

①

博士學位論文

論文題目 杭打設による地盤の
液状化対策効果の
評価法に関する研究

提出者 東北大学大学院工学研究科

土木工学 専攻

学籍番号 8D219

氏名 田地陽一

指 導 教 官	柳 澤 栄 司 教 授
審 査 委 員 (○印は主査)	○ <u>柳澤栄司</u> 教 授 1 <u>杉村義宏</u> 教 授 2 <u>鈴木基行</u> 教 授 3 <u>風間基樹</u> 助 教 授 4 _____ 教 授



目 次

第1章 序 論

1.1 研究の背景および目的	1
1.2 研究方法および本論文の構成	2
【参考文献】	5

第2章 杭打設に伴う地盤改良効果に関する既往の研究

2.1 杭の打込みによる土の性質の変化	6
2.2.1 締固めの影響範囲	6
2.1.2 周辺地盤の N 値の変化	9
2.2 液状化対策の原理と分類	13
2.3 兵庫県南部地震における液状化対策効果の評価	14
2.4 液状化対策としての事例	15
2.4.1 新潟地震の事例	15
2.4.2 兵庫県南部地震の事例	15
2.5 まとめ	19
【参考文献】	20

第3章 原位置杭打設試験

3.1 概 説	23
3.2 試験概要	23
3.2.1 試験位置および地盤の概要	23
3.2.2 試験結果	27
3.2.3 杭打設地盤の液状化抵抗	33
3.3 まとめ	43
【参考文献】	43

第4章 細粒分を含む砂地盤に対する原位置凍結サンプリングの信頼性評価

4.1 概説	44
4.2 細粒分を含む砂地盤に対する原位置凍結サンプリングの有効性	44
4.2.1 細粒分を含む地盤での問題点	44
4.2.2 試料の液状化強度と凍結膨張の関係	45
4.2.3 凍結膨張ひずみを支配する要因	45
4.3 細粒分を含む砂地盤での凍結サンプルの信頼性の検討手順	48
4.4 実際のサンプリングでの検証例	51
4.4.1 原位置凍結	51
4.4.2 試料の品質評価	52
4.5 まとめ	56
【参考文献】	57

第5章 杭打設に伴う地盤改良効果の評価手法

5.1 概説	58
5.2 杭打設に伴う地盤改良効果を評価するパラメータ	58
5.3 杭打設に伴う地盤改良効果の評価手法	64
5.4 杭打設に伴う地盤改良効果評価手法の検証	66
5.5 まとめ	71
【参考文献】	71

第6章 模型実験による杭基礎および地盤の振動特性の評価

6.1 概説	73
6.2 相似則に関する研究	74
6.3 振動台実験の概要	76
6.3.1 大型せん断土槽実験	76
6.3.2 遠心振動実験	76
6.4 実験内容	79
6.5 乾燥砂地盤の振動実験	80
6.5.1 実験概要	80
6.5.2 実験結果	81
6.6 乾燥砂地盤における杭基礎の振動実験	82

6.6.1 実験概要	82
6.6.2 実験結果	90
6.7 飽和砂地盤における杭基礎の振動実験	91
6.7.1 実験概要	91
6.7.2 実験結果	92
6.8 まとめ	100
【参考文献】	101
第7章 遠心場の振動実験による杭基礎の耐震性評価	
7.1 概 説	106
7.2 杭剛性による液状化防止効果の検証	106
7.2.1 実際の群杭基礎構造物	106
7.2.2 遠心場の群杭基礎構造物のモデル化	107
7.2.3 遠心場の振動実験方法	112
7.2.4 杭－地盤－構造物系の液状化時における挙動	114
7.2.5 液状化時における杭基礎の耐震性評価	122
7.3 杭打設に伴う締固め効果による液状化防止効果の検証	124
7.3.1 遠心場の群杭基礎構造物のモデル化	124
7.3.2 遠心力場の振動実験方法	126
7.3.3 杭－地盤－構造物系の液状化時における挙動	126
7.4 まとめ	133
7.5 今後の課題	133
第8章 結 論	136
【謝 辞】	

第1章 序 論

1.1 研究の背景と目的

設計体系が仕様設計から性能設計へ移行することに伴い、基礎構造の挙動を土質力学に基づいて正しく評価し、基礎構造の要求性能を満足する設計を自主的な判断で自由に行うことが可能になると考えられる。与えられた性能を満足する設計であれば、工費が安い基礎工法が採用され、経済性がこれまで以上に問われることとなる。

わが国における臨海地帯に地盤は、沖積層の発達した軟弱地盤や埋立地盤から構成されていることが多い。このような地盤は支持層が深い位置にあるため、構造物を建設する場合の基礎としては、従来から杭基礎が主として用いられてきた。

杭の施工方法には、埋込み杭や場所打ち杭のように掘削することによって地盤を緩めるものと、打込み杭のように周辺地盤を押しつけることによって締固めるものの2種類に分けることができる。後者の杭打設に伴う締固め効果については、特に砂質土地盤において杭を打設するにしたがい杭を打ち込み難くなるなど、経験的には良く知られている。歴史的に見ても、この効果に対する認識は古くから存在している。大正時代および太平洋戦争前の昭和時代における杭基礎は、木杭による摩擦杭が主流であった。二本子とウィンチによる簡易な杭打ち機やスチームハンマーにより木杭を細かく打設することにより表層を締め固めるとともに、建物全体の荷重作用を杭先端位置まで下げる効果を期待していた¹⁾。ところが、木杭は地下水位以浅では腐食という欠点を有するために、その解決策として鉄筋コンクリート杭の利用が考えられ、大正14年に四角形断面に節を持つ杭が考案された²⁾。この杭の施工は砂利を盛り上げて杭を打設し、地盤と杭体との間に砂利を充填し、一種の地盤改良効果を目的とするとともに杭体と地盤との摩擦力の増大を図っている。杭打設に伴う地盤の締固め効果は、主として地盤の支持力増加、杭との摩擦力増加という点に着目されていた。

1964年には新潟地震とアラスカ地震が発生し、地盤の液状化が原因と見られるRC造建物の転倒、落橋や地盤の大規模な崩壊現象がみられた。それ以来、地盤の液状化現象のメカニズムに関する研究が盛んに行われるようになってきた。その後も、十勝沖地震(1968)、サンフェルナンド地震(1971)、宮城県沖地震(1978)、日本海中部地震(1983)、千葉県東方沖地震(1987)、ロマ・プリエタ地震(1989)、フィリピン地震(1990)、釧路沖地震(1993)、北海道南西沖地震(1993)、ノースリッジ地震(1994)、北海道東方沖地震(1994)、三陸はるか沖地震(1994)、兵庫県南部地震(1995)、トルコ・コジャエリ地震(1999)、台湾集集地震(1999)などで液状化による被害が見られ、液状化を防ぐ工法に関する研究も精力的に行われるようになった。

過去の地震において、サンドコンパクションパイル工法に代表される地盤を締固めることにより密度を増大させる密度増大工法は、実地震を経験しその効果が検証されてきた³⁾。そこで、杭打設に伴う締固めは、

杭体体積分の土が押しのけられることにより周辺地盤の密度増加に寄与するという観点から、液状化対策として期待できるという概念が生まれ、杭打設に伴う締固め効果を期待した工法は群杭工法⁴⁾と呼ばれ液状化対策工法の一つとして取り扱われている。しかしながら、杭打設による地盤改良効果については、ケーススタディとして杭の打設前後の N 値を比較した研究^{5)~10)}が幾つか見られるのみで、改良効果の定量的な評価には至っておらず、地盤の改良効果を設計に反映できていない。そこで、本研究では杭打設に伴う地盤改良効果の評価手法の提案を行うことにより、地盤の耐震性向上のための対策の一つとして実用化を目指すことを目的とする。

1.2 研究方法および本論文の構成

本論文は、第1章の序論から第8章の結論までの8章からなる。その構成と各章の関係を図-1.1に示す。

第1章は序論であり研究の目的と論文の構成について述べる。

第2章では、杭打設に伴う締固め効果に関する既往の研究として、締固め範囲や周辺地盤の密度増加、 N 値増加に関して、原位置計測のデータ、模型実験による検討事例について述べる。さらに、過去の地震における打ち込み杭による液状化対策効果の事例について述べる。

第3章では、先端に十字リブを有した鋼管杭は打設により閉塞効果が上昇すること¹¹⁾に着目し、細粒分の多く含んだ典型的な東京湾の埋立地盤において、実際に杭打設実験を行い、十字リブを取り付けた鋼管杭による地盤改良効果を明らかにしている。さらに、杭打設前後に凍結試料を採取し液状化試験を行うことにより、杭間地盤の液状化抵抗を明らかにしている。

近年、千葉県東方沖地震(1987)、ロマプリエタ地震(1989)、釧路沖地震(1993)、北海道南西沖地震(1993)などにおいて細粒分を含んだ地盤においても液状化の発生が報告されており、湾岸地域の開発を進めている昨今では細粒分を含んだ砂地盤の原位置液状化強度の評価法の重要性が増加している。そこで、第4章では原位置凍結サンプリング法を細粒分を含む砂地盤に適用したときの問題点を検討し、凍結・融解が試料の液状化強度に与える影響に着目した採取試料の品質評価手法を提案している。さらに、第3章で述べた東京湾の典型的な埋立地盤である細粒分を含む砂地盤での凍結サンプリング事例に適用し、試料の健全性の評価法の妥当性を明らかにしている。

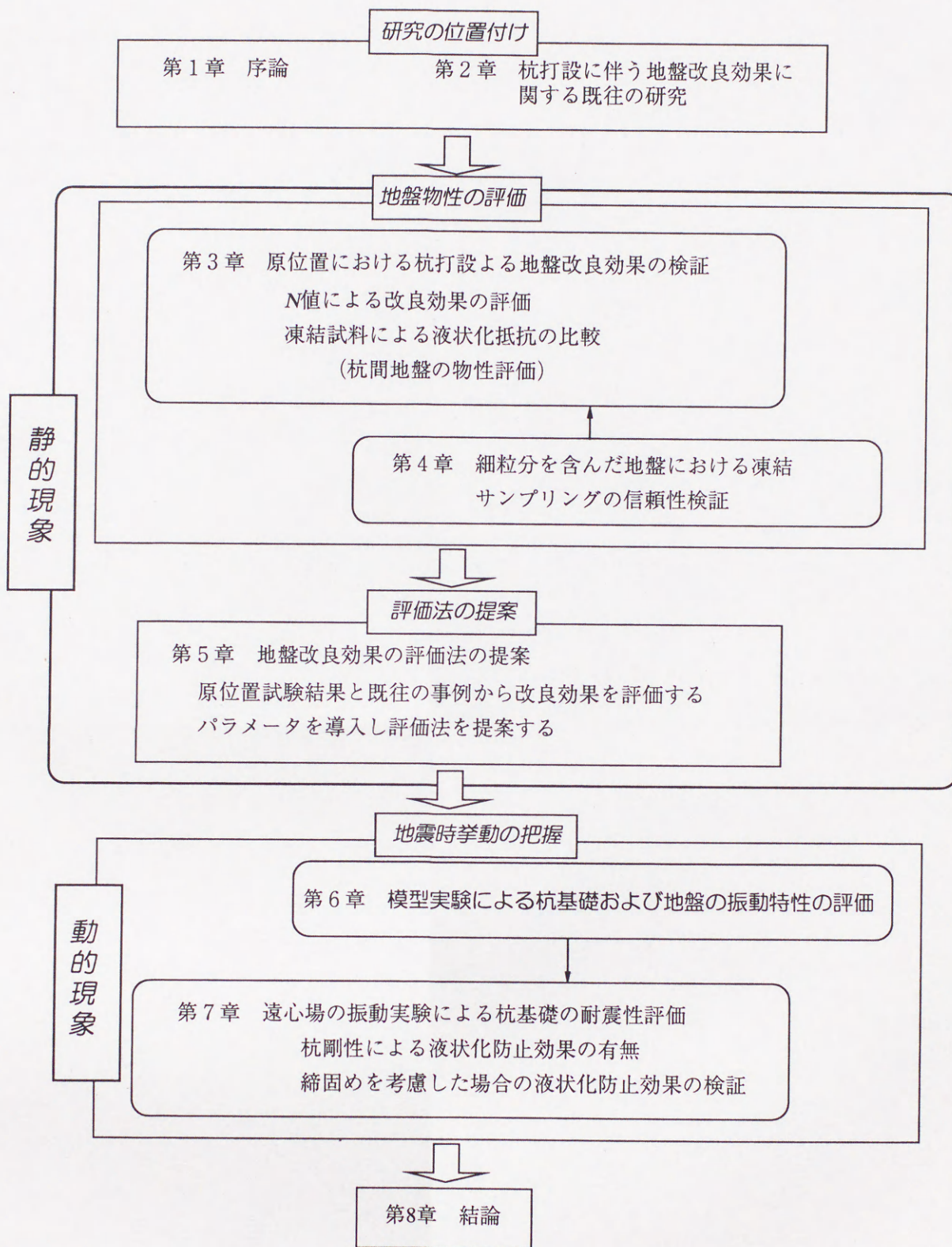
第5章は、第3章で記述した原位置における杭打設による地盤改良効果の施工実験結果と既往の杭基礎の調査データをもとに、地盤に柱状材料を打設し改良するという観点から、サンドコンパクションパイルによる地盤改良効果の評価法^{12), 13)}の概念をもとに、杭打設による締固め効果の評価手法を提案する。

第6章および第7章は、杭基礎について液状化時の耐震安全性を模型実験により実証的に検討している。検討手段として、最近注目されている実地盤の拘束応力状態を再現できる、遠心力場の模型振動実験を用いている。しかし、実構造物を対象とし、その液状化時の耐震性を検討するために、応力・ひずみに関する相似則が

満足されている遠心模型実験を行っても、境界条件および地盤の作成方法などにより、必ずしも原地盤と同一にできない部分が存在する。また、土粒子の粒径効果の問題、ひずみ速度の影響など、遠心模型実験特有の問題も存在する。したがって、遠心模型実験が実構造物の挙動を再現できるかは相似則のチェックを行い、遠心模型実験により実物の再現実験を行う場合の問題点を検討する必要がある。そこで、第6章では、第7章のプレスタディーとして、科学技術庁防災科学技術研究所にある大型せん断土槽の振動台実験と相似則を満足する杭基礎の遠心模型実験を行い、両者を比較することによって、遠心模型実験により実物の再現実験を行う場合の問題点を明らかにする。

第7章では、第6章の結論を踏まえ、実構造物について杭打設による締固め効果を考慮した場合と考慮しない場合の液状化時の耐震安全性を遠心模型実験により検討している。実際の重量構造物を地盤-杭-建屋系に厳密にモデル化し、実地震記録を再現することのできる遠心力場の振動実験装置を用い、地盤の拘束応力および透水性の相似則を合わせ、さらに杭の剛性や構造物の固有周期を実物に対応させた状態で液状化実験を行っている。

第8章は、本研究の結論を述べている。



図一 1.1 本論文の構成

【参考文献】

- 1) 茶谷文雄(1998)：建築における支持杭を用いない基礎の歴史、基礎工、Vol.26、No.5、pp.17-25.
- 2) 吉見吉昭、福井 實、伴野松次郎(1983.5)：支持ぐいを用いない建築基礎、建築技術、No.381、pp.63-80.
- 3) Watanabe,T.(1966): Damage to Oil Refinery Plants and a Building on Compacted Ground by Niigata Earthquake and Their Restoration , Soils and Foundations , Vol.6,No.2,pp.86-99.
- 4) 土質工学会(1993): 液状化対策の調査・設計から施工まで、現場技術者のための土と基礎シリーズ
- 5) 藤田圭一(1973): くい基礎の施工、間組研究年報、pp.65-80.
- 6) 近江雅夫(1975): 杭打ち込みによる砂地盤のN値の変化について、日本建築学会大会学術講演会梗概集 (関東)、pp.1343-1344.
- 7) 高橋利行、伊藤賢司(1975.12)：液状化地盤における打込みくいによる地盤改良、構造物設計資料、NO.44、pp.23-26.
- 8) 成川匡史・岸野泰章・山内一秀・石川 泰・宮崎祐助(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策 (その1 工法および現場実験の概要)、第33回地盤工学研究発表会 pp.915-916.
- 9) 増田 彰・中村紀吉・山内一秀・石川 泰・石井雄輔・清広歳(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策 (その2 施工について)、第33回地盤工学研究発表会、pp.917-918.
- 10) 大島 豊・西村 功・山内一秀・石川 泰・鳥井原 誠・大井高志(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策 (その3 現場実験結果と地盤改良効果)、第33回地盤工学研究発表会、pp.919-920.
- 11) 土質工学会(1969): 鋼グイ -鋼グイ研究委員会報告-、土質基礎工学ライブラリー6
- 12) 社本康広、持田泰秀、玉置克之(1991): 細粒分を含む砂地盤の地盤改良効果の評価、地盤の液状化対策に関するシンポジウム、土質工学会、pp.211～214.
- 13) Shamoto, Y., Katsura, Y., Tamaoki, K. and Zhang, J.-M.(1997) : A Simplified Method for Evaluating the Effectiveness of Compaction Piles in Sands Containing Fines, Soils and Foundations, Vol.37, No.1, pp.89-96.

第2章 杭打設に伴う地盤改良効果に関する既往の研究

2.1 杭の打込みによる土の性質の変化

2.1.1 締固めの影響範囲

杭の打設による周辺地盤の物性の変化に着目したのは、杭の支持力機構解明の研究に端を発している。杭の支持力の問題を土質力学の観点から合理的に求めるようになったのは、1934年にCaquotが金属に対するPrandtlの支持力理論を基礎の支持力問題に応用した¹⁾のが最初である。その後、Terzaghiが1943年にTheoretical Soil Mechanics²⁾を発表し、支持力理論が普及した。

その後、地盤の物性の変化を明らかにするために、理論的研究と実験的研究が行われている。実験的研究は室内における模型実験と原位置における実大実験に分けることができる。

模型実験は、低コストで精度が良く再現性の高い実験を多くできるという特徴がある。杭周辺の地盤物性を明らかにする模型実験手法は、概ね次の2通りが挙げられる。

a) 1g場において土槽を利用する方法

b) 遠心力载荷装置を利用する方法

a) は、重力場において砂の入った土槽に杭を打設し、地盤の変形を測定する手法であるが、低拘束圧では砂のダイレタンシーが過大な膨張となるため、原位置の土の挙動を再現出来ていない可能性がある。また、実験に用いられている杭も長くて1m程度である。b) は、遠心力载荷装置を用いた研究手法である。模型と実物地盤の応力状態は一致するものの、相似則の問題、遠心実験特有の問題である粒径効果の影響が議論されている。

原位置における実大実験は、時間、コストが多く必要となり、再現性の問題も存在するが、現象を把握するという観点から最も信頼性のある有力な手法である。

以下に、支持力解明を目的とした研究から、杭を打設した際の周辺の影響範囲に関して得られている知見を整理する。

1) 実験的研究

Robinsky et al.³⁾ は、砂地盤中に模型杭を貫入させて、周辺地盤の動きをラジオグラフィーで観測している(図-2.1)。実験に用いた杭は3cm～3.6cmの直杭とテーパーがついた、長さ50cmのものである。地盤の相対密度は、17%と37%である。ラジオグラフィーで地盤の動きを観測するために、地盤作成時に層厚2.5cmごとに鉛玉を設置している。変形領域は、地盤の相対密度が大きいほど大きく、その範囲は杭中心から杭半径の6.5～12倍である。藤田ら⁴⁾ は、杭打設による周辺地盤の密度変化を模型実験により計測している。内径23.5cm、高さ45.8cmの亚克力製円筒モールドを模型地盤の容器とし、豊浦標準砂を用いて相対密度49%と50%となるように模型地盤を作成している。アムスラー試験機により径

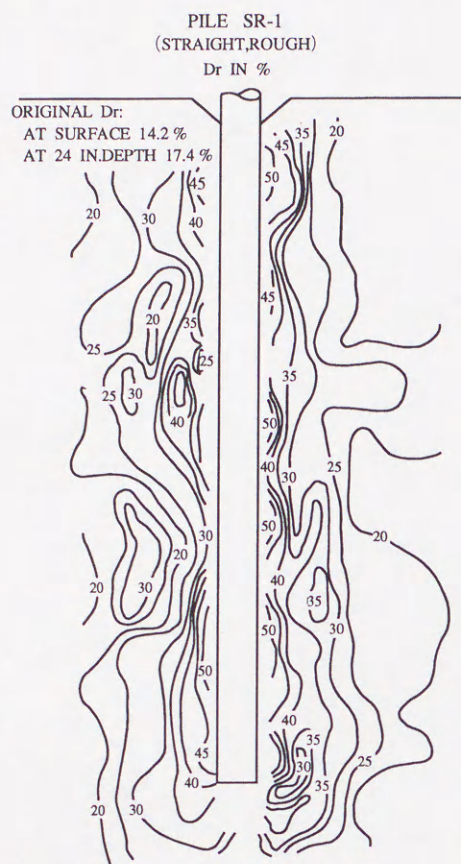


図-2.1 杭周辺地盤の密度分布³⁾

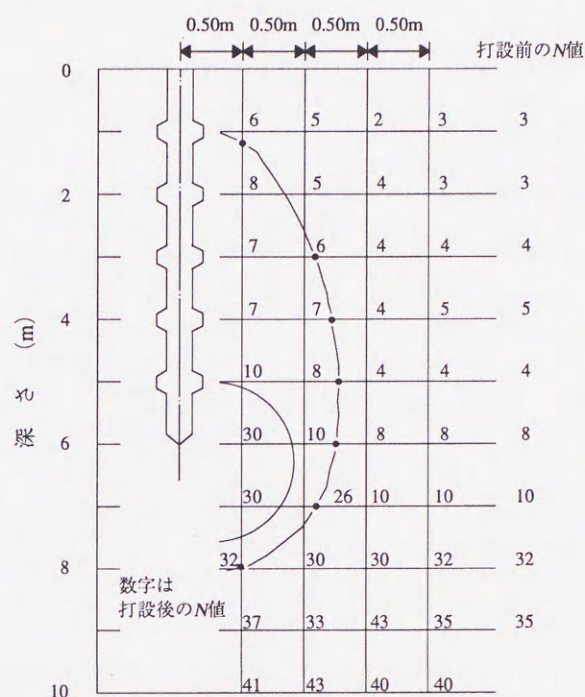


図-2.2 杭周辺地盤のN値の変化⁷⁾

2.2cmの鋼棒を30cm貫入し、モールド下部よりゼラチンを浸透させ固結させた後、密度を計測している。その結果、杭心から杭半径の6～8倍離れた位置までを影響範囲としている。

同様に、藤田ら⁵⁾は、杭の打設による周辺砂地盤の変位の影響範囲を明らかにするために、長さ8cm、幅30cm、高さ45cmの土槽（片側透明アクリル盤）に豊浦標準砂を相対密度87%で作成し、直径2.5cmの縦に半割の鋼棒を用いアクリル盤にそって20cm貫入させる実験を実施している。模型地盤の幅を長手方向の壁の位置を変えることにより、それぞれ杭径の5倍、8倍、10倍、27倍に変化させ土粒子の移動の影響範囲を調べた。その結果、地盤幅を杭径の5倍、8倍とした場合、砂粒子は壁により側方への移動を妨げられ地表面への移動が見られた。地盤幅が10倍、27倍の場合、土粒子の側方への移動が壁により妨げられる現象は見られなかった。これより杭の影響範囲は、杭心から杭半径の8倍以下としている。

小椋ら⁶⁾は、遠心模型実験により杭貫入時の杭周辺地盤の変形を明らかにした。実験に用いた土槽は、直径30cmの半円形で前面は強化ガラスとなっている。模型地盤は、豊浦標準砂を相対密度 $Dr=80\%$ となるよう作成している。地盤との間の摩擦を小さくするために、強化ガラスには厚さ約0.8mmの寒天膜を塗布してある。この寒天膜には、標点（直径2mm、+印を印刷）を5mm間隔に130～380個添付してい

る。杭は、鋼材を外径 15mm の半円形に加工したものをを用いている。遠心加速度 $30g$ の条件下で、120mm（実換算 3.6m）貫入した結果、地盤が水平方向に移動する範囲は、杭の中心から杭径の約 5.5 倍ということが示されている。

広岡ら⁷⁾ は、まさ土中に杭を打ち込んだときの地盤の変化を標準貫入試験で調べている。杭は直径 35cm の節杭で打込み深さは 6m である。杭の中心から 1.5m の周囲の土が締固められることが明らかにされている（図-2.2）。Meyerhof⁸⁾ は多くの実験結果を考察して、緩い砂に杭を打ち込んだ時の締固め範囲は、杭から杭径の 3～4 倍であると考察している。

締固めの影響範囲について、Kishida⁹⁾ , Davidson et al¹⁰⁾ も研究を行っており、W.F.Van Impe¹¹⁾ はそれらの論文をレビューしている。図-2.3 は、W.F.Van Impe が作成したものに、藤田ら、小椋らの結果を加筆したものである。杭体積に等しい土が押しのけられる先端閉塞杭を打設した場合、周辺地盤の変位の影響範囲は、杭から概ね杭径の 2～6 倍程度であることがわかる。

2) 理論的手法

西田^{12), 13)} は、杭打設に伴う地盤の改良範囲を明らかにするために、地盤を弾性体として仮定して杭打設に伴う地盤の変形の影響範囲についての検討を行い、このような仮定のもとでは杭径の 3～7 倍の範囲に改良効果が及ぶことを解析的に解いている。

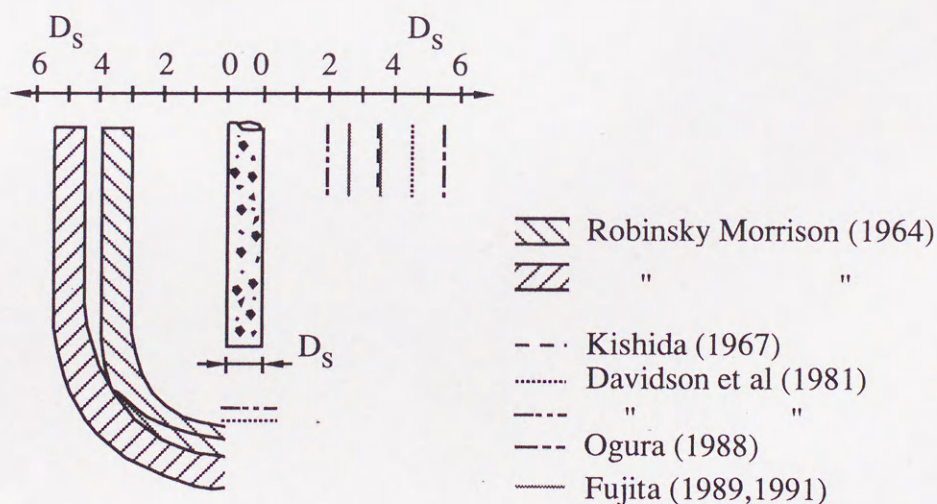
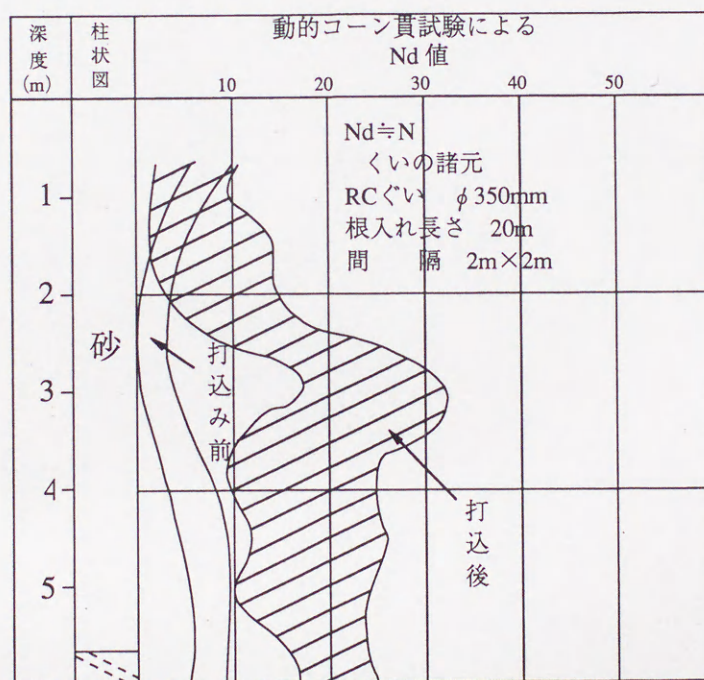


図-2.3 杭打設に伴う地盤変形の影響範囲¹¹⁾

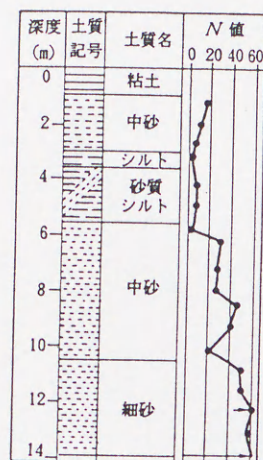
2.1.2 周辺地盤の N 値の変化

藤田¹⁴⁾ は、工場建屋の柱基礎が先行して増築された後、その中間に、工場の機械基礎用の RC 杭が打ち込まれた時に測定された N 値を調べている。杭は、RC 杭（ ϕ 350mm、長さ 20m）を 750 本打設している。杭頭付近を除いて杭打ち後の地盤の N 値は増加していること（図－2.4）が示されている。RC 杭の杭体に相当する土が押しのけられるため、土の密度が高くなったことを意味している。地表面付近は拘束力の小さい上方へ移動するために、土の密度増加が見られない。このような打込み杭の場合、地盤が締固められるという特徴がある。海外では、このように地盤の締固めに伴う密度増加による支持力増加を期待して使用される杭を Displacement pile と称している。

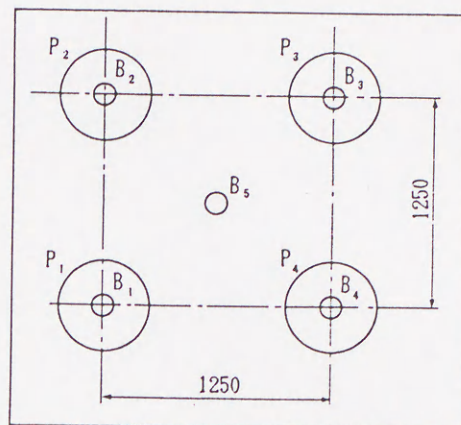
近江ら¹⁵⁾ は、杭の打ち止め管理を行うため、砂地盤に PC 杭（径 500mm、長さ 10m、先端フラット型）を図－2.5 に示すように 1.25m の正方形配置となるよう打設し、周辺地盤の N 値の変化を測定している。その結果、表層部の N 値の小さい地層は拘束圧が小さいので、杭の打設の影響を受けていないが、6m ～ 10m の間の N 値の増加は大きく原地盤の 2 倍になっている。しかも、杭の打設に伴って地盤が締固まり、杭の打ち止め深さが浅くなってくることが示されている。



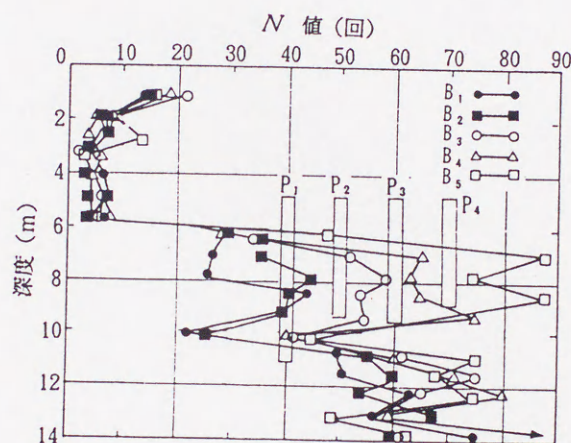
図－2.4 杭周辺地盤の N 値の変化¹⁴⁾



(a) 土質柱状図



(b) 試験位置図



(c) N 値と杭の打ち止め深度の差

図-2.5 打込み杭施工による N 値の変化¹⁵⁾

高橋、森重ら^{16) 17)} は、新潟駅構内における上越新幹線の新潟駅建設の際の試験工事として既製コンクリート杭の打込み試験を行い、打込み杭による液状化防止対策の検討を行っている。打込み杭を群杭として用い、本数、配置、間隔、打設順序を適切に選べば、N 値が 3 ～ 4 程度の緩い砂層を N 値 10 程度以上の地盤に改良できることを示している (図-2.6)。杭の打設効果による締固め効果は打設区域中央でやや高くなること、打設区域外では杭径の 1.5 倍の範囲まで締固めが波及することを示している。

最近では、鋼管杭の中空部に先端閉塞治具を挿入し、液状化層に杭を打設する際は閉端杭として施工し、液状化層を突き抜けた後では、先端閉塞治具を取り外し開端杭として施工する新しい工法 (図-2.7)^{18) ~ 20)} が考案され、原位置試験によりその改良効果が確認されている。原位置試験結果によると、砂質層で N 値が 6 から 20 へと増加している。

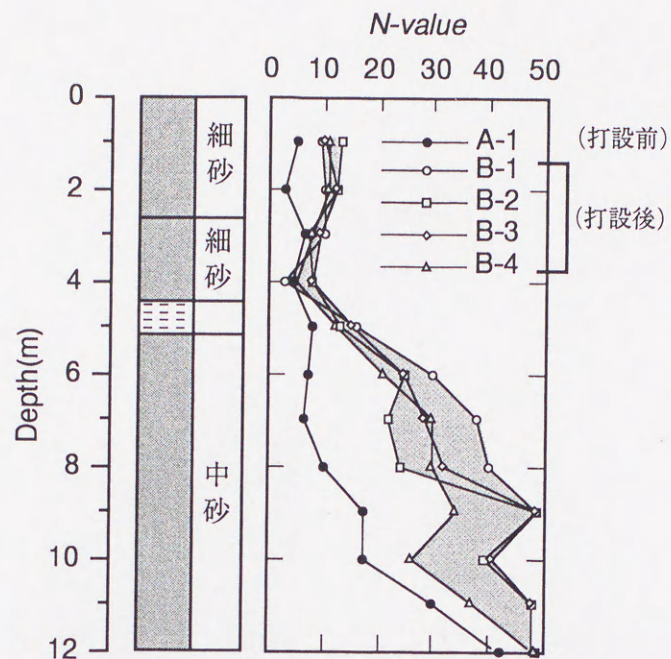


図-2.6 打込み杭施工による N 値の変化^{16) 17)}

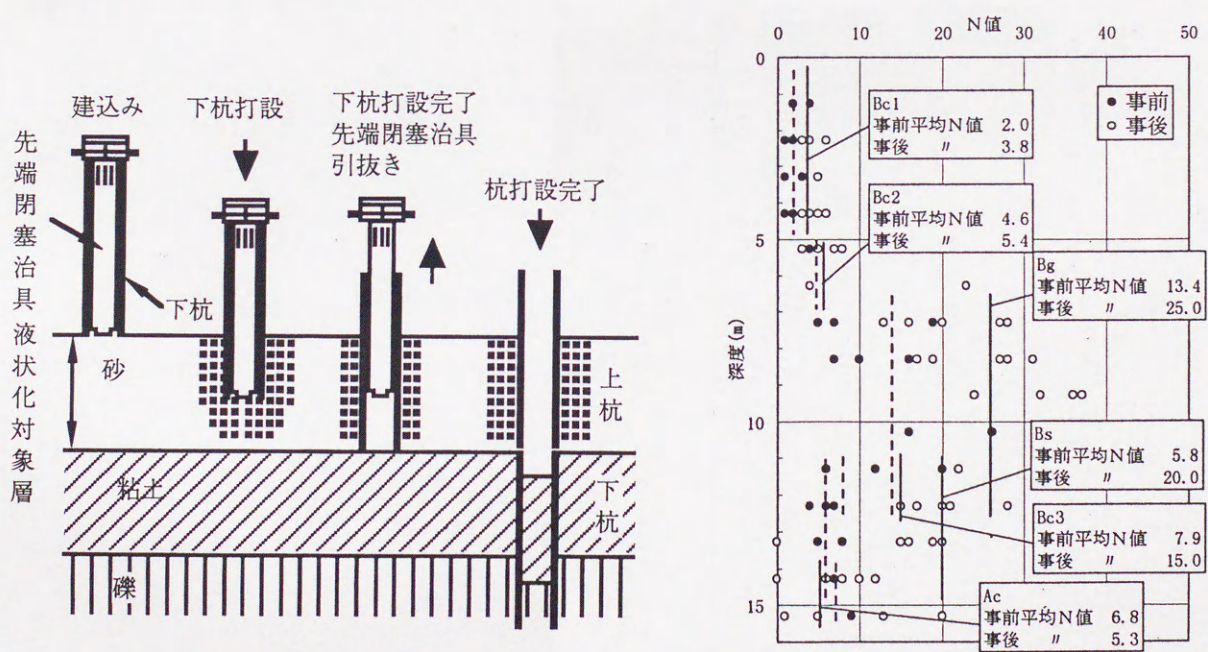


図-2.7 工法の概要と杭打設前後の N 値の比較^{18) ~20)}

このように、杭打設に伴う地盤改良効果については、先端閉塞杭に関しては杭体の体積分だけ土が周辺に押しのけられるため、周辺地盤の密度が増加し、砂地盤において杭打設後の地盤の N 値が 5 ～ 20 増加したことが示されている。しかしながら、こうしたケーススタディとして杭の打設前後の N 値を比較した研究が見られるだけで、定量的に評価する手法はなく、地盤の改良効果を設計に反映できていない。

2.2 液状化対策の原理と分類

液状化対策の原理については、地盤を強くすることと、地盤はそのままとして基礎構造を強くすることの2種類が考えられる。石井²¹⁾によるまとめを要約すると以下のようなものである。

液状化対策は、「液状化の発生そのものを防止あるいは低減する対策」、「液状化の発生は許すが構造物の被害を防止あるいは軽減する対策」に大別される(図-2.8)²²⁾。液状化対策の原理と工法の分類をもとに、兵庫県南部地震(1995)で得られた知見を修正・加筆したものである。先に示した工法としては、土の性質を改良して液状化を発生しにくくする方法(締固め、固結工法)と応力・変形・間隙水圧に関する条件を改良して液状化を発生しにくくする工法(間隙水圧消散、せん断変形抑制工法)がある。後者に分類される工法としては、液状化が発生しても構造物を安全に支持し得るよう杭・基礎梁を補強する工法、および地中壁・格子状改良壁によって液状化後の地盤の変形を抑制して構造物の被害を防止する工法がある。

これらの液状化対策を施工法の観点から分類すると地盤改良対策と構造的対策に大別することができる。前者の代表的な工法は、締固め工法、固結工法、過剰間隙水圧消散工法であり、後者の例として杭基礎の補強、地中壁工法がある。一般に、地盤改良系対策は液状化の発生そのものの防止を目的としており、想定する地震動に対しての改良目標が明確で、またその目標を達成するための設計手法が確立しているものが多いことから、液状化対策の設計は比較的容易である。一方、液状化の発生防止を目的とする構造的対策工法においてはその効果の簡便な評価法が確立されておらず、また液状化の発生を前提とする構造的対策では液状化後の構造物の挙動予測、あるいは被害予測が不可欠となるために現時点では複雑な数値計算や高度な設計判断を要求がされることが多い。

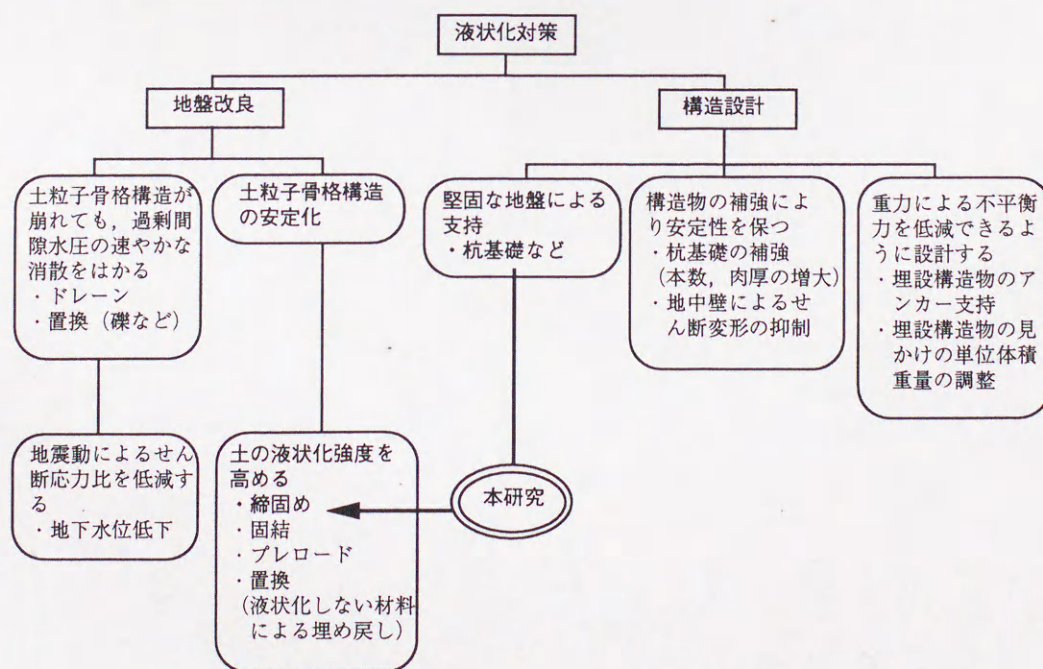


図-2.8 液状化対策の考え方²²⁾

2.3 兵庫県南部地震における液状化対策効果の評価

建築基礎における液状化・側方流動対策検討委員会（委員長：時松孝次東京工業大学教授）では、兵庫県南部地震における液状化対策事例（合計56事例）に関する文献調査に基づき液状化対策事例について取りまとめている^{23) 24)}。それらを要約すると以下のとおりである。

1) 調査事例の全般的な傾向

図-2.9は、調査事例における対策工法の構成と地域別の構成を示したものである。対策工法の中で地盤改良工法が58%、構造的対策が42%を占める。地盤改良工法の中では直接基礎と杭基礎が半分ずつの割合である。図-2.10は、改良前の地盤（液状化対象層）における平均 N 値を対策工法別に示したものである。改良前の地盤における平均 N 値は概ね6～10程度の範囲である。また、図から杭基礎を対象とした地盤改良は、平均 N 値が8以上の地盤では施工されていないことがわかる。

2) 地盤改良系対策

図-2.11は地盤改良系における工法別の事例件数（30件）を示したものである。その中で、締固めを原理とした地盤改良工法が70%（22件）を占める。

図-2.12は締固めを原理とした工法の種類別に改良前後の平均 N 値増加量を示したものである。改良による平均 N 値の増加は、バイプロフローテーション工法の一部を除き5～20の範囲にあり平均値は10程度である。改良率については、4.3～11.9%の範囲であった。調査した文献中に噴砂の有無が記述されていないため不明の事例も存在するが、液状化防止の観点では締固めによる工法は概ね有効であった。その他としては、深層混合処理工法が液状化対策として実証された事例²⁵⁾や粘性土の圧密促進工法が液状化を防止した事例も報告されている²⁶⁾。後者の原因としてサンドドレーン打設時の締固め効果やプレロードによる過圧密効果が挙げられている^{27), 28)}。

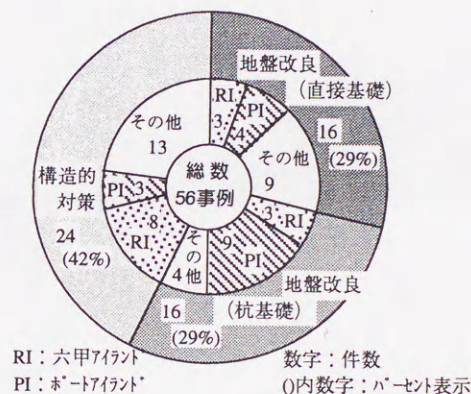


図-2.9 対策工法と地域別の構成

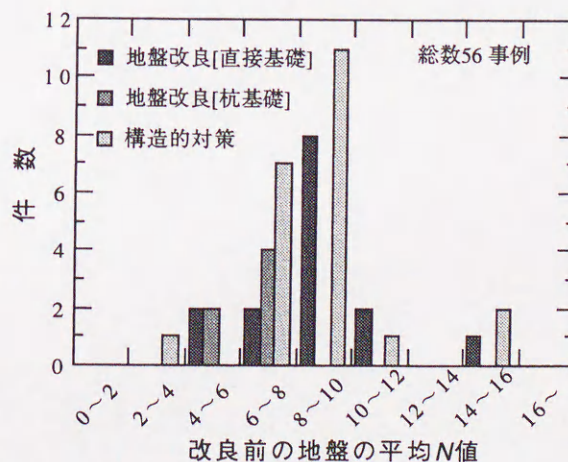


図-2.10 対策工法別の改良前の平均 N 値

3) 構造的対策

構造的対策として分類された事例は24あり、内訳は杭基礎による支持2例、地中壁による変形抑制2例、節杭+砂利充填(打ち込み)8例、節杭(埋め込み)11例である。これらの中には、液状化対策として意図していなかったものが結果として構造物の被害を防止したという事例も含まれている。節杭はすべて摩擦杭として用いられており、杭の全長が液状化層内にあるにもかかわらず基礎および上部構造の被害は見られなかった^{29),30)}。地中壁の2事例^{31),32)}は、一方は山留め壁として設計されたRC連続壁が、他方は山留め壁として設計されたソイルセメント柱列壁が建物の周囲に存在しており、液状化層厚よりも深く根入れされた連続壁が液状化に伴う側方流動による建物の傾斜や不同沈下を抑制したものである。この事例は、今後側方流動対策を行う上で注目される事例である。

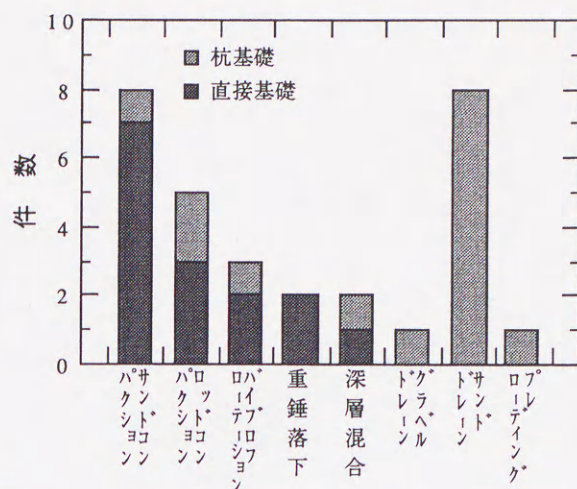


図-2.11 対策工法別の件数

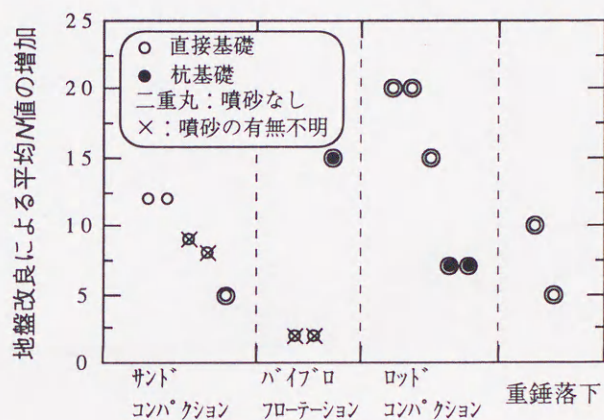


図-2.12 締固めによる工法における平均N値増加

2.4 液状化対策としての実例

2.4.1 新潟地震の事例³³⁾

新潟地震(1964)の際、地上9階、地下1階、延床面積15,000m²の高層建物が、その周辺で液状化に伴い沈下・傾斜した建物があったにもかかわらず、全く変位・沈下しなかった事例が報告されている。同ビルの基礎構造と地盤のN値を図-2.13に示す。これは、杭打設RC杭(径400mm、長さ12m、杭ピッチ1.1m)に伴う地盤の密実化により液状化対策となった事例と考えられる。

2.4.2 兵庫県南部地震の事例

a) 節杭の事例

昭和40年代の中頃から、軟弱地盤において支持杭が主流となったが、昭和40年代に末から50年代にかけて、臨海部の埋立地盤において支持杭基礎を採用した建物が地盤沈下の進行により地盤から浮き上がっ

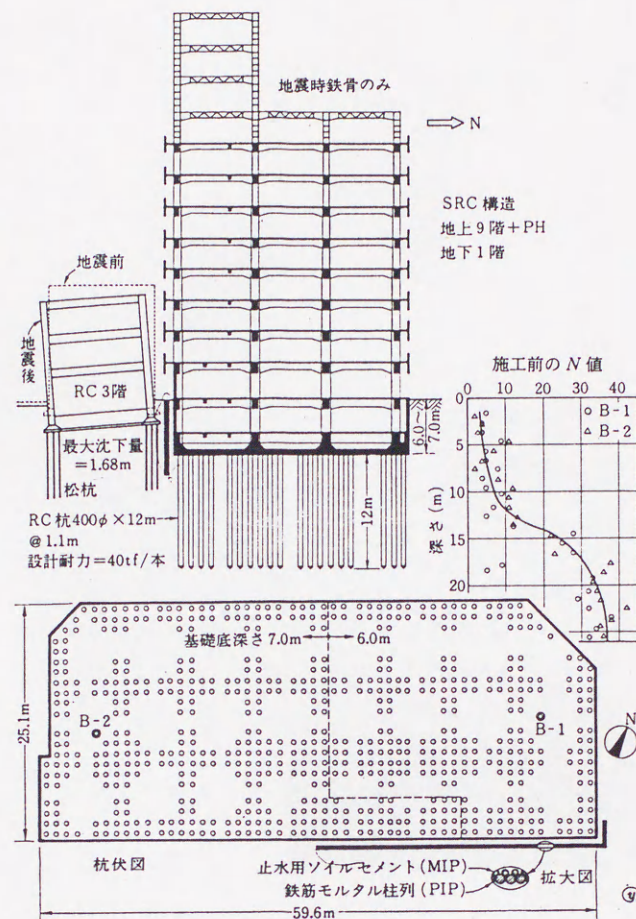


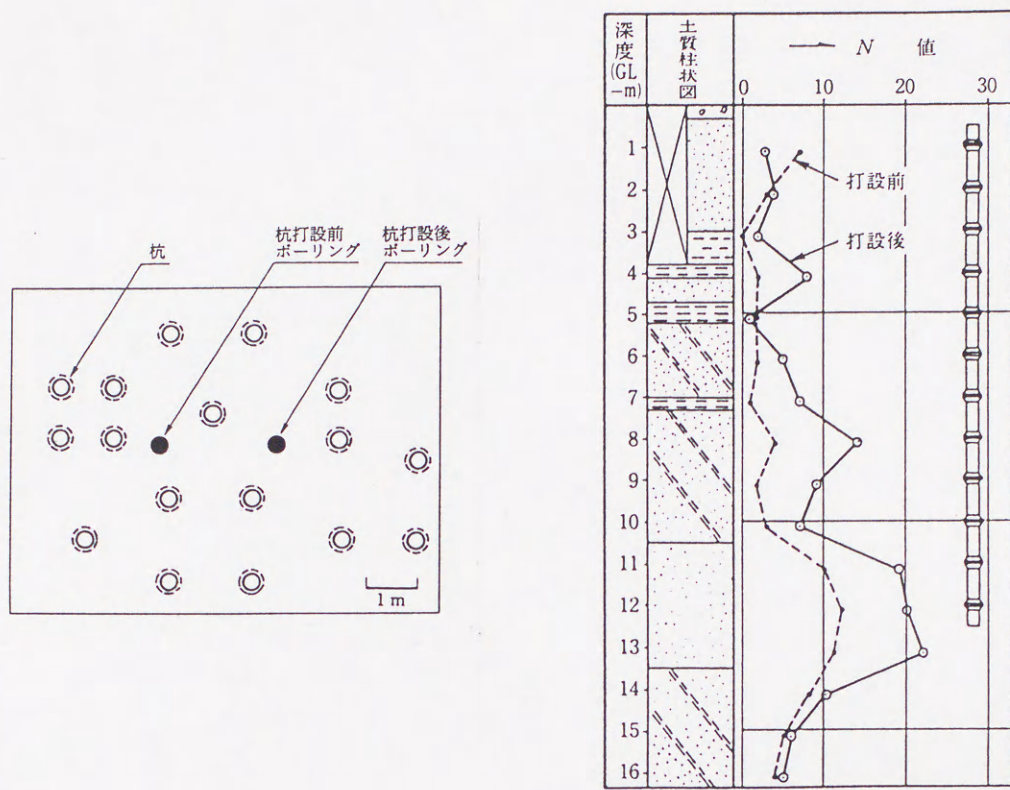
図-2.13 基礎構造と地盤のN値³³⁾

た状態となったり、負の摩擦力に起因した不同沈下を生じるなどの障害例が増え、支持杭を用いない基礎が見直されるようになった。そこで、昭和50年代後半から60年代初期にかけて、神戸ポートアイランド、六甲アイランド、大阪南港など関西の臨海部埋立地の厚い軟弱地盤上に建つ低層建物を中心として長さ6～12mの節杭による摩擦杭基礎が多く採用された³⁴⁾。

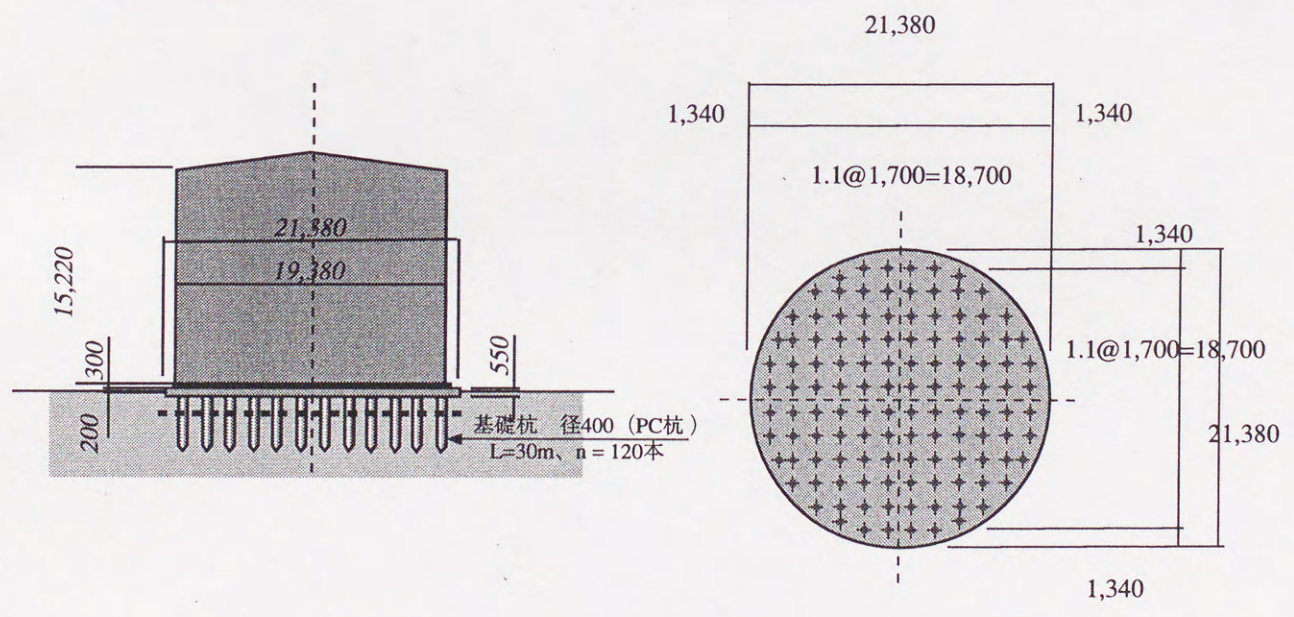
こうした構造物が兵庫県南部地震を経験したが、摩擦杭として用いられた節杭の構造物は、基礎および構造物の被害は軽微であったことが報告されている^{29), 30)}。その原因として、周囲に砂利を充填しながら節杭を打ち込む工法では、砂利による「ドレーン効果」や杭打設時の「締固め効果」(図-2.14)によって液状化が防止されたことが挙げられている。また、セメントミルク工法によって節杭を埋め込む工法でも、建物荷重による「抑え効果」や数多く杭が存在することによる地盤の「せん断変形抑制効果」が考えられている。

b) 火力発電所における貯油タンク基礎杭の事例^{35)～37)}

同タンクは、東灘区の埋立地盤に位置し、最も近い護岸から約60m離れたところにある。タンクは2基



図一 2.14 節杭の打設前後の N 値の測定事例²⁹⁾



図一 2.15 基礎伏せ図³⁵⁾

(容量4,000kl)存在し、地震時にはそれぞれ約2,900kl、約1,600klの灯油が貯油されていた。タンク基礎は、図-2.15に示すように、不同沈下対策として杭基礎形式(PC杭 ϕ 400mm、L=30m、N=120本/タンク)が採用されている。

当該地盤は、海上を埋め立てた地盤で、寺田ら³⁵⁾が行った地盤調査によると、下から洪積砂層、沖積粘土層、埋立層の層構成をしており、水平方向に比較的一様な堆積をしている。埋立層の平均層厚は15mで、主にマサ土からなる層で、N値10未満の地層である。

近傍のケーソン護岸は、約1m前面へ水平移動し、0.9mの沈下が生じた。構内については、液状化の発生に伴い地盤が最大で0.6m沈下した。

タンク基礎は、地震による沈下・水平移動がほとんどなく、基礎スラブコンクリートにも損傷はなかった。タンク周辺の地盤が液状化により最大0.6m程度沈下し、基礎外周部のPC杭の杭頭部が露出し、杭体にひび割れが生じているのが確認された。最外周および外周2列目の杭(各タンク60本)について目視による杭頭の調査が行われた結果、ほとんどの杭にひび割れが見られ、その幅は0.1~2.0mm程度で30~50cmピッチに発生していた。また、杭の地中部の被害状況を調査するために、ボアホールカメラによる調査が行われている。調査は、3本の杭で行われたが、杭内部の折損は見られず、健全であることが示されている。タンク基礎スラブ直下の杭間地盤は液状化した様子は見られなかった。

c) 下水処理場杭基礎の事例^{38)~40)}

下水処理場は、神戸市東部の埋立地に立地し、処理場北側の護岸(水平変位2.5m)、ポンプ場からの送水渠の破断、汚泥濃縮槽や連絡通路用の橋の基礎に大きな被害が見られた。そのため処理場の建て替えが行われ、同時に処理場建屋基礎の調査が実施されている。地層構成は図-2.16に示すように、上位から埋土層(B)、沖積層地層(As、海成粘土)、洪積層(Ds、Dc、Dg)となっている。埋土層は昭和30年代~40年代にかけて埋め立てられており、層厚約10m間で上部5mは粘土質シルト、シルト混じり礫(建設残土)から層構成をなしている。下部5mはまます土からなり、上部層との境界も明瞭に確認されている。

処理場施設基礎杭約2000本(PC杭径350mm)のうち56本について目視調査や杭中空部にボアホールカメラを挿入しクラックの発生状況を把握している。調査結果は以下のとおりとなっている。

- ①杭頭から2.5~3.5mの位置でコンクリートの圧壊やPC鋼線の切断が見られた。
- ②埋土層と粘性土層境界上部では2~3本のクラックが認められた。
- ③埋土層では、層状、脈状に液状化したと思われる痕跡も一部には見られたが、杭打設時の地盤変形(層状湾曲)状態が層境界付近にあった点も含め、杭打設による締固め効果の影響も考えられ、埋土層で液状化が大規模に発生したとは言えない。
- ④杭の残留変形は杭頭で10~20cmである。変形方向は約80m離れた護岸の法線方向と一致している。

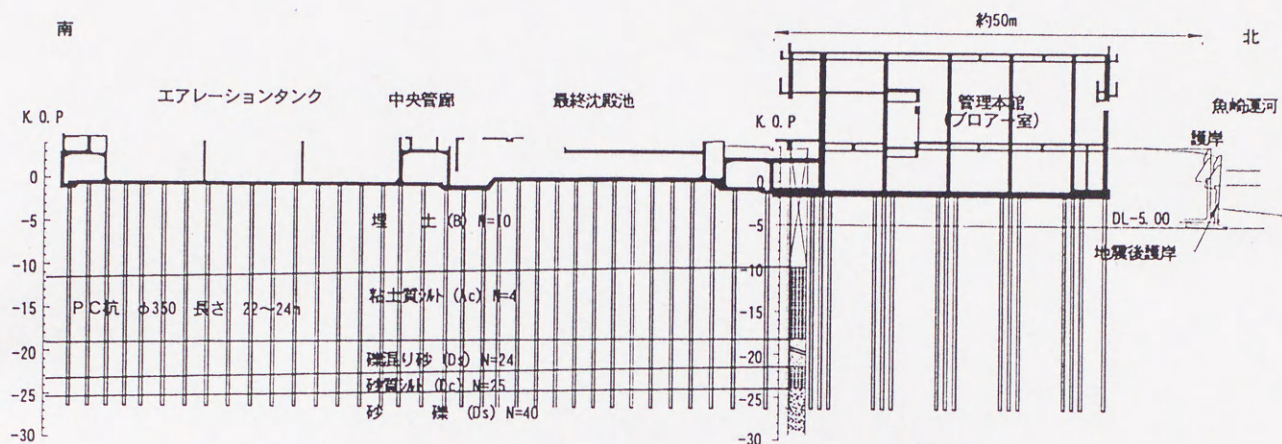


図-2.16 建物断面図^{38) ~ 40)}

2.5 まとめ

既往の研究を整理した結果、ケーススタディとして杭の打設前後の N 値を比較した研究や締固めの影響範囲を明らかにした研究が幾つか見られ、いずれの調査結果からも砂地盤において杭打設後の地盤の N 値が5~20増加したことが示されており、締固めの影響範囲に関しては、杭体積に等しい土が押しのけられる先端閉塞杭を打設した場合、地盤の変形が生じる範囲は杭から概ね杭径の2~6倍程度の範囲であることが示されている。しかしながら、これらの研究は、主として杭打設時の周辺への影響について着眼したものであり、地盤全体の改良効果の評価という観点については言及されていない。

また、新潟地震(1964)、兵庫県南部地震(1995)において杭打設による締固めが液状化対策として効果を有することが実証されているが、改良効果を定量的に評価する手法はなく設計に反映できていない。

【参考文献】

- 1) 土質工学会 (1985) : 杭基礎の設計法とその解説
- 2) Terzaghi, K. (1943) : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., pp.130-133.
- 3) Robinsky, E.I. and Morrison, C.E. (1964) : Sand displacement and compaction around model friction piles, Canadian Geotechnical Journal, Vol.1, No.2, pp.81-93.
- 4) 藤田圭一、今村芳徳、藤崎吉正、下野一行、前嶋匡 (1989) : 模型杭の打込みに伴う地盤の密度の変化 (第1報)、第24回土質工学研究発表会、pp.1373-1374.
- 5) 藤田圭一、今村芳徳、大沢 誠、下野一行、藤野哲司 (1991.7) : 模型杭の設置による周辺砂地盤の変化、第26回土質工学研究発表会、pp.1377-1378.
- 6) 小椋仁志、上紺屋好行、山肩邦男、高田直俊 (1988) : 遠心模型による摩擦杭の貫入実験、第23回土質工学研究発表会、pp.1405-1408.
- 7) 広岡利貞、後藤重典 (1967) : 鉄筋コンクリート節グイの地盤改良効果測定、日本建築学会論文報告集号外、pp.259.
- 8) Meyerhof, G.G. (1956) : Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Proceedings of A.S.C.E., Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol.82, No.SM.1, pp.1-19.
- 9) Kishida, H. (1967) : Ultimate capacity of piles driven into loose sand, Soils and Foundations, Vol.7, No.3, pp.20-29.
- 10) Davidson, J.L. and Boghrat, A. (1983) : Flat dilatometer testing in Florida, Proceedings of International symposium on Soil and Rock Investigation by In-Situ Testing, Vol.2, Paris, pp.251-255.
- 11) W.F. Van Impe (1994) : Developments in pile design, 4th International DFI Conference, Rotterdam, pp.727-758.
- 12) 西田義親、保田市兵衛 (1960) : 締固め杭に関する基本的研究、土木学会論文集第69号、pp.38-44.
- 13) 西田義親 (1965.8) : 砂地盤に及ぼすグイの締固め範囲の計算、土と基礎、No.431、pp.33-37.
- 14) 藤田圭一 (1979.2) : 基礎工の施工に伴う地盤変位、基礎工、Vol.7、No.2、pp.97-101.
- 15) 近江雅夫 (1975) : 杭打ち込みによる砂層地盤のN値の変化について、日本建築学会大会学術講演会梗概集 (関東)、pp.1343-1344.
- 16) 高橋利行、伊藤賢司 (1975) : 液状化地盤における打込みくいによる地盤改良、構造物設計資料、No.44、pp.23-26.
- 17) 森重龍馬、高橋利行 (1984) : 打込み杭による砂層の液状化防止対策、基礎工、Vol.12、No.7、pp.74-79.
- 18) 成川匡史・岸野泰章・山内一秀・石川泰・宮崎祐助 (1998.7) : 先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策 (その1 工法および現場実験の概要)、第33回地盤工学研究発表会、pp.915-916.

- 19) 増田彰・中村紀吉・山内一秀・石川泰・石井雄輔・清広歳(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策（その2 施工について）、第33回地盤工学研究発表会、pp.917-918.
- 20) 大島豊・西村功・山内一秀・石川泰・鳥井原誠・大井高志(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策（その3 現場実験結果と地盤改良効果）、第33回地盤工学研究発表会、pp.919-920.
- 21) 石井雄輔(1998)：液状化対策の効果をどう評価するか、建築基礎の設計施工に関する研究資料4 液状化地盤における基礎設計の考え方、pp.135-161.
- 22) (財)沿岸開発技術研究センター(1993)：埋立地の液状化対策ハンドブック
- 23) 建築基礎における液状化・側方流動対策検討委員会：兵庫県南部地震における液状化・側方流動に関する研究報告（平成9年度）
- 24) 田地陽一、石井雄輔、小椋仁志、三輪 滋、宮田 章、内田明彦(1995.10)：事例調査から見た兵庫県南部地震における液状化対策、日本建築学会大会学術講演概要集、pp.595-596.
- 25) 鈴木吉夫、斎藤 聡、木村 玄、木林長仁、細見尚史(1995)：格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告、基礎工、Vol.23、No.10、pp.54-58.
- 26) 鋼材倶楽部・鋼管杭協会(1995)：鋼材倶楽部・鋼管杭協会合同調査報告書
- 27) 坪井英夫、高橋嘉樹、原田健二、新川直利、石原研而、安田 進（1996.1）：兵庫県南部地震における液状化による被害と地盤改良工法の効果、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.217-220.
- 28) Yasuda,S.,Ishihara.K.,Harada,K. and Shinkawa,N.(1996.1)：Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction,SPECIAL ISSUE OF SOILS AND FOUNDATIONS,pp.99-107.January,Japanese Geotechnical Society.
- 29) 小椋仁志、平尾幸太郎、岡田克幸（1995）：節杭+砂利充填（神戸六甲アイランドにおける実施例）、基礎工、Vol.23、No.12、pp.82-87.
- 30) ジオトップ：平成7年兵庫県南部地震 節杭を用いた建物の調査報告書、平成8年4月
- 31) 藤井俊二(1997.3)：杭とフーチングの緊結のあり方、建築技術、No.564、pp.138-145.
- 32) 古関潤一、松尾 修、吉澤 努(1996.9)：柱列式土留め壁で囲まれた下水ポンプ場の地震時挙動について、土木学会第51回年次学術講演集、pp.326-327.
- 33) 吉見吉昭(1991.5)：砂地盤の液状化、技報堂出版、pp.118-119.
- 34) 茶谷文雄(1998.5)：建築における支持杭を用いない基礎の歴史、基礎工、Vol.26、No.5、pp.17-25.
- 35) 寺田昌史、國分幸二（1996.1）：火力発電所土木構造物の復旧、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.481-486.
- 36) 広根政義、井出幸人（1996.10）：火力発電所における貯油タンク基礎杭の被害と補強、基礎工、Vol.24、No.10、pp.99-103.

- 37) 社団法人土木学会関西支部(1998.6):大震災に学ぶー阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書ー第Ⅰ巻、
pp.249-251.
- 38) 小西 誠 (1996):東灘下水処理場杭基礎の被害と補強、基礎工、Vol.24、No.10、pp.88-93.
- 39) 奥村組 (1997.8):神戸市東灘処理場災害復旧関連建設工事に伴う基礎杭被災状況調査 報告書
- 40) 社団法人土木学会関西支部(1998.6):大震災に学ぶー阪神・淡路大震災 - 22 - 調査研究委員会報告書ー
第Ⅰ巻、pp.252-261.

第3章 原位置杭打設試験

3.1 概 説

実施工の経験から、杭を打設すると周辺地盤が締固められることは良く知られている。緩い砂地盤において、周辺より中央に向かって順に密に杭を打設すると杭の高止まりが生じるのはその一例である。このような杭打設に伴う地盤の締固めは、杭がその体積分だけ周囲の土を押し分けながら貫入することにより生じるので、原理的に液状化対策として広く用いられているサンドコンパクションと同様な改良効果をもたらす。しかしながら、杭打設による地盤の改良効果は、その評価が明確でないために現在の設計手法では考慮されていない。

わが国では、臨海部の埋立地盤に大型構造物を建設する際に、液状化による被害を防止するため、一般的に地盤改良と杭を併用し堅固な地盤に構造物を支持する方法がとられる。杭打設による地盤改良効果を定量的に把握し評価することができれば、地盤改良の数量を低減でき、建設コスト削減に寄与することができる。

こうした背景を踏まえ、埋立地盤において杭打設試験を行い、先端に十字リブを取り付けた鋼管杭の打設に伴う改良効果の実証と地盤の液状化抵抗の変化について検討を行った。

3.2 原位置試験

3.2.1 試験概要

(1) 試験位置および地盤の概要

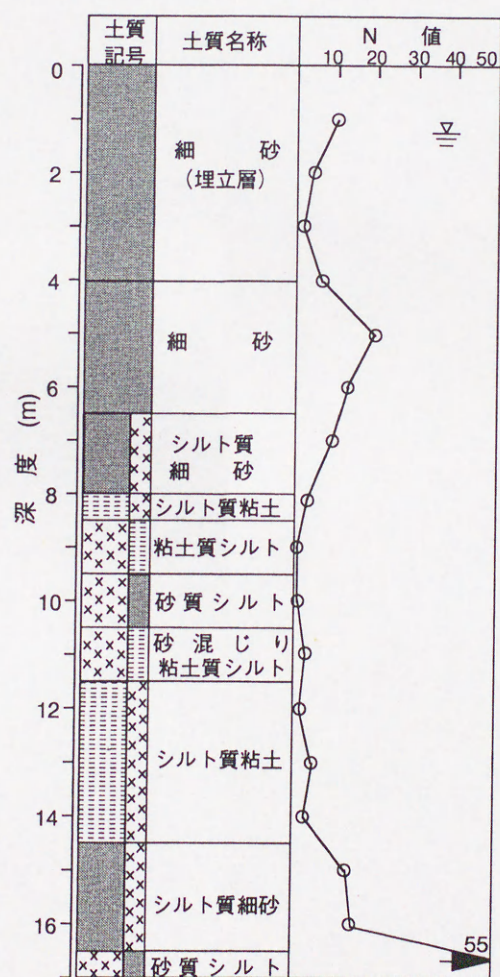
原位置杭打設試験は、図-3.1に示すように、千葉県木更津市南部の埋立地で行った。図-3.2の地盤柱状図に見られるように、当該地盤は、G.L.-4mまでが N 値10以下の緩い埋立層で、中間部に N 値10～20の中密な沖積砂層がある。その下部は、シルト層が続く地層である。砂層は、暗灰から暗青灰色の典型的な東京湾岸に堆積する砂であり、埋立層の一部に貝殻を含むこと以外は、埋立層と沖積層の間に顕著な差異は見られない。地下水位は、G.L.-1.3mである。図-3.3および3.4は、G.L.～-4mの埋立層およびG.L.-4～-7mの沖積砂層の粒度分布を示したものである。いずれの地層も平均粒径 D_{50} が0.1～0.3mmで細砂に分類される。細粒分含有率 F_c は、10～45%程度含むが均等係数は小さくきれいな砂である。

(2) 試験方法および地盤調査

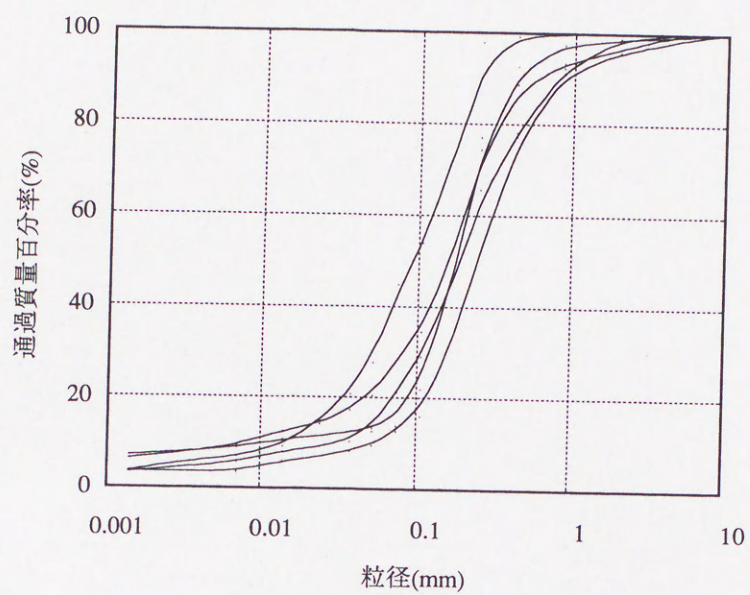
使用した杭は、図-3.5に示すように、外径609.6mm、肉厚9.5mm、長さ12.0mの鋼管杭である。材質は



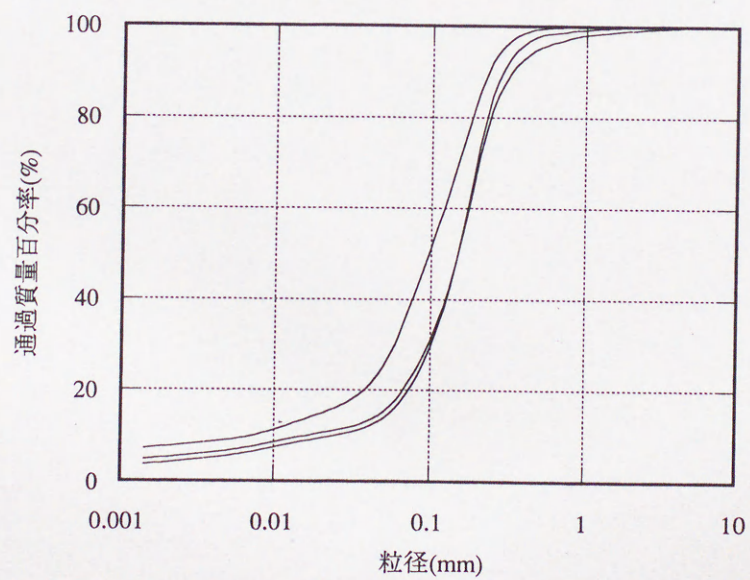
図一 3.1 試験位置



図一 3.2 土質柱状図



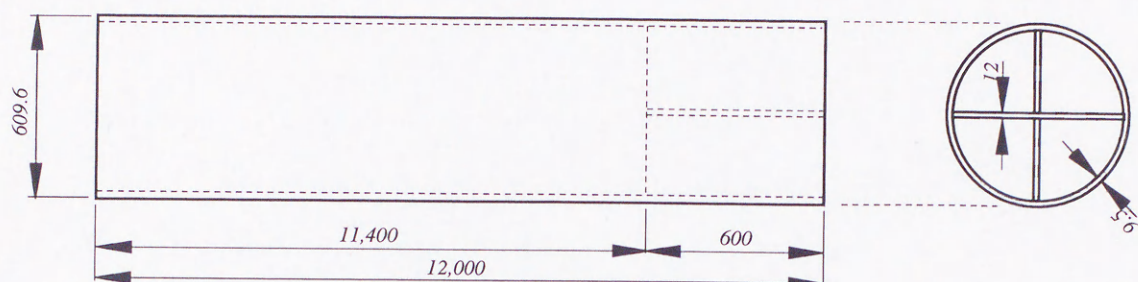
図一 3.3 埋立層の粒度分布



図一 3.4 沖積砂層の粒度分布

材質：STK400

(単位：mm)



図－3.5 試験に用いた杭



写真－3.1 油圧ハンマー（20t）

STK400である。鋼管杭は、施工の際にほとんど開端杭として用いられていることから、本試験でも開端杭として用いた。杭の閉塞効果を増加させるために、杭先端に長さ600mm、厚さ12mmの鋼製の十字リブを取り付けてある¹⁾。打設ピッチは、発電所基礎や高層建屋の杭基礎を考え、杭径の3倍および4倍とした。図-3.6に試験位置の全体図を示す。杭の打設は20tの油圧ハンマーを用いて行った。打設順番は、図-3.6に示すA杭からアルファベット順である。

地盤調査は、杭打設による地盤の改良効果を評価するために、以下の3項目について行った。

- ①杭打設前後の標準貫入試験
- ②杭打設前後の凍結サンプリング試料の採取
- ③杭打設後の密度サンプリング

表-3.1に試験の工程表を示す。図-3.6に杭の打設位置と合わせてボーリング調査位置、凍結サンプリング位置および密度サンプリングを示す。B1孔のボーリング調査とF1の凍結サンプリングは杭打設前に、B2孔のボーリング調査とF2の凍結サンプリングは杭打設後に行った。

3.2.2 試験結果

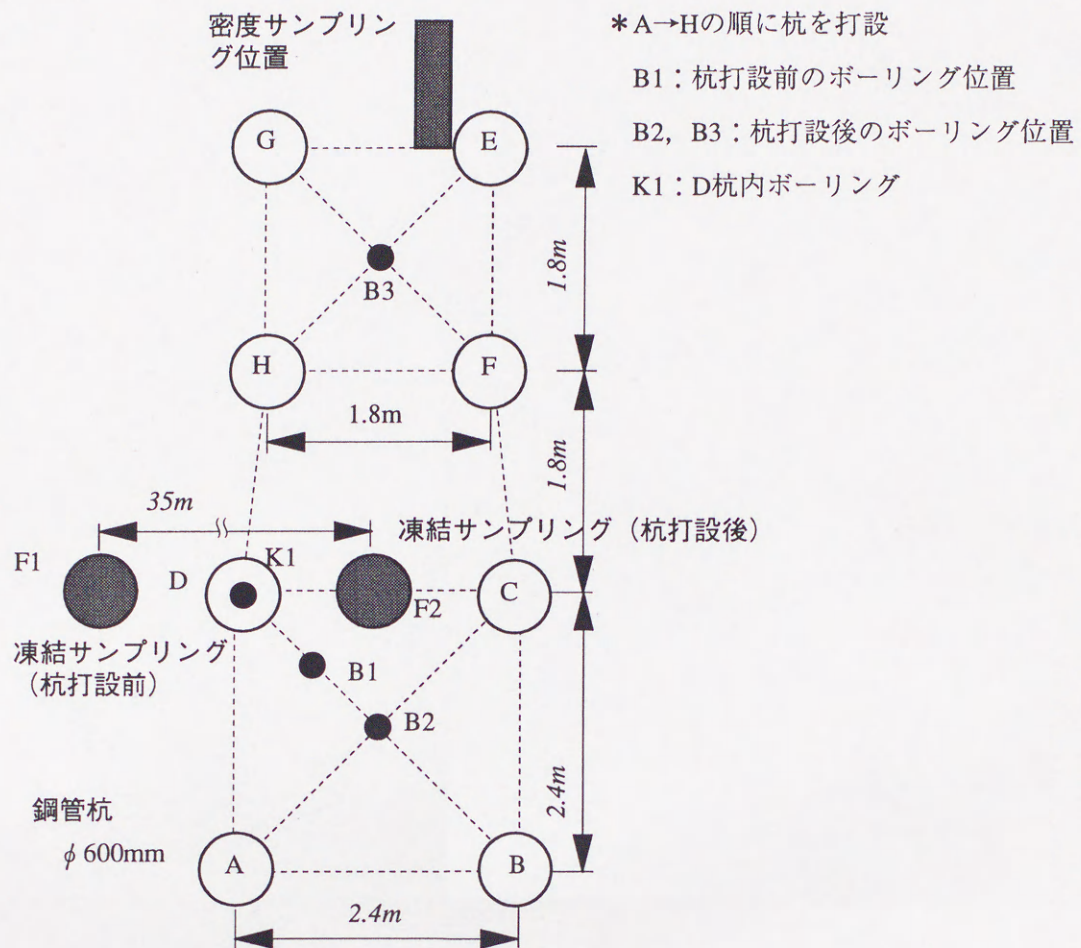
(1)開端杭の閉塞効果

図-3.7および3.8は、図-3.6に示す8本の杭の打撃回数と深度の関係を示したものである。図には、杭打設前における地盤のN値も併せて示してある。打撃回数とN値は必ずしも対応せず、N値の最大値に対して2m程深くなった位置で打撃回数が最大である。また下部のシルト層に入ると打撃回数は減少している。

図-3.9は、図-3.7のD杭の中に入り込んだ土についてボーリング調査を行い、原地盤の調査結果と比較したものである。図中に示す貝殻を含む細砂層は、杭内部と原地盤で対応しており、シルト層も対応している。一方、貝殻を含む細砂層とシルト層の間に位置するN値10以上の層は、杭内部のボーリング調査結果から欠落している。したがって、杭の打設に伴いN値10以上の細砂層は閉塞効果のために杭内部に流入せず、周辺地盤の密度増加に寄与している。

これらの検討結果から次のことが推測される。開端杭を打設する場合には、地盤がある程度以上固くなると杭端部にコアが形成され貫入抵抗が大きくなるが、コア形成のために固い地層に達してからある程度の長さが必要になる。今回の試験結果から判断すると、この長さは、杭径の2～3倍程度である。

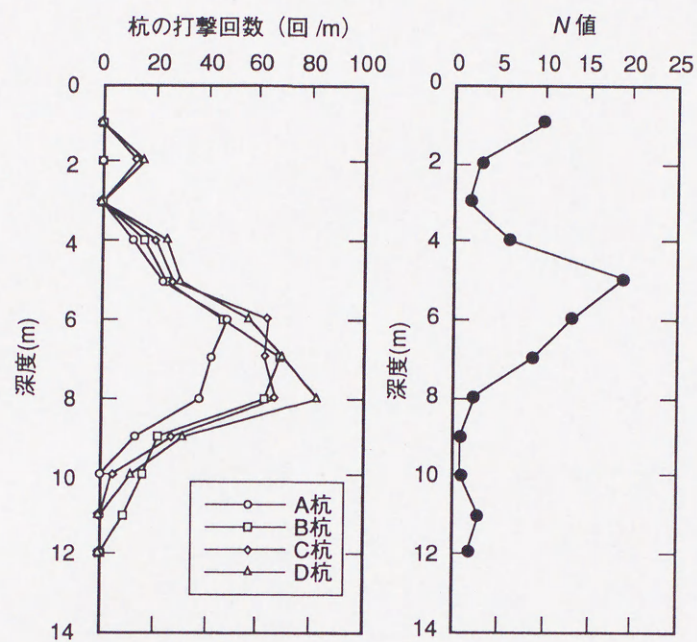
E杭近傍のG.L.-0.8mの位置で小型（直径6cm、高さ4cm）の真ちゅう性の容器を用いて、密度サンプリングを行った。深度は地表から1.5mの位置である。図-3.10は得られた試料の乾燥密度と杭からの距離の関係を示したものである。杭から約80cm離れた位置がやや大きな密度を示しているが全体に顕著な傾向は見られず、表層部分の密度は杭打設に伴ってあまり変化はしていない。これは、埋立層では杭がほとんど自沈したことから、閉塞効果は生じておらず、杭によって土が押しのけられていないからである。



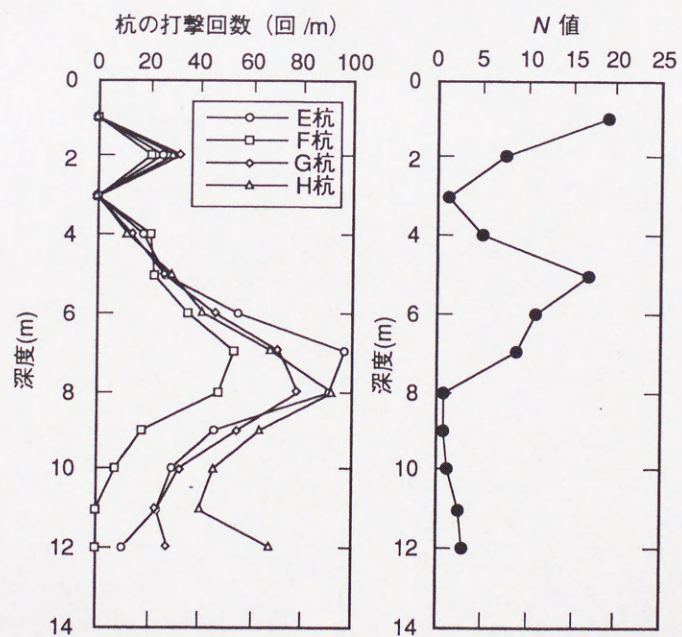
図一 3.6 杭の打設位置および地盤調査位置

表一 3.1 試験工程

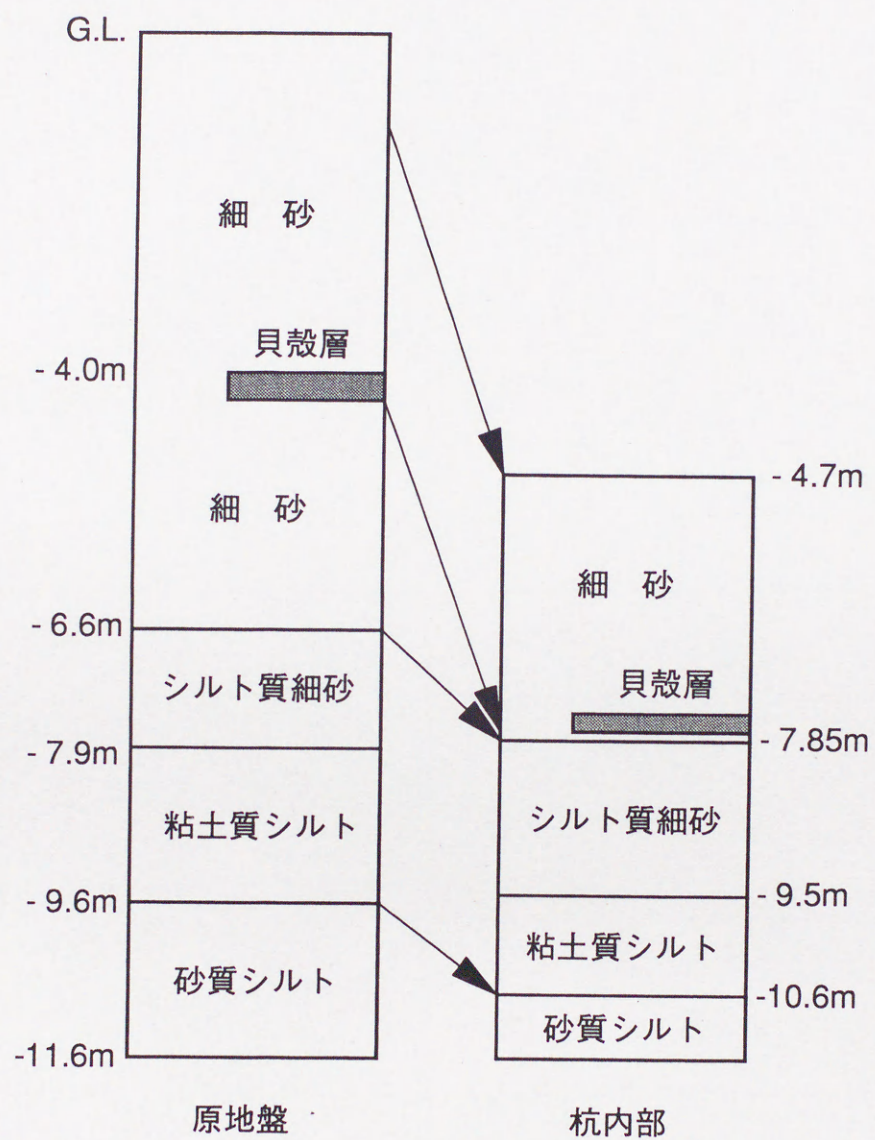
項目 \ 日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
標準貫入試験				—	K1					—	B2		—		B3
地盤凍結	—													—	
凍結試料採取		—	F1											F2	—
杭打設		A~D杭	—	E~H杭											
密度サンプリング															—



図一 3.7 杭の打撃回数と深度の関係 (2.4m ピッチ)



図一 3.8 杭の打撃回数と深度の関係 (1.8m ピッチ)



図一 3.9 開端杭 (φ 609.6mm) における土の排除

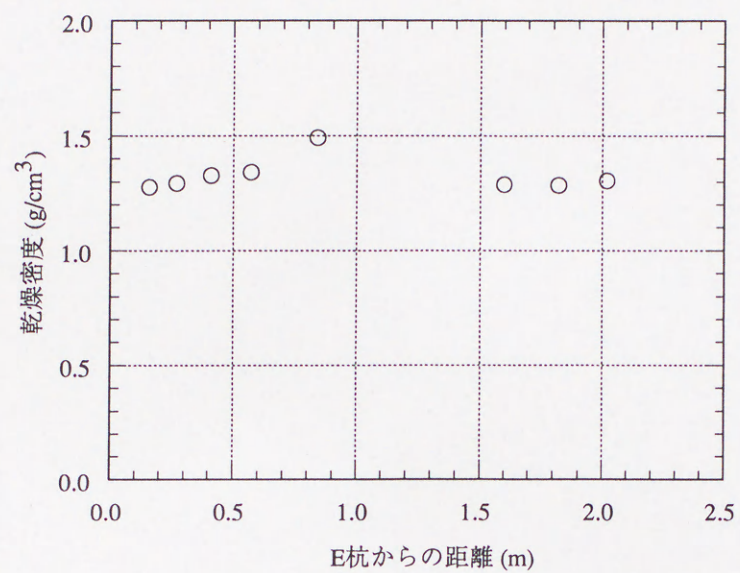


図-3.10 密度サンプリングの結果

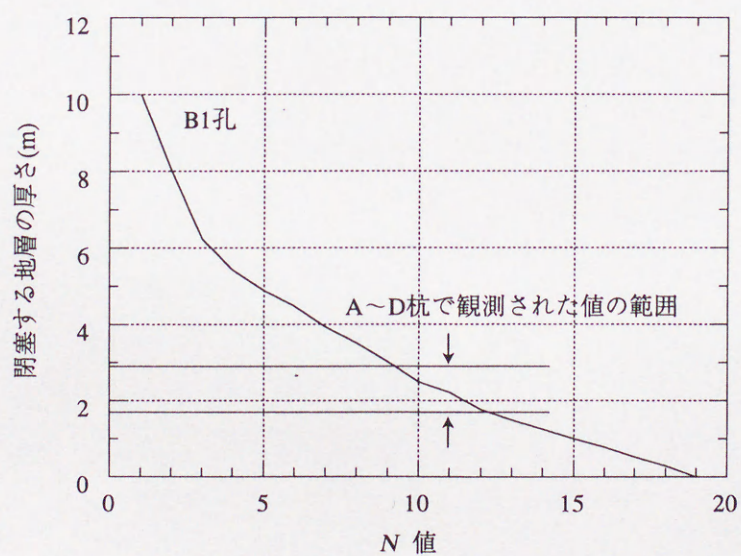


図-3.11 N 値と閉塞する層の厚さの関係

図-3.11は、 N 値がある値以上の場合に杭が完全閉塞すると仮定して求めた N 値と閉塞する高さの関係を示したものである。図中に杭を打設した際に計測された閉塞高さの範囲を示してある。この図から、十字リブ付の609.6mm ϕ の鋼管杭の場合、 N 値が9～12の範囲で閉塞が生じていることがわかる。

以上のことから、杭打設に伴って N 値が9～12以上の細砂層では、開端杭であっても閉塞し、それ以下の N 値の砂層では閉塞しないことが明らかとなった。

(2) 地盤改良効果

図-3.12は、2.4mピッチで杭を打設した領域での中心位置における杭打設前後の N 値の変化を示したものである。この図から、G.L.-5m以深の細砂層の N 値はやや増加しており、その下層のシルト層では N 値増加はほとんど見られない。杭打設後のG.L.-5m以浅の地盤の N 値が減少しているが、これはこの深度の砂層の細粒分含有率がB1、B2孔で異なることが理由の一つである。

図-3.13は1.8mピッチで杭を打設した領域での中心位置における杭打設前後の N 値の変化を示したものである。この図から改良効果が期待できるG.L.-5～-7mの深度を含め砂地盤全体に改良後の N 値が減少している。これは、必ずしも改良効果が見られなかったことを示しているのではなく、B1孔とB3孔で地盤の水平方向の一様性が確保できなかったことが理由として考えられる。B1孔とB3孔は約3mしか離れていないが、杭の打設後に行ったG.L.-4m以浅の埋立層部分の掘削調査において1.8mピッチで杭を打設した位

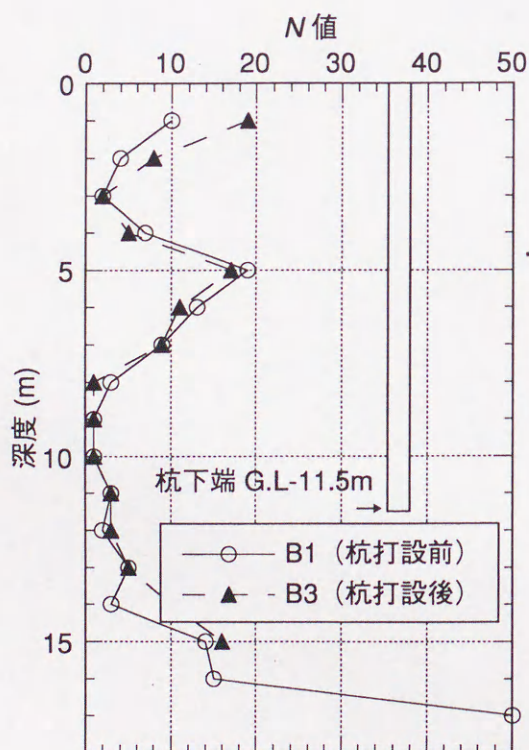


図-3.12 先端十字リブを有する杭
打設前後の N 値の比較
(2.4m ピッチ)

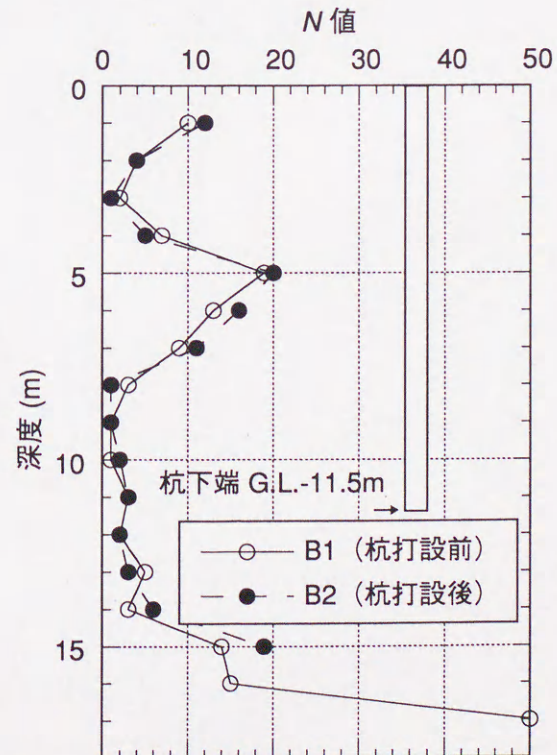


図-3.13 先端十字リブを有する杭
打設前後の N 値の比較
(1.8m ピッチ)

置の砂層に多くのレンズ状のシルトブロックを確認したことから地盤が不均一であったことが裏付けられる。

3.2.3 杭打設地盤の液状化抵抗

(1) 凍結サンプリングによる試料の採取

原位置杭打設試験では、杭打設前後の地盤の液状化抵抗を明らかにするために、杭打設の前後で凍結サンプリングによる試料の採取を行った。ここでは、その概要について示す。

図-3.14に凍結管と地盤の対応を示す。凍結管は外径が73mmの2重管であり、地盤にボーリングで切孔して立て込んだ。今回は試料採取対象をG.L.-2m~-5mとしたので長さ5.3mの凍結管を上部2mに断熱処理を施して用いた。地盤の凍結状態の管理のために、凍結管表面に熱電対を設置するとともに凍結管中心から30cmの地点にも熱電対を埋設した。凍結サンプリングによる試料採取は杭打設前と打設後の2回行っており、図-3.6に示すように杭打設後は打設された鋼管杭群の内側で行い、杭打設前は約35m離れた地点で行った。

地盤の凍結は、凍結管に液体窒素を流入させて行った。図-3.15および16は、それぞれ杭打設前と後の地盤凍結中の熱電対による温度の実測値を示したものである。約1昼夜にわたって地盤凍結を行い、凍結

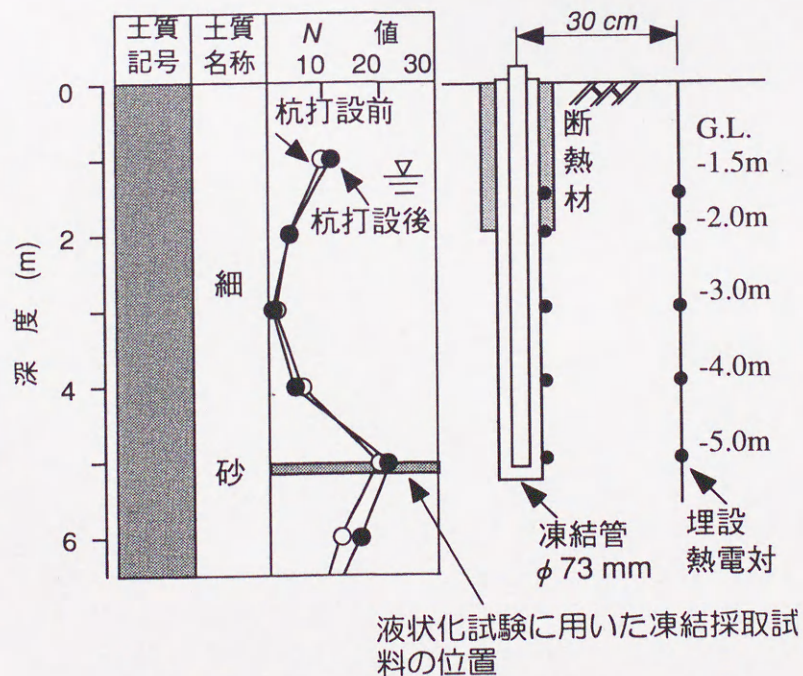
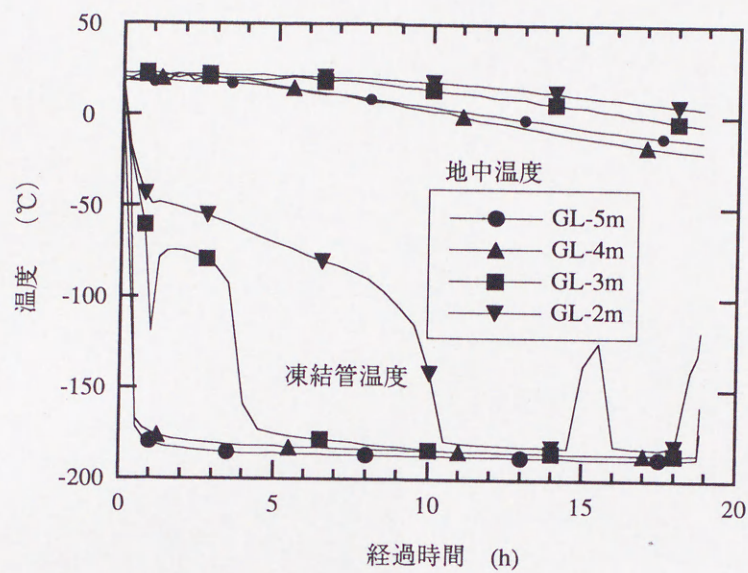
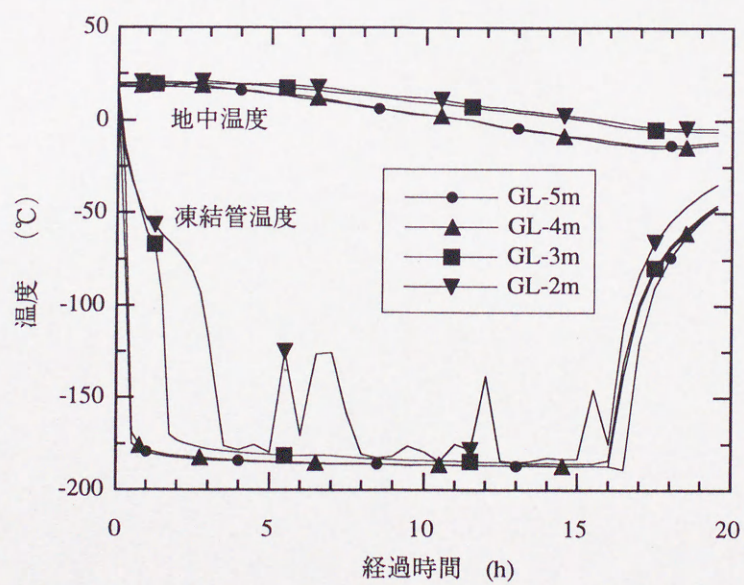


図-3.14 凍結管および埋設熱電対の概要



図一 3.15 凍結時の地盤温度の経時変化 (杭打設前)



図一 3.16 凍結時の地盤温度の経時変化 (杭打設後)

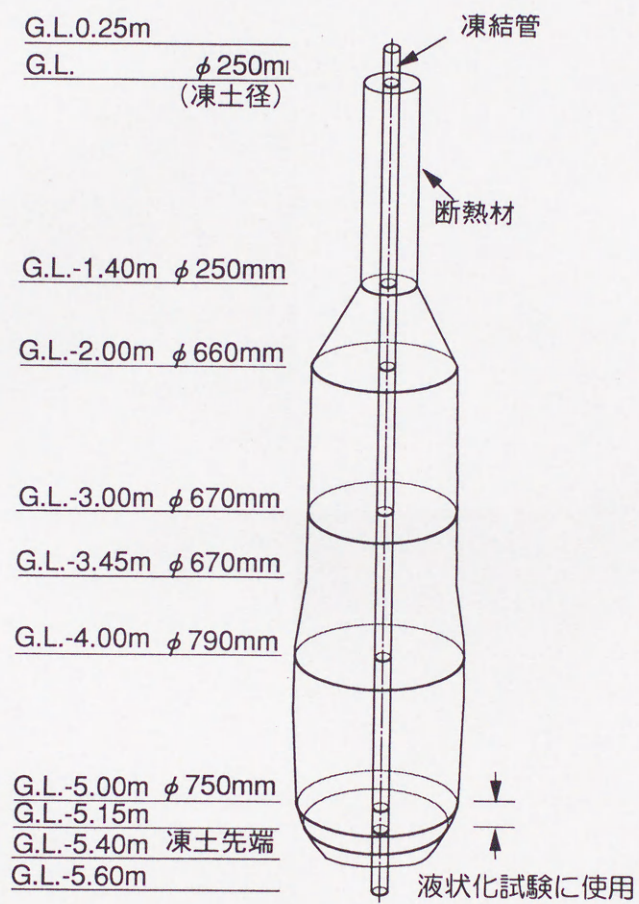


写真-3.2 クレーンによる凍結土柱の抜き上げ

領域を造成させた。所定の凍結領域が造成された後に凍結土柱全体を地盤から抜き上げた²⁾。この方法は、凍結サンプリングで通常行われているコアリングに比較して凍結した試料に外力を作用させないことが利点である。さらに、試料採取に要する費用も少ない。ただし、凍結土柱を地中から抜き上げるために周辺の地盤を掘削する必要がある、地盤が乱される領域が広くなることが欠点である。今回は周辺地盤をバックホーで掘削し、トラッククレーンで試料を抜き上げた（写真-3.2）が、G.L.-4m～-5m付近まで掘削を行わなければならなかった。図-3.17は得られた凍結土柱試料の概略を示したものである。凍結土柱の寸法は、高さ4m、最大径は79cmであった。凍結土柱の観察より、ボーリング調査結果のとおりG.L.-4mの深さに貝殻層の存在を確認した。採取した試料はカッター等でハンドリングが容易な大きさに切り分けて試験室に運搬した。

(2) 凍結サンプリング試料による液状化試験

杭打設前後ともG.L.-5mの部分を液状化試験に用いた。なお、試料は、凍結外管から十分離れており、鋼管杭からほぼ等しい距離となる部分を用いた。



図一 3.17 採取した凍結土柱の形状（杭打設後）

表－3.2 試料の物理諸量

	杭打ち前	杭打ち後
Gs	2.75	2.74
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.50	1.47
ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.16	1.15
D ₅₀ (mm)	0.078	0.081
Fc (%)	39.4	34.6
$\overline{\rho}_d$ (g/cm ³)	1.39	1.38
Dr (%)	72	76

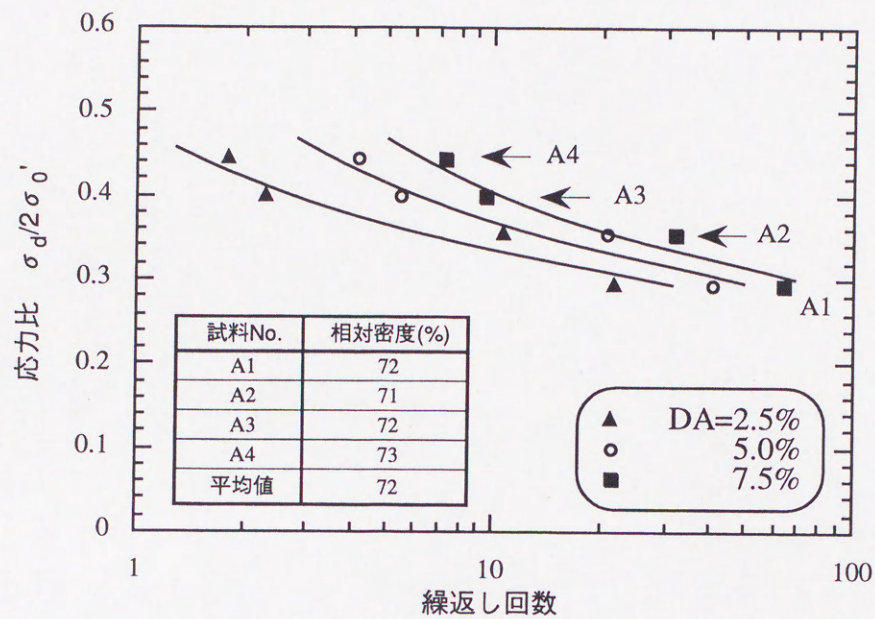
表－3.2に得られた試料の物理特性を示す。凍結サンプリングを行う際に、細粒分の多い地盤では凍結膨張が生じ、液状化強度に影響を与える可能性がある。今回採取した試料は、膨張ひずみが1～1.5%と予想され、乱れの影響は少ないと推定できる。細粒分を含む砂地盤に対する原位置凍結サンプリングの有効性については4章で記述する。

液状化試験は、空圧式の繰返し三軸試験装置を用いて行った。直径50mm、高さ10cmに成形した試料を三軸装置にセットし、有効拘束圧49kPaで3～4時間放置し解凍させた。その後、CO₂、脱気水の順で循環させ、98kPaのバックプレッシャーを加えて試料を飽和させた。B値が0.95以上を確認した後、2時間以上等方圧密した。試験時の有効拘束圧は、解凍時の拘束圧と同じ49kPaとした。載荷は、0.1Hzの正弦波で行った。

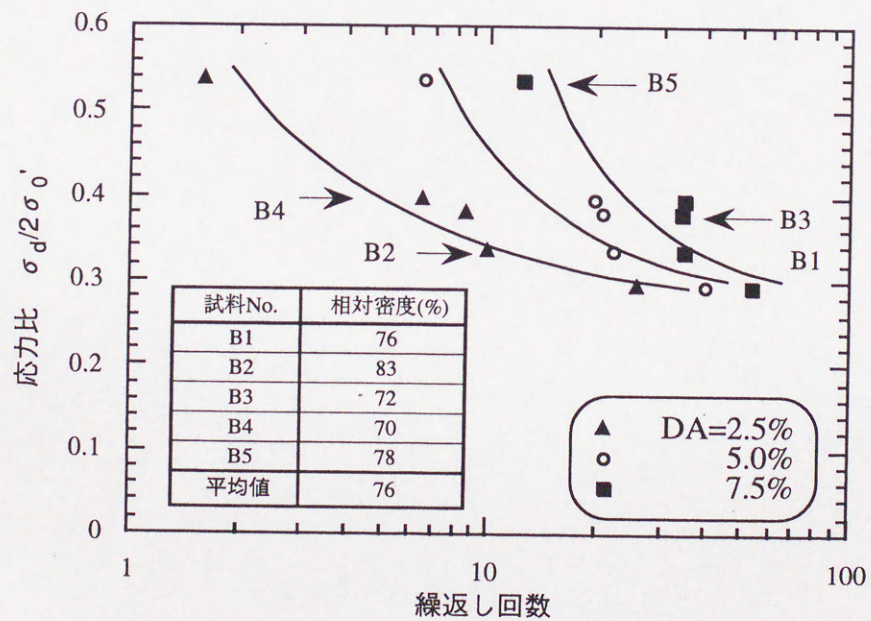
(3) 液状化試験結果

図－3.18および19は、杭打設前と杭打設後の供試体に対する軸ひずみの両振幅DA=2.5%、5%、7.5%を生じるまでの繰返し回数と応力比の関係を示す。杭打設後の方が、打設前に比べ、曲線は、左に急角度で上昇している。図－20に杭打設前と後の供試体に対するDA=5%を生じるまでの繰返し回数と応力比の関係を示す。繰返し回数15回でDA=5%に至る応力比は、杭打設前で0.35、杭打設後で0.40であり、杭打設に伴って地盤の液状化抵抗が14%上昇している。また、この図から応力比の高いところで両者の液状化抵抗の差は大きく、応力比の小さいところで差は小さくなっている。このことから、杭打設に伴い地盤の液状化抵抗のねばり強さ³⁾が増加したとすることができる。

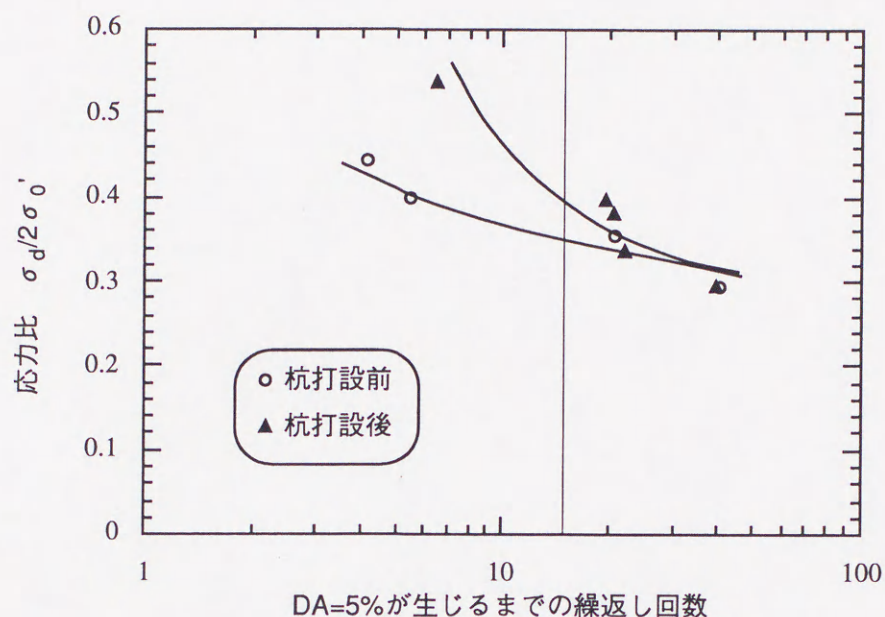
次に、杭打設に伴って液状化抵抗が増加した要因について考察する。杭打設前後の地盤の相対密度は、杭打設によって平均4%増加しているが、この程度の変化は有為な差とは見なし得ない。3.2.2の検討結果からも考えて、この深度は、杭の閉塞が生じている部分ではあるが、初期の段階であるため明確な改良効



図一 3.18 液状化試験結果（杭打設前）



図一 3.19 液状化試験結果（杭打設後）



図一 3.20 液状化試験結果の比較 (両振幅軸ひずみ DA=5%)

果は期待できない部分である。図一 3.21 および 3.22 は、杭打設前、杭打設後の供試体 (A3 供試体、B4 供試体) に対する繰返し回数 20 回までの有効応力径路、応力～ひずみ関係である。両者の試験時の応力比は 0.40 で等しく、相対密度ともに限界応力状態線 (CSL) と平行な応力状態線 (モービライズされた摩擦抵抗線)^{4) 5)} が存在し、繰返しせん断の進行に伴って CSL に漸近していく様子がうかがえる。しかし、杭打設後の B4 供試体の方がモービライズされた摩擦抵抗線が CSL に漸近するまで多くの繰返し回数を必要とし、負のダイレイタンシーに伴う過剰間隙水圧の上昇が抑えられている。応力～ひずみ曲線を見ると、繰返し回数 20 回での軸ひずみの両振幅は、A3 供試体で 12%、B4 供試体で 5.1% である。図一 3.23 および 24 は、A3、B4 供試体の繰返し回数～過剰間隙水圧比、繰返し回数～軸ひずみの両振幅の関係を示した図である。これらからも、明らかに杭打設後の B4 供試体の方が過剰間隙水圧が上昇しにくく、ひずみも生じにくい傾向がみられる。このような現象は、例えば Seed et al.⁶⁾ が明らかにしたせん断履歴を与えることにより、密度は変化しないが砂の微視骨格構造が安定化し液状化抵抗は増加するという現象と類似している。このことから杭打設に伴って地盤の液状化抵抗が増加した原因の一つとして、杭打設に伴って粒子の微視骨格構造が安定な方向に移行したことが挙げられる。

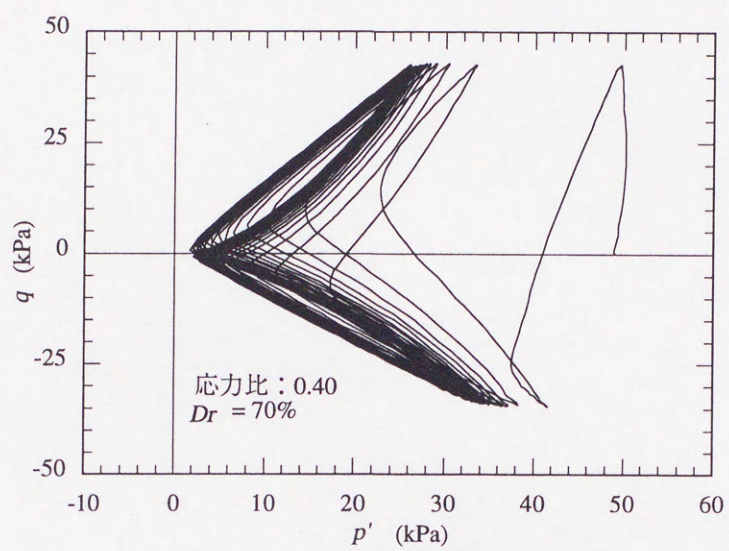


図-3.21(a) 有効応力径路（杭打設前 A3 供試体）

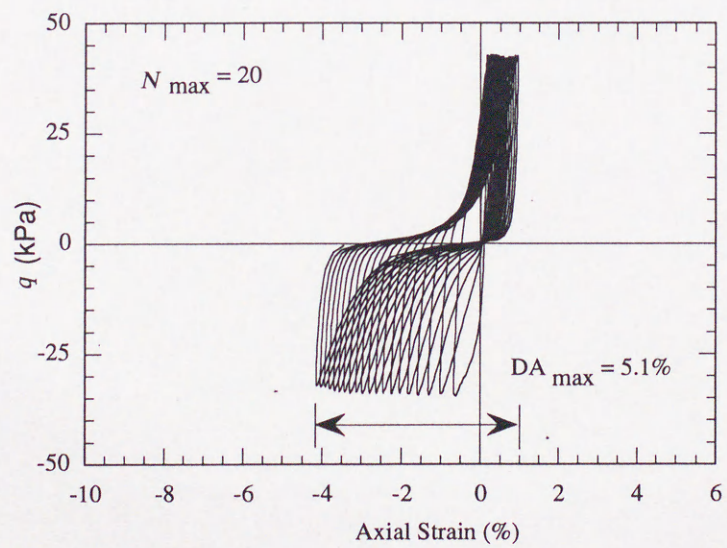
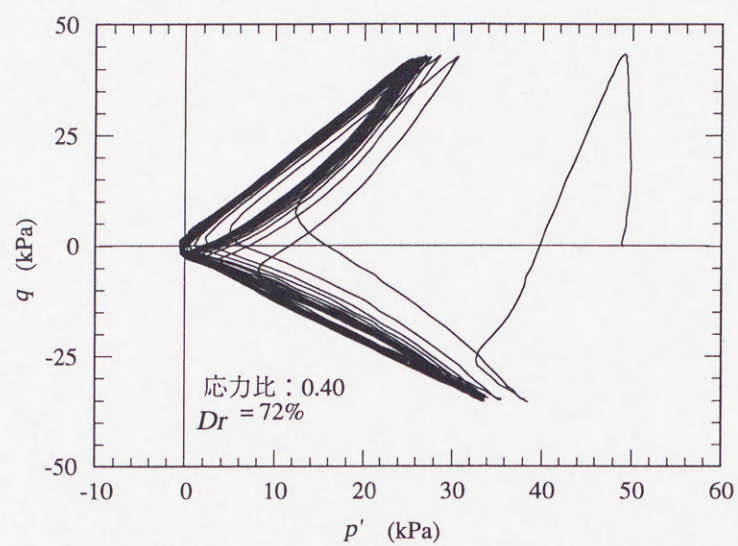
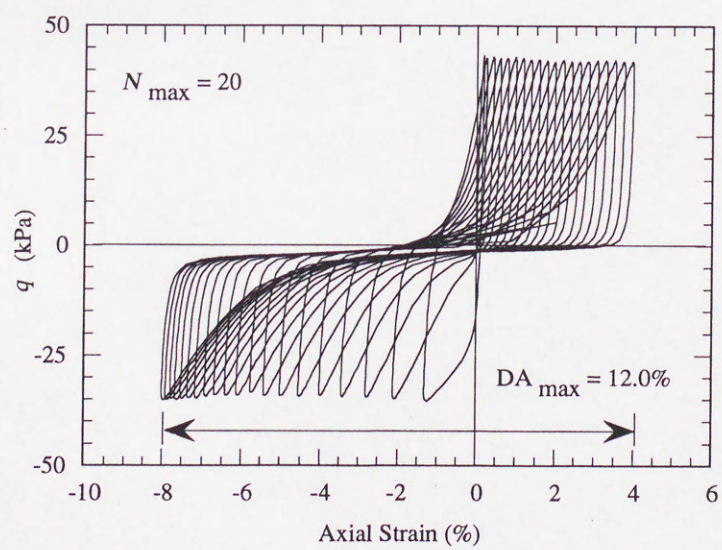


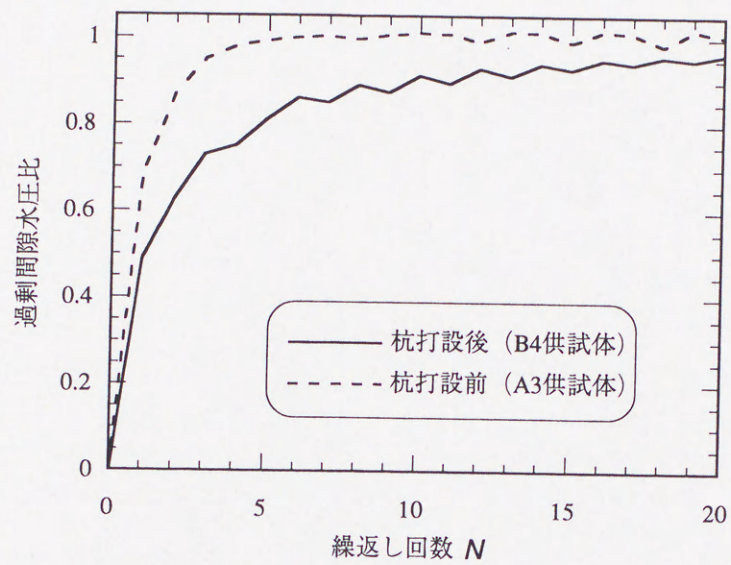
図-3.21(b) 応力～ひずみ関係（杭打設前 A3 供試体）



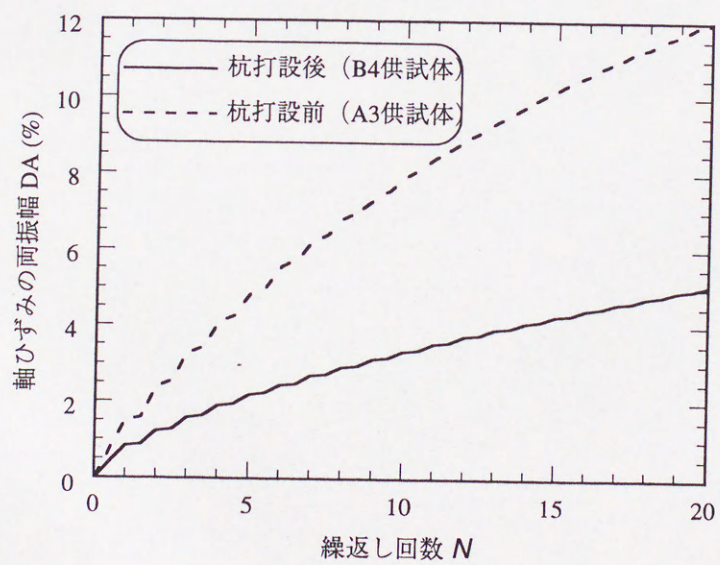
図一 3.22(a) 有効応力経路（杭打設後 B4 供試体）



図一 3.22(b) 応力～ひずみ関係（杭打設後 B4 供試体）



図一 3.23 繰返し回数～過剰間隙水圧比関係



図一 3.24 繰返し回数～両振幅軸ひずみ関係

3.3 まとめ

先端に十字リブをつけた鋼管杭は打設により閉塞効果が上昇するという現象に着目し、細粒分の多く含んだ典型的な東京湾の埋立地盤において、実際に杭打設実験を行い、十字リブを取り付けた鋼管杭による地盤改良効果を明らかにした。また、杭間地盤の物性を評価するために、杭打設前後において凍結サンプリングを実施し不攪乱試料を採取した。採取した試料の液状化試験を行うことにより、杭打設前後の地盤の液状化抵抗を明らかにした。原位置試験と室内要素試験から以下の結論を得た。

- (1) 十字リブを取り付けた鋼管杭を打設した場合、打撃回数の深度方向分布と N 値の分布は必ずしも対応せず、 N 値が最大を示す地層から約 2m 程度（杭径の 2～3 倍程度）深くなった位置で打撃回数が最大となった。これは、地盤がある程度以上固くなると杭端部にコアが形成され貫入抵抗が大きくなるが、コア形成のために固い地層に達してからある程度の長さが必要になることを示唆している。
- (2) 十字リブを先端に取り付けた鋼管杭を打設した場合、地盤の N 値が 9～12 以上の砂層において杭の閉塞が生じ、その層において地盤改良効果が期待できる。
- (3) 杭を打設した地盤は、密度増加では表せない微子骨格構造の安定化に起因した液状化抵抗の増加が生じた。先端に十字リブを取り付けた杭を打設することにより、繰返し回数 15 回で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至る応力比は、0.35 から 0.40 へと増加した。また、杭を打設することにより、入力の大い地震動に対して抵抗力が高い（急激な変形を生じない）、いわゆる液状化に対してねばり強い地盤へと変化した。

【参考文献】

- 1) 山原 浩(1964): 鋼管グイの閉ソク効果と支持力機構 (その2)、日本建築学会論文報告集、No.97、pp.34-41.
- 2) 大本家正、柏木 順、青木美樹、向後和広(1988): 凍結サンプリング法による粗粒材料の盛立て密度測定、第 23 回土質工学研究発表会講演集、pp.79-80.
- 3) 吉見吉昭(1990): 「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準、土と基礎、Vol.38、No.6、pp.33-38.
- 4) Zhang, J.-M., Shamoto, Y. and Tokimatsu, K. (1997): Moving Critical and Phase-Transformation Stress Lines of Saturated Sand during Undrained Cyclic Shear, Soils and Foundations, Vol.37, No.2, pp.51-59.
- 5) 張 建民、社本康広、時松孝次(1995.7): 飽和砂の非排水繰返しせん断に伴う限界応力状態、第 30 回土質工学研究発表会、pp.801-804.
- 6) Seed, H.B., Mori, K. and Chan, C.K. (1977): Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.103, No. GT4, pp.257-270.

第4章 細粒分を含む砂地盤に対する原位置凍結サンプリングの信頼性評価

4.1 概 説

原地盤の液状化抵抗を評価する場合、地盤より採取した試料の液状化試験を行うことが最も直接的な方法である。しかし、通常のサンプリング方法では試料採取時に地盤に乱れが生じてしまい原位置の液状化抵抗が正しく表現できないことが指摘されている¹⁾。

凍結サンプリングは、このような問題を解決するために考案された方法で、原位置で地盤を凍結させ、その状態で乱さない試料として採取する方法である。この方法は、1973年に初めて使われて以来、種々の改良を経て今日では確実な試料採取方法として技術的に確立²⁾されており、細粒分をほとんど含まない砂地盤に対するサンプリングの基礎的な項目についてはSeed et al.³⁾、Yoshimi et al.⁴⁾、Goto⁵⁾などの研究により明らかにされている。吉見⁶⁾によると原位置凍結サンプリング方法によって良質な乱さない試料を得るためには、次のような地盤条件が満足されなければならない。

- ①飽和度が高い
- ②拘束圧が高い
- ③細粒分含有率が低い
- ④凍結面から外へ間隙水が逃げられる状態を保つ
- ⑤試料の凍結間から離れた部分を力学試験の対象とする

特に、③については細粒分を含まない砂地盤では排水を許しながら凍結を行うことにより凍結融解による影響が避けられることが知られているが、細粒分を含む砂地盤では排水を許した状態での凍結でも凍結膨張ひずみが生じる場合があるため、採取試料の液状化強度に影響を与えることが懸念されている。

しかしながら、近年、千葉県東方沖地震(1987)、ロマ・ブリエタ地震(1989)、釧路沖地震(1993)、北海道南西沖地震(1993)において細粒分を含んだ地盤においても液状化の発生が報告されている。したがって、湾岸地域の開発を進めている昨今では細粒分を含んだ砂地盤の原位置液状化強度の評価法の重要性が増加している。

そこで、本章では原位置凍結サンプリング法を細粒分を含む砂地盤に適用したときの問題点を検討し、凍結・融解が試料の液状化強度に与える影響に着目した採取試料の品質評価手法を提案した。また、前章で述べた細粒分を含む砂地盤での凍結サンプリングにおいて実際に適用した事例を示す。

4.2 細粒分を含む砂地盤に対する原位置凍結サンプリングの有効性

4.2.1 細粒分を含む地盤での問題点

細粒分を含まない砂の原位置凍結サンプリングでは凍結による固結強度によって試料の採取や運搬および供試体の成形作業での試料の乱れを防げることが実証されており、細粒分を含む地盤でも同程度の固結強度が得られれば上記過程における乱れの影響は極端に低くできることになる。図-4.1は原位置で凍結した砂質土と粘性土の一軸圧縮強さと供試体の温度の関係を示したものである⁷⁾。細粒分を含む砂でも十分温度が低ければ軟岩レベルの大きな固結強度を持つため、上記の過程における乱れの生じる可能性を抑制することができる。

一方、細粒分を含む砂では凍結時に膨張ひずみを生じる可能性があることが知られている⁸⁾。試料の液状化強度は事前にひずみ履歴を受けると変化するという研究結果もあり⁹⁾、細粒分を含む地盤での原位置凍結サンプリングの信頼性は凍結膨張を経験することによる液状化強度の変化が重要な論点となる。

4.2.2 試料の液状化強度と凍結膨張の関係

細粒分を含む砂の液状化強度に対する凍結融解の影響を定量的に検討した例は少ないが、健全度(sample quality index)と呼ぶ凍結膨張による試料の液状化強度の変化を導入することにより、凍結融解による液状化強度の変化を定量的に明らかにした研究がある⁵⁾。

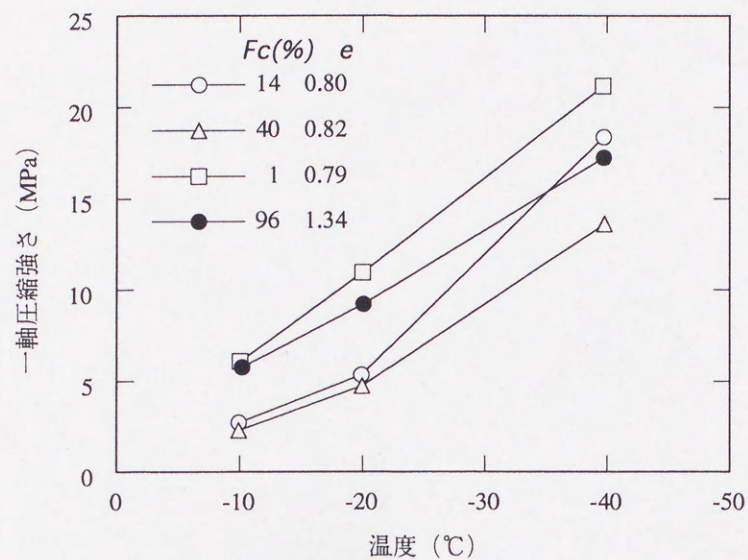
健全度とは、図-4.2に示すように、凍結融解前に供試体に与えた動的せん断履歴(排水条件下の繰返しせん断履歴)による液状化強度の上昇分が凍結融解後にどの程度残されているかを示すものであり、健全度が1.0であれば液状化強度は凍結融解により変化しなかったことを示す。

供試体に動的せん断履歴を加えているのは年代効果を経た実地盤を持つ微視的な骨格構造の安定性が高い状態を攪乱試料で再現するためであり、図-4.3に示すように両振幅軸ひずみが 1×10^{-3} 程度のせん断を1万回作用させることにより試料の液状化強度は2倍程度に上昇しているが、この過程における供試体の密度変化は相対密度で数%の増加でしかなく、試料の液状化強度の上昇は微視的な骨格構造の安定化によるものであると考えられる。

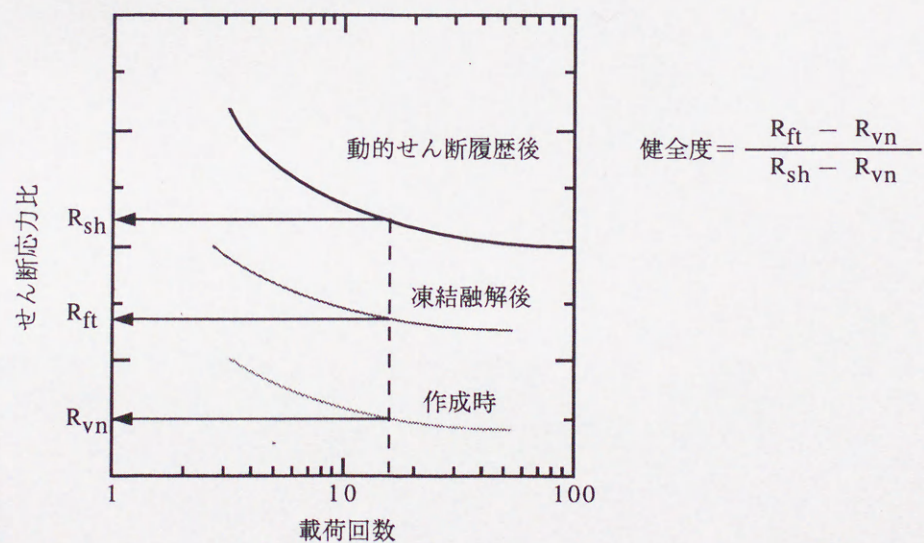
図-4.4は細粒分の種類や量および凍結時の拘束圧を変化させた時の砂質土の試料の健全度を凍結時の膨張ひずみとの関係でプロットしたものであり⁵⁾、両者には一意的な関係が見られる。凍結時の体積ひずみが 7×10^{-3} 以下では、液状化強度は変化しておらず、凍結融解が液状化強度に与える影響に関しては凍結膨張が生じたか否かの判断ではなく、どの程度の凍結膨張が生じたかの定量的な議論が必要であることを示している。

4.2.3 凍結膨張ひずみを支配する要因

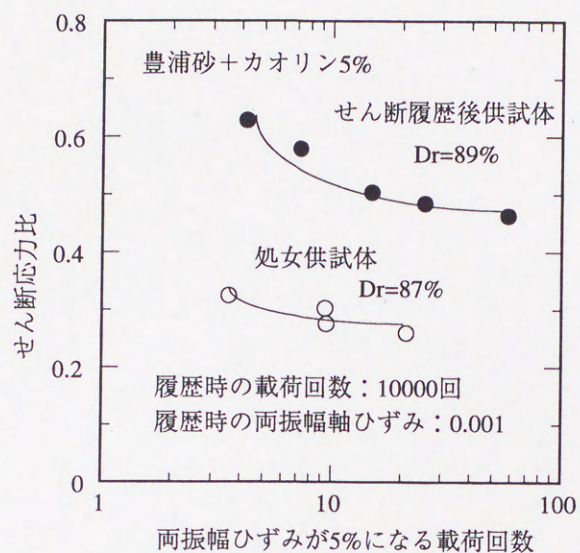
土が凍結する時に排水が許されないと間隙水が氷へ相変化するのに伴う9%の体積膨張が原因となって土



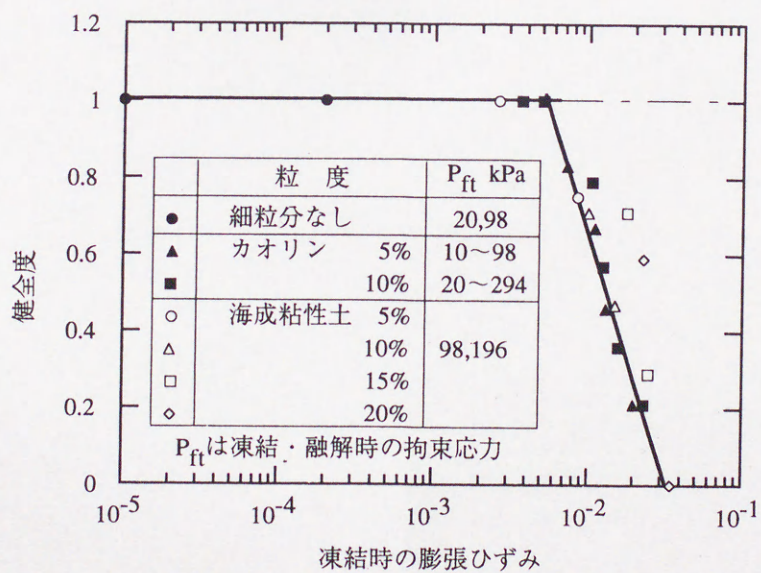
図一 4.1 原位置凍結土の強度と温度の関係⁷⁾



図一 4.2 凍結融解前後の試料の液状化強度変化を示す健全度の求め方



図一 4.3 動的せん断履歴による試料の液状化強度の上昇



図一 4.4 凍結融解による試料の液状化強度変化を示す健全度と凍結時の膨張ひずみの関係⁵⁾

の凍結膨張が生じる。通常の地盤凍結は比較的ゆっくりとした現象であるため、砂地盤のように透水性の良い地盤では一次元的に凍結させることにより相変化に伴う体積膨張分の間隙水を排除しながら凍結させることができる。一方、細粒分を含む地盤では吸排水が自由に行える凍結でも膨張を生じる場合があり、原位凍結サンプリング時の適用性の試料の乱れにはこちらの方が問題となる。

土の凍結膨張特性を凍結時の外的要因で定式化したものに高志ら⁸⁾の研究がある。これは多くの土を吸排水自由な状態で一次元的に凍結した試験結果をもとに凍結膨張ひずみを拘束圧と凍結速度をパラメータとし(4.1)式で表したものである。

$$\varepsilon_f = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma'_n} \left(1 + \sqrt{\frac{V_0}{V}} \right) \quad (4.1)$$

ここで、 ε_f は凍結膨張ひずみ、 σ'_n は拘束圧、 V は凍結速度、 $\varepsilon_0, \sigma_0, V_0$ は土の固有定数である。

土の凍結膨張のしやすさは、(4.1)式の定数 $\varepsilon_0, \sigma_0, V_0$ によって表されるため、検討を行う試料毎に定数 $\varepsilon_0, \sigma_0, V_0$ の値を求める必要がある。

図-4.5は凍結膨張性を示す(4.1)式の定数と試料に含まれる細粒分含有率の関係を示したものであり¹⁰⁾、細粒分が増えると凍結膨張性が高くなる傾向が表れているが、両者の関係にはかなりのばらつきがある。したがって、現状では凍結膨張ひずみの拘束圧依存性や凍結速度依存性は(4.1)式で表現できるが、試料の凍結膨張性を示す定数は試料を凍結させて測定すること以外では測定値に誤差が生じると考える必要がある。

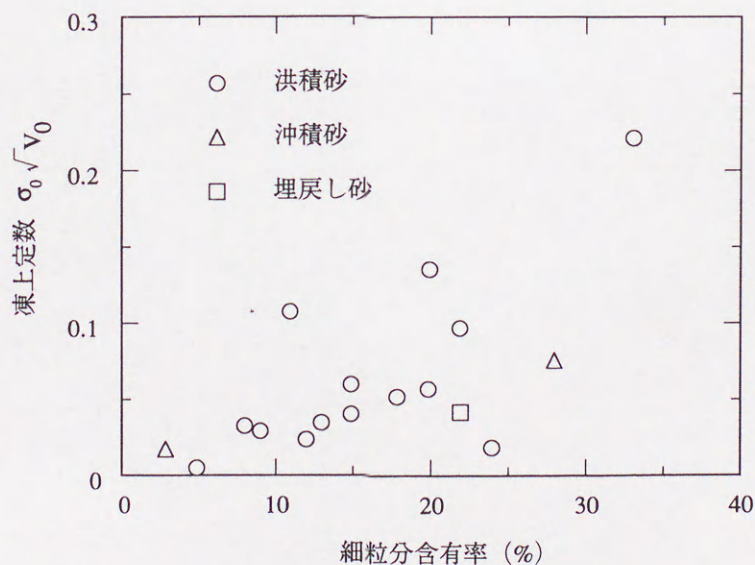


図-4.5 凍結膨張性を示す定数と試料の細粒分の関係⁷⁾

4.3 細粒分を含む砂地盤での凍結サンプルの信頼性の検討手順

凍結サンプリングにより細粒分を含む砂地盤から試料を採取した場合に、試料に液状化強度が原位置のものから変化するかどうかは試料が経験した凍結膨張ひずみと密接な関係がある。したがって、原位置で凍結時に地盤に生じた凍結膨張ひずみ推定することにより採取された試料の健全性を検討することができる。

図-4.6は検討フローを示したものであり、基本的には原位置で地盤が生じた凍結膨張ひずみを推定し、試料の健全度と膨張ひずみの関係に対比することにより試料の健全性を検討するものである。液状化強度を求める供試体と同じサンプルから切り出した試料をいったん融解し、室内凍結膨張試験を行って凍結膨張特性を求める。このとき、試験時の凍結速度を原位置で地盤が凍結する時の値と同程度にすることにより(4.1)式の凍結速度の影響を消去することができる。

地盤が凍結した時の凍結速度については試料の密度から求める熱定数を用いて熱伝導解析を行うことにより容易に求めることができる。図-4.7は液体窒素またはブラインにより地盤を冷却した時の凍結速度の解析値と凍結管からの距離の関係を示したものであり、凍結管から離れるにしたがい距離に関する凍結速度の変化が小さくなっている。したがって、原位置凍結サンプリングで実施した地盤の凍結速度は冷却方法を考慮して熱伝導解析を行い、試料の採取位置での値を用いることが望ましいが、多少の位置の違いによる凍結速度の相違は小さいと考えて良い。通常の凍結サンプリングによる凍結土柱の大きさを考えれば、液体窒素を用いて急速に冷却する場合で10mm/h程度、 -30°C 程度のブラインを用いる場合で1mm/h程度の凍結速度を用いることが妥当であろうと考えられる。

多くの場合、 ε_0 の値は無視し得るほど小さいので、(4.1)式にある凍結速度の値を入れると拘束圧だけの関数になり、凍結管から同心円状に凍結が進む場合は水平方向の応力 σ'_r を用いて(4.2)式で表せる。

$$\varepsilon_{fr} = \frac{\alpha}{\sigma'_r} \quad (4.2)$$

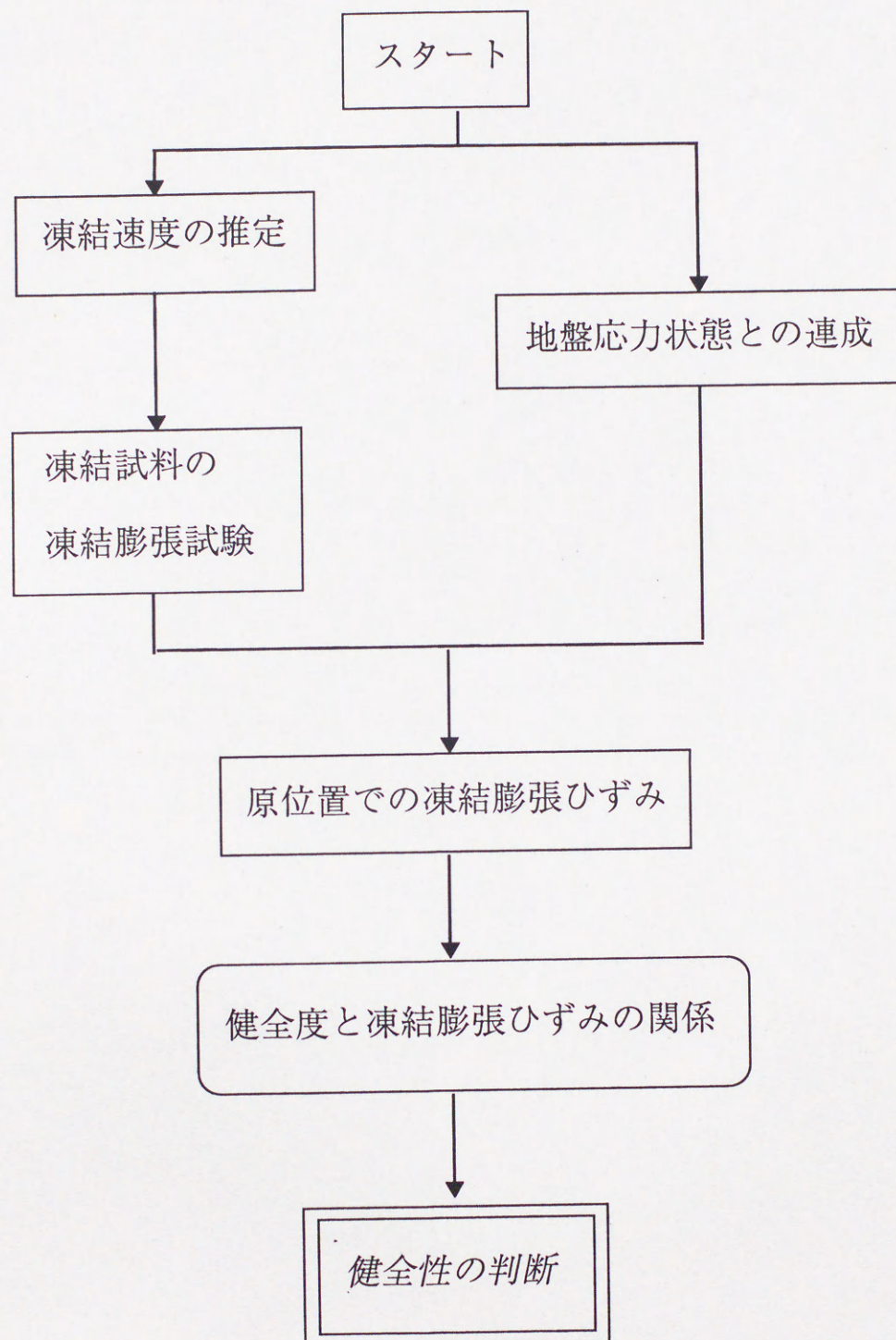
ここで、 ε_{fr} は凍結進行方向の凍結膨張ひずみである。水平方向の応力 σ'_r として静止土圧および凍結膨張に対する未凍結側地盤の反力が作用するので σ'_r は(4.3)式の用に表せる。

$$\sigma'_r = K_0 \sigma'_v + \Delta \sigma'_r \quad (4.3)$$

ここで、 K_0 は静止地盤を土圧係数、 σ'_v は有効鉛直応力、 $\Delta \sigma'_r$ は凍結に対する地盤反力である。地盤を等方弾性体と仮定すれば凍結膨張に対する未凍結地盤の反力は、(4.4)式で示すように膨張ひずみ ε_{fr} の関数になる。

$$\Delta \sigma'_r = \frac{E}{1+\mu} \varepsilon_{fr} \quad (4.4)$$

ここで、 μ と E はそれぞれ地盤のポアソン比とヤング係数である。



図ー 4.6 試料の健全度と凍結膨張ひずみの検討手順

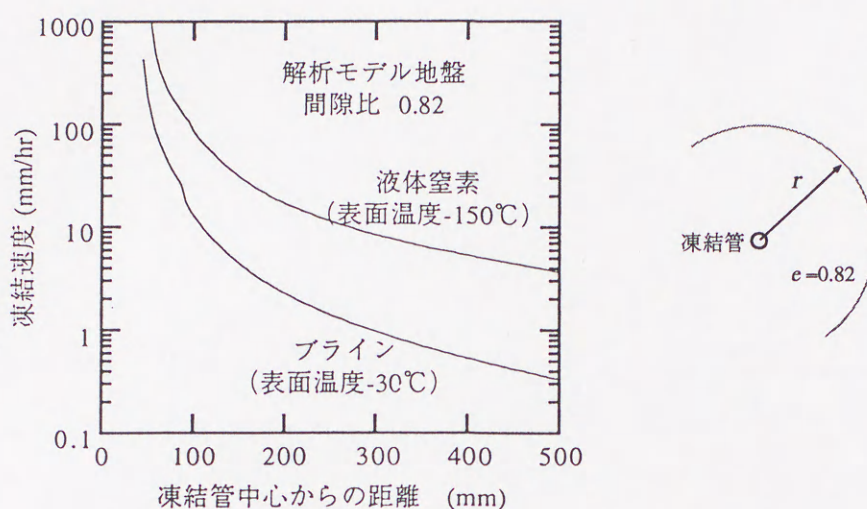


図-4.7 砂地盤における凍結速度の解析結果

これらの式を用いて拘束圧 σ'_r を消去すると原位置での凍結膨張ひずみを示す(4.5)式が得られる。

$$\varepsilon_{fr} = \left(\frac{1+\mu}{2E} \right) \left(\sqrt{(K_0 \sigma'_v)^2 + \frac{4E\alpha}{1+\mu}} - K_0 \sigma'_v \right) \quad (4.5)$$

(4.5)式により求まる原位置での凍結膨張ひずみを図-4.4の試料の健全度と膨張ひずみの関係に参照することにより、試料の液状化強度が凍結融解によって影響を受けたか否かを判断することができる。また、凍結試料の融解時に生じる収縮ひずみが凍結時の膨張による残留ひずみと等しいとして試料の品質を判断することも考えられる。このような判断は凍結融解による残留ひずみが凍結膨張ひずみに比較して著しく小さい場合のみに成立するが、凍結融解による残留ひずみは凍結時に凍結面で発生する吸水力に起因した未凍結側の土の圧密ひずみが主であることから圧密によるひずみが小さい土では成立する可能性が高い。

一方、図-4.4の健全度と凍結膨張ひずみの関係において健全度が1.0以下になった場合でも両者に直線的な関係が見られることから、凍結膨張ひずみを媒介にして、試料の液状化強度試験結果から原位置の液状化強度を推定することも論理的に可能である¹¹⁾。

ただし、図-4.4の関係は微視的な骨格構造を安定化させた試料に対する試験結果に基づいているため比較的液状化強度の高い地盤に対して有効であり、原位置と試料のせん断波速度を比較して試料の液状化強

度が凍結融解により低下したと考えられる場合のみに補正を行うことが妥当である。

4.4 実際のサンプリングでの検証例

4.4.1 原位置凍結

凍結管は外径が73mmの2重管であり、地盤にボーリングで切孔して立て込んだ、今回は凍結採取対象をGL-2m～-5mとしたので長さ5.3mの凍結管を上部2mに断熱処理を施して用いた。地盤の凍結状態の管理のために凍結管表面と凍結管中心から30cmの地点に熱電対を埋設して凍結期間中の温度を計測した。熱電対の埋設深度はGL-2.0,-3.0,-4.0,-5.0mの4深度であるが、断熱処理確認のためにGL-1.5mにも設置した。地盤の冷却は凍結管に液体窒素を循環させる方式で行い、約1昼夜にわたる地盤冷却により所定の凍結領域を造成させた。詳細は3章に記述した。

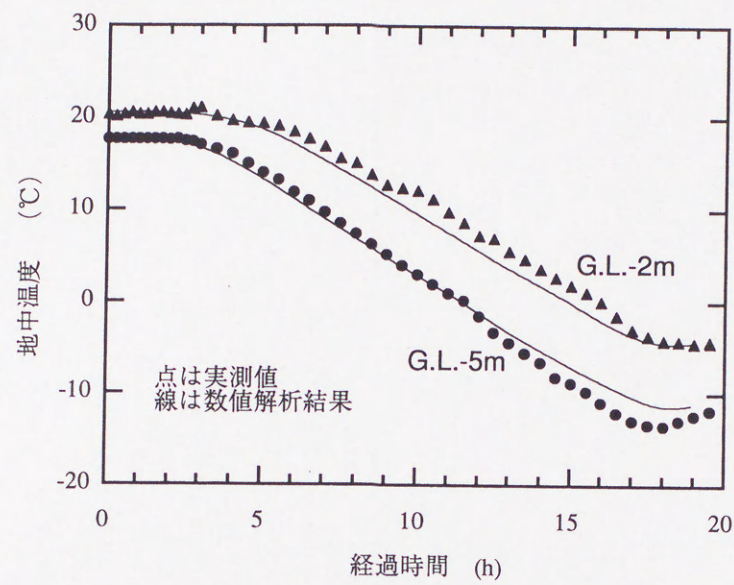
凍結管中心から30cmに設置した熱電対の温度が0℃以下になったことを確認した後に、凍結土柱全体を地盤から抜き上げることで試料を採取した。採取した試料はカッターによりハンドリングが容易な大きさに切り分けて実験室に運搬した。

4.4.2 試料の品質評価

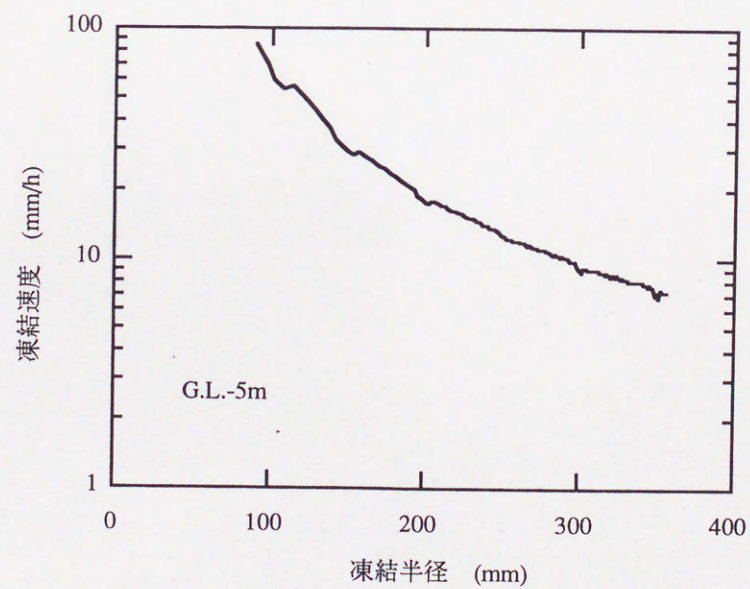
採取した細砂層には20～30%の細粒分が含まれていたため、液状化試験に用いたG.L.-5m付近の試料について先に述べた手順に従い試料の健全性を検討した。まず、採取試料の間隙比から決まる熱定数と実測による凍結管表面温度を用いて土の潜熱を考慮した熱伝導解析を行った。図-4.8は地中の温度の実測値と解析結果を示したものであり、解析結果と実測結果は良く対応している。図-4.9は解析により求めた凍結速度の試料位置（G.L.-5m）に対する分布であるが、力学試験には用いない凍結管の近傍を除けば試料が10mm/h程度の速度で凍結したことがわかる。そこで、凍結速度10mm/hで吸排水を自由にした一次元凍結膨張試験¹²⁾を行い、凍結膨張ひずみと拘束圧の関係を求めた。図-4.10に試験結果を示す。今回の試料では凍結膨張性を表す定数 α が0.33になった。また、土被り厚から有効鉛直応力 $\sigma_v' = 50\text{kPa}$ となり、地盤の変形係数については実測値がなかったので、 N 値を用いて $E=700(\text{kPa}) \times N$ から求まる値を用い、それ以外の定数は $K_0=0.5$ 、 $\mu=0.3$ とした。

以上の値を(4.5)式に代入すると凍結時に試料に生じた凍結膨張ひずみは0.0046となった。図-4.11は、前に示した健全度と凍結膨張ひずみの関係にこの試料の膨張ひずみを付記したものである。図から明らかに健全度が1.0の範囲に入っており、試料が健全である可能性は極めて高いと判断した。

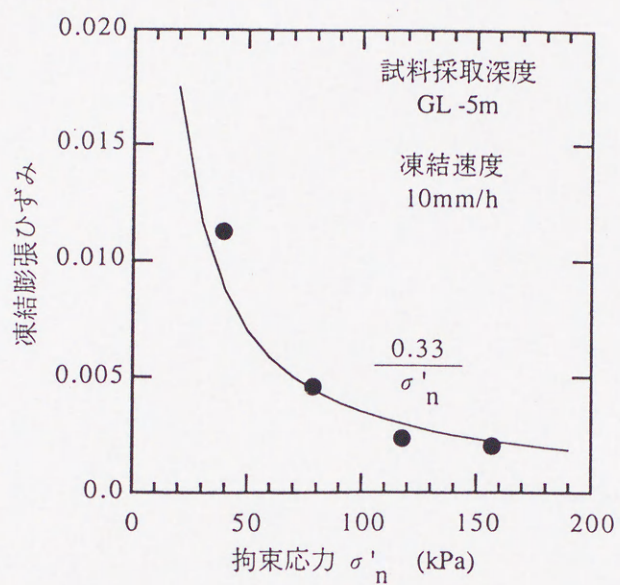
図-4.12は前章で示した採取した試料の液状化強度試験結果であり、採取試料と同密度に再構成した供試体の試験結果も併記してある。凍結採取試料に比較して再構成試料の液状化強度は低くなっている。同密度・同粒度であっても液状化強度が異なるのは試料の微視的な骨格構造の安定性が異なるためであり、対



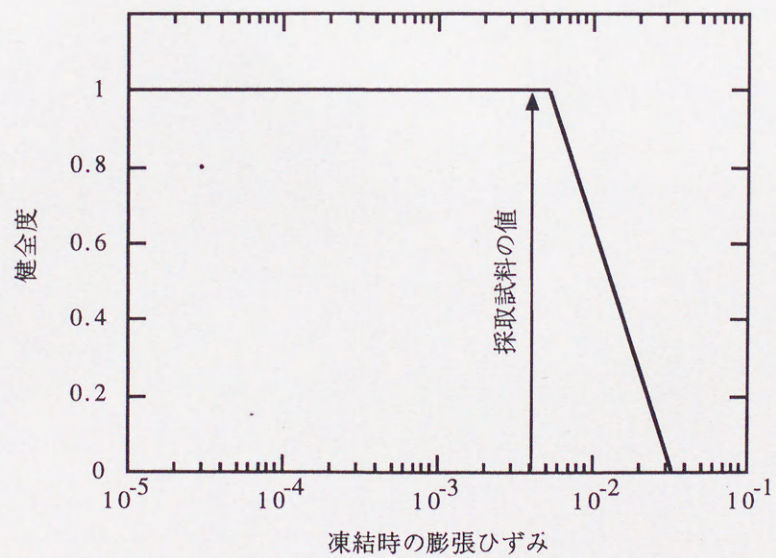
図一 4.8 凍結中の典型的な地中温度の経時変化と解析結果の比較



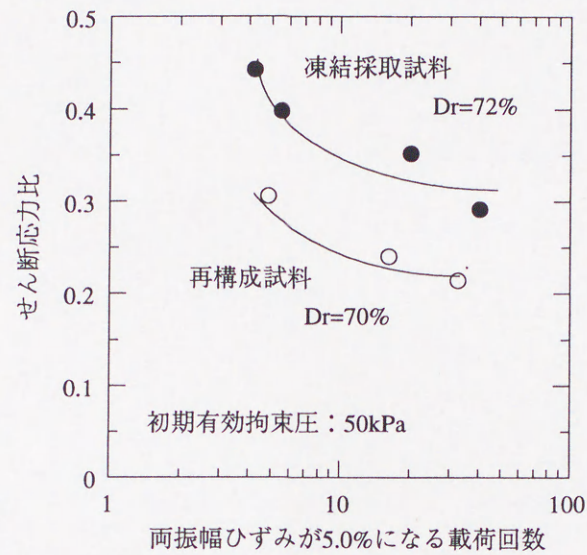
図一 4.9 地盤凍結時凍結速度の解析結果



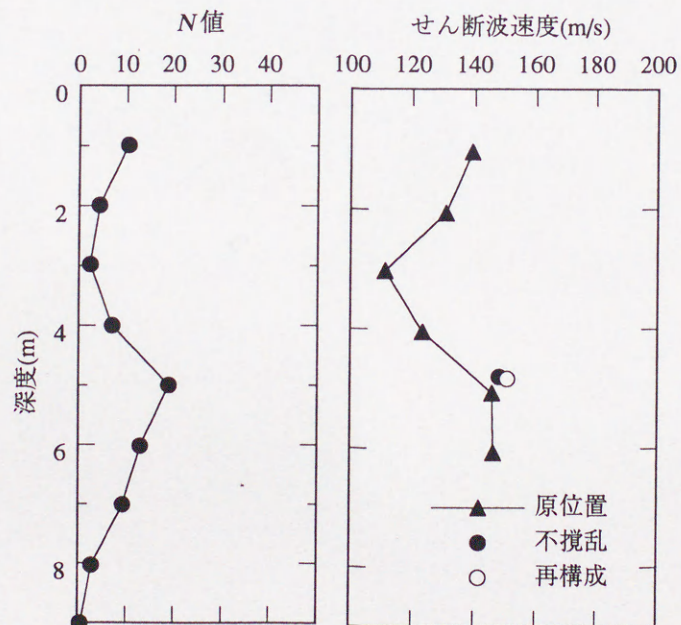
図－4.10 試料採取の凍結膨張試験時の膨張ひずみと拘束応力の関係



図－4.11 試料採取の健全度の検証



図一 4.12 凍結採取試料と同密度に再構成した試料の非排水繰返し三軸試験結果の比較



図一 4.13 地盤の N 値および供試体と原位置試験のせん断波速度の比較

象層は沖積層であったために両者の差は大きくないが、健全性が保持されたために両者の液状化強度の差が現れたと考えることができる。

図-4.13は原位置と供試体で測定したせん断波速度 V_s との比較であり、凍結採取した供試体の V_s の値は原位置のものとはほぼ等しくなっている。ただし、図-4.12に付記した再構成供試体もほぼ同レベルとなっており、両供試体での差は顕著ではない。採取試料の健全性の確認に V_s を用いる事例は少なくないが、 V_s は液状化強度に比較して試料の変化に敏感ではなく、図は今回のように年代が若く微視的骨格構造の安定性がそれほど進んでいない地盤に対しては乱れの影響を明確に表さない場合もあることを示唆している。

4.5 まとめ

原位置凍結サンプリングを用いて不攪乱試料を採取する場合に乱れを生じる可能性のある要因を検討した結果、細粒分を含む砂地盤では凍結融解が試料の液状化強度に与える影響が支配的であることがわかった。そこで、原位置で地盤が経験した凍結膨張ひずみを推定し、既に提案されている凍結融解による試料の健全度と凍結時の膨張ひずみの関係と対比させることにより試料の信頼性を評価できることが明らかになり、原位置の凍結膨張ひずみの推定方法を含めた凍結試料の信頼性の検討方法を提案した。

実際に行われた細粒分を含む砂地盤での原位置凍結サンプリングの事例において、今回提案した方法により試料が高品質であると判定できた。試料採取の試験結果でも凍結採取試料には微視的な骨格構造の安定性による液状化強度の増加が見られ、試料が高品質であることが検証された。

【参考文献】

- 1) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., Kaneko, O. and Makihara, Y. (1984): Undrained cyclic shear strength of a dense Niigata sand, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 1, pp. 93-104.
- 2) 吉見吉昭、畑中宗憲 (1973): ゆるい砂地盤の原位置密度測定、第10回災害科学総合シンポジウム発表論文集、pp. 341-342.
- 3) Singh, S., Seed, H. B. and Chan, C. K. (1982): Undisturbed sampling of saturated sands by freezing, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E.*, Vol. 108, No. GT2, pp. 247-264.
- 4) Yoshimi, Y., Hatanaka, M. and Oh-oka, H. (1978): Undisturbed sampling of saturated sands by freezing, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 3, pp. 59-73.
- 5) Goto, S. (1993): Influence of a freeze and thaw cycle on liquefaction resistance of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 33, No. 4, pp. 148-158.
- 6) 吉見吉昭 (1991): 砂地盤の液状化、技報堂出版
- 7) 後藤茂、赤川敏、了戒公利 (1980): 室内試験における凍結土の強度および変形特性、清水建設研究所報、第33巻、pp. 37-49.
- 8) 高志 勤、益田 稔、山本英夫 (1974): 土の凍結膨張に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究、雪氷、第36巻、第2号、pp. 1-20.
- 9) Finn, W. D. L., Bransby, P. L. and Pickering, D. J. (1970): Effect of strain history on liquefaction of sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E.*, Vol. 96, No. SM6, pp. 1917-1934.
- 10) 了戒公利、後藤 茂、赤川 敏 (1980): 一定拘束力下における飽和土の凍上特性、清水建設研究所報、第33巻、pp. 27-36.
- 11) Yoshimi, Y. and Goto, S. (1996): Liquefaction resistance of silty sand based on in-situ frozen samples, *Geotechnique*, Vol. 46, No. 1, pp. 153-156, 1996.
- 12) 後藤 茂 (1996.2): 地盤凍結による不攪乱試料に基づく砂礫地盤の原位置液状化強度の評価法に関する研究、東京工業大学学位論文

第5章 杭打設に伴う地盤改良効果の評価手法

5.1 概 説

杭の施工方法には、埋込み杭や場所打ち杭のように掘削することによって地盤を緩めるものと、打込み杭のように周辺地盤を押しつけることによって締固めるものの2種類に分けることができる。後者の場合は、杭打設に伴う地盤の改良効果が期待できる。例えば、兵庫県南部地震では、六甲アイランドやポートアイランドの人工島において基礎として砂利を充填しながら節杭を打設した中低層の倉庫は、上部構造、基礎ともにほとんど被害がなかったことが報告^{1),2)}されている。この要因の一つとして杭の打設に伴う地盤の締固め効果が挙げられている。

杭打設による地盤改良については、杭を打設するにしたがって杭を打ち込み難くなるなど、経験的には良く知られており、ケーススタディとして杭の打設前後の N 値を比較した研究が幾つか見られる。このような研究例としては、Zaltan et al.³⁾、藤田⁴⁾、近江⁵⁾や成川ら⁶⁾、増田ら⁷⁾、大島ら⁸⁾のものがあり、いずれの調査結果からも砂地盤において杭打設後の地盤の N 値が5～20増加したことが示されている。

西田^{9), 10)}は、杭打設に伴う地盤の改良範囲を明らかにするために、地盤を弾性体として仮定して杭打設に伴う地盤の変形の影響範囲についての検討を行い、このような仮定のもとでは杭径の5～6倍の範囲に改良効果が及ぶことを解析的に解いている。同様の研究は、Meyerhof¹¹⁾によっても行われている。しかしながら、これらの研究は、杭打設時の周辺への影響について着眼したものであり、地盤全体の改良効果の評価という観点については言及されていない。

以上のように、杭打設に伴う地盤の締固め効果は定性的には、認識されているが、定量的に評価するための手法はなく、改良効果を打込み杭の設計に反映できていない。本章では、第3章で記述した原位置における杭打設に伴う地盤改良効果の施工実験結果と既往の杭基礎の調査データをもとに、地盤に柱状材料を打設し改良するという観点から、サンドコンパクションパイルによる地盤改良効果の評価法^{12), 13)}の概念をもとに、杭打設に伴う締固め効果の評価手法を提案する。

5.2 杭打設に伴う地盤改良効果を評価するパラメータ

杭打設に伴う締固め効果に与える影響は多く存在する。主として、1) 粒径分布(最大間隙比 e_{\max} 、最小間隙比 e_{\min} 、平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c)、間隙比 e_0 、相対密度 Dr 、細粒分含有率 F_c などの地盤条件、2) 有効上載圧 σ_{v0}' 、3) 改良率、4) 密度の水平方向の不均一性、6) 杭種が挙げられる。この中で特に2)～6)の要因の影響を考慮するために以下に示すパラメータを導入する。

1) 改良率 a_s

図-5.1に示すように、杭によって置換された体積を改良率 a_s で表す。図中の e_0 、 e_0' は、それぞれ杭打設前後の地盤の間隙比である。改良率は以下の式で定義される。

$$a_s = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (5.1)$$

図-5.2に示すように、平面的から見ると改良率 a_s は以下の式で定義できる。

$$a_s = \frac{A_s}{A} \quad (5.2)$$

ここで、 A_s は、杭の有効断面積、 A は杭による支配面積である。 A の大きさは、杭の中心間距離 x に依存しており、正方形配列では、 $A=x^2$ である。

2) 標準貫入抵抗 N 値

杭打設に伴う締固め効果の評価を行う場合、杭体によって押し広げられた地盤の密度増加をパラメータとして考えることが合理的である。しかしながら、砂質土の場合、密度そのものが液状化抵抗のような力学特性に直接影響を与えるわけではないため、砂のさまざまな力学特性との関係が求められている N 値の変化を改良効果の指標とすることが実用的である。さらに、 N 値よりも拘束圧の影響を考慮した換算 N 値で評価する方がより適切であることが明らかにされている¹²⁾。

改良効果の直接的な指標である相対密度と換算 N 値 N_1 の間には、次式で表される関係（時松、吉見¹³⁾）が成り立っている。

$$N_1 = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_{v0}} N \quad (5.3)$$

$$D_r = 16\sqrt{N_1 + \Delta N_f} = 16\sqrt{N_a} \quad (5.4)$$

ここで、 N_a は補正 N 値である。 ΔN_f は細粒分の効果を考慮した補正值で、 $5 < F_c < 10\%$; $1.2F_c - 6$ 、 $10 < F_c < 20$; $0.2F_c + 4$ 、 $20 < F_c < 50$; $0.1F_c + 6$ である。式(5.3)、式(5.4)から明らかなように、最終的には締固め効果は N 値より補正 N 値 N_a と相関があることが予想される。

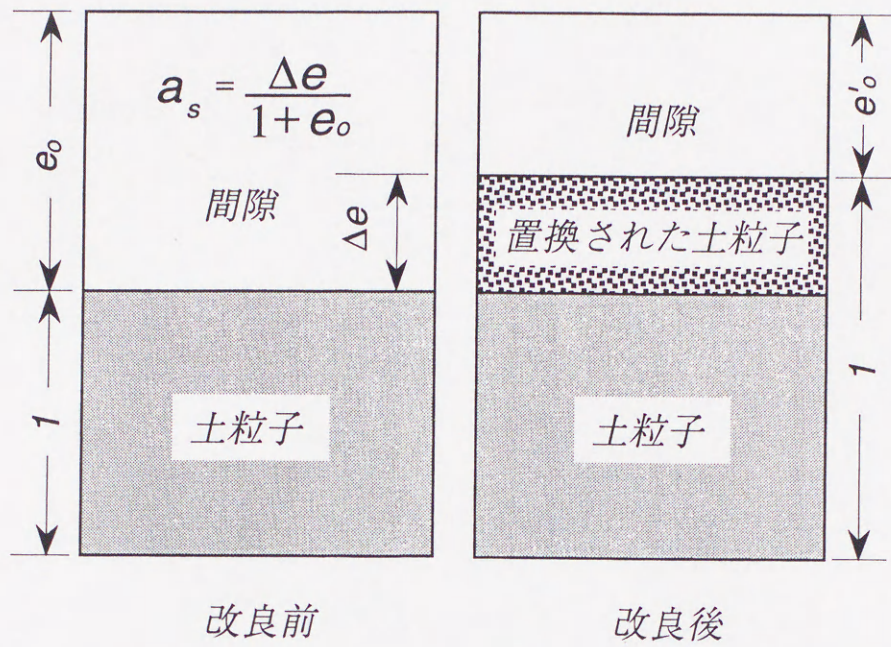


図-5.1 改良の概念

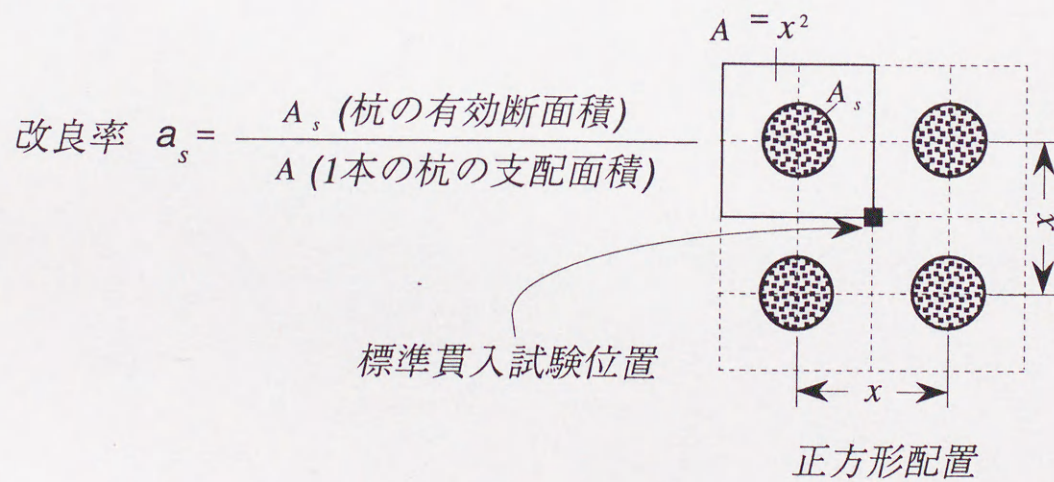


図-5.2 改良率 a_s の概念

3) 密度の水平方向の不均一性の補正係数 β

図-5.3、図-5.4は、BCP委員会 (Bearing Capacity of Piles) が実施した原位置実験結果¹⁵⁾を示したものである。杭周辺地盤の密度増加量は、杭の近傍で大きく周辺に行くにしたがい減少することがわかる。改良効果が最も低いと考えられる杭中心部での (図-5.2の■の位置) 改良効果の評価を行うことが最も安全側である。そこで、地盤の平均改良効果と杭中心部の改良効果の比を β とし、次式のように表す。

$$\beta = \frac{e_0 - e'_0}{(e_0 - e'_0)_{average}} \quad (5.5)$$

ここで、 $(e_0 - e'_0)$ は杭中心位置での改良後の間隙比の増加である。 $(e_0 - e'_0)_{average}$ は間隙比の平均増加量である。明らかに β の値は $0 \leq \beta < 1$ である。 $\beta = 0$ の場合は杭中心位置において締固め効果がないことを意味し、 $\beta = 1$ の場合は $(e_0 - e'_0)$ と $(e_0 - e'_0)_{average}$ が等しくなることを意味している。

式(5.1)、(5.5)から杭打設後の杭中心位置における間隙比の相対的な増加を求めると、以下の式で表せる。

$$\frac{e_0 - e'_0}{1 + e_0} = \beta \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \beta a_s \quad (5.6)$$

補正係数 β を定量的に評価するに際し、杭を打設する前後における詳細な地盤調査データが必要となる。しかしながら、こうした調査事例は非常に限られているため、ここでは地盤に柱状材料を打設し改良するという観点から、サンドコンパクションパイル工法による詳細な調査結果を基に算出した値を用いる。

図-5.5はサンドコンパクションパイル工法における補正係数 β と補正 N 値 N_a の関係を、図-5.6は β と細粒分含有率 F_c の関係を示したものである。図-5.7は β と置換率 a_s の関係を示したものである。これらより β は換算 N 値と細粒分含有率の影響を受けず、置換率 a_s に依存することがわかる。両者の関係は近似的に次式^{12) 13)}で表せる。

$$\beta = 2.93 \times a_s^{0.695} \quad (5.7)$$

4) 杭種および先端形状による補正係数 C_1

杭を打設する場合、杭種および先端形状 (開端、閉端) により改良効果に大きな差が生じる。 C_1 は杭の種類、形状の違いによる補正係数である。

$$A_s = C_1 A_{design} \quad (5.8)$$

ここで、 A_{design} は杭の断面積である。

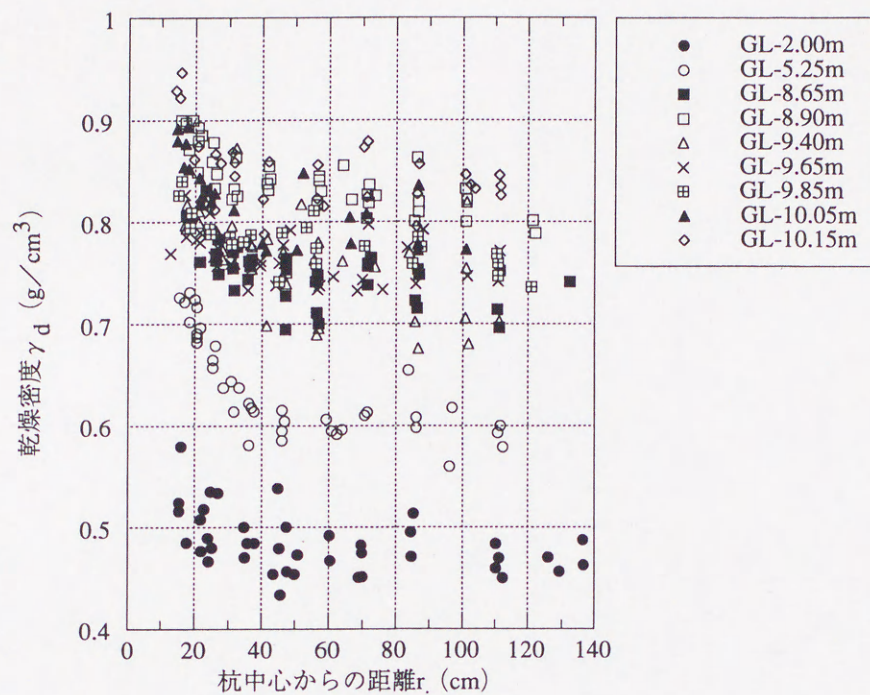


図-5.3 杭周辺地盤における密度変化¹⁵⁾

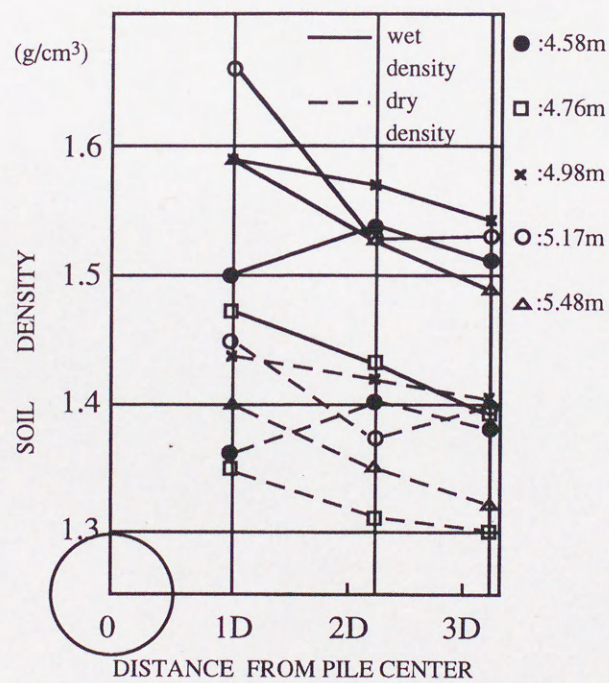


図-5.4 杭周辺地盤における密度変化¹⁵⁾

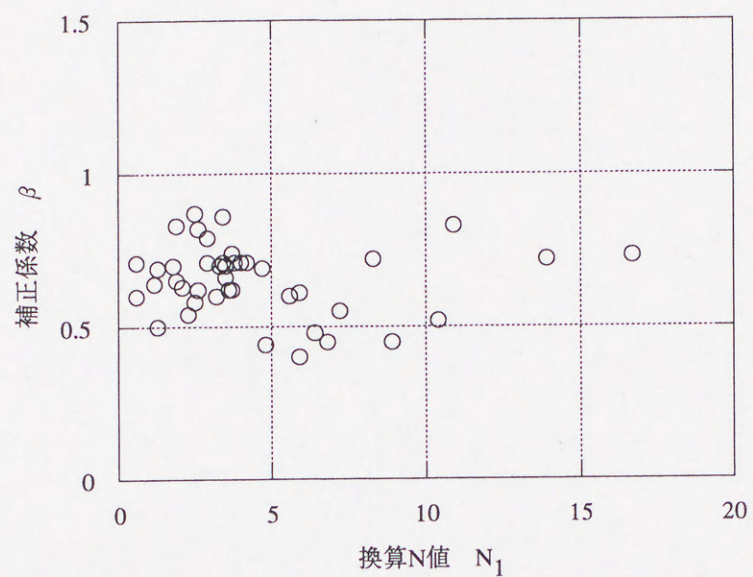


図-5.5 補正係数 β と換算 N 値の関係¹³⁾

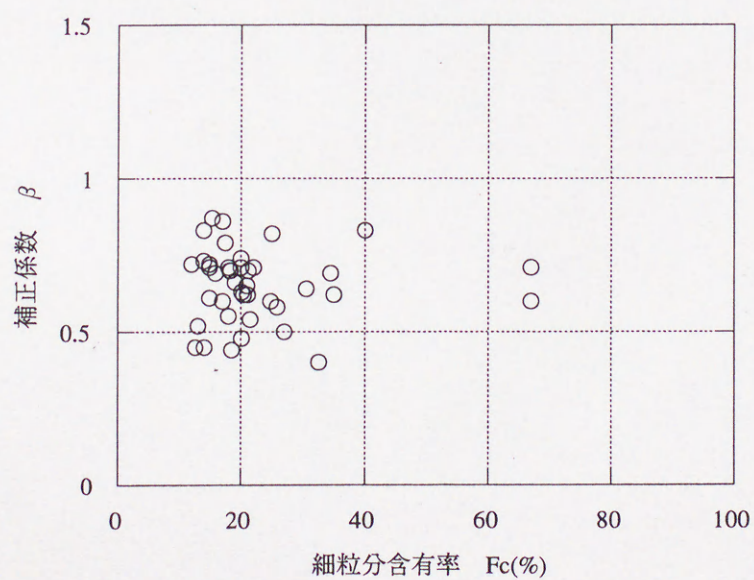


図-5.6 補正係数 β と細粒分含有率 F_c の関係¹³⁾

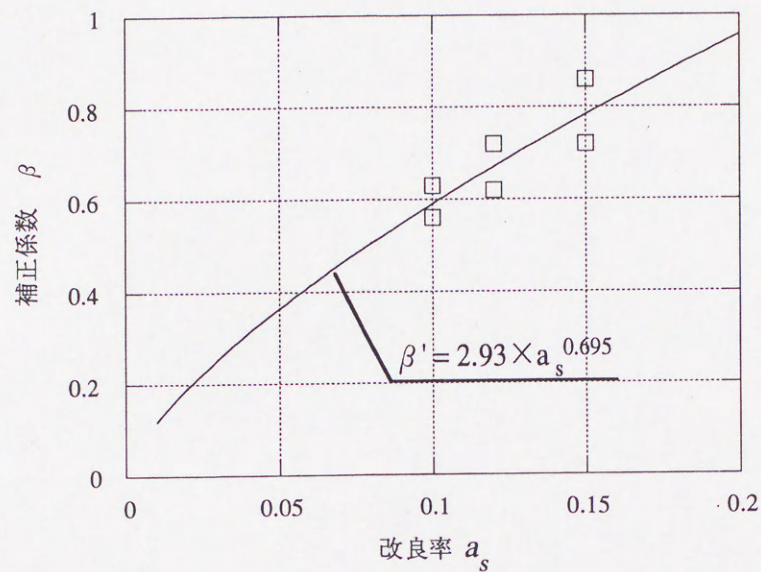


図-5.7 改良率 a_s と補正係数 β の関係¹³⁾

5.3 杭打設に伴う地盤改良効果の評価手法

前節で導入したパラメータをもとに、杭打設後の地盤の補正 N 値 N'_a は以下の一連の式で予測することができる。

$$\begin{aligned}
 Dr_0 &= 0.16 \times \sqrt{Na} \\
 e_0 &= e_{\max} - (e_{\max} - e_{\min}) \times Dr_0 \\
 e'_0 &= e_0 - a_s \times \beta \times (1 + e_0) \\
 Dr'_0 &= \frac{e_{\max} - e'_0}{e_{\max} - e_{\min}} \\
 Na' &= \left(\frac{Dr'_0}{0.16} \right)^2
 \end{aligned} \tag{5.9}$$

ここで、 Dr_0 は杭打設前の地盤の相対密度、 Dr'_0 は杭打設後の地盤の相対密度、 e_0 、 e'_0 はそれぞれ杭打ち前と後の地盤の間隙比、 e_{\max} 、 e_{\min} はそれぞれ最大間隙比と最小間隙比である。なお、最大、最小間隙比のデータがない場合は、次ぎの式^{16) 17)} で近似する。

$$e_{\max} = 0.02 \times Fc + 1.0$$

$$e_{\min} = 0.008 \times Fc + 0.6$$

(5.10)

図-5.8は提案した評価法に基づいて作成した設計チャートである。同図は、杭ピッチを2.5D、3D、3.5D、4Dとした場合の換算N値 N_I と換算N値の増分 ΔN_I を示したものである。チャートでは、細粒分の影響を比較するため換算N値 N_I で評価している。図より、杭間隔が狭くなるほど N_I が増加しており、同一杭間隔では、細粒分含有率が高くなるほど改良効果は小さくなっている。

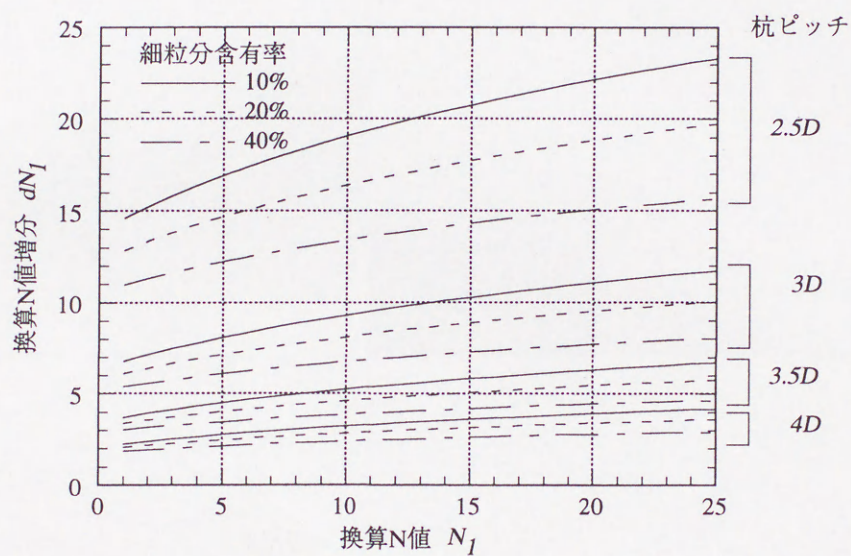


図-5.8 設計チャート

5.4 杭打設に伴う地盤改良効果評価法の検証

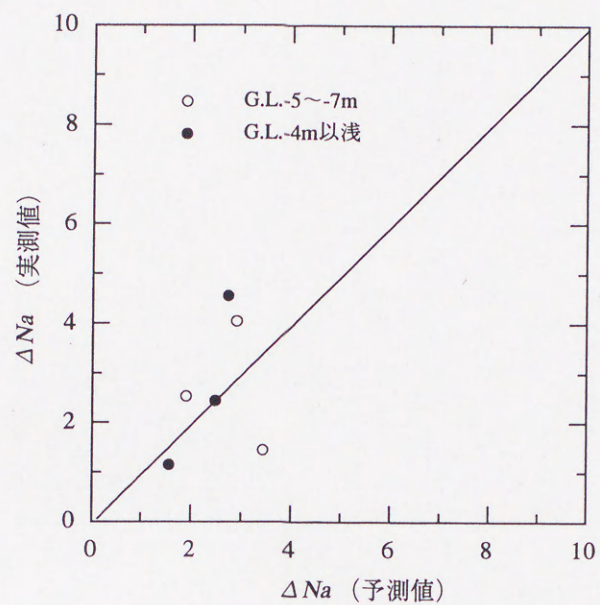
本節では、第3章で記述した原位置における杭打設に伴う地盤改良効果の施工実験結果と既往の杭基礎の調査データをもとに、提案手法の適用性を検討する。

前節5.3で提案した杭打設に伴う地盤改良効果の提案式の適用性について検討するために、第3章で記述した原位置杭打設試験結果に対し、(5.9)式から埋立砂層と沖積砂層において杭打設後の補正 N 値の増分 ΔN_a について予測値を算出し、実測値との比較を行う。図-5.9に示すように2.4mピッチでは、改良効果が ΔN_a で2~4と小さいが、杭打設の際に先端閉塞が生じたと考えられる沖積砂層の N_a 値の増加は予測値とほぼ対応している。一方、G.L.-4m以浅の埋立層においては、杭打設時に先端閉塞が生じておらず改良効果は期待できないと考えられるにもかかわらず、G.L.-4m~-7mの細砂層とほぼ同程度の N_a 値の増加が生じている。図-5.10は、補正 N 値について実測値と予測値との比較を行ったものである。両者の値は、ほぼ一致していることがわかる。

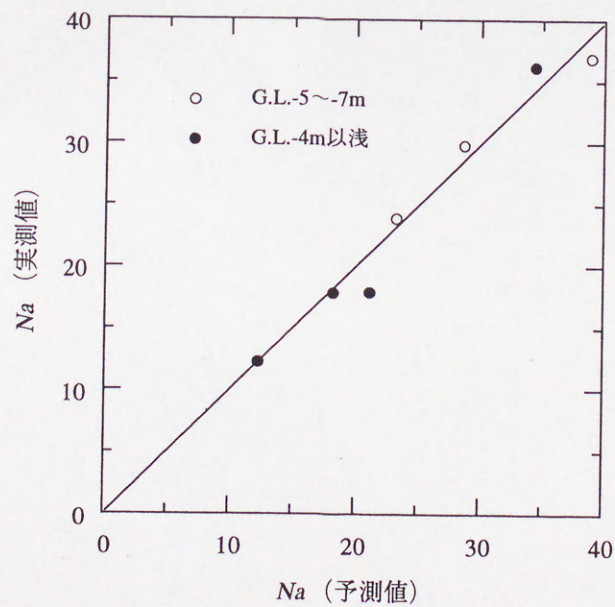
次に、新潟駅構内における上越新幹線の新潟駅建設の際に液状化対策の検証実験として行われた既製コンクリート杭の打設実験^{2) 3) 4)}の結果に基づき提案式の適応性を検証する。

対象とした地盤は、図-5.11に示すようにG.L.-8m付近まで N 値10以下の緩い砂層である。この砂層の粒度分布は、図-5.12のようであり、均等係数 $U_c=5$ 、平均粒径 D_{50} が0.2mmの粒径の均一な砂である。試験に用いた杭は、外径40cm、長さ13.0m（2本継ぎ）の既製コンクリート杭である。図-5.13に打設位置の配置を示す。杭は数字の順に打設されている。図-5.14より杭打設前（A 1）と後（B 1~4）を比較すると、打設後に3倍近く N 値が増加している層があり、杭打設による地盤改良効果が顕著に現れている。また、外周から打設しているため中心部に近づくほど N 値の増加が大きくなる傾向が見られる。このことは杭の打設順番、本数が改良効果に与える因子であることを示している。ここでは、提案式の評価においてB-1~B-4の N 値の平均値を用いて検討する。

図-5.15は、上記の調査事例の補正 N 値の実測値と予測値の関係を示したものである。評価は、液状化が懸念されるG.L.-8mまでの層について行った。この図から、実測値は予測値と比較してやや大きな値を示している。図-5.13および図-5.14から中心位置に近づくほど N 値が増加傾向にあり、周辺地盤が締固まることによって改良効果が増加していることがわかる。このことから提案手法は、打設順序の影響を無視した改良効果の下限值を与えることがわかる。図-5.16は、先端に十字リブを有した鋼管杭（第3章で記述した原位置試験）と既製コンクリート杭について予測値と実測値と比較したものである。この図から、提案した評価手法は鋼管杭では実測値を評価できており、既製コンクリート杭では打設順序による締固めの影響を考慮しない改良効果の下限值を与えることが示唆される。



図一 5.9 補正 N 値の増加量の予測値と実測値の比較



図一 5.10 補正 N 値の予測値と実測値の比較

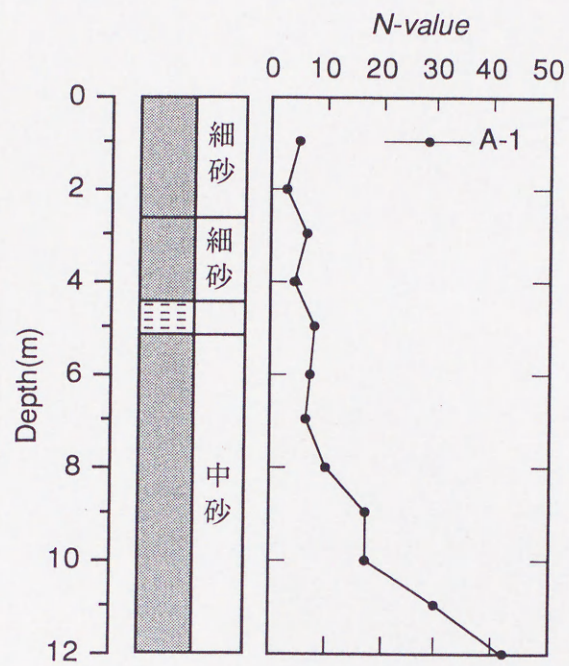


図-5.11 土質柱状図¹⁸⁾

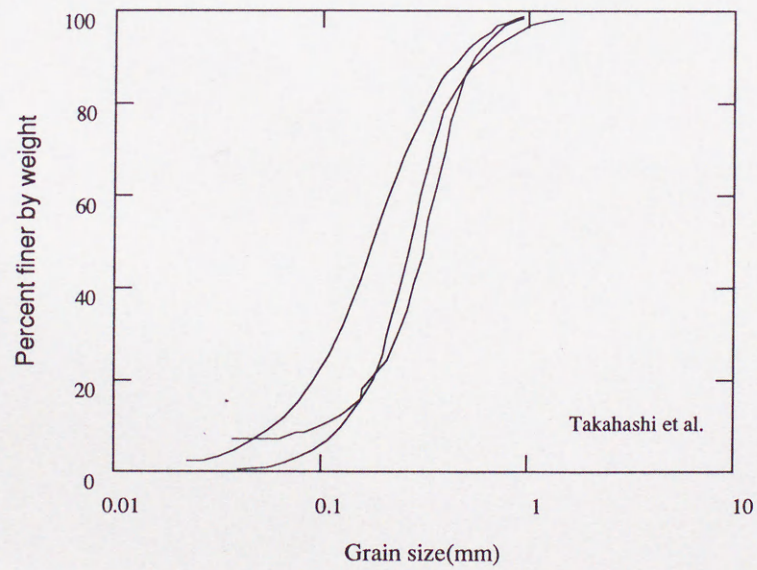
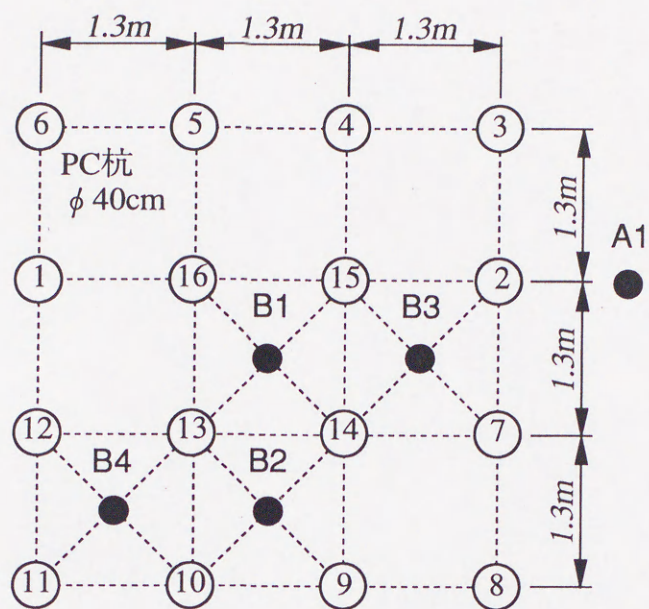


図-5.12 砂層の粒度分布¹⁸⁾

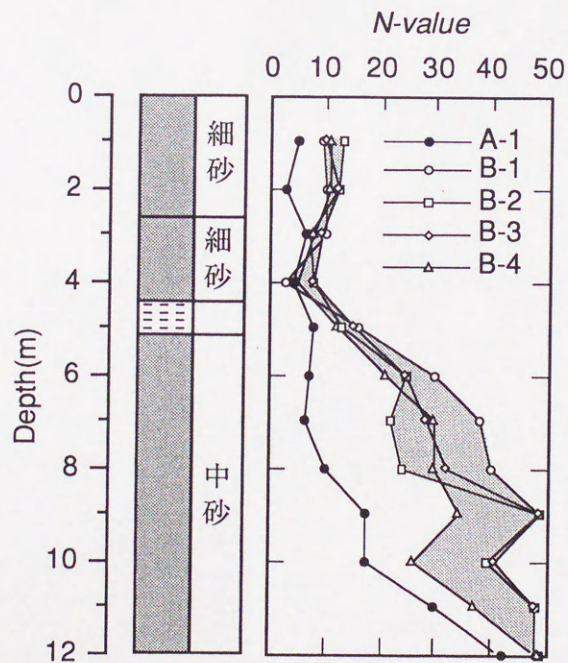


* 数字：杭の打設順番

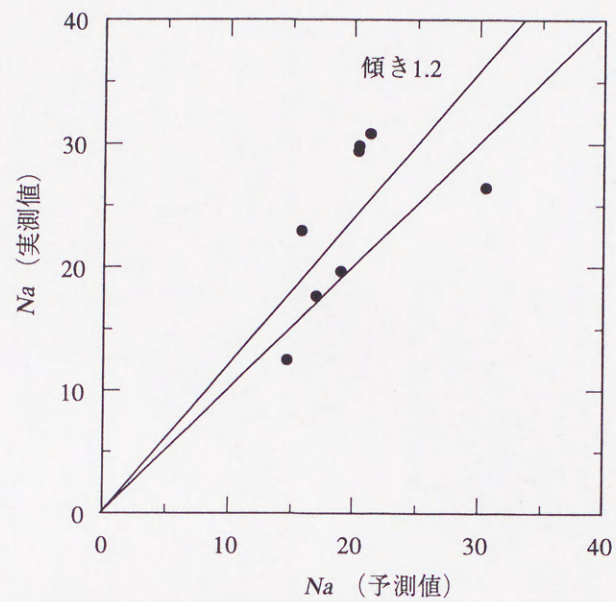
A1：杭打設前標準貫入試験

B1～B4：杭打設後標準貫入試験

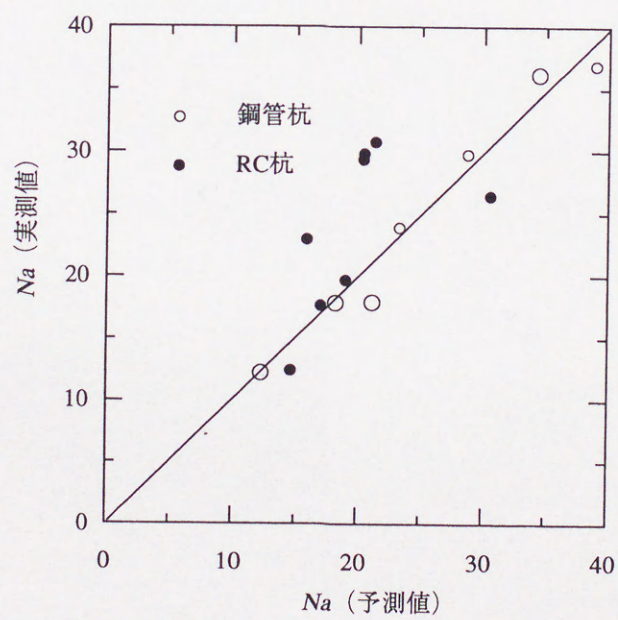
図－5.13 杭の配置および地盤調査位置¹⁸⁾



図－5.14 杭打設前後の N 値の比較¹⁸⁾



図一 5.15 補正 N 値の予測値と実測値の比較



図一 5.16 補正 N 値の予測値と実測値の比較

5.5 まとめ

杭打設に伴う締固め効果に与える影響は多く存在する。主として、1) 粒径分布 (最大間隙比 e_{\max} 、最小間隙比 e_{\min} 、平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c)、間隙比 e_0 、相対密度 Dr 、細粒分含有率 F_c などの地盤条件、2) 有効上載圧 σ_{v0}' 、3) 改良率、4) 密度の水平方向の不均一性、6) 杭種 を挙げ、これらを考慮したパラメータを導入することにより杭打設による地盤改良効果を評価する手法の提案を行った。原位置における試験結果や既往のデータをもとに評価手法の検証を行った結果、提案した評価手法は鋼管杭では実測値を評価できており、既製コンクリート杭では打設順序による締固めの影響を考慮しない改良効果の下限值を与えることが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 小椋仁志、平尾幸太郎、岡田克之(1995): 節杭+砂利充填 (神戸六甲アイランドにおけ実施例)、基礎工、Vol.23、No.12、pp.82-87.
- 2) (株) ジオトップ(1996.4): 平成7年兵庫県南部地震 節杭を用いた建物の調査報告書
- 3) Zoltan V.Solyman., Samsudin., John Osellame. and Basuki Joko Purnomo.(1986): Ground Improvement by Compaction Piling, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.112, No.12, pp.1069-1083.
- 4) 藤田圭一(1973): くい基礎の施工、間組研究年報、pp.65-80.
- 5) 近江雅夫(1975): 杭打ち込みによる砂層地盤の N 値の変化について、日本建築学会大会学術講演会梗概集 (関東)、pp.1343-1344.
- 6) 成川匡文、岸野康章、山内一秀、石川 泰、宮崎祐助(1998): 先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策 (その1 工法及び現場実験の概要)、第33回地盤工学研究発表会、pp.915-916.
- 7) 増田 彰、中村紀吉、山内一秀、石川 泰、石井雄輔、清 広歳(1998): 先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策 (その2 施工について)、第33回地盤工学研究発表会、pp.917-918.
- 8) 大島豊、西村功、山内一秀、石川泰、鳥井原誠、大井高志(1998): 先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策 (その3 現場実験結果と地盤改良効果)、第33回地盤工学研究発表会、pp.919-920.
- 9) 西田義親、保田市兵衛(1960): 締固め杭に関する基本的研究、土木学会論文集第69号、pp.38-44.
- 10) 西田義親(1965): 砂地盤に及ぼすクイの締固め範囲の計算、土と基礎、Vol.18、No.8、pp.33-37.
- 11) Meyerhof, G.G.(1959): Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles, Proc.of.ASCE.82-SM1, pp.110.
- 12) 社本康広、持田泰秀、玉置克之(1991): 細粒分を含む砂地盤の地盤改良効果の評価、地盤の液状化対策

に関するシンポジウム、土質工学会、pp.211-214.

- 13) Shamoto, Y., Katsura, Y., Tamaoki, K. and Zhang, J.-M. (1997) : A Simplified Method for Evaluating the Effectiveness of Compaction Piles in Sands Containing Fines, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.89-96.
- 14) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983): Empirical Correlation of Soil Liquefaction based on SPT *N*-Value and Fine Content, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.4, pp.56-74.
- 15) BCP委員会(1969.7): 砂層に支持されるくいの支持力に関する実験的研究
- 16) 平間邦興(1981): 相対密度の適用に関する 2、3 の私見、相対密度と工学的性質に関するシンポジウム、土質工学会、pp.53-56.
- 17) 水野恭男、末松直幹、奥山一典(1987): 細粒分を含む砂地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法、土と基礎、Vol.35、No.5、PP.21-26.
- 18) 高橋利行、伊藤賢司(1975): 液状化地盤における打込みくいによる地盤改良、構造物設計資料、No.44、pp.23~26.
- 19) 森重龍馬、高橋利行(1984): 打込み杭による砂層の液状化防止対策、基礎工、Vol.12、No.7、pp.74-79.
- 20) 伊藤賢司(1992): 上越新幹線・新潟駅における液状化砂地盤の処理工法、基礎工、Vol.6、No.7、pp.74-79.

第6章 模型実験による杭基礎および地盤の振動特性の評価

6.1 概 説

前章までは、杭打設による周辺地盤の物性の変化およびその評価について記述した。しかし、実現象を考えた場合、地盤物性の評価だけではなく、地盤-杭-建屋系において地震時の挙動を把握する必要がある。

液状化地盤内の杭基礎の地震応答に関する実証的な研究は、地震時の杭基礎構造物-地盤系の地震観測記録を得ることが難しいことから、その手法の一つとして振動台を用いた模型実験により行われている。1gの振動台を用いた、矢作ら¹⁾、岩崎ら²⁾、吉川ら³⁾、⁴⁾、佐藤ら⁵⁾、森ら⁶⁾、⁷⁾、小林ら⁸⁾、時松ら⁹⁾、¹⁰⁾、佐治ら¹¹⁾、Kagawa¹²⁾、Sakajo et al.¹³⁾の研究がそれである。これらの実験は、模型地盤の深さが最大でも2m程度であるために、低拘束圧条件下で行われていることとなる。そのためせん断に伴い正のダイレイタンスーが顕著となり、液状化時の挙動が実地盤と異なるので、実地盤の液状化を再現して、杭基礎の耐震性を検討するという観点からは必ずしも十分とは言えない¹⁴⁾。

1990年代になり振動台を用いた研究手法は2つに分けることができる。1つは、超大型の振動台を用いた研究手法である。科学技術庁防災科学技術研究所にある大型振動台を用いた香川ら¹⁵⁾～¹⁸⁾、鈴木、田村ら¹⁹⁾～²⁴⁾の研究や建設省建築研究所にある大型振動台を用いた平出ら²⁶⁾、水野ら²⁷⁾の一連の研究のように、1g場においてさらに加振能力が大きい振動台や大型のせん断土槽を開発し、杭基礎の破壊に至るまでのメカニズムを明らかにしようというものである。

他方は、遠心模型実験を用いた研究手法である。遠心模型実験は、重力場を変化させることによって実地盤の応力状態を再現できるため、通常の模型実験に比べ原理的には非線形性の強い土の応力・ひずみに関する相似則を満足させた実験を行うことができるという利点があり、遠心模型実験で原位置実験の代替ができるのではとの期待がある。そのため、Miyamoto et al.²⁸⁾、Sato et al.²⁹⁾、吉迫ら³⁰⁾、古関ら³¹⁾、三原ら³²⁾、宮本ら³³⁾～³⁵⁾、佐藤ら³⁶⁾は、地盤の液状化による杭の被害原因を解明するための手段として用いている。しかしながら、応力・ひずみに関する相似則が満足されている遠心模型実験を行っても、境界条件および地盤の作成方法などにより、必ずしも原地盤と同一にできない部分が存在する。また、土粒子の粒径効果の問題、ひずみ速度の影響など、遠心模型実験特有の問題も存在する。したがって、遠心模型実験が実構造物の挙動をどの程度再現できるかは相似則のチェックを行い、遠心模型実験により実物の再現実験を行う場合の問題点を検討する必要がある。こうした背景から、本章では大型せん断土槽の振動台実験³⁷⁾と相似則を満足する遠心模型実験を行い、両者を比較することによって、遠心模型実験により実物の再現実験を行う場合の問題点を明らかにする。なお、遠心振動実験による大型せん断土槽実験の再現に関する研究は、科学技術庁防災科学技術研究所とWayne State Univ.との共同研究である「地中埋設構造物の大型振動実験に関する研究 (EDUS プロジェクト)」で実施したものである。

6.2 相似則に関する研究

模型実験は、実物との幾何学的な相似性を考慮することにより、地盤や構造物の変形・破壊挙動を定量的・定性的に把握することを目的としている。その中で小型模型振動実験は、実験労力を必要とせず多数回の試行が可能であるという特徴を有する³⁸⁾。ところが、土は拘束圧依存性が強い材料であり、実地盤の応力状態の再現性に劣る小型模型実験では、実験結果の外挿によって地盤や構造物の変状を定量的予測することは難しい。これに対し、遠心模型実験は、遠心力を負荷することにより小型模型地盤内に大きな自重応力を再現することによって幾何学的相似性に加えて力学的相似性を考慮する利点を有している。

遠心実験に関する研究の初期1960年代や70年代では、粘性土の圧密問題、斜面の安定性の検討、支持力問題など静的な実験が主体であった。ケンブリッジ大学においてD.V.MorrisがSuspension Systemを用いた振動実験³⁹⁾を実施して以来、試験装置、計測機器の著しい進歩により、遠心場で液状化実験が行われるようになってきた。近年では、阪神大震災以降護岸近傍の側方流動のメカニズム検討やそれに伴う杭基礎の被害分析⁴⁰⁾などの液状化に伴う側方流動現象を再現する実験が試みられている。

相似則については、バキンガムの π 定理⁴¹⁾、⁴²⁾、Rocha⁴³⁾、香川⁴⁴⁾、国生⁴⁵⁾、井合⁴⁶⁾、⁴⁷⁾により1g場の実験に関して理論的な検討が行われている。遠心実験において静的問題に関する相似則の検討を行った研究として、Fujii et al.⁴⁸⁾、龍岡ら⁴⁹⁾、日下部ら⁵⁰⁾、高田ら⁵¹⁾、佐藤ら⁵²⁾らがある。動的問題における相似則の検討に関する研究については、Scofield A.N.⁵³⁾、Wittman R.V. et al.⁵⁴⁾、Kutter.B.L.⁵⁵⁾、Scott R.F.⁵⁶⁾、北ら³⁸⁾、Shibata et al.⁵⁷⁾、Koseki et al.⁵⁸⁾、⁵⁹⁾、風間ら⁶⁰⁾、林ら⁶²⁾、Kimura et al.⁶²⁾ これらを整理した風間⁶³⁾、⁶⁴⁾、酒見⁶⁵⁾の論文が挙げられる。以下に動的問題における相似則に関して言及した論文について記述する。

Scofield A.N.⁵³⁾ は、D.V.Morrisによって開発されたSuspension Systemより大きな供試体に任意の外力を入力できるBumpy Road Systemと呼ばれる振動発生システムを開発した。その装置を種々の動的問題に適用し、動的問題における微小変形における相似則について検討している。Wittman R.V. et al.⁵⁴⁾ は、Bumpy Road Systemを用いて飽和地盤上の剛体基礎の振動実験を行っている。実験では、間隙流体としてグリセリンと水を混合して用いている。間隙流体に粘性の高い流体を用いることの必要性を示している。Kutter.B.L.⁵⁵⁾ は、堤体の動的挙動を研究しており、堤体の地震時安定性を検討するには地盤の透水係数が重要であるとしている。Scott R.F.⁵⁶⁾ は、任意の不規則波振動を発生できる油圧式の振動台を開発している。相似則に関しては、時間の縮尺を動的問題 $1/N$ と浸透問題 $1/N^2$ (N : 縮尺) に分けて考えている。北ら³⁸⁾、Shibata et al.⁵⁷⁾ は、1g場における乾燥砂水平地盤の水平方向共振実験結果と、これと同じ材料を用いた10g遠心力場における水平方向共振実験結果との比較によって、遠心力場の相似則の適用性について検討した。Koseki et al.⁵⁸⁾ らは、液状化地盤上の盛土の地震時安定性に関して、30gおよび50g場の遠心力場で振動実験を実施している。両者の沈下特性に関しては良い一致が見られたが、液状化に関しては、模型地盤の作成方法や加振履歴により異なることを示した。Koseki et al.⁵⁹⁾ は、1g場の振動実験により地中埋設構造物の液状化時の挙動に関する比較実験を行っている。液状化時の揚圧力による破壊メカニズムは定性的に再

現されたが、過剰間隙水圧の消散過程は遠心模型実験の方が速くなったことが示されている。風間ら⁶⁰⁾は、遠心模型実験により砂地盤上の盛土斜面の地震時安定性を検討している。1/37.5 および 1/50 の2つの模型縮尺の異なる実験を実施し、同一規模の実物に換算した結果、加速度応答、過剰間隙水圧応答、残留変形量いずれも整合したとしている。林ら⁶¹⁾は、盛土構造物の液状化に対する安定性を検討するために、1g場と20g場の模型実験を実施している。地盤内の加速度応答や過剰間隙水圧の上昇過程に関しては両者は定性的に一致したことが示されている。ただし、消散過程については間隙水として用いたグリセリンの粘性と地盤の透水係数の実測値によって間隙水の粘性を調整した結果、重力場と遠心場で同様の挙動を示したとしている。Kimura et al⁶²⁾は、遠心模型実験により1g場におけるダムの振動実験を再現し、両者の振動特性が一致したことを示している。

このように、実験的な検証としては、乾燥地盤の振動特性、ダム耐震性、共同溝の液状化時の沈下特性、盛土の液状化時の安定性について1g場の実験と遠心実験の比較が行われているが、杭基礎を対象として相似則の検証を行った研究はない。

そこで、大型せん断土槽による振動台実験³⁷⁾と相似則を満足する遠心振動実験を行い、両者を比較することによって、杭基礎を対象として実験的に相似則の検証を行う。

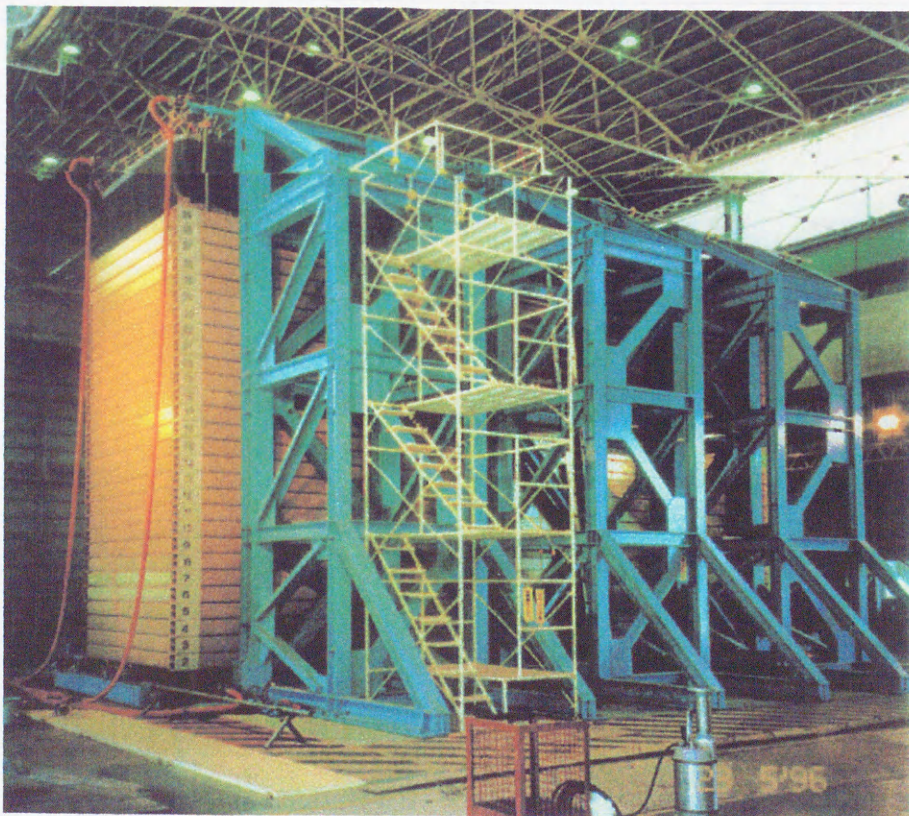
6.3 振動台実験の概要

6.3.1 大型せん断土槽実験

大型せん断土槽実験は、科学技術庁防災科学研究所所有の振動台（サイズ：15m×15m、最大搭載質量：500tf）と大型せん断土槽を用いて行った。せん断土槽の内寸法は長さ11.6m×高さ6.0m×幅3.1mである（写真－6.1）。表－6.1に振動台の諸元を示す²⁵⁾。

6.3.2 遠心振動実験

遠心振動実験は、清水建設技術研究所所有の装置を用いて実施した。振動台の仕様は振動台設置時の有効半径3.11m、振動テーブルサイズは950×650mm、最大遠心加速度50g、最大搭載質量300kgである。加振能力は、正弦波スイープ加振により周波数を50～350Hzの範囲で連続的に変化させた場合、最大加振加速度は5gで、ランダム波加振の場合は最大加振加速度10gである。振動加振方式は電磁式を採用しており、高周波



写真－6.1 大型せん断土槽

表－ 6.1 振動台諸元（大型せん断土槽実験）

・ Size of shaking table	15m×15m
・ Maximum payload	500 tons
・ Maximum displacement	22 cm
・ velocity of amplitudes of driving system	75 cm/sec
・ size of laminar container	
length	11.6m
height	6.0m
width	3.5m

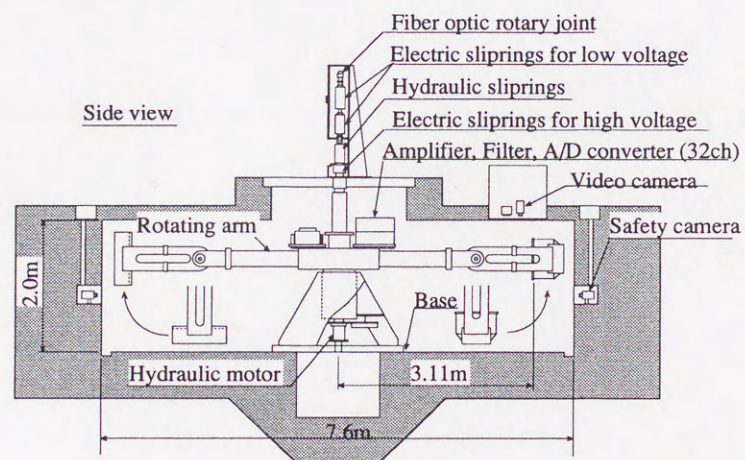
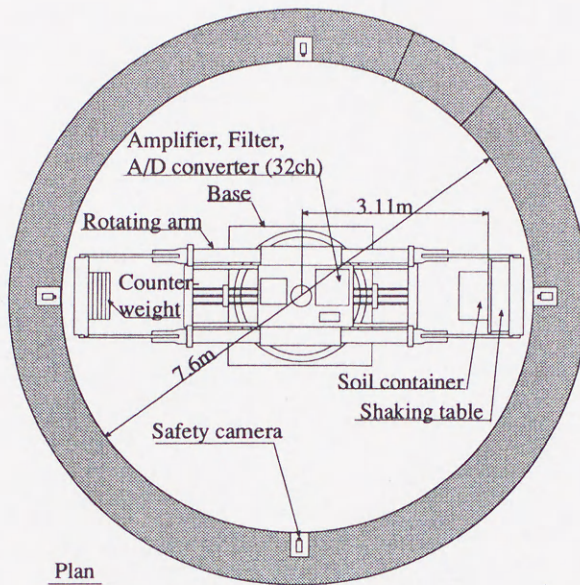
表－ 6.2 振動台諸元（遠心振動実験）

項 目	仕 様
回転駆動方式	油圧モーターによる回転サーボ方式
有効回転半径	3.11m
最大遠心加速度	5～50g
振動台寸法	950×650mm
最大積載質量	300kg
最大加振加速度	5g（正弦波），10g（ランダム波）
加振周波数	50～350Hz
振動加振方式	電磁式
加振波形	正弦波，不規則波（地震波）

数領域でも安定した制御波形で加振できる。この装置は、実地盤の地震時挙動を精度良く再現できることがSato

^{66), 67)}によって報告されている。表－ 6.2に遠心実験装置の基本諸元、図－ 6.1に装置概要を示す。

遠心実験は、縮尺を 1/15 とし、遠心加速度 15g の条件下で実施した。せん断土槽は、大型せん断土槽と



図一 6.1 遠心実験装置

相似な形をしており、内寸法は長さ80cm×高さ41cm×幅23cmである。せん断土槽の周囲は鋼製の角パイプを上述の内寸になるよう接合し、作成したフレームを18段重ねて使用する。フレーム間はベアリングを設置することにより摩擦が生じないようにし、フレームと模型地盤の間に0.5mm厚のゴムメンブレンを設置してある。

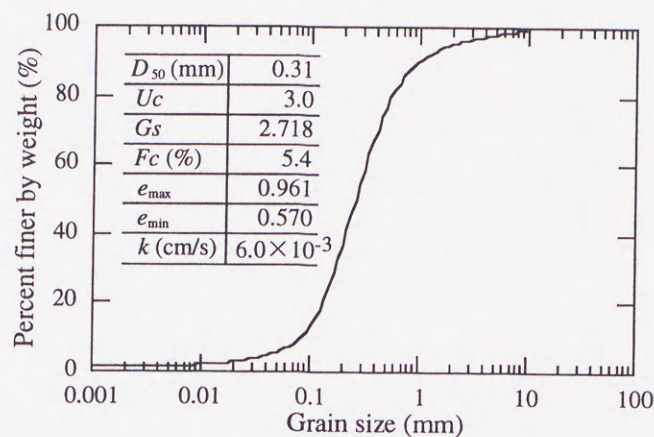
6.4 実験内容

表-6.3に実験ケース一覧を示す。実験ケースは、乾燥砂地盤の振動実験、乾燥砂地盤における杭基礎の振動実験、飽和砂地盤における杭基礎の振動実験の3ケースである。遠心振動実験を実施するに際し、大型振動実験における地盤条件、杭基礎の諸元、振動台入力波のみを事前に入手し、遠心実験終了後に大型振動実験の結果と比較した。

両実験に用いた試料は、霞ヶ浦近くの銚田で採取した川砂を水洗いしたもの（霞ヶ浦砂）である。図-6.2に粒度分布および物理諸量を示す。霞ヶ浦砂は、平均粒径 $D_{50}=0.31\text{mm}$ 、細粒分含有率 $F_c=5.4\%$ 、均等係数 $U_c=3$ の粒径のそろった砂である。

表-6.3 実験ケース一覧

	模型地盤	杭	入力波形		
			波形タイプ	周波数	加速度
CASE1	自然乾燥	-	スウィープ	1~7Hz	50gal
		-	サイン波	3Hz	100gal
		-	サイン波	3Hz	200gal
		-	サイン波	5Hz	100gal
CASE2	自然乾燥	PHC杭	サイン漸増波	3Hz	0~600gal
CASE3	飽和	鋼管杭	地震波（兵庫県南部地震 P1 NS成分）		430gal



図－6.2 霞ヶ浦砂の粒度分布

6.5 乾燥砂地盤の振動実験

6.5.1 実験概要

遠心振動実験の計器配置を図－6.3に示す。大型せん断土槽実験と遠心模型の縮尺比は1/15で、実験に用いた相似則を表－6.4に示す。

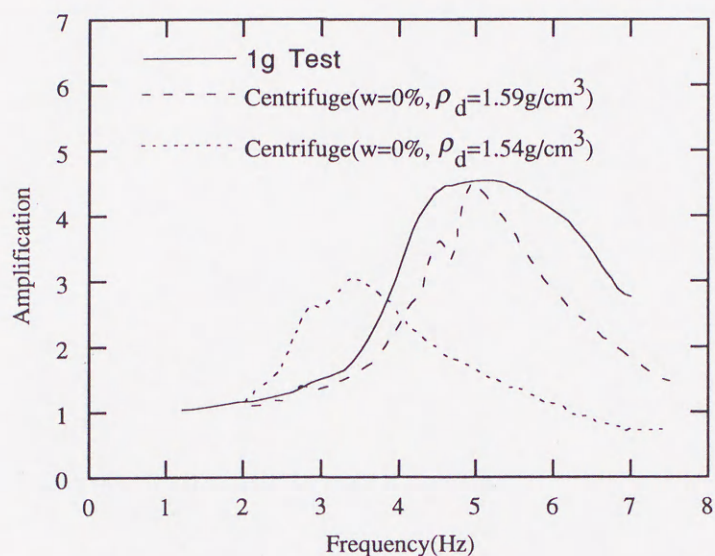
大型せん断土槽実験の地盤の含水比は $w=5.7\%$ （自然乾燥状態）、乾燥密度 $\rho_d=1.59\text{g/cm}^3$ である。遠心実験の模型地盤は、 $w=0\%$ （Dry sand）、 $\rho_d=1.59\text{g/cm}^3$ と $w=5\%$ 、 $\rho_d=1.54\text{g/cm}^3$ の2つの試験体を作成して実験を行った。模型地盤は、大型せん断土槽実験とできるだけ同じになるように、はじめ緩い地盤を作成し、振動による締固めにより所定の密度になるようにした。加振ケースとして、模型地盤の特性を把握するため周波数範囲1～7Hz、加振加速度50Galの正弦波スイープ加振、次に定常状態の応答になるよう波数100波で(a)正弦波加振3Hz,100Gal, (b)正弦波加振3Hz,200Gal, (c)正弦波加振5Hz, 100Galの計4つの実験を実施した。

表－6.4 実験に用いた相似則

	縮尺比	1g 場実験	遠心模型目標値(1/15)	遠心実験
土槽高さ	1/λ	5.8m	38.7cm	41cm
土槽幅	1/λ	3.1m	20.7cm	23.0cm
土槽長さ	1/λ	11.6m	77.3cm	80.0cm
密度	1	1.54 (g/cm ³)	1.59 (g/cm ³)	1.54,1.59 (g/cm ³)
振動数	λ	1～7Hz	15～105Hz	30～113Hz
振動加速度	λ	50～300Gal	0.8～4.6g	0.8～4.6g
遠心加速度	λ	1g	15g	15g

註) 縮尺比 = 模型/実物 = 1/15

g = 重力加速度 (980Gal)



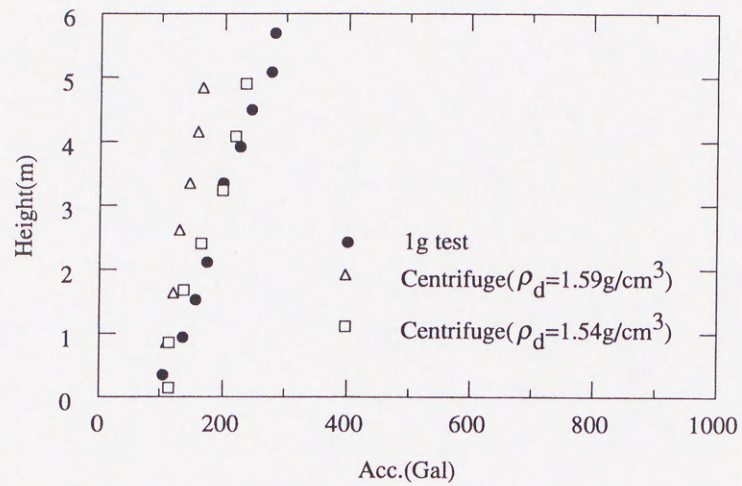
図－6.4 正弦波スィープ加振による基盤に対する地表の周波数伝達関数

%の実験ケースは、含水比 $w=5\%$ の実験ケースより大型せん断土槽実験によく一致している。これは、図－6.5の周波数伝達関数において、含水比 $w=0\%$ のものは含水比 $w=5\%$ のものより大型せん断土槽実験の応答特性を良く再現できたためである。

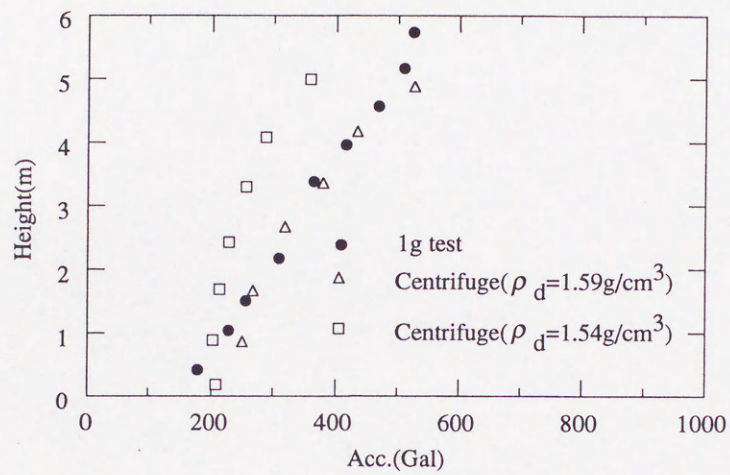
6.6 乾燥砂地盤における杭基礎の振動実験

6.6.1 実験概要

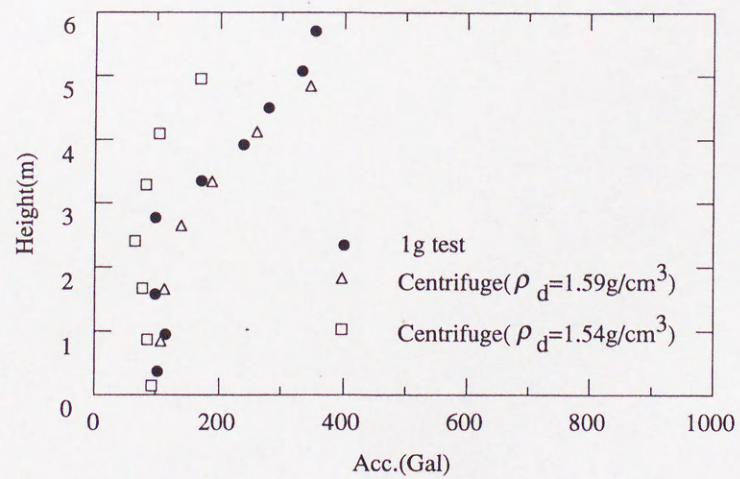
大型せん断土槽実験における模型地盤は、霞ヶ浦砂をホッパーに入れ、高さ1mで落下させて作成した。実験開始時における地盤の平均密度は $\rho_t=1.69\text{tf/m}^3$ 、含水比11%である。構造物は、長方形の鋼板を積み重ねた剛体（長さ3.0m×幅2.5m×高さ0.26m、重量15.6t）で、4本で実物の鋼管杭（外径318.5mm、肉厚6.9mm、長さ6m）で支持されている。杭頭は構造物に剛結し、杭下端は底板にピン結合した。図－6.6に試験体および計器配置を示す。加速度計は、地盤内に設置した筒状の柔なプラスチックネットに取り付けた。杭の曲げひずみを測定するために鋼管の表面にひずみゲージを貼り付けた。加振は、正弦波の加速度漸増波で加振周波数3Hz、最大加速度600Galである。地盤の特性を把握するため、実験開始前に常時微動計測を実施した。図－6.7は常時微動の計測結果を示したものである。図より地盤の固有振動数は5Hzで



(a) 正弦波3Hz,100Gal加振の比較

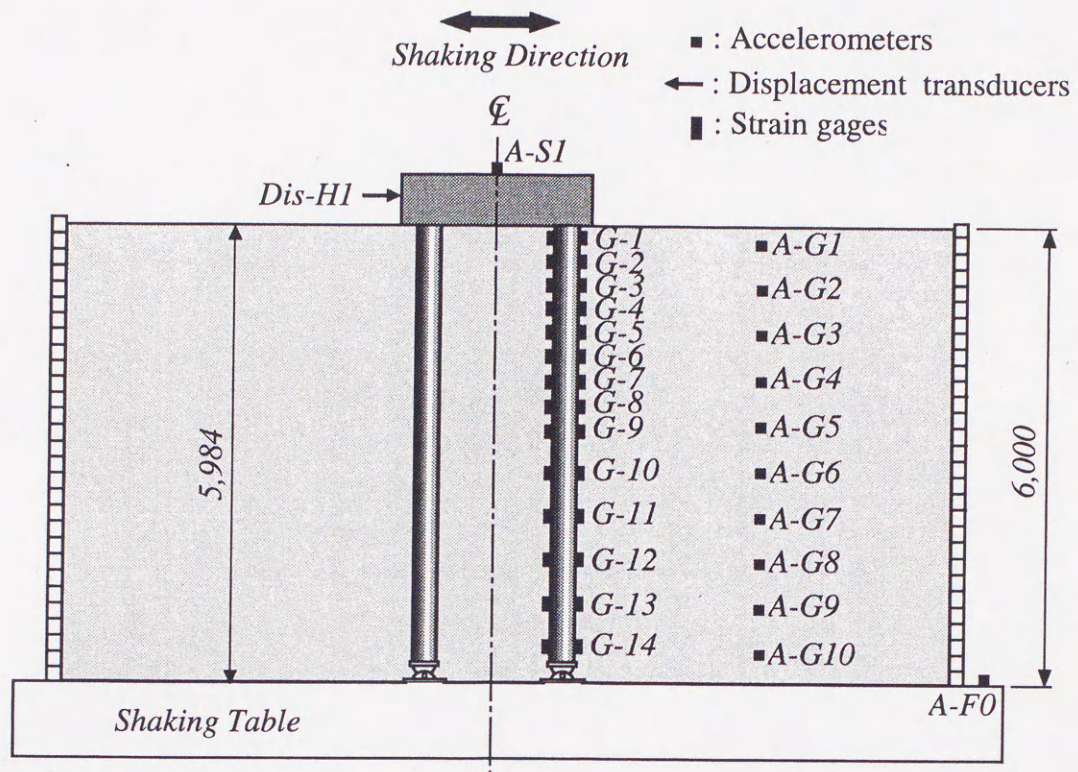


(b) 正弦波3Hz,200Gal加振の比較

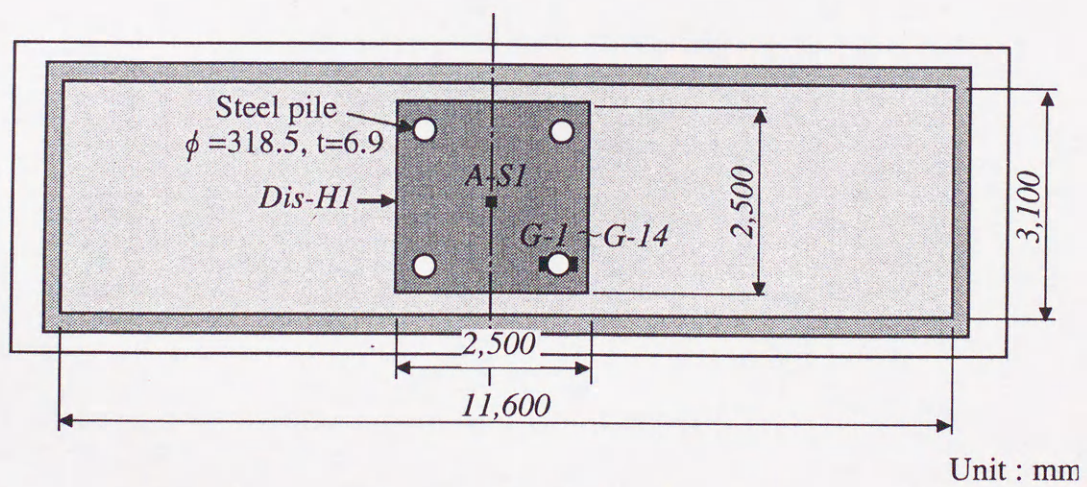


(c) 正弦波5Hz,100Gal加振の比較

図一 6.5 地盤加速度の深度方向分布

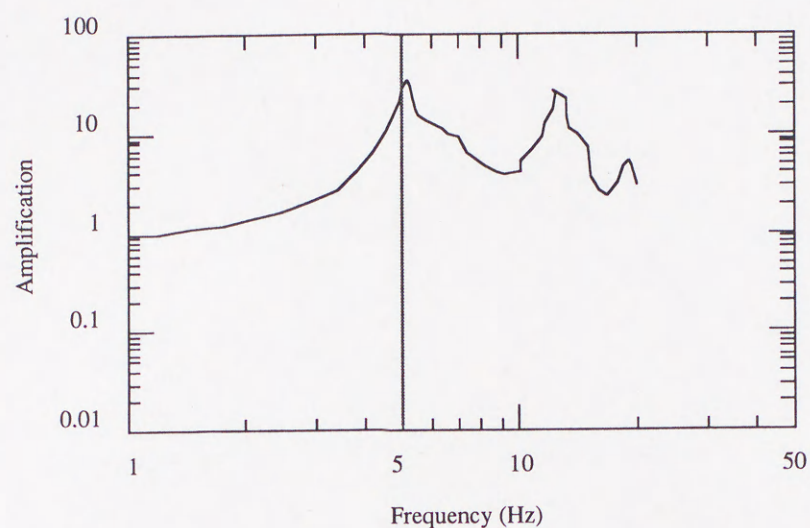


(a) 断面図



(b) 平面図

図一 6.6 大型せん断土槽実験における試験体および計器配置図



図一 6.7 常時微動測定結果 (大型せん断土槽実験)

表一 6.5 実験に用いた相似則

		Symbol	Scale ratio	Unit	1g	Centrifuge
Sand	Thickness	H_g	$1/\lambda$	m	5.984	0.399
	Density	ρ_t	1	g/cm ³	1.69	1.69
Pile	Length of pile	L	$1/\lambda$	m	6.0	0.4
	Diameter	D	$1/\lambda$	mm	318.5	20(21.4)
	Thickness	t	$1/\lambda$	mm	6.9	0.5(0.46)
	Young's modulus	E	1	MN/m ²	206,000	206,000
	Geometrical moment of inertia	I	$1/\lambda^4$	cm ⁴	8,200	0.162
	Bending stiffness	E·I	$1/\lambda^4$	MN·m ²	16.9	0.000300 (0.000334)
	Area	A	$1/\lambda^2$	cm ²	67.55	0.300
	Normal stiffness	E·A	$1/\lambda^2$	MN	1,392	6.18
	Mass	m_t	$1/\lambda^3$	kg	15,600	4.62
	Length	L_t	$1/\lambda$	m	2.5	0.167
Exciting acceleration		α	λ	g	0.4	6.1

$$1/\lambda = \text{model} / \text{prototype} = 1/15$$

()内数字は目標値

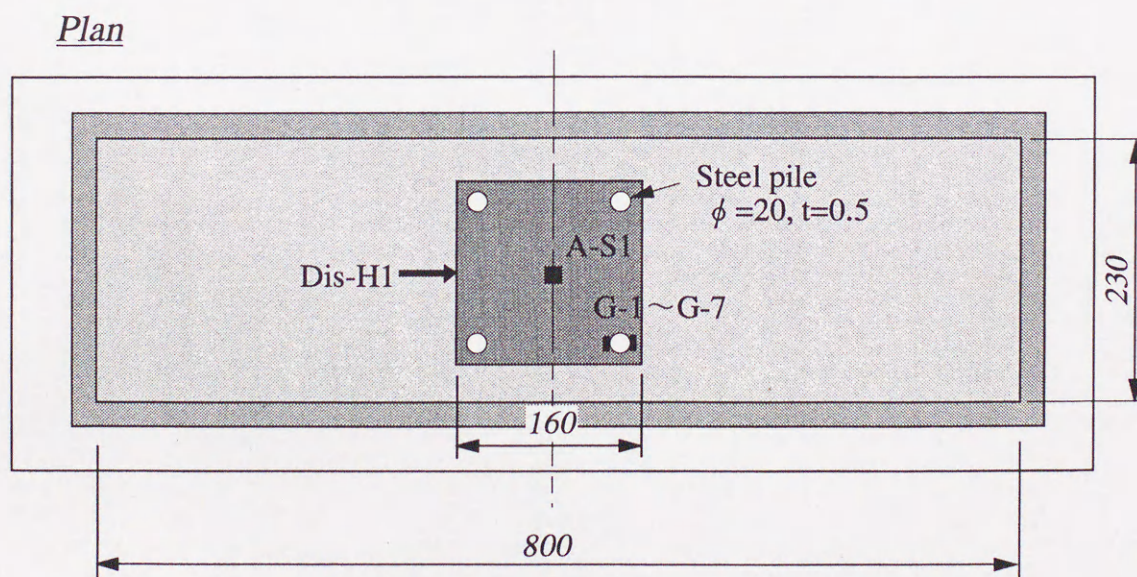
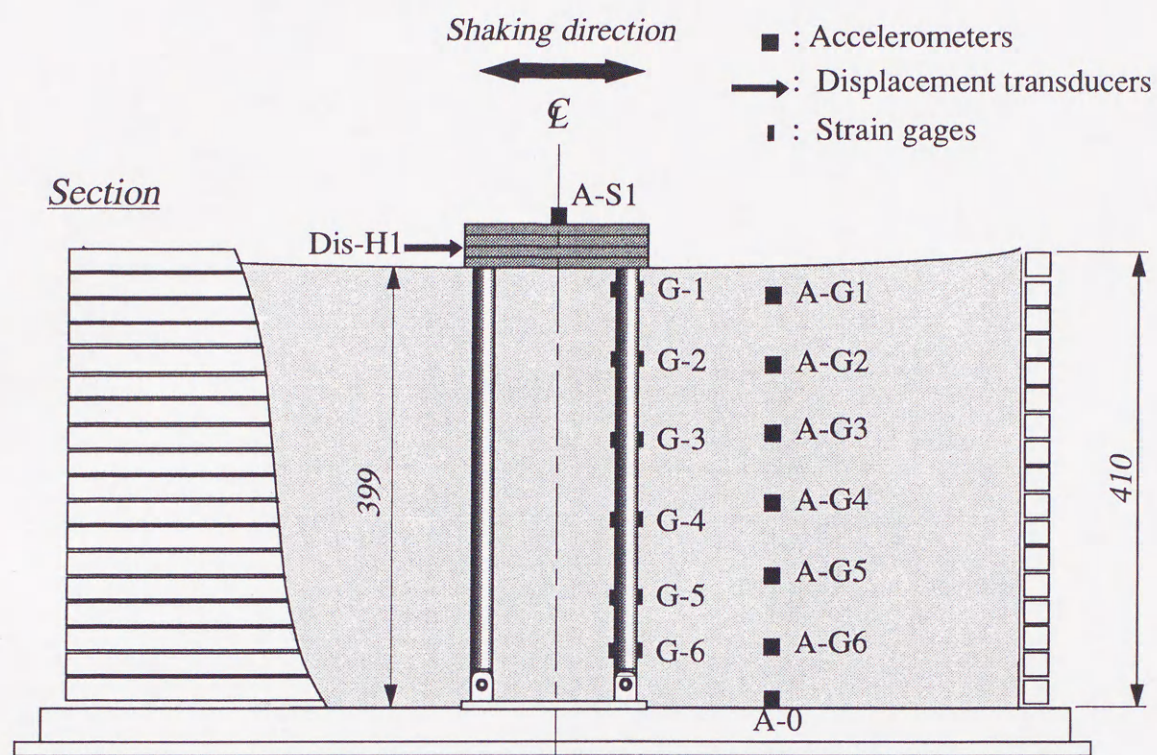
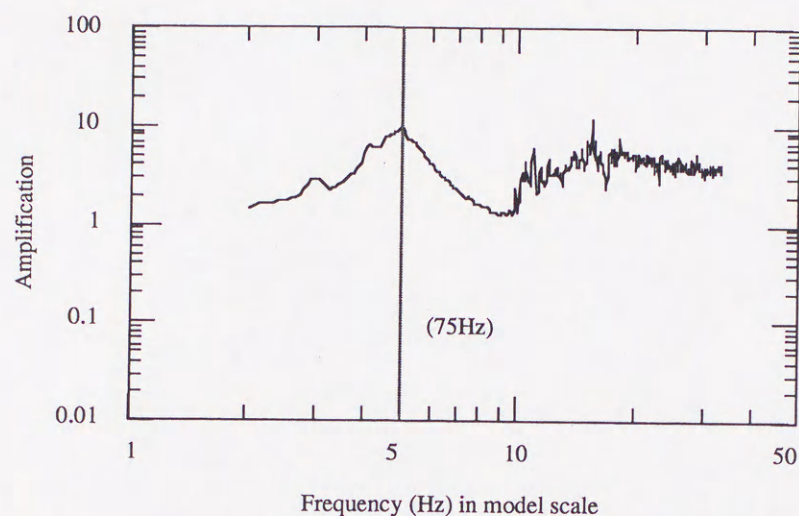


図-6.8 遠心振動実験の試験体および計器配置

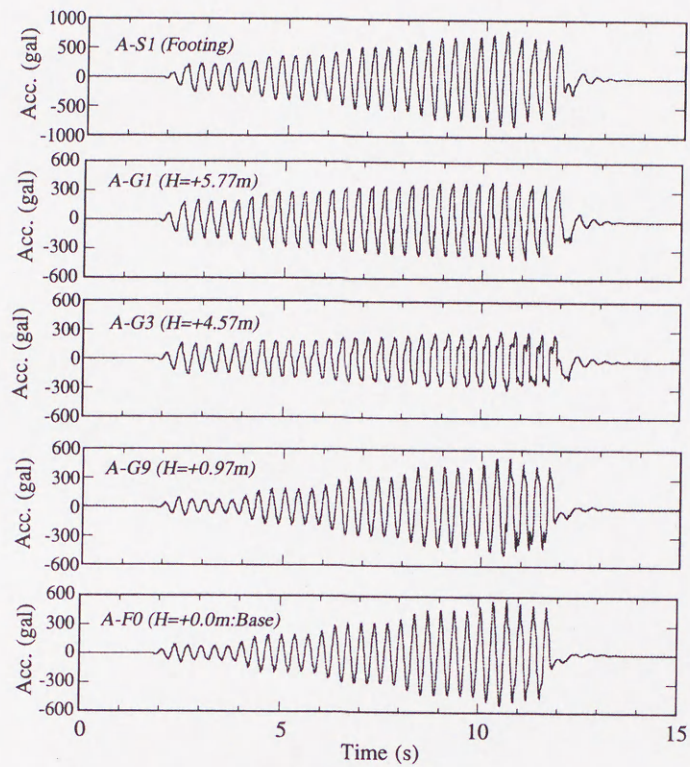


図一 6.9 常時微動測定結果（遠心振動実験；実物換算値）

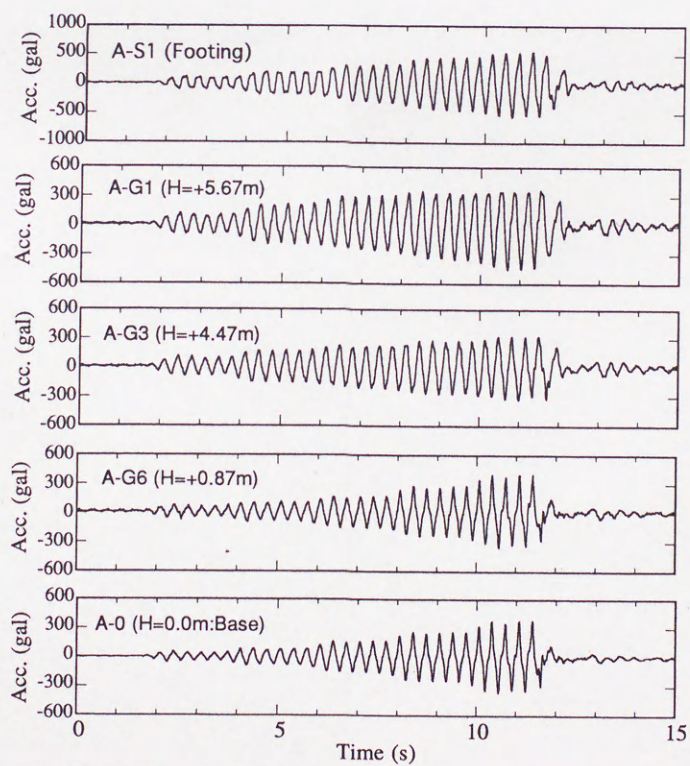
ある。

図一6.8に遠心振動実験の試験体および計器配置を示す。模型地盤の試料は大型せん断土槽実験と同一の霞ヶ浦砂を用い、地盤も大型せん断土槽実験と同一の空中落下法により作成した。この実験ケースでは、大型せん断土槽実験の再現を行うための目標とする模型地盤として、地盤の固有振動数を一致させることとした。前節では、大型せん断土槽実験と遠心振動実験の地盤の密度を一致させることで乾燥砂地盤の挙動を再現できたことを述べたが、平均密度を一致させるだけでは地盤の不均一性が応答特性に与える影響が懸念されるために、ここでは地盤の弾性時の応答特性を一致させることが地盤全体の挙動を検討するのに適切と考えた。模型地盤は、大型せん断土槽実験よりやや緩い密度で作製し、微小な加振加速度0.1g、加振周波数範囲30～150Hz（実物換算：6Gal、2～10Hz）の正弦波スイープ加振を行い地盤の固有振動数を把握して、振動締固めにより目標とする固有振動数75Hz（実物換算5Hz）の模型地盤を作製した。図一6.9より遠心振動実験の模型地盤の固有振動数は75Hz（実物換算5Hz）であることがわかる。

杭基礎のモデル化は、大型振動実験で用いた鋼管杭の曲げ剛性に関する相似則を満足する鉄製パイプを用いた。模型杭は、径20mm、肉厚0.5mm、長さ40cmであり、杭本数、配置、杭頭、杭下端の固定条件とも大型せん断土槽実験と一致させた。表一6.5に実験に用いた相似則を示す。遠心振動実験における振動台入力波は、大型せん断土槽実験のものを時間縮尺1/15にして用いた。実験結果は、両者の波形形状はほぼ



図一 6.10 地盤の加速度応答時刻歴 (大型せん断土槽実験)



図一 6.11 地盤の加速度応答時刻歴 (遠心振動実験: 実物換算値)

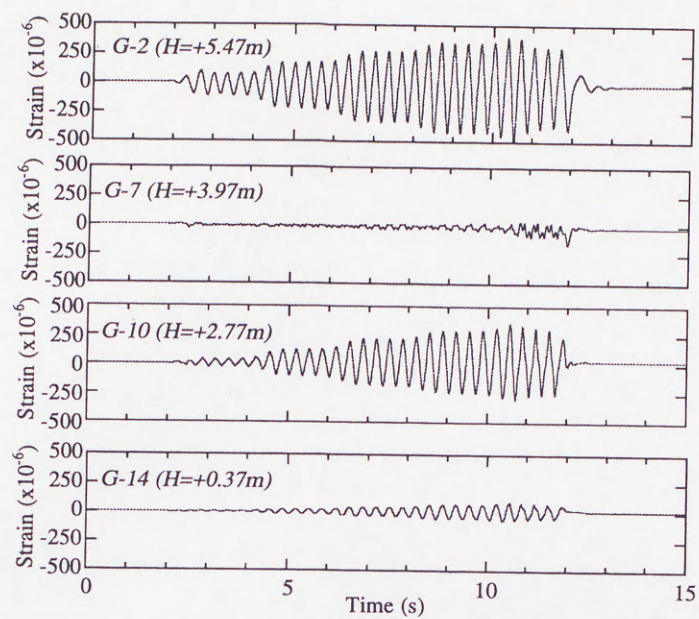


図-6.12 杭の曲げひずみの時刻歴（大型せん断土槽実験）

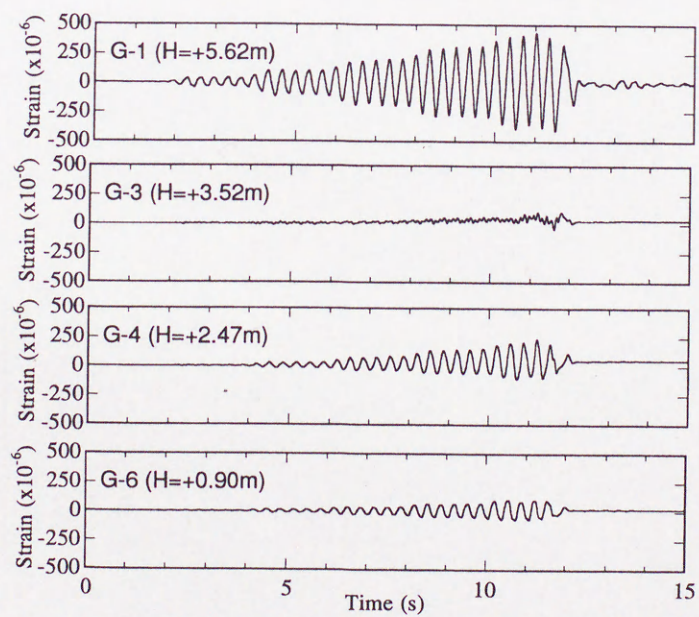


図-6.13 杭の曲げひずみの時刻歴（遠心振動実験：実物換算値）

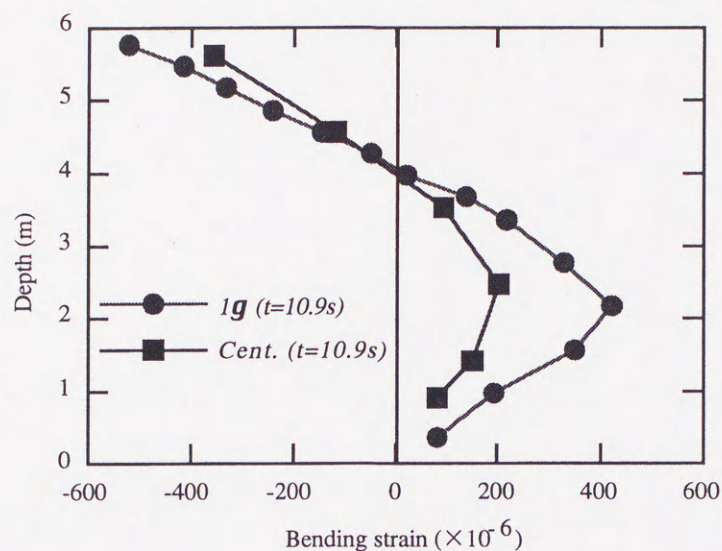


図-6.14 杭の曲げひずみ深度分布の比較

一致したが、最大加速度は400Galであり遠心振動実験の方が小さい値となった。

6.6.2 実験結果

大型せん断土槽実験と遠心振動実験における地盤の加速度応答時刻歴を図-6.10および図-6.11に示す。遠心振動実験では、入力波の大きさが大型せん断土槽実験と異なっているため、地盤の加速度応答は完全に一致しているとは言えないが、高さH=4.5m付近の中間位置で応答が小さくなっている傾向がとらえられている。大型せん断土槽実験と遠心振動実験の加速度応答が同程度であることは、大型せん断土槽実験の方が地盤の非線形性の程度が大きくなっていることが原因の一つとして挙げられる。

大型せん断土槽実験と遠心振動実験における杭の曲げひずみの時刻歴を図-6.12および図-6.13に示す。両者の比較より全般的に入力加速度の大きさに起因して大型せん断土槽実験の方が大きな曲げひずみの値を示しているが、曲げひずみの応答は概ね一致している。特に、高さH=3.5m付近の中間位置で杭の曲げひずみが小さくなる傾向を遠心振動実験は再現している。図-6.14は杭の曲げひずみが大きな値を示した時刻の深度分布を両実験で比較したものである。全般的に大型せん断土槽実験の方が、やや大きな値を示しているが、曲げひずみの分布形状は概ね一致している。高さH=3.5m付近の中間位置での杭の曲げひずみが小さくなっているのは、曲げひずみの正負が逆転する位置であり、杭下端部はヒンジ構造のため小さくなっている。

大型せん断土槽実験を実物と見なし、乾燥砂地盤中における杭基礎の挙動の再現を遠心振動実験により

行った。両者の弾性時における地盤の固有振動数を一致させることにより、遠心振動実験により地盤の応答加速度および杭の曲げひずみの応答および分布形状がほぼ再現できる結果が得られた。

6.7 飽和砂地盤における杭基礎の振動実験

6.7.1 実験概要

大型せん断土槽実験における模型地盤は、自然乾燥状態の試料を水中落下法により、平均相対密度38%で作成した。模型地盤の間隙流体は水である。地下水位は地表面に設定した。構造物は22.2 tの鋼板を積み重ねた剛体(2.5m×2.5m×0.45m)であり、4本の実物のPHC杭により支持されている。PHC杭は杭径300mm、肉厚86mm、長さ6mである。杭の結合条件は、杭頭では構造物に剛結し、杭下端は底盤にピン結合している。群杭効果を小さくするために、杭中心間の距離は杭径の6倍とした。

図-6.15に大型せん断土槽実験の試験体および計器配置を示す。加速度計、間隙水圧計は、杭基礎の中心位置の地盤に設置した筒状の柔なプラスチックネットに取付けた。杭の曲げひずみを測定するため、杭製造段階でPC鋼線とは別に設置した鉄筋にひずみゲージを貼りつけた。

表-6.6 実験に用いた相似則

		Symbol	Scale ratio	Unit	1g	Centrifuge
Sand Stratum	Thickness	H_g	$1/\lambda$	m	5.93	0.374 (0.395)
	Density	ρ_t	1	g/cm ³	1.83	1.98
Pile	Length of pile	L	$1/\lambda$	m	6.0	0.4
	Diameter	D	$1/\lambda$	mm	300	20
	Thickness	t	$1/\lambda$	mm	86	0.5 (5.7)
	Young's modulus	E	1	MN/m ²	44,100	206,000 (44,100)
	Geometrical moment of inertia	I	$1/\lambda^4$	cm ⁴	36,300	0.146 (0.717)
	Bending stiffness	E·I	$1/\lambda^4$	MN·m ²	16.0	0.00030 (0.00032)
	Area	A	$1/\lambda^2$	cm ²	471	0.306 (2.09)
	Normal stiffness	E·A	$1/\lambda^2$	MN	2,080	6.30 (9.22)
Footing	Mass	m_f	$1/\lambda^3$	kg	22,200	7.1 (6.6)
	Length	L_f	$1/\lambda$	m	2.5	0.16
Exciting acceleration		α	λ	g	0.2	3.1

$$1/\lambda = \text{model} / \text{prototype} = 1/15$$

()内数字は目標値

実験に用いた振動台入力波は、兵庫県南部地震(1995)におけるポートアイランドG.L.-32mで観測されたNS方向の地震波を、時間縮尺1/2、最大加速度350Galにして用いた。

遠心実験では、模型地盤の試料は大型振動実験と同一の砂を用い、地盤の作成方法も同一の水中落下法とした。ただし、地盤の平均相対密度は $D_r=65\%$ 、 $\rho_t=1.98\text{t/m}^3$ で大型振動実験と比較して密なものになった。透水性の相似則を満足させるため、間隙流体には水の15倍の粘性(15cs)をもつシリコンオイルを用いた。

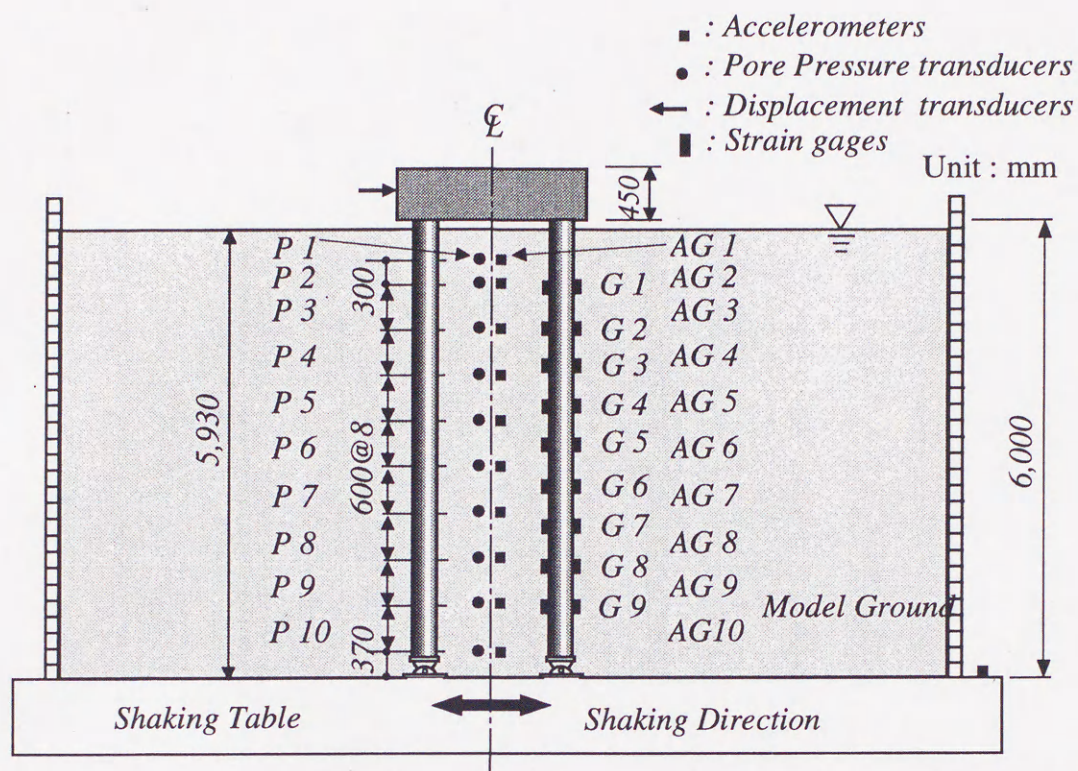
杭基礎のモデル化は、大型せん断土槽実験のP H C 杭をそのまま縮小したものを作製できなかったため、PHC杭の初期の曲げ剛性に関する相似則を一致させた鉄パイプを用いた。模型杭は、径20mm、肉厚0.5mm、長さ40cmであり、杭本数、配置、杭頭、杭下端の固定条件とも大型せん断土槽実験と一致させた。表-6.6に実験に用いた相似則を示す。図-6.16に遠心振動実験の計器配置を示す。杭間の地盤の中心位置に加速度計、間隙水圧計を設置し、杭の曲げひずみは、4本杭中の杭1本で計測した。

遠心振動実験における振動台入力波は、本来大型せん断土槽実験のものを時間縮尺1/15にして用いるべきであるが、使用した遠心振動実験の振動台では大型実験で用いた低周波数を含んだ大きな入力波で加振することができなかったため、時間縮尺1/20の高周波数の地震波にして用いた。模型地盤の特性を把握するため実物換算で微小な加振加速度6Gal、2~10Hzの正弦波スイープ加振を行った。その結果、地盤の固有振動数は3.8Hzであった。

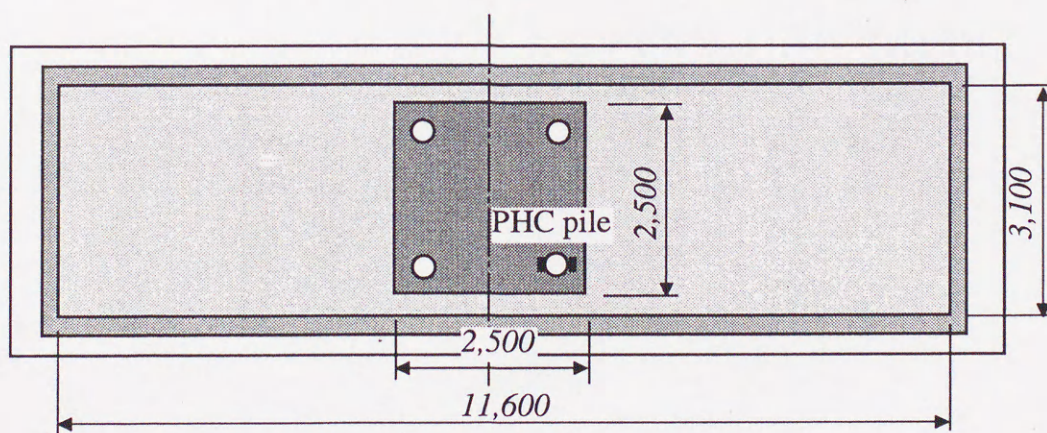
6.7.2 実験結果

大型せん断土槽実験と遠心振動実験における地盤の加速度応答時刻歴を図-6.17 および図-6.18 に示す。両実験の過剰間隙水圧時刻歴を図-6.19 および図-6.20 に示す。また、両実験の杭の曲げモーメントの時刻歴を図-6.21 および図-6.22 に示す。図-6.17 および図-6.18 より遠心振動実験で用いた加速度入力波形は、大型せん断土槽実験で用いた波形の時間縮尺を1/20にして用いているため、波形全体として高周波数成分が多く、振動台入力波としての再現性は必ずしも良くはない。両実験とも地盤の加速度応答は表層で減少しているが、その傾向は遠心振動実験の方が顕著である。過剰間隙水圧の上昇過程については、大型振動実験は2~5秒にかけて上昇しているのに対し、遠心振動実験は1~3秒であり、大型振動実験の方が水圧の上昇する時刻が遅い。これは、両実験の振動台入力波の違いを考慮すれば、同様の過剰間隙水圧上昇をしているものと考えられる。

図-6.23は、図-6.21 および図-6.22において杭の曲げモーメントが大きな値を示す3つの時刻(▼印)と加振終了時刻における過剰間隙水圧の深度分布を比較したものである。加振終了時刻において、大型せん断土槽実験ではG.L.-5.5m付近とG.L.-3m以浅で過剰間隙水圧がほぼ100%になっているが、その中間層では約60%しか水圧が上昇していない。遠心振動実験ではG.L.-2m以浅で過剰間隙水圧がほぼ100%になっているが、その下層では80~90%の水圧上昇である。両実験を比較すると、過剰間隙水圧比は異なった傾向を示しているが、過剰間隙水圧の上昇過程である3つの時刻では、両実験とも中間層のGL-3m付近で小さくなっており、分布形状と



(a) 断面図



(b) 平面図

図-6.15 大型せん断土槽実験における試験体および計器配置図

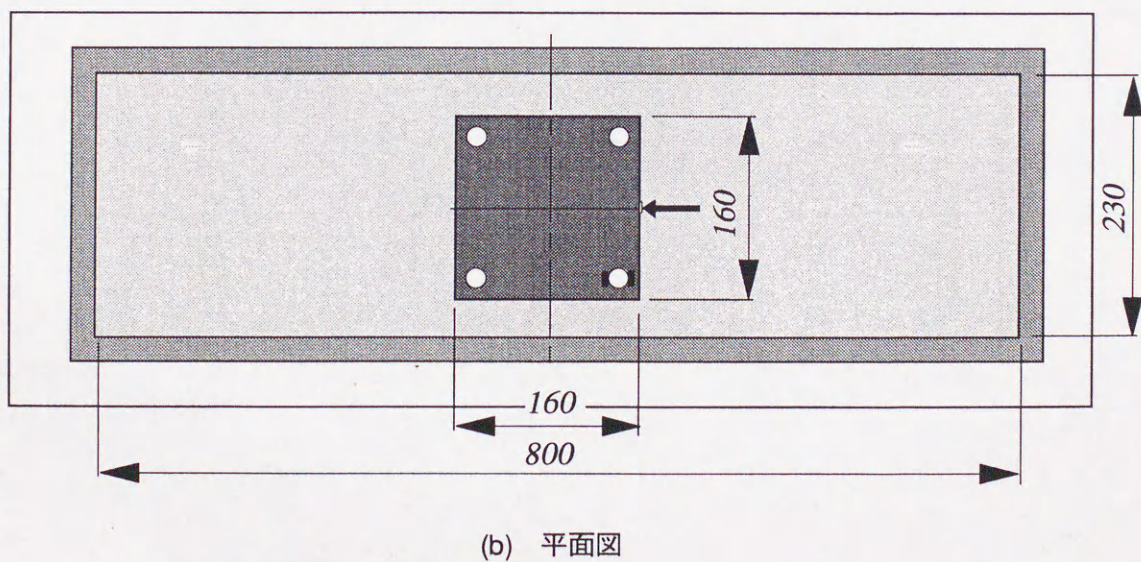
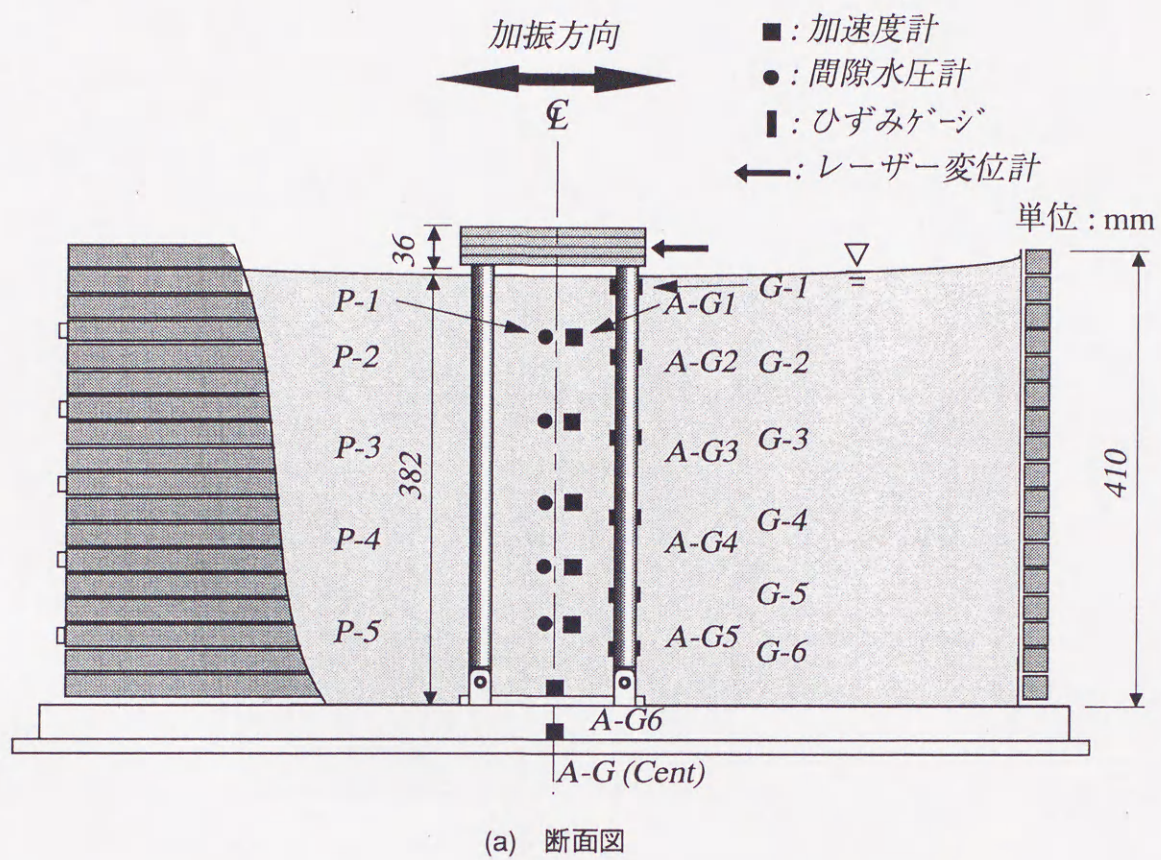
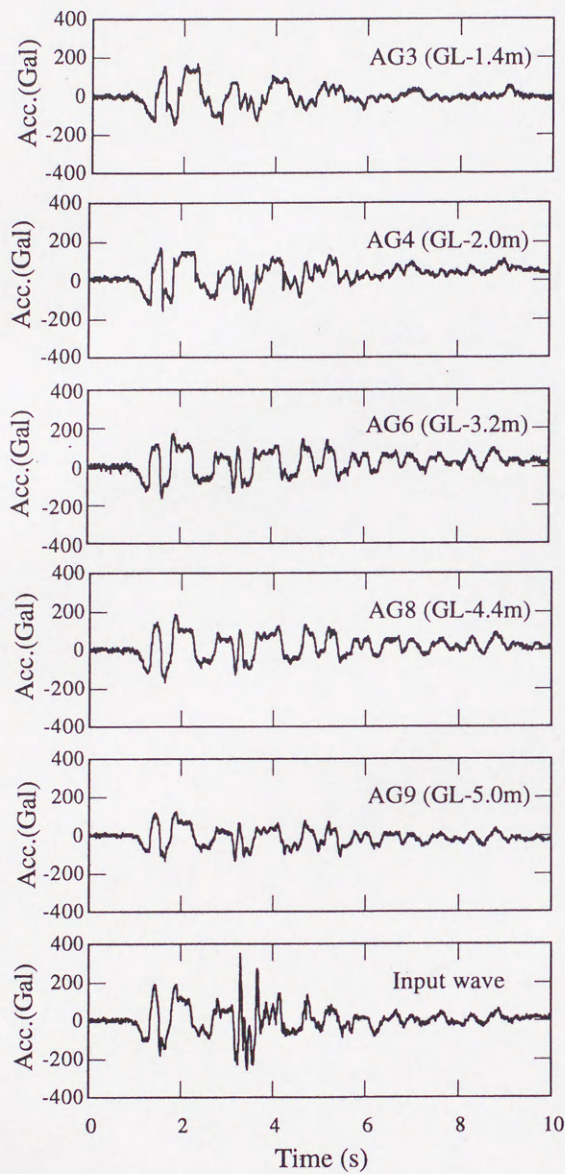
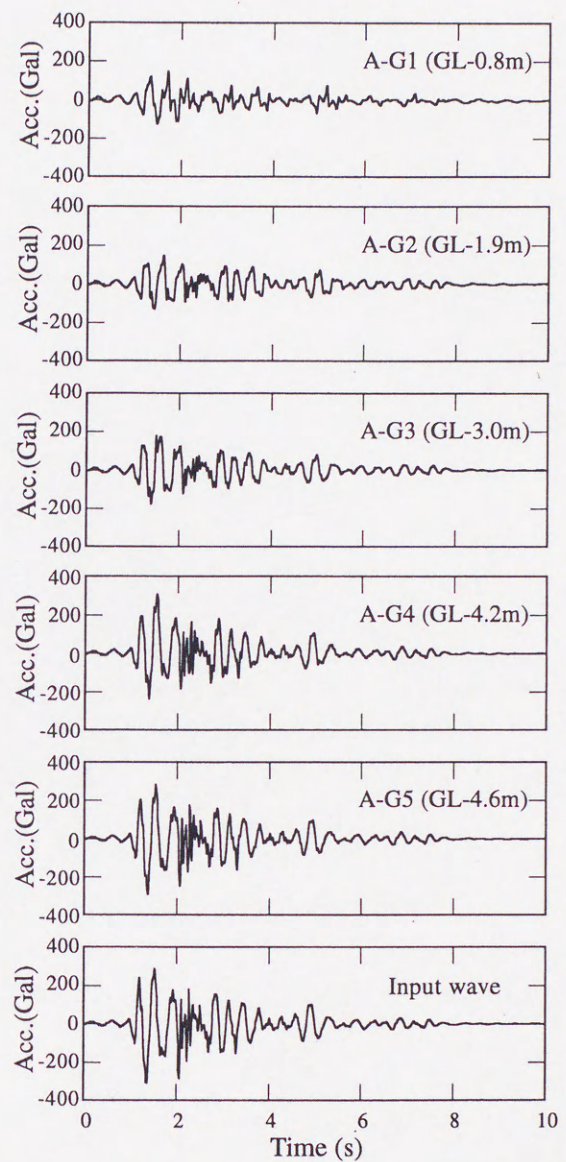


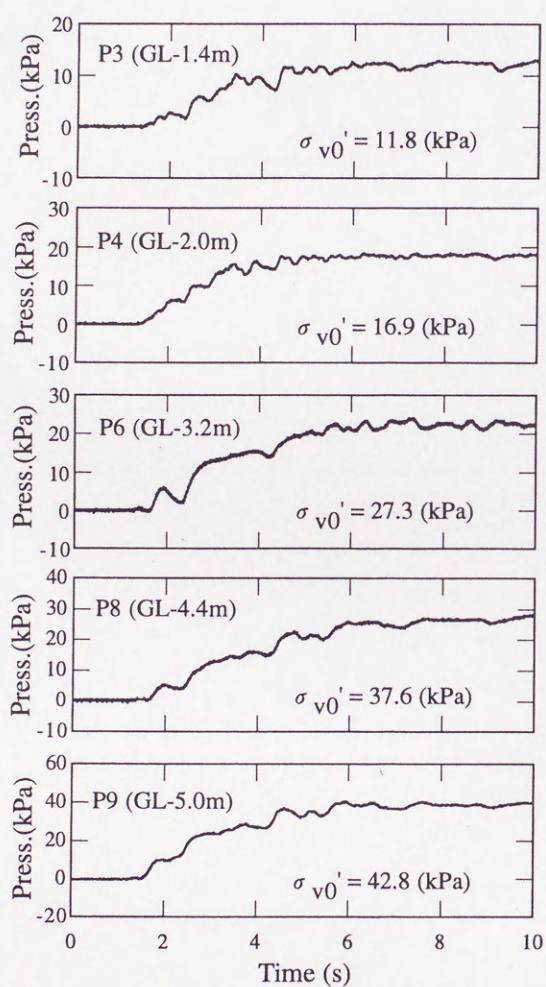
図-6.16 遠心振動実験の試験体および計器配置



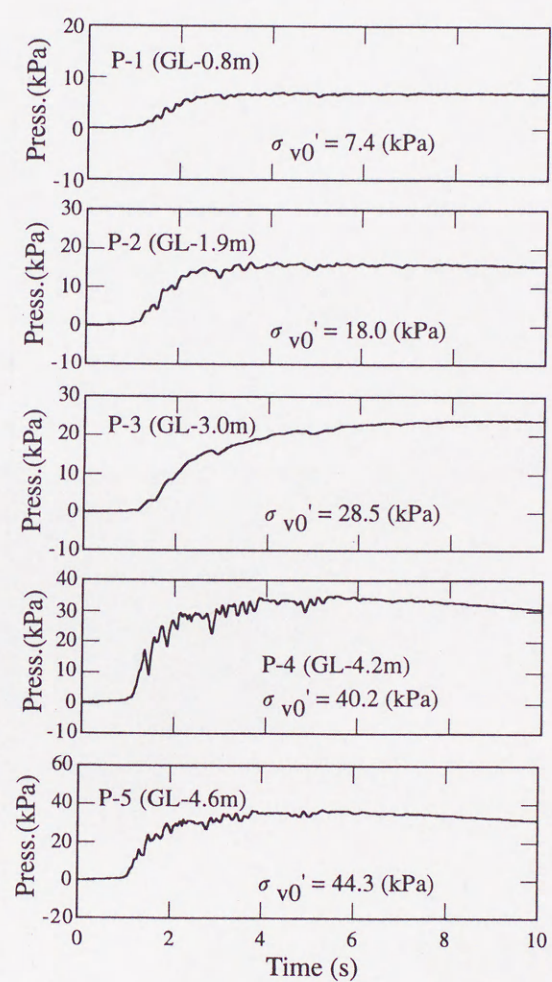
図一 6.17 加速度応答時刻歴
(大型せん断土槽実験)



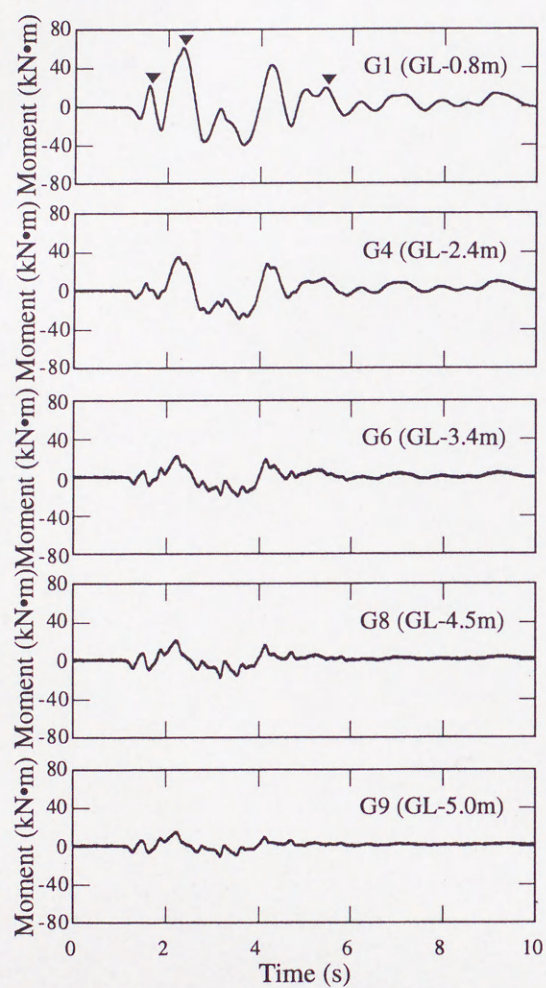
図一 6.18 加速度応答時刻歴
(遠心振動実験：実物換算値)



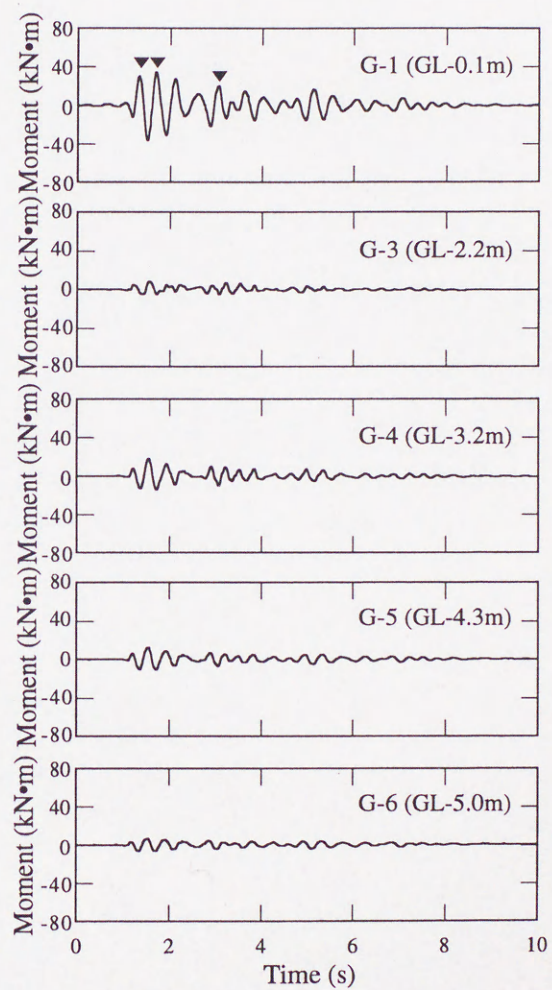
図一 6.19 過剰間隙水圧時刻歴
(大型せん断土槽実験)



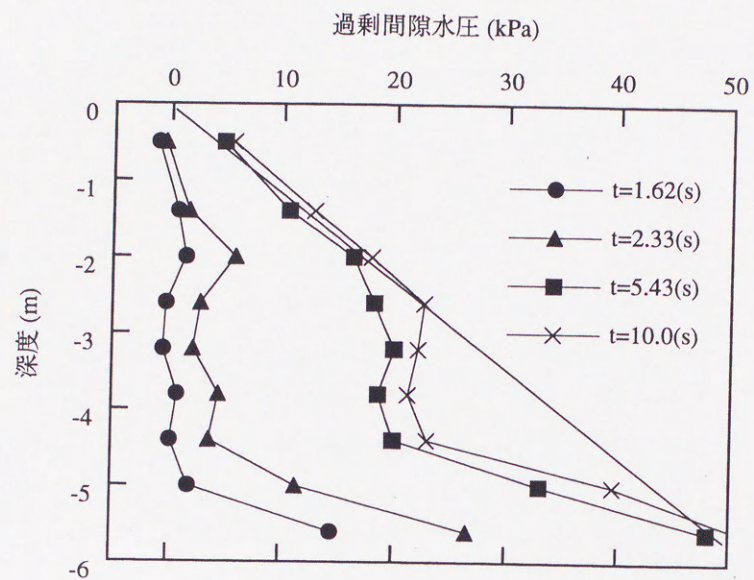
図一 6.20 過剰間隙水圧時刻歴
(遠心振動実験：；実物換算値)



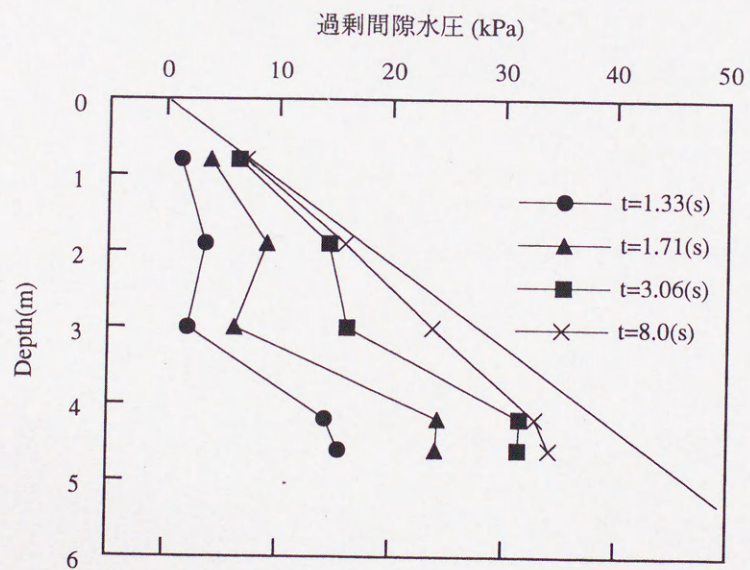
図ー 6.21 杭の曲げモーメントの時刻歴
(大型せん断土槽実験)



図ー 6.22 杭の曲げモーメントの時刻歴
(遠心振動実験：実物換算値)

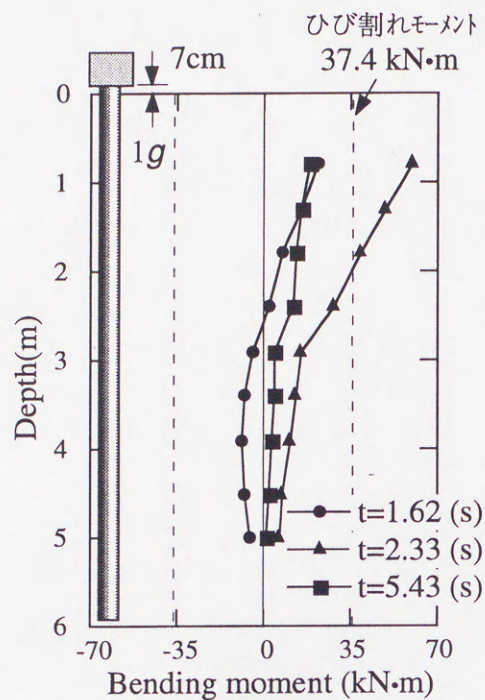


(a) 大型せん断土槽実験

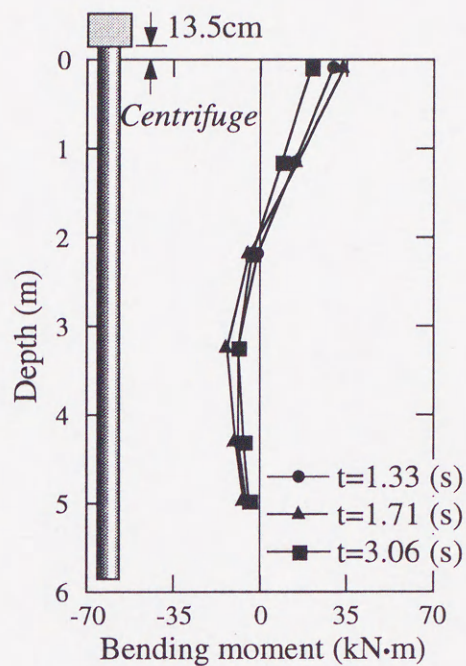


(b) 遠心振動実験

図一 6.23 過剰間隙水圧分布の比較



(a)大型せん断土槽実験



(b)遠心振動実験（実物換算値）

図-6.24 杭の曲げモーメント分布の比較

しては遠心振動実験で大型せん断土槽実験の液状化挙動を概ね再現できている。

図-6.24は杭の曲げモーメントの深度分布を比較したものである。両実験とも杭頭で大きなモーメントが生じており、液状化初期の曲げモーメント分布は一致している。しかし、過剰間隙水圧がある程度上昇した後のモーメント分布には差が生じている。大型せん断土槽実験では、ひび割れモーメント（ $37.4\text{ kN}\cdot\text{m}$ ）を超える値が計測されているが、遠心実験ではこの部分は表現できていない。これらの違いは、振動台入力波の振動数成分の違いにより杭基礎の応答特性が異なったことが考えられ、構造物の変位や加速度応答の比較により、今後明らかにして行くことが必要である。

6.8 まとめ

本章では、科学技術庁防災科学技術研究所において実施された大型せん断土槽の振動台実験に対して、相似則を満足する杭基礎の遠心振動実験を行い、両者を比較することによって、遠心振動実験により実物の再現実験を行う場合の問題点を明らかにした。

その結果、遠心振動実験により乾燥砂地盤中における杭基礎（鋼管杭）の挙動の再現を行う場合、弾性時における地盤の固有振動数を大型振動実験と一致させることにより、地盤の応答加速度および杭の曲げひずみの応答、分布形状がほぼ再現できることが明らかとなった。また、飽和砂地盤における杭基礎の挙動について比較した結果、過剰間隙水圧の上昇過程や深度分布に関して、遠心振動実験は大型せん断土槽実験の液状化挙動を概ね再現でき、杭の曲げモーメント分布においても、液状化初期段階で定性的に一致することが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 矢作 枢、飯島啓秀、佐藤誠一 (1979): 流動化する砂層中の杭の応力について—杭基礎の模型振動実験—、第34回土木学会年次学術講演会講演概要集、I—254、pp.505-506.
- 2) 岩崎敏男、龍岡文夫、坂場義雄 (1981): 砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験、第14回地震工学研究発表会講演概要集、pp.37-40.
- 3) 吉川正昭、荒野政信 (1986): 杭基礎—地盤の液状化特性、第7回日本地震工学シンポジウム、pp.835-840.
- 4) 吉川正昭、荒野政信 (1990): 液状化時の模型杭基礎に作用する振動土圧、第8回日本地震工学シンポジウム、pp.1131-1136.
- 5) 佐藤正義、社本康広 (1989.4): 群杭基礎の液状化時の挙動に関する模型実験と解析、清水建設研究報告第49号、pp.23-30.
- 6) 森 伸一郎、滝本幸夫、武藤正人、戸早孝幸、池田隆明 (1989): セン断土槽による砂地盤の振動台実験、第20回日本地震工学研究発表会、pp.301-304.
- 7) 森 伸一郎、滝本幸夫、武藤正人、戸早孝幸、池田隆明 (1990.12): 地盤—構造物連成系に対する有効応力解析の適用性、第8回日本地震工学シンポジウム、Vol.1、pp.819-824.
- 8) 小林恒一、吉田 望、八尾真太郎 (1990.12): 大型せん断土槽を用いた液状化時の杭基礎の挙動、第8回日本地震工学シンポジウム、Vol.1、pp.819-824.
- 9) 時松孝次、吉見吉昭 (1987.10): 液状化過程における杭の動的挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1011-1012.
- 10) 時松孝次、能村商栄 (1991.8): 液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響、日本建築学会構造系論文報告集、No.426、pp.107-113.
- 11) 佐治 聡、風間 了 (1992.9): 液状化時における杭—建物連成系の地震応答 (その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、(その1) pp.1457-1458.
- 12) Kagawa,T.,Minowa,C.,Abe,A. and Oda,S.(1995): Shaking-table tests on and analyses of piles in liquefying sand,Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering,Vol.2,pp.699-704.
- 13) Sakajo,S.,Chai,J.C.,Nakajima,K. and Maeda,M.(1995): Effect of group pile on liquefaction resistance of sandy ground,Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering,Vol.2,pp.755-760.
- 14) 佐藤正義 (1996.3): 遠心力場の振動実験による地盤と構造物の耐震性強化に関する研究、中央大学学位論文
- 15) 香川崇章、箕輪親宏、阿部秋男(1997.7): 基礎と地中埋設構造物の大型振動実験 (EDUS プロジェクト) その5 大型せん断土槽による既製コンクリート杭の破壊実験と数値解析について、第32回地盤工学

研究発表会、pp.1129-1130.

- 16) 箕輪親宏、香川崇章、石原研而、酒井運雄、水野二十一 (1997.7): 基礎と地中埋設構造物の大型振動
その1 プロジェクトの概要、第32回地盤工学研究発表会、pp.1121-1122.
- 17) Kagawa, T., Y. Taji, M. Sato and C. Minowa(1997): Soil-Pile-Structure Interaction in Liquefying Sand from
Large-Scale Shaking-Table Tests and Centrifuge Tests, A.S.C.E. GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION
No.70, Minneapolis, MN, pp.69-84.1997.
- 18) 香川崇章、箕輪親宏、阿部秋男(1998.7): 基礎と地中埋設構造物の大型振動 (EDUS プロジェクト) そ
の9 湿潤砂層中の杭の大型振動実験と数値解析結果について、第33回地盤工学研究発表会、pp.835-
836.
- 19) 鈴木康嗣、八幡夏恵子、箕輪親宏、土屋富男、船原英樹 (1998.9): 大型せん断土槽を用いた液状化地
盤におけるRC杭基礎の振動台実験 (その1 杭の動的応答特性)、日本建築学会大会学術講演概要集、
pp.537-538.
- 20) 田村修次、藤井俊二、鈴木康嗣、内田明彦、福田秀樹、阿部秋男 (1998.9): 大型せん断土槽を用いた
液状化地盤におけるRC杭基礎の振動台実験 (その2 杭の破壊性状)、日本建築学会大会学術講演概
要集、pp.539-540.
- 21) 船原秀樹、藤井俊二、箕輪親宏、八幡夏恵子、吉澤睦博 (1998.9): 大型せん断土槽を用いた液状化地
盤におけるRC杭基礎の振動台実験 (その3 地盤の液状化と杭の破壊挙動のシミュレーション)、日
本建築学会大会学術講演概要集、pp.541-542.
- 22) 杉本三千雄、吉澤睦博、田村修次、船原英樹、八幡夏恵子 (1998.9): 大型せん断土槽を用いた液状化
地盤におけるRC杭基礎の振動台実験 (その4 杭頭載荷試験)、日本建築学会大会学術講演概要集、
pp.543-544.
- 23) 鈴木康嗣、八幡夏恵子、箕輪親宏、杉本三千雄、船原英樹(1998.11): 大型せん断土槽実験における地盤
の液状化およびRC杭基礎の挙動、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.1389-1394.
- 24) 田村修次、香川崇章、藤井俊二、鈴木康嗣、土屋富男、内田明彦、阿部秋男(1998.11): 大型せん断土槽
を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の破壊実験、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.1917-1922.
- 25) 科学技術庁防災科学技術研究所(1999.3): 大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の振
動実験、防災科学研究所研究資料、第190号.
- 26) 平出 務、水野二十一、杉本三千雄、飯場正紀、森 利弘(1998.5): 大型せん断土槽を用いた杭基礎-液
状化地盤系の振動実験、第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム-近年の大地震の教訓と相
互作用の設計への展開-、pp.169-174.
- 27) 水野二十一、杉本三千雄、飯場正紀、森 利弘、平出 務(1998.11): 液状化過程における杭基礎の動的
挙動-大型せん断土槽を用いた振動台実験-、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.1635-1640.

- 28) Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R.F. and Hushmand, B. (1992.9): Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit during Strong Earthquakes, Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan, No. 439, Sep., pp. 49-63.
- 29) Sato, M., Shamoto, Y. and Zhang, J.-M. (1995): Soil-Pile-Structure Liquefaction on Centrifuge, Proceedings of The Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. I, pp. 135-142.
- 30) 吉迫和夫、広岡明彦、竹村次郎、木村 孟 (1994.6): 軟弱地盤中の杭基礎地震時挙動に関する研究、第29回土質工学研究発表会、pp. 967-968.
- 31) 古関潤一、高橋晃浩、松尾 修、小淵凡夫、吉澤 努 (1994.6): 杭基礎構造物の液状化対策に関する検討 (その2)、第29回土質工学研究発表会、pp. 963-966.
- 32) 三原慎司、社本康広、時松孝次 (1996): 地盤 - 杭基礎 - 構造物系の遠心力載荷による液状化実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp. 557-558.
- 33) 宮本裕司、福岡篤信、安達直人、酒向裕司 (1996.4): 液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究 杭基礎の遠心模型実験と解析的検討、日本建築学会構造系論文集第482号、pp. 53-62.
- 34) 宮本裕司、福岡篤信、安達直人、古山田耕司 (1997.4): 液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究 飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討、日本建築学会構造系論文集第494号、pp. 51-58.
- 35) 安達直人、宮本裕司、福岡篤信、古山田耕司 (1998.5): 液状化地盤における杭基礎の遠心模型実験と解析的検討、第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム - 近年の大地震の教訓と相互作用の設計への展開 -、pp. 175-180.
- 36) 佐藤正義、田蔵 隆 (1999.7): 鉄筋コンクリート杭基礎の液状化挙動に関する遠心振動実験、第34回地盤工学研究発表会、pp. 2025-2026.
- 37) 石原研而、香川崇章、小川信行、箕輪親宏、酒井運雄、阿部秋男 (1996.7): 大型液状化再現装置の設計・製作について、第31回地盤工学研究発表会、pp. 1189-1190.
- 38) 北 勝利、小林俊一、八嶋 厚、柴田 徹 (1990): 遠心力場における地盤振動実験の相似則の適用性に関する実験的検討、第8回日本地震工学シンポジウム、pp. 987-992.
- 39) Morris, D.V.: The Centrifugal Modeling of Dynamic Soil Structure Interaction and Earthquake Behavior, Ph.D Thesis Cambridge University.
- 40) 佐藤正義 (1997.12): 遠心力場におけるケーソン岸壁および杭基礎の液状化被害に関する再現実験、土木学会論文集、No. 582/ III -41、pp. 295-304.
- 41) 江守一郎、D.J. シューリング (1973): 模型実験の理論と応用、技報堂.
- 42) 本間 仁、春日屋伸晶 (1956): 最小2乗法と実験式、コロナ社.
- 43) Rocha, M. (1957): The Possibility of Solving Soil Mechanics Problem by the Use of Models, Proceedings of

4th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.183-188.

- 44) 香川崇章 (1978) : 土構造物の模型振動実験における相似則、土木学会論文報告集、No.275、pp.69-77.
- 45) 国生剛治、岩楯敏広 (1979.5) : 軟弱地盤の非線形震動特性についての模型振動実験と解析、土木学会論文報告集、No.285、pp.107-116.
- 46) 井合 進 (1987) : 1G 場での地盤・構造物系の模型振動実験の相似則について、第 19 回地震工学研究発表会講演概要集、pp.341-344.
- 47) Iai, S. (1988) : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, pp.3-24.
- 48) Fujii, N., Kusakabe, O., Keto, H. and Maeda, Y. (1988) : Bearing capacity of a footing with an uneven base on slope : Direct comparison of prototype and centrifuge model behavior, Proceedings of Centrifuge 88, pp.301-306.
- 49) 龍岡文夫、田中忠次、岡原美和夫、Siddiquee Mohamed S.A. (1992.5) : 模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究、土と基礎、40-5、pp.11-16.
- 50) 日下部治、萩原敏行、前田良刀、大内正敏 (1992.12) : 不攪乱試料を用いた支持力実験と現場載荷実験との比較、土木学会論文報告集、No.457 / III - 21、pp.107 - 116.
- 51) 高田直俊、大島昭彦、渡辺 篤、池田通陽 (1993) : 重錘落下締固め工法の現場と遠心実験 - 地盤変形、土圧、強度増加 -、土木学会論文報告集、No.469 / III - 23、pp.127 - 134.
- 52) 佐藤正義、吉成勝美、川崎広貴 (1995.7) : 遠心力場における補強土壁の現位置実験に関する再現実験、第 30 回土質工学研究発表会、pp.2381-2382.
- 53) Schofield A.N. (1981) : Dynamic and Earthquake Geotechnical Centrifuge Modeling, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol.3, pp.1081-1100.
- 54) Whitman R.V., Lambe P.C. and Bruce L. Kutter (1988) : Initial Results from a Stacked Ring Apparatus for Simulation of a Soil Profile., Centrifuge '88, pp.529-538.
- 55) Kutter B.L. (1982) : Deformation of Centrifuge Models of Clay Embankment Due to 'Bumpy Road' Earthquakes, Proceedings of Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.1, pp.331-350.
- 56) Scott R.F. (1983) : Centrifuge model testing at Caltech, Proceedings of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.2, No.4, pp.188-198.
- 57) Shibata, T., Kita, K. and Kobayashi, S. (1991) : Performance of shaking table tests and measurement of shear wave velocities in a centrifuge, Proceedings of Centrifuge 91, pp.391-398.
- 58) Koseki, J., Koga, Y. and Takahashi, A. (1994) : Liquefaction of sandy ground and settlement embankment, Proceedings of Centrifuge 94, pp.215-220.
- 59) Koseki, J., Takahashi, A., Hayashi, Y. and Matsuo, O. (1995) : Comparison of centrifuge and shaking table tests on liquefaction induced damage, Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical

Engineering, Vol.2, pp.729-734.

- 60) 風間基樹、稲富隆昌、飯塚栄寿、永吉貴行 (1996.6): 飽和地盤上の盛土の地震時安定性に関する遠心力模型振動実験、土木学会論文集、No.547 / III - 36、pp.107-116.
- 61) 林 健太郎、藤井斉昭、村松伴博、北篠一男 (1997.12): 重力場と遠心力場における動的模型実験の相似則の比較、土木学会論文集、No.582 / III - 41、pp.207-216.
- 62) Kimura,M.,Katahira,F.,Sato,H. and Sato,M.(1996.6): CENTRIFUGE MODELING IF EARTHQUAKE RESPONSE OF EARTH DAMS、Proceedings of The 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco,Mexico.
- 63) 風間基樹、稲富隆昌 (1993.10): 遠心力載荷模型実験手法の振動実験への適用について、土木学会論文集、No.477 / I - 25、pp.83-92.
- 64) 風間基樹(1993.1): 土圧を受ける重力式港湾構造物の地震時安定性に関する研究、東北大学学位論文
- 65) 酒見卓也(1996.3): 遠心力載荷装置を用いた屋外貯蔵タンクの液状化対策に関する研究、東京都立大学学位論文
- 66) Sato,M.(1994): A new dynamic geotechnical centrifuge and performance of shaking table tests, Proceedings of Centrifuge' 94, Singapore, pp.157-162.
- 67) Sato,M. Shamoto,Y. and Zhang,J-M.(1995): Soil-pile-structure during liquefaction on centrifuge, Proceedings of 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol.1, pp.135-142.

第7章 遠心場の振動実験による杭基礎の耐震性評価

7.1 概 説

沖積の堆積地盤や埋立て地盤などの軟弱地盤における構造物の基礎形式として、杭基礎が多く採用される。軟弱な砂地盤では地震時に液状化が発生し易いため、杭基礎の安全性が懸念される。過去の大地震の際における震害調査からも液状化が原因で杭基礎が被災した例が河村¹⁾、水野²⁾、新潟地震被害報告書³⁾、他により報告されている。また、兵庫県南部地震における基礎の地震被害報告書^{4)~6)}、南荘⁷⁾、岡下⁸⁾による土木構造物の調査、ならびに大岡⁹⁾、社本¹⁰⁾の建築物の調査結果にも見られるように杭の液状化による被害は非常に多い。このような現象は実証的に検討する必要がある、その手段として実地盤の拘束応力状態を再現できる、遠心力場の模型振動実験は有力な方法と考えられ、Miyamoto et al.¹¹⁾、Sato et al.¹²⁾、他により研究されている。しかし、遠心力場の模型振動実験を用いた研究は、歴史が浅く未開発な部分も多いため実構造物を対象とし、その液状化時の耐震性を検討したものは見られない。

本章では、埋立て地盤に建設が計画されている重量構造物を対象とし杭基礎の耐震安全性を、遠心振動実験を用いて検討することとした。そのため、実際の重量構造物を地盤-杭-建屋系に厳密にモデル化し、実地震記録を再現することのできる遠心力場の振動実験装置を用い、地盤の拘束応力および透水性の相似則を合わせ、さらに杭の剛性や構造物の固有周期を実物に対応させた状態で液状化実験を行った。ここでは、小さな間隔で打設された群杭基礎が杭内部の地盤の液状化を防止できるか、また地盤液状化時における構造物慣性力が杭の断面力に与える影響という観点に注目して杭基礎の耐震安全性を検討した。さらに、杭を打設した際に生じる締固め効果を考慮した場合、杭間地盤の液状化を防止できるか実験的に検討を行った。

7.2 杭剛性による液状化防止効果の検証

7.2.1 実際の群杭基礎構造物

検討の対象は、埋立て地盤に建設が計画されている重量構造物で、大きさは長さ310m、幅50m、高さ10m、構造物荷重は約170kPaである。構造物、基礎および地盤概要を図-7.1に示す。建設地の地盤は、地表から6mが埋立砂層、それから5mが沖積砂層、11m以深はN値50以上の洪積層である。杭は $\phi=600\text{mm}$ 、 $t=9\text{mm}$ の鋼管杭、ピッチは約1.8m、先端開放の打込み杭である。図-7.1には時松、吉見¹³⁾による液状化簡易判定法の結果も示している。この図より基礎スラブの直下地盤から深度-9mまでは F_L が0.5~1程度であり液状化する可能性が高いことがわかる。したがって、基礎スラブ直下の地盤が液状化した場合における杭の耐震安全性が問題となった。この構造物基礎は非常に小さい間隔で杭を打設するため、群杭の剛性により群杭内部の地盤の液状化を防止できるのではないかと、また地盤に液状化が発生した場合、杭に発生する断面力はどの程度なのかを設計計算からではなく、実証的に検討することとした。

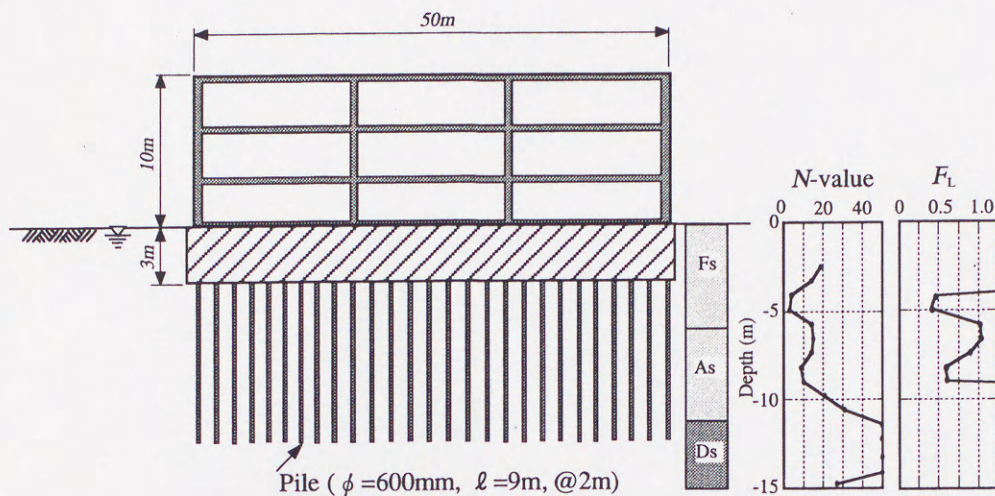


図-7.1 構造物および地盤概要

7.2.2 遠心力場の群杭基礎構造物のモデル化

(1) 相似則

実際の構造物を地盤-杭-建屋系にモデル化し、表-7.1に示す相似則により遠心力場の振動実験装置を用いて液状化模型実験を行った。杭基礎構造物の模型と実物の縮尺比は1:30とした。杭基礎構造物の模型の詳細については、(4)群杭基礎構造物のモデル化で述べる。実験に用いた地盤-杭-建屋系およびせん断土槽の断面図・平面図を外観を図-7.2に示す。

(2) 実地盤のモデル化

実地盤は柱状図によると深度方向に標準貫入試験による N 値は変化しているが、平均値 $N=13$ として相対密度と N 値の関係式

$$Dr = 21 \sqrt{N / (\sigma'_v + 0.7)} \%$$

$$\sigma'_v: \text{有効上載圧 (kgf/cm}^2\text{)}$$

を用いて相対密度を計算した。その結果、模型地盤は相対密度 $Dr=75\%$ の様な液状化層にて作製することとした。実地盤の地下水位はG.L.-0.7mと極めて地表に近いことより、模型地盤は地表とした。 N 値と V_s

表-7.1 実験に用いた相似則

		Symbol	Scale ratio	Unit	Prototype	Model
Sand stratum	Thickness	H_g	$1/\lambda$	m	7.5	0.25
	Density	ρ_t	1	g/cm ³	1.96	1.96
	Permeability	k	$1/\lambda$	cm/s	0.03	0.001
Bearing stratum	Thickness	H_b	$1/\lambda$	m	1.5	0.05
Pile	Length of pile	L	$1/\lambda$	m	8.1	0.27
	Diameter	D	$1/\lambda$	mm	600	20
	Thickness	t	$1/\lambda$	mm	9	0.5 (0.3)
	Young's modulus	E	1	MN/m ²	206000	130000 (206000)
	Geometrical moment of inertia	I	$1/\lambda^4$	cm ⁴	73000	0.1456 (0.0901)
	Bending stiffness	EI	$1/\lambda^4$	MNm ²	150.4	0.000189 (0.000186)
	Area	A	$1/\lambda^2$	cm ²	167.1	0.306 (0.186)
	Normal stiffness	E·A	$1/\lambda^2$	MN	3440	3.980 (3.828)
Footing	Mass	m_f	$1/\lambda^3$	kg	148500	5.5
	Length	L_f	$1/\lambda$	m	6.3	0.21
Structure	Mass	m_s	$1/\lambda^3$	kg	756000	28.0
	Natural frequency	f_s	λ	Hz	2	60
	Damping ratio	h_s	1	%	6.0	6.0
Exciting acceleration		α	λ	g	0.18	5.4

の関係による Imai¹⁴⁾ の経験式と弾性波動理論の式を用い

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

$$f = V_s / 4H$$

により、実地盤の固有振動数を計算すると 3.9Hz であった。第 6 章で明らかにしたように模型と実地盤の固有振動数を一致させることが実現象を評価することが重要であり、模型地盤の固有振動数を実地盤に対応するように作成した。

模型地盤作成方法は、最初に支持層として小砂利を突固めた砂礫層を相対密度 D_r 約 80% で作製し、次に液状化層として乾燥状態の豊浦砂を空中落下法により模型地盤を作製することで行った。実験に用いた小砂利と豊浦砂の粒径加積曲線と物性値を図-7.3 に示す。模型と実物の縮尺比が 1:30 であるので模型地盤の間隙流体には、水の 30 倍の粘性 (30cs) をもつシリコンオイルを用いた。遠心力場の実験において、間隙流体に模型の縮尺比に応じた粘性のシリコンオイルを用いることについては、田中ら¹⁵⁾ により妥当性が報告されている。

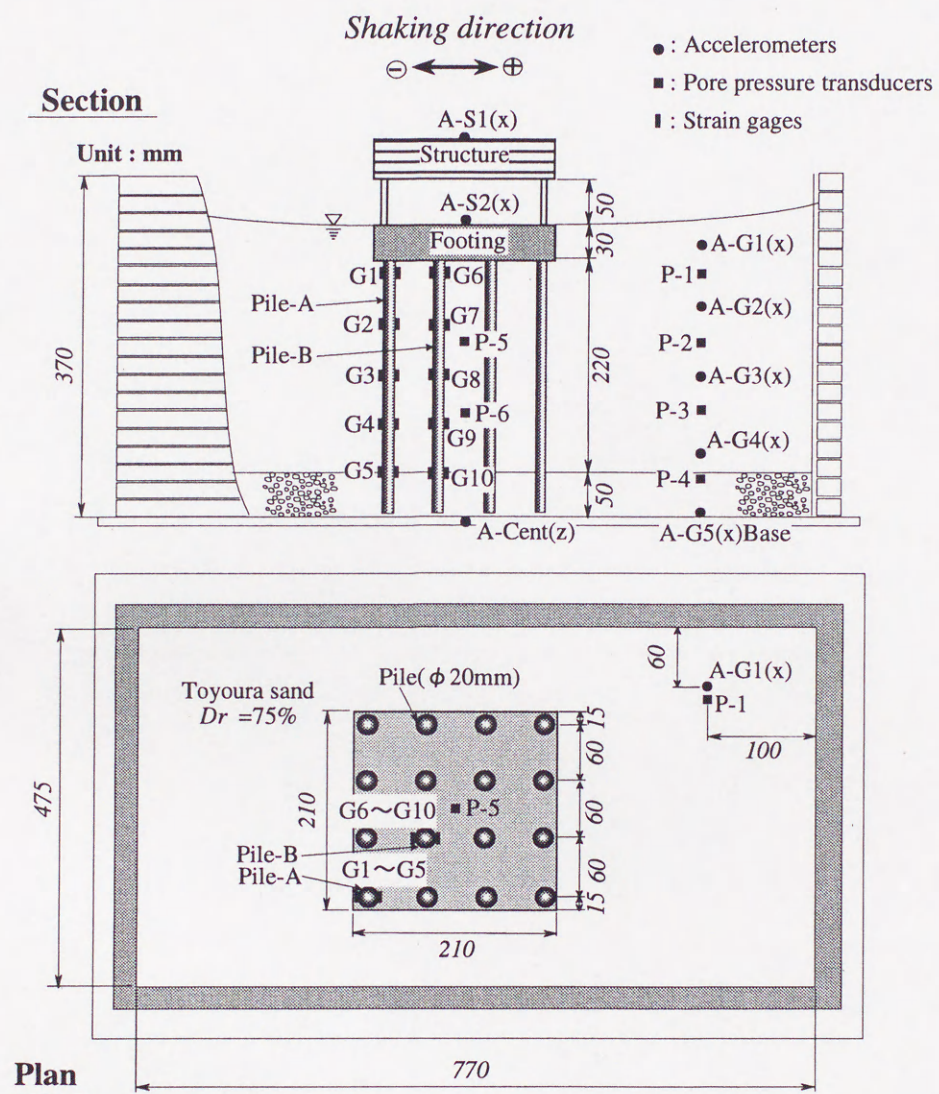
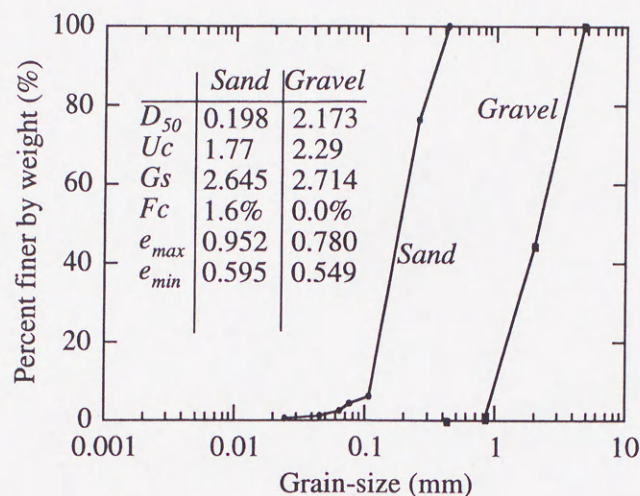


図-7.2 試験体および計器配置



図ー7.3 実験に用いた小砂利と豊浦標準砂の粒度分布および物理諸量

(3) 液状化実験における模型地盤の飽和方法

遠心実験により地盤の液状化を取扱う模型実験において、実験精度を確保するには模型地盤の飽和度を向上させることは非常に重要である。本実験においては、模型地盤の飽和度の向上を図るため、せん断土槽を真空槽に入れ、真空状態で間隙流体を注入して飽和させる方法をとった。これと類似の方法が、Hsu et al.¹⁶⁾、Ting et al.¹⁷⁾および Kimura et al.¹⁸⁾により紹介されている。

模型地盤の飽和に用いた装置を図ー7.4に示す。模型地盤を、長さ1.2m、幅1.2m、高さ0.8mの耐圧箱に入れ完全に脱気した後、真空状態を保ちながら、非常にゆっくりとせん断土槽底部に設けた注入口からシリコンオイルを浸透させる。飽和に要する時間は、地盤材料の透水係数に依存し、豊浦砂の場合20～30時間である。以下に、飽和の手順を示す。

◎ Step 1 初期設定

(a)土槽セット

(b)Oilの真空脱気

◎ Step 2 真空状態作成

- ・真空作成時間は、タンクの気密性と Vacuum Pump の能力に依存する。
- ・このタンクと Vacuum Pump の場合、真空作成時間は4～5時間である。

(a)バルブ 1, 2, 4 Open

(b)バルブ 3 Close

(c)レギュレーター 760mmHg

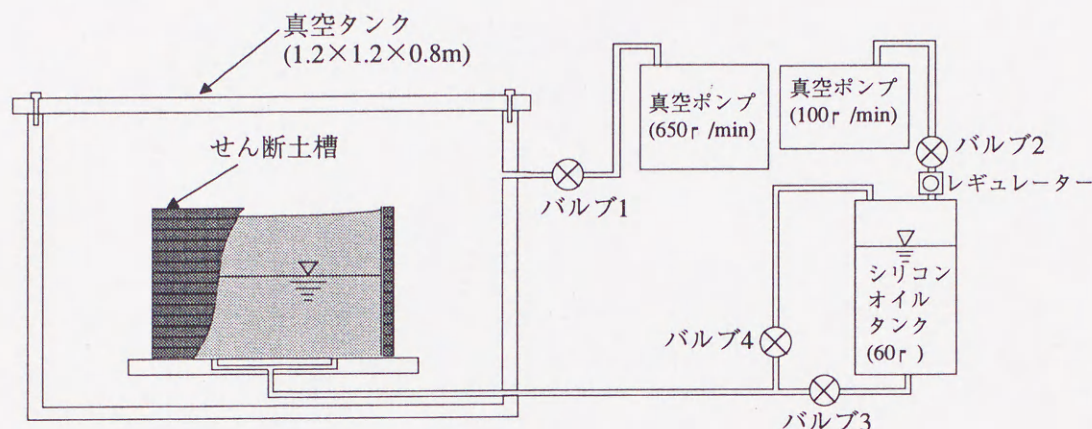


図-7.4 模型地盤の飽和に用いた装置

◎ Step 3 地盤飽和

- (a)バルブ 1, 2, 3 Open
- (b)バルブ 4 Close
- (c)レギュレーター 700 ~ 720mmHg

真空状態でシリコンオイルを浸透させた場合、模型地盤は多少は不飽和状態になるが、空隙部分は空気ではなくほぼ真空であるので、大気圧に戻すとこの空隙はほとんどなくなり、さらに遠心力場では加速度の上昇により流体の圧力が作用するため、こうして作製した模型地盤の飽和度は非常に高いものとなる。

(4)群杭基礎構造物のモデル化

構造物全体は非常に大きく完全にモデル化することが不可能であるため部分モデル化を行った。また、遠心装置の搭載質量制限のため、地盤深さを実際よりも小さくする必要性から、フーチングは実物の高さ 3m を模型では実物換算で 0.9m に、杭も実物の長さ 9m を模型では実物換算で 8.2m と若干短くした。実構造物の基礎固定における固有振動数は 1.3Hz、減衰定数は約 5% である。構造物模型の固有振動数は実物換算で 2Hz で、実構造物よりもやや大きくなった。模型の減衰定数は約 6% であり、実物に概ね一致している。構造物模型は、質量 $m=28.0\text{kg}$ の重錘を 4 枚の鋼柱で支持したもので、鋼柱の高さは 50mm、柱断面は 4 mm(加振方向)x 10mm でせん断変形が卓越する構造とし、フーチングの材質はアルミニウムで、サイズは 210 × 210mm、

高さ 30mm で、質量は 5.5kg である。

群杭基礎模型は 16 本(4 × 4)で杭間隔は杭径の 3 倍である。実際の杭は先端開放の打込み杭で計画されているが、杭打設時の地盤締固めの効果は無視して、杭基礎模型を設置した後に地盤を作製した。杭頭はアルミニウムのフーチングに剛結し、支持杭基礎を模擬するために、杭下端は支持層に杭径の約 2.5 倍を根入れしている。

杭基礎の模型実験においては、実物の鋼管杭($\phi = 600\text{mm}$, $t = 9\text{mm}$)と模型杭に関する曲げ剛性($E \cdot I$)および軸剛性($E \cdot A$)の相似性をあわせることが必要である。表-7.1 において模型杭の厚さ、ヤング係数、断面二次モーメントおよび断面積の括弧内の数字は、実際の杭を相似則で縮尺化したものであるが、曲げ剛性と軸剛性の相似性を満足するように模型杭の厚さ、ヤング係数が適切なものを選択した。その結果、表-7.1 に示されているように、模型杭は曲げ剛性および軸剛性とも概ね相似性を満足させることができている。

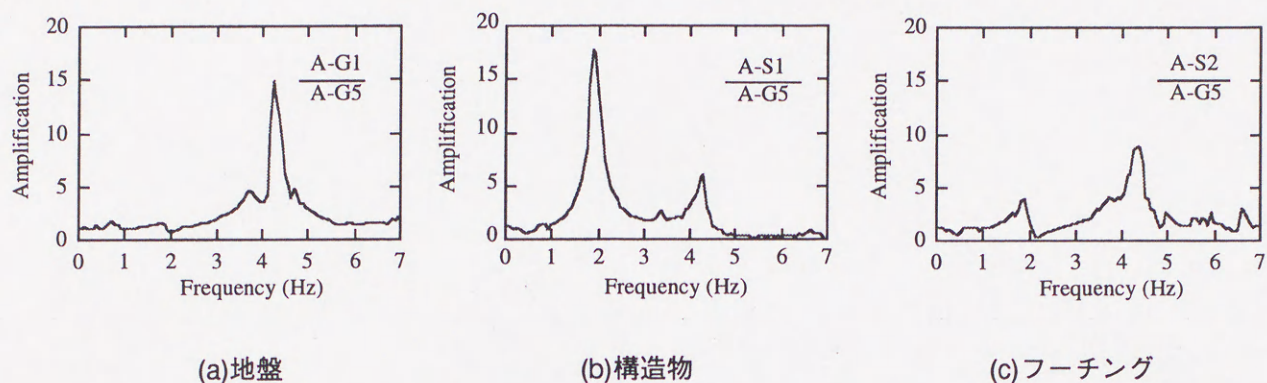
7.2.3 遠心力場の振動実験方法

(1) セン断土槽

実験に用いたセン断土槽は、高さ 26mm、幅 40mm、厚さ 1.2mm の長方形中空スチール角パイプを 14 段積み重ねたもので軽量化を図っており、各々の角パイプ間には厚さ 2mm の平型ベアリングを設置して土槽自体のセン断剛性を小さくしている。土槽の内寸法は、長さ 77cm(加振方向)、幅 47.5cm、深さ 37cm である。このセン断土槽自体の質量と飽和状態の模型地盤との質量比は、1 : 5.9 で遠心力場で使用するセン断土槽としては、Kutter et al.²⁰⁾ および Fiegel et al.²¹⁾ のものと比較して、セン断土槽自体の慣性力の影響が小さいと考えられる。

(2) 微小加振試験による地盤の初期剛性における固有振動数

作製した模型の杭-地盤系の基本振動特性を把握することは、その応答特性を考察する上で重要なことである。実物換算で微小な加振加速度 3Gal、周波数範囲 1 ~ 7Hz の加振による正弦波スイープ加振を行い、初期セン断剛性における構造物および地盤の固有振動数を求めた。基盤入力(A-G5)に対する地表地盤(A-G1)、構造物(A-S1)、フーチング(A-S2)の周波数伝達関数を図-7.5(a),(b),(c)に示す。図は相似則により実物の値に変換して表示している。地表地盤(A-G1)の周波数伝達関数に見られる 4.2Hz のピークは地盤の固有振動数である。また構造物(A-S1)の周波数伝達関数に見られる約 2Hz のピークは、構造物の固有振動数である。構造物の固有振動数は、地盤の固有振動数より小さく、10m 程度の砂層における杭-地盤系の応答性状を良く表わしている。

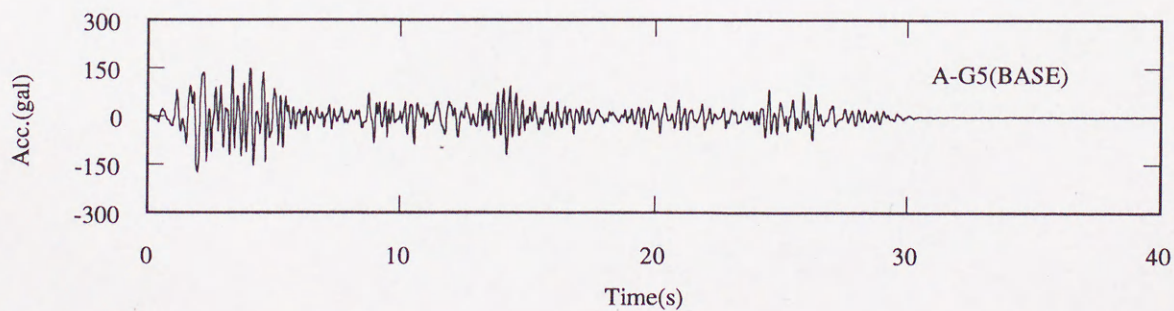


図ー 7.5 周波数伝達関数 (実物換算値)

(3) 液状化実験に用いた地震波

杭 - 地盤系の実地震に対する杭基礎の耐震安全性を検討するための実験として、最大入力加速度 200Gal (実物換算) の EL-CENTRO 波の NS 成分による液状化実験を行った。実験結果の最大入力加速度は、175Gal であった。

実験結果の支持地盤で測定した EL-CENTRO 波の時刻歴を図ー 7.6 に、フーリエスペクトルを図ー 7.7 に示す。図ー 7.5(b) と図ー 7.7 より入力地震動は 2Hz 付近に大きなパワーをもっており、構造物の固有振動数の近い。なお、低周波数における振動実験装置の加振能力に制限があるため、入力地震動は 1Hz 以下の周波数をフィルターでカットしている。



図ー 7.6 入力地震波

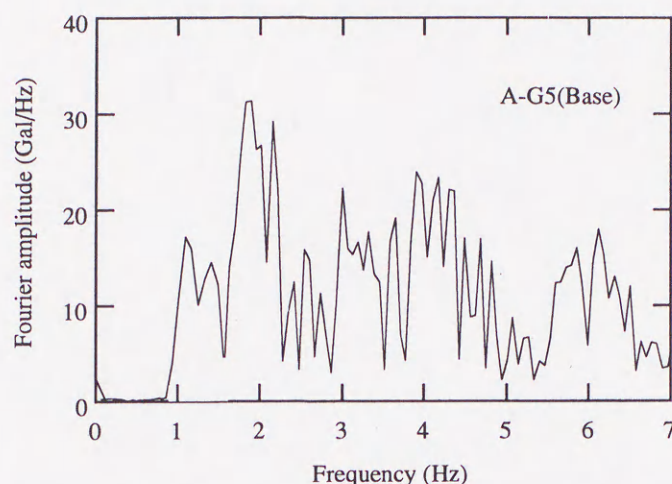


図-7.7 入力地震波のフーリエスペクトル（実物換算値）

7.2.4 杭-地盤-構造物系の液状化時における挙動

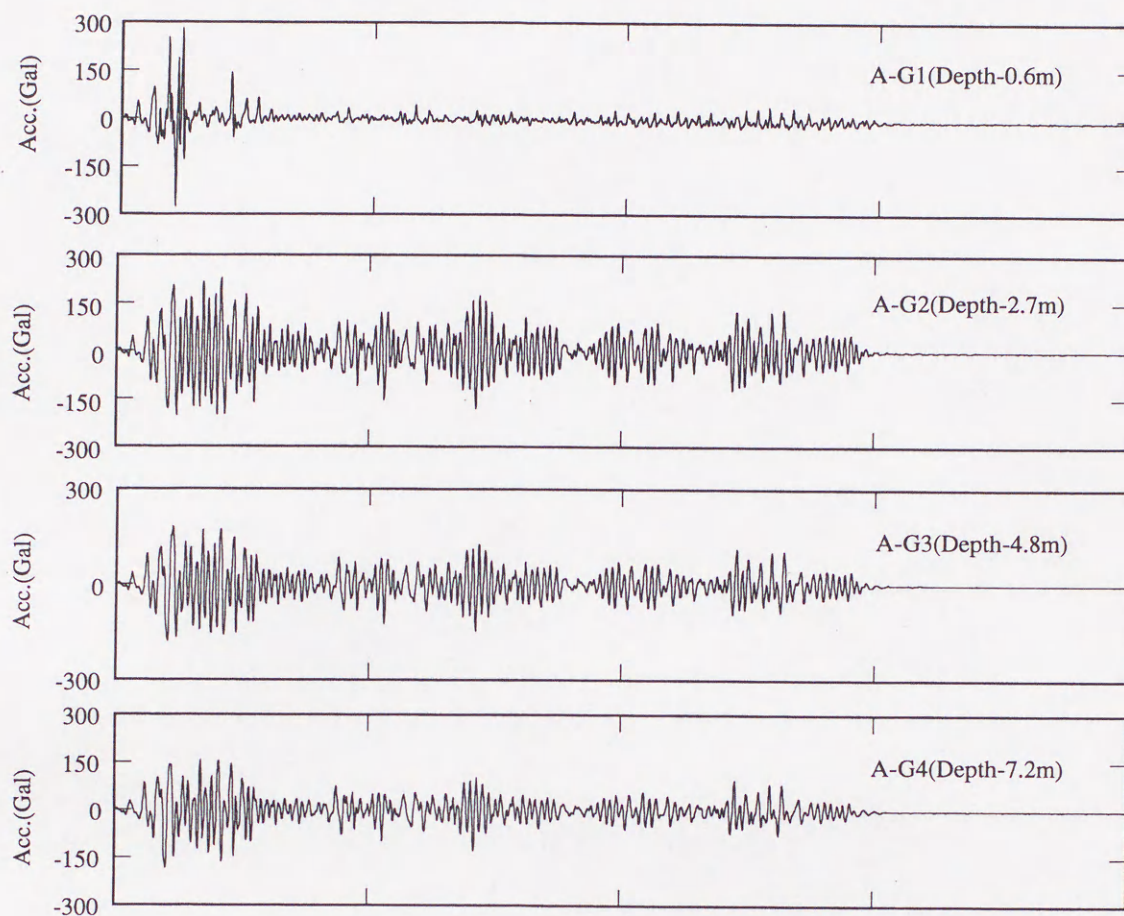
(1) 砂地盤の液状化時の挙動

液状化加振実験の結果として、杭基礎から離れた位置における地盤中で計測された A-G1 ~ A-G4 の加速度応答を図-7.8 に、P-1 ~ P-4 による過剰間隙水圧の時刻歴を図-7.9 に示す。この実験では深度 -1.6m(P-1)における地表地盤のみが液状化しており、地表地盤(A-G1)では時刻 5 秒以後の加速度応答が殆どなくなっている。過剰間隙水圧の時刻歴から深度 -3.8m(P-2)では過剰間隙水圧比 0.9 程度まで上昇しており、かなり液状化に近づいているが、直上地盤の深度 -2.7m(A-G2)の加速度は応答している。一般的に、液状化要素試験において過剰間隙水圧比が 0.9 程度ではせん断ひずみは小さいが、過剰間隙水圧比が 1.0 になった後でせん断ひずみは急激に大きくなる。このことから、過剰間隙水圧比が 0.9 程度になっても、実験において地盤の加速度応答が無くならないことは妥当な結果と言える。

地盤の過剰間隙水圧の分布を図-7.10 に示す。遠方地盤の過剰間隙水圧は 5.85 秒で深度 -1.6m の上部層のみ液状化しており、12.2 秒でも下層の -6.0m では液状化していないことがわかる。また、深度 -7.8m は支持層内の過剰間隙水圧であり図-7.10 によると過剰間隙水圧比は 0.4 程度まで上昇しており、礫層でも過剰間隙水圧がある程度は上昇することがわかる。礫層(P-4)の時刻歴では加速度波形の形状と対応した振動成分がみられるが、これは礫と間隙流体がそれぞれ独自に振動するための相互作用によるものと考えられる。

(2) 杭剛性による杭間地盤の液状化防止効果の検討

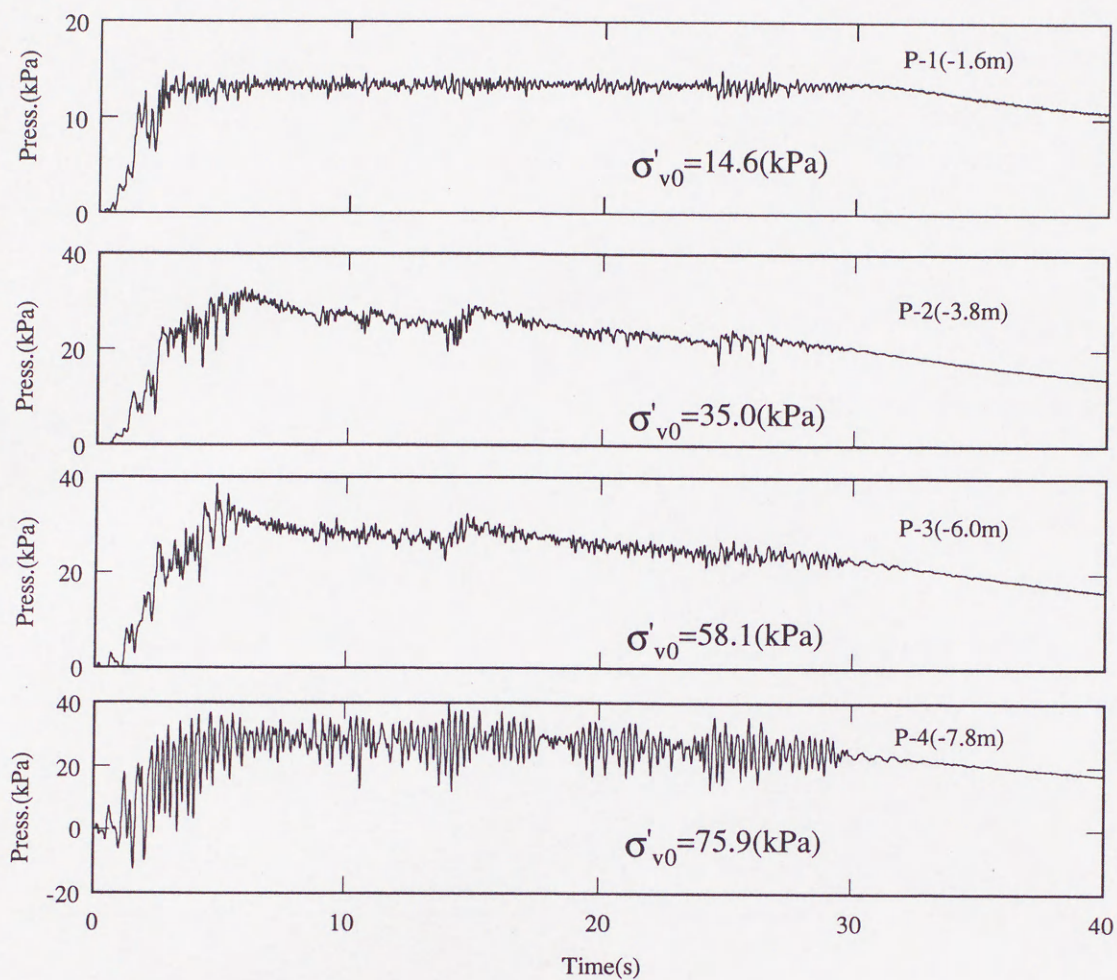
杭間隔の小さい群杭の剛性により杭間地盤の液状化を防止できれば、周辺地盤が液状化しても杭周辺地盤のバネ剛性の低下は小さく、基礎自体の耐震性は大きいと考えられる。杭剛性による杭間地盤の液状化防止



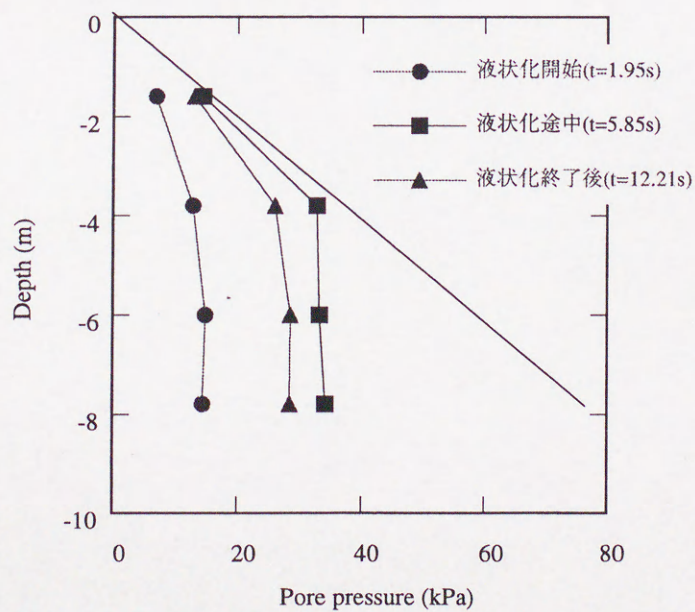
図－7.8 地盤の加速度応答時刻歴（実物換算値）

効果を検討するため、一般地盤と杭間地盤の過剰間隙水圧の時刻歴による比較を図－7.11に示す。一般地盤(P-2, P-3)と杭間地盤(P-5, P-6)の過剰間隙水圧の上昇は、両者とも一般地盤の方が多少振動成分が多いが概ね一致している。これは、杭間地盤と一般地盤はほぼ同じせん断ひずみが発生しているためであると考えられる。このことは、後述するように一般地盤(A-G2)とフーチング(A-S2)の加速度時刻歴を比較すると両者はほぼ同一の挙動をしていることから分かる。今回用いた杭基礎は、比較的細長比が小さく杭間隔も杭径の3倍と小さく、入力地震動の卓越周期が構造物の固有振動数に一致しているが、この加振実験結果からは群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であり、杭間地盤は一般地盤と同程度に液状化しているといえる。

次に、正弦波加振による共振実験を行い、杭剛性による杭間地盤の液状化防止効果を検討することとした。前述の図－7.7(a),(b)より、地盤の固有振動数は約4Hzで構造物の固有振動数は約2Hzである。したがって、加振振動数が地盤の弾性時の固有振動数よりやや小さい3.5Hz、加振加速度110Gal、および加振振動数が構造



図一 7.9 過剰間隙水圧時刻歴



図一 7.10 過剰間隙水圧の深度分布

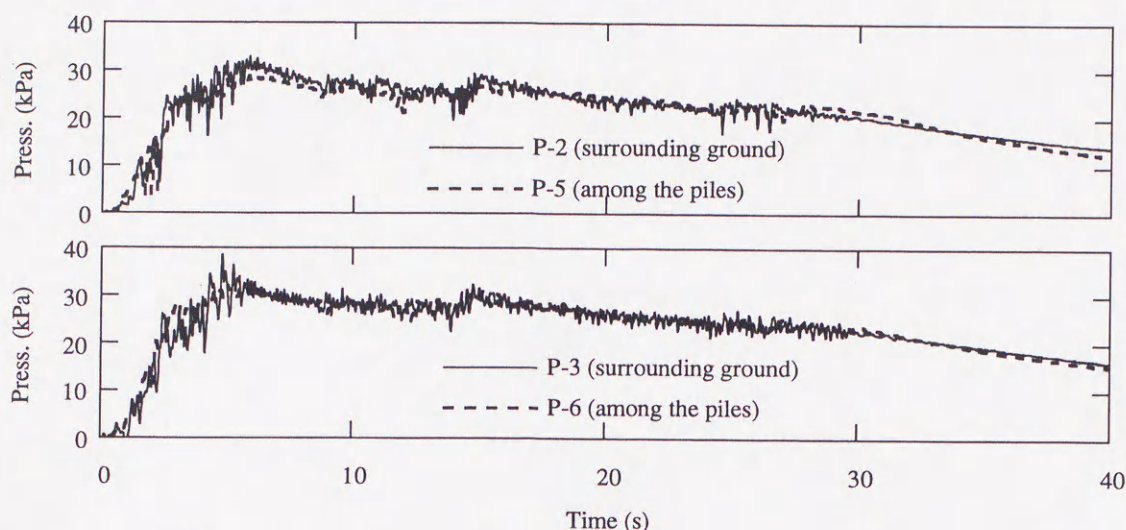


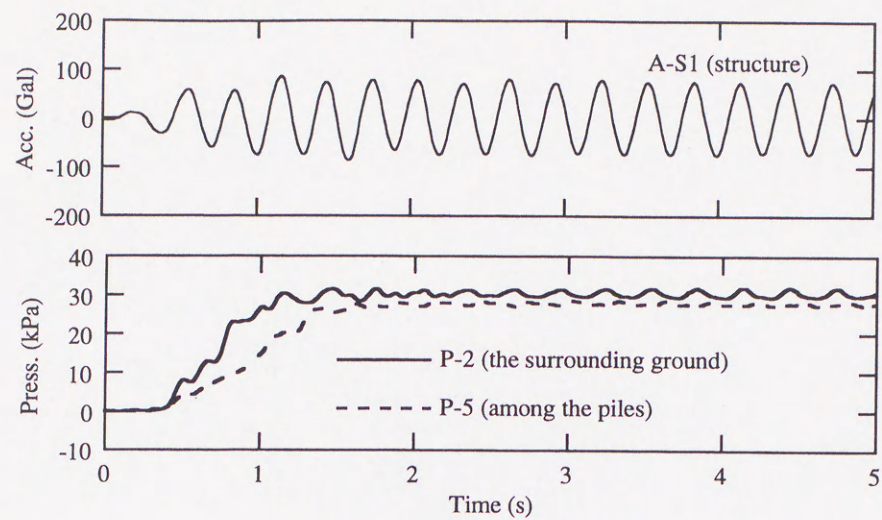
図-7.11 過剰間隙水圧時刻歴

物の固有振動数と同じ2Hz、加振加速度100Galの2ケースの加振を行った。一般地盤と杭間地盤の過剰間隙水圧の比較を行った結果を図-7.12に示す。(a)は加振振動数と地盤の固有振動数が一致している場合で、(b)は加振振動数と構造物の固有振動数が一致している場合である。(a)に示した構造物の応答加速度は、加振加速度と同程度であり共振していないのに対し、(b)に示した構造物の応答加速度は共振している。(a)(b)より、地盤が共振する地震動の場合には、遠方地盤が大きく振動して液状化しやすいのに対し、杭間地盤は群杭基礎が抵抗するため液状化しにくくなる。また、構造物が共振する場合には、フーチングおよびその下の地盤は一般地盤よりも大きくせん断振動するため、液状化しやすくなるがわかる。

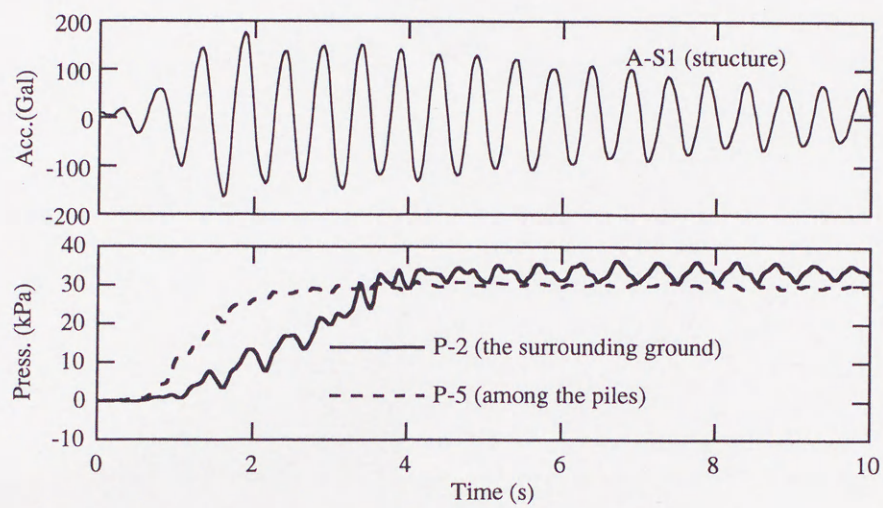
正弦波加振の実験結果から、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止できるかは、入力地震動の周波数成分と構造物の固有振動数の関係で決まるといえる。すなわち、構造物が共振する場合には、杭間地盤は液状化しやすくなるといえる。しかし、地震波加振の結果からは、入力地震動の卓越周期が構造物の固有振動数に一致している場合でも一般地盤と杭間地盤の過剰間隙水圧はほぼ同じであった。これは、地震波加振の場合は、多くの周波数成分が含まれており、正弦波加振ほど顕著な振動数の影響は現れないためである。以上より、一般的には、締固め効果を考慮しない場合、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難である。地震時には一般地盤と杭間地盤は、同程度の液状化が発生すると考えるのが妥当である。

(3) 液状化時における構造物およびフーチングの応答

構造物とフーチングの加速度の時刻歴を図-7.13に示す。構造物(A-S1)は構造物の固有振動数で揺れており液状化する途中の応答が大きく、フーチング(A-S2)はほぼ地盤(A-G2)と同様の応答性状を示している。図-7.14には基盤入力(A-G5)に対する構造物(A-S1)の周波数伝達関数を示す。図-7.5(b)に示した正弦波スイープ加振の結果も併せて示している。両者を比較すると、液状化実験の場合の方が加速度応答倍率が大きく、固



(a) 正弦波3.5Hz加振



(b) 正弦波2.0Hz加振

図-7.12 過剰間隙水圧と構造物の応答加速度（実物換算値）

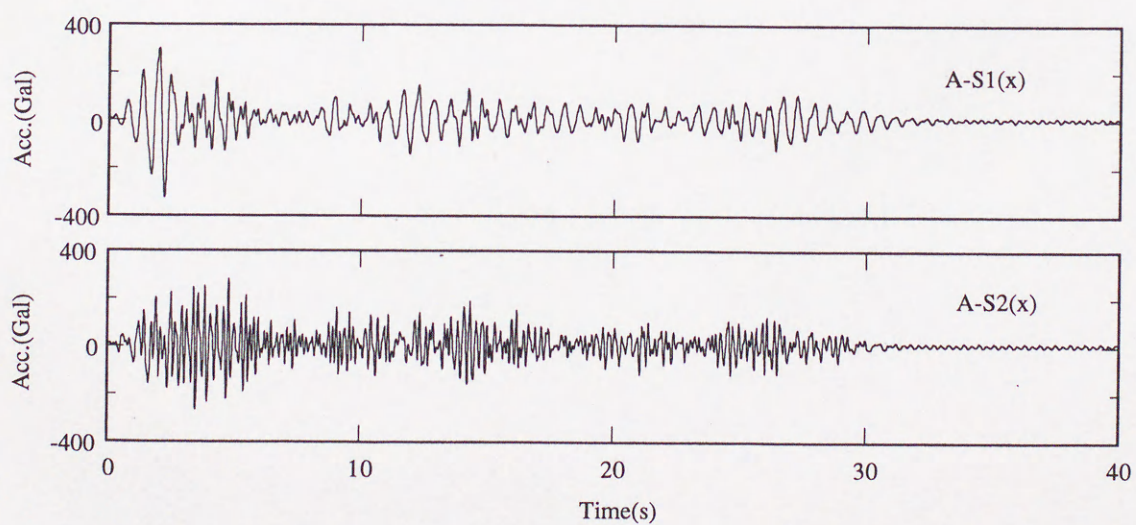
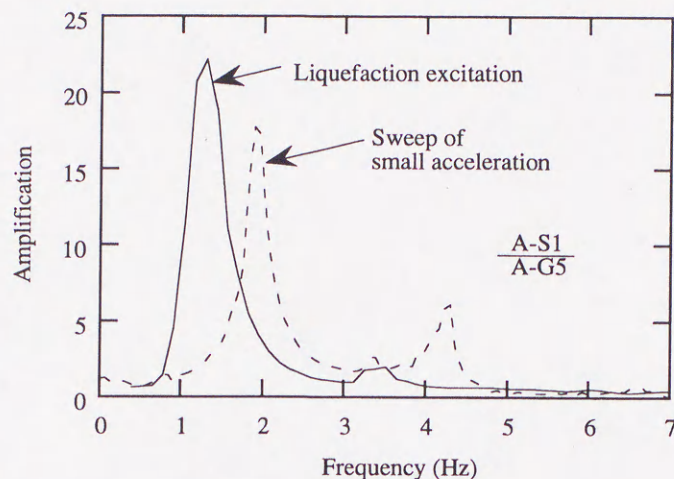


図-7.13 構造物とフーチングの加速度時刻歴（実物換算値）



図－7.14 構造物の周波数伝達関数（実物換算値）

有振動数には低下がみられる。これは、地表地盤が液状化したため突出杭のような状態になったためである。

コーナー部における杭 A(G1～G5)の曲げモーメントの時刻歴を図－7.15 に示す。液状化する途中の 1.95 秒において、構造物の大きな振動に加えて杭頭付近の地盤液状化により、地盤バネが低下しているため杭頭 (G1)の曲げモーメントは大きい。

中央部の杭 B における杭頭(G6)と杭下端(G10)の時刻歴を図－7.16 に示す。コーナー部の杭 A と中央部の杭 B に発生している曲げモーメントはほぼ同じであり、動的な群杭効果によりコーナー部の杭が内部の杭よりも特に大きな断面力が発生するという傾向は顕著ではない。

中央と端部の杭頭部における軸力の時刻歴を図－7.17 に示す。図には構造物荷重による軸力も含めている。端部の杭における軸力が大きいのは、構造物がロッキングしているためである。

コーナー部の杭 A の曲げモーメント(G1～G5)の分布を図－7.18 に示す。液状化する途中の 1.95 秒における杭頭の曲げ応力は大きい。これは、前記の構造物の加速度応答が大きいことに起因している。この結果は図－7.15 と併せて、地表面付近に液状化層があり、かつ図－7.5(b)および図－7.7 に見られるように入力地震動のパワーが構造物の固有振動数の近くにある場合の杭基礎は、液状化する途中において杭頭の耐震性が厳しくなることを、杭の断面力という点から実証している。杭の曲げモーメント分布の形状は、杭の耐震設計に用いられる Chang の式において杭頭固定の場合に得られる曲げモーメントの分布となっている。これは、本実験が地表地盤のみが液状化した上に入力地震動のパワーが構造物の固有振動数にほぼ一致し、杭の曲げモーメントの発生メカニズムが構造物慣性力に支配されたためである。

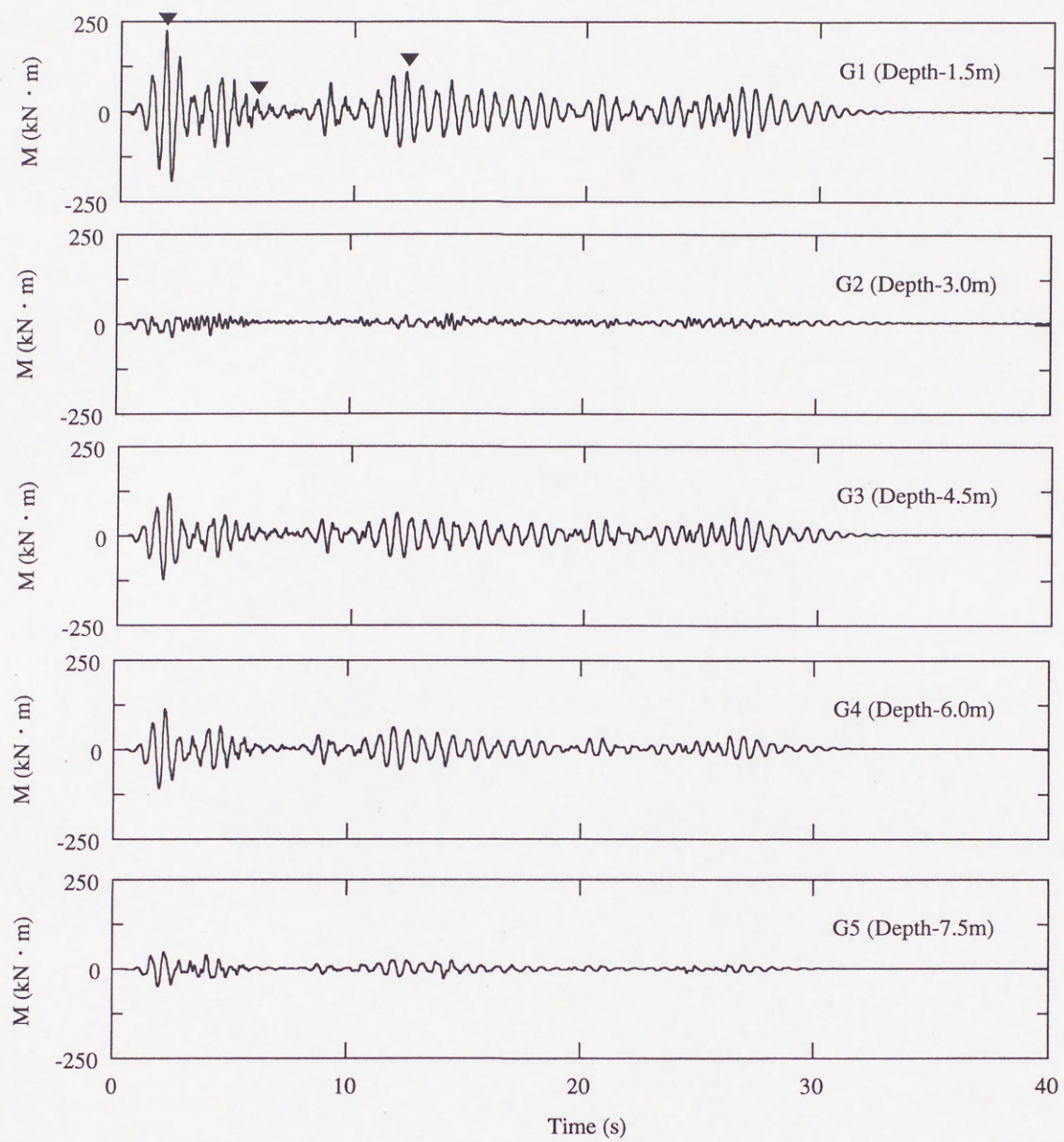
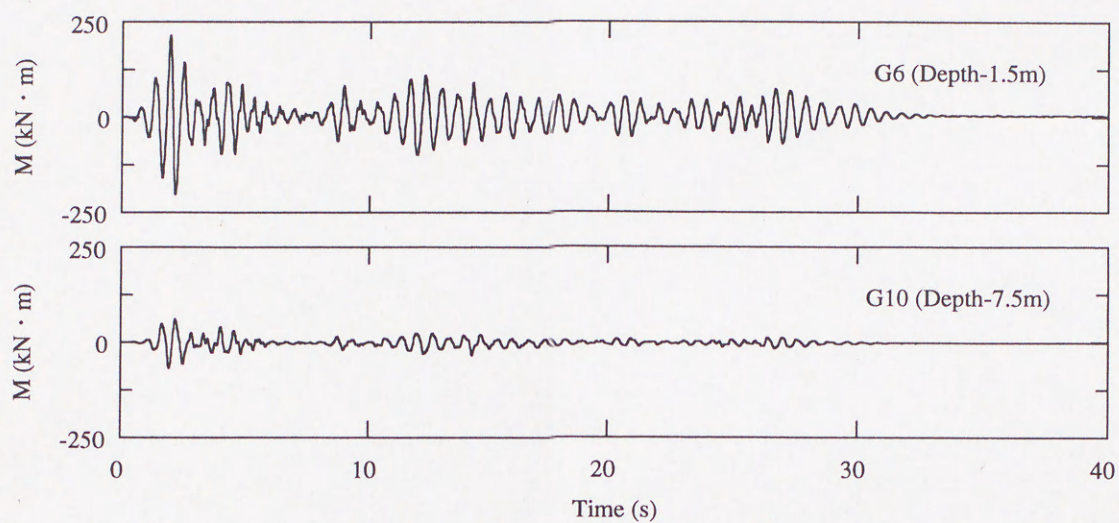
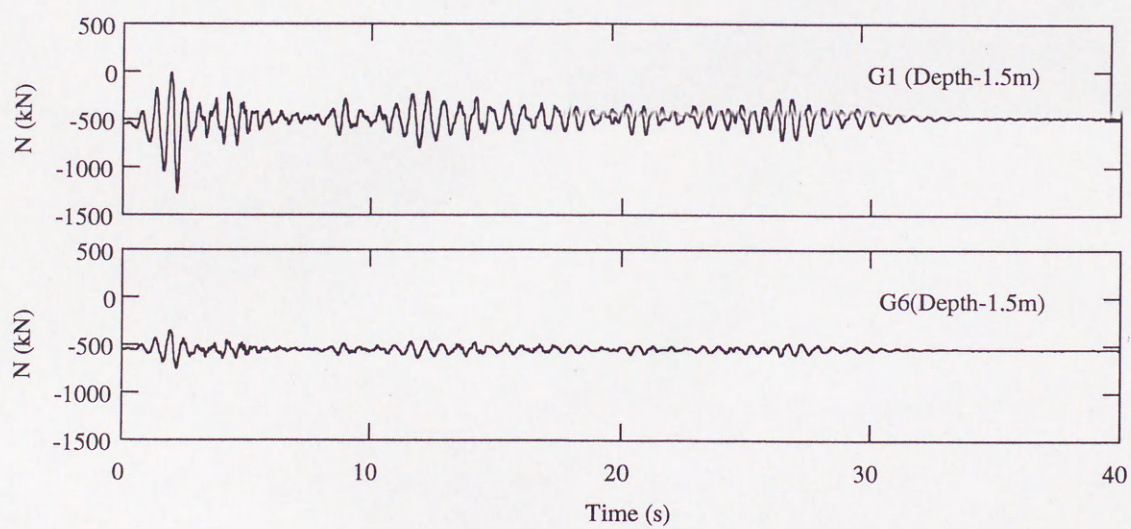


図-7.15 A杭の曲げモーメントの時刻歴（実物換算値）



図一7.16 B杭の曲げモーメントの時刻歴（実物換算値）



図一7.17 A杭とB杭の軸力の時刻歴（実物換算値）

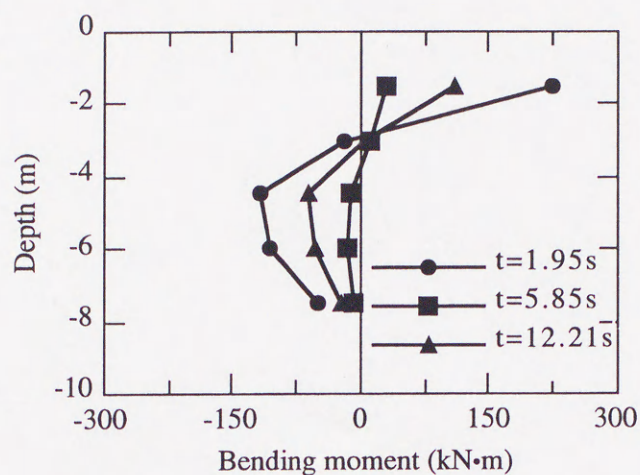
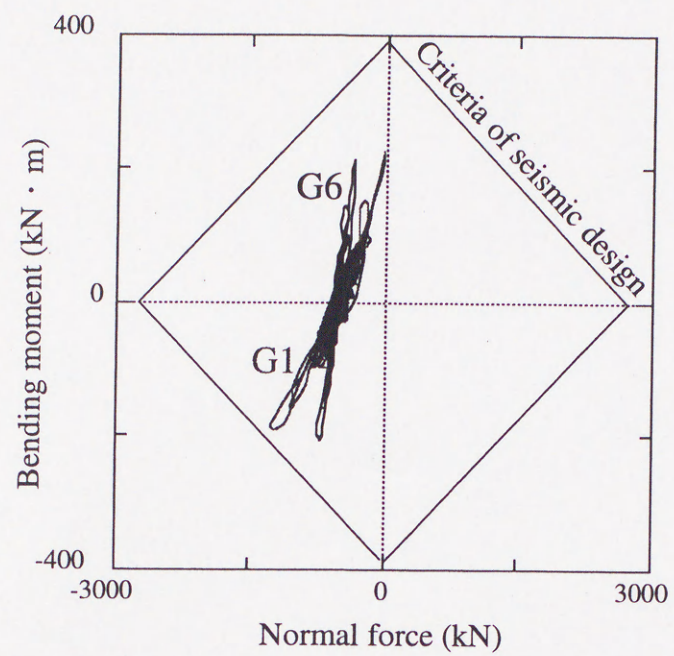


図-7.18 A杭の曲げモーメントの深度方向分布（実物換算値）

7.2.5 液状化時における杭基礎の耐震性評価

杭基礎の耐震性を評価するためには、杭体の常時と地震時の断面力を足し併せて検討する必要がある。設計では常時の構造物による1本あたりの杭の軸力は554kNである。常時の杭の軸力に地震時の軸力を足しあわせた軸力と地震時の曲げモーメントの関係(MN曲線)を図-7.19に示す。G1とG6は端部と中央における曲げモーメントの大きな杭頭での軸力と曲げモーメントの関係である。これより、G1とG6は何れも地震時の杭の許容断面力内におさまっている。なお、常時の杭軸力は554kNであり、許容軸力は1800kNよりかなり小さい。これは、杭の極限支持力が杭体応力度ではなく地盤の支持力で決定されているからである。

したがって、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であるが、地震時における杭の許容断面力内におさまっていることより、基盤最大加速度175Galの地震に対して杭基礎の耐震性は確保されていると考えられる。



図一 7.19 MN 曲線 (実物換算値)

7.3 杭打設に伴う締固めによる液状化防止効果の検証

7.3.1 遠心場の群杭基礎構造物のモデル化

7.2.2で記述した実際の構造物を地盤-杭-建屋系にモデル化し、表-7.1に示す相似則により遠心力場の振動実験装置を用いて液状化模型実験を行った。本節では、杭打設に伴う締固め効果を考慮した場合、杭間地盤の液状化を防止できるか実験的に検討した。実験に用いた地盤-杭-建屋系およびせん断土槽の断面図・平面図を外観を図-7.20に示す。杭基礎モデルは、7.2.2で記述したものと同様なものを用いた。

実地盤は、図-7.1に示した柱状図によると深度方向に標準貫入試験による N 値は変化しているが、平均 N 値 $N=13$ として相対密度と N 値の関係式

$$Dr = 21 \sqrt{N / (\sigma'_v + 0.7)} \%$$

σ'_v :有効上載圧 (kgf/cm²)

を用いて相対密度を計算した。模型地盤は、一般地盤については前述の実験と同様に相対密度 $Dr=75\%$ の様な液状化層にて作製することとした。実地盤の地下水位はG.L.-0.7mと極めて地表に近いことより、模型地盤は地表とした。 N 値と V_s の関係によるImai¹⁴⁾の経験式と弾性波動理論の式を用い

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

$$f = V_s / 4H$$

により、実地盤の固有振動数を計算すると3.9Hzであり、模型地盤の固有振動数は実地盤に対応するように作成した。

杭打設に伴う締固め効果を考慮する手法は、杭打設に伴い杭体体積分の土が全て周辺地盤に排除され密度増加に寄与するとして、第5章で提案した以下の手法を用いた。ただし、先端開放の鋼管杭では打設に伴い土が周辺地盤に排除されることは期待できないので、ここで想定している杭は、先端に十字リブが付いた鋼管杭もしくは成川ら^{22)~24)}が考案している先端閉塞治具を用いて打設する鋼管杭を想定している。

締固め効果を考慮する手法は、具体的に、実地盤において深度方向に変化している N 値を平均化し、上式により算定した平均相対密度 $Dr_0=75\%$ をもとに以下の式を用いて、打設後の杭間中心位置における地盤の平均密度を算出した。その結果、基礎下の地盤を相対密度 $Dr'_0=90\%$ となるよう作製することとした。

$$e_0 = e_{\max} - (e_{\max} - e_{\min}) \times Dr_0$$

$$e'_0 = e_0 - \alpha_s \times \beta \times (1 + e_0)$$

$$Dr'_0 = \frac{e_{\max} - e'_0}{e_{\max} - e_{\min}}$$

ここで、 Dr_0 は杭打設前の地盤の相対密度、 Dr'_0 は杭打設後の地盤の相対密度、 e_0 、 e'_0 はそれぞれ杭打

模型地盤作製手順は、最初に支持層として小砂利を突固めた砂礫層を相対密度 D_{r0} = 約 80% で作製し、杭模型を設置後、乾燥状態の豊浦標準砂を空中落下法を用いて相対密度 D_{r0} = 75% となるよう液状化層を作製する。基礎下の地盤の作製方法は、柔なメッシュでフーチングと杭基礎を囲み、メッシュで囲まれた部分をタampingにより相対密度 D_{r0}' = 90% となるよう作成する。杭の締固め範囲はフーチング直下の範囲とした。なお、フーチングに直径 40mm の孔を 9 箇所設け、基礎下地盤を作成しやすく工夫している。

Shaking direction

Section

Unit : mm

370

Dr=75%

Pile-A

Pile-B

G1

G2

G3

G4

G5

G6

G7

G8

G9

G10

Structure

A-S1(x)

A-S2(x)

Footing

メッシュ

● A-G1(x)

■ P-1

● A-G2(x)

■ P-2

● A-G3(x)

■ P-3

● A-G4(x)

■ P-4

● A-G5(x)

A-Cent(z)

A-G5(x)Base

50

30

50

220

90%

Dr=90%

Plan

475

770

210

210

15

60

60

60

60

15

Pile (φ 20mm)

G6~G10

■ P-5

G1~G5

Pile-B

Pile-A

メッシュ

基礎下 Dr=90%

60

100

● A-G1(x)

■ P-1

Toyouira sand

Dr =75%

- 125 -

7.3.2 遠心力場の振動実験方法

(1) 微小加振試験による地盤の初期剛性における固有振動数

作成した模型の杭-地盤系の基本振動特性を把握するために、実物換算で微小な加振加速度 3Gal、周波数範囲 1～7Hz の加振による正弦波スイープ加振を行い、初期せん断剛性における構造物および地盤の固有振動数を求めた。その結果、地盤の固有振動数は 4.5Hz であり、杭打設に伴う締固めを効果を考慮していない実験ケースとほぼ同様である。構造物については、基礎直下を締固めたことにより固有振動数が 2.8Hz となった。

(2) 液状化実験に用いた地震波

杭-地盤系の実地震に対する杭基礎の耐震安全性を検討するための実験として、レベル 1 地震を想定し最大入力加速度 200Gal (実物換算) の EL-CENTRO 波 NS 成分による液状化実験を行った。支持地盤で測定した EL-CENTRO 波の時刻歴を図-7.21 に示す。実験結果の最大入力加速度は 175Gal 程度であり、杭打設による締固め効果を考慮しない実験とほぼ同一である。

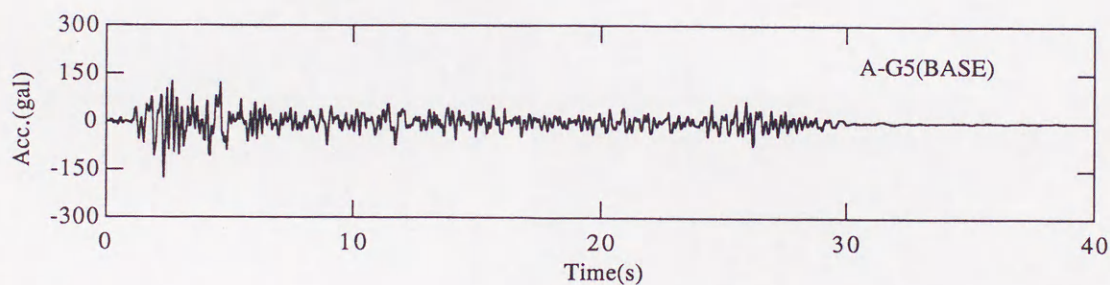


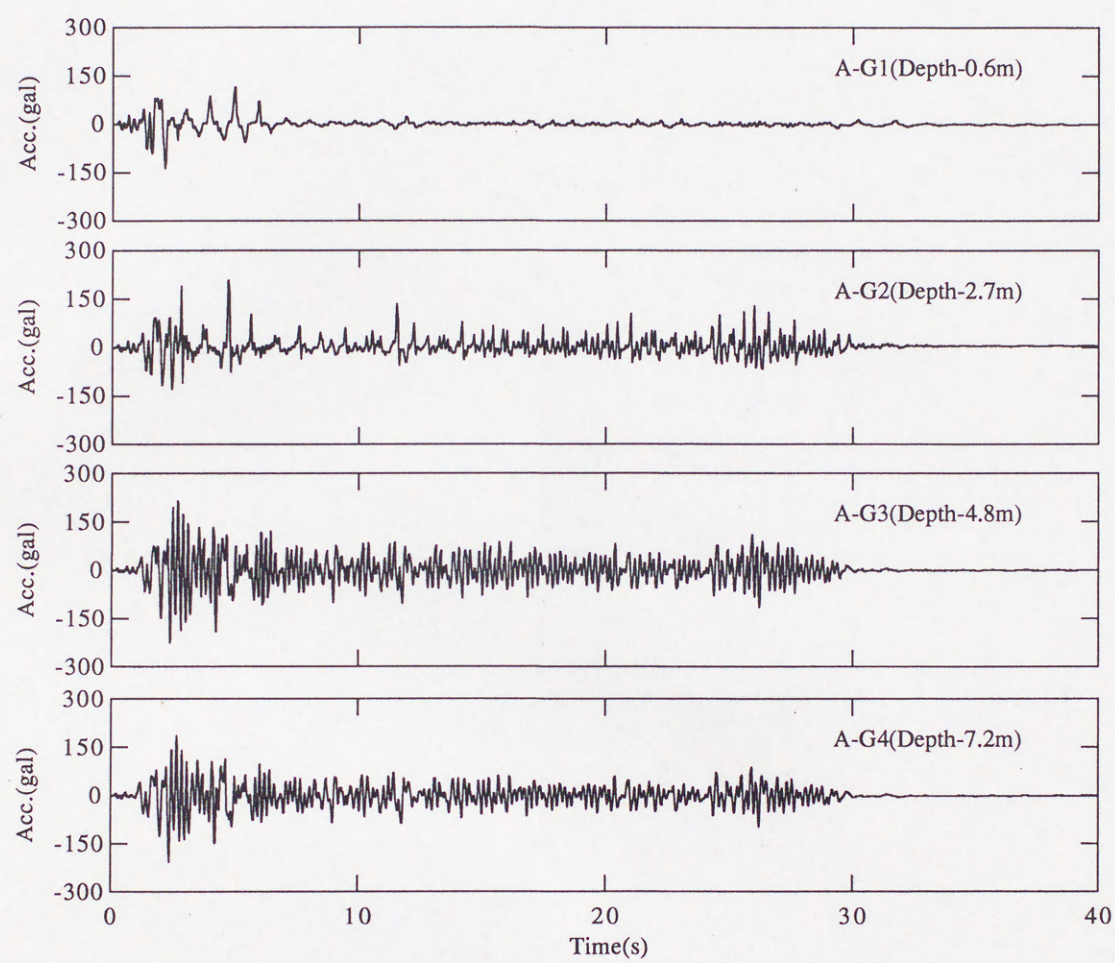
図-7.21 入力地震波 (実物換算値)

7.3.3 杭-地盤-構造物系の液状化時における挙動

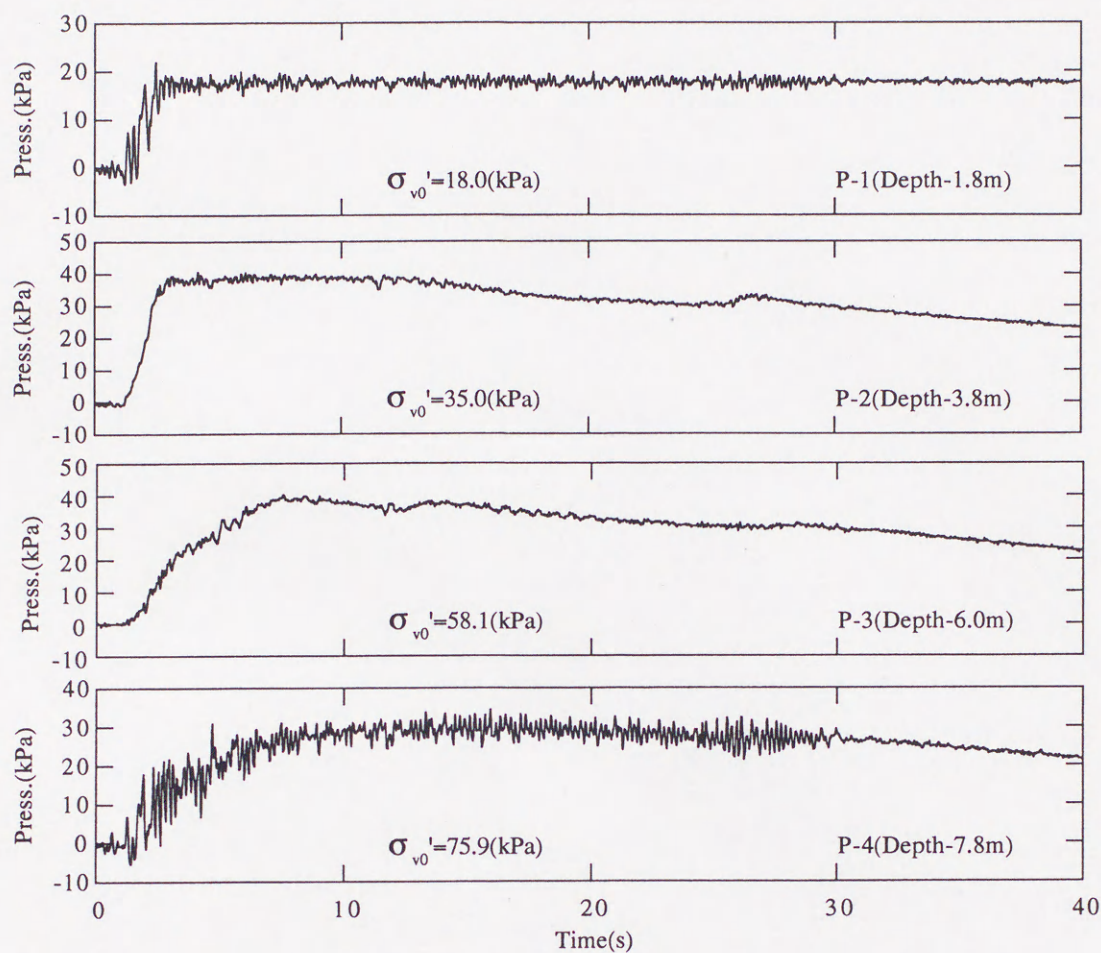
(1) 杭打設に伴う地盤改良効果

液状化加振実験の結果として、杭基礎から離れた位置における地盤中で計測された A-G1～A-G4 の加速度応答を図-7.22 に、P-1～P-4 による過剰間隙水圧の時刻歴を図-7.23 に示す。加速度、過剰間隙水圧の時刻歴から深度 -1.6m (P-1) 以浅では、加振開始後 2 秒程度で液状化が生じている。深度 -3.8m では、過剰間隙水圧比 0.7 程度まで上昇している。

杭打設による締固め効果を考慮した実験において一般地盤と杭間地盤の過剰間隙水圧時刻歴による比較を図-7.24 に示す。遠方地盤 (P-2, P-3) と遠方地盤 (P-5, P-6) の過剰間隙水圧の上昇は遠方地盤の方が速くなっており、一般地盤と杭間地盤における密度の差の影響が現れている。今回用いた杭基礎は、入力地震動の卓越



図一 7.22 地盤の加速度応答時刻歴（実物換算値）

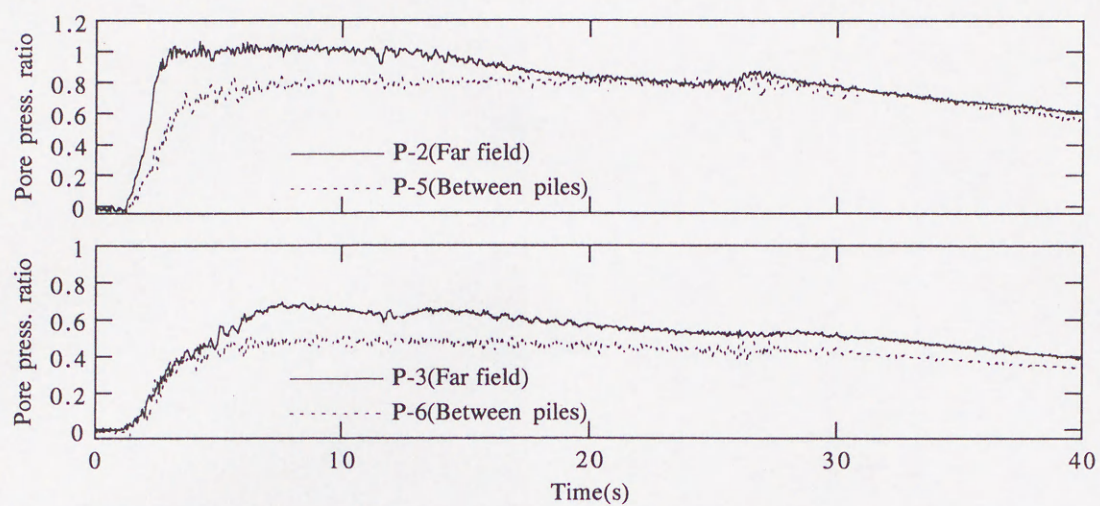


図一 7.23 過剰間隙水圧時刻歴

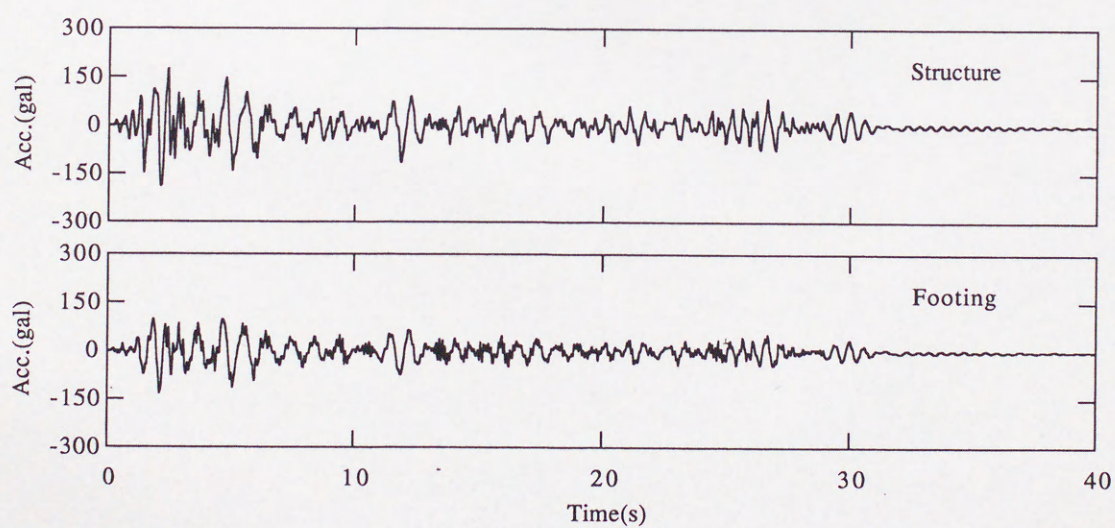
周期が構造物の固有振動数に概ね一致しているが、締固めを考慮した杭間地盤は一般地盤よりも液状化し難いという結果が得られた。

(2) 杭の曲げモーメント

構造物とフーチングの加速度の時刻歴を図一 7.25 に示す。構造物(A-S1)、フーチング(A-S2)は入力地震波の加速度が大きくなる3秒前後、6秒時刻での応答が大きくなっており、杭間地盤の締固めにより入力地震波とほぼ同様な応答性状を示している。コーナー部における杭A (G1 ~ G5) の曲げモーメントの時刻歴を図一 7.26 に示す。3秒前後、6秒、13秒前後において、構造物の加速度応答が大きいことにより杭頭(G1)の曲げ



図一 7.24 過剰間隙水圧比の比較

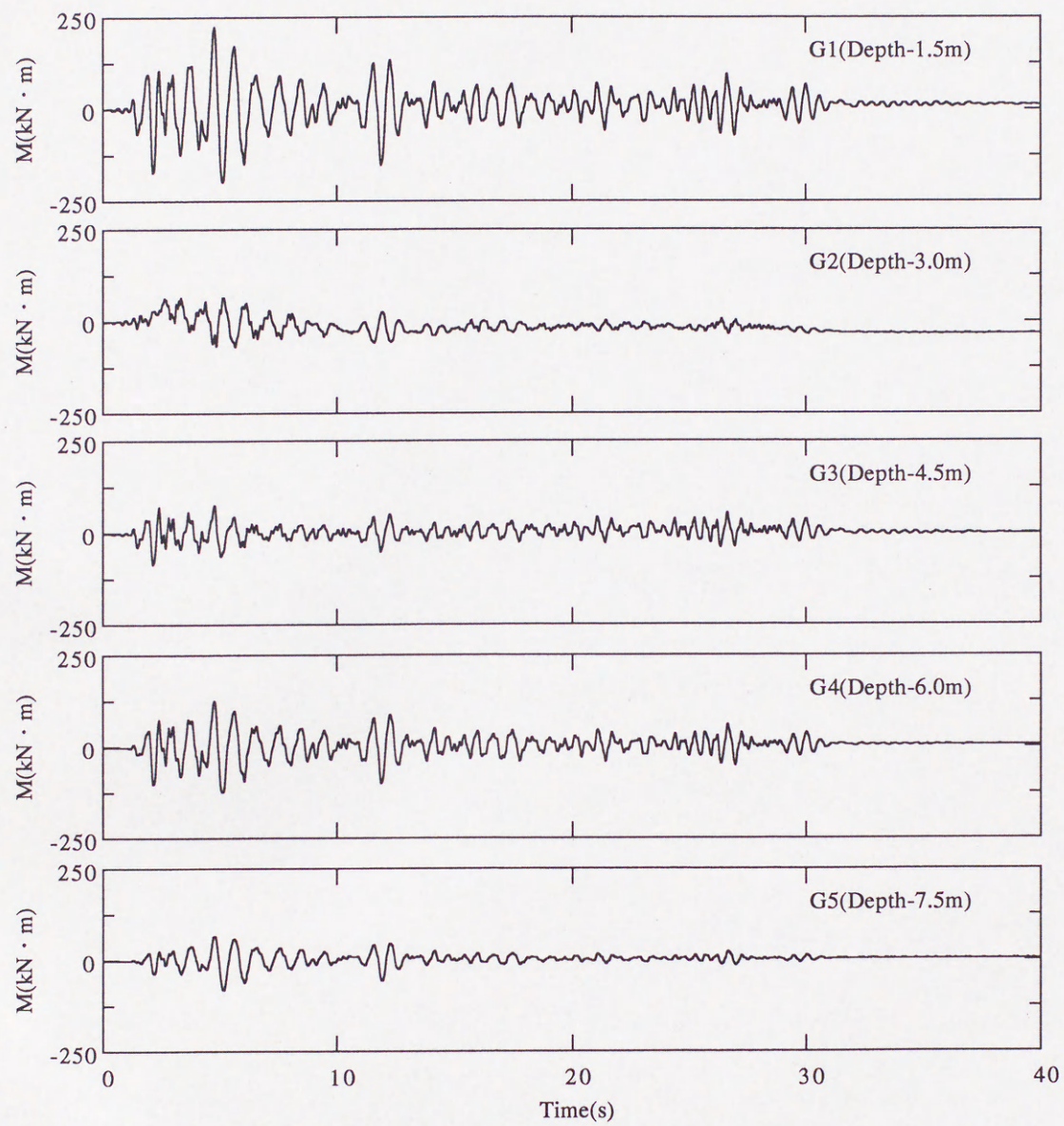


図一 7.25 構造物とフーチングの加速度応答時刻歴（実物換算値）

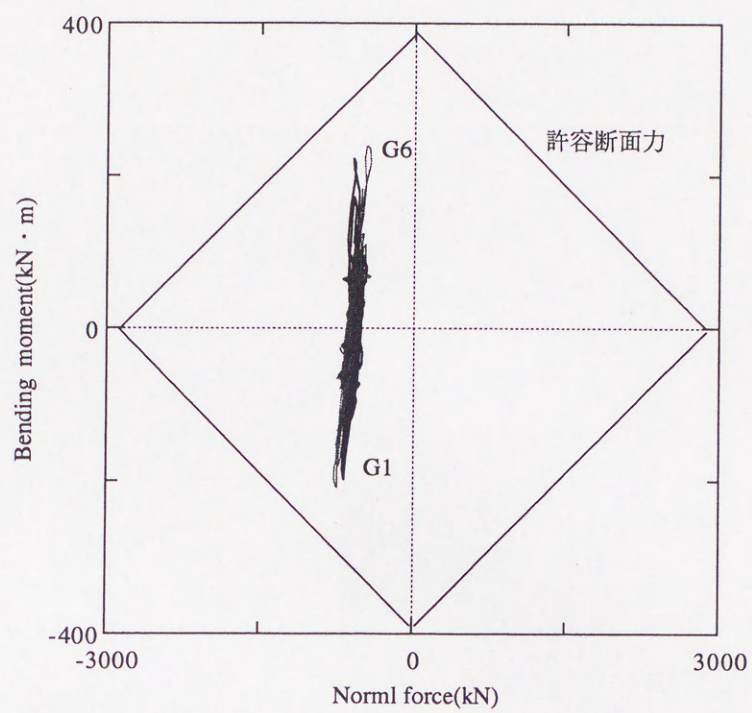
モーメントは大きくなっている。

杭基礎の耐震性を検討するために、常時の杭の軸力に地震時の軸力を足しあわせた軸力と曲げモーメントの関係(MN 曲線)を図-7.26 に示す。G1 と G6 は端部と中央における曲げモーメントの関係である。G1 および G6 はいずれも地震時の杭の許容断面力内におさまっている。しかしながら、本実験では、杭打設による締固め効果を考慮しない実験より入力が大きいため、構造物の応答の影響により大きな曲げモーメントが発生する結果となっている。

杭基礎の耐震性を考える上で、実際の地震が三次元であることは念頭に置く必要があり、図-7.26 は許容断面力に極めて近い地震波が三次元であれば、許容の断面力以上になることは十分に考えられる。また、レベル2 地震動を想定した場合も許容断面力を越えることは明らかである。想定している地震動により、地盤改良を併用する必要性が示唆される。



図ー7.26 杭 A の曲げモーメントの時刻歴（実物換算値）



図ー 7.26 軸力と曲げモーメントの関係(MN 曲線)(実物換算値)

7.4 まとめ

埋立て地盤に建設が計画されている実際の重量構造物を対象とし杭基礎の耐震安全性を検討するため、実際の重量構造物を地盤-杭-建屋系にモデル化して、遠心力場の振動実験により液状化実験を行った。小さな間隔で打設された群杭基礎が杭内部の地盤の液状化を防止できるか、また地盤液状化時における構造物慣性力が杭の断面力に与える影響という観点に注目して杭基礎の耐震安全性を検討した。さらに、杭を打設した際に生じる締固め効果を考慮した場合、杭間地盤の液状化を防止できるか実験的に検討を行った。

- (1)一般的には、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であり、地震時には一般地盤と杭間地盤は、同程度の液状化が発生すると考えられる。しかしながら、杭打設に伴う締固めを考慮した場合、杭間地盤では一般地盤より過剰間隙水圧の上昇が抑えられる。
- (2)杭の打設に伴う締固め効果を考慮しない実験では、地表地盤のみが液状化した上に入力地震動のパワーが構造物の固有振動数にほぼ一致し、杭の曲げモーメントの発生メカニズムが構造物慣性力に支配されたため、杭の曲げモーメントはChangの式において得られるモーメントの分布に似た分布となり、杭頭に大きな曲げモーメントが発生した。
- (3)実際の重量構造物を対象とした遠心振動実験により地盤液状化時の杭基礎の耐震安全性を検討した結果、基盤入力175Gal程度の地震に対する杭基礎の安全性は概ね確保されていることがわかった。
- (4)本研究において、実施した地盤-杭-建屋系の厳密なモデル化の手法とせん断土槽や地震波加振の実験方法は、動的数値解析法とならんで、今後実構造物の耐震性評価の検討方法として有力な手段である。

7.5 今後の課題

- (1)本実験で検討した杭基礎は、杭長が短かったため杭基礎としての極限支持力が杭体応力ではなく地盤の抵抗力で決定されていた。そのため、杭体応力は常時の応力が小さく、地震時の発生断面力に対する余裕があった。このことは、長尺杭では地盤の支持力が大きく杭基礎としての極限支持力が杭体応力で決定されるため、常時の応力が大きくなり、地震時の応力の余裕が無くなり危険になりやすい。今後、極限支持力が杭体応力で決定される長尺杭の検討が必要である。
- (2)今回用いた遠心実験手法は比較的小さな地震動に対する検討であったが、兵庫県南部地震規模（レベル2）の地震に対する検討も必要である。
- (3)埋立地などにおいて周辺に地盤の段差がない水平な地盤においても30～50cmの残留変形が発生し、杭に被害が発生していることが社本ら¹⁰⁾により報告されている。今回の実験結果において、地盤にはほとんど水平方向の残留変形は発生していなかった。埋立て地における杭の耐震性検討には地盤の残留変形が発生

水平方向の残留変形は発生していなかった。埋立て地における杭の耐震性検討には地盤の残留変形が発生する現象についても検討することが必要である。

【参考文献】

- 1) 河村壮一、西沢敏明、和田曄暎(1985.7): 20年後の発掘調査で分かった液状化による杭の被害、日経アーキテクチュア、pp.130-134、7月29日号
- 2) 水野二十一(1985): 特集 新耐震設計法による建築基礎 各論 杭基礎の震害と動的相互作用、基礎工、No.10、pp.25-31.
- 3) 新潟地震30周年事業実行委員会(1994): 新潟地震と防災技術、新潟日報事業社出版部
- 4) 兵庫県南部地震道路橋被災対策委員会(1995.12): 兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、pp.48-55.
- 5) 兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会(1996.7): 兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書、日本建築学会近畿支部基礎構造部会
- 6) 建築基礎における液状化・側方流動対策検討委員会(1996.3): 兵庫県南部地震における液状化・側方流動に関する報告書
- 7) 南荘 淳、足立幸郎(1996.8): 阪神高速道路における基礎構造物の損傷調査、橋梁と基礎、pp.152-155.
- 8) 岡下勝彦、小島省一、馬川和典(1996.8): ハーバーハイウェイ基礎の増し杭、橋梁と基礎、pp.73-77.
- 9) 大岡 弘、飯場正紀、阿部秋夫、時松孝次(1996.3): カメラと弾性波非破壊試験を併用した建物基礎杭の震害調査、土と基礎、Vol.44、No.3、pp.28-30.
- 10) 社本康広、佐藤正義、二木幹夫、嶋津伸一(1996.3): 埋め立て地盤の液状化による杭の変形調査、土と基礎、Vol.44、No.3、pp.25-27.
- 11) Miyamoto, Y., K. Mura, K. Scott and B. Hushmand(1992): Pile foundation response in liquefacable soil deposit during strong earthquakes, Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan, No.439, Sep., pp.49-63.
- 12) Sato, M., Shamoto, Y. and Zhang, J.-M.(1995): Soil-Pile-Structure Liquefaction on Centrifuge Proceedings of The Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. I, 135-142.
- 13) 日本建築学会(1988): 建築基礎構造設計指針、pp.163-169.
- 14) Imai, T. (1977): P- and S-Wave Velocities of the Ground in Japan, Proceedings of The Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, pp.257-260.
- 15) 田中満、樋口雄一、酒見卓也、川崎孝二、名倉克博(1994.9): 遠心力場におけるシリコンオイルの透水性に

ついて、土木学会第 49 回年次学術講演会、III-306、pp.602-603.

- 16) Hsu, Y. S., Collison, C. H. & Dean, E. T. R., James, R. G.(1994): Techniques for saturating sand with oil, Proceedings of The International Conference Centrifuge 94, Singapore, pp.121-126.
- 17) Nai-Hsin Ting and Robert V. Whitman (1994): Modeling of tilting retaining wall with saturated backfill, Proceedings of The International Conference Centrifuge 94, Singapore, pp.209-214.
- 18) Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., Okamura, M. and Matsuda, T.(1995.11): Countermeasures Against Liquefaction of Sand Deposits with Structures, Special Lecture, Proceedings of The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Preprint Volume, pp.163-184.
- 19) Sato, Masayoshi (1994): A new dynamic geotechnical centrifuge and performance of shaking table tests: Proceedings of The International Conference Centrifuge 94, Singapore, 157-162.
- 20) Kutter, B., Idriss, I., Khonke, T., Lakeland, J., Li, X., Zeng, X., Tauscher, R., Goto, Y. and Kubodera I. (1994): Design of a large earthquake simulator at UC Davis, Proceedings of The International Conference Centrifuge 94, Singapore, 169-175.
- 21) Fiegel, G., Hudson, M., Idriss, I., Kutter, B. and Zeng, X. (1994): Effect of model containers on dynamic soil response Proceedings of The International Conference Centrifuge 94, Singapore, 145-150., 1994.
- 22) 成川匡史・岸野泰章・山内一秀・石川泰・宮崎祐助(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策（その 1 工法および現場実験の概要）、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.915-916、1998.7.
- 23) 増田彰・中村紀吉・山内一秀・石川泰・石井雄輔・清広歳(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策（その 2 施工について）、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.917-918.
- 24) 大島豊・西村功・山内一秀・石川泰・鳥井原誠・大井高志(1998.7)：先端閉塞治具を用いた鋼管杭の打設による地盤の液状化対策（その 3 現場実験結果と地盤改良効果）、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.919-920.

第8章 結 論

杭の施工方法には、埋込み杭や場所打ち杭のように掘削する地盤を緩めるものと、打込み杭のように周辺地盤を押しつけることによって締固めるものの2種類に分けることができる。後者の場合は、杭を打設するにしたがって杭を打ち込み難くなるなど、経験的には良く知られている。しかしながら、定量的に評価するための手法はなく、改良効果を打込み杭の設計に反映できていない。そこで、本研究は、杭打設に伴う地盤改良効果の評価法提案を目的としたものである。

以下に、本研究によって得られた結果を総括して本論文結論とする。

本論文では、まず第1章において本研究の目的を明確にするとともに、論文の構成について示した。

第2章では、本論文に関する既往の研究成果について述べ、現在まで明らかにされている知見を整理した。ケーススタディとして杭の打設前後の N 値を比較した研究が幾つか見られ、いずれの調査結果からも砂地盤において杭打設後の地盤の N 値が5～20増加したことが示されている。また、締固めの影響範囲に関して既往の事例を整理し、杭体積に等しい土が押しつけられる先端閉塞杭を打設した場合、杭から概ね杭径の2～6倍程度の範囲であることを示した。

第3章では、先端に十字リブをつけた鋼管杭は打設により閉塞効果が上昇するという現象に着目し、細粒分の多く含んだ典型的な東京湾の埋立地盤において、実際に杭打設実験を行い、十字リブを取り付けた鋼管杭による地盤改良効果を明らかにした。また、杭間地盤の物性を評価するために、杭打設前後において凍結サンプリングを実施し不攪乱試料を採取した。採取した試料の液状化試験を行うことにより、杭打設前後の地盤の液状化抵抗を明らかにした。原位置試験と室内要素試験から以下の結論を得た。

- (1) 十字リブを取り付けた鋼管杭を打設した場合、打撃回数の深度方向分布と N 値の分布は必ずしも対応せず、 N 値が最大を示す地層から約2m程度（杭径の2～3倍程度）深くなった位置で打撃回数が最大となった。これは、地盤がある程度以上固くなると杭端部にコアが形成され貫入抵抗が大きくなるが、コア形成のために固い地層に達してからある程度の長さが必要になることを示唆している。
- (2) 十字リブを先端に取り付けた鋼管杭を打設した場合、地盤の N 値が9～12以上の砂層において杭の閉塞が生じ、その層において地盤改良効果が期待できる。
- (3) 杭を打設した地盤は、密度増加では表せない微子骨格構造の安定化に起因した液状化抵抗の増加が生じた。先端に十字リブを取り付けた杭を打設することにより、繰返し回数15回で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至る応力比は、0.35から0.40へと増加した。また、杭を打設することにより、入力の大きな地震動に対して抵抗力が高い（急激な変形を生じない）、いわゆる液状化に対してねばり強い地盤へと変化した。

第4章では、細粒分を含んだ砂地盤における凍結サンプリング試料の信頼性に関する検討方法を提案した。細粒分を含む砂地盤での凍結サンプリングにより不攪乱試料を採取する場合、乱れを生じる可能性のある要因を検討することにより、凍結融解が試料の液状化強度に与える影響が支配的であることがわかった。原位置において地盤が経験した凍結膨張ひずみを推定し、既に提案されている凍結融解による試料の健全度と凍結時の膨張ひずみの関係とを対比させることにより凍結試料の信頼性を評価できることを明らかにした。

第3章で記述した細粒分を含む砂地盤での原位置凍結サンプリングの事例において、今回提案した方法により試料の信頼性が高いと判定できた。試料採取の試験結果でも凍結採取試料には微視的な骨格構造の安定性による液状化強度の増加が見られ、試料が高品質であることが検証された。

第5章では、杭打設に伴う地盤改良効果の評価手法を提案した。締固め効果に与える影響として、1) 粒径分布 (最大間隙比 e_{\max} 、最小間隙比 e_{\min} 、平均粒径 D_{50} 、均等係数 U_c)、間隙比 e_0 、相対密度 Dr 、細粒分含有率 F_c などの地盤条件、2) 有効上載圧 σ_{v0}' 、3) 改良率、4) 密度の水平方向の不均一性、6) 杭種を挙げ、サンドコンパクションパイル工法の評価法の概念を導入することにより、以下に示す評価手法の提案を行った。第3章で示した原位置における試験結果や既往の調査データをもとに評価手法の検証を行った結果、提案した評価手法は鋼管杭では実測値を評価できており、既製コンクリート杭では打設順序による締固めの影響を考慮しない改良効果の下限値を与えることが明らかとなった。

$$Dr_0 = 0.16 \times \sqrt{Na}$$

$$e_0 = e_{\max} - (e_{\max} - e_{\min}) \times Dr_0$$

$$e_0' = e_0 - a_s \times \beta \times (1 + e_0)$$

$$Dr_0' = \frac{e_{\max} - e_0'}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$$Na' = \left(\frac{Dr_0'}{0.16} \right)^2$$

$$a_s = \frac{A_s}{A}$$

$$A_s = C_1 A_{\text{design}}$$

第6章、第7章は、実際の構造物の杭基礎について液状化時の耐震安全性を模型実験により実証的に検討した。検討手段として、実地盤の拘束応力状態を再現できる、遠心力場の模型振動実験を用いた。ただし、遠心振動実験を行っても、境界条件および地盤の作成方法などにより、必ずしも原地盤と同一にできない部分

が存在するため、遠心振動実験が実構造物の挙動を再現できるかは相似則のチェックを行い、遠心振動実験により実物の再現実験を行う場合の問題点を検討する必要がある。そこで、実際の構造物の杭基礎について液状化時の耐震安全性を遠心振動実験により検討する前段階として、第6章において科学技術庁防災科学技術研究所において実施された大型せん断土槽の振動台実験に対して、相似則を満足する杭基礎の遠心振動実験を行い、両者を比較することによって、遠心振動実験により実物の再現実験を行う場合の問題点を明らかにした。

その結果、遠心振動実験により乾燥砂地盤中における杭基礎（鋼管杭）の挙動の再現を行う場合、弾性時における地盤の固有振動数を大型振動実験と一致させることにより、地盤の応答加速度および杭の曲げひずみの応答および分布形状がほぼ再現できることが明らかとなった。また、飽和砂地盤における杭基礎の挙動について比較した結果、過剰間隙水圧の上昇過程や深度分布に関して、遠心振動実験は大型せん断土槽実験の液状化挙動を概ね再現でき、杭の曲げモーメント分布においても、液状化初期段階で定性的に一致することが明らかとなった。

第7章では、第6章の結論を踏まえ、埋立て地盤に建設が計画されている実際の重量構造物を対象とし杭基礎の耐震安全性を検討するため、実際の重量構造物を地盤-杭-建屋系にモデル化して、遠心力場の振動実験により液状化実験を行った。本章では、小さな間隔で打設された群杭基礎が杭内部の地盤の液状化を防止できるか、また地盤液状化時における構造物慣性力が杭の断面力に与える影響という観点に注目して杭基礎の耐震安全性を検討した。さらに、杭を打設した際に生じる締固め効果を考慮した場合、杭間地盤の液状化を防止できるか実験的に検討を行った。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 一般的には、群杭の剛性だけで杭間地盤の液状化を防止するのは困難であり、地震時には一般地盤と杭間地盤は、同程度の液状化が発生すると考えられる。しかしながら、杭打設に伴う締固めを考慮した場合、杭間地盤では一般地盤より過剰間隙水圧の上昇が抑えられる。
- (2) 杭の打設に伴う締固め効果を考慮しない実験では、地表地盤のみが液状化した上に入力地震動のパワーが構造物の固有振動数にほぼ一致し、杭の曲げモーメントの発生メカニズムが構造物慣性力に支配されたため、杭の曲げモーメントは Chang の式において得られるモーメントの分布に似た分布となり、杭頭に大きな曲げモーメントが発生した。
- (3) 実際の重量構造物を対象とした遠心振動実験により地盤液状化時の杭基礎の耐震安全性を検討した結果、基盤入力 175Gal 程度の地震に対する杭基礎の安全性は概ね確保されていることがわかった。
- (4) 本研究において、実施した地盤-杭-建屋系の厳密なモデル化の手法とせん断土槽や地震波加振の実験方法は、動的数値解析法とならんで、実構造物の耐震性評価の検討方法として有力な手段となる。ただし、遠心振動実験により実構造物の耐震性を検討した研究は他に見られないことから、今後更なる実験データの蓄積により手法の信頼性を高める必要がある。

埋立地盤や軟弱な沖積地盤に構造物を建設する場合、構造物の耐震性を十分に確保するために、一般的に杭などの基礎形式に加え地盤改良が併用される。その際、本研究において提案した手法によりに杭打設に伴う地盤改良効果を評価すれば、構造物の重要度、想定している地震動レベルに応じて、併用する地盤改良の数量を減じることが可能である。

本研究では、200Gal 相当の地震動を対象として実験を行ったが、レベル2地震動に対する検討も今後必要である。

謝 辞

本論文のとりまとめにあたり御指導、御鞭撻を賜った東北大学柳澤栄司教授に心より感謝の意を表します。本論文に関して東北大学杉村義広教授、鈴木基行教授、風間基樹助教授のご指導を賜りました。心より感謝致します。

本研究を遂行するにあたり、清水建設（株）技術研究所藤盛紀明所長、山原 浩元所長、同土木研究開発部田蔵 隆部長には終始、暖かい御指導、御援助をいただきました。心より感謝致します。

清水建設（株）技術研究所社本康広博士、後藤 茂博士、佐藤正義博士には厳しくも暖かいご指導を日々いただきました。同桂 豊博士、西尾伸也博士、石川 裕博士、福武毅芳博士、堀田洋之氏、内山伸氏ならびに基礎耐震チームの皆様には日頃から暖かい励ましをいただきました。心より感謝致します。

中国精華大学教授張建民教授には異国の地より暖かい励ましをいただきました。また、八戸工業大学竹内貴弘博士からも暖かい励ましをいただきました。心より感謝致します。

港湾技術研究所菅野高弘博士には私の学生時代からご指導をいただきました。Wayne State Univ. 香川崇章先生、石原研而先生、科学技術庁防災科学技術研究所箕輪親宏氏にはEDUS projectにおいてご指導をいただきました。心から感謝致します。

原位置における杭の打設実験では、清水建設（株）土木設計部鈴木康夫氏、勝沢勝栄氏、中村龍一氏にお世話になりました。本研究論文の作成にあたり、清水建設（株）技術研究所吉成勝美氏、岩井俊之氏、松口氏、藤森克浩氏、小林雅美さん、土木技術開発楠亀鉄男氏のご協力を得ました。心より感謝致します。

岡村洋子さん、太田菜緒子さんには常日頃から暖かい励ましをいただきました。心よりお礼を申し上げる次第です。

最後に、今日まで暖かく見守ってくれた両親に感謝致します。

