・　制約条件（数値，留意点）
■　空頭制限が９．０m程度なので、削孔機はアンカー工事で使用頻度が比較的高い三菱重工㈱製のＭＣＤ１０（クローラタイプ）で計画した。（ガイドセル長Ｌ＝６，６７０）。
■　削孔は路上より行うことができるが、杭頭処理を行う際に５．０m程度の道路掘削を伴うため道路（全面）の覆工作業が必要となる。
■　清水削孔を行うものとし、削孔水は循環して用いるものとする。
■　施工中は片側１車線を常時占有できるものとする。
■　施工箇所によっては歩道を占有するため、人道を確保する必要がある。
■　削孔時に孔壁崩壊はないものとして考える。
■　削孔機の橋脚間移動は、自走により行えることとする。

・　仮設条件
■　プラントは橋脚と橋脚の間に常設できるものとする。車上プラントの場合は別途占有巾を考慮する。
■　１回のプラント設置で注入作業が可能な範囲は、施工延長で３００m程度とする。それ以上の場合はプラントの移設が必要となる。
■　削孔水は供給ラインを埋設し常時供給可能と考える。それ以外の場合は散水車、大型の水タンク（20m³程度）等が必要となるため、より広いプラントヤード、散水車駐車スペースが必要となる。
■　削孔時の泥水飛散を防止するため、削孔ポイント近辺は筋堀を行う。
■　資機材の搬入は６ｔユニック程度で行うものとする。

具体的な対応策

■　空頭制限が９．０m程度なので市販されている削孔機で施工が可能である。
■　片側１車線を規制し施工する。
■　削孔機のキャタピラにゴム製のものを使用し自走させ、移動する。
■　注入プラントはユニック車を使用し中央分離帯に設置し、極力作業帯を短くする。
■　水はあらかじめ道路横断管を埋設し、常時供給可能な状態とする。

施工計画図



5.1.3　シミュレーションによる施工特性の評価

HMP工法はグラウンドアンカー工法を施工する比較的小型の削孔機を用いることにより、従来の杭工法と比較して既に述べた施工制約条件下においても増杭施工を可能としている。施工計画に際し削孔機の性能・形状・寸法による選別とともに、計画現場に適合した削孔機と注入プラントの配置により制約下においても施工性は向上する。具体的な施工制約条件に対して表-5.1.10 に示す対応策が想定される。しかし、パイルの設計段階において施工性を考慮することが重要であり、後述する工法選定基準においてHMP工法の施工限界も存在する。また、実施した施工シミュレーションは、鉛直杭を想定しているため斜杭の施工性についても今後検討を要する。

表-5.1.10　制約条件の対応策

施工条件		対応策
作業空間	桁下の空頭制限	小型削孔機の選定 掘削床下の杭打設(空頭の確保) 掘削床上の覆工
	桁下構造物による 平面的なヤードの制約	車線規制 本線迂回路の確保 車上プラントによる占有時間の限定 分離帯の有効利用
近接構造物・地下埋設物による構造条件	地下埋設物	削孔精度に基づくパイル配置設計 補助工法(地盤改良等)の併用
	近接構造物	無振動型削孔機の選定 補助工法(地盤改良等)の併用
環境条件	騒音	無騒音型削孔機の選定 防音・遮音壁の設置
	振動	無騒音型削孔機の選定
	水質汚濁・産業廃棄物	沈殿固化処理 pH処理装置の使用 削孔循環水の利用
河川内の水位による制約条件		河川締切工によるドライワーク確保 排水装置の設置
交通アクセス条件		小型削孔機の選定 ヘリコプターによる搬送 索道の設置

5.2　削孔機械の選定基準

マイクロパイルの実績がまだ少ない段階であり、地質による選定基準は今後の実績からのフィードバックに伴い検討することとし、施工シミュレーションを行った結果から次の３項につき検討し、作業ヤードに着目して、適用機種の選定基準をフローチャートにまとめ、**図-5.2.2** に示す。

1）作業ヤード（幅）による差別（安全・養生設備は含まず）　　（B）

2）作業ヤード（奥行）による差別（プラント設備のヤードは別途）　（L）

3）空頭制限による差別　（H）

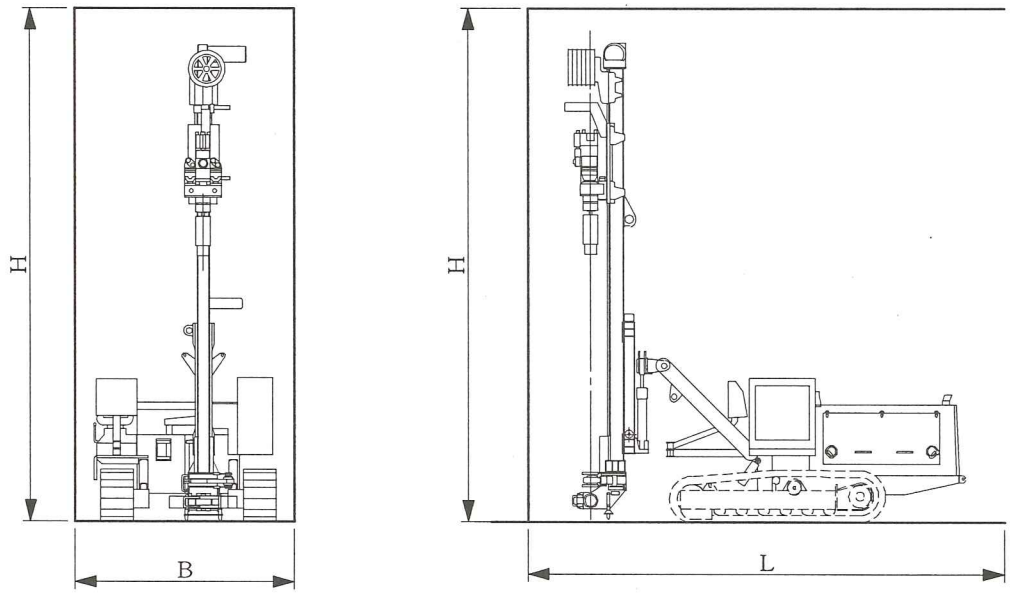
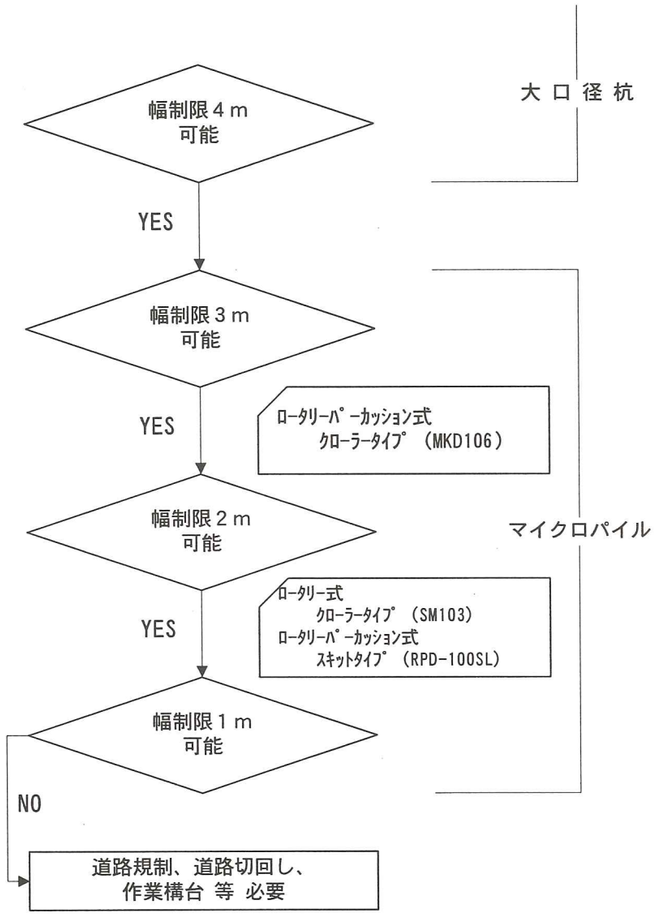
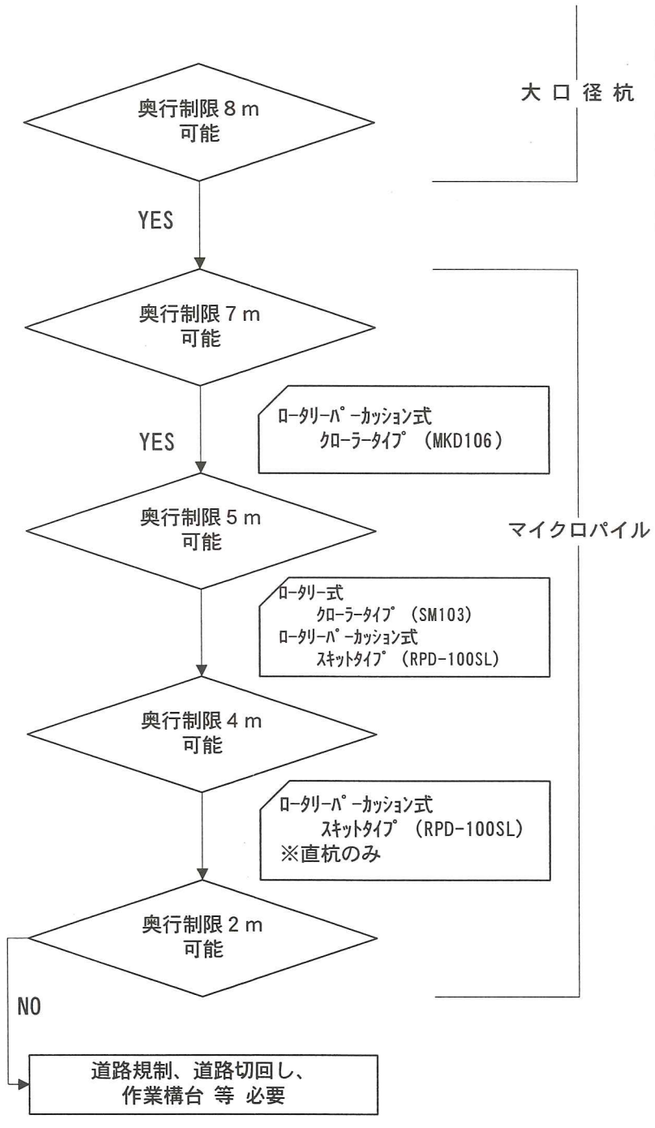


図-5.2.1　施工ヤード図

1）削孔機械を基準とした杭１本に対する作業ヤード（幅）による選定
（安全・養生設備分は含まず）



2）削孔機械を基準とした杭１本に対する作業ヤード（奥行）による選定
（プラント設備のヤードは別途）



3）削孔機械を基準とした杭１本に対する作業空頭制限による選定

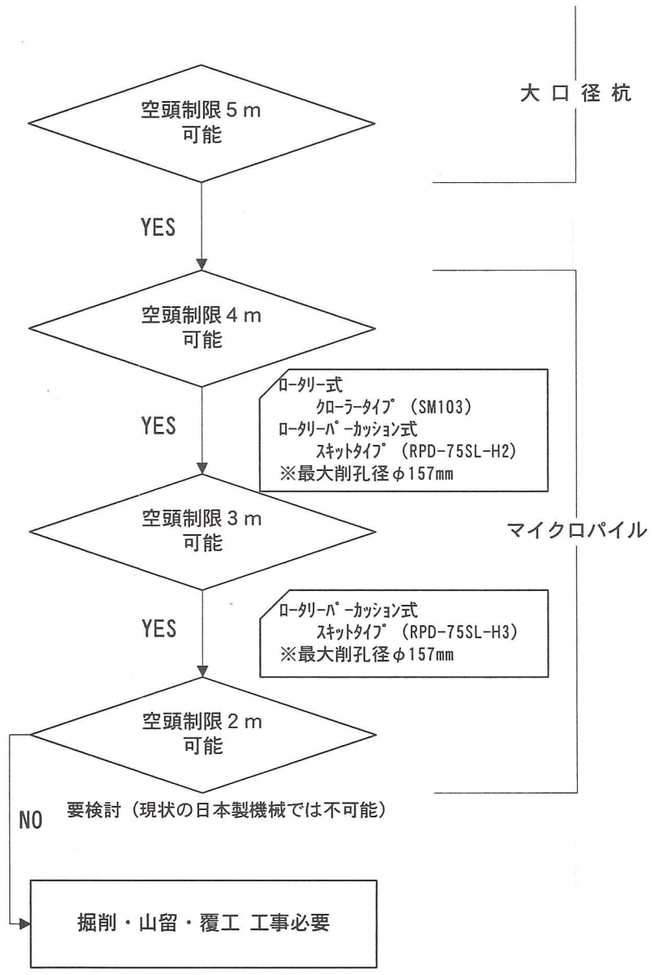
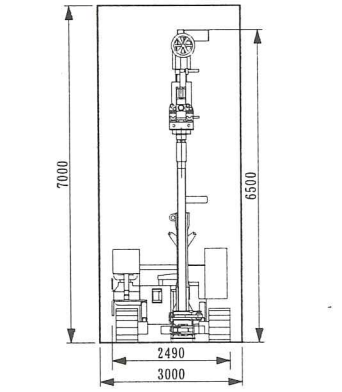
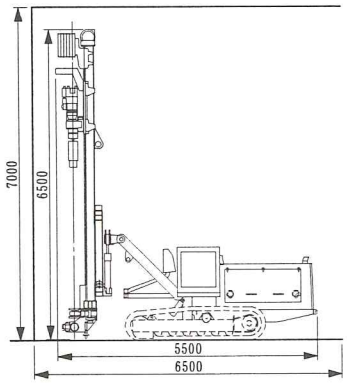


図-5.2.2　作業ヤードに着目した機械の選定

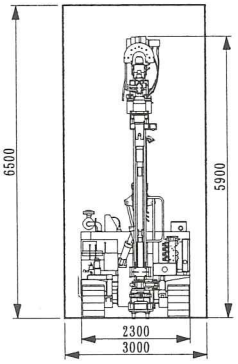
削孔機の施工ヤード（クローラータイプ）

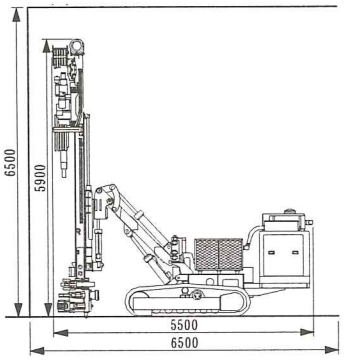
MKD106
（ロータリーパーカッション式クローラータイプ）



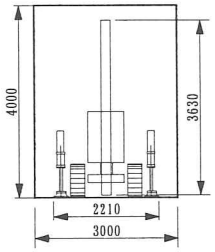


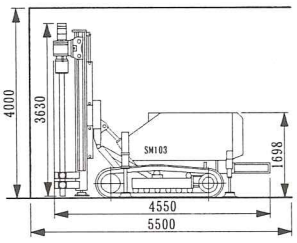
RPD130
（ロータリーパーカッション式クローラータイプ）





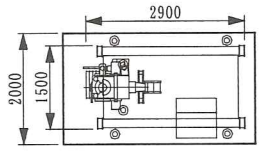
SM103
（ロータリー式クローラータイプ）

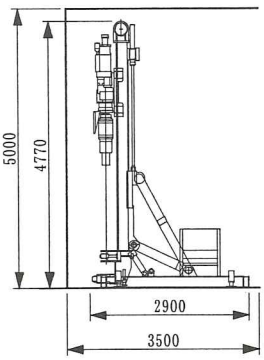




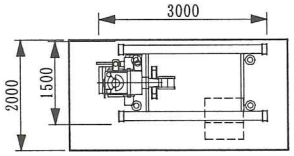
削孔機の施工ヤード（スキッドタイプ）

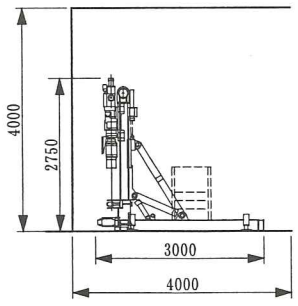
RPD-100SL
（ロータリーパーカッション式スキッドタイプ）





RPD-75SL
（ロータリーパーカッション式スキッドタイプ）





5.3 施工管理

5.3.1 管理基準の検討

高耐力マイクロパイルの施工に際し、施工管理・品質管理を規定している。これらは表-5.3.1に示す様に既存のアンカー工法や杭工法に関わる技術・施工機械を基に設定したものであり、既設基礎の耐震補強にHMP工法を適用する場合には検討を要する課題が含まれる。国内における試験施工・実工事の実績をふまえ、現行の施工管理の問題点を摘出・分析により施工管理の最適化について検討する。

表-5.3.1 施工管理項目

工程	管理時期	管理項目	管理内容	規格値	測定頻度	管理方法
削孔	削孔機据付時	削孔位置	削孔位置	±100 mm	全数	スケール
		削孔角度	削孔角度	±2.5度	全数	スラントルール
	削孔中	削孔状況	削孔速度，推力，回転トルク等		全数	管理計器
			スライムのサンプリング被水圧の有無		全数	目視
	削孔完了前	削孔深度	削孔長	＋100 mm	全数	検尺棒，検尺テープ
		リターン水の清浄度	残留スライム量		全数	目視
注入	練混完了時	グラウトの品質	骨材の表面水量	偏差0.3%以下	2回/日	チャップマンフラスコ，秤
			材料の計量	水・セメント±1% 細骨材 ±3%	1回/バッチ	配合表，秤，水量計
			コンシステンシー(フロー値)	13秒±3秒	2回/日	Pロート，ストップウォッチ
			比重	設計計算比重±4%	1回/杭1本	比重計(マッドバランス)
			ブリージング率	2%	1回/10m³	ブリージング計測用ポリエチレン袋
	注入中	注入状況	注入量		全数	流量計
			加圧力		全数	加圧システム機
			溢流グラウトの比重	練混比重±2%	1回/杭1本	比重計
			ブリージング率	2%	1回/10m³	ブリージング計測用ポリエチレン袋
			塩分含有量	塩化物イオン量 0.3 kg/m³	1回/10m³	ドライケミストリー法(カンタブ)
補強材の設置	設置前	補強材の品質	補強材の品質		全数	品質検査証明
			補強材の長さ		全数	スケール
	挿入時	挿入状況	カップラー締付，頭部位置		全数	トルクレンチ，スケール

（1）一般

a）施工機械検収の問題点

① 施工管理の問題点

HMPは、φ300mm以下の小口径削孔杭のため、削孔機は原動機110PS程度のロータリー・パーカッション2重管方式を使用する。削孔機の例[1)]を表-5.3.2に示すが、使用する機種が多数あるため規格化できない。従って使用する機械ごとの具体的な検収・測定は任意とし、施工機械検収の管理値である機種・規格・点検表の確認の項を削除する。

表-5.3.2 掘削機械の機種と仕様

機種名	出力	トルク(N・m)
RPD-100C	81KW 〔110PS〕	82
RPD-130C	96KW 〔130PS〕	82
MKD-108	98KW 〔133PS〕	87
HRP-100DC	99KW 〔135PS〕	71
MCD-10	103KW 〔140PS〕	87

b）杭頭鋼管の取り付け

HMP鋼管相互の接続はねじ式とするが、高耐力ボルトのようなトルク管理値が設定されていないことから、目視により締め付けの度合いを確認する。なお、HMP接続時に確認した締め付けトルクは50N·mであり、表-5.3.2に示す各使用機械が保有するトルクで十分満足するため、ねじ部の締め付けトルクの管理基準値を設定せず、ねじ部の締付け度合いを目視により確認することで可とする。

c）HMP管理シートの担当者明記について

① 施工管理の問題点

HMP管理シートの記載は係員のみしかなく、管理責任を明確化するため、HMP管理シートに施工管理者・係員名を記載する。HMP管理シートに施工管理者・係員名を記載することにより、管理責任の明確化と品質管理の徹底をはかる。

（2）削孔法

a）削孔ツールス

高耐力マイクロパイルの削孔は、原則としてオールケーシング工法とし単管式もしくはインナーロッドを用いた二重管式[2)]とする。状況によっては、ダウンザホールハンマーも用いることもある。表-5.3.3にオールケーシング工法の削孔ツールスの構成を示す。

表-5. 3. 3　オールケーシング工法の削孔ツールス

削孔方式	単管式	二重管式
削　孔 ツールス	シャンクロッド 打ち込みアダプター ドリルパイプ（ケーシング） リング・ビット ウォーター・スイベル	シャンクロッド クリーニング・アダプター エキステンション・ロッド ドリルパイプ（ケーシング） インナー・ロッド リング・ビット インナー・ビット ウォーター・スイベル

b）削孔の循環流体

削孔時のスライム除去のために使用する循環流体としては、清水、およびエア（圧縮空気）がある[3)]。対象地盤や周辺環境条件を考慮して適切な方法を選定する。削孔方法は原則としてオールケーシング工法をもちいるが、逸水等に対する対策としてセメント系安定液などを用いる場合もある。

削孔用水はできるだけ清水を用いることを原則とする。しかし場合によっては、削孔時に必要な清水を連続して供給できないことがある。削孔リターン水の上澄み液を削孔に再利用する方法で削孔する際には、削孔終了後の孔内洗浄は清水で行い、孔口からスライムが排出されなくなるまで入念に行う。ただし、砂地盤の場合に過度に孔内洗浄を行うと、孔壁地盤を緩めて摩擦強度に影響を与えることがあるので注意が必要である。

c）注入完了からの時間

削孔完了から芯鉄筋設置、注入までの放置時間は、固結した粘土や弱い泥岩において、孔壁のゆるみにより周面摩擦抵抗力の低下が懸念される。特に含水比の小さな固結粘土は孔内水を吸水して膨潤することが予想される為に留意する必要がある。このため、削孔開始後から杭完成まで連続作業かつ同一日に行なうことを原則とし、削孔した状態で作業を中断することのないようにする。

d）削孔中の支持層確認

削孔中の管理内容について、杭位置における設計支持層深度を確認する必要があるため「支持層深度　設計値　1回/杭1本」の管理を追加する。

e）障害物の有無

斜杭などの打設の際に埋設物とのクリアランスを確認するために杭全数の障害物の有無を管理項目に追記する。同様にHMP管理シートに削孔に障害物の有無を追加する。

（3）削孔管理

a）削孔位置

高耐力マイクロパイルは杭径 300mm 以下と定義されており、現行の標準杭径φ178mm である。この標準径に±100mm の規格値を適用すると、管理基準が緩い。そこで現場打ち杭の管理基準[4)]（日本道路協会）を参考とし規格値を精度D／4以下かつ 100mm 以内と考えた。

b）削孔機据付精度

現行の標準杭径に対して±100mm の削孔機の据付精度は、管理基準が緩いため、削孔位置の管理基準と同様に精度D／4以下かつ 100mm 以内と考えた。

c）削孔角度

マイクロパイルは地下埋設物、地下構造物の多い都市部で適用されるケースが多い。削孔角度の規格値をグラウンドアンカー工の規格値と同様に±2.5°とした場合、精度誤差が高く、斜杭の場合、施工誤差により障害物、構造物とのクリアランスが確保できない場合がある。

また、現場打ち杭で生じる削孔角度のずれは、掘削機械の据付け地盤の支持力不足、機器の整備不良や地中障害物などのほか、削孔時の不注意や強引な操作等により生じることが多い。高耐力マイクロパイルでは現場打ち杭の施工に比べ比較的小型の削孔機を用いるため、据え付け地盤の支持力不足による削孔角度のずれは考慮しないでもよい。そこで削孔角度に対する規格値を±1°とした。なお削孔角度は、削孔機のガイドセル部もしくはケーシング部にて計測をおこなう。

d）鋼管建込み精度

鋼管の建て込み精度は、削孔時の削孔角度精度の影響が大きい。従って、削孔角度の基準値と連動する必要がある。

e）削孔状況（施工管理項目）

高耐力マイクロパイルではグラウンドアンカーなど他工法でも使用できる汎用の削孔機を用いる。機種の限定がないため同一の地層を削孔した場合でも、得られる諸データーは、削孔機の性能・能力に依存する。従って、削孔速度、推力、回転トルク等の諸データーの記録が、直接支持地層の確認に成り難い。そこで削孔状況に関する施工管理は削孔時のスライムのサンプリング、被圧水の有無を目視により確認することとした。

f）削孔　スライム厚

高耐力マイクロパイルは摩擦支持力により支持される支持杭であるため、杭体と支持地盤の間にスライムが介在しても杭の支持機能にはさほど悪い影響は与えない。

しかし清水若しくは泥水により削孔を行った場合、削孔時の浮遊土砂（スライム）を除去せずに注入を行うと注入材の品質が低下する。そこで原則として孔内のスライムは完全に除去することとし、スライム厚の管理は項目から除外した。

g）削孔深度　削孔長

削孔終了後エアーリフトにより孔内のスライムを完全に除去する事を原則とするが、スライム厚の計測が困難なため、スライムだまり等を考慮して削孔長の規格値を+100mm 以上とした。

（4）練混　注入材

a）注入材

セメントグラウトには、セメント、水、混和材から成るセメントミルクを使用する場合と、これに細骨材を混入したモルタルを使用する場合がある。モルタルは、同じ水セメント比のセメントミルクに比べてヤング係数が高く、地盤との界面においてせん断伝達強度が高いことが考えられるが、既往の実大実験などでセ

メントミルク系グラウトを使用しても高耐力マイクロパイルには十分な荷重支持性能があることが確認されている。

高耐力マイクロパイル工法では、グラウト材としてセメントミルクとセメントモルタルの両方を使用可能材料としている。しかし、セメントモルタルを加圧注入する場合は、モルタルがグラウトポンプやホース中で詰まる危険性が大きい。また、モルタル系グラウトは同一水セメント比のセメントミルク系グラウトに比べて流動性が低下して作業効率が大幅に低下するため、高耐力マイクロパイル工法ではセメントミルクを一般的に用いているのが現状である。それにも関わらず２種類のグラウト材を選択肢として残しておくことは、実施工で積算を行う場合や施工計画を策定する場合に混乱をまねく可能性がある。したがって、複数のグラウト材の記載による混乱を避けることと、積算する場合のデータとして用いる理由で、HMPに用いるTypeBの方式に限定してセメントミルク系グラウトの標準配合の記載（**表-5.3.4**）を提案する。

表-5.3.4　標準配合例　単位量（kg/m³）

水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	水 W	早強セメント C	混和剤 (1)
50	1	605	1210	36.3

注入材を構成するセメント、水、混和剤は、注入材としての品質を十分満足するものを使用し、かつ施工上無理の生じない配合とすることが重要である。注入材の品質および施工性は、一般にフロー値・ブリージング・圧縮強度などから判断できるが、これらの特性は注入材の水セメント比と密接な関係があり、事前に試し練りなどでその品質を確認しておくことが望ましい。

図-5.3.1に水セメント比と注入材の特性を示す。水セメント比は所定のコンシステンシーを得られる範囲で、できるだけ小さくすることが望ましく、減水剤を用いる場合が多い。したがって、高耐力マイクロパイル工法では、水セメント比を50%とすることを提案し、標準配合（案）を示した。

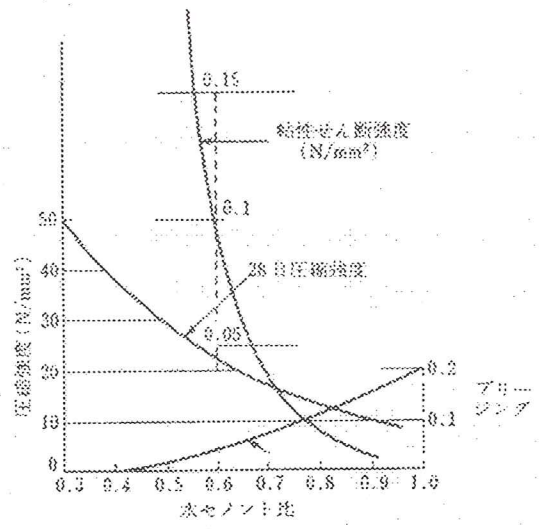


図-5.3.1　水セメント比と注入材の特性

「グラウンドアンカー工法設計施工指針[5]（グラウンドアンカー技術協会）」より

b）注入材の圧縮強度管理

高耐力マイクロパイル工法では、圧縮強度の測定頻度を１回/10m³としているが、１回/杭１本のほうが合理的で実施工との整合がとれると考える。実際の高耐力マイクロパイルの施工では、高耐力マイクロパイル１本を削孔からグラウト注入完了まで連続して施工し、削孔長10m～30mの範囲で、グラウト数量は0.5m³～1.5m³程度となる。この状況でグラウトの圧縮強度試験用供試体の採取を１回/10m³とすると、高耐力マイクロパイル数本のうち１本のグラウトについて試験することになる。しかし、グラウトの品質は、現場の気温や湿度などに左右されるため、グラウト圧縮試験用の供試体採取頻度を１回/杭１本とし、実質的に１回/日（１回の練混ぜ）の頻度で実施することを提案する。

（5）注入

高耐力マイクロパイル工法におけるグラウト注入工は、地盤中の見えないところに施工する技術であると同時に、単杭としての設計支持力を確保する上で最も重要な工程である。したがって、施工中にはグラウトが地盤中で掘削水と置き換わり、どのような状況で充填されるかを把握しなければならない。

a）加圧位置

高耐力マイクロパイル工法の加圧注入に関する管理基準では加圧位置の測定を、定着部鋼管1.5mまたは3.0m毎に鋼管長の測定を行うこととなっている[6)]が、加圧注入は抜管時のみ行うので、加圧注入位置は鋼管長の倍数のみとなる。このため、高耐力マイクロパイル工法においては、加圧注入位置は加圧注入圧の記載と統合し、記入欄には加圧注入圧を記載することを提案する。

b）加圧注入圧

高耐力マイクロパイル工法の加圧注入圧の管理値は「0.5～1.0MPa」となっている[6)]が、崩壊性の地盤では、適正な加圧注入による孔壁のゆるみを押さえる効果があるが、場合によっては加圧力が地盤に対して過大すぎて、孔壁をゆるめる場合もある。そのため、高耐力マイクロパイル工法においては、加圧注入圧の管理値を「0.5MPa（目安値）」とすることを提案する。

c）加圧注入時間

高耐力マイクロパイル工法の加圧注入時間の管理値は「5～10分」となっている[6)]が、高耐力マイクロパイル工法のグラウト工は、強固な砂質土層や軟岩層などに注入されるため、加圧注入部の閉塞性が一般に高い。このような場合には、短時間の加圧により十分なグラウト充填が可能となる。そこで、高耐力マイクロパイル工法においては、加圧注入時間の管理値を「現場ごとに設定する」とすることを提案する。

d）コンシステンシー（フロー値）

現行の施工管理項目ではコンシステンシー（フロー値）測定頻度は「２回/日」としていた[6)]が、杭長により１日の施工本数が異なるため、「２回/日」の測定では杭単位の注入管理ができない。杭単位の注入管理を原則とし、練混ぜバッチ数と注入パイルを明確にさせるため、コンシステンシー（フロー値）の測定頻度を「１回/杭１本」とすることを提案する。

5.3.2 施工管理手法の開発

HMP 工法による既設基礎の耐震補強は、小口径の場所打ち杭であることと施工制約条件が多いことにより、耐久力に対する施工依存度が高いといえる。このため、施工管理が補強効果や経済性確保に与える影響が大きい。効果的な管理のあり方について考察する。杭の支持力特性に与える施工要素は、以下のとおりである。

1）杭長の確保

- 施工時における所定の定着層の確認
- 定着層への杭施工

2）杭径・杭材質の確保

- 削孔時における孔壁の安定（非鋼管部）
- 加圧注入

3）杭打設方向の確保

- 削孔掘進精度
- 抜管時の反力機構

これらの施工工程の確認を目的に前項に記述した施工管理を実施しているが、完成した杭体が要求された性能を有していることの確認には、杭の載荷試験等の品質管理を実施する必要がある。

マイクロパイルの品質管理に関する検討内容を以下に示す。

1）マイクロパイルの載荷試験について

① 載荷試験の必要性

マイクロパイルの定着グラウト部の周面摩擦力やバネ定数については、これまで行われた数例の載荷試験により、ある程度把握されている。しかしながら、地盤条件によってグラウトの注入状況には違いがあると考えられ、今後現場で施工する際には、現場内の何割かの杭に対して載荷試験を行い、データを蓄積することが望ましい。このため、品質管理の項目の一つとして、載荷試験の実施を推奨する。

② 載荷試験の種類

鉛直支持力の推定のために実施されている載荷試験は、静的載荷試験（杭を静的に鉛直下向きに押し込む試験）が一般的である。この試験は、杭の支持力を精度良く測定できる方法であるが、反力杭や載荷梁などの大がかりな試験設備が必要で多大な費用と時間を要するため、現場内の全ての杭に対して実施することは難しく、マイクロパイルの品質管理への適用性は低い。

一方、最近では加速度計やひずみゲージを杭頭に設置し、ハンマで打撃したときの貫入抵抗を計測する動的載荷試験や、比較的長周期の動的載荷により準静的に杭を貫入させる急速載荷試験などの安価な試験法も開発されている。動的載荷試験は、杭打ち機を用意する必要があること、桁下では試験が難しいことなどから、マイクロパイルへの適用は難しいと考えられる。急速載荷試験には、利用実績の多いスタナミック試験があるが、この試験法も桁下での使用は難しい、静的載荷試験に比較して大幅なコストダウンは見込めないなどの理由から、マイクロパイルへの適用は困難であると考えられる。

2）インティグリティ試験について

① 完成杭体の出来形確認の簡便な計測方法として、打撃による伝播波の反射により非破壊で杭の健全性を評価するインティグリティ試験があげられる。

マイクロパイルへのインティグリティ試験の適用を検討する目的で、実物大供試体による気中インティグリティ実験および実現場（差海橋）にてインティグリティ試験を実施したので、以下に報告する。

② インティグリティ試験結果

（1）目的

マイクロパイルは、定着部分のグラウトを加圧注入することで高い周面摩擦力が期待できるようにした構造となっており、グラウトが設計通りに注入されていることが重要となる。一方、地上から直接グラウト形状を確認することはできないため、杭の施工後に非破壊的に杭形状を推定できるインティグリティ試験（Integrity test、以下 IT と称す）の適用性について検討した。

（2）インティグリティ試験の概要

欧米では 1960 年代から杭の施工管理や支持力推定への波動理論の適用が実用化され、動的な試験法が普及し始めた。1970 年代後半には、ヨーロッパを中心に場所打ち杭の需要の増加に伴い、施工後の品質に関するトラブルも発生し、杭の品質管理の必要性が高まってきた。打ち込み杭については、一次元波動理論に基づく動的載荷試験(Dynamic Load Test)により打ち込み管理と支持力推定が可能となったが、場所打ち杭に対してはハンマを別途用意しなければならないことやセンサの取り付け方法、衝撃力による杭頭の破損などの問題があり、その適用が困難であった。このような状況から、動的試験で培ってきた技術を発展させた IT が、オランダ応用科学研究所（TNO）やフランス建設研究所（CETBC）により開発・実用化され、現在では世界各国で利用されている。IT は、地中の杭長や杭形状を推定するもので、支持力を直接求めるものではないが、非破壊で迅速かつ低コストであることを特長としており、全数検査が可能な手法である。

（3）試験原理

IT は、低ひずみ（Low Strain）を用いて杭の健全性を調査するもので、ソニック・テスト、エコー・テスト、バイブレーション・テストなどがあり、いずれもハンドハンマや加振機等により外力を加える方式となっている。このうち、ソニック・テストは、**図－5. 3. 2** に示すように杭頭をハンドハンマで軽打することにより低レベルのひずみを発生させ、そのときの杭の応答を加速度計等で計測する試験法である。

打撃により発生した入力波は、瞬時に杭径全体に広がり平面波として杭先端に向かって伝播する。この入力波は、杭の材質が均一で断面積に変化がない場合には、一定の速度で振幅を弱めながら進んでいくが、杭の断面変化や地盤変化がある場合には反射波が生じる。反射波は、不連続面いわゆるインピーダンスの変化によって生じるもので、大きなインピーダンスの変化は大きな反射波を発生させる。インピーダンスは杭の断面積と波動の伝播速度から求められる。また、伝播速度は杭の材質によって異なる。

$$Z = \frac{EA}{C} = A\sqrt{E\rho} \qquad (5.3.2.1)$$

$$C = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad (5.3.2.2)$$

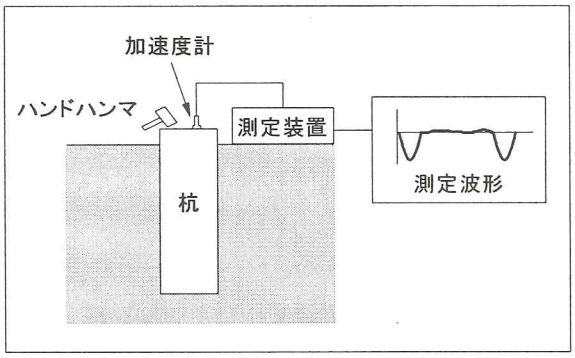


図-5.3.2　IT の方法

ここで、Z：インピーダンス、A：杭の断面積、E：杭のヤング係数、ρ：杭材の密度、C：波動の伝播速度である。一般に、波動の伝播速度は**表－5. 3. 5** のような値となる。

表－5.3.5　波動の伝播速度

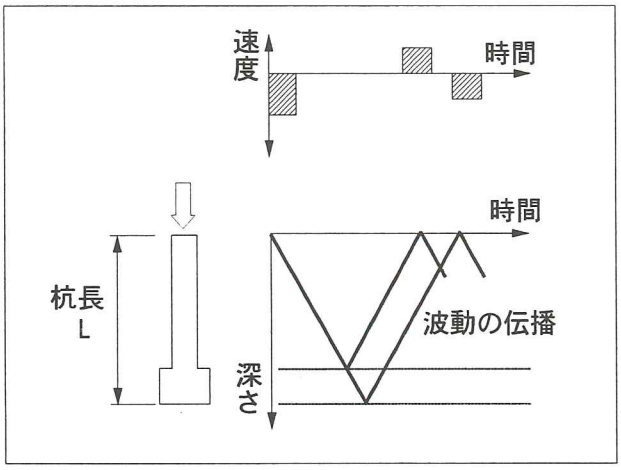
杭　種	伝播速度(m/sec)
場所打ちコンクリート杭	3, 800～4, 000
既製コンクリート杭	4, 000～4, 300
鋼管杭、H 鋼杭	5, 120

反射波が発生する条件を整理すると、①杭先端、②断面の拡大、③断面の縮小、④接合部、⑤材質の変化、⑥異素材の混入、⑦杭軸に直角方向のクラック、⑧地層の境界以下のものが挙げられる。

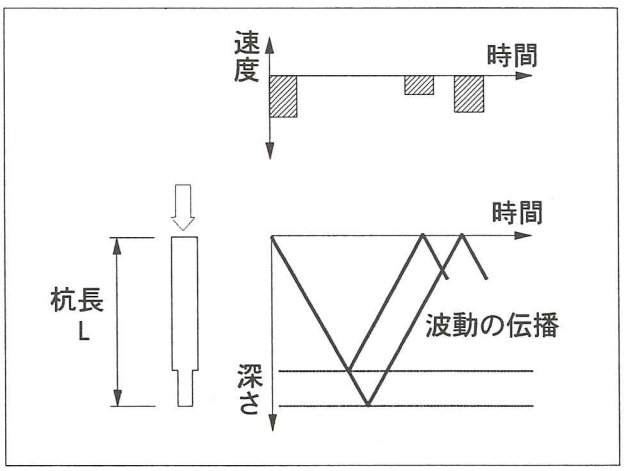
この中で最も顕著なインピーダンスの変化は杭先端であり、杭頭を打撃して反射波が戻ってくるまでの時間は、波動が杭を１往復する時間に等しく、波動の伝播速度がわかれば、杭長が推定できる。

途中で断面が拡大している杭、途中で断面が縮小している杭の２種類について、反射波の模式図を以下に示す。断面変化のない杭では微小な入力に対して杭先端は自由端となり、入力と同成分の速度反射波となる。また、断面積が大きくなると入力と逆の成分の速度反射波（**図－5. 3. 3** 参照）、断面積が小さくなると同成分の速度反射波となる（**図－5. 3. 4** 参照）。

断面が拡大している杭と同じ反射波が計測されるものとして、①地盤抵抗が高くなっている、②弾性係数が高くなっている、③材料の密度が高くなっている場合等がある。



図－5.3.3　断面拡大杭の反射波形模式図

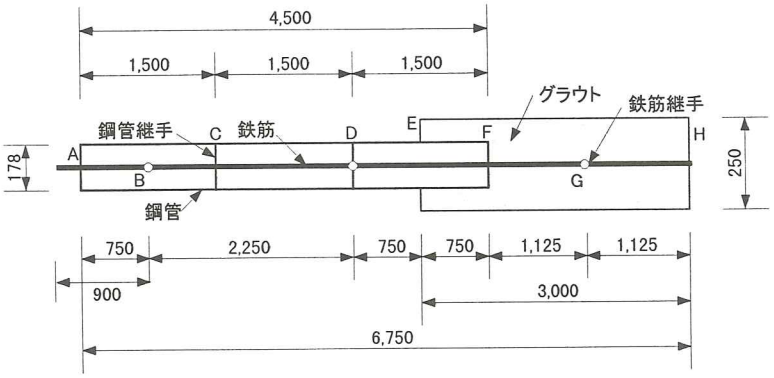


図－5.3.4　断面縮小杭の反射波形模式図

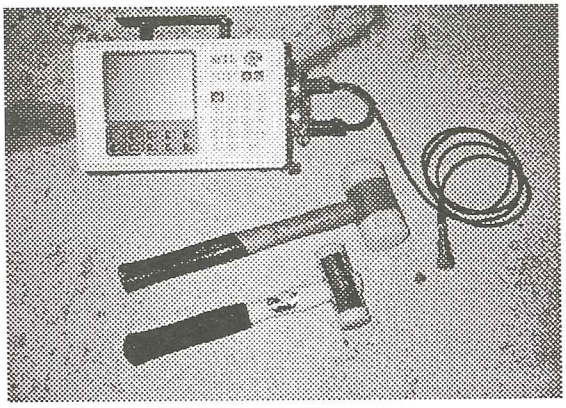
また、断面が縮小している杭と同様の反射波となるのは、①クラックがある、②ジョイントがある、③地盤抵抗が低くなっている、④弾性係数が低くなっている、⑤材料の密度が低くなっている場合等が考えられる。

（4）試験方法

マイクロパイルは、鋼管、鉄筋、グラウトの複合構造となっているため、波動の伝播速度が未知数である。また、鋼管および鉄筋の継手部からの反射の影響で、計測波形が複雑となり、杭先端部やグラウト拡大部を特定することが難しいと考えられる。そこで、**図－5.3.5** に示す試験杭を作製し、反射波の発生状況を調査した。試験杭は、実際のマイクロパイルをモデル化したもので、長さ 1.5m の鋼管（外径 178mm、肉厚 12.6mm）を３本つなぎ、その先端にグラウトによる拡大部を付加した。鋼管内部にもグラウトを充填するとともに、異形棒鋼（SD345,D51）を配置した。また、グラウトの圧縮強度は、34N/mm^2 であった。

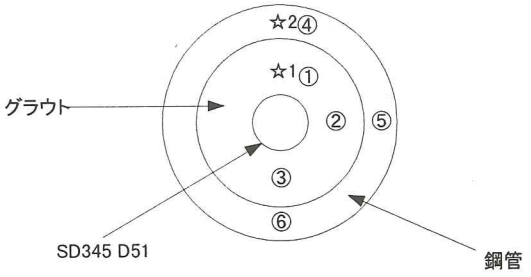


図－5.3.5　試験杭の構造と加速度計の設置位



図－5.3.1　SIT-Site System

IT 試験装置は、オランダ国立応用科学研究所・建設工学研究所によって開発された**写真**-5.3.1 に示す SIT-Site System と呼ばれる専用装置を用いた。加速度計は、杭頭部の他に杭中間部にも設置した（**図－5.3.5 中の** A～H）。試験は、マイクロパイルを地上に横置きし、杭頭部を小型ハンマで軽打して行った。サンプリング周波数は 200kHz、サンプリング長は波動が２往復する程度とし、再現性のある波形が最低３波形得られるまで計測を行った。



☆1, ☆2: 加速度計取付位置
①～⑥ : 打撃位置

図－5.3.6　打撃位置および加速度計設置位置

（5）試験結果

a)杭頭部での計測結果

まず、杭頭部のみに加速度計を設置した状態で試験を行った。試験は、グラウト打設から 38 日後に実施した。**図**-5.3.6 に打撃位置および加速度計の設置位置を示す。また、打撃に使用したハンマは、プラスチック製、スチール製、木製の３種類とした。

今回の試験から得られた波形の傾向は、以下の様に分類される。

①杭頭への入力波、杭先端からの反射波ともに明瞭に確認できる波形。

②入力波、杭先端反射波ともに明瞭に確認でき、杭頭から 3.75m 付近（グラウト拡大部）の断面拡大を現す波形、および 4.5m 付近（鋼管先端）の断面減少を現す波形が確認できる波形。

③入力波が乱れ、杭先端反射波が特定できない波形。

これらの点を考慮し、各ハンマの試験結果を表-5.3.6～5.3.8 に示す。計測波形は、フィルター処理も増幅処理も施していない速度波形である。

表-5.3.6　プラスチックハンマによる試験結果

加速度計位置	打撃位置	波形NO	入力波	グラウト拡大反射波(3.75m 付近)	鋼管先端反射波(4.5m 付近)	先端反射波	推定杭長(m)
☆1	①	1P1	○	×	×	○	6.8
	②	1P2	○	○	○	○	6.7
	③	1P3	×	×	×	×	-
	④	1P4	△	×	×	△	6.6
	⑤	1P5	○	×	△	○	6.4
	⑥	1P6	○	×	△	○	6.4
☆2	①	2P1	○	×	×	○	6.4
	②	2P2	△	×	×	×	-
	③	2P3	×	×	×	×	-
	④	2P4	×	×	×	×	-
	⑤	2P5	○	×	×	○	6.2
	⑥	2P6	○	×	×	○	6.1

※○：明瞭に確認できる。　△：明瞭ではないが、確認できる。

×：確認できない。

表-5.3.7　スチールハンマによる試験結果

加速度計位置	打撃位置	波形NO	入力波	グラウト拡大反射波(3.75m 付近)	鋼管先端反射波(4.5m 付近)	先端反射波	測定杭長(m)
☆1	①	1S1	○	×	×	△	6.9
	②	1S2	×	×	×	×	-
	③	1S3	×	×	×	×	-
	④	1S4	○	×	×	○	6.5
	⑤	1S5	○	×	×	○	6.5
	⑥	1S6	○	×	×	○	6.4
☆2	①	2S1	○	×	×	○	6.3
	②	2S2	×	×	×	×	-
	③	2S3	×	×	×	×	-
	④	2S4	△	×	×	△	6.6
	⑤	2S5	○	×	×	○	6.3
	⑥	2S6	○	×	×	○	6.3

※○：明瞭に確認できる。　△：明瞭ではないが、確認できる。

×：確認できない。

表-5.3.8　木製ハンマによる試験結果

加速度計位置	打撃位置	波形NO	入力波	グラウト拡大反射波(3.75m付近)	鋼管先端反射波(4.5m付近)	先端反射波	測定杭長(m)
☆1	①	1W1	○	×	△	○	6.7
	②	1W2	○	○	○	○	6.5
	③	1W3	×	×	×	△	6.5
	④	1W4	○	△	△	○	6.4
	⑤	1W5	○	×	×	○	6.4
	⑥	1W6	○	×	×	○	6.4
☆2	①	2W1	○	×	×	○	6.4
	②	2W2	×	×	×	△	6.4
	③	2W3	×	×	×	×	-
	④	2W4	×	×	×	×	-
	⑤	2W5	○	×	×	○	6.3
	⑥	2W6	×	×	×	×	-

※○：明瞭に確認できる。　△：明瞭ではないが、確認できる。
×：確認できない。

杭体内の波動伝播速度は、杭先端からの反射波が明瞭に確認できるプラスチックハンマによる加速度計設置位置☆１、打撃位置①による試験の結果から逆算して求めた。その結果、伝播速度は約 3,800m/s となり、他のケースにもこの値を用いて杭長を算出した。

①杭先端からの反射波

いずれのケースでも、杭頭に適切な波形が入力された場合には、杭先端からの反射波が明瞭に確認できる。加速度計をグラウト部に設置した場合（設置位置☆１）では、ほとんどのケースで適切な入力波形となっている。しかしながら、鋼管部に設置した場合（設置位置☆２）では、入力波形が乱れる場合が多くなっている。よって、加速度計設置位置は鋼管部よりもグラウト部が適していると言える。また、打撃位置による違いは見られない。

②断面変化位置からの反射波

多くのケースで、グラウト拡大部および鋼管先端部の断面変化位置を確認できていない。特に、スチールハンマでは全ケースで確認できていない。スチールハンマでは入力波の周波数が高いため、ノイズの影響が顕著となり、断面変化部を捉える際の障害となっている。この場合には、フィルター処理を施すなどの工夫が必要である。また、プラスチックハンマおよび木製ハンマでは、加速度計をグラウト部に設置した場合、断面変化位置からの反射波を確認できたケースがある。それは、加速度計設置位置の 90° 離れた位置を打撃した場合である。

b）杭中間部での計測結果

杭体各部には、図-5.3.7 に示した位置に加速度計を設置している。

図-5.3.8 の計測波形から、以下のことがわかる。

①ハンマ打撃による杭頭への入力波は、杭先端まで到達し、さらに杭頭まで返ってきている。このことより、杭頭部での計測結果の妥当性が検証できた。

②グラウト拡大部および鋼管先端部の反射波の伝播については、明確に読みとれない。杭頭部での計測では、断面変化部の反射波を確認できたケースもあったが、その妥当性については、今後の検証が必要である。

③杭体内で波動伝播速度が変化しており、鋼管部とグラウト部で大きな差があった。このため、平均的な伝播速度としては、3,800m/sec という値が得られたが、鋼管部とグラウト部の長さの割合によって値が変化する。

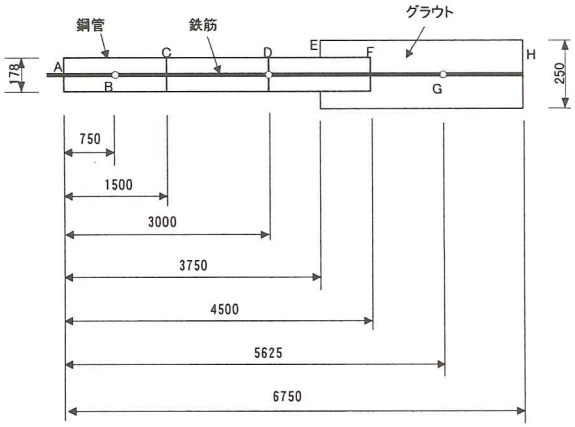


図-5.3.7　加速度計の設置位置

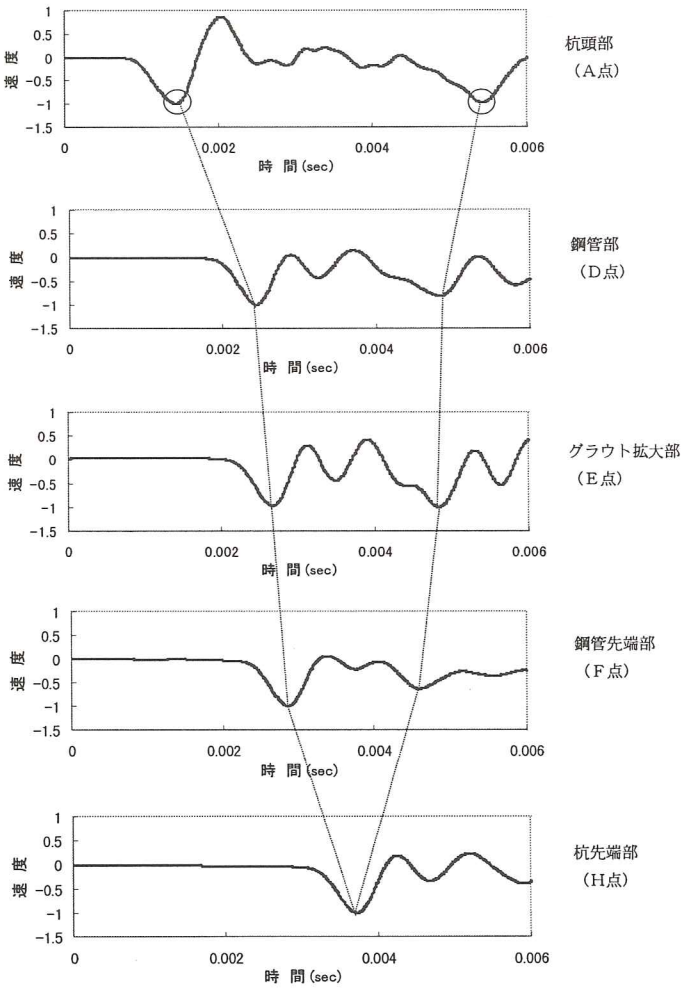


図-5.3.8　計測波形

（6）実現場での計測事例

a）現場の概要

中国地方整備局松江国道工事事務所管内の差海橋では、大規模地震に耐えうる施設の整備を図るため、耐震補強工事が行われた。差海橋は、有効幅員 8.0m、橋長 40.6m、支間長 3@13.5m で、昭和 39 年に竣工した橋である。橋脚は、パイルベント方式で、φ400mm の鋼管杭が９本用いられている。試験対象としたマイクロパイルは、Ｐ２橋脚で施工された９本である。

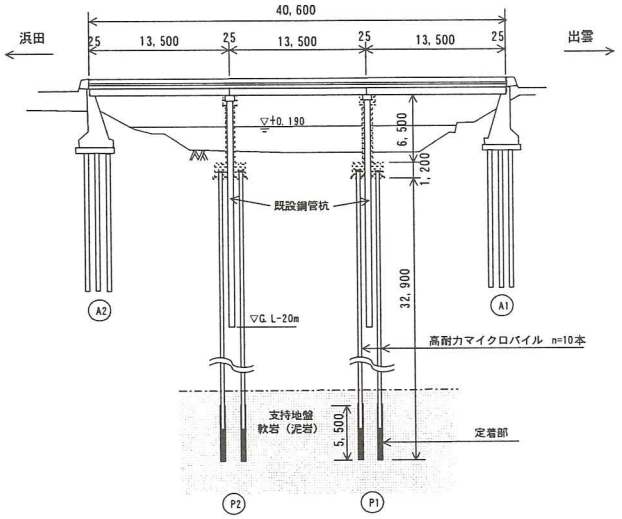


図-5.3.9　側面図

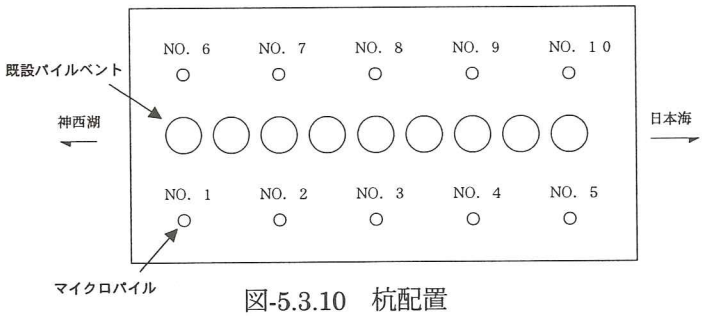


図-5.3.10　杭配置

表-5.3.9　マイクロパイルの仕様

鋼　管	高強度鋼管（油井管API規格5CT N-80） 外径177.8mm　肉厚12.7mm 両端ネジ加工　標準部材長さ1.5m カップリング継手　外径194.5mm
芯鉄筋	ねじ節異形棒鋼　SD490　D51 カップラー継手
グラウト	セメントミルク　W/C=50% 設計基準強度　30N/mm^2

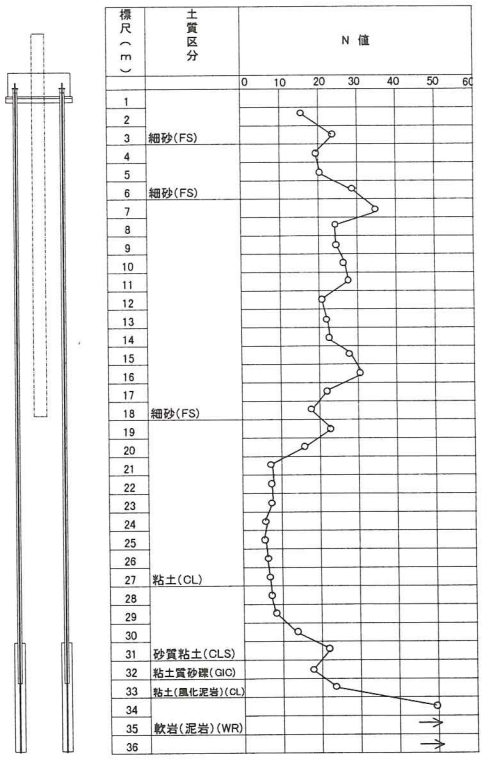


図-5.3.11　杭形状と土質柱状図

b）試験結果

表-5.3.10 に試験ケースを示す。

表-5.3.10　試験ケース

試験杭 NO	計測波形 NO	打撃位置 (加速度計からの位置)	ハンマの種類	加速度計設置位置
1	11	180°	スチール	杭頭グラウト部
	12	90°	スチール	
	13	90°	プラスチック	
2	2	近傍	プラスチック	
	22	近傍	プラスチック	
3	31	90°	プラスチック	
	32	90°	プラスチック	
4	41	90°	プラスチック	
	42	90°	プラスチック	
	43	90°	スチール	
5	51	90°	スチール	
	52	90°	プラスチック	
6	61	90°	プラスチック	
	62	90°	プラスチック	
7	7	90°	プラスチック	
	71	90°	プラスチック	
8	81	90°	スチール	
	82	90°	プラスチック	
	83	90°	プラスチック	
9	91	近傍	プラスチック	
	92	180°	プラスチック	
10	101	90°	スチール	
	102	90°	プラスチック	

多くのケースでは、入力波の乱れ、および入力直後の繰り返し波が生じている。これは、図-5.3.12 のように杭頭から 20cm 下がりの位置にプレートが溶接されており、ここからの反射波の影響だと推察される。しかしながら、このプレートには隙間があり、入力波の一部は反射し、一部は透過して杭先端に向かって伝播している。

このため、いくつかのケースでは、深い位置からの反射波を捉えているものもあるが、杭先端の位置とは一致していない。また、断面変化部も特定はできない。

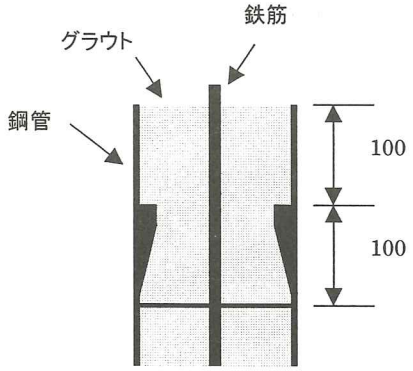


図-5.3.12　杭頭部の状況

（7）まとめと今後の課題

試験杭による結果を整理すると、以下のようになる。

まず、杭頭部のみの計測結果から次のことがわかった。

①気中での計測の場合、杭長7m程度であれば、杭頭部での計測により杭先端を特定できる。

②杭頭に適切な波形が入力された場合には、杭先端からの反射波が明瞭に確認できる。

③加速度計をグラウト部に設置した場合は、ハンマの種類に関係なく、適切な入力波形が得られる。

④加速度計を鋼管部に設置した場合は、入力波形が乱れる場合が多くなる。

⑤加速度計をグラウト部に設置した場合は、打撃位置による計測波形の違いが少ない。

⑥杭頭部での計測では、グラウト拡大部および鋼管先端部の断面変化位置を確認できないケースが多い。特に、スチールハンマでは全ケースで確認できなかった。スチールハンマでは入力波の周波数が高いため、ノイズの影響が顕著となり、断面変化部を捉える際の障害となっている。この場合には、フィルター処理を施すなどの工夫が必要である。

⑦プラスチックハンマおよび木製ハンマでは、加速度計をグラウト部に設置した場合、断面変化位置からの反射波を確認できる可能性がある。

次に、杭体各部に設置した加速度計の計測結果から、次のことがわかった。

①ハンマ打撃による杭頭への入力波は、杭先端まで到達し、さらに杭頭まで返ってきていることが確認できた。

②グラウト拡大部および鋼管先端部の反射波の伝播については、明確に読みとれなかった。杭頭部での計測では、断面変化部の反射波を確認できたケースもあったが、その妥当性については、今後の検証が必要である。

③杭体内で波動伝播速度が変化しており、鋼管部とグラウト部で大きな差があった。

これらのことから、今後は、試験に最適なハンマの選定、計測波形のフィルター処理方法を検討するとともに、杭体中の波動伝播について、より詳細に実験・解析を進める必要がある。

また、実現場でのマイクロパイルに対する計測では、杭頭部付近に鋼製のプレートが溶接されており、そこからの反射波の影響が顕著で、適切な計測波形が得られなかった。このプレートは、マイクロパイル施工時に、鋼管引き抜きに必要なものであるため、何らかの計測上の工夫が必要になる。今後は、実現場での適用性（杭長、地盤条件）を明らかにするため、多くの現場でデータを収集することが望まれる。

さらに、実現場においてはインティグリティ試験のみでマイクロパイルの正確な断面変化を知ることは困難であることが予想され、全数調査した結果を比較し、相対的な評価によって不具合のある杭を抽出するという使い方が有効であると考えられる。

そのためには、健全な杭（グラウトが設計どおりに注入されている）と不具合のある杭（グラウトの一部が欠損している杭）の標準的な波形を知っておくことが前提となり、今回使用した試験杭のグラウト部を一部欠損させて試験を行うことも必要であろう。

【参考文献】

1）グラウンドアンカー標準施工マニュアル平成10年度版P90：(社)日本アンカー協会
2）高耐力マイクロパイル設計･施工マニュアル(案)P75：高耐力マイクロパイル研究会　平成11年4月
3）高耐力マイクロパイル設計･施工マニュアル(案)P76：高耐力マイクロパイル研究会　平成11年4月
4）杭基礎施工便覧P82：(社) 日本道路協会　平成4年10月
5）グラウンドアンカー工法設計施工指針：グラウンドアンカー技術協会　1996年6月
6）高耐力マイクロパイル設計･施工マニュアル(案)P88～89：高耐力マイクロパイル研究会 平成11年4月
7）橋梁基礎構造の形状及び損傷調査マニュアル(案)：建設省土木研究所　平成11年12月

6. 新工法と併用を検討した液状化対策工法例

6.1 液状化対策工法の分類と現状

一般に液状化対策工法は、改良原理、改良方法に着目し、図-6.1.1 に示すように液状化の発生そのものを防止する対策、液状化の発生は許すが構造的に抵抗する対策に分類され、各種の工法が提案されている。

液状化対策工法は、簡易設計上の取扱いの違いに着目すると、地盤として取扱う工法と構造物として取扱う工法に分類される。

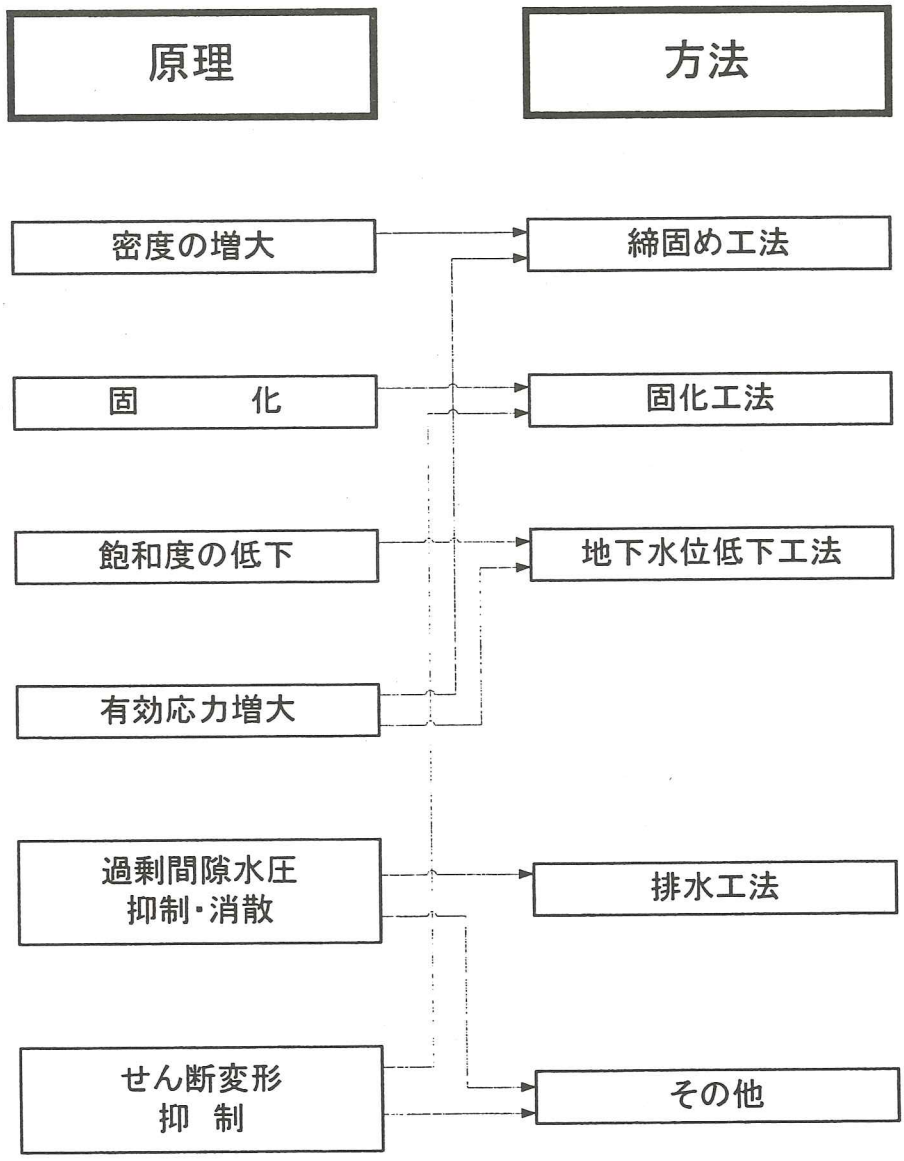


図-6.1.1　液状化対策工法の分類

図-6. 1. 1 における各々の方法における具体的な対策工法を下記に示す。なお、その詳細については、『平成 11 年度　既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その 1)』を参照されたい。

①締固め工法

- サンドコンパクションパイル工法
- 振動棒工法
- バイブロフローテーション工法
- 重錘落下締固め工法
- バイブロダンパー工法
- 特殊石灰パイル工法
- コンパクショングラウチング工法
- 静的締固め工法

②固化工法

- 深層混合処理工法
- グラウト工法

③地下水位低下工法

- ウェルポイント工法
- ディープウェル工法

④排水工法

- グラベルドレーン工法
- 人口材料を用いる工法

⑤その他

- 地中連続壁による工法
- 鋼材を用いた工法

6.2　試設計例（ハイドレーンパイルによる耐震補強工法）

6.2.1　工法概要

本工法は、既設橋脚基礎周囲に（排水機能付き鋼材。以下ＨＤＰと称す）を設置するとともに、通常、高耐力マイクロパイルによる増し杭工を施すことにより、液状化地盤における橋脚基礎を耐震補強する工法である。工法の概要を図-6.2.1 に示す。

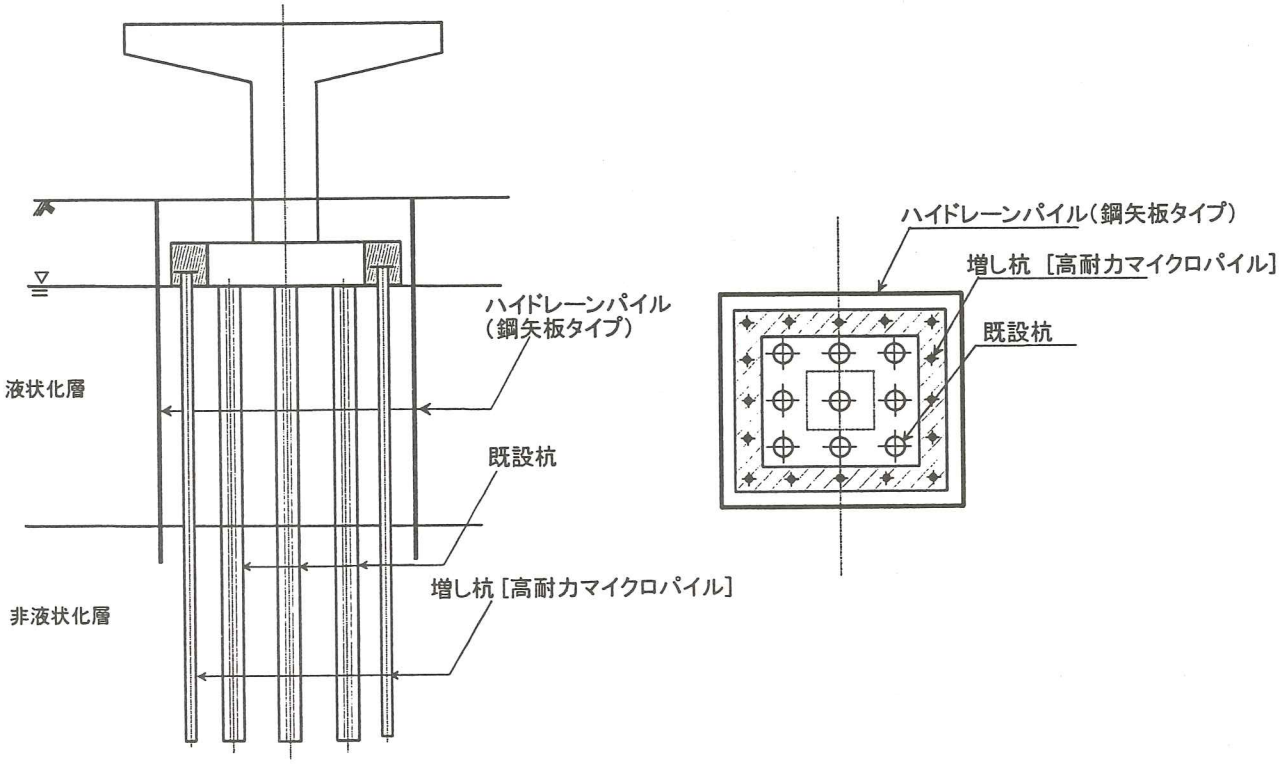


図-6.2.1　ＨＤＰと高耐力マイクロパイルによる耐震補強

6.2.2　ＨＤＰについて

ＨＤＰの構造（鋼矢板タイプ）を図-6.2.2 に示す。ＨＤＰは、鋼矢板、鋼管矢板等の鋼材本体に、中空の鋼製排水部材が一体化された鋼材である。ＨＤＰで構成された鋼製壁内側では、土のせん断変形が抑止されること、過剰間隙水圧の上昇が抑えられることから、液状化に伴う地盤の軟化を抑制できる。

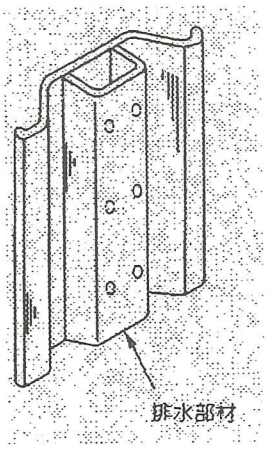


図-6.2.2　ＨＤＰの構造（鋼矢板ﾀｲﾌﾟ）

6.2.3　ＨＤＰによる耐震補強に関する一試算

（1）試算方針

ＨＤＰの対策効果を簡易な解析により把握することとする。具体的には、ＨＤＰによる締切り壁が増し杭の設計における土質定数の低減係数D_Eの向上に寄与するものとし、D_Eを変化させた増し杭基礎の静的非線型解析（地震時保有水平耐力法）により、増し杭基礎の耐力向上、応答塑性率を把握した。さらに増し杭基礎が所定の耐震性能を有するためのD_EとF_Lの範囲を検討し、その条件下でのＨＤＰ仕様（型式、長さ等）を安定計算により検討した。試算の流れを図-6.2.3 に示す。

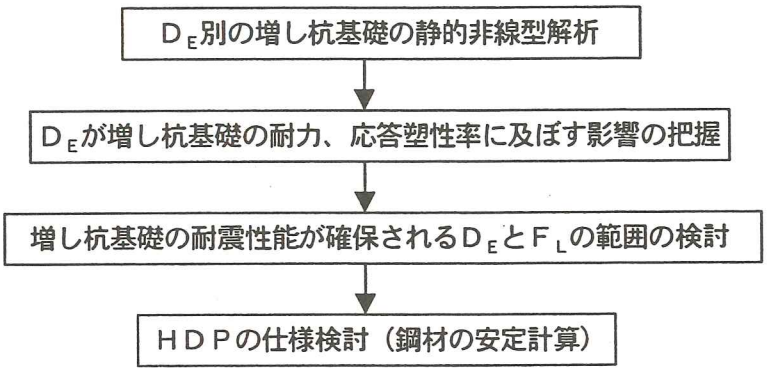


図-6.2.3　ＨＤＰによる耐震補強に関する試算の流れ

（2）試算条件

ここでは、**「既設橋脚基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その１）」**の**「５．２　高耐力マイクロパイル工法による試設計結果」**に記載の液状化する場合の解析条件（解析モデル、増し杭の配置、設計定数）を用いた。試算モデルを図-6.2.4 に、増し杭の配置を図-6.2.5 に示す。フーチング前面地盤の水平抵抗はD_Eによらず無視した。増し杭の角度と配置については、斜杭施工の必要性がなくなる場合を想定し、D_Eによらず直杭 26 本の固定条件とした。また、前記共同研究報告書中の設計定数のうち、杭の

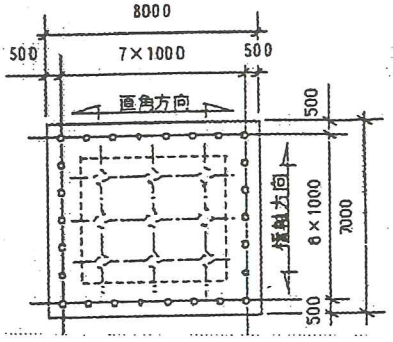


図-6.2.5　増し杭の配置

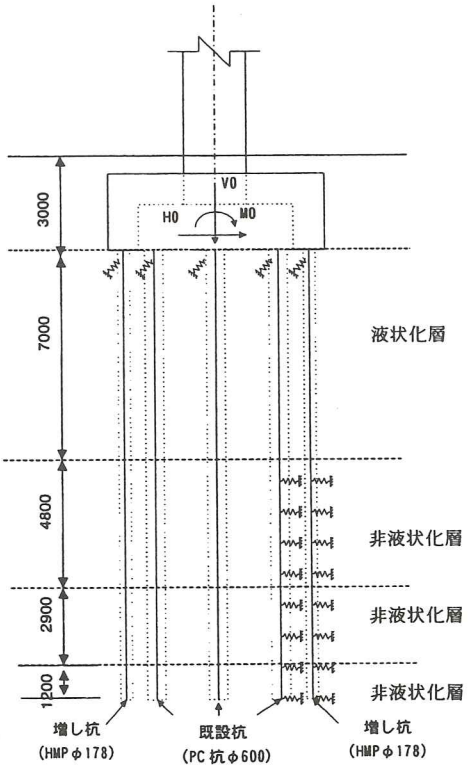


図-6.2.4　試算モデル

極限支持力、杭の水平方向地盤反力係数、地盤反力度の補正係数はD_Eに応じた値とした。杭の極限支持力を表-6.2.1 に、杭の水平方向地盤反力係数、地盤反力度上限値の補正係数を表-6.2.2 に示す。液状化時の杭の極限支持力については、既設杭は非液状化時の極限周面摩擦力にD_Eを乗じた値とD_Eによらない先端支持力の和となるが、増し杭（高耐力マイクロパイル）は、液状化層以深の支持層の周面摩擦抵抗のみを非液状化時の支持力とするため、液状化時であってもD_Eによる支持力の低減は行わない。また、杭の水平方向地盤反力係数と地盤反力度の補正係数は、既設、増し杭とも非液状化時の値にD_Eを乗じた値とした。その他の設計定数は昨年度の共同研究報告書を参考されたい。

表-6.2.1　杭の極限支持力

杭種	耐荷方向	土質定数の低減係数 D_E			
		0	1／6	1／3	2／3
既設杭(PCφ600)	押込	2700KN	2730KN	2750KN	2790KN
	引抜	670KN	690KN	710KN	750KN
増杭(HMPφ178)	押込/引抜	1500KN	1500KN	1500KN	1500KN

表-6.2.2　杭の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値の補正係数

層区分	土質	層厚 (m)	水平地盤反力係数 K_{HE}(kN/m³)		受働土圧強度 P_u (kN/m²)	地盤反力度上限値の補正係数		
						最前列	中間列	最後列
			既設杭	増杭		増杭	既設＋増	増杭
第１層	砂質土	7.00	30600×D_E	64900×D_E	137 296	3.00×D_E	1.25×D_E	1.50×D_E
第２層	粘性土	4.80	30600	64900	177 215	1.50	1.50	1.50
第３層	砂質土	2.90	91900	195000	545 636	3.00	1.25	1.50
第４層	砂質土	1.20	306000	648000	1090 1160	3.00	1.25	1.50

注意：太枠内が液状化層

（２）試算結果

１）D_E別の増し杭基礎の耐力と破壊形態

D_E別の上部構造慣性力作用位置の変位と全作用水平力との関係を図-6.2.6 に、破壊形態を表-6.2.3 に示す。また、D_Eと増し杭基礎の降伏耐力（増し杭基礎の降伏はすべての既設杭の杭頭が降伏したとき）の関係を図-6.2.7 に示す。橋軸方向と橋軸直角方向では結果に大きな傾向差が認められなかったため、橋軸方向の結果のみを紹介する。

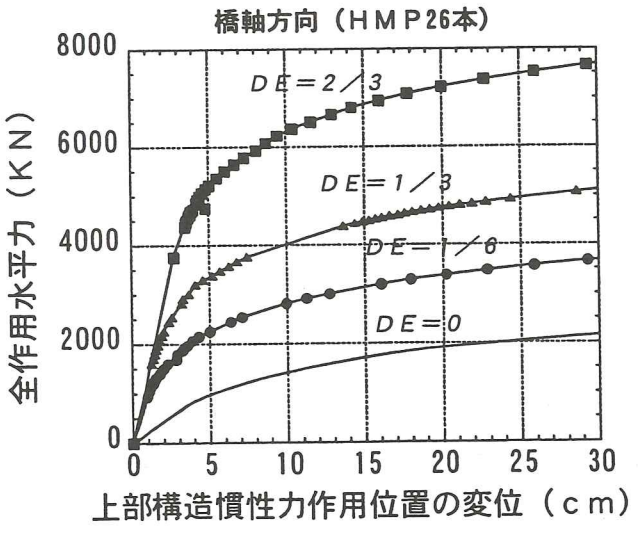


図-6.2.6　D_E別の荷重－変位関係（橋軸方向）

表-6.2.3　D_Eと破壊形態の関係（橋軸方向）

D_E	0	1／6	1／3	2／3
破壊形態	①既設全杭頭ひび割れ (658kN) ②既設引抜き側杭頭降伏 (1130kN) **③既設押込み側杭頭降伏 (1220kN)** ④既設押込み側杭頭終局 (1410kN) ⑤既設引抜き側杭頭終局 (1500kN)	①既設全杭頭ひび割れ (1690kN) ②既設引抜き側杭頭降伏 (1970kN) **③既設押込み側杭頭降伏 (2440kN)** ④既設全杭頭終局 (2820kN)	①既設全杭頭ひび割れ (2540kN) ②既設引抜き側杭頭降伏 (2820kN) **③既設押込み側杭頭降伏 (3288kN)** ④既設引抜き側杭頭終局 (3570kN) ⑤既設押込み側杭頭終局 (3760kN)	①既設全杭頭ひび割れ (3760kN) ②既設引抜き側杭頭降伏 (4380kN) ③既設引抜き側杭頭終局 (4640kN) **④既設押込み側杭頭降伏 (4850kN)** ⑤既設押込み側杭頭終局 (5070kN)

注意：太字は増し杭基礎の降伏時を示す。

これらの図表より、増し杭基礎の降伏耐力はD_Eに応じて大きくなるが、今回の断面ではD_Eが 2/3 まで向上しても設計水平荷重（5213kN）に達していないこと、D_Eが大きくなるにつれ引抜き側の既設杭の負担が大きくなること、などがわかる。

2）応答塑性率とD_E、F_Lの関係

1）の結果から、液状化時の増し杭基礎の耐震性能の指標として、昨年度の共同研究報告を参考に応答塑性率に着目し、増し杭基礎が所定の耐震性能を有するためのD_EとF_Lの範囲を検討した。D_Eと応答塑性率の関係を図-6.2.8 に、道路橋示方書に規定された、基礎杭設計に係わるD_EとF_Lの関係を表-6.2.4 に示す。これらより以下のことがわかる。

①昨年度の共同研究報告書から、液状化時の増し杭基礎の応答塑性率の制限の目安を 2.0 とした場合、今回の試算ではD_Eが 1/3 程度以上のとき増し杭基礎の応答塑性率μが 2.0 程度以下になった。よって、D_Eが 1/3 程度以上の地盤では増し杭基礎は所定の耐震性能を有する。

②地盤モデルと動的せん断強度比の標準的な値から、$0 \leqq x \leqq 10$ かつ$R \leqq 0.3$ を対象に上記①のD_Eの範囲をF_Lで考えると、増し杭基礎は$F_L > 1/3$ の地盤で所定の耐震性能を有することになる。HDPによる耐震補強を施すことにより、$F_L \leqq 1/3$ の杭設置

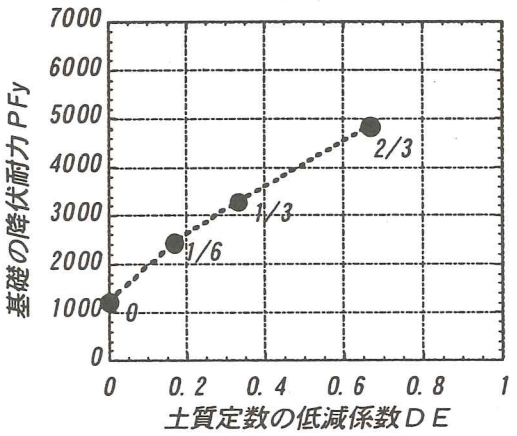


図-6.2.7　D_Eと増し杭基礎の降伏耐力の関係（橋軸方向）

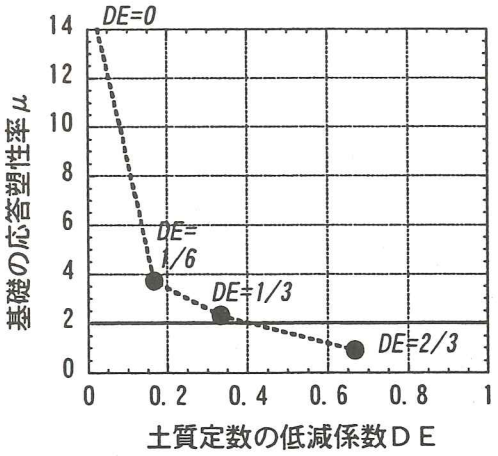


図-6.2.8　D_Eと応答塑性率の関係（橋軸方向）

地盤がF_L>1/3 に強化され、耐震性能の改善が期待される。なお、今回の一連の検討では、７m連続した液状化層を対象とし、さらにD_Eによらずフーチング前面地盤の水平抵抗を無視した厳しい例での試算であるため、得られた結果（増し杭基礎が耐震性能を確保するD_E）はより大きい値を示していると考えられる。

表-6.2.4　D_EとF_Lの関係

F_Lの範囲	現地盤からの深度x(m)	動的せん断強度比R	
		R≦0.3	0.3＜R
FL≦1/3	0≦x≦10	0	1/6
	10＜x≦20	1/3	1/3
1/3＜F_L≦2/3	0≦x≦10	1/3	2/3
	10＜x≦20	2/3	2/3
2/3＜F_L≦1	0≦x≦10	2/3	1
	10＜x≦20	1	1

6.2.4　ＨＤＰの仕様検討例

（1）仕様検討の流れ

ここでは前節までの結果を受け、ＨＤＰの仕様（型式、長さ等）を安定計算により把握する。ＨＤＰの仕様検討の流れを図-6.2.9 に示す。

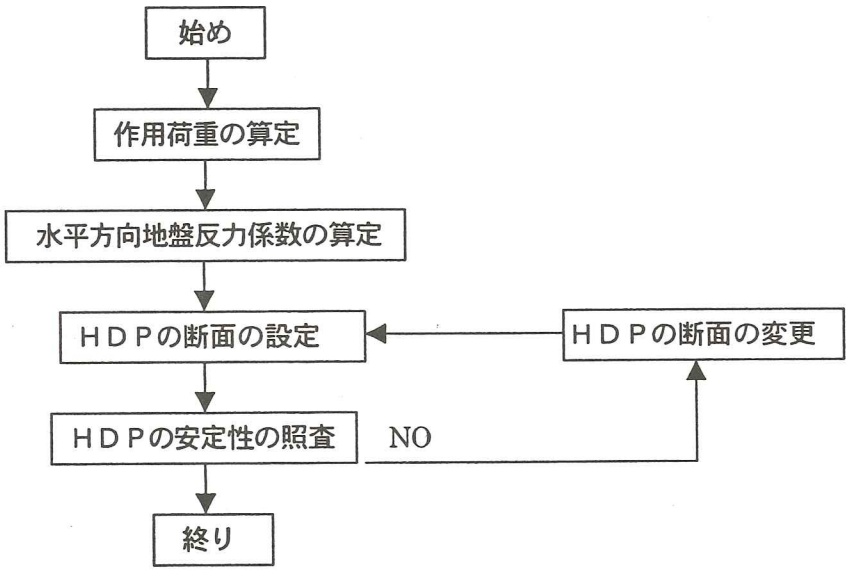


図-6.2.9　ＨＤＰの仕様検討の流れ

（2）地盤モデル

検討に用いた地盤モデルを図-6.2.10 に示す。地盤モデルは前節までと同様に、昨年度の共同研究報告書に記載のものと同じである。

（3）検討モデル

1）荷重と水平方向地盤反力係数

液状化時にＨＤＰに作用する荷重として、ここでは動水圧を対象とした。液状化層では低減した地盤反力

係数を用いる。

2）安定検討

ＨＤＰによる鋼製壁を自立式の壁とみなし、弾性床上の梁として安定計算する。試算モデルを図-6.2.11に示す。

（4）試算結果

試算結果を表-6.2.5に示す。

表-6.2.5　試算結果

パイル型式	ＨＤＰⅣ型
本体規格	SY295
最大モーメント	177KN·m
発生応力	150N/mm^2
降伏応力	295N/mm^2
パイル長	14.0m

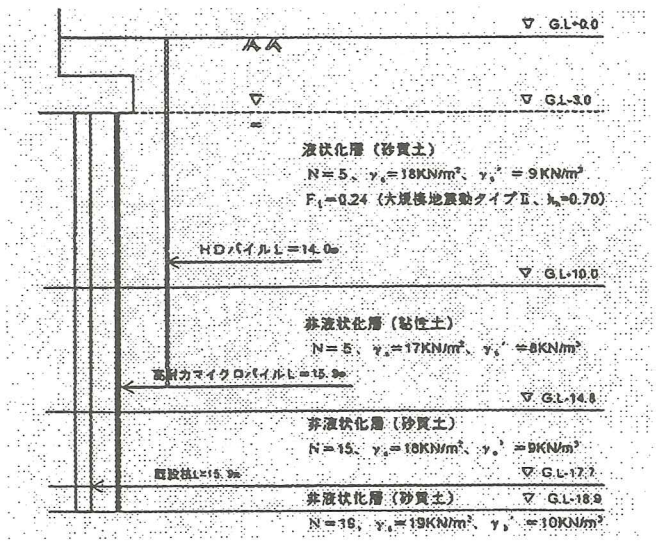


図-6.2.10　地盤モデル

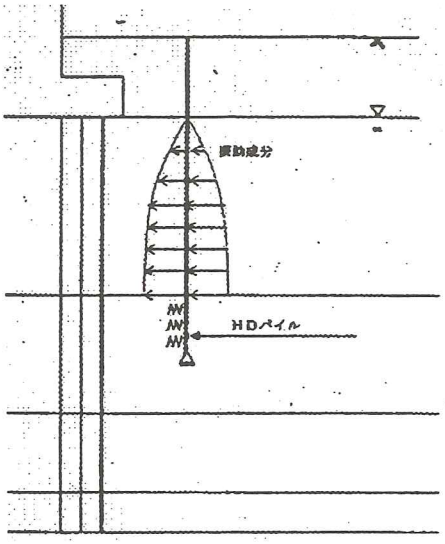


図-6.2.11　試算モデル

7. 今後の課題

12 年度は、「小口径杭による増し杭補強工法」に関して、既設杭と小口径杭の荷重分担に関して実験的に検討を行った。その結果、小口径杭による補強効果がある程度明らかになり、今後は、補強杭との杭間隔、若しくは、補強杭同士の杭間隔が補強効果に及ぼす影響について検討し、設計法に反映していく予定である。

また、地震時の小口径杭の耐震補強効果については、振動台実験から斜杭による補強では、斜杭の変形性能による構造物の応答を抑える効果が確認され、マイクロパイルの有効性が検証できた。各工法についても、桁下制限などの制約条件のある実現場での施工性確認や施工管理法の妥当性の検証を行ってきた。次年度は、液状化時の挙動について振動台実験により確認する予定である。

これらの成果に基づき、研究の最終年度である次年度は、各工法の設計・施工マニュアル（案）を作成する予定である。また、実現場での施工性や適用性を検証するために、積極的に試験フィールドにて現場試験を実施していきたい。