

火山灰質地盤における杭基礎の耐震補強技術に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 27～令 1

担当チーム：寒地地盤チーム

研究担当者：畠山乃、林宏親、江川拓也

【要旨】

日本の高度経済成長期に構築された杭基礎の多くには、耐震設計の概念が希薄であった時期に施工されたものもあり、地震により変状が認められるものもある。一方、火山国である日本には、火山噴出物が広域に堆積している。特に北海道は、総面積の 40%以上が未固結な火山噴出物で覆われており、火山灰質土の種類や性質も多様である。火山灰質地盤における杭基礎の設計は砂質土や粘性土に準じて設計されているが、火山灰質土は粒子破碎性を有する等、特異な工学的性質を示す。これまでの研究の結果、火山灰質粗粒土地盤における杭基礎の支持力は、砂質土に準じた設計値に対し過小な発現を示すことを明らかにした。また、近年における大きな地震では、火山灰質地盤の液状化による大規模な地盤変状等の被害が増加している。これらのことから、火山灰質地盤の液状化特性・地震時力学挙動を考慮した杭基礎の耐震補強技術の開発が望まれる。本研究では、火山灰質地盤と杭基礎の地震時相互作用を適切に評価した杭基礎の耐震性評価技術ならびに耐震補強技術を検討した。

キーワード：火山灰質土、液状化、杭基礎、耐震性評価、耐震補強

1. はじめに

日本の高度経済成長期に構築された杭基礎の多くには、耐震設計の概念が希薄であった時期に施工されたものもあり、現行の耐震設計法との不適合や地震により損傷や変状が認められるものもある。

道路構造物の杭基礎は、地震により損傷を生じると、点検や修復に多大な費用と時間と要し¹⁾、道路・路線としての機能も損なわれる。しかしながら、道路橋の上下部工の耐震補強は逐次進められているが、杭基礎の耐震補強はほとんど図られていない。次なる巨大地震時の減災に向け、国土強靱化基本法に基づき策定された国土強靱化基本計画(平成 30 年閣議決定)²⁾では、地震時および地震後において人命の保護を最大限図るため「緊急輸送道路等の耐震補強の推進」「防災・減災及びインフラの老朽化対策」が掲げられており、未だ確立されていない道路橋杭基礎の耐震性評価技術および耐震補強技術の開発は喫緊の課題である。

一方、火山国である日本には、第四紀以降の活発な火山活動によって火山噴出物が広範囲かつ複雑に堆積している。特に北海道は総面積の約 40%以上が未固結な火山噴出物で覆われており、火山灰質土の種類が多くその性質も多様である^{3),4),5)}。しかし、火山灰質土に適切と思われる杭基礎設計法は確立されておらず、砂質土や粘性土の設計法がそのまま適用されている実情にある。

火山灰質粗粒土地盤において一般に用いられる杭基礎の設計は砂質土に準じて行われている^{6),7),8)}が、北海道に広く複雑に堆積する粗粒な火山灰質土は、粒子破碎性を有することや堆積過程での溶結の影響により、一般的な砂質土とは異なる物理・力学特性を示すことが明らかとなってきている^{9),10),11)}。過去の検討において、北海道の火山灰質粗粒土地盤における道路橋杭基礎では、常時の水平抵抗特性が砂質土とは異なる¹²⁾ことや、周面摩擦力が砂質土に準じた設計値に対し過小な発現を示すことを確認している¹³⁾。これらのことから、地震時における地盤～杭基礎系の相互作用も砂質土地盤とは異なることが考えられる。さらに、過去のいくつかの地震により火山灰質地盤の液状化が確認されており¹⁴⁾、これらの液状化は、砂質土地盤を対象とした既往の液状化判定法では適切に評価できないことが指摘されている^{15),16),17),18)}。

さらに、北海道東方沖の千島海溝沿いを震源とする巨大地震(M7.8～8.5、30年以内の発生確率 70%程度)、超巨大地震(M8.8以上、30年以内の発生確率 7～40%)の発生が切迫¹⁹⁾しており、北海道に広く堆積する火山灰質地盤における緊急輸送道路等各種インフラ施設の巨大地震に対する耐震対策の推進は喫緊の課題である。

これらのことから、粗粒な火山灰質地盤の液状化特性・地震時力学挙動を考慮した杭基礎の耐震補強技術の開発が望まれる。また、広く複雑に堆積する火山灰

質地盤において杭基礎の耐震補強や耐震対策を効率的に進めていくためには、対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための評価技術が必要である。

以上の背景から本研究では、火山灰質地盤と杭基礎の地震時相互作用を適切に評価した杭基礎の耐震性評価技術ならびに耐震補強技術を検討する。

地震時における地盤～杭基礎系の相互作用を検討する上では、液状化時の杭の水平地盤反力～変位関係を明らかにすることが重要である。このことから、本研究では、広く複雑に堆積する火山灰質地盤において液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりが、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減に及ぼす影響について定量的な評価を行った。具体的には、遠心力模型実験による動的加振実験ならびに加振前の静的水平載荷実験の結果からそれぞれ杭の水平地盤反力係数～変位関係を求め、両者の関係から液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度を表す関係式を提案し、液状化層の堆積状況の異なりによる杭の水平地盤反力係数の低減係数の違いについて考察した。

また、対策必要箇所の抽出・優先度を決定するためには構造物周辺地盤の液状化が構造物基礎に及ぼす影響を事前に適切に評価できることが重要である。このことから、本研究では数値解析によるその評価手法の検討を行った。具体的には、液状化が生じる火山灰質地盤の堆積状況を変化させた上記遠心力模型実験の火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を再現できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討した。

さらに、既設道路橋杭基礎の耐震補強にあたっては、狭い桁下空間での施工や橋梁全体系の地震時応答挙動への影響を考慮する必要がある。そこで、本検討では、構造的に杭基礎の耐力や剛性を増す対策手法ではなく、液状化が生じる火山灰質地盤中の杭基礎周辺を既設構造とは非接触の地盤改良壁で囲い込む耐震補強技術の検討を行った。具体的には、地盤改良壁で囲まれた火山灰質地盤のせん断変形が抑制されることによる過剰間隙水圧上昇の抑制、すなわち、杭基礎周辺地盤の液状化の発生を抑制する手法の耐震補強効果を遠心力模型実験および動的有効応力解析により考察した。

2. 液状化層の堆積状況の異なりが杭基礎の耐震性へ及ぼす影響の評価

本章では、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりが、地震時の杭基礎の挙動ならびに耐震性に及ぼす影響について遠心力模型実験から検証し、対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための耐震性評価

技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的とする。

2. 1 遠心力模型実験概要

本検討では、液状化層として相対密度 $D_r=85\%$ とした火山灰質土層を、非液状化層として相対密度 $D_r=95\%$ とした砂質土層を設定した。

表 2.1 実験ケース一覧

ケース	地盤材料	相対密度	液状化強度比	層厚	基礎入力地震動
1	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{L20}=0.242$	15m	sine20波 周波数1.5Hz 最大200cm/s ² 程度 単発加振
2	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{L20}=0.242$	10m	
	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	5m	
3	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{L20}=0.242$	5m	
	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	10m	
4	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	5m	
	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{L20}=0.242$	5m	
5	豊浦砂	$D_r=95\%$	-	5m	
	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{L20}=0.242$	5m	
	火山灰質土	$D_r=85\%$	$R_{L20}=0.242$	5m	

※実物換算値

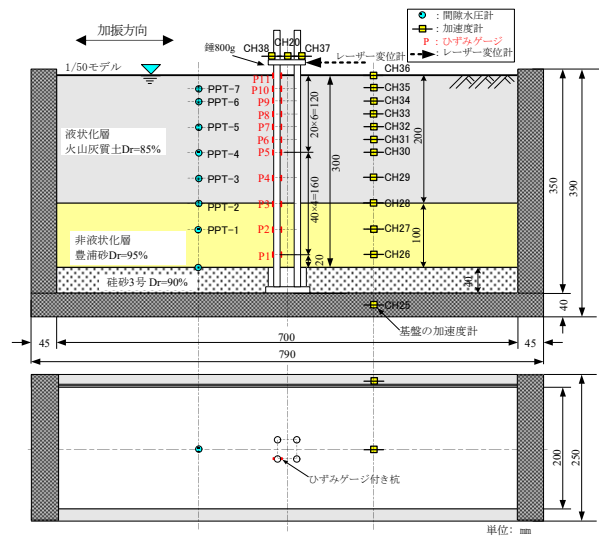


図 2.1 実験模型概要 (ケース 2)

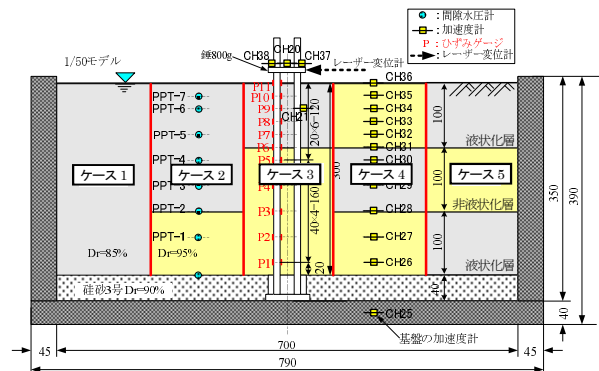


図 2.2 実験模型模式図 (全ケース比較)

表 2.1 に、実験ケースの一覧を示す。ケース 1 は、模型地盤全層を液状化層とした。ケース 2、ケース 3 は、ケース 1 の液状化層厚をそれぞれ 3 分の 2、3 分の 1 と薄くしたものである。ケース 4、ケース 5 は、液状化層と非液状化層を互層にしたものであり、それぞれ層順を逆転させた。図 2.1 に、代表例としてケース 2 の実験模型概要を示す。図 2.2 に、全てのケースを 1 つの断面で比較した模式図を示す。

遠心力模型実験は、図 2.1 に示す 1/50 縮尺模型に、50g の遠心加速度を作用させ、表 2.1 に示す実験条件で動的加振実験と動的加振実験前に静的水平載荷実験を行った。動的加振実験における入力地震動は、本検討では地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減傾向について基礎的な知見を得ることを目的とすることから sine20 波とした。また、予備実験において、ケース 1 の模型地盤全体に液状化が確実に生じることが確認された、周波数 1.5Hz、最大加速度 200cm/s² 程度の実物換算値が基礎の加速度計で得られるように設定した。加振回数は各ケースともに 1 回のみである。静的水平載荷実験は、各ケースにおいて杭地表面変位が杭径の 1%以上得られ、かつ、杭および周辺地盤への応力や変位が残留しない範囲で実施している。

模型杭には、外径 $D=10.0\text{mm}$ 、厚さ $t=0.2\text{mm}$ 、長さ $L=400\text{mm}$ (実物換算値で $D=500\text{mm}$ 、 $t=10\text{mm}$ 、 $L=20\text{m}$) の鋼製 (SS400) のパイプを用いた。杭配列は、図 2.1 に示すように 2 本×2 列の組杭 (杭中心間隔=3D) とした。杭先端は固定とし、杭頭はプレート状の錘により連結した。4 本組杭のうち 1 本には、ひずみゲージを 11 深度各 2 点杭の外側に貼り付けており、各深度 2 アクティブゲージ法によるブリッジ回路を構成することにより軸ひずみ成分を除去し、実験により杭に生じる曲げひずみを計測している。

火山灰質地盤模型には、北海道の代表的な火山灰質粗粒土で非溶結の支笏軽石流堆積物 Spfl (採取地：北広島市) の 0.85mm ふるい通過分を用いた。この火山灰質土は、2003 年十勝沖地震、2018 年北海道胆振東部地震において札幌市内で大規模な液状化^{20), 21)}が生じた Spfl と起源を同じとするものであり、土粒子密度 ρ_s が小さく、細粒分含有率 FC が大きく、かつ、非塑性であることが特徴である。砂地盤模型には、試験や実験の際に標準的な砂として一般に使用される豊浦砂を用いた。各模型地盤材料の物理特性を表 2.2 に、粒径加積曲線を図 2.3 に示す。火山灰質土の FC が豊浦砂に比べ多いものの、液状化の判定を行う必要がある砂質土層 ($FC \leq 35\%$ 、 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$)

に分類される²²⁾。図 2.4 に、 $D_r=85\%$ で作製した火山灰質地盤の繰返し非排水三軸試験から得られた液状化強度曲線を示す。模型地盤内には、図 2.1 に示すように加速度計と間隙水圧計を設置した。

各模型地盤の間隙流体には、透水現象 (過剰間隙水圧の蓄積・消散) の相似則を満足させるため、水の 50 倍の動粘度 (50cSt) を持つシリコンオイルを脱気して用いている。

表 2.2 模型地盤材料の物理特性

	火山灰質土	豊浦砂
砂分 (%)	67.9	99.8
シルト分 (%)	26.3	0.2
粘土分 (%)	5.8	0.0
細粒分含有率 FC (%)	32.1	0.2
最大粒径 D_{max} (mm)	0.850	0.425
50% 粒度 D_{50} (mm)	0.136	0.169
10% 粒度 D_{10} (mm)	0.013	0.127
均等係数 U_c	14.80	1.42
曲率係数 U_c'	1.92	0.97
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.366	2.646

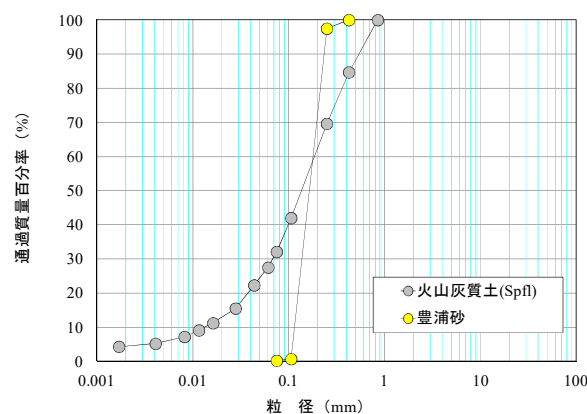


図 2.3 模型地盤材料の粒径加積曲線

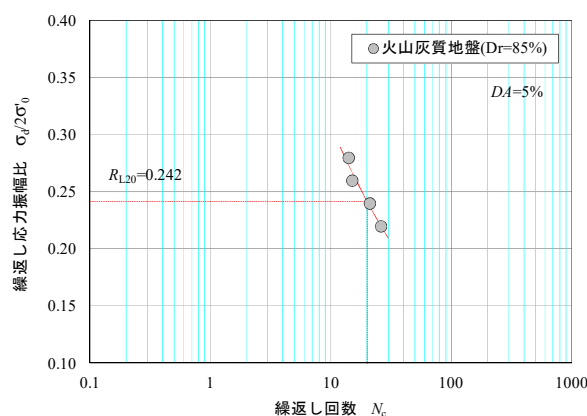


図 2.4 火山灰質地盤 $D_r=85\%$ の液状化強度曲線

模型地盤の飽和は、作製した模型地盤を土槽ごと脱気槽内で脱気後、模型地盤とシリコンオイルに同じ負圧を作用させた状態で土槽底面からシリコンオイルをゆっくりと浸透させている。

各種計測値のサンプリング間隔は、実物換算値で、静的水平載荷実験では 1.0sec、動的加振実験では 0.01secである。

2. 2 動的加振実験結果および考察

上記の条件で実施した遠心力模型実験から得られた計測データを整理し考察を行った。なお、以降に示す計測値等の数値は、実物換算値として整理した。

2. 2. 1 地盤内過剰間隙水圧の挙動

液状化層の層厚や堆積状況の異なりによる液状化の発生状況について、加振により地盤内に発生した過剰間隙水圧の挙動から確認する。

図 2.5 に、加振により各ケース各深度で計測された過剰間隙水圧の時刻歴を、各深度の有効上載圧で除した過剰間隙水圧比の時刻歴として示す。ここでは、液状化層厚を変化させたケース 1~3 と、液状化層を互層とし層順を逆転させたケース 4、5 に分割して深度別に示す。なお、基盤での入力加振時間は、横軸経過時間の 2.2 秒付近から 15.5 秒付近の 13.3 秒間である。

ケース 1~3 を比較すると、模型地盤全層を液状化層としたケース 1 では、全層において過剰間隙水圧比が概ね 1.0 に達しており、地盤全体に液状化が生じている。ケース 2 では、G.L.-10.0m より上位層で、ケース 3 では、G.L.-4.0m より上位層でそれぞれ過剰間隙水圧比が概ね 1.0 に達しており、非液状化層の上位に設定した液状化層で液状化が生じている。ケース 1~3 で液状化が生じた同一深度を比較すると、過剰間隙水圧の上昇時間・傾向に大きな違いはない。

ケース 4,5 を比較すると、下層の G.L.-12.0m では、非液状化層としたケース 4 よりも、液状化層としたケース 5 の過剰間隙水圧の上昇量が大きい。なお、同様に下層を液状化層としたケース 1 とケース 5 を比較すると、上昇傾向は同様であるがケース 5 の上昇量はケース 1 ほど上昇していない。G.L.-10.0m では、両ケース過剰間隙水圧比が 1.0 に達しているが、ケース 4 では同一深度のその他のケースと比較すると緩やかな上昇を示した。中層の G.L.-6.0m、G.L.-8.0m では、ケース 4 で過剰間隙水圧が大きく上昇し液状化が生じている。特に、G.L.-6.0m では急激に上昇し過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時間が早い。ケース 5 では過剰間隙水圧比が 1.0 には達していないが G.L.-8.0m で比較的大きく、下層の過剰間隙水圧が伝播している可能

性も考えられる。上層の G.L.-2.0m、G.L.-4.0m では、ケース 5 で過剰間隙水圧比が 1.0 に達しており液状化が生じている。ケース 4 では液状化が生じていないものの G.L.-4.0m で比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播している可能性が考えられる。

G.L.-1.0m では、全てのケースにおいて過剰間隙水圧比が大きく上昇しておらず、発生した過剰間隙水圧が地盤表面に消散しているものと考えられる。

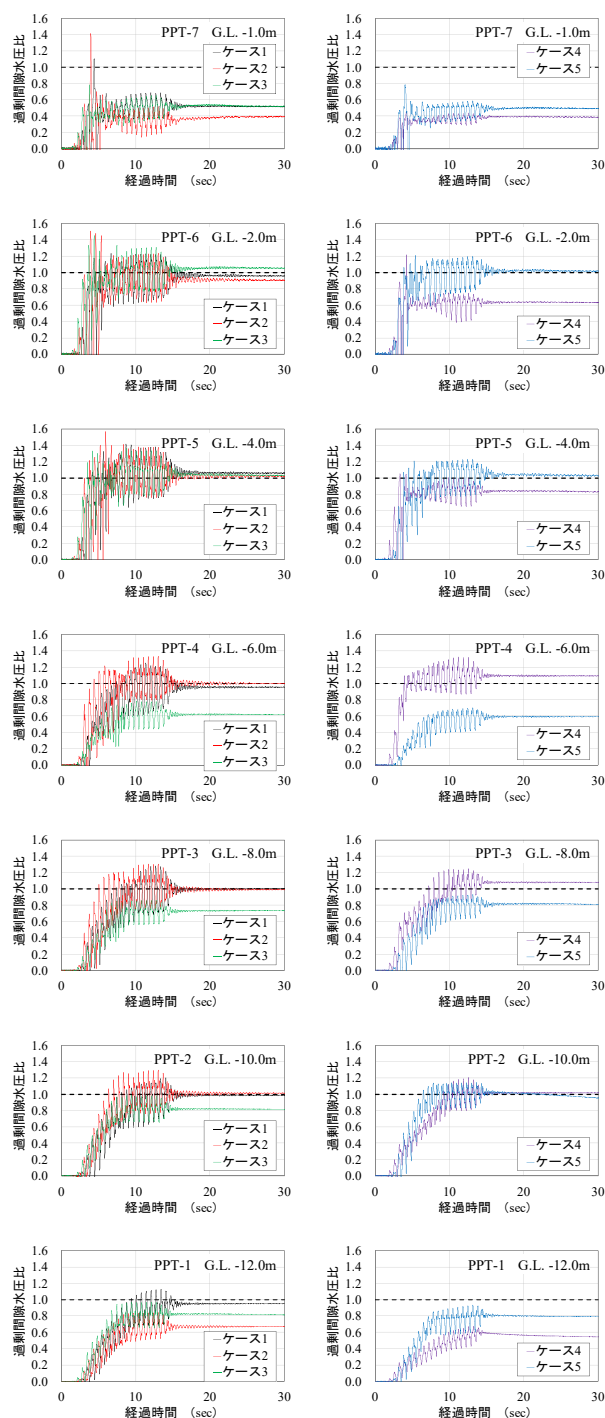


図 2.5 加振により発生した過剰間隙水圧比の時刻歴

2. 2. 2 地盤の応答加速度と杭の曲げモーメントの挙動

動的加振実験により得られた各種計測値から、液状化層の層厚や堆積状況の異なりによる地盤および杭の加振時の挙動について考察する。

図 2.6 に、加振により各ケースの G.L.-2.0m、-8.0m、-12.0m で計測された地盤の応答加速度、過剰間隙水圧比、杭の曲げひずみから求めた杭の曲げモーメントと、入力（基盤）加速度の時刻歴を示す。

G.L.-12.0m では、過剰間隙水圧の上昇の程度に各ケースで違いがあるものの、地盤の応答加速度は各ケースとも入力加速度相当の振幅を示している。杭の曲げモーメントは、過剰間隙水圧の上昇に伴いマイナス側へシフトしており、その傾向は過剰間隙水圧の上昇速度に追従しているようである。

G.L.-8.0m では、液状化層としたケース 1、非液状化層としたケース 3、5 において加振中盤に大きな加速度応答が見られ、過剰間隙水圧がピークに達する辺

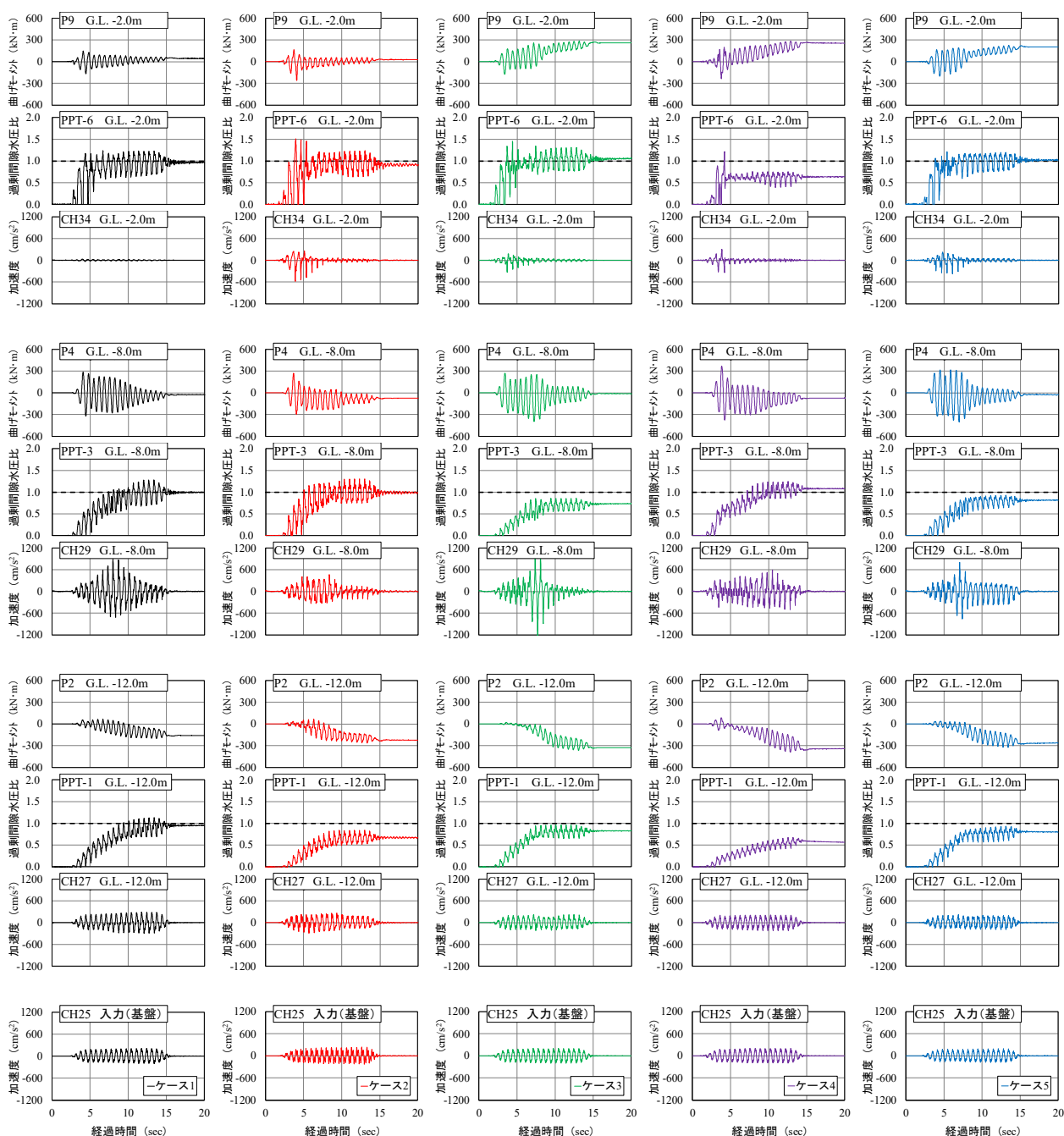


図 2.6 G.L.-2.0m、-8.0m、-12.0m の地盤応答加速度、過剰間隙水圧比、杭の曲げモーメントの時刻歴

りからその値が減衰している。液状化層としたケース 1 において大きな加速度応答が得られていることが特徴的である。杭の曲げモーメントは、非液状化層としたケース 3、5 では、加振初期からの大きな振幅が減衰せずに比較的継続し、過剰間隙水圧がピークに達する辺りから減衰している。その他の液状化層としたケースでは、加振初期に得られた大きな振幅が過剰間隙水圧の上昇に追従して減衰していく傾向が見られる。いずれのケースも、G.L.-8.0m で杭の曲げモーメントに大きな振幅が見られる。

G.L.-2.0m では、液状化層としたケース 1 では地盤の加速度はほぼ応答しておらず、地盤が全層軟化したためと考えられる。その他のケースでは、加振初期に地盤での加速度応答が見られ、特にケース 2 では最大 600cm/s^2 近くの大きな応答加速度が得られており、液状化の進展に伴い応答加速度が減衰している。非液状化層としたケース 4 においても同様の傾向を示しており、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧の影響が考えられる。杭の曲げモーメントは、ケース 1、2 では、加振初期に若干振幅し、液状化の進展に伴い減衰している。ケース 3~5 についても、過剰間隙水圧の上昇に伴い振幅が減衰していくが、比較的大きな振幅を継続しながらプラス側にシフトしていく傾向を示した。特に、ケース 3、5 では、過剰間隙水圧がピークに

達した後も大きな振幅が継続する同様の傾向を示した。

以上のように、液状化層の層厚や堆積状況の異なりにより地盤内過剰間隙水圧、地盤の加速度応答、杭の曲げ挙動は複雑であり、有効応力解析による実験の再現解析等を含めた詳細な検証・評価が必要である。

2. 3 杭の水平地盤反力係数の低減度の評価

動的加振実験における各種計測値の地盤内の応答挙動から、各ケース各深度でその程度に違いはあるものの、過剰間隙水圧の上昇、すなわち、液状化の進展に伴い地盤の応答加速度、杭の曲げモーメントの振幅が減衰しており、地盤の軟化が生じていることが確認された。地震時における地盤と杭基礎の相互作用を検討するうえでは、液状化時の杭の水平地盤反力～変位関係、すなわち、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の変化を明らかにすることが重要である。ここでは、液状化層の層厚や堆積状況の異なりによる杭の水平地盤反力係数の低減傾向の違いについて、各ケースで実施した静的水平載荷実験ならびに動的加振実験結果から考察する。

図 2.7 に、実験による各種計測データから静的ならびに動的な水平地盤反力係数を算出する手順²³⁾を示す。なお、杭の水平変位は、その計測点の応答加速度記録を時間で積分しても求められるが、本検討では、杭に曲げや傾きが生じて安定してデータが得られた杭の

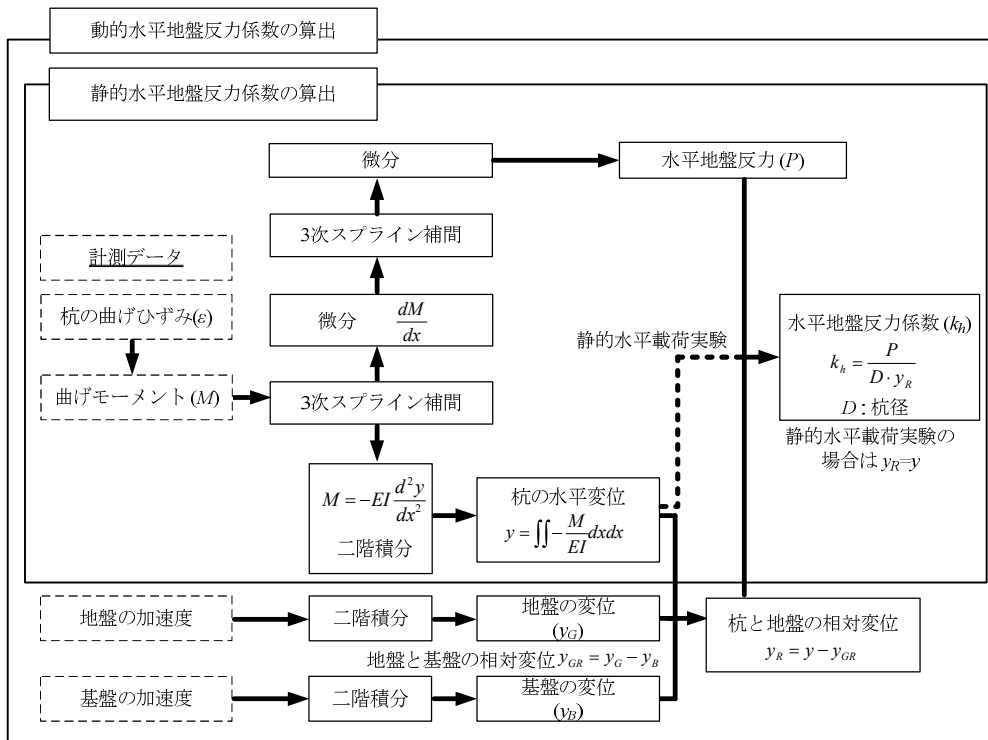


図 2.7 実験計測データに基づく杭の静的・動的な水平地盤反力係数の算出手順

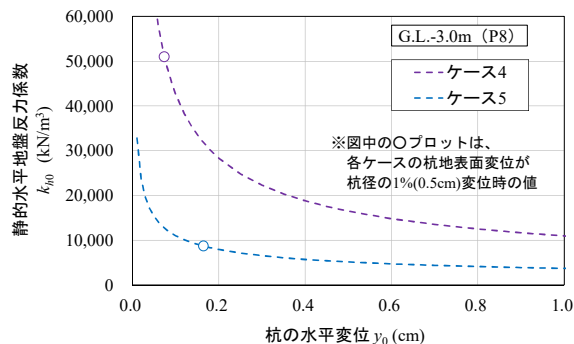
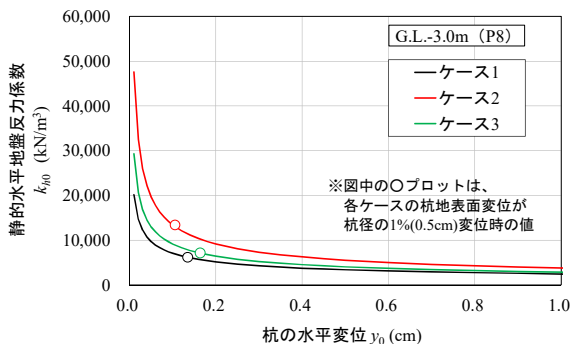


図 2.8 静的水平載荷実験による杭の水平変位 y_0 と静的水平地盤反力係数 k_{h0} の関係 (G. L. -3.0m (P8))

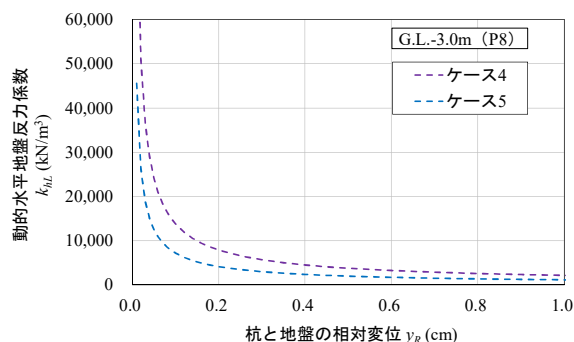
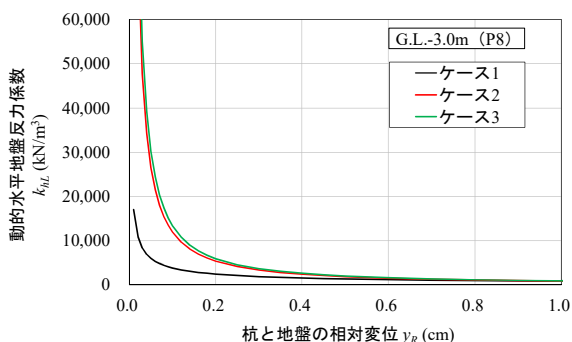


図 2.9 動的加振実験による杭と地盤の相対変位 y_R と動的水平地盤反力係数 k_{hL} の関係 (G. L. -3.0m (P8))

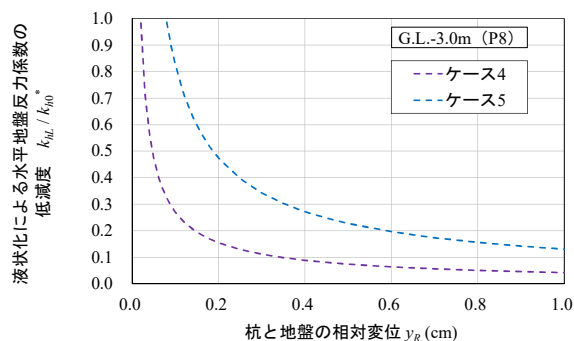
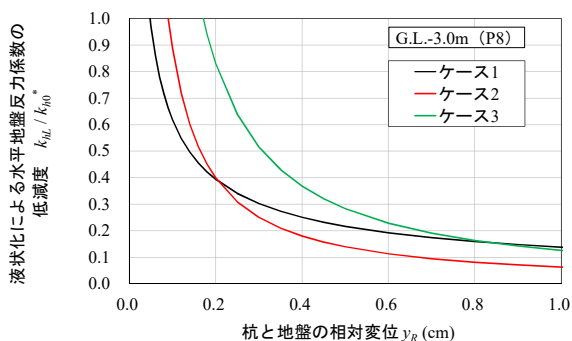


図 2.10 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL} / k_{h0}^* (G. L. -3.0m (P8))

応答曲げひずみより算出している。

図 2.8 に、静的水平載荷実験による杭の水平変位 y_0 と静的水平地盤反力係数 k_{h0} の関係を、図 2.9 に、動的加振実験による杭と地盤の相対変位 y_R と動的水平地盤反力係数 k_{hL} の関係を、それぞれ G.L.-3.0m (ひずみゲージ P8 深度) を代表例としてケース 1~3、ケース 4、5 に分割して示す。

本検討では、これらの関係を建築基礎の指針²⁴⁾に示される液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減に関する関係式を参考に、 k_{h0} と k_{hL} をそれぞれ以下の y_0 と y_R との関係式として整理した。

静的水平地盤反力係数

$$k_{h0} = B_0 \cdot y_0^{A_0} \tag{2.1}$$

ここに、 A_0 、 B_0 は、静的時の係数。

動的水平地盤反力係数

$$k_{hL} = B_L \cdot y_R^{A_L} \tag{2.2}$$

ここに、 A_L 、 B_L は、液状化中の係数。

式(2.1)、式(2.2)から、地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度は、式(2.3)で表される。

$$\frac{k_{hL}}{k_{h0}^*} = B \cdot y_R^A \quad (2.3)$$

ここに、 $B = \frac{B_L}{k_{h0}^*}$ 、 $A = A_L$ である。

なお、式(2.3)における k_{h0}^* は杭地表面変位が杭径の 1% (0.5cm) となる時の該当深度での算出値 (図 2.8 の丸プロット) としており、 k_{hL} は加振中全 20 波における当該深度の y_R に応じた算出値としている。

図 2.10 に、式(2.3)から得られる y_R と火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hL} / k_{h0}^* の関係を示す。図 2.11 は、図 2.10 の関係を両対数表示として全ケース合わせて示したものであるが、 y_R に応じた杭の水平地盤反力係数の低減勾配が各ケースで異なっており、全層を液状化層としたケース 1 で最も緩く、次いで液状化層を互層としたケース 4、5 で概ね同じ勾配、液状化層厚を順に薄くしたケース 2、3 はこれらに比べて急勾配を示した。

ここでは、静的水平載荷実験において水平地盤反力ならびに水平変位が明確に確認された上層 G.L.-1.0 ~ -4.0m についてこれらの関係式を整理し、火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度に関する係数 A 、 B を検討する。

図 2.12 に、各ケースから得られた係数 A の深度分布を示す。同一層内であっても、各ケース各深度で係数 A の値が異なった。道路橋杭基礎の設計では、一般に同様の物性を示す土層を単層として一様に取り扱うため、各ケース 4 深度の平均値を算出し同図に示した。その結果、 y_R に応じた k_{hL} / k_{h0}^* 曲線の傾きを示す係数 A の値は、ケース 1、4、5 で概ね -0.8 ~ -0.9、ケース 2、3 で概ね -1.0 ~ -1.1 を示した。

図 2.13 に、各ケースから得られた係数 B の深度分布を示す。液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B は、各ケース地盤表面から徐々に小さくなる、すなわち、液状化に伴う静的水平地盤反力係数の低減度合いが地盤表面から徐々に大きくなる傾向を示した。同図には、図 2.12 と同様に各ケース 4 深度の平均値を併せて示した。その結果、ケース 1、3、5 で概ね 0.3 ~ 0.4 と同様の値を示した。一方、ケース 2、4 で概ね 0.1 ~ 0.15 と大きな低減度を示した。これは、ケース 4 は上層を非液状化層としたケースであり、加振前の静的地盤反力係数がその他のケースよりも大きく (図 2.8)、上層 G.L.-2.0 ~ -4.0m の過剰間隙水圧比が 1.0 に達していないものの比較的大きなことから (図 2.5)、地盤の初期剛性が大きく低下したためと考えられる。

ケース 2 は、同じく上層が液状化層であるケース 1、3、5 に比べて大きな低減度を示しており、これは、地盤の層厚や層構成に起因する地盤の卓越振動数の異なりにより、地盤内の加速度応答特性の違いや地盤内に生じるせん断ひずみの違いなどが考えられる。

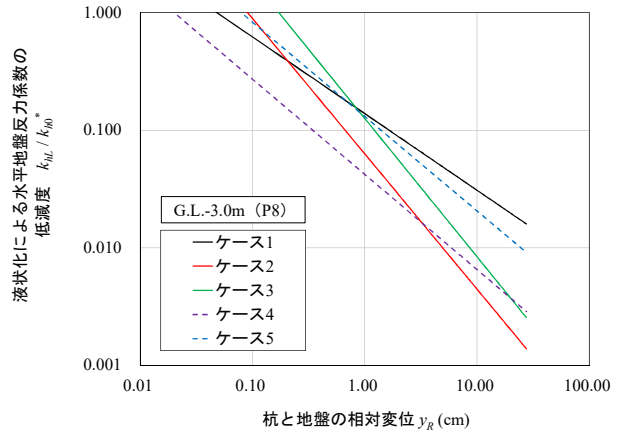


図 2.11 G.L. -3.0m (P8) における k_{hL} / k_{h0}^* (図 2.10 の両対数表示 (全ケース))

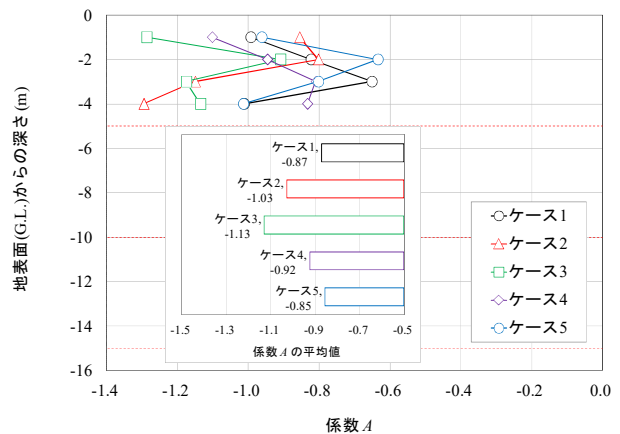


図 2.12 係数 A の深度分布

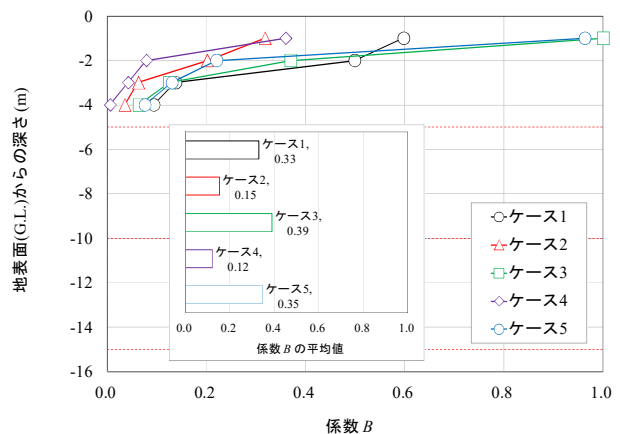


図 2.13 係数 B の深度分布

2. 4 杭の水平地盤反力係数の低減に及ぼす液状化層厚の影響に関する考察

本章における遠心力模型実験結果の考察から、上層が液状化層であるケース 1、2、3、5 の内、ケース 2 において杭の水平地盤反力係数が大きく低減しており、これは、地盤の層厚や層構成に起因する地盤内の加速度応答特性の違いや地盤内に生じるせん断ひずみの違い等が考えられた。

ここでは、液状化が生じる火山灰質土層の層厚の異なりが杭基礎ならびに地盤の地震時挙動に及ぼす影響を把握する目的で、液状化層厚のみ条件が異なるケース 1、2、3 の実験結果に対し、異なる視点から改めて再検討を行った。具体的には、加振中に地盤内に生じる加速度パワー、地盤のせん断ひずみ、地盤の卓越周波数の変化に着目し考察を行った。

図 2.14 に、図 2.6 に示すケース 1、2、3 の G.L.-2.0m、-8.0m、-12.0m における地盤の応答加速度、過剰間隙水圧比、杭の曲げひずみから求めた杭の曲げモーメントと基盤の加速度の時刻歴に、杭頭の応答加速度の二階積分から求めた杭頭変位、地盤の各深度と基盤の加速度パワーを追記して示す。地震時における地盤の応答挙動の評価にあたっては、最大加速度のみならず振動の継続時間の影響も考慮する必要があると考えられる。そこで、室野ら²⁵⁾の研究を参考に、振動の継続時間を考慮できる加速度パワーを指標の一つとした。この加速度パワー I_E は、地震動の特性を表す一つの指標として次式で定義されている。

$$I_E = \int_0^T x(t)^2 dt \quad (2.4)$$

ここに、 $x(t)$ は加速度波形 (m/s^2)、 T は振動の継続時間 (s) である。

本検討では、各ケースの基盤における入力加速度波形 20 波の継続時間に相当する加速度パワーを算出した。図 2.14 より、基盤では各ケース同程度の加速度および加速度パワーが入力されていることが分かる。

G.L.-12.0m では、全てのケースにおいて加速度パワーに基盤よりも若干の増幅が見受けられるが、液状化層としたケース 1 では過剰間隙水圧比が概ね 1.0 に達した以降も加速度パワーが増幅しており基盤よりも若干大きな累積値が得られている。非液状化層としたケース 2、3 では過剰間隙水圧比が 1.0 に達していないもののピークに達する頃から加速度パワーが減衰し累積値は基盤と同程度の値を示した。杭の曲げモーメ

ントは各ケース過剰間隙水圧の上昇に追随しマイナス側へシフトしている。

G.L.-8.0m では、ケース 1、3 において加振中盤に大きな応答加速度が得られており、加速度パワーも加振中盤に急激に増幅し大きな累積値を示している。ケース 2 では G.L.-12.0m よりも増幅した加速度および加速度パワーが得られており累積値は緩やかに上昇している。いずれのケースも過剰間隙水圧比が 1.0 またはピークに達する頃より加速度パワーが減衰していることが分かる。杭の曲げモーメントの最大値は各ケース概ね同程度の値であるが、ケース 2 では加振序盤に大きな振幅を示した後に過剰間隙水圧の上昇に伴い減衰している。ケース 1、3 では加振序盤からの大きな振幅が減衰せずに比較的継続し、過剰間隙水圧がピークに達する頃より減衰している。

G.L.-2.0m では、ケース 1、3 において加速度がほぼ応答しておらず極わずかな加速度パワーを示している。一方ケース 2 では、加速度パワーの累積値は G.L.-8.0m よりも小さいものの、最大 $600cm/s^2$ の応答加速度が生じており、過剰間隙水圧の上昇に伴い加速度パワーが減衰している。過剰間隙水圧比は全てのケースで概ね 1.0 に達している。杭の曲げモーメントはケース 1、2 では加振序盤に若干大きく振幅し過剰間隙水圧の上昇に伴い減衰している。一方ケース 3 では、過剰間隙水圧が概ねピークに達した後も加振序盤と同程度の振幅が継続している。

各ケースの地盤および杭の各応答値に異なりはあるものの、ケース 1 と 3 では、液状化層、非液状化層にかかわらず加速度パワーは G.L.-8.0m で急激に増幅し G.L.-2.0m ではほぼ発生しておらず、杭の曲げモーメントは G.L.-8.0m と G.L.-2.0m の振幅が比較的継続するといった似通った挙動を示した。一方ケース 2 では異なる挙動を示しており、各深度で加速度パワーは緩やかに累積しており G.L.-2.0m で加振序盤に大きく、杭の曲げモーメントは G.L.-8.0m と G.L.-2.0m において加振序盤に大きく減衰する挙動を示した。ケース 1 の G.L.-2.0m を除いて、いずれのケースも加速度パワーの累積値は過剰間隙水圧が概ねピークに達する頃よりその上昇が留まるように見受けられ、過剰間隙水圧の上昇による液状化の進展により地盤の剛性が低下し加速度が応答しなくなったものと考えられる。

杭頭変位は、ケース 1、2 で加振序盤に同程度の最大値を示したが、各ケース加振序盤に生じた大きな変位が過剰間隙水圧の上昇に伴い減衰している。特にケース 2 ではその振幅の減衰の程度が大きい。

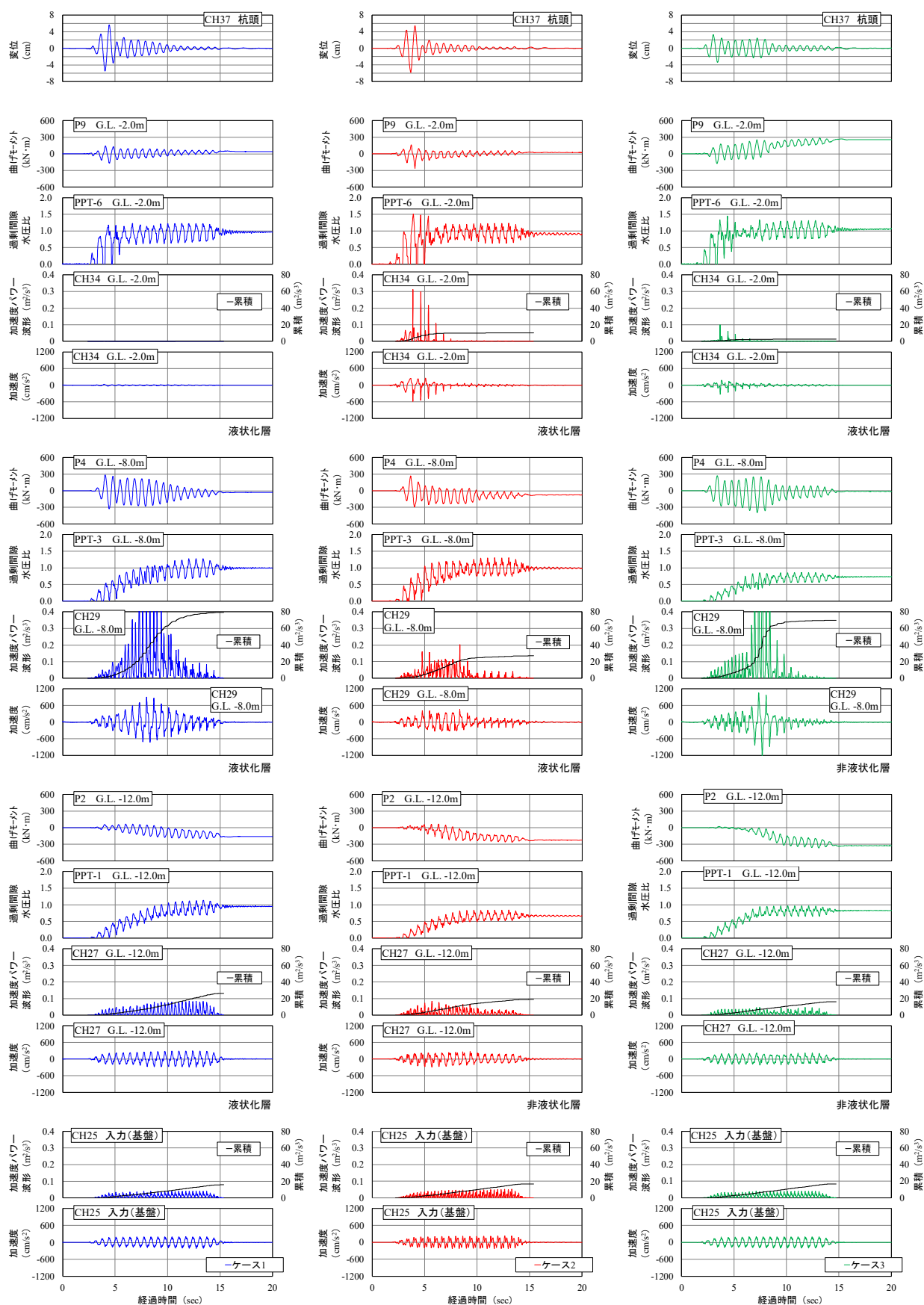


図 2.14 杭頭の変位、G.L. -2.0m、-8.0m、-12.0m における地盤の応答加速度と加速度パワー、過剰間隙水圧比、杭の曲げモーメント、基礎の加速度と加速度パワーの時刻歴

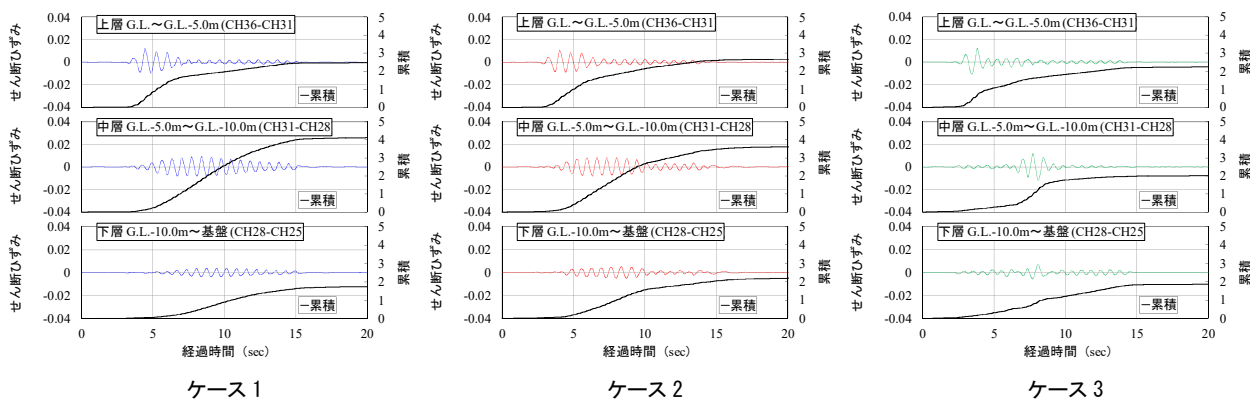


図 2.15 上層、中層、下層において加振により生じた地盤のせん断ひずみの時刻歴

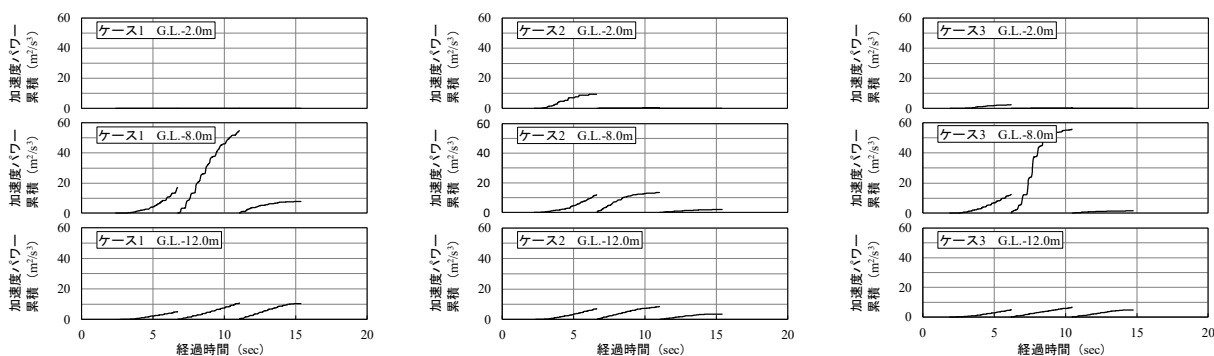


図 2.16 G.L. -2.0m、-8.0m、-12.0m における加速度パワー累積値の時刻歴（経過時間を3分割）

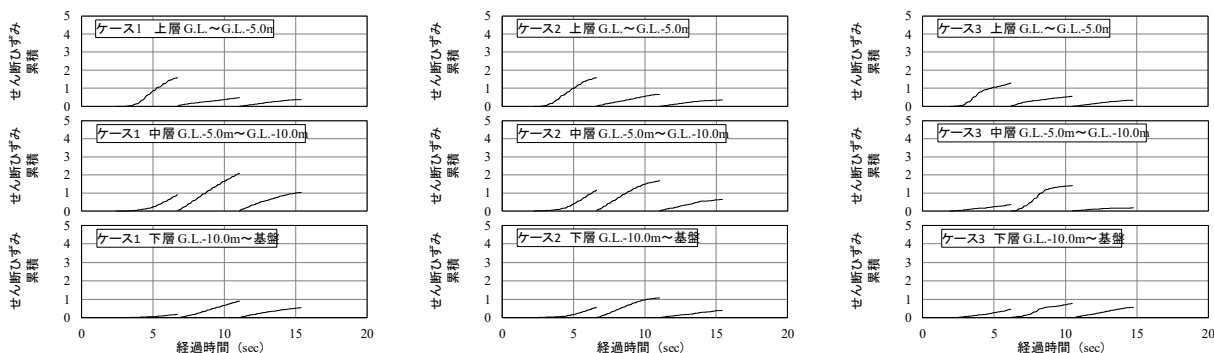


図 2.17 上層、中層、下層における地盤のせん断ひずみ累積値の時刻歴（経過時間を3分割）

本検討の実験条件においては、杭の挙動は杭周辺地盤からの動的水平力を受けることにより生じ、杭周辺地盤の剛性が保持されているほど杭に大きな動的水平力が作用し大きな曲げひずみが生じる。ケース 2 では、G.L.-8.0m と G.L.-2.0m の杭の曲げひずみから求めた杭の曲げモーメントの振幅がケース 1、3 と比較して加振序盤に大きく減衰しており、早期に杭周辺地盤の剛性が液状化の進展により低下したものと考えられる。そのため、杭周辺地盤からの動的水平力が作用せず杭頭変位が早期に応答しなくなったものと考えられる。

図 2.15 に、全層厚を上層、中層、下層と 3 分割した

際の各層における加振により生じた地盤のせん断ひずみの時刻歴を示す。地盤のせん断ひずみは、各層境で計測された加速度時刻歴を二階積分して得た変位時刻歴からせん断ひずみ算出区間の相対変位を求め、これを各層厚で除すことにより算出した。なお、同図には算出されたせん断ひずみの絶対値を累積した値を合わせて示した。

図 2.15 より、加振により地盤に生じたせん断ひずみは、各ケース上層において加振序盤に最大値を示した。中層を液状化層としたケース 1、2 では、中層で比較的大きなせん断ひずみが継続して生じており、累積

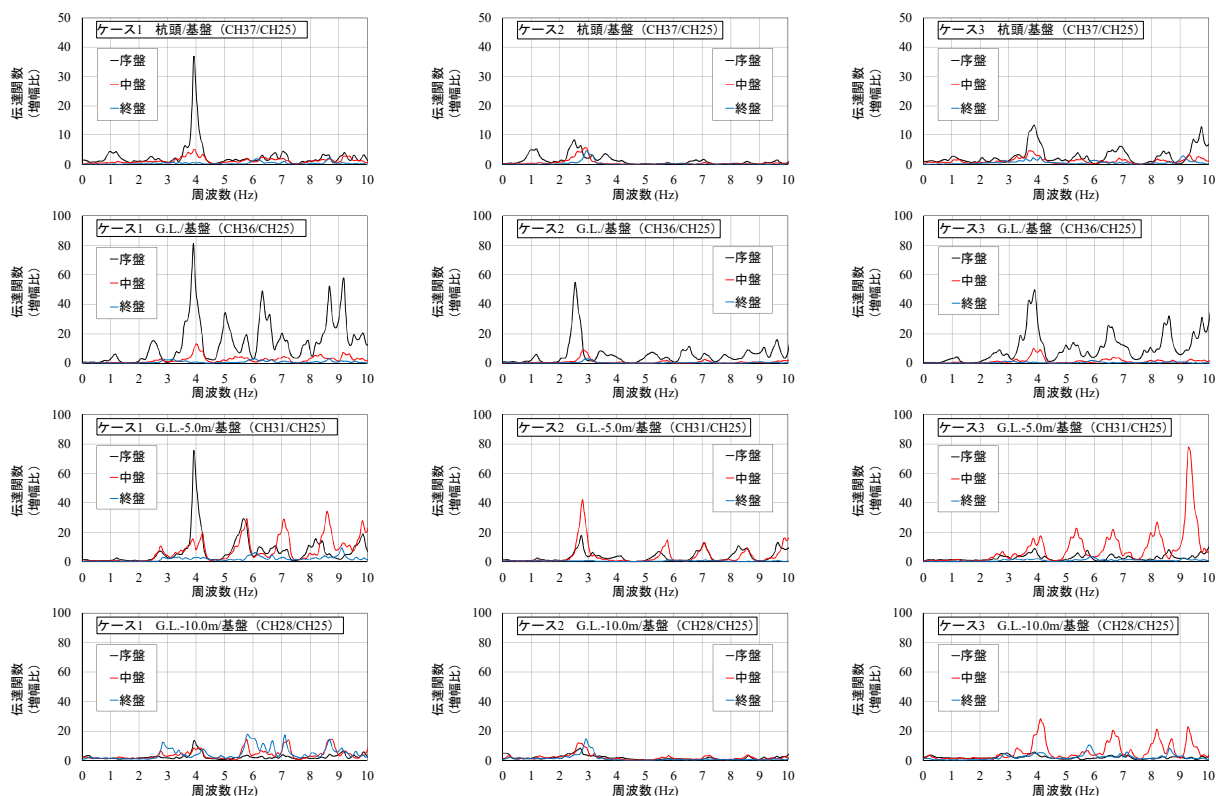


図 2.18 加振序盤、中盤、終盤における基盤に対する杭頭と地盤の各層境 (G.L.、G.L.-5.0、-10.0m) の伝達関数

のせん断ひずみは中層で最も大きい。特にケース 2 では、G.L.-8.0m が中層を代表するとは限らないが、加速度パワーがケース 1、3 よりも小さかったにもかかわらず、ケース 1 と同程度のせん断ひずみおよび累積値が得られている。ケース 1、3 では、各層でのせん断ひずみの発生、累積の傾向が異なっているが、ケース 2 では各層において比較的継続したせん断ひずみが生じており、ケース 1、3 と比較して大きな累積値が得られている。全層において比較的継続した繰返しせん断を受けることにより、液状化ならびに地盤の剛性低下が助長されたものと考えられる。

図 2.16 に、G.L.-2.0m、-8.0m、-12.0m における加速度パワー累積値の、図 2.17 に、上層、中層、下層における地盤のせん断ひずみ累積値の時刻歴の入力加速度波形 20 波の継続時間に相当する時刻を、序盤、中盤、終盤に 3 分割して示す。

図 2.16 より、G.L.-12.0m では、各ケース各時間継続して加速度パワーの累積が見受けられるが、ケース 1 では加振中盤と終盤に増幅する傾向が、ケース 2、3 では加振終盤での増幅の傾向が少ない。G.L.-8.0m では、ケース 1、3 では加振序盤から特に中盤で大きく増幅する傾向を示しているが、ケース 2 では加振中盤より増幅の傾向が少なくなっており、液状化ならびに

地盤の剛性低下が生じ始めた影響と考えられる。G.L.-2.0m では、ケース 2 の序盤での増幅が見られるが既に増幅の傾向が少なくなる様子が見られ、早期に液状化ならびに地盤の剛性低下が生じ始めたものと考えられる。

図 2.17 より、せん断ひずみの累積傾向は加速度パワーとは異なり、各ケース各層各時間において累積されていることが分かる。しかし、各層で累積の傾向は異なり、上層では加振序盤に、中層、下層では加振中盤に大きく累積している。同図より、各ケース過剰間隙水圧比が概ね 1.0 またはピークに達した後もせん断ひずみが生じている。特にケース 2 では、各層各時間継続して累積しており、全加振時間に渡り地盤の剛性低下が生じていることが窺われる。

図 2.18 に、図 2.16、図 2.17 と同じ時間区分で分割して求めた基盤に対する杭頭と地盤の各層境 (G.L.、G.L.-5、-10m) の伝達関数を示す。本検討で示す伝達関数とは加速度フーリエスペクトルの比であり、バンド幅 0.2Hz の Parzen ウィンドウで平滑化をしている。

図 2.18 の加振序盤における G.L. の伝達関数より、ケース 1、3 では概ね 4.0Hz 付近が、ケース 2 では 2.5Hz 付近が卓越していることが分かる。加振序盤における卓越周波数が各模型地盤の固有周波数を表すも

のと解釈すると、ケース2の地盤の固有周波数がケース1、3よりも入力周波数1.5Hzに近く、地盤内で加速度やせん断ひずみが応答し易かったものと考えられる。G.L.-5、-10mにおいても増幅比や時間区分は異なるものの、液状化層、非液状化層にかかわらず同様の周波数が卓越している。また、各ケースの固有周波数と思われる周波数が加振序盤から中盤、終盤へと若干ではあるが高周波数側へシフトしているようにも見受けられ、地盤が徐々に高密度化していることも窺われる。杭頭での伝達関数は、前述のとおり本検討の実験条件では杭の挙動は杭周辺地盤からの動的水平力を受けることから、地盤と同様の周波数特性を示したものと考えられる。

2. 5 まとめ

広く複雑に堆積する火山灰質地盤における杭基礎の耐震性評価技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的に、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりが地震時の杭基礎の挙動ならびに耐震性、特に、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減傾向について低減度を表す関係式を提案し、杭の水平地盤反力係数の低減係数の違いについて遠心力模型実験から検証した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 液状化層厚を全層、上 2/3、上 1/3 と順に薄く変化させた実験ケースでは、設定した液状化層で液状化が生じており、液状化が生じた各ケースの同一深度を比較すると過剰間隙水圧の上昇時間・傾向に大きな違いはない。
- 2) 液状化層と非液状化層を互層とし層順を逆転させた実験ケースでは、それぞれ下位に堆積する液状化層で発生した過剰間隙水圧が非液状化層へ伝播していることが考えられた。特に、中層を液状化層とした実験ケースでは、中層で過剰間隙水圧が急激に上昇し、過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時間が早い。
- 3) 全ての実験ケースにおいてその程度に違いはあるものの、上層、中層の地盤の加速度、杭の曲げモーメントの応答が過剰間隙水圧の上昇、すなわち、液状化の進展に伴い減衰する傾向を示した。
- 4) 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度と水平変位量との関数式を整理し、関係する係数を検討した結果、変位量に応じた低減勾配を示す係数は、液状化層を全層とした実験ケースと互層とした実験ケースでは同様の値を示し、液状化層厚を上 2/3、上 1/3 と順に薄くした実験ケースではこれらよりも急勾配である値を示した。
- 5) 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減を示す係数は、液状化層厚を上 2/3、中層のみを液状化層とした実験ケースで杭の水平地盤反力係数が大きく低減する値が得られた。中層のみを液状化層とした実験ケースでは、加振前の静的水平地盤反力係数が大きく、各種応答値の減衰傾向からも急激に液状化が生じた中層からの過剰間隙水圧の伝播が地盤の初期剛性を大きく低下させたと考えられる。
- 6) 液状化層厚を上 2/3 とした実験ケースでは、加振中に地盤内に生じる加速度パワー、地盤のせん断ひずみ、地盤の卓越周波数の変化に着目した考察の結果、液状化層厚を全層、上 1/3 とした実験ケースと比較して、地盤の固有周波数が入力した地震動の周波数に近く、地盤内で加速度やせん断ひずみが応答し易かったものと考えられた。液状化層、非液状化層、また、その層厚にかかわらず、各ケース固有の卓越周波数を地盤全層において示した。
- 7) 地盤の固有周波数が入力周波数に近い液状化層厚を上 2/3 とした実験ケースでは、上層で加速度が大きく増幅し最大値を示したが、地盤全層において緩やかな加速度パワーの累積傾向を示した。地盤の固有周波数が入力周波数と異なる液状化層厚を全層、上 1/3 とした実験ケースでは、中層で加速度の増幅が大きく上層ではほぼ応答しない似通った挙動を示した。
- 8) 液状化層厚を全層、上 2/3、上 1/3 とした実験ケースで評価した地盤内の加速度パワーの累積傾向は、過剰間隙水圧が概ねピークに達する頃よりその上昇が留まることが確認され、これは、過剰間隙水圧の上昇による液状化の進展により地盤の初期剛性が低下し、加速度が応答しなくなったと考えられる。
- 9) 液状化層厚を全層、上 2/3、上 1/3 とした実験ケースで評価した地盤のせん断ひずみの累積傾向は、各層各時間において累積されており、過剰間隙水圧が概ねピークに達した後も生じている。地盤の固有周波数が入力周波数に近い液状化層厚を上 2/3 とした実験ケースでは、全層において比較的継続したせん断ひずみが生じており、地盤の固有周波数が入力周波数と異なる他の 2 つの実験ケースと比較して大きな累積値が得られていたことから、全層において比較的継続した繰返しせん断を受けることにより、液状化ならびに地盤の剛性低下が助長されるものと考えられ、これにより杭の水平地盤反力係数が他の実験ケースよりも大きく低下したものと考えられる。

3. 動的有効応力解析による火山灰地盤の液状化挙動と杭基礎挙動の評価

液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりが、地震時の杭基礎の挙動ならびに耐震性に及ぼす影響を把握する目的で実施した2章における遠心力模型実験からの検証の結果、液状化層厚を上2/3としたケース2、中層のみを液状化層としたケース4において、杭の水平地盤反力係数がその他のケースよりも大きく低減することが確認された(図2.13)。ケース2では、地盤の固有周波数が入力周波数に近く、全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性低下を助長させたこと、ケース4では、非液状化層とした上層の過剰間隙水圧比が1.0に至らないものの比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し地盤の初期剛性が大きく低下したことが要因と考えられた。

本章では、液状化が生じる火山灰質地盤における杭基礎の対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための評価手法の確立を目的に、2章における遠心力模型実験結果に対し、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討し、動的有効応力解析による再現解析から上記要因の検証を行った。

3. 1 動的有効応力解析のモデル化手法

2章の遠心力模型実験の条件に対し3次元動的有効応力解析を行い、動的加振実験結果の再現解析を試みた。動的有効応力解析には、汎用的で行政機関等でも使用されるOka et al²⁶⁾によるLIQCAを用いた。本節では、基本的な解析モデルの設定条件、杭、地盤の各種解析パラメータの設定経緯を述べる。図3.1に、ケース2を例として検討当初と本検討で設定した解析モデル図を比較して示す。解析モデルは実物スケールで作成している。

3. 1. 1 解析モデルの基本設定

解析モデルは模型地盤の対称性を考慮して半断面とし、杭頭の錘は半分の重量となるように体積と密度を調整した。モデル側面は鉛直ローラーとし、モデル底面は固定とした。杭の固定は実験では治具により行っているが、モデル上では杭底部を変位・回転全拘束、錘と杭の境界は回転拘束とした。杭と地盤の境界については、不連続挙動の影響を考慮する場合はジョイント要素等を導入することも考えられるが、本検討では液状化地盤を対象としており杭周辺地盤の剛性低下量が大きくなり杭と地盤の境界の不連続挙動の影響は相対的に小さくなることから導入しないものとした。

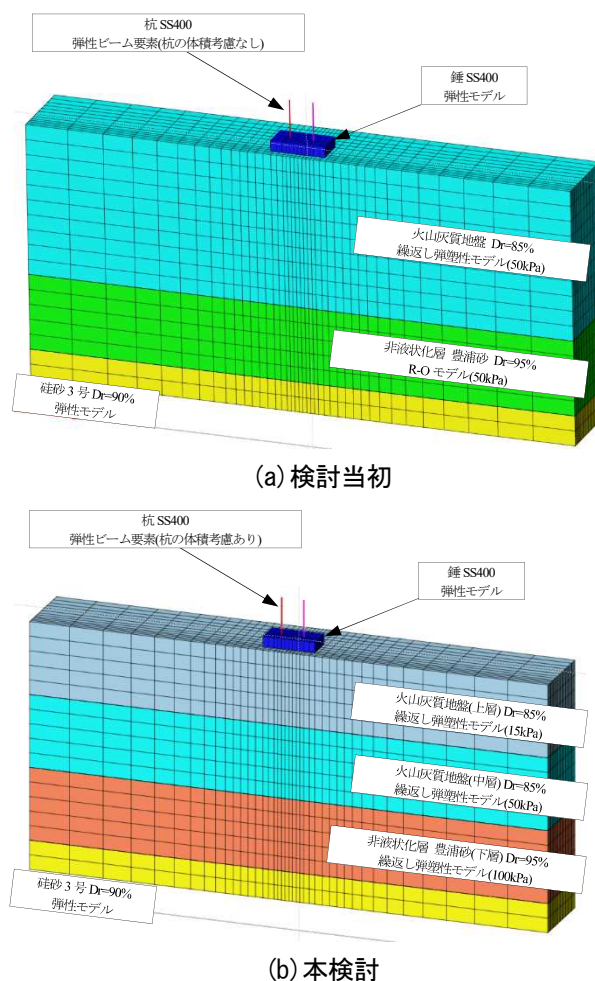


図3.1 ケース2の3次元動的有効応力解析(LIQCA)の解析モデル図

硅砂3号については実験では排水目的としているため弾性モデルと仮定した。入力加速度波形は、図2.6に示す動的加振実験において各ケース基盤で計測された加速度波形とした。なお、解析に先立ち、地盤の初期有効応力を得るための初期応力解析を実施している。

3. 1. 2 杭のモデル化の検討

杭は実験で弾性範囲での挙動を示していることから弾性モデルとし、当初は断面性能を弾性ビーム要素で表現した。しかし、杭の応答挙動には杭頭変位の時刻歴に実験結果との位相ずれが生じていることや、杭の曲げモーメントが実験結果よりも過小に評価される等、実験結果との乖離が確認された。これは、当初の解析条件では杭の断面積を考慮していないことや減衰定数の設定等、杭のモデル化に起因するものと考えられた。そこで、加振時の地盤からの動土圧の影響を排除し杭のみの挙動を適切に再現することを目的に、図2.1に示す実験模型内に地盤模型を作製せず杭のみの状態で加振した実験結果の再現解析から、杭のモデル

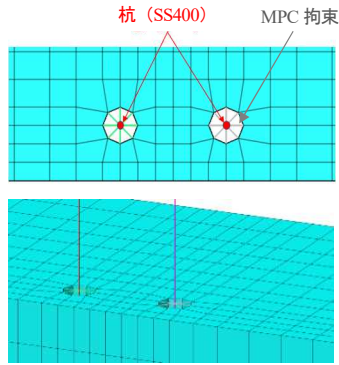


図 3.2 等変位拘束 (MPC 拘束) による杭モデル

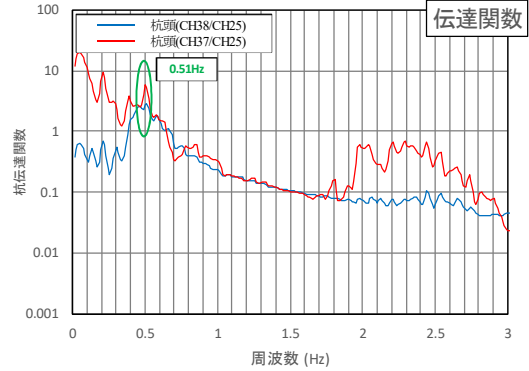
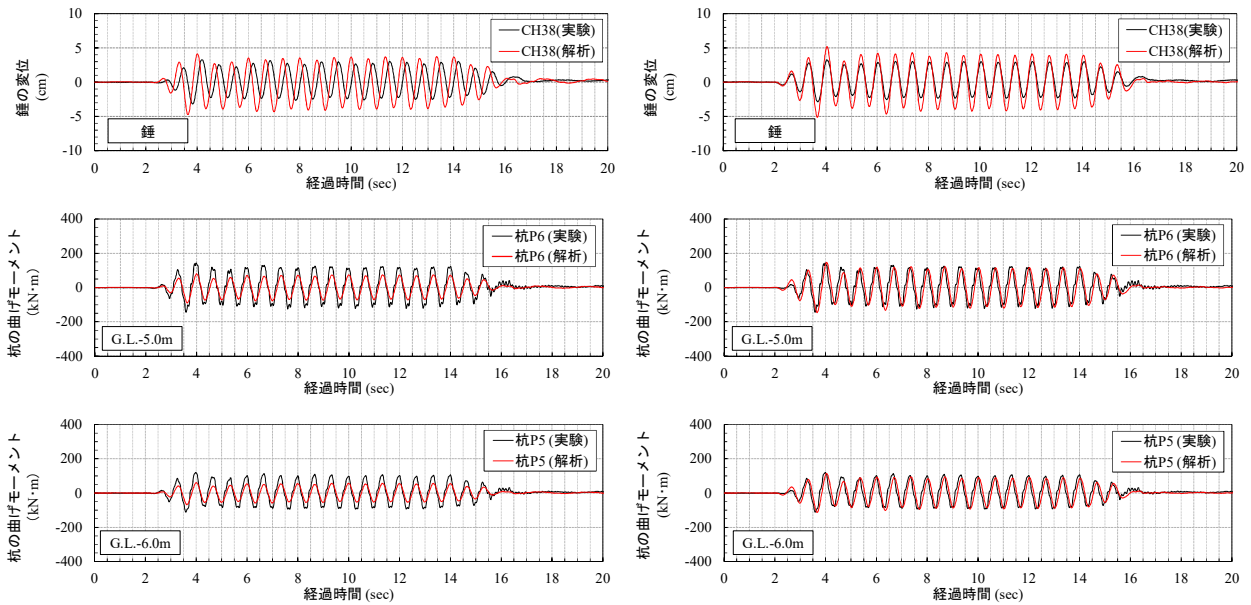


図 3.3 杭のみの加振実験による杭の伝達関数



(a) パラメータ改善前

(b) パラメータ改善後

図 3.4 杭のみの加振実験の解析結果

化およびパラメータ設定の改善を検討した。

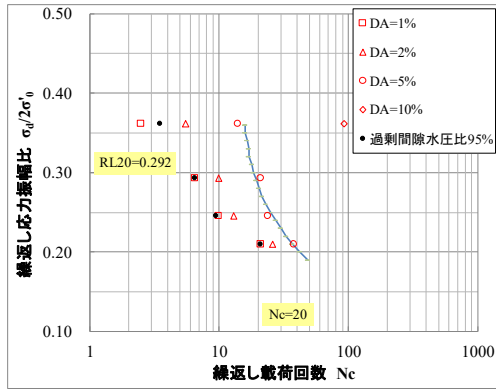
杭のみの加振実験の再現解析にあたり、弾性ビーム要素でモデル化していた杭モデルに対し、等変位拘束 (MPC 拘束) を用いて杭の断面積を考慮した (図 3.2)。また、杭の Rayleigh 減衰は、当初は LIQCA の実績事例を参考に剛性比例型の減衰定数 $\alpha_1=0.003$ を設定していたが、杭のみの加振実験から得られた杭の固有周波数 $f=0.51\text{Hz}$ (図 3.3) に、減衰定数 $h=2\%$ を仮定して $\alpha_1=0.0126$ とした。その結果、杭のみの挙動を比較的良く再現する結果が得られた (図 3.4)。

3. 1. 3 地盤のモデル化の検討

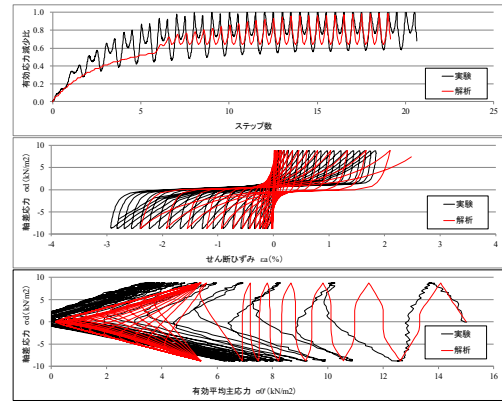
地盤のモデル化は、当初、液状化層は繰返し弾塑性モデル (有効応力モデル)、非液状化層は R-O モデル (全応力モデル) としていたが、地盤内の過剰間隙水圧や応答加速度の時刻歴に実験結果との乖離が確認された。これは、非液状化層 (豊浦砂 $D_r=95\%$) におい

ても実験において過剰間隙水圧が発生していることや、当初の解析条件では地盤全層厚の中央深度における拘束圧で実施した室内試験 (液状化試験、動的変形特性試験) 結果を代表値として各種パラメータを設定していたこと等、地盤のモデル化に起因するものと考えられた。そこで、実験結果をより適切に反映することを目的に、非液状化層への有効応力モデルの適用、ならびに、地盤材料の拘束圧依存性の考慮等、地盤のモデル化およびパラメータ設定の改善を検討した。

拘束圧依存性を考慮した地盤のモデル化およびパラメータ設定にあたり、地盤全層厚を上層・中層・下層の 3 層に分割し、各層中央深度に近い有効拘束圧で実施した液状化試験および動的変形特性試験結果から各種パラメータを再設定した。厳密には堆積状況により各層中央深度の有効拘束圧は異なるが、ここでは上層・中層・下層をそれぞれ代表する有効拘束圧として、

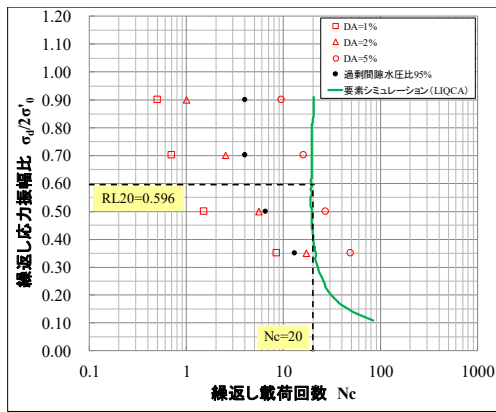


(a) 液状化強度曲線

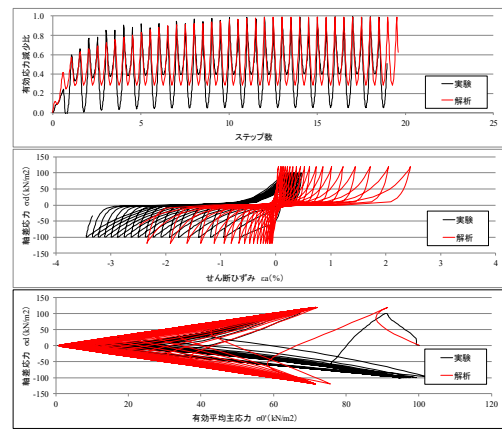


(b) 有効応力減少比、応力履歴

図 3.5 液状化層（火山灰質土 $D_r=85\%$ ）上層の液状化試験（15kPa）要素シミュレーション結果



(a) 液状化強度曲線



(b) 有効応力減少比、応力履歴

図 3.6 非液状化層（豊浦砂 $D_r=95\%$ ）下層の液状化試験（100kPa）要素シミュレーション結果

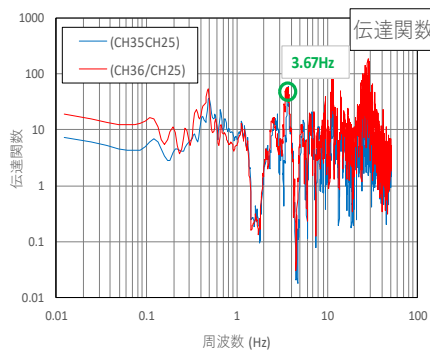
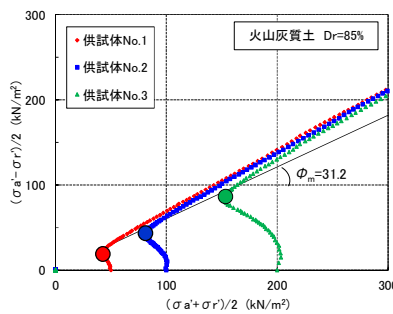
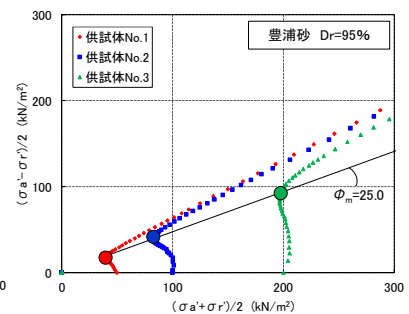


図 3.7 加振実験による地盤の伝達関数



(a) 火山灰質土 $D_r=85\%$



(b) 豊浦砂 $D_r=95\%$

図 3.8 三軸圧縮試験 (CUBar) から求めた地盤材料の変相角

液状化層（火山灰質土 $D_r=85\%$ ）では 15kPa、50kPa、75kPa、非液状化層（豊浦砂 $D_r=95\%$ ）では 30kPa、50kPa、100kPa とした。図 3.5 と図 3.6 に、液状化層を上層の、非液状化層を下層の有効拘束圧として実施した液状化試験の要素シミュレーション結果を示す。非液状化層の液状化強度曲線は $DA=5\%$ と良い一致を示してはいるが、これは本検討では応力履歴の整合

を重視したためである。

地盤の Rayleigh 減衰は、当初は LIQCA の実績事例を参考に $\alpha_i=0.002$ を全層一様に設定していたが、各実験ケースの加振実験から得られた地盤の固有周波数 f (図 3.7) と、液状化パラメータ同様 3 層の拘束圧に応じた動的変形特性試験のせん断剛性率 G_0 から求めた各層のせん断波速度 V_s と減衰定数 h との関係式

表 3.1 検討当初と本検討の杭と地盤の解析パラメータの比較 (ケース 2 の例)

項目名	記号	ケース2						
		検討当初		本検討				
		上層・中層 (火山灰)	下層 (豊浦砂 Dr=90%)	上層 (火山灰)	中層 (火山灰)	下層 (豊浦砂 Dr=95%)		
地盤定数	砂の繰返し弾塑性モデル	初期間隙比	e_0	1.163	-	1.163	0.658	
		透水係数 (cm/s)	k	5.21E-04	-	5.21E-04	1.41E-02	
		密度 (g/cm ³)	ρ_{sat}	1.632	-	1.632	2.022	
		初期せん断係数 (kN/m ²)	G_0	16995	-	12300	28300	94700
		平均有効応力 (kN/m ²)	σ'_m	30.0	-	10.3	31.0	66.7
		無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	566	-	1194	913	1420.5
		擬似過圧密比	OCR^*	1.0	-	1.0	1.0	1.0
		破壊応力比	M_f^*	1.325	-	1.325	1.361	1.361
		水の体積弾性係数 (kN/m ²)	K_f	2.00E+06	-	2.00E+06	2.00E+06	2.00E+06
		圧縮指数	λ	0.0200	-	0.0200	0.0028	0.0028
		膨潤指数	κ	0.0051	-	0.0051	0.0018	0.0018
		変相応力比	M_m^*	0.909	-	1.023	0.803	0.803
		硬化関数中のパラメータ	B_0^*	4100	-	6000	3400	3500
		硬化関数中のパラメータ	B_1^*	82	-	60	34	35
		硬化関数中のパラメータ	C_f	0.0	-	0.0	0.0	0.0
		ダイレイタンス係数	D^*	3.5	-	2.5	3.0	1.6
		ダイレイタンス係数	n	6.0	-	2.0	3.5	1.0
		異方性消失のパラメータ	C_d	2000	-	2000	2000	2000
		規準ひずみ (塑性剛性)	γ_{ref}^{P**}	0.007	-	0.008	0.010	0.01
		規準ひずみ (弾性剛性)	γ_{ref}^{E*}	0.2	-	0.2	0.2	0.2
		R-Oモデル	初期間隙比	e_0	-	0.676	-	-
ポアソン比	ν		-	0.333	-	-	-	
透水係数 (cm/s)	k		-	1.72E-02	-	-	-	
密度 (g/cm ³)	ρ		-	2.010	-	-	-	
内部摩擦角 (度)	ϕ'		-	38.4	-	-	-	
粘着力 (kN/m ³)	c		-	0.00	-	-	-	
R-Oモデルパラメータ	α		-	2.510	-	-	-	
R-Oモデルパラメータ	r		-	2.328	-	-	-	
R-Oモデルパラメータ	正の数		-	1	-	-	-	
水の体積弾性係数 (kN/m ²)	K_f		-	2.00E+06	-	-	-	
初期せん断係数の拘束圧依存性	a		-	4782	-	-	-	
初期せん断係数の拘束圧依存性	b		-	0.5	-	-	-	
Rayleigh減衰			α_0	0.000		0.000		
	α_1		0.0020	0.0075	0.0049	0.0049	0.0049	
杭の定数	弾性ビーム要素	ヤング係数 (kN/m ²)	E	2.214E+08				
		ポアソン比	ν	0.3				
		密度 (g/cm ³)	ρ	7.850				
		断面積 (m ²)	A	0.0153938				
		ねじりモーメント (断面2次極モーメント) (m ⁴)	J	0.0009244				
		y軸回りの断面2次モーメント (m ²)	I_y	0.0004622				
		z軸回りの断面2次モーメント (m ²)	I_z	0.0004622				
		Rayleigh減衰		α_0	0.000	0.000		
	α_1	0.0030	0.0126					

($h=7.5/V_s$)²⁷⁾から、各ケース各層別に α_i を設定した。

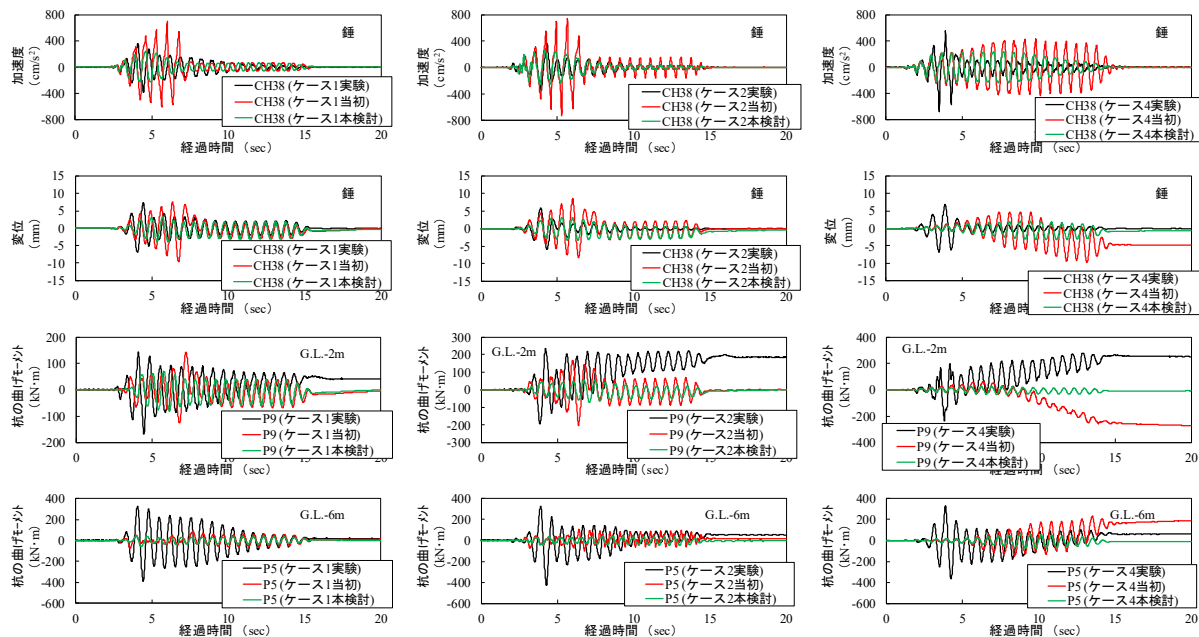
また、地盤のパラメータの一つである変相応力比 M_m^* は、当初は LIQCA の実績事例を参考に変相角 $\phi_m=28^\circ$ として設定していたが、ここでは、三軸圧縮試験 (CUbar) から求めた変相角 (図 3.8) を用いて M_m^* を設定した。

表 3.1 に、ケース 2 を例に検討当初と本検討において決定した杭と地盤の解析パラメータを比較して示す。

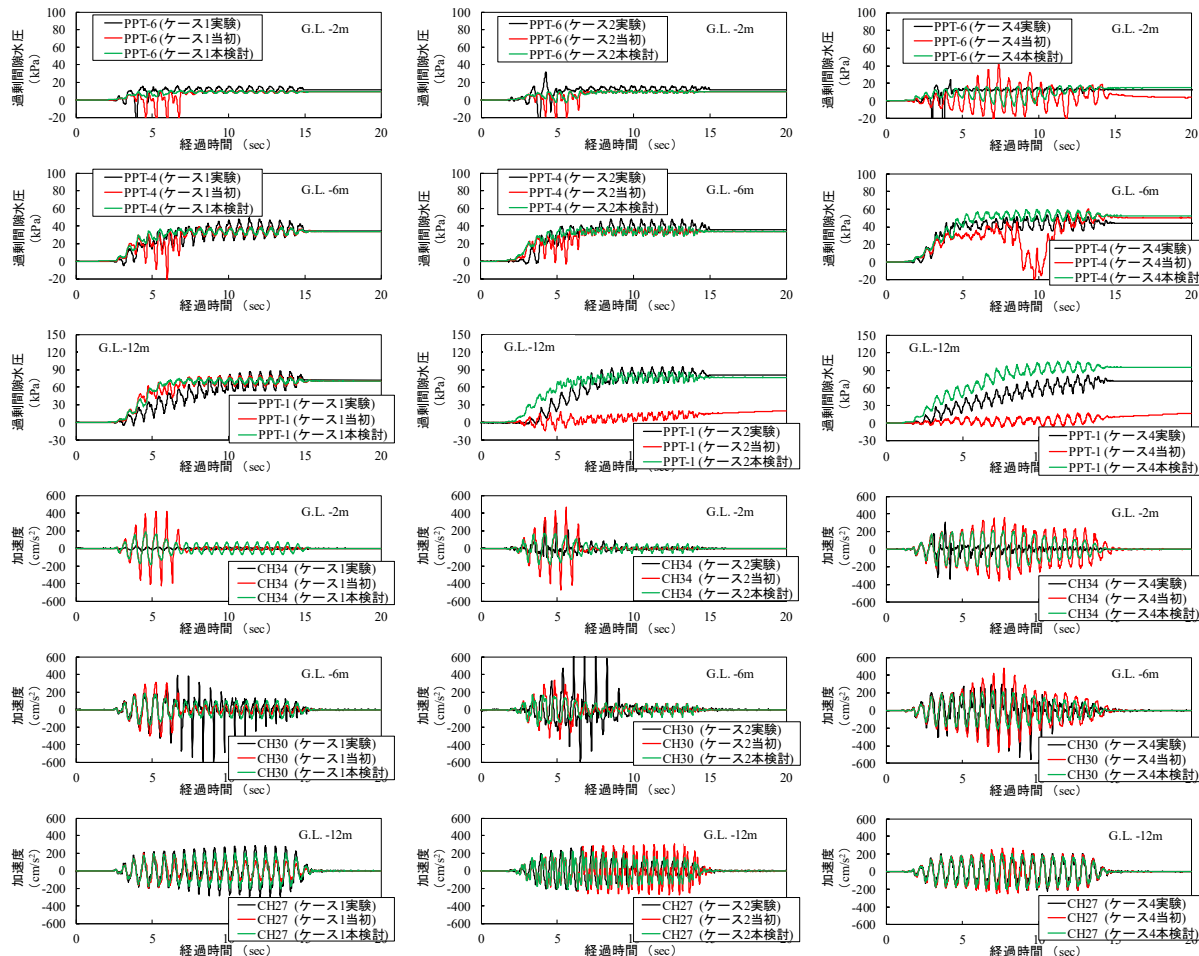
3. 2 動的有効応力解析結果と遠心力模型実験結果の比較と考察

図 3.9 と図 3.10 に、検討当初と本検討の解析パラメータで実施した動的有効応力解析の杭と地盤の主要な解析結果の時刻歴を、ケース 1、2、4 を代表例として遠心力模型実験結果と比較して示す。

図 3.9 より、杭頭の錘の応答加速度は、検討当初よりも最大値が小さくなり実験結果と良い整合を示した。



(a) ケース 1 (b) ケース 2 (c) ケース 4
 図 3.9 解析パラメータ改善前後の杭頭の錘の加速度・変位、地盤内の杭の曲げモーメントの時刻歴



(a) ケース 1 (b) ケース 2 (c) ケース 4
 図 3.10 解析パラメータ改善前後の地盤内の過剰間隙水圧・応答加速度の時刻歴

応答加速度の減衰傾向も実験結果をより適切に再現している。杭頭の錘の変位は、加振序盤に実験結果との乖離が確認されるが、加振序盤以降の振幅値や位相、減衰傾向は検討当初よりも実験結果と良い整合を示した。地盤内の杭の曲げモーメントは、全体的に過小評価しており精度が良いとは言えないが、検討当初よりも基線のずれが抑制されており、実験結果の基線を補正すると8~10秒以降の振幅の整合は良さそうである。

一方、実験における杭の挙動は加振により回転挙動も生じていると考えられるが、解析では水平方向のみに変位していることが確認された。今後、回転挙動の再現も含めた検討が必要と考えられる。

図 3.10 より、地盤内の過剰間隙水圧は、検討当初よりも大幅に実験結果を精度良く再現しており、非液化化層の挙動も精度良く再現されている。有効拘束圧に応じた液化化パラメータや減衰定数を設定することにより解析精度の向上が認められた。特に、一般には液化化しないと判断される密な砂質土層（非液化化層）においても有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。地盤内の応答加速度にも最大値や減衰傾向に検討当初よりも実験結果をより適切に再現していることが認められた。

解析パラメータの改善により、一部実験結果との乖離はあるものの、比較的解析精度が向上したことが確認された。図 3.11 に、全 5 ケースの解析結果から図 2.13 と同様の手法で求めた液化化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B を示す。

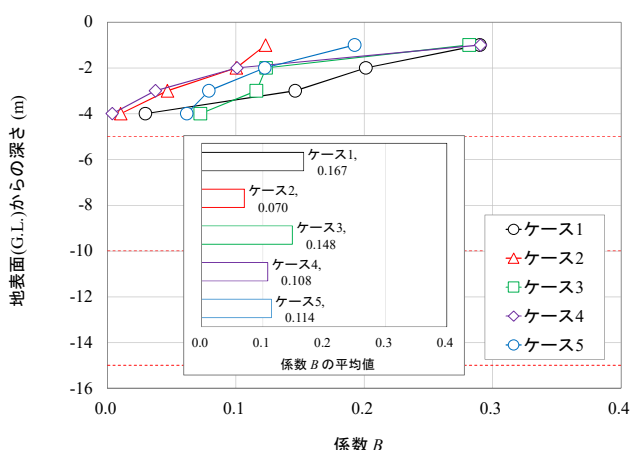


図 3.11 解析結果から求めた液化化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B

この際、液化化（加振）前の杭の静的地盤反力係数には実験結果を用いている。実験ならびに解析結果から低減係数 B を求める手法においては、杭の曲げモーメントから杭の水平地盤反力係数を算出するため、図 3.11 に示す解析結果による係数 B の値は実験結果と比較して全体的に小さくなった。しかし、ケース 2 とケース 4 において、杭の水平地盤反力係数がその他のケースよりも低減する実験結果と同様の傾向が確認された。

3. 3 解析による地盤内のせん断応力~せん断ひずみ関係からの杭の水平地盤反力係数の低減要因に関する考察

本章で検討した動的有効応力解析のモデル化手法により、遠心力模型実験より得られた液化化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減傾向を比較的良く再現されていることが確認された。このことから、解析により得られる地盤内のせん断応力~せん断ひずみ関係からケース 2 とケース 4 の杭の水平地盤反力係数の低減傾向の他のケースとの異なりについて考察する。

図 3.12 に、解析によって得られた全 5 ケースの上層・中層・下層の各層中央深度における加振 20 波に応じた地盤内のせん断応力~せん断ひずみ関係を示す。

図 3.12 より、全ケースにおいてせん断ひずみの値が実験結果(図 2.15)よりも小さいものの、下層では、各ケース加振初期の剛性が比較的粘りを持ちながら緩やかに低下していく同様の様子が確認される。一方、中層では、ケース 2 においてその他のケースよりも加振早期からせん断ひずみが卓越し剛性の低下が認められ、ケース 4 では加振初期では剛性を保持しているが急激な剛性低下が生じており、両ケースとも生じたせん断ひずみが下層よりも大きいことが分かる。これは、両ケースとも中層よりも下層の初期剛性が大きいケースであり、その剛性差の影響が、また、ケース 4 では過剰間隙水圧が急激に上昇したことが要因と考えられる。上層では、各ケース加振初期より履歴曲線の勾配が小さいが、ケース 1、3 では加振中に剛性を保持あるいは回復している様子が確認される。ケース 2、4 では履歴曲線の大きさが小さいが、ほぼ水平となる履歴曲線が多くその他のケースよりも剛性が大きく低下していることが確認される。これらのことは、ケース 2 では全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液化化や剛性低下を助長させたこと、ケース 4 では非液化化層とした上層の過剰間隙水圧比が 1.0 に至らないものの比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し地盤の初期剛性が大きく

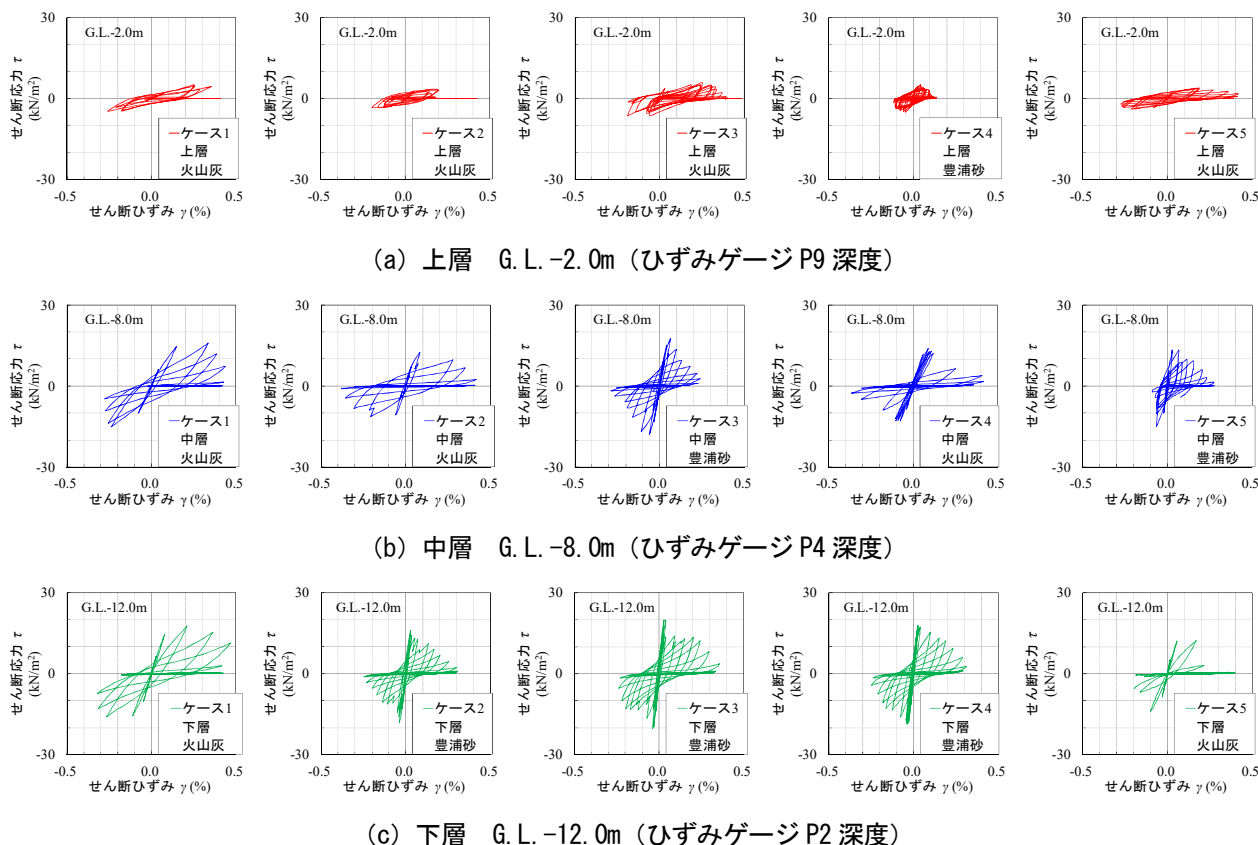


図 3.12 解析から得られた地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係

低下したこと、とする実験結果からの推察と概ね合致するものと考えられる。

3. 4 まとめ

液状化が生じる火山灰質地盤における杭基礎の対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための評価手法の確立を目的に、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況を変化させた杭基礎の遠心力模型実験における火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討し、動的有効応力解析による再現解析から液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減が大きなケースの要因について検証した。その結果、以下の知見を得た。

1) 杭のモデル化にあたり、弾性ビーム要素でモデル化した杭モデルに対し等変位拘束 (MPC 拘束) を用いて杭の断面積を考慮すること、また、杭の Rayleigh 減衰に杭の固有周波数を考慮した剛性比例型の減衰定数 α_1 を設定することにより杭の挙動を比較的良く再現する結果が得られた。一方、杭の曲げモーメントは全体的に過小評価されており、実験における杭の回転挙動等の考慮が今後の課題として考えられた。

2) 地盤のモデル化にあたり、地盤のパラメータ設定において同一の物性を示す土層であっても深度 5m 間隔程度で拘束圧を考慮した動的力学試験結果を用いること、地盤の Rayleigh 減衰に地盤の固有周波数および拘束圧を考慮した剛性比例型の減衰定数 α_1 を設定すること、変相応力比を三軸圧縮試験 (CUbar) の変相角から設定すること、特に、非液状化層であっても過剰間隙水圧の発生が認められることから有効応力モデルを適用することにより地盤の挙動をより適切に再現する結果が得られた。

3) 実験の再現解析結果、解析による地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係から、液状化層厚を上 2/3 としたケース 2 では全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性低下を助長させたこと、中層のみを液状化層としたケース 4 では非液状化層とした上層の過剰間隙水圧比が 1.0 に至らないものの比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し地盤の初期剛性が大きく低下したこと、とする実験結果からの推察を検証する結果が得られた。

4. 囲い型地盤改良による耐震補強効果の検討

本章では、液状化が生じる火山灰質地盤における緊急輸送道路等各種インフラ施設の既設杭基礎の合理的な耐震補強技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的とする。

既設道路橋杭基礎の耐震補強にあたっては、狭い桁下空間での施工や橋梁全体系の地震時応答挙動へ及ぼす影響を考慮する必要がある。また、2章における遠心力模型実験、3章における動的有効応力解析から、火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減要因として、全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性低下を助長させたこと、非液状化層に挟まれた液状化層で急激に上昇した過剰間隙水圧の伝播により非液状化層の初期剛性が大きく低下したことが要因と考えられた。

これらのことから本検討では、構造的に杭基礎の耐力や剛性を増す対策手法ではなく、液状化が生じる火山灰質地盤中の杭基礎周辺を既設構造とは非接触の地盤改良壁で囲い込み、囲まれた火山灰質地盤のせん断変形が抑制されることによる過剰間隙水圧上昇の抑制、すなわち、杭基礎周辺地盤の液状化を抑制する手法の耐震補強効果を遠心力模型実験および動的有効応力解析により検証した。つまり、本対策手法は、液状化により杭基礎の安定が損なわれる場合に適用される手法と位置付けられる。建築基礎では同様の手法により過去の巨大地震において液状化の抑制効果が確認されており^{28),29)}、設計法の体系化に至っている³⁰⁾。また、低空頭・狭隘箇所でも施工可能な地盤改良技術が多数開発されていることや、本手法は既設の杭基礎やフーチングに構造変化を伴わないことから橋梁全体系の地震時応答挙動への影響が少ないことが利点と考えられる。

4. 1 遠心力模型実験概要

表 4.1 に実験ケースの一覧を、図 4.1 に実験模型概要を示す。本検討では、液状化が生じる火山灰質地盤中の杭への対策工の有無、対策工の良質層への着底の有無、対策工の杭からの離れをパラメータとした。対策工とした地盤改良壁の杭からの離れは、既設構造とは接触しない距離として、最外周杭の杭径中心から $4D$ (D : 杭径) と $2D$ とした。なお、現行の道路橋杭基礎の設計では、最外周杭とフーチング縁端との距離として杭径中心から $1D$ が標準³¹⁾とされている。

遠心力模型実験は、図 4.1 に示す $1/50$ 縮尺模型に、 $50g$ の遠心加速度を作用させ、表 4.1 に示す実験条件で動的加振実験と動的加振実験前に静的水平載荷実験を行った。動的加振実験における入力地震動は、本検討では既設杭基礎の合理的な耐震補強技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的とすることから 2 章と同様に sine20 波とし、周波数 1.5Hz 、最大加速度 200cm/s^2 程度の実物換算値が基盤の加速度計で得られるように設定した。遠心力載荷装置・動的加振装置・静的水平載荷装置等の実験装置、模型杭・模型地盤の使用材料・作製方法は 2 章と同じである。

本検討では、地盤改良壁で囲まれることによる杭周辺地盤のせん断変形抑制効果を確認する目的から、地盤改良壁が加振や地盤の液状化により損傷や変形が生じない強度として、一軸圧縮強さ $q_u=1,000\text{kN/m}^2$ を地盤改良壁の目標強度とした。地盤改良材はセメント系固化材とし、実験の工程から 11 日養生で目標強度が得られる早強ポルトランドセメントを用いた。地盤改良材の添加率は、事前の模型地盤材料との配合試験結果から乾燥重量比で 19.4% (227kg/m^3) とし、水セメント比 $W/C=1.0$ のスラリーとして模型地盤材料と真

表 4.1 実験ケース一覧

ケース	模型地盤	地盤改良壁 (目標強度: 材齢11日で $q_u=1,000\text{kN/m}^2$)				基盤加振条件
		壁厚	地表面からの深さ	最外周杭中心からの距離	一軸圧縮強さ q_u	
無対策		-	-	-	-	正弦波20波 (1.5Hz, 200gal) 単発加振
対策工1	火山灰質土 $D_r=85\%$ $R_{L20}=0.242$ [$DA=5\%$]	20mm (1.0m)	300mm (15.0m) [着底]	40mm (2.0m) [4D]	1,270 kN/m^2 [材齢14日]	
対策工2	層厚 300mm (15.0m)		150mm (7.5m) [非着底]		1,036 kN/m^2 [材齢11日]	
対策工3			300mm (15.0m) [着底]	20mm (1.0m) [2D]	1,095 kN/m^2 [材齢13日]	

※ () 内は実物換算値。Dは杭径。

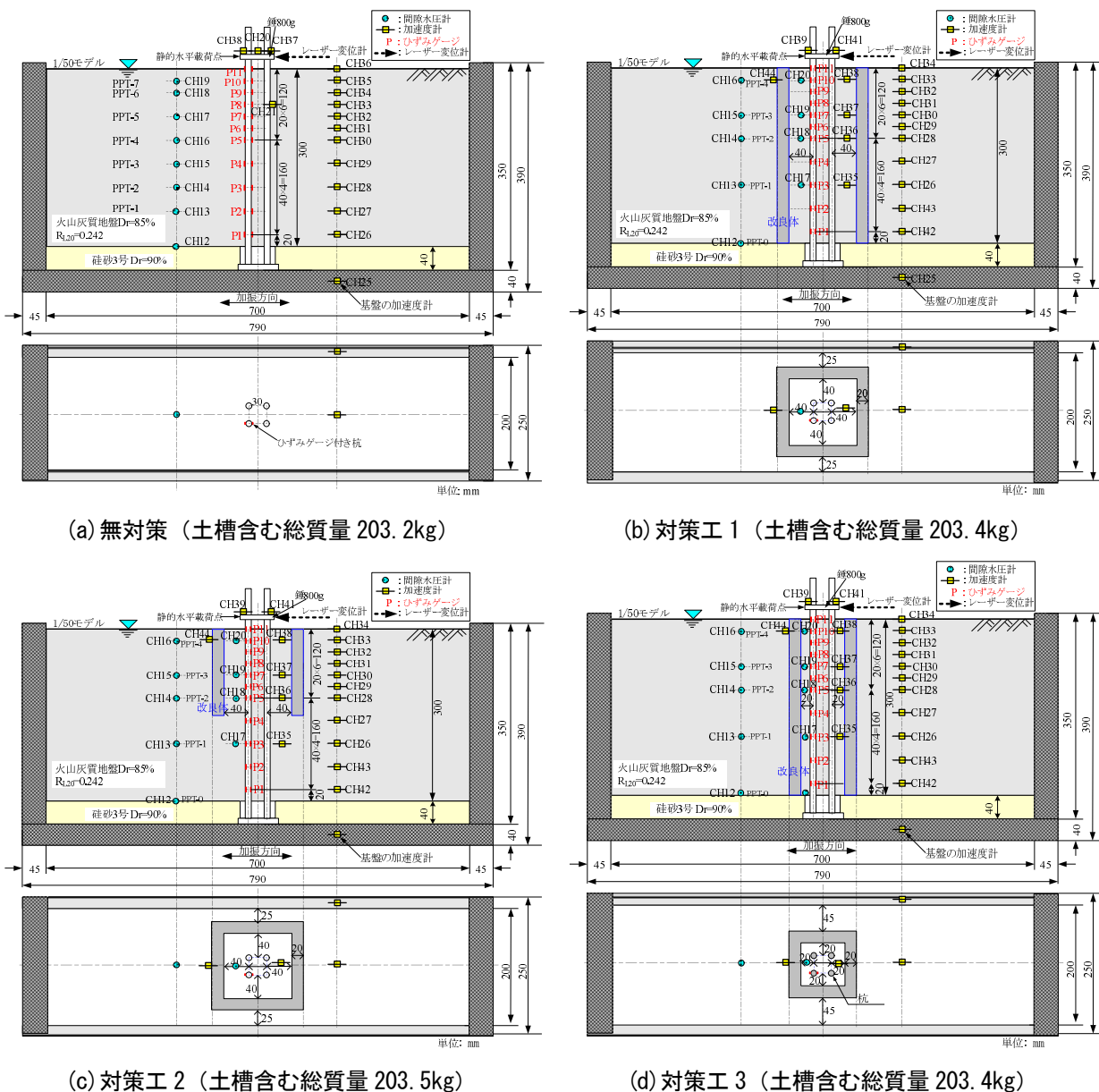


図 4.1 実験模型概要

空ミキサー内で負圧を作用させながら攪拌した。その後、所定の寸法で作製した型枠内に混合材料を投入し、気中養生させた。なお、混合材料の型枠投入時に強度確認用のテストピースを別途作製しており、各ケースの実験同日に一軸圧縮試験を実施した。表 4.1 に、各ケースの地盤改良壁の一軸圧縮強さを示したが、実験工程により養生期間に違いがあるものの、目標強度以上の値が得られた。実験後に取り出した各ケースの地盤改良壁には、加振や地盤の液状化による損傷や変形は確認されなかった。

各実験模型の間隙流体には、水の 50 倍の動粘度を持つシリコンオイルを脱気して用いており、脱気槽内で模型地盤とシリコンオイルに同じ負圧を作用させな

がら土槽底面からシリコンオイルをゆっくりと浸透させて模型地盤を飽和させた。

4. 2 実験結果と考察

上記の条件で実施した遠心力模型実験の結果、対策工を施した全てのケースにおいて、加振時における地盤改良壁内側の杭周辺地盤のせん断変形ならびに過剰間隙水圧の上昇が抑制されており、加振時の杭の変位が抑制される結果が得られ、本対策手法の耐震補強効果が窺われた。ただし、実験後の遠心加速度除荷時の観察において、地盤改良壁外側の地表面に約 3mm (実物換算約 150mm) の沈下が生じており、地盤改良壁を良質層へ着底させた対策工 1、3 では改良体が地表面から突出していた。一方、非着底とした対策工 2 で

は、地表面とほぼ一体の垂直沈下が生じていた。

以下、加振時の地盤ならびに杭の応答挙動、地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の加振前からの低減傾向を考察する。なお、以降に示す計測値等の数値は、実物換算値として整理した。

4. 2. 1 動的加振実験による地盤の応答挙動

図 4.2 に、各ケースで間隙水圧計の設置深度が共通する G.L.-1.0m、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m、G.L.-10.0m において、加振により計測された地盤の応答加速度ならびに基礎における入力加速度の時刻歴を示す。対策工を施したケースについては、地盤改良壁の外側と内側で計測された応答加速度を併せて示した。図 4.2 より、対策工を施したケースでは、無対策ケースよりも入力加速度が若干小さいためか、地盤改良壁の外側における応答加速度が無対策ケースよりも小さい傾向にある。しかし、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m の地盤改良壁内側で応答加速度が抑制されていることが分かり、特に、地盤改良壁の杭からの離れを狭く設定した対策工 3 では、G.L.-10.0m においても大きく抑制されている。G.L.-1.0m での応答加速度は、地盤改良壁の内外と無

対策ケースで大きく変わらない傾向を示した。

図 4.3 に、図 4.2 に示した計測深度区間で加振により生じた地盤のせん断ひずみの時刻歴を示す。地盤のせん断ひずみは、図 4.2 に示す各計測深度の加速度時刻歴を二階積分して得た変位時刻歴からせん断ひずみ算出区間の相対変位を求め、これを区間長で除すことにより算出した。図 4.3 より、地盤内応答加速度と同様に、対策工を施したケースでは、地盤改良壁の外側におけるせん断ひずみが無対策ケースよりも小さい傾向にある。対策工を施した全てのケースにおいて、G.L.-10.0m～基礎間を除き加振により生じる地盤のせん断ひずみが地盤改良壁外側に比べ内側で抑制されていることが分かる。特に、対策工 3 でその効果が大きい様である。

図 4.4 に、加振により各ケースの G.L.-1.0m、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m、G.L.-10.0m で計測された過剰間隙水圧を、各深度の初期有効上載圧で除した過剰間隙水圧比の時刻歴として示す。図 4.4 より、対策工を施したケースの地盤改良壁外側では、無対策ケースと同様に過剰間隙水圧比が概ね 1.0 に達しており液状化が生

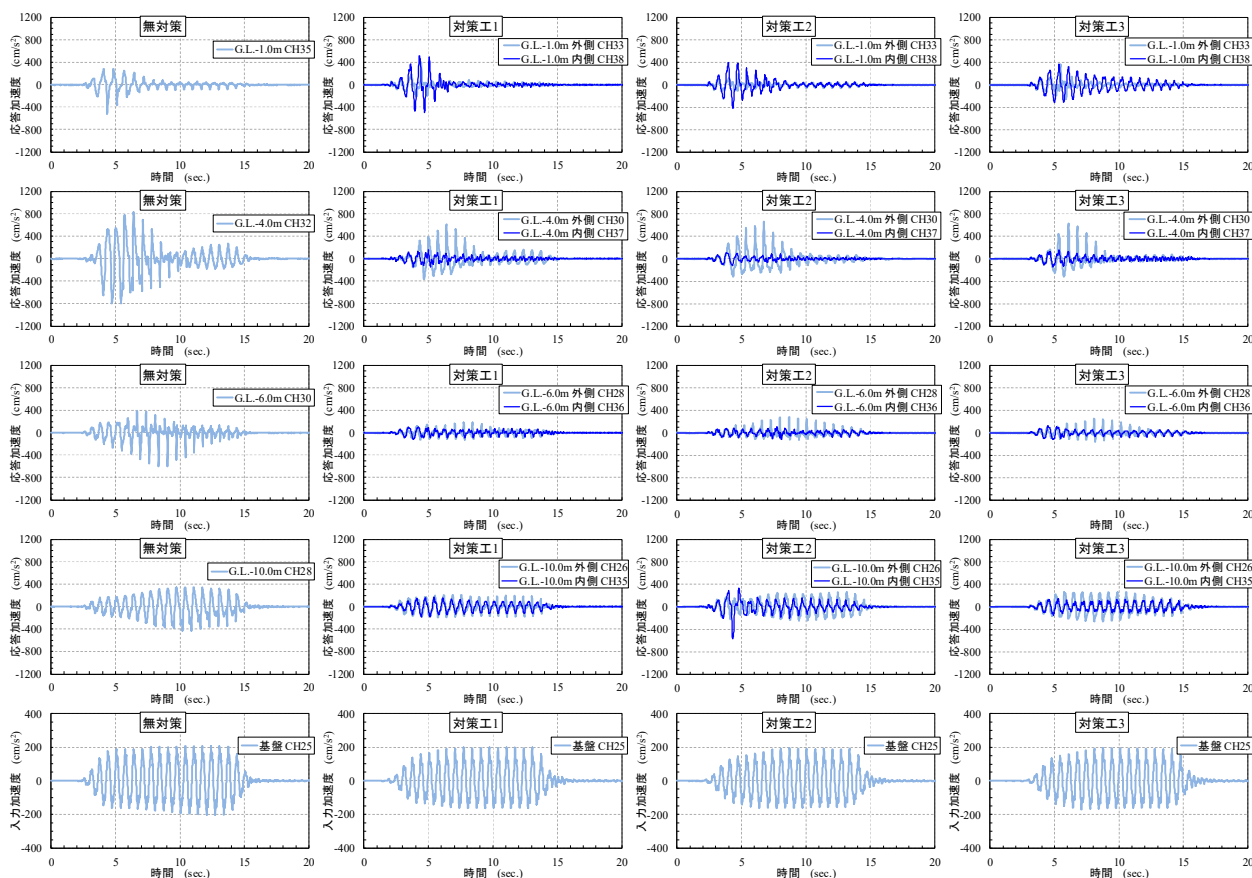


図 4.2 G.L.-1.0m、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m、G.L.-10.0m で計測された地盤の応答加速度と入力加速度の時刻歴

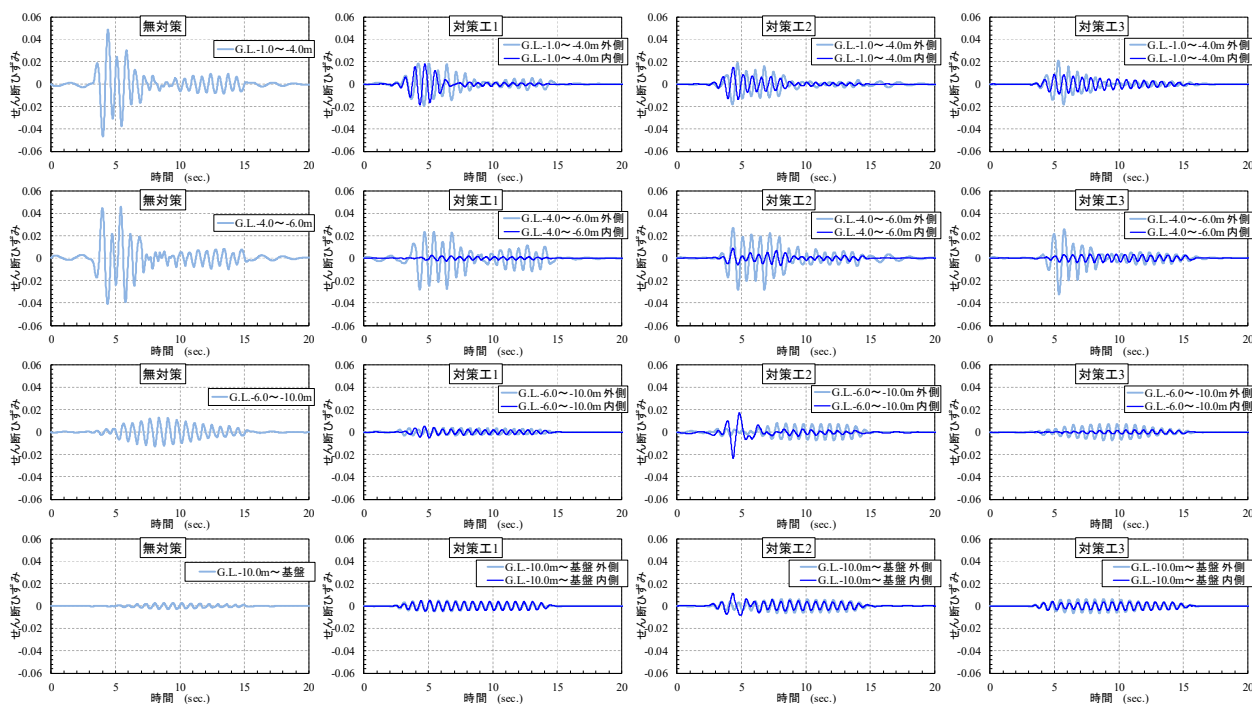


図 4.3 図 4.2 の計測深度区間で算出した地盤のせん断ひずみの時刻歴

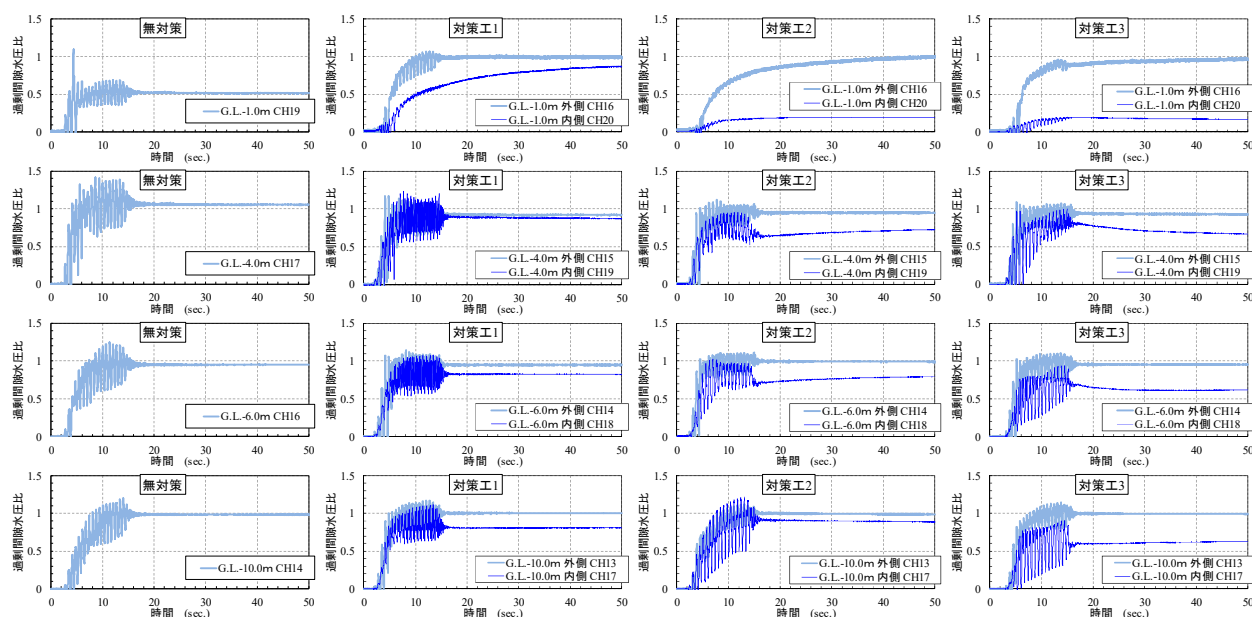


図 4.4 G.L. -1.0m、G.L. -4.0m、G.L. -6.0m、G.L. -10.0m で計測された過剰間隙水圧比の時刻歴

じていることが分かる。一方、地盤改良壁内側では、過剰間隙水圧比が 1.0 に達しておらず加振により生じる過剰間隙水圧の上昇が抑制されていることが分かる。

対策工 1 では、地盤改良壁内側 G.L.-1.0m において加振終了後も緩やかに過剰間隙水圧が上昇を続け、最終的には比較的大きな過剰間隙水圧の発生が認められた。その挙動より、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m において大きく上昇した過剰間隙水圧が地盤改良壁により周辺地盤へ消散されず、上方へ伝播していると考えられる。

対策工 2 では、地盤改良壁の無い G.L.-10.0m において対策工 1 よりも過剰間隙水圧が大きく上昇しているが、その他の地盤改良壁内側の深度では対策工 1 よりも抑制されている。これは、G.L.-1.0m～G.L.-6.0m 間の地盤のせん断ひずみの挙動が対策工 1 と対策工 2 とで大きく異なるものと解釈すると、G.L.-7.5m 以浅の地盤改良壁内側で発生する過剰間隙水圧が上方ならびに地盤改良壁で囲われていない下方へも消散することによる排水距離の違いによる効果と考えられる。

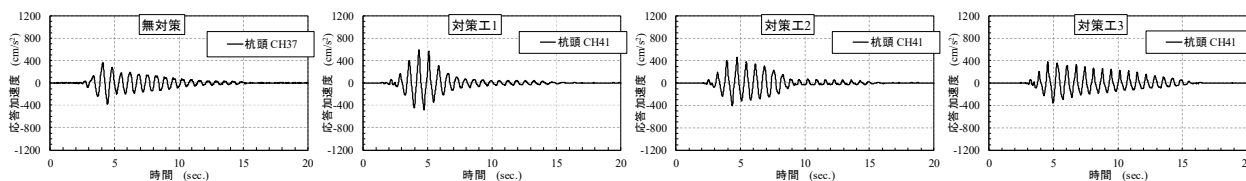


図 4.6 杭頭錘の応答加速度の時刻歴

対策工 3 では、地盤改良壁内側のいずれの深度においても対策工 1 よりも過剰間隙水圧の上昇が抑制されている。過剰間隙水圧消散のための排水距離が対策工 1 と異なるものと解釈すると、対策工 3 では、いずれの深度においても地盤のせん断ひずみが対策工 1 と比較して抑制されており、地盤改良壁による地盤のせん断変形の抑制効果が顕著であると考えられる。

4. 2. 2 動的加振実験による杭の応答挙動

図 4.5 に、各ケース加振時にひずみゲージ P1~P11 で計測された杭の曲げひずみから杭の曲げモーメントを求め、その時刻歴から得られた各深度最大値の深度分布を示す。各深度の杭の曲げモーメントの最大値は、時々刻々と変化する時刻歴波形において最大の振幅値を示した同一の 1 波の正負絶対値の平均として算出し評価した。

図 4.5 より、無対策ケースでは G.L.-6.0m で最も大きな曲げモーメントが生じており、地表面との間において徐々にその値が小さくなっていることが分かる。これは、加振により生じた地盤の液状化により G.L.-6.0m 以浅の地盤反力が低下し、G.L.-6.0m 付近を支点に杭頭が大きく振幅したものと考えられる。

一方、対策工を施したケースでは、地盤改良壁内において杭の曲げモーメントの発生が無対策ケースよりも抑制されており、地表面で最も大きな値が生じていることが分かる。これは、地盤改良壁内側で地盤の液状化の発生が抑制されており、地盤が杭の反力体としての機能を保持しているためと考えられる。そのため、反力が得られなくなる地表面との境界において大きな曲げ応力が作用しているものと理解される。対策工 2 では、地盤改良壁下端の原地盤との境界である G.L.-7.5m 付近で無対策ケースと同程度の大きな曲げモーメントが生じていることが分かる。

図 4.6 に、各ケース加振時における杭頭錘部の応答加速度の時刻歴を示す。無対策ケースでは加振序盤の大きな応答加速度が早期に減衰しており、これは、過剰間隙水圧の上昇による液状化の進展により杭周辺地盤の初期剛性が早期に低下し加速度が応答しなくなったことと考えられる。対策工を施したケースではその

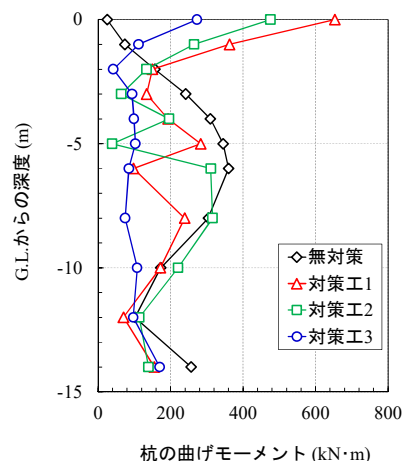


図 4.5 杭の曲げモーメント最大値の深度分布

傾向に違いはあるものの、加振序盤の大きな応答加速度が比較的継続して作用しており、応答加速度の挙動からも液状化に伴う杭周辺地盤の剛性低下が抑制されていることが認められる。

4. 2. 3 杭の水平地盤反力係数の低減傾向

動的加振実験結果の考察から、地盤改良壁内側で液状化の発生が抑制されており地盤が杭の反力体としての機能を保持していることが考えられた。ここでは、加振前に実施した静的水平載荷実験から得られた杭の静的水平地盤反力係数と動的加振実験から得られた杭の動的水平地盤反力係数を比較し、加振に伴う杭の水平地盤反力係数の低減傾向を考察する。各種実験による計測値からの杭の水平地盤反力係数の算出手順は 2 章のとおりである。

図 4.7 に、杭の静的ならびに動的水平地盤反力係数 (k_{ho} ならびに k_{hl}) と、それらから得られる加振に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 k_{hl}/k_{ho}^* について、各ケースで間隙水圧計の設置深度が共通し、静的地盤反力係数を確認することができた G.L.-1.0m、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m における算出値を代表例として示す。なお、 k_{hl}/k_{ho}^* を求める際の k_{ho} は、杭地表面変位が杭径の 1% (0.5cm) となる時の当該深度での杭の水平変位 y_0 に応じた算出値 (図中の丸プロット) としており、 k_{hl} は、加振中全 20 波の当該深度における杭と地盤の

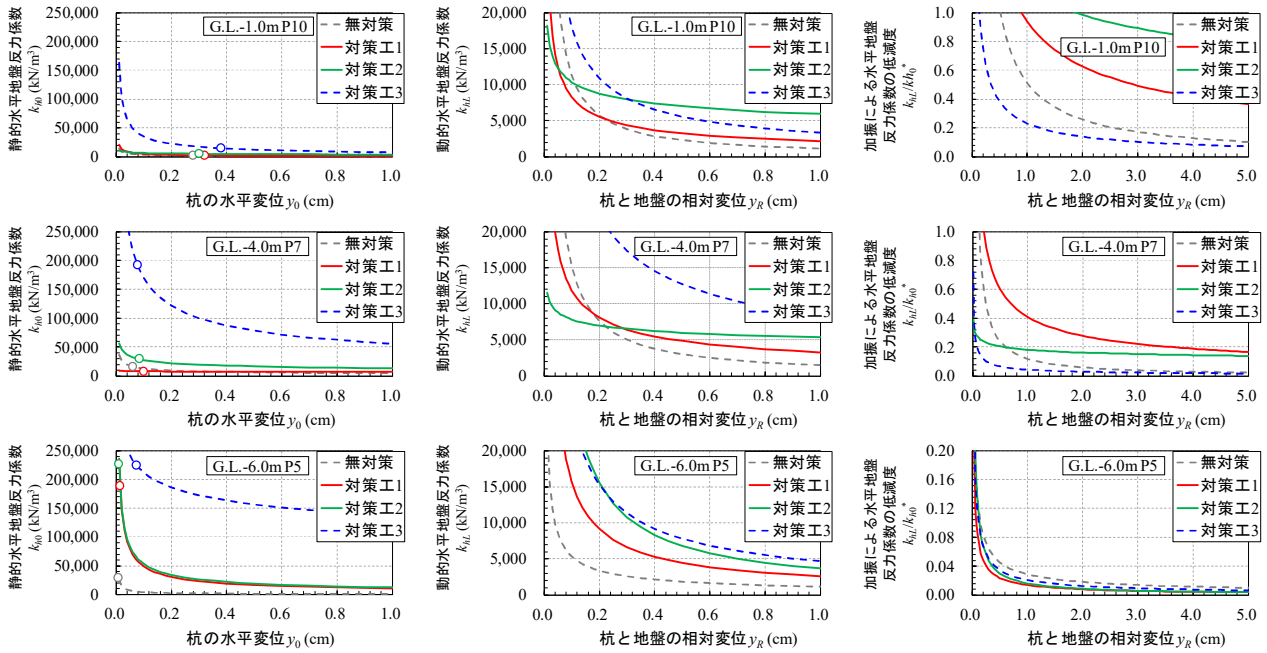


図 4.7 G.L. -1.0m, G.L. -4.0m, G.L. -6.0m における杭の静的ならびに動的地盤反力係数 (k_{f0} ならびに k_{HL}) と加振に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度 (k_{HL}/k_{f0}^*)

相対変位 y_R に応じた算出値としている。

図 4.7 より、地盤改良壁の杭からの離れを狭く設定した対策工 3 において加振前の k_{h0} が他のケースよりも大きく増加しており、加振中の k_{HL} は対策工 1、2 と概ね同程度のオーダーであることが分かる。対策工を施した全てのケースにおいて、加振中の k_{HL} は無対策ケースよりも大きな値が得られている。対策工 1、2 の加振前の k_{h0} は G.L.-1.0m、G.L.-4.0m において無対策ケースと大きく異ならないが、加振中の k_{HL} は y_R が 0.2mm を越える辺りから無対策ケースよりも大きな値が得られている。これらのことから、加振に伴う杭の水平地盤反力係数の低減傾向として、対策工 3 では加振前の k_{h0} が大きなことから大きく低減する k_{HL}/k_{h0}^* を示したが、対策工 1、2 では G.L.-1.0m、G.L.-4.0m において無対策ケースよりも低減し難い k_{HL}/k_{h0}^* を示した。G.L.-6.0m では、全てのケースにおいて加振に伴い k_{h0} が大きく低減する k_{HL}/k_{h0}^* を示したが、これは、無対策ケース、対策工 1、2 において、杭地表面変位が杭径 1% 時における当該深度での y_0 が小さいことから k_{h0}^* が大きく評価されたことによる。

図 4.8 に、 k_{h0} ならびに y_0 が明確に確認された上層 G.L.-1.0~4.0m における液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B の深度分布とその平均値を示す。対策工 2、3 では、G.L.-2.0m で加振中の水平地盤反力係数が大きく増加する係数を示したため平均値が大きくなっているが、G.L.-3.0m、G.L.-4.0m において

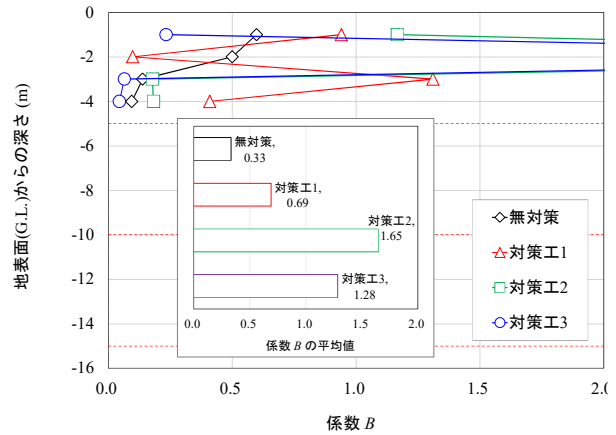


図 4.8 係数 B の深度分布

は無対策ケースと同等の値を示している。一方、対策工 1 では、評価した全深度において概ね無対策ケースよりも大きな係数 B の値を示しており、地盤改良壁内側での液状化抑制効果が認められたと考える。

以上の実験結果の考察から、今回の実験ケースにおいては地盤改良壁の杭からの離れ、すなわち、地盤改良壁で囲まれる地盤の範囲を狭く設定した対策工 3 で、杭周辺地盤のせん断変形ならびに過剰間隙水圧の抑制効果が最も確認された。しかし、対策工 3 では、静的地盤反力係数の増加が認められ、橋梁全体系としての構造変化を伴うことも考えられる。一方、その傾向に大小はあるものの、対策工を施した全てのケースにおいて地盤改良壁内側で液状化を抑制する本対策手法の

杭の耐震補強効果が得られていることが分かった。今後、さらに合理的な地盤改良壁の強度や形状について検討する必要があると考える。

4. 3 動的有効応力解析による対策効果の検証

遠心力模型実験における対策工 1 の条件に対し、3次元動的有効応力解析による対策工の効果の検証を試みた。解析条件の概要を図 4.9 に示す。動的有効応力解析コードならびに杭および地盤のモデル化は 3 章のとおりである。地盤改良壁は弾完全塑性モデルとし、改良体の引張特性は c 材として考慮した。改良体と地盤の境界には、杭と地盤境界同様ジョイント要素等を設けていない。地盤改良壁の解析に必要なパラメータの設定根拠は図 4.9 中の表の備考欄に示す。入力加速度波形は、図 4.2 に示す対策工 1 の基盤で計測された加速度波形とした。なお、解析に先立ち、地盤の初期有効応力を得るための初期応力解析を実施している。

上記の解析で得られた杭の曲げモーメント最大値の深度分布を図 4.10 に、杭頭錘の応答加速度を図 4.11 に、それぞれ実験結果と比較して示す。なお、杭の曲げモーメントの各深度における時刻歴からの最大値の算出方法は、図 4.5 と同様である。

図 4.10、図 4.11 より、3 章と同様に地盤内の杭の曲げモーメント、杭頭錘の応答加速度は全体的に過小評価されているものの、杭の曲げモーメントの深度分布は実験結果と同様に G.L.-3.0m 付近から地表面に向かって大きくなる、すなわち、地盤改良壁内側での液化化が抑制され、地盤が杭の反力体としての機能を保持していることが解析からも示されたと考える。また、杭頭錘の応答加速度は、加振序盤に実験結果との乖離が確認されるが、加振序盤以降の振幅値や位相、減衰

傾向は実験結果と良い整合を示した。

図 4.12 に、解析から得られた G.L.-1.0m、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m、G.L.-10.0m における地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。

図 4.12 より、振動による動水圧も含まれているが波形データ中心で評価すれば、いずれの深度も地盤改良壁内側において過剰間隙水圧の発生が抑制されており、G.L.-4.0m～G.L.-10.0m では実験結果と傾向が類似している。一方、G.L.-1.0m では、実験で確認された緩やかな過剰間隙水圧の上昇傾向は再現されていないが、実験において 50sec.迄に上昇した値を再現している。

図 4.13 に、解析から得られた G.L.-1.0m、G.L.-4.0m、G.L.-6.0m、G.L.-10.0m における加振 20 波に応じた地盤改良壁内外の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を示す。

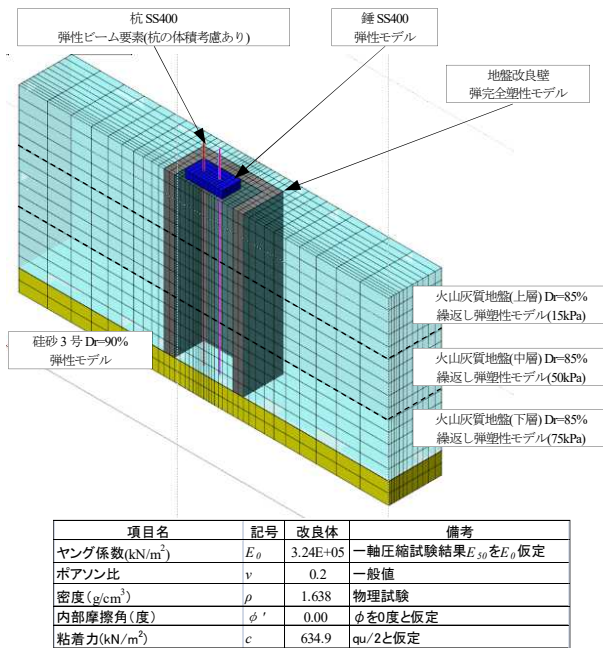


図 4.9 3次元動的有効応力解析 (LIQCA) による対策工 1 の解析モデル図

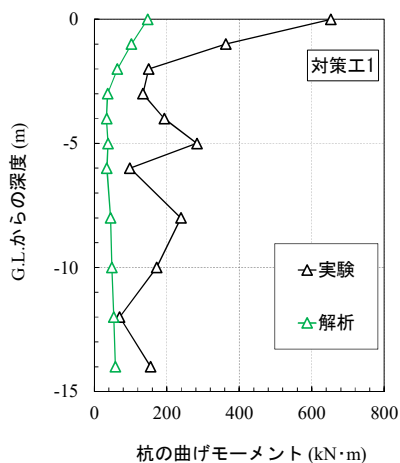


図 4.10 解析による対策工 1 の杭の曲げモーメント最大値深度分布の実験結果との比較

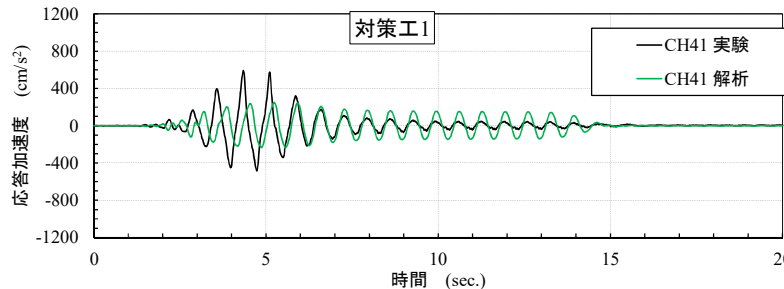


図 4.11 解析による対策工 1 の杭頭錘の応答加速度時刻歴の実験結果との比較

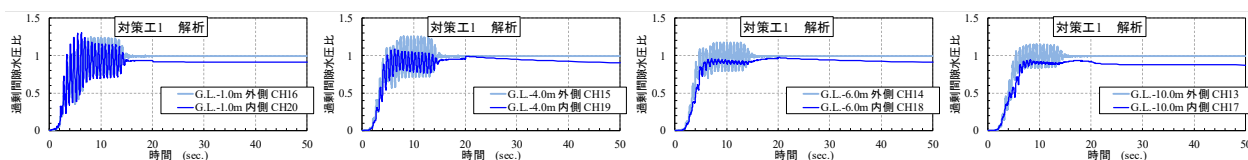


図 4.12 解析による G. L. -1.0m、G. L. -4.0m、G. L. -6.0m、G. L. -10.0m における地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比の時刻歴

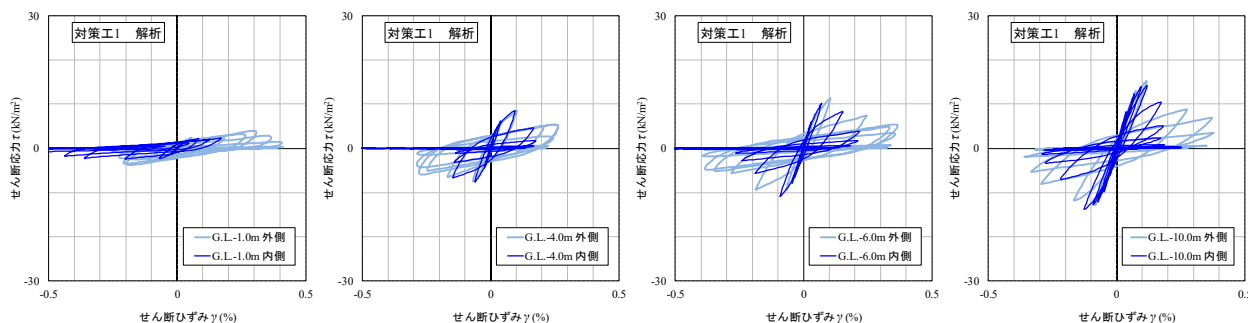


図 4.13 解析による G. L. -1.0m、G. L. -4.0m、G. L. -6.0m、G. L. -10.0m における地盤改良壁内外の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係

図 4.13 より、いずれの深度も地盤改良壁内外におけるせん断ひずみの値が実験結果 (図 4.3) よりも小さく評価されたものの、地盤改良壁内側で生じたせん断応力が外側と同等であるにもかかわらず、地盤改良壁内側でせん断ひずみが抑制されていることが分かり、解析からも本対策手法の耐震補強効果が確認された。

4. 4 まとめ

液状化が生じる火山灰質地盤中の杭基礎の耐震補強技術の一手法として、既設構造とは非接触の地盤改良壁で杭基礎周辺地盤を囲い込み、地盤改良壁内側のせん断変形を抑制し液状化の発生を抑制する手法の耐震補強効果を遠心力模型実験および動的有効応力解析より検証した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 対策工とした地盤改良壁の杭からの離れを、最外周杭の杭径中心から杭径の 4 倍および 2 倍とし良質層に着底させたケース、4 倍としたケースで良質層へ非着底としたケースの動的加振実験による地盤の応答挙動の考察から、全ての対策工ケースにおいて、地盤改良壁内側杭周辺地盤のせん断変形ならびに過剰間隙水圧の上昇が抑制されており、本対策手法の液状化抑制効果が確認された。
- 2) 地盤改良壁を良質層へ着底させたケースでは、改良体外側地盤の液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の密度化により、改良体が地表面から突出していた。非着底としたケースでは、地盤の沈下に追従して地表面とほぼ一体の垂直沈下が生じていた。
- 3) 動的加振実験による杭の応答挙動の考察から、全て

の対策工ケースにおいて、地盤改良壁内側での杭の曲げモーメントの発生が抑制されていること、杭頭加速度が比較的継続して応答していることから、液状化に伴う杭周辺地盤の剛性低下が抑制されており、地盤が杭の反力体としての機能を保持している、すなわち、本対策手法による杭の耐震補強効果が確認された。

- 4) 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数の評価からも、全ての対策工ケースにおいて本対策手法による杭の耐震補強効果が確認されたが、杭周辺地盤のせん断変形ならびに過剰間隙水圧の抑制効果が最も確認された地盤改良壁の杭からの離れを杭径の 2 倍とした、すなわち、地盤改良壁で囲まれる地盤の範囲を狭く設定したケースでは、静的地盤反力係数の増加が認められ、橋梁全体系としての構造変化を伴うことが考えられる。
- 5) 最も合理的と考えられた地盤改良壁の杭からの離れを杭径の 2 倍とし、良質層へ着底させたケースの対策工効果を 3 次元動的有効応力解析より検証の結果、杭の曲げモーメント、杭頭の応答加速度が全体的に過小評価されたものの、杭の曲げモーメント最大値の深度分布から杭周辺地盤が杭の反力体としての機能を保持していること、過剰間隙水圧の抑制傾向が実験結果と類似していること、地盤改良壁内側でせん断ひずみが抑制されていることから、解析からも地盤改良壁内側で液状化を抑制する本対策手法の杭の耐震補強効果が確認された。

5. まとめ

本研究では、砂質土とは異なる物理・力学特性を示す火山灰質地盤と杭基礎の地震時相互作用を適切に評価・把握し、火山灰質地盤の液状化特性・地震時力学挙動を考慮した杭基礎の耐震性評価技術ならびに耐震補強技術を検討した。本検討によって得られた知見を以下にまとめる。

5. 1 液状化層の堆積状況の異なりが杭基礎の耐震性へ及ぼす影響の評価

広く複雑に堆積する火山灰質地盤における杭基礎の耐震性評価技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的に、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況の異なりが地震時の杭基礎の挙動ならびに耐震性に及ぼす影響、特に、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減傾向について低減度を表す関係式を提案し、杭の水平地盤反力係数の低減係数の違いについて遠心力模型実験から検証した。その結果、以下の知見を得た。

- 液状化層厚を全層、上 2/3、上 1/3 と順に薄く変化させた実験ケースでは、設定した液状化層で液状化が生じており、液状化が生じた各ケースの同一深度を比較すると過剰間隙水圧の上昇時間・傾向に大きな違いはない。
- 液状化層と非液状化層を互層とし層順を逆転させた実験ケースでは、それぞれ下位に堆積する液状化層で発生した過剰間隙水圧が非液状化層へ伝播していることが考えられた。特に、中層を液状化層とした実験ケースでは、中層で過剰間隙水圧が急激に上昇し、過剰間隙水圧比が 1.0 に達する時間が早い。
- 全ての実験ケースにおいてその程度に違いはあるものの、上層、中層の地盤の加速度、杭の曲げモーメントの応答が過剰間隙水圧の上昇、すなわち、液状化の進展に伴い減衰する傾向を示した。
- 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減度と水平変位量との関数式を整理し、関係する係数を検討した結果、変位量に応じた低減勾配を示す係数は、液状化層を全層とした実験ケースと互層とした実験ケースでは同様の値を示し、液状化層厚を上 2/3、上 1/3 と順に薄くした実験ケースではこれらよりも急勾配である値を示した。
- 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減を示す係数は、液状化層厚を上 2/3、中層のみを液状化層とした実験ケースで杭の水平地盤反力係数が大きく低減する値が得られた。中層のみを液状化層とした実験ケースでは、加振前の静的水平地

盤反力係数が大きく、各種応答値の減衰傾向からも急激に液状化が生じた中層からの過剰間隙水圧の伝播が地盤の初期剛性を大きく低下させたと考えられる。

- 液状化層厚を上 2/3 とした実験ケースでは、加振中に地盤内に生じる加速度パワー、地盤のせん断ひずみ、地盤の卓越周波数の変化に着目した考察の結果、液状化層厚を全層、上 1/3 とした実験ケースと比較して、地盤の固有周波数が入力した地震動の周波数に近く、地盤内で加速度やせん断ひずみが応答し易かったものと考えられた。液状化層、非液状化層、また、その層厚にかかわらず、各ケース固有の卓越周波数を地盤全層において示した。
- 地盤の固有周波数が入力周波数に近い液状化層厚を上 2/3 とした実験ケースでは、上層で加速度が大きく増幅し最大値を示したが、地盤全層において緩やかな加速度パワーの累積傾向を示した。地盤の固有周波数が入力周波数と異なる液状化層厚を全層、上 1/3 とした実験ケースでは、中層で加速度の増幅が大きく上層ではほぼ応答しない似通った挙動を示した。
- 液状化層厚を全層、上 2/3、上 1/3 とした実験ケースで評価した地盤内の加速度パワーの累積傾向は、過剰間隙水圧が概ねピークに達する頃よりその上昇が留まることが確認され、これは、過剰間隙水圧の上昇による液状化の進展により地盤の初期剛性が低下し、加速度が応答しなくなったと考えられる。
- 液状化層厚を全層、上 2/3、上 1/3 とした実験ケースで評価した地盤のせん断ひずみの累積傾向は、各層各時間において累積されており、過剰間隙水圧が概ねピークに達した後も生じている。地盤の固有周波数が入力周波数に近い液状化層厚を上 2/3 とした実験ケースでは、全層において比較的継続したせん断ひずみが生じており、地盤の固有周波数が入力周波数と異なる他の 2 つの実験ケースと比較して大きな累積値が得られていたことから、全層において比較的継続した繰返しせん断を受けることにより、液状化ならびに地盤の剛性低下が助長されるものと考えられ、これにより杭の水平地盤反力係数が他の実験ケースよりも大きく低下したものと考えられる。

5. 2 火山灰質地盤と杭基礎の地震時相互作用を適切に評価した杭基礎の耐震性評価技術の検討

液状化が生じる火山灰質地盤における杭基礎の対策必要箇所の抽出・優先度を決定するための評価手法

の確立を目的に、液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況を変化させた杭基礎の遠心力模型実験における火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討し、動的有効応力解析 (LIQCA) による再現解析から液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減が大きなケースの要因について検証した。その結果、以下の知見を得た。

- 杭のモデル化にあたり、弾性ビーム要素とした杭モデルに対し等変位拘束 (MPC 拘束) を用いて杭の断面積を考慮すること、また、杭の Rayleigh 減衰に杭の固有周波数を考慮した剛性比例型の減衰定数 α を設定することにより杭の挙動を比較的良く再現する結果が得られた。一方、杭の曲げモーメントは全体的に過小評価されており、実験における杭の回転挙動等の考慮が今後の課題として考えられた。
- 地盤のモデル化にあたり、地盤のパラメータ設定において同一の物性を示す土層であっても深度 5m 間隔程度で拘束圧を考慮した動的力学試験結果を用いること、地盤の Rayleigh 減衰に地盤の固有周波数および拘束圧を考慮した剛性比例型の減衰定数 α を設定すること、変相応力比を三軸圧縮試験 (CUbar) の変相角から設定すること、特に、非液状化層であっても過剰間隙水圧の発生が認められることから有効応力モデルを適用することにより地盤の挙動をより適切に再現する結果が得られた。
- 実験の再現解析結果、解析による地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係から、液状化層厚を上 2/3 としたケース 2 では全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性低下を助長させたこと、中層のみを液状化層としたケース 4 では非液状化層とした上層の過剰間隙水圧比が 1.0 に至らないものの比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し地盤の初期剛性が大きく低下したこと、とする実験結果からの推察を検証する結果が得られた。

5. 3 火山灰質地盤と杭基礎の地震時相互作用を適切に評価した杭基礎の耐震補強技術の検討

液状化が生じる火山灰質地盤中の杭基礎の耐震補強技術の一手法として、既設構造とは非接触の地盤改良壁で杭基礎周辺地盤を囲い込み、地盤改良壁内側のせん断変形を抑制し液状化の発生を抑制する手法の耐震補強効果を遠心力模型実験および動的有効応力解析より検証した。その結果、以下の知見を得た。

- 対策工とした地盤改良壁の杭からの離れを、最外周杭の杭径中心から杭径の 4 倍および 2 倍とし良質層

に着底させたケース、4 倍としたケースで良質層へ非着底としたケースの動的加振実験による地盤の応答挙動の考察から、全ての対策工ケースにおいて、地盤改良壁内側杭周辺地盤のせん断変形ならびに過剰間隙水圧の上昇が抑制されており、本対策手法の液状化抑制効果が確認された。

- 地盤改良壁を良質層へ着底させたケースでは、改良体外側地盤の液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う地盤の密度化により、改良体が地表面から突出していた。非着底としたケースでは、地盤の沈下に追従して地表面とほぼ一体の垂直沈下が生じていた。
- 動的加振実験による杭の応答挙動の考察から、全ての対策工ケースにおいて、地盤改良壁内側での杭の曲げモーメントの発生が抑制されていること、杭頭加速度が比較的継続して応答していることから、液状化に伴う杭周辺地盤の剛性低下が抑制されており、地盤が杭の反力体としての機能を保持している、すなわち、本対策手法による杭の耐震補強効果が確認された。
- 火山灰質地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数の評価からも、全ての対策工ケースにおいて本対策手法による杭の耐震補強効果が確認されたが、杭周辺地盤のせん断変形ならびに過剰間隙水圧の抑制効果が最も確認された地盤改良壁の杭からの離れを杭径の 2 倍とした、すなわち、地盤改良壁で囲まれる地盤の範囲を狭く設定したケースでは、静的地盤反力係数の増加が認められ、橋梁全体系としての構造変化を伴うことが考えられる。
- 最も合理的と考えられた地盤改良壁の杭からの離れを杭径の 2 倍とし、良質層へ着底させたケースの対策工効果を 3次元動的有効応力解析より検証の結果、杭の曲げモーメント、杭頭の応答加速度が全体的に過小評価されたものの、杭の曲げモーメント最大値の深度分布から杭周辺地盤が杭の反力体としての機能を保持していること、過剰間隙水圧の抑制傾向が実験結果と類似していること、地盤改良壁内側でせん断ひずみが抑制されていることから、解析からも地盤改良壁内側で液状化を抑制する本対策手法の杭の耐震補強効果が確認された。

本検討の対象とした杭種 (径、剛性)、地震動は 1 つであり、また、橋台等における背面土圧や側方流動圧が作用しない条件であることから、今後、多様な構造的状況における杭基礎への本耐震性評価手法および耐震補強手法の適用性を確認し、汎用性を見出したいと考えている。

参考文献

- 1) 千葉県 県土整備部：東日本大震災の記録 ～公共土木施設の復旧対応について～、第8章 復旧事例、(1) 道路、1) 神崎大橋の復旧、2013。
https://www.pref.chiba.lg.jp/gikan/kikaku/documents/08_01_1.pdf (2020年7月21日確認)
- 2) 内閣官房：国土強靱化基本計画、2018。
https://www.cas.go.jp/jp/seisaku/kokudo_kyoujinka/pdf/kk-honbun-h301214.pdf (2020年7月21日確認)
- 3) 火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会：火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-122、1995。
- 4) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書およびシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-74、1999。
- 5) 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工、被災事例～、地盤工学会北海道支部、pp.1-130、2010。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、2017。
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2019。
- 8) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、[基礎構造物] (平成24年版)、2012。
- 9) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破砕性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形一強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.221-229、1996。
- 10) 三浦清一、八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破砕とその評価、土木学会論文集、No.561/III-38、pp.257-269、1997。
- 11) 阿曾沼剛、三浦清一、八木一善、田中洋行：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法、土木学会論文集、No.708/III-59、pp.161-173、2002。
- 12) 江川拓也、西本聡、富澤幸一：火山灰質地盤に施工された杭基礎の水平抵抗特性、寒地土木研究所月報、No.699、pp.29-35、2011。
- 13) 富澤幸一、三浦清一：火山灰地盤における杭基礎の支持力特性に関する検討、土木学会論文集C、Vol.63、No.1、pp.125-139、2007。
- 14) 風岡基樹、三浦清一、八木一善、海野寿康、鈴木輝之、伊藤陽司：講座 火山灰質土 ―その性質と設計施工― 6.火山灰質地盤の被害事例、土と基礎、Vol.54、No.2、pp.45-54、2006。
- 15) 高田誠、北村良介、北田貴光、富山貴史：二次しらす地盤の動的力学特性と液状化ポテンシャル、土木学会論文集、No.631/III-48、pp.61-69、1999。
- 16) 風岡修、楠田隆、香村一夫、楡井久：軽石質火山灰の混入が砂層の液状化強度に与える影響、日本地質学会学術大会講演要旨、巻107th、p.193、2000。
- 17) 國生剛治、三森祐貴、石田小百合：エネルギー法とFL法による液状化判定の比較 ―2003年十勝沖地震端野町ケーススタディー―、第49回地盤工学研究発表会、pp.1559-1560、2014。
- 18) 江川拓也、山梨高裕、富澤幸一：火山灰質土の液状化特性に関する検討―北海道における調査事例報告―、日本地震工学会論文集、第16巻、第1号、pp.352-364、2016。
- 19) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：千島海溝沿いの地震活動の長期評価 (第三版)、2017。
https://www.jishin.go.jp/main/chousa/kaikou_pdf/chishima3.pdf (2020年7月21日確認)
- 20) 八木一善、三浦清一、志比川清史：2003年十勝沖地震によって被災した火山灰地盤の工学的特徴、地盤工学会北海道支部技術報告集、第44号、pp.207-216、2004。
- 21) 山下聡、小川かける、川尻俊三、川口貴之、渡邊達也：北海道胆振東部地震で被災した火山灰造成宅地の液状化特性―2003年十勝沖地震で被災した火山灰造成農地との比較―、地盤工学会北海道支部技術報告集、第59号、pp.145-152、2019。
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.161-170、2017。
- 23) 江川拓也、磯部公一、島山乃：液状化した火山灰質地盤における杭の水平地盤反力係数の評価、土木学会論文集C、Vol.76、No.2、pp.191-203、2020。
- 24) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.61-72、2001。
- 25) 室野剛隆、館山勝、青木一二三、堀井克己、鶴田由希：盛土の耐震検討に用いる地震動波形に関する一考察、レベル2地震に対する土構造物の耐震設計シンポジウムおよび講習会テキスト、pp.347-354、2000。
- 26) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T. and Kato, M. : A finite element analysis of liquefaction of seabed due to wave action, Geo-Coast'91, pp.621-626、1991。
- 27) 内海直樹、中井正一、石田理永、苑徳君：千葉市の表層地盤構造に関する研究―地形・地盤情報と微動計測結果のデータベース化―、第38回地盤工学研究発表会論文集、pp.163-164、2003。
- 28) 鈴木吉夫、斎藤聡、鬼丸貞友、木村玄、内田明彦、奥村良介：深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工、土と基礎、Vol.44、No.3、pp.46-48、1996。
- 29) 内田明彦、小田島暢之、山下清：東北地方太平洋沖地震における格子状地盤改良を施した建物基礎の挙動、日本建築学会技術報告集、Vol.19、No.42、pp.481-484、2013。

- 30) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案、
pp.100-117、2006.
- 31) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、
pp.284-289、2017.

ASTUDY ON ASEISMIC REINFORCEMENT OF PILE FOUNDATION IN VOLCANIC ASH GROUND

Research Period : FY2015-2019

Research Team : Cold Region Construction
Engineering Research Group
(Geotechnical)

Author : HATAKEYAMA Osamu
HAYASHI Hirochika
EGAWA Takuya

Abstract : Many pile foundations built during Japan's high-growth period were constructed before aseismic design methods had been established. As a result, aging and deformation are observed in earthquake history records in some cases, and it is necessary to prepare maintenance, management and aseismic design methods based on appropriate assessment of ground properties. In Japan, which is a volcanic country volcanic products are accumulated over extensive areas. In Hokkaido in particular 40% of the total land area is covered with unconsolidated volcanic products and the types and properties of volcanic ash soil are diverse. While pile foundations in volcanic ash ground are designed based on the specifications of sandy soil, volcanic ash soil has peculiar mechanical characteristics due to particle breakage. The results of past studies revealed that the bearing capacity of pile foundations in volcanic ash ground is smaller than the design value based on sandy soil. Large earthquakes in recent years have also caused liquefaction of volcanic ash ground resulting in increased large-scale ground deformation and other types of damage. Accordingly, it is desirable to clarify the seismic behavior of volcanic ash ground and establish appropriate seismic assessment methods. This study accurately assessed the seismic behavior of volcanic ash soil including its liquefaction mechanism and presented test and aseismic design techniques as methods for seismic assessment of pile foundations.

Key words : volcanic ash soil, liquefaction, pile foundation, seismic assessment, seismic reinforcement